

HISTORISCHE DACHWERKE BEURTEILUNG, REALITÄTSNAHE STATISCHE ANALYSE UND INSTANDSETZUNG

Andreas Meisel



Dissertation
Institut für Holzbau und Holztechnologie
Fakultät für Bauingenieurwissenschaften
Technische Universität Graz

Erster Gutachter: Univ.-Prof. DI Dr. techn. Gerhard Schickhofer

Zweiter Gutachter: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Stefan M. Holzer

Hamburg, 1. Juni 2015

Die vorliegende Arbeit wurde an der Fakultät für Bauingenieurwissenschaften der Technischen Universität Graz als Dissertation zur Erlangung des akademischen Grades eines Doktors der technischen Wissenschaften (Dr. techn.) angenommen.

Tag des Rigorosums: 10. August 2015

Herausgeber:

Technische Universität Graz

Institut für Holzbau und Holztechnologie

Inffeldgasse 24

8010 Graz

Österreich

Tel. +43 316 873-4601

Fax. +43 316 873-4619

www.lignum.tugraz.at

Alle Abbildungen ohne Nachweis stammen vom Verfasser.

Verlag der Technischen Universität Graz

www.ub.tugraz.at/Verlag

ISBN: folgt beim Druck

Bibliografische Information der Deutschen Bibliothek:

Die Deutsche Bibliothek verzeichnet diese Publikation in der Deutschen Nationalbibliografie; detaillierte bibliografische Daten sind im Internet über <http://dnb.ddb.de> abrufbar.

© 2015, TU Graz

Das Werk einschließlich aller Teile ist urheberrechtlich geschützt. Jede Verwertung außerhalb der engen Grenzen des Urheberrechtsgesetzes ist ohne Zustimmung des Autors unzulässig und strafbar. Das gilt insbesondere für Vervielfältigungen, Übersetzungen, Mikroverfilmungen und die Einspeicherung und Verarbeitung in elektronischen Systemen.

DANKSAGUNG

Die Erstellung der vorliegenden Arbeit wäre ohne folgende Personen nicht möglich gewesen. Daher bedanke ich mich hiermit ganz herzlich bei

- meiner Familie, für die unermüdliche Motivation, das große Verständnis und die teils herbe stilistische Kritik.
- meinen Eltern, die mir immer Rückhalt und Stütze boten.
- Herrn Prof. Dr. techn. Gerhard Schickhofer, für seine freundschaftliche Unterstützung und die Bereitstellung des organisatorischen Rahmens, um forschend tätig werden zu können.
- Herrn Prof. Dr.-Ing. Stefan Holzer für seine freundliche Unterstützung und Tätigkeit als zweiter Gutachter.
- den Kolleginnen und Kollegen vom Institut für Holzbau und Holztechnologie und der holz.bau forschungs GmbH sowie den Mitautoren bei den Publikationen. Besonderen Dank schulde ich...
- Herrn Dr. techn. Thomas Moosbrugger, als mit Abstand kritikfreudigsten Mitautor der Zeitschriftenbeiträge.
- Herrn Gregor Silly, für die Unterstützung bei den Bestandserfassungen und den kollegialen Austausch.
- Herrn Bernhard Wallner, für die Durchführung und die erste Auswertung der Prüfungen an den Weißschwänzen, Kämmen und Überblattungen.
- Herrn Dr. techn. Thomas Bogensperger, für die Bereitstellung seines theoretischen Hintergrundwissens.
- Herrn Jérôme Ortner, für die Unterstützung bei den Prüfungen und die Verfassung einer Diplomarbeit zur Instandsetzung von Dachwerken.
- Herrn Markus Kirchler, Bertram Buchhäusl und Daniel Platzer für den Gedankenaustausch im Zuge der Erstellung ihrer Diplomarbeiten.
- Herrn Johann Zehetgruber, für den regen Gedankenaustausch bezüglich der Themen Entwicklungsgeschichte und Validierung von Berechnungsergebnissen.
- Herrn Dr. techn. Ulrich Hübner, für seine zahlreichen kollegialen und fachlichen Tipps.
- Herrn Bernd Heisenberger für die gewissenhafte Herstellung der Prüfkörper.
- den Fördergebern der beiden Forschungsprojekte:
D(N)ACHHALTIGKEIT GRAZ, finanziert vom Zukunftsfond Steiermark und der Stadt Graz und
HOLZ-HOLZ-VERBINDUNGEN, finanziert von der Österreichischen Forschungsförderungsgesellschaft und den Unternehmen Hans Hundegger GmbH, Holzbau Dallago, Holzbau Hirschböck und König-Gruber.
- Herrn Dr.-Ing. Heiko Koch und Dr.-Ing. Bernd Köck, für die freundliche Beantwortung meiner zahlreichen Fragen zu deren Dissertationen.
- allen Privatpersonen und Liegenschaftsverwaltern, die mir die Begehung und Erfassung historischer Dachwerke ermöglichten.
- Frau Barbara Göldi und Herrn Ottokar Schreiber für die gründlichen stilistischen Korrekturen.
- meinem Arbeitgeber WK Consult Hamburg, für das Entgegenkommen bei der Arbeitszeit und
- nicht zuletzt meinen Arbeitskollegen Frau Karla Prechtl, Herrn Hermann Türk, Herrn Roy Mainusch und Herrn Lars Winkelmann für das Korrekturlesen einzelner Kapitel.

EIDESSTÄTTLICHE ERKLÄRUNG

Hiermit erkläre ich an Eides statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbständig und ohne fremde Hilfe verfasst, andere als die angegebenen Quellen nicht benutzt und die den benutzten Quellen wörtlich und/oder inhaltlich entnommenen Stellen als solche kenntlich gemacht habe.

Ich versichere, dass ich dieses Dissertationsthema bisher weder im In- noch im Ausland (einem Beurteiler oder Beurteilerin) in irgendeiner Form als Prüfungsarbeit vorgelegt habe.

Andreas Meisel

Hamburg, am 1. Juni 2015



KURZFASSUNG

Die realitätsnahe statische Analyse und Beurteilung historischer Dachtragwerke aus Holz erweist sich meist ungleich schwieriger als die von Ingenieurholzbauten. Als Grundlage für das Verständnis der Konstruktion historischer Dachwerke wird zuerst auf deren geschichtliche Entwicklung aus statischer Sicht eingegangen.

Danach wird ein auf Basis zahlreicher Bestandsanalysen und statischer Analysen entwickeltes Beurteilungsschema vorgestellt. Das darauf folgende Kapitel befasst sich mit den Herausforderungen und möglichen Vorgehensweisen bei der Modellbildung sowie der Tragwirkung ausgewählter historischer Dachwerke.

Aufgrund unzureichender Literaturangaben wurden umfangreiche prüfungsbasierende Untersuchungen an Holznagel-, Weißschwanz- und Kammverbindungen durchgeführt. Aus diesen wurden Ingenieurmodelle zur Ermittlung der Tragfähigkeit und der Steifigkeiten abgeleitet. Nach der Behandlung des Tragvermögens der Dachlattung wird abschließend ein Nachweiskonzept für die Reparatur von Einzelschäden an Knoten vorgeschlagen und anhand von Beispielen illustriert.

HISTORIC ROOF STRUCTURES: EVALUATION, REALISTIC STRUCTURAL ANALYSES AND REPAIR

The structural analysis and evaluation of historic roof structures made of timber is usually far more difficult than those of modern timber structures. First of all, an overview of the historical development based on statics is given to contribute to a better understanding of the reasons for the different types of these structures.

After that a methodology for site evaluation is presented which is based on numerous evaluations, damage analysis and structural analyses. The subsequent chapter deals with the challenges and possible approaches of a structural analyses and with the load transfer of selected historic roof structures.

Due to a lack of existing literature, extensive tests on joints with timber pegs, laps and notches were performed and both proposals for the design and for the determination of the stiffnesses of these joints are given here. After pointing out the influence of the roofing lath on spatial load bearing behaviour, finally a concept is proposed and illustrated for the design of the repair of single joint-damages.

INHALTSVERZEICHNIS



Bild 0.1 Historischer Sparrenquerschnitt.
Fig. 0.1 Cross section of a historic rafter.

Kurzfassung.....	1
1 EINLEITUNG	
1.1 Motivation	11
1.2 Ziele	13
1.3 Stand der Wissenschaft	15
1.4 Inhaltsübersicht	18
1.5 Publikationsliste	19
2 KLASSIFIZIERUNG UND ENTWICKLUNG (AUS STATISCHER SICHT)	
2.1 Motivation und Einführung	23
2.2 Nomenklatur und Klassifizierung	24
2.3 Entwicklung	29
2.4 Verbindungen	36
2.5 Zusammenfassung	37
3 METHODIK ZUR ZUSTANDSBEURTEILUNG	
3.1 Motivation, Zielsetzung und Begriffe	41
3.2 Tragsicherheitsverlauf über die Zeit	42
3.3 Erster Befund (semi-visuell) und Analyse	43
3.4 Zustandsbeurteilung	45
3.5 Beurteilungsbeispiele	50
3.6 Zusammenfassung	53
4 STATISCHE ANALYSE UND TRAGWIRKUNG	
4A GRUNDLAGEN	
4A.1 Motivation und Einführung	57
4A.2 Stand der Wissenschaft	58
4A.3 Stand der Technik und Praxis	59
4A.4 Zimmermannsmäßige Verbindungen	61
4A.5 Material, Abmessungen und weitere Effekte	64
4A.6 Einwirkungen	66
4A.7 Tragwirkung ausgewählter Beispiele	66
4A.8 Verifikation mittels Kraftmessungen	71
4A.9 Zusammenfassung und Ausblick	72
4B ZIMMERMANNSMÄSSIGE VERBINDUNGEN – ENTWICKLUNG, KLASSIFIZIERUNG UND TRAGVERHALTEN	
4B.1 Einführung und Motivation	75
4B.2 Geschichtliche Entwicklung	76
4B.3 Nomenklatur und Klassifizierung	78
4B.4 Tragverhalten	83
4B.5 Zusammenfassung	89

4C	TRAGFÄHIGKEIT UND VERFORMUNGSVERHALTEN VON HART- UND WEICHHOLZNÄGELN	
4C.1	Einleitung	93
4C.2	Stand der Wissenschaft	95
4C.3	Prüfungen im Labor	98
4C.4	Bemessung und Modellbildung	103
4C.5	Zusammenfassung	104
4C.6	Ausblick	104
4D	TRAGFÄHIGKEIT UND VERFORMUNGSVERHALTEN VON DRUCKBEANSPRUCHTEN BLATTVERBINDUNGEN	
4D.1	Einleitung	107
4D.2	Prüfungen im Labor	109
4D.3	Bemessung und Modellbildung	115
4D.4	Zusammenfassung	118
4E	TRAGFÄHIGKEIT UND VERFORMUNGSVERHALTEN VON KAMMVERBINDUNGEN	
4E.1	Einleitung	121
4E.2	Prüfungen im Labor	124
4E.3	Bemessung und Modellbildung	129
4E.4	Zusammenfassung	131
4F	TRAGVERMÖGEN DER DACHLATTUNG	
4F.1	Einführung und Motivation	135
4F.2	Konstruktive Ausführung	136
4F.3	Arten der Tragwirkung	137
4F.4	Prüfungen zur Ermittlung der Schubsteifigkeit in Dachebene	139
4F.5	Implementierung in Stabmodelle	141
4F.6	Zusammenfassung	143
5	INSTANDSETZUNG	
5.1	Einführung und Motivation	147
5.2	Grundsätze	148
5.3	Vorgehensweisen	149
5.4	Statische Analyse	151
5.5	Instandsetzungsbeispiele	153
5.6	Zusammenfassung	157
6	RESÜMEE	
6.1	Zusammenfassungen	161
6.2	Erkenntnisse	165
6.3	Zukünftiger Forschungsbedarf	166
6.4	Ausblick	168

7	LITERATURVERZEICHNIS	175
ANHANG A: ERFASSUNGEN HISTORISCHER DACHWERKE		
A.1	Ferdinandeum (Färbergasse 11)	193
A.2	Zeughaus (Herrengasse 16)	202
A.3	Schloss Eggenberg (Eggenberger Allee 90)	210
A.4	Musikuniversität (Hofgasse 10)	218
A.5	Parteienhaus (Hofgasse 10a)	226
A.6	Alte Universität (Hofgasse 14)	232
A.7	Parteienhaus (Sporgasse 16)	238
A.8	Franziskanerkirche (Franziskanerplatz 14)	244
A.9	Franziskanerkloster (Franziskanerplatz 14)	255
A.10	Palais Herberstein (Sackstraße 16)	262
A.11	Holzfeuchten	272
A.12	Resümee der Erfassungen der Dachwerke des UNESCO-Weltkulturerbes Graz	272
ANHANG B: HERLEITUNGEN DER INGENIEURMODELLE		
B.1	Tragfähigkeit von druckbeanspruchten Blattverbindungen	275
ANHANG C: MONTAGE UND DETAILS DES DACHWERKS DER ALTEN UNIVERSITÄT GRAZ		
C.1	Vorbereitung und Abbund	281
C.2	Montageablauf	282
C.3	Detailausbildung	284

KAPITEL 1

EINLEITUNG



Bild 1.1 Ansicht des zweiten Stockwerks eines Dachwerks des Franziskanerklosters in Graz.
Fig. 1.1 View of the second floor in a roof structure of the Franciscan monastery in Graz.

„Zu Beginn einer jeden Wissenschaft stand das Erstaunen,
dass die Dinge sind, wie sie sind.“ (Aristoteles)

1 EINLEITUNG

In diesem Kapitel wird zunächst begründet, warum sich die eingehende, statisch-konstruktive Befassung mit historischen Dachwerken lohnt. Anschließend werden die Ziele der Arbeit vorgestellt und der Stand der Wissenschaft zusammengefasst. Zuletzt folgt eine Inhaltsübersicht und Publikationsliste des Verfassers.

Introduction. First, this chapter deals with the arguments for the legitimacy of the detailed structural analysis of historic roof structures. Following this, the targets of this thesis are pointed out and the scientific position is summarised. Finally it concludes with a table of contents and a list of the author's previous papers.

1.1 Motivation

Unter dem Begriff „historisches Dachwerk“ werden in dieser Arbeit alle tragenden Holzbauteile eines vor ca. 1900 errichteten Dachtragwerks verstanden. Durch die um etwa 1900 gezogene Grenze wird gewährleistet, dass die Tragwerke zimmermannsmäßig weitgehend ohne die Erkenntnisse der modernen Baustatik errichtet wurden. In Österreich ist anstatt des Begriffes *Dachwerk* der des *Dachstuhls*, in der Schweiz der des *Dachstocks* geläufig. In der Literatur hat sich der Begriff des *Dachwerks* durchgesetzt, sodass dieser im Folgenden verwendet wird.

Historische Dachwerke sind häufiger anzutreffen als man vielleicht annehmen würde. Es kann davon ausgegangen werden, dass die Mehrheit der Kirchen und Kapellen solche Dachtragwerke aufweisen. In Österreich existieren nach LEITENBERGER (2013) über 8.000 Kirchen und Kapellen in rund 3.000 Pfarren. Darüber hinaus gibt es rund 70 Klöster (vgl. ANGERER U. TRUMLER (2003)), deren bauliche Anlagen zum Teil mehrere 10.000 m² große Dachflächen aufweisen (z. B.

Stift Admont, Stift Kremsmünster, Benediktinerstift Göttweig, Zisterzienserstift Zwettl, um nur einige zu nennen). Im säkularen Bereich sind über 1.000 Burgen und Schlösser in Österreich anzuführen (vgl. MARTINIC (1991 S. 7)), deren Dächer mit ebenso großer Wahrscheinlichkeit vor 1900 errichtet wurden. Aber auch in gewöhnlichen Profanbauten und landwirtschaftlichen Bauten sind historische Dachwerke nicht selten anzutreffen. Laut MAHIDI (2004 S. 40) existierten 2001 insgesamt rund 2.050.000 Gebäude in Österreich, davon wurden 350.000 (sprich 17 %) vor 1919 errichtet. In Deutschland sind ähnliche Zahlen bekannt. Gemäß STATISTISCHES BUNDESAMT (2012 S. 28) wurden 14,7 % der Wohngebäude vor 1918 errichtet. Das BUNDESMINISTERIUM FÜR RAUMORDNUNG, BAUWESEN UND STÄDTEBAU (1995 Abschnitt IV.2.1) gab an, dass 1992 rund zwei Millionen Fachwerkbauten in Deutschland existierten, die vorwiegend vor 1870 errichtet wurden.



Bild 1.2 Ausschnitt aus der Dachlandschaft der Stadt Bamberg.

Fig. 1.2 Excerpt of the roofscape of the town Bamberg.

Wird der Umstand berücksichtigt, dass für viele historische Dachwerke in Österreich Instandsetzungsbedarf besteht (vgl. MEISEL U. A. (2011)) und Instandsetzungen generell planungsintensiv sind, zeigt sich, dass historische Dachwerke eine nicht unwesentliche „Nische“ im Bauingenieurwesen darstellen. Hinzu kommt, dass sich das Bauwesen unter anderem aufgrund begrenzter räumlicher und finanzieller Ressourcen immer mehr dem „Bauen im Bestand“ zuwendet. Nach SEIM (2007 S. V) beträgt der Anteil der Baumaßnahmen im Bestand bereits 60 % am gesamten Bauvolumen. Viele historische Bauten befinden sich – aus der Sicht von Immobilienmaklern – in interessanten Lagen (siehe Bild 1.2).

Das „Bauen im Bestand“ unterscheidet sich grundsätzlich von Neubauten (vgl. HOLZER (2010)). Bei Baumaßnahmen im Bestand muss das vorliegende Tragwerk in der Regel zuerst erfasst, auf Schäden hin untersucht und bewertet werden. „Ohne detaillierte Kenntnisse des Bestandes ist keine erfolgreiche Planung möglich“ (FINGERLOOS U. A. (2008 S. 18)). Hierfür sind spezielle Kenntnisse erforderlich. Zudem erweist sich die statische Analyse (bestehend aus Modellbildung, Berechnung und Bemessung) von bestehenden, historischen Dachtragwerken häufig ungleich aufwendiger als von Neubauten. Hierfür können unter anderem folgende Ursachen genannt werden:

- Das Tragwerk liegt bereits vor und wurde nicht auf Basis heutiger baustatischer Erwägungen entworfen. Ziel der Modellbildung ist die realitätsnahe Abbildung des Tragverhaltens. Im Unterschied dazu kann bei Neubauten das statische System vorab festgelegt und danach konstruiert und gebaut werden.
- Meist können die mechanischen Eigenschaften der verwendeten Materialien, Verbindungen und Auflager-Randbedingungen etc. nur mit großen Unsicherheiten bestimmt werden.
- Die quantitative Evaluierung der Berechnungsergebnisse ist bei komplexen historischen Dachwerken aufwendig bis unmöglich.

Angesichts der heute erforderlichen Anstrengungen, um historische Dachwerke baustatisch realitätsnah abbilden zu können staunt man über die Leistungen unserer Vorfahren. Auch ohne baustatische Berechnungen waren sie in der Lage mit vergleichsweise einfachen Hilfsmitteln z. B. große Spannweiten zu überbrücken. Diese Tragwerke haben sich zudem – regelmäßige Inspektion, Wartung und Instandsetzung vorausgesetzt – als enorm dauerhaft erwiesen. Trotz Brand- und Kriegseinwirkungen, Verfall und Abriss haben zahlreiche bis zu 850 Jahre alte Dachwerke die Jahrhunderte überdauert.

Folgende Argumente können für die Erhaltung historischer Dachwerke genannt werden:

- Solange durch regelmäßige Inspektion, Wartung und Instandsetzung die Entstehung schwerwiegender Schäden verhindert wird, ist die Erhaltung eines historischen Dachwerks in der Regel wirtschaftlicher als ein Abbruch und Neubau.
- Die Erhaltung historischer Bausubstanz fördert einen sorgsamen Ressourcenumgang (Stichwort: Nachhaltigkeit).
- Die Erhaltung denkmalgeschützter Bauten sollte als kultureller Umweltschutz ein Anliegen unserer Gesellschaft sein. Die Vorschriften und Ziele des Denkmalschutzes

sind in den Landesdenkmalschutzgesetzen verankert.

- Historische Bauten verdienen unsere Ehrfurcht: „Ehrfurcht vor dem Können der alten Meister und Ehrfurcht vor der Geschichte, die uns nirgendwo so unmittelbar begegnet wie hier. Denn diese Bauten sind der Ausdruck ihrer Zeit, sie verkörpern den Geist und die Gesinnung derer, die sie schufen“ (DEINHARD (1962 S. 5)).
- Für die bauliche Unversehrtheit der unter dem Dachwerk befindlichen Bauteile (z. B. Gewölbe mit Fresken) ist ein möglichst kurzer „ungedeckter“ Zeitraum anzustreben. Das ist im Zuge von Instandsetzungen in der Regel leichter zu gewährleisten als bei einem Ersatzneubau.
- Im Zuge von Dachgeschoßausbauten kann der unnachahmliche Charakter historischer Holzbauteile für die Innenraumgestaltung genutzt werden (siehe Bild 1.3).



Bild 1.3 Dachgeschoßausbau in einem historischen Dachwerk (KÖNNER U. WAGENBLAST U. A. (1998 S. 67)).

Fig. 1.3 Attic expansion in a historic roof structure (KÖNNER U. WAGENBLAST A. O. (1998 p. 67)).

In Bezug auf die Aufgaben des Bauingenieurwesens im Tätigkeitsbereich der Instandsetzung wird abschließend zitiert:

„Für Bauingenieure stellen diese Sanierungsaufgaben ein interessantes und komplexes Betätigungsfeld dar. Sie erfordern eine intensive Beschäftigung mit der Geschichte der (teilweise auch) denkmalgeschützten Bauten, damals üblichen Tragsystemen sowie den verwendeten Materialien. Die hohen Werte dieser Objekte und die wachsende Bedeutung solcher Instandsetzungen, zugleich aber die noch weitgehende Unerfahrenheit auf diesem Gebiet, lassen auch eine verstärkte Aufnahme in das Studienprogramm der Hochschulen sinnvoll erscheinen.“ (SCHÜTZ U. A. 2006)

In diesem Sinne viel Freude beim Studium der vorliegenden Arbeit!

1.2 Ziele

Die nachfolgenden Ausführungen zum Stand der Wissenschaft (siehe Kapitel 1.3) dürfen nicht darüber hinweg täuschen, dass das Wissen über das Tragverhalten historischer Dachtragwerke immer noch lückenhaft ist. Beispielsweise wurde bislang weder das Verformungsverhalten der meisten zimmermannsmäßigen Holzverbindungen noch alle typischen Tragsysteme untersucht. Dafür können unterschiedliche Gründe genannt werden:

- Historische Holztragwerke sind keine Ingenieurtragwerke. Ihr Tragverhalten – insbesondere hinsichtlich Konstruktion und Verbindungen – ist häufig nicht mit ingenieurmäßig konstruierten Holzbauten (sogenannten „Ingenieurholzbauten“) vergleichbar und entzieht sich oft einfachen Rechenmodellen.
- Das Interesse der Wissenschaft und Praxis an der Erforschung historischer Dachwerke ist vergleichsweise gering.

Ziel der vorliegenden Arbeit ist es, elementare Bausteine zum Verständnis des Tragverhaltens historischer Dachtragwerke hinzuzufügen und die Ergebnisse praxisgerecht darzustellen. Zudem wird – für den Fall von Schäden und/oder Mängeln – auf die Instandsetzung historischer Dachwerke eingegangen. Die vorliegende Arbeit soll insbesondere die folgenden – bislang lückenhaft oder nicht behandelten – Fragestellungen beantworten:

- Wie können historische Dachwerke und ihre Konstruktionsglieder bezeichnet und klassifiziert werden? Warum sind diese Tragwerke aus heutiger statischer Sicht oft unlogisch aufgebaut? hierzu siehe Kapitel 2
- Wie können historische Dachwerke einer nachvollziehbaren Zustandsbeurteilung auf Basis einer ersten Erfassung und Schadensanalyse zugeführt werden? hierzu siehe Kapitel 3
- Wie kann eine realitätsnahe statische Analyse durchgeführt werden? Welche Besonderheiten sind bei der Modellbildung zu berücksichtigen? hierzu siehe Kapitel 4A
- Wie kann das Trag- und Verformungsverhalten von einzelnen, bislang wissenschaftlich unzureichend untersuchten Verbindungen wie Weichholznägeln, druckbeanspruchten Weißschwänzen, Überblattungen und Kämmen beschrieben werden? hierzu siehe Kapitel 4B, C und D
- Wie kann die Berücksichtigung der Tragwirkung der Dachlattung zum Verständnis des Tragverhaltens kompletter Dachwerke beitragen? hierzu siehe Kapitel 4E
- Welche Konzepte und Detaillösungen für die Instandsetzung existieren und wie können diese vereinfacht – das heißt ohne globale statische Analyse – berechnet werden? hierzu siehe Kapitel 5
- Welche Erkenntnisse kann der moderne Holzbau aus den Erfahrungen mit historischen Dachwerken gewinnen? In welchen Bereichen besteht besonderer Forschungsbedarf? hierzu siehe Kapitel 6

Ziel einer realitätsnahen statischen Analyse ist es, das tatsächliche Tragverhalten bestmöglich abzubilden. Damit können im Vergleich zu einfacheren Modellen unter Umständen Tragreserven erkannt werden und somit die Tragsicherheit ohne oder mit vergleichsweise bestandschonenden baulichen Maßnahmen nachgewiesen werden. In Anlehnung an die Richtlinie 805 „Tragsicherheit bestehender Eisenbahnbrücken“ (vgl. DEUTSCHE BAHN AG (2010)) können vier Stufen der Tragsicherheitsbewertung mit steigendem Genauigkeitsgrad unterschieden werden:

- **Bewertungsstufe 1**
Erste überschlägige Einschätzung des Zustandes des Tragwerks, basierend auf einer Erfassung und Schadensanalyse.
- **Bewertungsstufe 2**
Nachweis der Tragsicherheit durch einfache Ingenieurmodelle. Diese liefern in der Regel nur bei weitgehend statisch bestimmten Dachwerken realitätsnahe Ergebnisse.
- **Bewertungsstufe 3**
Nachweis der Tragsicherheit durch komplexe Modelle, insbesondere unter Berücksichtigung des Verbindungsverhaltens und gegebenenfalls des räumlichen Lastabtrags.
- **Bewertungsstufe 4**
Validierung der in der Bewertungsstufe 3 verwendeten Modelle mittels Messungen vor Ort.

Zu allen genannten Bewertungsstufen werden in dieser Arbeit neue Erkenntnisse vorgestellt.

Grundlage einer jeden realitätsnahen statischen Analyse ist die umfassende Bestands- und Schadensbefragung sowie Schadensanalyse. Auf diese Themen wird im Folgenden nur am Rande eingegangen, da die Literatur hierzu umfassende Angaben macht. Trotzdem sei hier daran erinnert, dass das „Bauen im Bestand“ umfangreiche Voruntersuchungen benötigt, denn *„ohne zuverlässige Pläne muss jedes Bauvorhaben scheitern“* CRAMER U. BREITLING (2007 S. 54).

Im folgenden Bild 1.4 werden die Ziele und Inhalte dieser Arbeit entlang eines Soll-Projekttablaufes dargestellt. In der Literatur ist das beispielsweise von TICHELMANN (1992) und LISSNER, RUG U. A. (1993 Kap. 3, S. 20) dargestellte Ablaufschema weit verbreitet. Da Planer jedoch meist ihre Leistungen auf Basis der HONORARORDNUNG FÜR ARCHITEKTEN UND INGENIEURE – HOAI 2013 – zu erbringen haben, wird das Ablaufschema hier eingeordnet in die Leistungsphasen (LP) der HOAI 2013 erläutert (siehe Bild 1.4).

LP 0: Vorprojektphase	Erste Begehung
Zielanalyse: Soll-Bauwerkszustand, Nutzung	
Machbarkeitsstudien, Kostenrahmen	
LP 1: Grundlagenermittlung	
Bestandserfassung: Historie, statisch-konstruktiv , bauphysikalisch, Aufnahme der Geometrie, Fotodokumentation	
Schadensanalyse: Art und Umfang, Ursachen, Auswirkungen	
Zustandsbeurteilung (Bewertungsstufe 1)	
weitere Planungsrandbedingungen, Beweissicherung, Zieldefinition	
LP 2: Vorplanung	(Projekt- und Planungsvorbereitung)
1. Instandsetzungskonzept , Variantenuntersuchungen, Prioritätenkatalog	
Schadenskartierung	
statische Analyse des Bestands (Bewertungsstufe 2)	
Kostenschätzung und Bericht	
LP 3: Entwurfsplanung	(System- und Integrationsplanung)
statische Analyse der Instandsetzung (falls erf. Bewertungsstufe 3 oder Wiederherstellung der Knoten Tragfähigkeit)	
Variantenauswahl, Leitdetails , Bauablauf und Bauzeit	
Kostenberechnung und Bericht	
LP 4: Genehmigungsplanung	
Genehmigungsunterlagen, Abstimmung mit Behörden	
LP 5: Ausführungsplanung	
statische Analysen (falls erf. Bewertungsstufe 3 u. 4 oder Wiederherstellung der Knoten Tragfähigkeit)	
Details , ausführungsreife Pläne	
LP 6: Vorbereitung Vergabe	
Mengenermittlung, Leistungsbeschreibung, Vertragsunterlagen	
LP 7: Mitwirkung Vergabe	
Angebote, Vergabe	
LP 8: Bauüberwachung	
Bauausführung in Übereinstimmung mit Planung, Bewertung: Soll – Ist	
LP 9: Objektbetreuung	(regelmäßige Inspektionen)

Bild 1.4 Projekttablauf bei der Instandsetzung eines historischen Dachwerks (Leistungsphasen (LP) gemäß der Honorarordnung für Architekten und Ingenieure - HOAI 2013, Ablauf in Anlehnung an TICHELMANN (1992), LISSNER, RUG u. A. (1993 Kap. 3, S. 20), FIN-GERLOOS u. A. (2008 S. 31)) und Beiträge in dieser Arbeit (in rot).

Fig. 1.4 Project phases at the intervention of a historic roof structure (work stages (LP) according to Official Scale of Fees for Services by Architects and Engineers - HOAI 2013, phases based on TICHELMANN (1992), LISSNER, RUG A. O. (1993 Chap. 3, p. 20), FIN-GERLOOS A. O. (2008 p. 31)) and contributions in this work (in red).

1.3 Stand der Wissenschaft

Die Anzahl der Publikationen zum Thema *historische Dachwerke* ist im Vergleich zu anderen Fachgebieten überschaubar. Die Mehrzahl der Beiträge wurden von Kunsthistorikern, Historikern und Architekten verfasst. Diese befassen sich in der Regel mit der Geschichte, Bauhistorie und typologischen Aspekten von Dachwerken. Insbesondere in den letzten Jahren haben sich aber auch einige Bauingenieure mit der statischen Analyse (= Modellbildung, Berechnung und Bemessung) historischer Dachwerke befasst.

Die ersten bekannten schriftlichen Quellen zur Geometrie- und Tragfindung, den Tragsystemen und konstruktiven Ausbildung von Dachwerken finden sich in Zimmermannsbüchern, sogenannten „bautechnischen Fachbüchern“ und Traktaten (z. B. SCHÜBLER (1731)). HOLZER (2009) hat die Entwicklung und den Inhalt dieser seit 1649 entstandenen Werke in ZALEWSKI (2009 S. 177–190) anschaulich zusammengefasst. Erst im 19. Jh. behandelten die Autoren zumindestens in Ansätzen die Erkenntnisse der Mechanik.

In den beiden folgenden Unterkapiteln werden die wichtigsten wissenschaftlichen Beiträge angeführt.

1.3.1 Beiträge der Bauforschung

Die Befassung mit diesen Beiträgen ist aus folgenden Gründen auch für den Bauingenieur von Interesse.

- Verständnis für die konstruktive Ausbildung historischer Dachtragwerke und
- deren kulturelle Bedeutung erlangen.
- Falls vorhanden, können bauhistorische Untersuchungen wichtige Erkenntnisse zu Bauabschnitten und Umbauten liefern, die Einflüsse auf die statische Analyse haben können.

Aufgrund der Fülle an Beiträgen – insbesondere zu Bauforschungen an Einzelobjekten – werden hier nur ausgewählte, dem Verfasser wichtig erscheinende Quellen genannt.

OSTENDORF (1908) erforschte erstmals wissenschaftlich „*Die Geschichte des Dachwerks: erläutert an einer großen Anzahl mustergültiger alter Konstruktionen*“. Sein Werk beinhaltet über 1.000 Dachkonstruktionen und gilt als eine der wichtigsten Quellen. Das liegt auch daran, dass er zahlreiche mittelalterliche Dachwerke erfasste, die heute unter anderem aufgrund der beiden Weltkriege nicht mehr existieren. Unter anderem Ostendorfs „stammeskundliche Herleitungen“ wurden in KLEINMANNS (2009) von EISSING (2009) und LOHRUM (2009) einer kritischen Revision unterzogen.

SCHELLENBERGER (1937) promovierte über gotische Kirchendächer. PHLEPS verfasste neben zahlreichen Artikeln auch zwei Bücher: „*Holzbaukunst: Der Blockbau*“ PHLEPS (1942) und „*Allemannische Holzbaukunst*“ PHLEPS (1967). Beide Werke zeigen und beschreiben auch Dachwerke. Brücken und Dachwerke der Baumeister Grubenmann wurden von KILLER in dessen Dissertation (KILLER (1942)) erfasst und bauhistorisch beschrieben. Die Entwicklung und Konstruktion „*Barocker Dachwerke, Decken und Gewölbe*“ wird in der Habilitationsschrift von SACHSE (1975) erforscht.

Zahlreiche Kirchendächer und deren Entwicklung wurden in BINDING (1991) dokumentiert. Darüber hinaus veröffentlichte BINDING U. ROGGATZ (1990) eine umfangreiche Fachterminologie für „*Fachwerk und Dachwerk*“.

Dachwerke und deren Besonderheiten in Thüringen wurden

von CRAMER U. EISSING (1996) in großer Zahl beschrieben. FISCHER-KOHNERT (1999) geht in ihrer Dissertation detailliert und anschaulich auf „*Das mittelalterliche Dach als Quelle zur Bau- und Kunstgeschichte*“ ein. Erwähnenswert sind auch die Beiträge von CASTON (1998, Dachwerksaufnahmen in der Steiermark) und KING U. LOHRUM (2000, Modelle mittelalterlicher Dachwerke).

Viele Bamberger Dachwerke, aber auch z. B. der Aufrichtvorgang von St. Stephan, wurden in SCHULLER U. A. (2004) vorgestellt. In LUTZ U. WESSELKAMP (2005) wurden unter anderem unzählige Tragwerke in Basel aufgenommen. Bemerkenswert sind die auf Seite 242–246 dargestellten Aufmaße von Dachfußpunkten inklusive der Gesimse.

HOLZER U. KÖCK (2008) gehen in ihrem gut illustrierten Buch besonders auf sogenannte „offene Dachwerke“ ein. Diese Tragwerke ohne durchgehende Bundtramlage wurden im Barock zahlreich im süddeutschen Raum ausgeführt. Barocke Dachwerke in Norddeutschland und dem benachbarten Ausland werden in ZALEWSKI (2009) behandelt.

Außerhalb des deutschen Sprachraums ist beispielsweise die Arbeit von YEOMANS (1992) „*The Trussed Roof: its history and development*“ (Dachwerke in England) zu nennen. VALERIANI (2006) befasst sich in ihrer Dissertation eingehend mit den Kirchendächern in Rom von der Spätantike bis ins Barock. Anhand einer bedeutenden Zahl von Bestandserfassungen wurde in HOFFSUMMER U. A. (2009) die Typologie und Geschichte von Dachwerken in Nordfrankreich und Belgien vorgestellt. TAMPONE U. SEMPLICI (2006) gehen auf Kirchendächer in Italien, Polen (siehe auch HOF (1997/98)), Tschechien, der Ukraine und der Slowakei ein. Türkische Holzbauten werden in ARUN (2012) angesprochen. In GERNER (2002) werden einzelne Meisterwerke der Zimmermannskunst in Europa, Amerika und Asien plakativ vorgestellt.

Die Konstruktion und Entwicklung von Dachtragwerken auf landwirtschaftlich genutzten Bauten unterscheidet sich von der anderer Dächer. Als Quellen hierfür werden exemplarisch PÖTTLER (1975 und 1992), THINIUS-HÜSER (1981A, 1981B, 1998), LISSNER U. RUG (2000) und WERNER (2000) genannt.

Die umfassendste dem Verfasser bekannte Zusammenstellung zimmermannsmäßiger Holzverbindungen ist GERNER (1992) zu entnehmen. Auch die meisten Zimmermannshandbücher behandeln ausführlich die Verbindungen (z. B. vgl. OPDERBECKE (1913), EBINGHAUS (1954) und LEHRMANN (1960)). GERNER befasste sich in GERNER (2000) intensiv mit der geschichtlichen Entwicklung der Verbindungen. GRAUBNER (1986) und ZWARGER (1997) erläutern und vergleichen unter anderem europäische mit japanischen Verbindungslösungen.

Nicht unerwähnt bleiben sollen folgende exemplarisch genannten Beiträge zu den Werkzeugen der Zimmerer (SCHADWINKEL U. HEINE (1986), REINTHALER (2001)), zur Abbundtechnologie (FRITSCH (1954)), zu den Abbundzeichen (CRAMER (1986)) und zur Bauholzbeschaffung und -transport (ADAM (2009) und PAULUS (2009)).

1.3.2 Ingenieurwissenschaftliche Beiträge

1936 untersuchte STAUDACHER (1936 S. 63–79) im Rahmen seiner Promotionsarbeit das Tragverhalten „alter zimmermannsmäßig hergestellter Knotenpunkt-Verbindungen“ (S. 63). Für häufige Versatzarten und schräge Zapfenverbindungen mit Anschlusswinkeln von 30°, 45° und 60° wurden Prüfungen durchgeführt und Tragfähigkeiten, Federsteifigkeiten und Exzentrizitäten angegeben. Das Tragverhalten von Schwalbenschwanzverbindungen wurde qualitativ beschrieben.

Das Tragverhalten unterschiedlicher Versatzarten wurde auch von TROCHE (1936, 1942 und 1958) und WILLANDER (1944) untersucht und zum Beispiel in DRÖGE U. STOY (1981) zusammengefasst.

Die ersten dem Verfasser bekannten wissenschaftlichen Arbeiten zum Tragverhalten historischer Dachwerke stammen von TROCHE (1951), DEINHARD (1962) und VOGLEY (1986). Erster befasste sich im Zuge eines Artikels im *Bauingenieur* mit der Berechnung hölzerner Hängewerke, zweiter verfasste seine Dissertation über die „Spannungen und Sicherheitsgrade historischer Holzkonstruktionen“. VOGLEY (1986) führte neben bauhistorischen Untersuchungen am Langhausdach des Freiburger Münsters auch statische Berechnungen und Prüfungen an Holznägeln durch. Statisch unbestimmte Systeme mussten in diesen Arbeiten mittels Kraftgrößenverfahren „von Hand“ gelöst werden. Räumliche Tragwirkungen wurden vernachlässigt. Bemerkenswert ist, dass in den ersten beiden Arbeiten auf die Nachgiebigkeiten der zimmermannsmäßigen Verbindungen eingegangen wird. Diese resultieren aus den herstellungsbedingten Ungenauigkeiten, dem Schwinden und den anisotropen Materialeigenschaften der Holzbauteile. Vereinfachte Konzepte zur Berücksichtigung dieser Effekte wurden angeführt.

1985 wurde an der Universität Karlsruhe der Sonderforschungsbereich (SFB) 315 „Erhalten historisch bedeutsamer Bauwerke: Baugefüge, Konstruktionen, Werkstoffe“ eingerichtet. Im Zuge der bis Ende 1999 durchgeführten Forschungsarbeiten wurde auch das Wissen über historische Holztragwerke und deren Instandsetzung wesentlich erweitert. Die wichtigsten Beiträge in chronologischer Reihenfolge sind:

- EHLBECK U. HÄTTICH (1986): „Über die Erforschung des Trag- und Verformungsverhaltens von Knotenpunkten und Verbindungsmitteln alter Holzkonstruktionen“
- EHLBECK U. GÖRLACHER (1987): „Erste Ergebnisse von Festigkeitsuntersuchungen an altem Konstruktionsholz“
- EHLBECK U. HÄTTICH (1988): „Tragfähigkeit und Verformungsverhalten von ein- und zweischneitig beanspruchten Holznägeln“
- GÖRLACHER U. A. (1990): „Tragfähigkeit und Verformungsverhalten von zugbeanspruchten Blattverbindungen in historischen Holzkonstruktionen“
- EHLBECK U. GÖRLACHER (1990): „Zur Problematik bei der Beurteilung der Tragfähigkeit von altem Konstruktionsholz“
- GÖRLACHER U. A. (1991): „Untersuchung alter Holzkonstruktionen: Ermittlung von Spannungen in einem Bauteil“
- GÖRLACHER U. KROMER (1991): „Tragfähigkeit von Versatzanschlüssen“
- MADER (1991): „Methoden und Verfahren zur Erhaltung historischer Holzkonstruktionen“

- GEROLD (1993): „Pirna, Burgstraße 3: Zur Tragkonstruktion des Dachwerks“
- HAUER U. A. (1993): „Wirklichkeitsnahe Simulation des Tragverhaltens alter Dachstühle“
- ECKERT (1994): „Zum denkmalpflegerischen Umgang mit alternden Holzbauten“
- GÖRLACHER U. A. (1994A): „Behutsame Instandsetzungs- und Verstärkungsmaßnahmen von historischen Holzkonstruktionen“
- GÖRLACHER U. A. (1994B): „Historische Holzkonstruktionen zwischen Alterung und „Sanierung““
- BLASS U. A. (1995): „Statische Modellierung hölzerner Dachtragsysteme am Beispiel des Dachwerks der katholischen Kirche in Kirchdorf/Brigachtal“
- GÖRLACHER U. A. (1995): „Das Dachtragwerk der Klosterkirche in Kirchheim/Ries“
- BLASS U. A. (1996): „Historische Holzkonstruktionen - Statische Modellierung der Nachgiebigkeiten historischer Holzverbindungen“
- Dissertation von KRAFT S. (1998): „Zur Konstruktion und zum Tragverhalten gezimmerter Kehlbalkendächer mit fachwerkartigem Längstragwerk: Untersuchungen an Dachwerken des 16. bis 18. Jahrhunderts in Pirna“
- BLASS U. A. (1999): „Verbindungen mit Holzstiften: Untersuchungen über die Tragfähigkeit“
- Im Zuge der Buchreihe „Erhalten historisch bedeutsamer Bauwerke: Empfehlungen für die Praxis“ wurden die Forschungsergebnisse zusammengefasst und praxisgerecht aufbereitet. Das Buch „Historische Holztragwerke: Untersuchen, Berechnen, Instandsetzen“ (GÖRLACHER U. A. (1999)) ist bis heute ein wichtiges Standardwerk.

Wie aus den Titeln der in den einzelnen Jahrbüchern des SFB 315 veröffentlichten Beiträge hervorgeht, werden alle für den Ingenieur wesentlichen Themen (von den Festigkeitskenngrößen und deren Ermittlung bis zur Verifikation der Berechnungsergebnisse und der Instandsetzung) behandelt. Für viele zimmermannsmäßige Verbindungen wurden die Tragfähigkeiten und Steifigkeiten durch Prüfungen im Labor ermittelt und Ingenieurmodelle abgeleitet. Für Tragwerke mit räumlichem Tragverhalten wird vorgeschlagen, die Tragwirkung näherungsweise mit ebenen Modellen und Kopplungsfedern zur Berücksichtigung der firstparallel verlaufenden Tragglieder abzubilden.

Unabhängig vom SFB 315 wurden von SCHELLING U. HINKES (1985) querkraftbeanspruchte Zapfenverbindungen geprüft und ein Modell zur Ermittlung der Tragfähigkeit dieser Verbindungen abgeleitet. In der Dissertation von HINKES (1988) wurden zudem Finite-Elemente (FE)-Analysen durchgeführt. Querkraftbeanspruchte Zapfenverbindungen kommen insbesondere als Hauptträger-Nebenträger-Verbindungen in Balkenlagen vor. HUBER U. REIM (1982) führten numerische Berechnungen zum Verformungsverhalten bei Lastangriff schräg zur Faser durch.

HEIMESHOF U. KÖHLER (1989) prüften gerade Hakenblätter (als Längsverbindung) und Schwalbenschwanzquerblätter unter Zugbeanspruchung sowie Stirnversätze unter Druckbeanspruchung. Ingenieurmodelle für die Ermittlung der Tragfähigkeit und Steifigkeiten werden angegeben. Die Ergebnisse wurden zusammengefasst und mit anderen Untersuchungen vereint in HEIMESHOF U. A. (1988) publiziert.

In REYER U. SCHMIDT (1989) wird das Tragverhalten zimmermannsmäßiger Holzverbindungen allgemein und die Herausforderungen bei der Abbildung mit Ingenieurmodellen beschrieben. Auf einzelne Verbindungen wird exemplarisch eingegangen. MÖHLER (1986) gab Richtwerte für die Verschiebungsgrößen mechanischer Holzverbindungen an. NILL (1990) untersuchte die Tragwirkung von allemannischen Fachwerkbauten. In KESSEL U. AUGUSTIN (1990) und KESSEL U. AUGUSTIN (1994) wurden Prüfungen an Eichenholznägeln durchgeführt und Tragfähigkeiten tabellarisch angegeben.

In den ersten Jahren des 21. Jh. erschienen nur wenige ingenieurwissenschaftliche Beiträge über historische Holztragwerke im deutschen Sprachraum. Das hat sich in den letzten Jahren wieder geändert. Im Zuge der Dissertation von KOCH (2011) wurden sowohl Prüfungen als auch FE-Berechnungen an schrägen Zapfen (in der Dissertation als „abgestirnter Zapfen“ bezeichnet) durchgeführt und ein Ingenieurmodell abgeleitet. In SCHMID U. KALISKE (2008) wurde unter anderem eine Zapfenverbindung mit einem aufwendigen FE-Modell (anisotropes, elastisch-plastisches Materialmodell und mit Kontaktelementen im Verbindungsbereich) berechnet und die Ergebnisse mit einer Prüfung verglichen. Die Grundlagen für solche Berechnungen wurden unter anderem in EBERHARDSTEINER (2002) und der Dissertation von FLEISCHMANN (2005) erarbeitet.

KÖCK U. HOLZER (2011) prüften normalkraftbeanspruchte Überblattungen und führten numerische Vergleichsrechnungen durch. In der Dissertation von KÖCK (2011) wird unter anderem auf die ingenieurmäßige Ermittlung der Nachgiebigkeiten zimmermannsmäßiger Verbindungen eingegangen. Es wird gezeigt, wie die räumliche Tragwirkung der vorwiegend untersuchten „offenen Dachwerke“ mit ebenen gekoppelten Teilsystemen realitätsnah abgebildet werden kann („räumliche Abbildung mit selektiven Schnittkräften“, siehe Kapitel 4A).

HOCHREINER U. A. (2013) entwickelten ein auf kommerzieller Stabstatiksoftware basierendes Konzept zur Ermittlung der Tragfähigkeit und des Verformungsverhalten von stiftförmigen Verbindungsmitteln. Dieses erscheint auch für die Berechnung von Holznägeln geeignet.

In HOLZER (2015) „*Statische Beurteilung historischer Tragwerke – Band 2 | Holzkonstruktionen*“ werden die Ergebnisse der Forschungen an der Bundeswehr Universität München und der aktuelle Stand der Wissenschaft zu einem Standardwerk zusammengefasst.

Auch viele nicht-deutschsprachige Ingenieure befassen beziehungsweise befassten sich mit der statischen Analyse historischer Dachtragwerke beziehungsweise dem Tragverhalten zimmermannsmäßiger Holzverbindungen. Ohne Anspruch auf Vollständigkeit wird hier in alphabetischer Reihenfolge angeführt:

- BRANCO U. A. (2010): Prüfungen an vollständigen Hängewerken aus historischen Dachwerken, zum Teil inklusive Ertüchtigungsmaßnahmen
- BULLEIT U. A. (1999), BULLEIT U. A. (1996): Prüfungen und Modellbildung von unterschiedlichen Kopfbandträgern mit Zapfenverbindungen und Holznägeln
- DESCAMPS (2012): Prüfungen und numerische Studien zur Biegesteifigkeit von Zapfenverbindungen, Auswirkungen auf die Schnittgrößen
- DRDÁČKÝ U. A. (1999): Prüfungen und Modellbildung zur

Biegesteifigkeit von Schwalbenschwanz-Querblättern (Weißschwänze) unter zyklischer Momentenbeanspruchung, Auswirkungen auf die Schnittgrößen

- FAYE U. A. (2008): Prüfungen und aus numerischen Studien abgeleitete Ingenieurmodelle zur Bemessung von Stirnversätzen
- FEIO (2005): Dissertation aus Portugal, unter anderem wurden Prüfungen an Stirnversätzen mit Zapfen unter Normalkraftbeanspruchung sowie numerische Berechnungen durchgeführt
- HAMER (2014): Prüfungen und Modellbildung (Tragfähigkeit und Verformungsverhalten) an Rahmenecken von Kopfbandträgern mit schrägen Zapfen- und Durchsteckzapfen-Verbindungen
- YEOMANS (2003): Statische Analysen und Instandsetzungen historischer Dachwerke in England
- JOHANSEN (1949): Prüfungen von stiftförmigen Holzverbindungsmitteln und Ableitung eines Berechnungsmodells
- MILLER U. SCHMIDT (2004): Prüfungen zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Holznagelverbindungen
- PALMA U. A. (2010 und 2012): Umfangreiche Prüfungen an Stirnversätzen und Stirnversätzen mit Zapfen, zum Teil mit Verstärkungsmaßnahmen unter Normalkraft- und Momentenbeanspruchung
- PARISI U. PIAZZA (2000): Prüfungen und numerische Berechnungen an einfachen Versätzen unter Normalkraft- und zyklischer Momentenbeanspruchung
- PARISI U. CORDIE (2010): Numerische Berechnungen an zweifachen Versätzen unter Normalkraft- und zyklischer Momentenbeanspruchung
- PIAZZA (2008): Tragverhalten und Instandhaltung historischer Dächer mit Hängewerk
- SANGREE U. SCHAFFER (2008 und 2009): Prüfungen und numerische Vergleichsrechnungen an geraden und schrägen Hakenblättern (Längsverbindung) mit Keil unter Zugbeanspruchung
- SCHMID U. MACKAY (1997): Prüfungen und Ableitung eines Ingenieurmodells zum Tragverhalten von zugbeanspruchten Zapfenverbindungen mit Holznägeln
- SENNO U. PIAZZA (2003): Prüfungen und numerische Berechnungen eines originalen historischen Hängewerks zur Ermittlung dessen Trag- und Verformungsverhaltens
- THOMA U. A. (2007): Prüfungen zum Schubversagen des Vorholzes von Stirnversätzen aus altem Holz
- TSAKANIKI-THEOHARI (2007): Statische Analysen und Instandsetzung historischer Dachwerke in Griechenland
- WALD U. A. (2000): wie DRDÁČKÝ U. A. (1999), mit numerischen Vergleichsrechnungen

Viele Beiträge befassen sich nicht unmittelbar mit historischen Dachwerken, sind aber trotzdem zum Beispiel für die Entwicklung von Ingenieurmodellen für zimmermannsmäßige Verbindungen erforderlich. Dazu zählen beispielsweise die Arbeiten zum Thema Reibung von MÖHLER U. MAIER (1969), MÖHLER U. HERRÖDER (1979), GABER (1940) und GORST U. A. (2003). Relaxations- und Kriecheigenschaften (kurz „Rheologie“) von Holz, insbesondere quer zur Faser und bei hohen Feuchtegehalten können zum Verständnis über die Tragwirkung historischer Dachwerke beitragen (siehe z. B. MÖHLER U. MAIER (1970), RANTA-MAUNUS (1993), POPPER U. A. (1999), STEILNER (2014)).

Bisher wurden hier vor allem Beiträge zum Tragverhalten von Dachwerken und/oder deren Verbindungen angeführt. In der Praxis sind aber vorab immer Bestands- und Schadensbefragungen sowie Zustandsanalysen erforderlich. Nach der Durchführung einer Zustandsbeurteilung (zum Beispiel auf Basis einer statischen Analyse) können Instandsetzungen unumgänglich sein. Für diese Themen sind unter anderem folgende Beiträge von Bedeutung:

- LISSNER, RUG U. A. (1993), LISSNER U. RUG (2000) und CRAMER U. BREITLING (2007): umfangreiche Beiträge, die das gesamte Spektrum von der Bestandserfassung bis zum Instandsetzungsdetail umspannen
- TICHELMANN (1992), TICHELMANN U. GRIMMINGER (2007) und FINGERLOOS U. A. (2008): Angaben zum Soll-Projekt- ablauf, Methodik, Grundlagen und vieles mehr
- RINN (2006): systematische Vorgehensweise bei der Bestandserfassung (Definition des Achsensystems, farbige Schadenskartierung usw.)
- ECKSTEIN U. GROMER (1990): Empfehlungen für die Erstellung von Bauaufnahmen, Genauigkeitsklassen, Planinhalte usw.
- RANK U. A. (2005), WAGNER (2006) und BARTHEL U. A. (2006): Anwendung und Potential von 3D-Laseraufmaßen
- ABELS (2011 und 2013): Dissertation und Buch zur systematischen Beurteilung von Holzbauten
- RVS (2009), DIN 1076 (1999), ONR 24009 (2013) und ÖNORM B 1300 (2012): Richtlinien und Normen zur Prüfung und Beurteilung von bestehenden Tragwerken
- MÖNCK (1999), ERLER (2004) und DEDERICH U. A. (2008): beinhalten unter anderem Fallbeispiele und Instandsetzungsdetails
- PIEPER (1983) „Sicherung historischer Bauten“: Sicherung, Instandsetzung und Wiederaufbau kriegszerstörter Bauwerke, beinhaltet auch einzelne bedeutende Dachwerke
- PETZET U. MADER (1993), KÖNNER U. WAGENBLAST U. A. (1998), PETZET U. A. (1999), HENRICHSEN (2003A) und HENRICHSEN (2003B): Instandsetzungen unter besonderer Berücksichtigung des Denkmalschutzes
- Darstellung weiterer Instandsetzungsprojekte: siehe Literaturverzeichnis

Bei Schadenserfassungen und -analysen sind auch Grundkenntnisse über holzschädigende Organismen erforderlich. In KEMPE (2004) werden die wichtigsten holzschädigenden Insekten und Pilze kompakt vorgestellt. RUCKFELDT U. SCHMIDT (2006) geben in ihrem umfangreichen Buch auch einen hilfreichen Diagnoseschlüssel für die Bestimmung der Pilzart an. Weitere Informationen sind beispielsweise in SUTTER (2002) und WEISS U. A. (2000) zu finden.

Die Prüfung der Materialeigenschaften des vorliegenden Bauholzes kann beispielsweise nach WINTER U. HELD (1996), KRAFT U. U. PRIBBERNOW (2006) oder HASENSTAB (2006) erfolgen. In EHLBECK U. GÖRLACHER (1987), RUG U. SEEMANN (1989), NIER (1994) und SCHICKHOFER U. BRANDNER (2011) wurde festgestellt, dass statisch relevante Alterungseffekte von Holzbauteilen nicht nachweisbar sind.

1.4 Inhaltsübersicht

Die Arbeit ist in sieben Kapitel gegliedert. Die Abfolge orientiert sich am Soll-Projekt- ablauf (siehe Bild 1.4).

Das erste Kapitel befasst sich mit der Motivation und den Zielen der Arbeit. Zudem wird auf den Stand der Wissenschaft eingegangen, und alle wesentlichen Quellen werden angeführt.

Im zweiten Kapitel werden die wesentlichen Fachbegriffe und Tragsysteme definiert. Ausführlich wird auf die Klassifizierung und geschichtliche Entwicklung historischer Dachwerke aus statischer Sicht eingegangen.

Kapitel drei befasst sich mit einer Methodik zur Zustandsbeurteilung auf Basis von Bestands- und Schadensbefragungen sowie Schadensanalysen.

Der umfangreichste und wichtigste Teil der Arbeit befindet sich in Kapitel vier. Dieses ist in sechs Unterkapitel gegliedert. Zuerst wird unter „Grundlagen“ auf die Modellbildung und Tragwirkung historischer Dachwerke eingegangen. Dann folgt eine Übersicht zur Geschichte, Bezeichnung und Tragwirkung zimmermannsmäßiger Verbindungen. Danach werden umfangreiche Prüfungen an Holznägeln, druckbeanspruchten Weißschwänzen, Überblattungen und Kämmen vorgestellt und ausgewertet. Sowohl für die Bemessung als auch für die Ermittlung der Steifigkeiten werden Ingenieurmodelle entwickelt. Das letzte Unterkapitel befasst sich mit den Einflüssen der Tragwirkung der Dachlattung auf das globale Tragverhalten von Dachwerken.

Im fünften Kapitel werden Konzepte zur Instandsetzung historischer Dachwerke behandelt. Ein vereinfachter Berechnungsvorschlag auf Basis der „Wiederherstellung der

Knotentragfähigkeit“ wird gemeinsam mit Detaillösungen vorgestellt.

Das Kapitel sechs bietet einen Überblick über die Ergebnisse der Arbeit und gibt weiteren Forschungsbedarf an. Zuletzt wird erläutert, welche weiterführenden Erkenntnisse aus dieser Arbeit gewonnen werden können.

Danach folgen das Literaturverzeichnis und die Anhänge. Im Anhang A wird die Erfassung von zehn Dachwerken dokumentiert. Der Anhang B beinhaltet die Herleitung von Ingenieurmodellen. Im Anhang C wird zuletzt auf die Montage und Details des Dachwerks der Alten Universität von Graz eingegangen.

Jedes Kapitel dieser Arbeit ist als eigenständige Publikation konzipiert. Daher sind thematische Überschneidungen zwischen den Kapiteln nicht ausgeschlossen, sondern erforderlich.

Es ist ein Anliegen des Verfassers, die Thematik mit so wenig Text wie irgendwie möglich zu erläutern. Stattdessen werden möglichst aussagekräftige Grafiken verwendet.

In Analogie zur Publikationspraxis von Zeitschriften mit wissenschaftlichem Anspruch werden die Kapitelzusammenfassungen, Bildunterschriften und einzelne Fachbegriffe auch in Englisch angegeben.

1.5 Publikationsliste

Der Verfasser hat nach Abschluss des Studiums der Bauingenieurwissenschaften und des Studiums der Wirtschaftsingenieurwissenschaften Bauwesen unter anderem folgende Publikationen verfasst (Vorträge werden nicht angeführt):

Beiträge in Fachzeitschriften (reviewed papers)

[MEISEL U. A. 2012]

MEISEL Andreas ; ZEHETGRUBER Johann ; SCHICKHOFER Gerhard: *Historische Dachtragwerke aus Holz – Klassifizierung und Entwicklung aus statischer Sicht, TEIL 1*. In: *Bauingenieur*, Düsseldorf: Springer-VDI-Verlag Oktober 2012, Band 87, S. 451–460

[MEISEL U. A. 2013A]

MEISEL Andreas ; BOGENSPERGER Thomas ; MOOSBRUGGER Thomas ; SCHICKHOFER Gerhard: *Historische Dachtragwerke aus Holz – Statische Analyse und Tragwirkung, TEIL 2*. In: *Bauingenieur*, Düsseldorf: Springer-VDI-Verlag Februar 2013, Band 88, S. 61–72

[MEISEL U. A. 2015A]

MEISEL Andreas ; WALLNER Bernhard ; SCHICKHOFER Gerhard: *Tragfähigkeit und Verformungsverhalten von Kammverbindungen*. In: *Bautechnik*, Berlin: Verlag Ernst & Sohn 2015, erscheint voraussichtlich in Nr. 6

[MEISEL U. A. 2015B]

MEISEL Andreas ; WALLNER Bernhard ; SCHICKHOFER Gerhard: *Tragfähigkeit und Verformungsverhalten druckbeanspruchter Blattverbindungen*. In: *Bautechnik*, Berlin: Verlag Ernst & Sohn erscheint voraussichtlich 2015

weitere Beiträge in Fachzeitschriften

[MEISEL U. A. 2010A]

MEISEL Andreas ; MOOSBRUGGER Thomas ; SCHICKHOFER Gerhard: *Der Anteil des Tragvermögens der Dachlattung an der globalen Lastabtragung von Dachtragwerken*. In: *Bautechnik*, Berlin: Verlag Ernst & Sohn 2010, Nr. 6, S. 331–338

[MEISEL U. A. 2010B]

MEISEL Andreas ; MOOSBRUGGER Thomas ; SCHICKHOFER Gerhard: *Ein Beispiel für historische Dachtragwerke*. In: *bauen mit holz*, Bruderverlag 2010, Nr. 10, S. 34–41

[MEISEL U. SCHICKHOFER 2011]

MEISEL Andreas ; SCHICKHOFER Gerhard: *Konzepte zur Instandsetzung historischer Dachtragwerke*. In: *bauen mit holz*, Bruderverlag 2011, Nr. 10, S. 28–34

[MEISEL U. A. 2013B]

MEISEL Andreas ; SILLY Gregor ; MOOSBRUGGER Thomas ; FERK Heinz J. ; SCHICKHOFER Gerhard: *Historische hölzerne Dachtragwerke im Raum Graz – Methodik zur Zustandsbeurteilung*. In: *Bautechnik*, Berlin: Verlag Ernst & Sohn 2013, Nr. 10, S. 660–673

Beiträge in Konferenzberichten

[MEISEL 2009B]

MEISEL Andreas: *Realitätsnahe Modellbildung von Dachstühlen – dargestellt am Beispiel eines historischen „Grazer Dachstuhls“*. In: *5. Grazer Holzbau-Fachtagung : Bestandsanalyse und Instandhaltung von Holzkonstruktionen*, Tagungsband. Graz : Verlag der Technischen Universität Graz. - ISBN 978-3-85125-058-9

[MEISEL U. A. 2010C]

MEISEL Andreas ; MOOSBRUGGER Thomas ; SCHICKHOFER Gerhard: *Ancient roof structures: capacity of battens and repair using wood-based panels*. In: *World Conference on Timber Engineering (WCTE)*, Riva del Garda, Trentino, Italy 2010

[MEISEL U. A. 2010D]

MEISEL Andreas ; MOOSBRUGGER Thomas ; SCHICKHOFER Gerhard: *Realistic Modelling and Repair of Ancient Austrian Roof Structures*. In: *Conservation of Heritage Structures (CSHM-3)*, Ottawa, Kanada 2010, S. 495–508. - ISBN 978-0-88865-883-8

[MEISEL U. A. 2010E]

MEISEL Andreas ; MOOSBRUGGER Thomas ; SCHICKHOFER Gerhard: *Survey and Realistic Modelling of Ancient Austrian Roof Structures*. In: *Conservation of Heritage Structures (CSHM-3)*, Ottawa, Kanada 2010, S. 481–494. - ISBN 978-0-88865-883-8

[MEISEL 2011]

MEISEL Andreas: *Musterdetails und Instandsetzungsbeispiele*. In: *2. Grazer Holzbau-Sonderfachtagung 2011 : Historisch wertvolle Dachwerke in UNESCO – Weltkulturerbe – Zonen*, Tagungsband. Graz : Verlag der Technischen Universität Graz. - ISBN 978-3-85125-155-5

Forschungsberichte

[MEISEL U. A. 2011]

MEISEL Andreas ; SILLY Gregor ; SCHICKHOFER Gerhard: *D(N)achhaltigkeit Graz*, Technischen Universität Graz, Forschungsbericht 2011 (unveröffentlicht)

[WALLNER U. A. 2014]

WALLNER Bernhard ; ORTNER Jerome ; SILLY Gregor ; BOGENSPERGER Thomas ; MEISEL Andreas ; AUGUSTIN Manfred ; SCHICKHOFER Gerhard : *HOLZ-HOLZ-Verbindungen*. Technischen Universität Graz, Forschungsbericht 2014

KAPITEL 2

KLASSIFIZIERUNG UND ENTWICKLUNG (AUS STATISCHER SICHT)



Bild 2.1 Darstellung von Zimmermannsarbeiten im 15. Jh., aus BINDING (2000, S. 74).
Fig. 2.1 Illustration of carpentry in the 15th century, see BINDING (2000, p. 74).

2 KLASSIFIZIERUNG UND ENTWICKLUNG (AUS STATISCHER SICHT)

Dieses Kapitel behandelt die verwirrende Vielfalt historischer, mitteleuropäischer Dachtragwerke und erläutert eine mögliche Nomenklatur und Klassifizierung. Zum besseren Verständnis der Gründe für die Ausformung dieser Tragwerke wird auch auf deren historische Entwicklung aus statischer Sicht eingegangen und einzelne Beispiele dargestellt. Dieses Kapitel wurde in ähnlicher, gekürzter Form in MEISEL U. A. (2012) veröffentlicht.

Classification and Development (based on Statics). This chapter discusses the confusing diversity of historic roof structures in Central Europe and provides a possible nomenclature and classification. An overview over the historical development based on statics is given to contribute to a better understanding of the reasons for the different types of these structures.

2.1 Motivation und Einführung

Zeitlich und regional entstanden völlig unterschiedliche zimmermannsmäßig errichtete Tragwerke für Dächer, die in großer Zahl trotz Brand- und Kriegseinwirkungen, Verfall und Abriss die Jahrhunderte überdauert haben. Zahlreiche dieser „historischen Dachwerke“ (darunter werden hier vor 1900 zimmermannsmäßig errichtete Tragwerke verstanden) gilt es im Sinne des Denkmalschutzes kommenden Generationen zu erhalten, instand zu setzen oder auch einer neuen Nutzung zuzuführen. Immer häufiger werden für diese Aufgaben Bauingenieure beauftragt, welche jedoch in der Regel aufgrund ihrer Ausbildung wenig Wissen und Verständnis für die Bezeichnung, Konstruktion und Tragwirkung historischer Dachwerke haben. Erschwerend kommt hinzu, dass diese Tragwerke ohne Kenntnis der heutigen baustatischen Erwägungen errichtet wurden. Diese Kapitel behandelt daher die systematische Nomenklatur, Klassifizierung und geschichtliche Entwicklung historischer Dachwerke in Mitteleuropa beginnend mit dem 11. Jh..

Bis ins 19. Jh. wurden hölzerne Dachtragwerke in der Regel ohne baustatische Berechnung errichtet. Die konstruktive Ausbildung wurde daher weitgehend von der Erfahrung, dem Traditionsbewußtsein, dem intuitivem statischen Gefühl und Mut der Ausführenden bestimmt. Zusätzlich beeinflussen folgende Faktoren die Ausbildung der Tragwerke:

- die Gestaltung und Konstruktion des Gesamtbauwerks (Dachneigung, Dachdeckung, Spannweite, etc.)
- die Montagetechnologie (siehe Bild 2.3 und Kapitel 2.3.7)
- die vorhandenen Werkzeuge und deren Qualität (siehe Bild 2.2, vgl. SCHADWINKEL U. HEINE (1986), REINTHALER (2001)) sowie die Abbundtechnologie (vgl. FRITSCH (1954)) und handwerkliche Fertigkeiten
- das vorhandene Material (z. B. bestimmend für Holzart, Querschnittsabmessungen, etc., vgl. ZWERGER (1997))
- die Transportwege (vgl. ADAM (2009) und PAULUS (2009))
- der Bedeutung des Bauwerk

- weitere wirtschaftliche, soziale und politische Gesichtspunkte (z. B. gesetzliche Maßnahmen in Bezug auf Brandschutz und Holzeinsparung, vgl. THINIUS-HÜSER (1981A))



Bild 2.2 Typische Werkzeuge zum Beschlagen der Konstruktionshölzer, 18. Jh. (vgl. ZACH (2009)).

Fig. 2.2 Typical tools used for the manufacturing of timber, 18. Jh. (see ZACH (2009)).

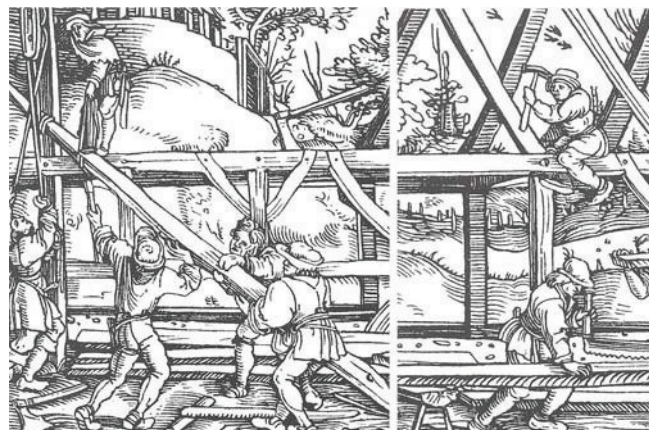


Bild 2.3 Das Aufrichten einer Scheune, 1520 (vgl. GERNER (2002)).

Fig. 2.3 Erection of a barn, 1520 (see GERNER (2002)).

Auf die Dachtragwerke von landwirtschaftlichen Bauten wird hier nicht eingegangen, da sich diese weitgehend unabhängig von allen anderen Dächern entwickelten. Viele alte Tragsysteme, wie beispielsweise das Ansdach, Sperrhaxendach, Jochbalkendach, etc. (vgl. PÖTLER (1992), siehe Bild 2.4 und Bild 2.5) wurden bis ins 20. Jh. hinein angewandt.

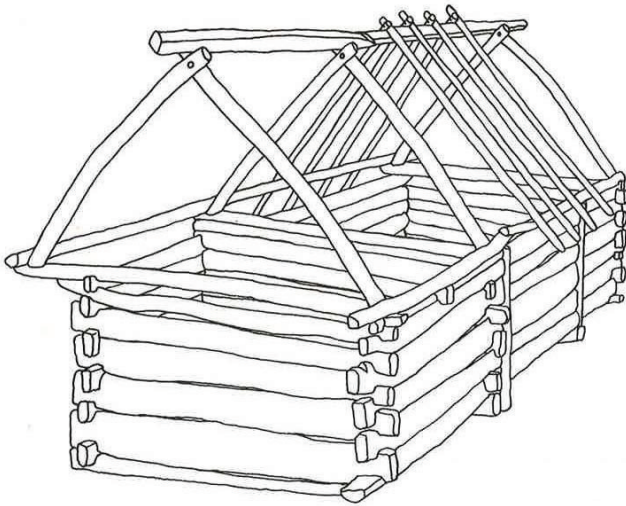


Bild 2.4 Scheren- oder Jochbalkendach auf einem Blockbau (vgl. PÖTLER (1975 S. 59)).

Fig. 2.4 Braced purlin roof on a log house (see PÖTLER (1975 p. 59)).

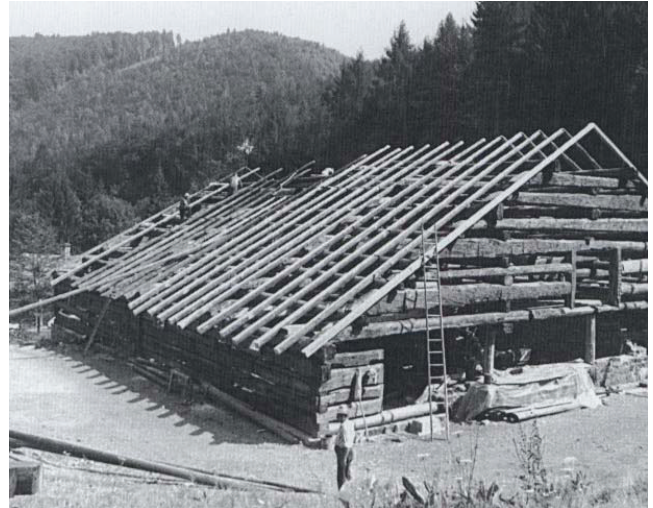


Bild 2.5 Ansdach auf einem alpinen Blockbau (vgl. PÖTLER (1992, S. 332)).

Fig. 2.5 Purlin roof on a mountain log house (see PÖTLER (1992, S. 332)).

2.2 Nomenklatur und Klassifizierung

2.2.1 Konstruktionsglieder

Die Bezeichnung der Konstruktionsglieder beziehungsweise -elemente historischer Dachwerke weist regional und je nach Autor erhebliche Unterschiede auf. Daher werden hier zuerst exemplarisch und in alphabetischer Reihenfolge einzelne Begriffe (und exemplarisch deren Quellen) angeführt. Zudem werden gängige englische Übersetzungen in Anlehnung an CAMPBELL U. HOLZER (2013) und ABELS (2011) angegeben.

- *Bundtram* (engl.: tie-beam) = Dachbalken (BINDING U. ROGGATZ (1990 S. 44)) = Spannbalken (FISCHER-KOHNERT (1999 S. 125)) = Zerrbalken (HOLZER U. KÖCK (2008 S. 69) = Ankerbalken (OSTENDORF (1908 S. 2)): vorwiegend auf Zug beanspruchtes Konstruktionselement eines Gespärres oder Stuhls
- *Dachwerk* oder *Dachtragwerk* (engl.: roof structure or roof truss): Gesamtheit aller tragenden Konstruktionsglieder eines Daches, regional auch *Dachstuhl* (z. B. in Österreich) oder *Dachstock* (z. B. in der Schweiz)
- *Gespärre* (engl.: truss) = Dachgebinde (BINDING U. ROGGATZ (1990 S. 19)) = Bund (HOLZER U. KÖCK (2008 S. 70)): Sparrenpaar (beim Pfettendach) oder Einheit aus Sparrenpaar und weiteren Konstruktionselementen (beim Sparrendach)
- *Hängesäule* (engl.: king post or queen post): vertikales, vorwiegend auf Zug beanspruchtes Konstruktionselement eines Stuhls
- *Kehlbalken* (engl.: collar beam): vorwiegend auf Druck beanspruchtes Konstruktionselement eines Gespärres, bei mehreren Kehlbalken wird der oberste häufig als *Hahnenbalken* (BINDING U. ROGGATZ (1990 S. 25) bezeichnet
- *Kopfband* (engl.: soulace) = Kopfbug (BINDING U. ROGGATZ (1990 S. 44)) = Büge (HOLZER U. KÖCK (2008 S. 73)): schräg verlaufendes Konstruktionselement zur Aussteifung von Stühlen bzw. Stuhlwänden
- *Kreuzstrebe* (engl.: scissor brace) = Schwert (HOLZER U. KÖCK (2008 S. 103)) = Schere (BINDING U. ROGGATZ (1990 S. 28)): X-förmiges Strebenpaar das ein Sparrenpaar verbindet
- *Leergespärre* (engl.: secondary truss) = Leergebinde (BINDING U. ROGGATZ (1990 S. 44)) = Füllgespärre = Freigebinde (BINDING U. ROGGATZ (1990 S. 19): jene Gespärre, in welchen keine Stuhlsäule/n des Stuhls bzw. Binders angeordnet sind
- *Mauerbank* (engl.: wall-plate) = Mauerlatte (FISCHER-KOHNERT (1999 S. 125)): Auflagerholz eines Dachwerks (auch zweiteilig)
- *Pfette* (engl.: purlin): horizontales, firstparallel verlaufendes Konstruktionselement zur Unterstützung einer Sparrenlage (beim Pfettendach)
- *Rähm* (engl.: collar plate) = Stuhlrähm = Unterzug (FISCHER-KOHNERT (1999 S. 125)): horizontales, firstparallel verlaufendes Konstruktionselement zur Unterstützung einer Kehlbalkenlage (beim Sparrendach)

- Schwelle (engl.: lower plate or plate) = Fußschwelle (HOLZER U. KÖCK (2008 S. 79)): horizontales Konstruktionselement, vorwiegend zur Lastverteilung
 - Spannriegel (engl.: straining beam) = Druckriegel (BINDING U. ROGGATZ (1990 S. 31), SCHULLER U. A. (2004 S. 14)): vorwiegend auf Druck beanspruchtes Konstruktionselement eines liegenden Stuhls oder Hängewerks
 - Sparren (beim Sparren und Kehlbalkendach, engl.: rafter) = Rafen (LUTZ U. WESSEKAMP 2005 (S. 472)) = Rofen (beim Pfettendach, engl.: common rafter): geneigtes, die Dachhaut unterstützendes Konstruktionselement
 - Stuhl (engl.: keine Übersetzung bekannt) = Dachstuhl (HOLZER U. KÖCK (2008 S. 71)): Gesamtheit der die Sparren (beim Pfettendach, engl.: purlin roof) oder Kehlbalken (beim Sparrendach, engl.: rafter roof) unterstützenden Konstruktionsglieder
 - Stuhlsäule (engl.: collar strut or post or raking strut (geneigt)) = Stuhlstrebe (geneigte Stuhlsäule, BINDING U. ROGGATZ (1990 S. 44)): vertikales oder schräges, vorwiegend auf Druck beanspruchtes Konstruktionselement eines Stuhls
 - Stuhlwand (engl.: braced longitudinal wall) bzw. Hängewand (eine Stuhlwand in Hängesäulenebene, HOLZER U. KÖCK (2008 S. 79)): von den Stuhlsäulen und Pfetten (beim Pfettendach) oder Rähmen (beim Sparrendach) gebildete Ebene, kann häufig als fachwerkartiges Längstragwerk (KRAFT S. (1998)) bzw. Längsverband (BINDING (1991 S. 49)) bezeichnet werden
 - Strebe (engl.: brace) = geneigtes Konstruktionselement zur Aussteifung
 - Vollgespärre (engl.: principal truss) = Bindergespärre (BINDING U. ROGGATZ (1990 S. 44)) = Vollgebinde (BINDING U. ROGGATZ (1990 S. 19)): jene Gespärre, in welchen die Stuhlsäule/n des Stuhls bzw. Binders angeordnet sind
- Umfangreiche Begriffsdefinitionen sind unter anderem BINDING U. ROGGATZ (1990), GERNER (2007 S. 205 ff), HOFFSUMMER U. A. (2009 S. 347 ff) und KÖCK (2011 S. 295 ff) zu entnehmen.

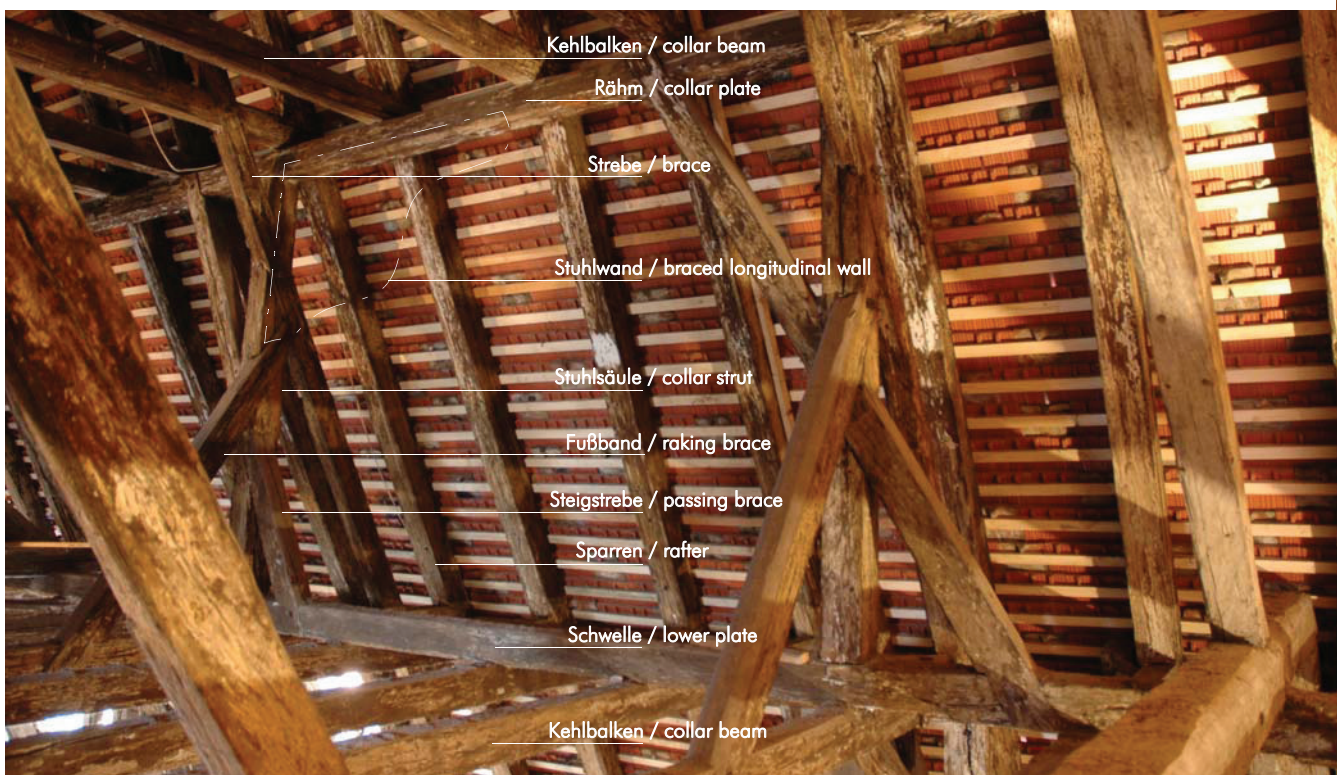


Bild 2.6 Ansicht des zweiten Stockwerks eines Dachwerks des Franziskanerklosters in Graz mit exemplarischen Bauteilbezeichnungen (englische Übersetzung in Anlehnung an CAMPBELL U. HOLZER (2013)).

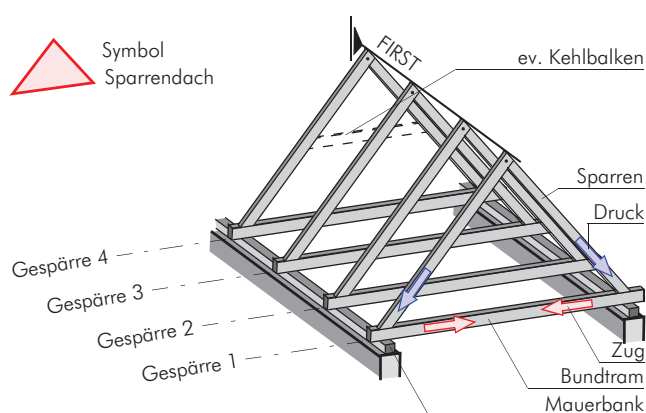
Fig. 2.6 View of the second floor in a roof structure of the Franciscan monastery in Graz with exemplary member names (english translation according to CAMPBELL A. HOLZER (2013)).

2.2.2 Grundtypen der Dachtragwerke

Nahezu alle Dachwerke lassen sich in zwei Grundtypen untergliedern: das Sparren- und das Pfettendach. Nach dem statischen System können diese wie folgt definiert werden.

Sparrendach

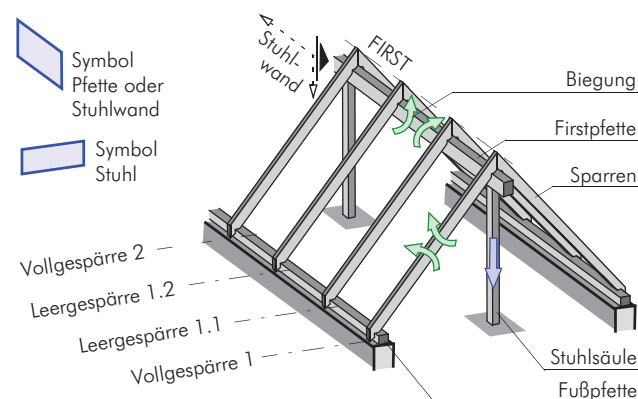
Beim Sparrendach handelt es sich um mehrfach hintereinander angeordnete Dreigelenkrahmen mit oder ohne weitere Unterstützungen (z. B. Kehlbalken) der Sparren. Die Sparren nehmen Biegemomente, Normalkräfte und Querkkräfte auf. Der Horizontalschub aus den Sparren wird durch den als Zugband wirkenden Bundtramm aufgenommen. Konstruktiv sind die Sparren wesentlicher Bestandteil des Tragwerks.



- Die äußeren Lasten werden auf dem kürzest möglichen Weg auf das unterstützende Tragwerk abgeleitet.
- Die Nutzung des Dachraums wird nicht durch Stuhlsäulen etc. eingeschränkt.
- Das Tragwerk eignet sich insbesondere für große Dachneigungen.

Pfettendach (Rofen-/Rafendach)

Die Sparren (historisch auch Rofen oder Rafen) des Pfettendachs sind geneigte Biegeträger, welche ein- oder mehrere Felder, mit oder ohne Auskrägung überspannen und auf Pfetten aufgelagert sind. Die Sparren nehmen von geringen Normalkräften abgesehen, nur Biegemomente und Querkkräfte auf. Die Pfetten wiederum lagern entweder direkt auf Wänden oder aber auf Stühlen auf. Die Pfetten tragen die Lasten im Wesentlichen über Biegung in Firstrichtung ab. Konstruktiv sind die Sparren Bestandteil der Dachhaut.



- Das Tragwerk kann leicht auf unregelmäßige Grund- und Aufrissgeometrien angepasst werden.
- Die Auswechslung einzelner Sparren ist mit vergleichsweise geringem Aufwand möglich.
- Das Tragwerk eignet sich vorwiegend für flache Dachneigungen.

Bild 2.7 Gegenüberstellung der Grundtypen und ihrer Vorteile, Links: Sparrendach, Rechts: Pfettendach.

Fig. 2.7 Comparison of basic types and their advantages, Left: rafter roof, Right: purlin roof.

Die gegenwärtigen Dachwerke lassen sich meist gut den in Bild 2.7 dargestellten Grundtypen zuordnen, es können kaum Zweifel über Bezeichnung und Tragwirkung auftreten. Im Gegensatz dazu fällt es zum Teil schwer die globale Lastabtragung historischer Dachtragwerke nachzuvollziehen und sie umfassend zu bezeichnen (siehe Bild 2.8).

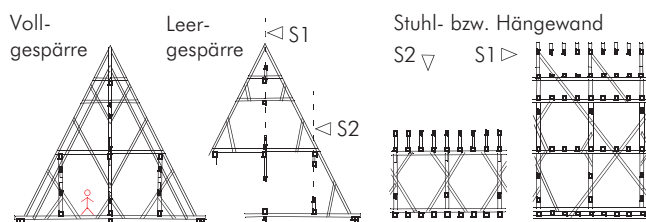


Bild 2.8 Beispiel des Dachwerks der Wallfahrtskirche Maria Rehkogel in Frauenberg, 1493 (vgl. CASTON (1998, Seite 535)).

Fig. 2.8 Example of the roof structure of the pilgrimage church Maria Rehkogel in Frauenberg, 1493 (see CASTON (1998, page 535)).

2.2.3 Historische Dachtragwerke

Die Klassifizierung historischer Dachwerke wird sowohl in der Literatur als auch von Praktikern nicht einheitlich gehandhabt. Dies ist angesichts der großen Vielfalt von Tragwerkstypen und -ausformungen und erheblicher geografischer und geschichtlicher Unterschiede verständlich. Im Folgenden wird eine eindeutige und nachvollziehbare Klassifizierung vorgestellt (siehe Bild 2.11, Erläuterungen hierzu siehe Kapitel 2.3).

Solange ein Dachwerk nur firstnormale Konstruktionsglieder aufweist – von Mauerbänken, Windrispen und Dachlatten abgesehen – kann es sich nur um ein Sparren- beziehungsweise Kehlbalkendach handeln (siehe Bild 2.11). In vielen mitteleuropäischen Dachwerken sind allerdings firstnormale und firstparallele Konstruktionsglieder (siehe Bild 2.9) an der globalen Lastabtragung beteiligt.

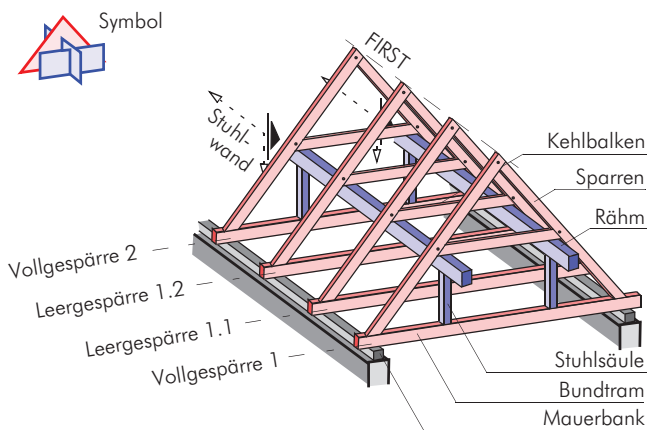


Bild 2.9 Schematische Skizze eines Sparren- bzw. Kehlbalkendachs mit zweifach stehendem Stuhl.

Fig. 2.9 Schematic illustration of a rafter or collar beam roof with a vertical principal frame.

Ein derartiges Dachwerk (siehe Bild 2.9) kann die Lasten auf zwei Arten abtragen:

sparrendachartig

Das heißt, die globale Lastabtragung erfolgt normal zum First über das unverschiebliche Dreieck bestehend aus den Sparren und dem Bundtram. Die Sparren übernehmen wesentliche Druckkräfte. Das Sparrendreieck muss jedoch nicht unbedingt mit einem Bundtram (Zugband) geschlossen sein. Es reicht aus, wenn die Sparrenfußpunkte horizontal nachgiebig gehalten werden. Für dieses horizontal nachgiebige Auflager kommt beispielsweise die Mauerbank in Kombination mit einzelnen Bundtramen (auch: Ankerbalken), Kreuzstreben (siehe Kapitel 2.3.3) oder in einzelnen Fällen das unterstützende Mauerwerk selbst in Frage.

pfettendachartig

Das heißt, die globale Lastabtragung erfolgt parallel zum First über die Biegetragwirkung der Pfetten bzw. Stuhlwände. Die Sparren übernehmen keine wesentlichen Druckkräfte. Die Pfetten können wiederum auf Stühlen (auch Bindern), welche firstnormal abtragen, aufgelagert sein.

Die tatsächliche globale Lastabtragung des in Bild 2.9 dargestellten Tragwerks ist abhängig vom Steifigkeitsverhältnis zwischen dem Kehlbalkendach (in rot) und dem Stuhl (in blau). Der Stuhl in Bild 2.9 weist aufgrund der Biegeweichheit der Bundtrame nur eine geringe Steifigkeit im Verhältnis zum Kehlbalkendach auf. Demnach werden die Lasten vorwiegend sparrendachartig abgetragen, der Stuhl dient vorwiegend der Aussteifung in Firstrichtung, z. T. der Abtragung asymmetrischer Belastungen und als Arbeitsplattform für die Montage (siehe Kapitel 2.3.7). Sind die Stuhlsäulen jedoch vertikal unverschieblich gelagert, so steigt der Anteil der pfettendachartigen Lastabtragung an. In vielen Dachwerken in Österreich existieren in den Leergespärren keine durchgehenden Bundtrame. Stattdessen werden die Sparrenfußpunkte meist von Mauerbänken und Wechselbalken horizontal nachgiebig gehalten, wodurch der Anteil der pfettendachartigen Lastabtragung ebenfalls ansteigt.

Für die Verteilung von lokalen, hohen Beanspruchungen und die Umlagerung von Kräften ist das beschriebene Tragwerk vorteilhaft. Versagen beispielsweise einzelne Sparrenfußpunkte aufgrund von Schäden (Substanzverlust, Überbeanspruchung etc.), können die Lasten unter Umständen über die pfettendachartige Lastabtragung des Stuhls umgelagert werden.

Für die Klassifizierung historischer Dachtragwerke ist die Kenntnis der vorherrschenden Lastabtragung (sparrendachartig/pfettendachartig) wenig hilfreich. Einerseits kann diese nur im Rahmen einer statischen Analyse ermittelt werden (siehe Kapitel 4A), andererseits hängt der Anteil der sparren- oder pfettendachartigen Lastabtragung z. B. auch von der Beanspruchung (symmetrisch/asymmetrisch) ab. Daher wird in diesem Beitrag davon ausgegangen, dass immer dann die Bezeichnung Sparren- beziehungsweise Kehlbalkendach zutrifft, wenn der Sparren zuerst vom Kehlbalken und erst danach von einem firstparallel verlaufenden Balken (als „Rähm“ bezeichnet) unterstützt wird (siehe Bild 2.10). Diese, von der konstruktiven Ausbildung der Sparrenunterstützung abhängige, Klassifizierung spiegelt auch die historische Entwicklung (siehe Kapitel 2.3) wieder.

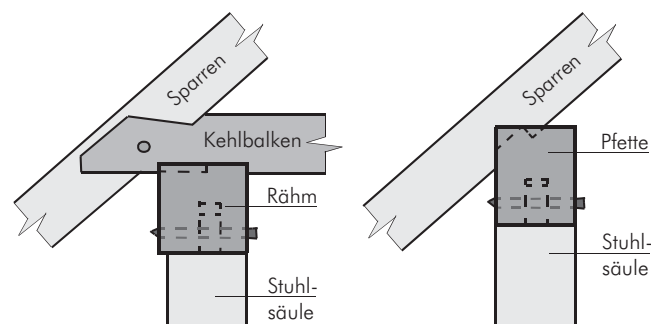


Bild 2.10 Unterstützung des Sparrens, Links: bei einem Kehlbalkendach, Rechts: bei einem Pfettendach.

Fig. 2.10 Support of the rafter, Left: in a collar beam roof, Right: in a purlin roof.

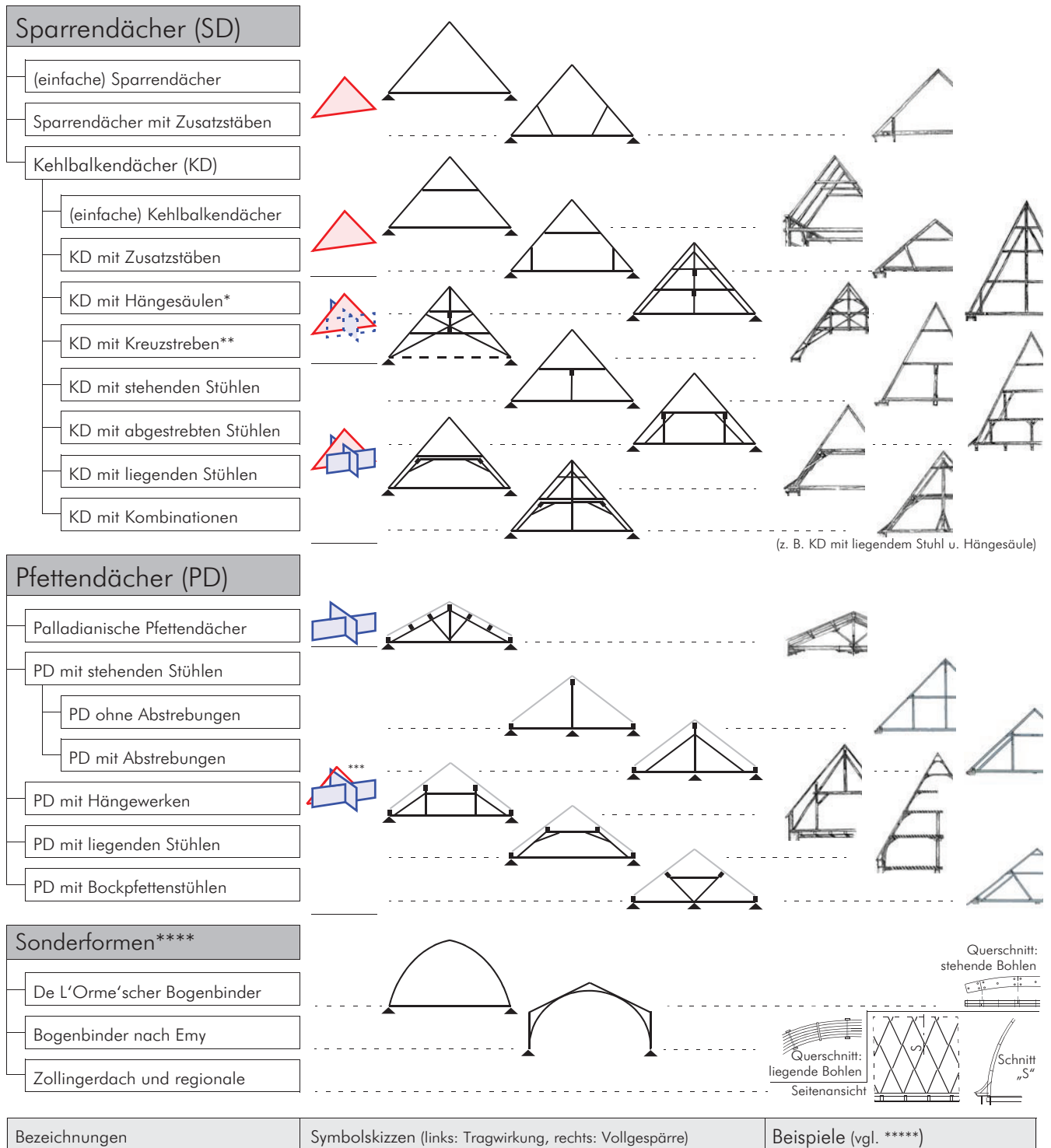


Bild 2.11 Klassifizierung historischer, hölzerner Dachtragwerke (die Symbolskizzen der Kehlbalkendächer mit Stuhl und die der Pfettendächer stellen jeweils die Vollgespärre dar) in Mitteleuropa.

Fig. 2.11 Classification of historic timber roof structures (the sketches of the collar beam roofs with frame and the purlin roofs each show the principal frame) in Central Europe.

* ... Die Hängesäulen können von den Sparren und/oder weiteren Streben oder dem Hahnenbalken abgehängt sein. In der Ebene der Hängesäulen können weitere, firstparallel verlaufende Konstruktionsglieder (diese bilden mit den Hängesäulen sogenannte Hängewände) angeordnet sein.

** ... Kreuzstreben können in Kombination mit Zusatzstäben, Hängesäulen, Stühlen und in Dachwerken ohne durchgehendem Bundtriam auf Mauerbankebene (offene Dachwerke, siehe Kapitel 1.3.3) auftreten.

*** ... Bei steilen Pfettendächern kann die Sparrendachtragwirkung auch einen Beitrag zur globalen Lastabtragung liefern (siehe Kapitel 4A).

****... Zudem existieren regionale Sonderformen. *****... BINDING (1991), HOFFSUMMER U. A. (2009), LEHRMANN (1960), LUTZ U. WESSELKAMP (2005), OSTENDORF (1908), WINTER U. RUG (1992)

2.3 Entwicklung

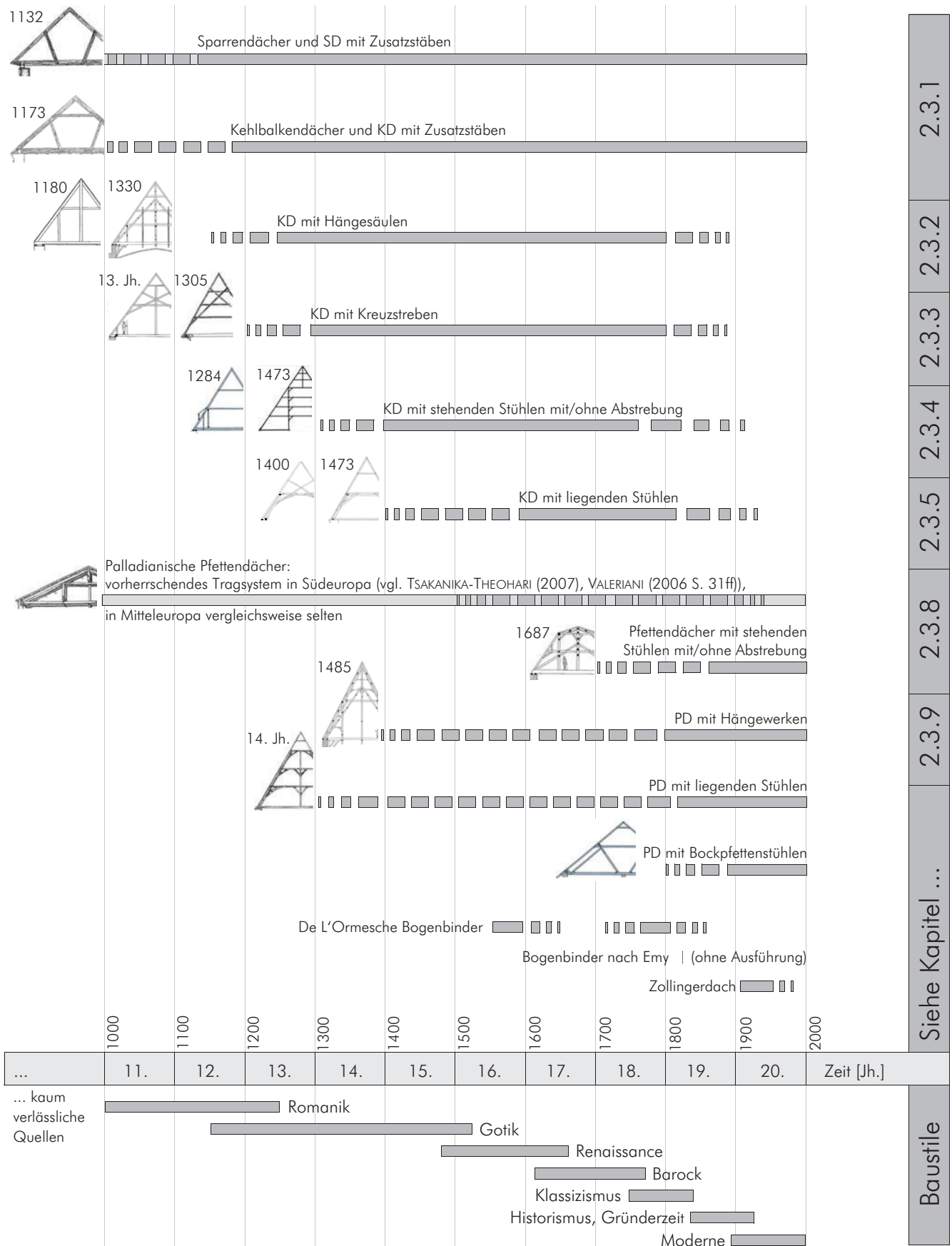


Bild 2.12 Schematische Zeittafel der Entwicklung historischer Dachtragwerke in Mitteleuropa mit Beispielen (vgl. BINDING (1991), DEINHARD (1962), FISCHER-KOHNERT (1999), HOFFSUMMER U. A. (2009), HOLZER U. KÖCK (2008), MÖNCK (1999), OPDERBECKE (1913), OSTENDORF (1908), SCHULLER U. A. (2004), TSAKANIKA-THEOHARI (2007), VALERIANI (2006), ZALEWSKI (2009).

Fig. 2.12 Schematic chronology of the development of historic roof structures in Central Europe with examples (see above).

2.3.1 Sparren- und Kehlbalckendächer mit und ohne Zusatzstäben

Die mitteleuropäischen Dachwerke der Romanik weisen i. d. R. Dachneigungen über rund 40° (HOFFSUMMER U. A. (2009 S. 151)) und Spannweiten bis etwa 10 m auf. Sie basieren auf dem Prinzip des unverschieblichen Dreiecks. Mit Hilfe weiterer Stäbe wurde versucht, die Spannweiten der Hölzer – insbesondere der Sparren – zu reduzieren (siehe Bild 2.14 links). So wurden z. B. die Sparren in St. Gangolf in Bamberg (1184, vgl. SCHULLER U. A. (2004 S. 38)) mittig mit Sparrenstreben auf die Bundtrame abgestützt. Dies verursacht eine erhebliche Biegebeanspruchung der Bundtrame (siehe Bild 2.13) und somit große Querschnitte (z. B. 20/36 cm bei rund 6 m Spannweite).

Wesentlich effizienter erfolgt die Lastabtragung symmetrischer Belastungen, wenn die Sparren gegenseitig mit Hilfe eines Kehlbalkens abgestützt werden (siehe Bild 2.13). Für asymmetrische Belastungen trägt der Kehlbalken allerdings nur unwesentlich zur Entlastung der Sparren bei. Kehlbalckendächer wurden häufig mit Sparrenstreben kombiniert, welche die Abtragung asymmetrischer Belastungen verbessern.

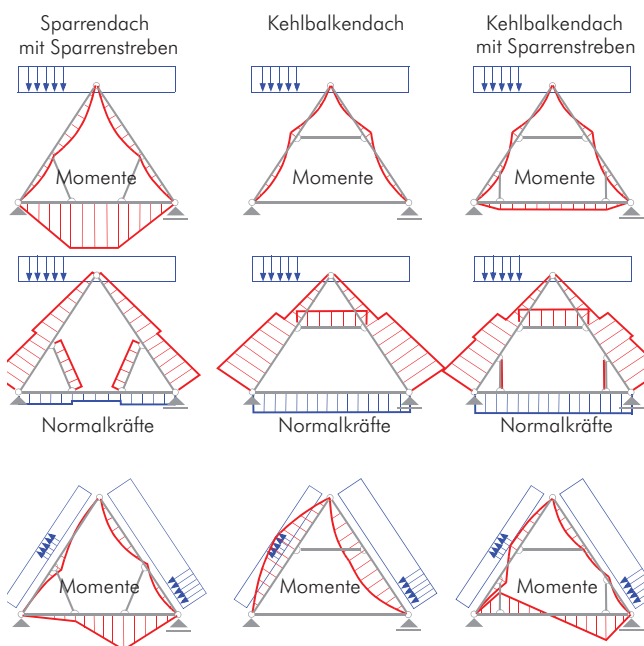


Bild 2.13 Abtragung symmetrischer und asymmetrischer Belastungen auf Sparren- und Kehlbalckendächern.

Fig. 2.13 Load transfer of symmetrical and asymmetrical loads at the rafter and collar beam roofs.

Beispielsweise in BINDING (1991 S. 41ff), FISCHER-KOHNERT (1999 S. 60ff) und OSTENDORF (1908) werden Sparrendächer dokumentiert, in denen die Position der Bundtrame von jener der Gespärre abweicht. Die Sparrenfußpunkte sind dabei in die Mauerbänke verzapft, die von den Bundtramen horizontal gehalten werden.

Weiters sind zahlreiche einfache Sparren- und Kehlbalckendächer bekannt, in denen nur jedes zweite bis siebente Gespärre einen Bundtram aufweist. Diese Bundtrame können wiederum auch zwischen den Gespärren angeordnet sein. Die Mauerbänke werden in diesen Fällen auf Biegung beansprucht. Als Gründe für diese Konstruktionen können bei-

spielsweise der freie Blick in den Dachraum (bei sichtbaren Dachwerken, z. B. Klosterkirche St. Maria in Reichenau-Mittelzell, 1235 \pm 3, siehe Bild 2.14) und die Holzsparnis genannt werden. In jenen – seltenen Fällen – in denen gar kein Buntram vorliegt (*offenes Dachwerk*), ist das Mauerwerk offensichtlich in der Lage, die auftretenden Horizontalkräfte aufzunehmen. (vgl. BINDING (1991), FISCHER-KOHNERT (1999), HOFFSUMMER U. A. (2009), OSTENDORF (1908))

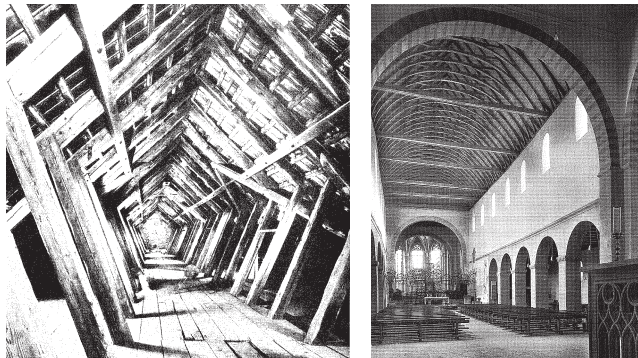


Bild 2.14 Links: Dachwerk der Stiftskirche St. Martin in Sindelfingen, 1132 (BINDING (1991 S. 43)), Rechts: sichtbares Dachwerk der Klosterkirche St. Maria in Reichenau-Mittelzell (BINDING (1991 S. 43)).

Fig. 2.14 Left: roof structure of the Stiftskirche St. Martin in Sindelfingen, 1132 (BINDING (1991 p. 43)), Right: visible roof structure of the monastery church St. Maria in Reichenau-Mittelzell (BINDING (1991 p. 43)).

2.3.2 Kehlbalckendächer mit Hängesäulen

Ab etwa der zweiten Hälfte des 12. Jh. sind hängewerksartige Konstruktionselemente dokumentiert (vgl. HOFFSUMMER U. A. (2009 z. B. S. 168)). Die Hängesäulen werden dabei von den Sparren und/oder sparrenparallelen Streben oder den Hahnenbalken vertikal gestützt (Beispiele vgl. BINDING (1991), HOFFSUMMER U. A. (2009), SCHELLENBERGER (1937)). Die Aufgabe der Hängesäulen besteht in der Verringerung der Durchbiegung von Bundtram- und teilweise auch Kehlbalckenebenen. Dies ist insbesondere dann von Bedeutung, wenn schwere Flachdecken an den Bundtramen befestigt werden sollen (z. B. im Profanbau, vgl. FISCHER-KOHNERT (1999 S. 97)) und/oder die Spannweiten zunehmen und somit das Eigengewicht der Bundtrame bereits zu deutlichen Verformungen führen würde. Werden die Sparren mit mehreren Streben – welche auch fächerförmig angeordnet sein können – auf die Hängesäule abgestützt, so können diese Gespärre als Orchideenbund (vgl. KRAFT S. (1998 S. 177)) bezeichnet werden.

Konstruktiv aufwendig ist die Herstellung tragfähiger Bundtram-Hängesäulen-Anschlüsse. Hierzu siehe Kapitel 2.4.

Als Beispiel für ein Kehlbalckendach mit Hängesäule wird hier das Dachwerk des Langhauses der Franziskanerkirche in Graz (siehe Bild 2.15) dargestellt.

Das Dachtragwerk kann in seiner ersten Ausformung als Kehlbalckendach mit drei Kehlbalckenebenen, abgestrebt Hängesäule, mittlerer Hängewand (zur Aussteifung firstparallel) und Hängestreben bezeichnet werden. Jedes zweite Gespärre ist als Vollgespärre ausgebildet. In den dazwischen liegenden Leergespärren kommt die Konstruktion ohne Streben, Hängestreben und Hängesäule aus. Nahezu alle Knoten sind als Blattverbindungen ausgeführt.

Gemäß SCHWEIGERT (1979) kann vermutet werden, dass das rund 17 m breite Tragwerk im Jahre 1257 fertiggestellt wurde. Die ursprüngliche Flachdecke (an den Bundtramen befestigt) wurde nach der Übergabe an die Franziskaner im Jahre 1515 und den darauffolgenden Umbauarbeiten, durch ein Gewölbe ersetzt. Diese bis 1519 dauernden Arbeiten machten umfangreiche Tragwerksveränderungen erforderlich. So mussten alle Bundtrame, Hängesäulen und Hängestreben gekappt werden. Die beiden nordseitig stehenden Stuhlwände und die südseitige Stuhlwand wurden aller Wahrscheinlichkeit nach erst zu diesem Zeitpunkt eingefügt. Die Hängesäulen wurden auf das Gewölbe (siehe Bild 2.15) abgestellt.

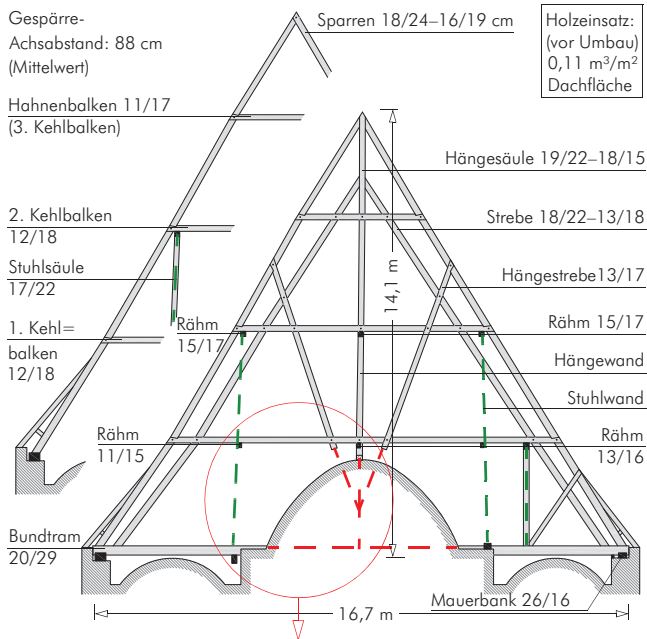


Bild 2.15 Dachwerk der Franziskanerkirche in Graz, 1257 errichtet, umgebaut 1515–1519.

Fig. 2.15 Roof structure of the Franciscan church in Graz, erected 1257, converted 1515–1519.

2.3.3 Kehlbalkendächer mit Kreuzstreben

Ab etwa 1200 (vgl. FISCHER-KOHNERT (1999 S. 41), HOFFSUMMER U. A. (2009)) tritt ein neues Konstruktionselement auf: die Kreuzstrebe (auch *Schwerter* in HOLZER U. KÖCK (2008 S. 103)). Darunter versteht man zwei Hölzer, welche die Sparren eines Gespärres in Form eines Andreaskreuzes verbinden (siehe Bild 2.16).

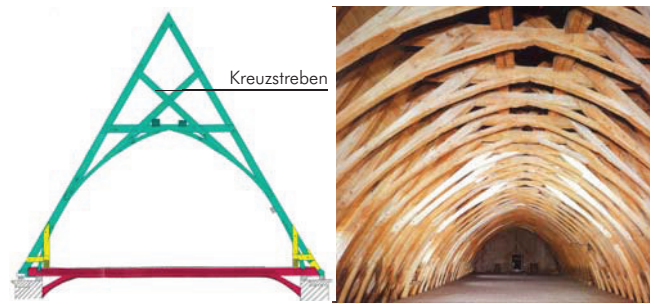


Bild 2.16 Dachwerk der Franziskanerkirche von Saalfeld, 1293/94 (vgl. CRAMER U. EISSING (1996 Tafel 3), ERLER (2004 S. 144)).

Fig. 2.16 Roof structure of the Franciscan church in Saalfeld, 1293/94 (see CRAMER U. EISSING (1996 Tafel 3), ERLER (2004 p. 144)).

Während einfache Kehlbalkendächer empfindlich auf asymmetrische Belastungen reagieren, bewirken zug- und druckfest angeschlossene Kreuzstreben eine Erhöhung der horizontalen Steifigkeit und Tragfähigkeit (siehe Bild 2.17). Kehlbalkendächer mit Kreuzstreben wurden auch mit Hängesäulen kombiniert. (vgl. BINDING (1991), FISCHER-KOHNERT (1999), HOFFSUMMER U. A. (2009))

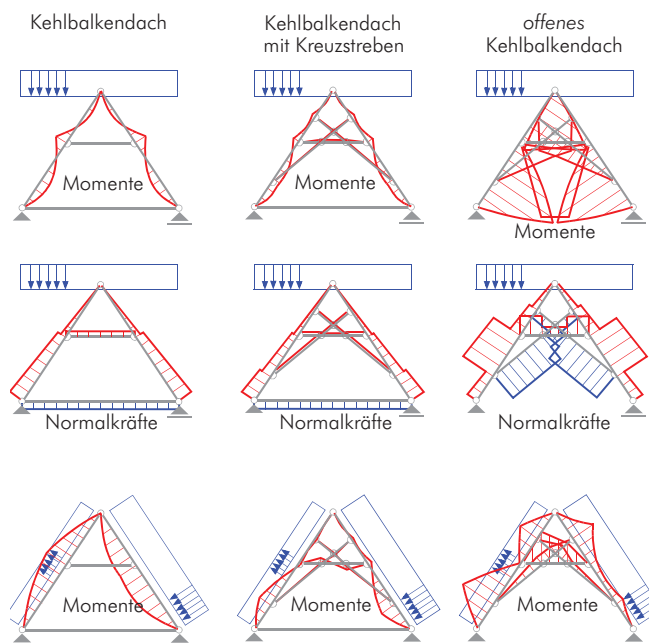


Bild 2.17 Abtragung symmetrischer und asymmetrischer Belastungen auf Kehlbalkendächern, KD mit Kreuzstreben und offenen Dachwerken.

Fig. 2.17 Load transfer of symmetrical and asymmetrical loads at collar beam roofs, CR with longitudinal braces and CR with rased tie-beams.

Zudem können Kreuzstreben für die Anbringung einer Holztonne genutzt werden. So genannte *Holztonnendachwerke* sind beispielsweise in Thüringen in großer Zahl dokumentiert (vgl. CRAMER U. EISSING (1996), Holztonnen treten aber auch ohne Kreuzstreben auf).

Kreuzstreben wurden ab dem 15. Jh. auch in Kombination mit Stühlen (siehe folgende Kapitel) für die Konstruktion von *offenen Dachwerken* eingesetzt (vgl. HOLZER U. KÖCK (2008 S. 103)). Das sind Dachtragwerke, die keine durchgehende Bundtramlage auf Mauerbankebene aufweisen, da z. B. das Gewölbe in den Dachraum ragt. Die Kreuzstreben sollten

hier die fehlenden Bundtramlagen kompensieren. Oftmals gelang dies – aufgrund der großen Nachgiebigkeiten der meisten Zugverbindungen und des Systems an sich (Momente siehe Bild 2.17) – nur unvollständig. Daher musste das Mauerwerk an den Auflagerpunkten z. T. auch Schubkräfte aufnehmen, was wiederum in manchen Fällen zu „Ausbauchungen“, Schiefstellungen und Rissen im unterstützenden Mauerwerk führte (vgl. ADAM (2009)).

Offene Dachwerke mit Kreuzstreben wurden in Süddeutschland in großer Zahl dokumentiert, siehe HOLZER U. KÖCK (2008), HOLZER U. KÖCK (2009), KILLER (1942), SACHSE (1975).

2.3.4 Kehlbalkendächer mit (abgestrebt) stehenden Stühlen

Ab etwa 1300 wurde damit begonnen, die Kehlbalken von Kehlbalkendächern durch firstparallel verlaufende Konstruktionselemente, sogenannte Rähme zu unterstützen (vgl. SCHULLER (2009 S. 92)). Diese bilden gemeinsam mit den Stuhlsäulen, Verstreben und Schwellen sogenannte Stuhlwände (daher auch die Bezeichnungen *Wanddachwerk* oder *Rähmdachwerk*). Für die Konstruktion dieser Dachtragwerke können folgende Gründe genannt werden:

- Aufgrund der größeren Spannweiten (bis rund 16,5 m, vgl. HOLZER U. KÖCK (2008 S. 9)) und Dachneigungen (über 55°, vgl. HOFFSUMMER U. A. (2009 S. 151)) der Gotik wurde die Montage der Dachwerke immer aufwendiger. Stehende Stühle konnten als Arbeitsplattformen genutzt werden und erleichterten somit wesentlich den Montagevorgang (siehe Kapitel 2.3.7).
- Im Profanbau sollten die Kehlbalkenebenen z. T. als Speicherraum genutzt werden. Hierzu waren weitere Unterstützungen der Kehlbalken erforderlich. (vgl. DEINHARD (1962), FISCHER-KOHNERT (1999), OSTENDORF (1908))
- Bei der Konstruktion von Dächern auf Hallenkirchen bot es sich an, auf den Mittelschiffarkaden einen „Tisch“ (stehender Stuhl) zu errichten, und auf diesem wiederum ein Kehlbalkendach aufzusetzen (*aufgeständerte Kehlbalkendachwerke*, vgl. BINDING (1991 S. 107ff), CRAMER U. EISING (1996), FISCHER-KOHNERT (1999), OSTENDORF (1908)).

Kehlbalkendächer mit Stühlen wurden in weiterer Folge mit allen bisher bekannten Konstruktionselementen – wie z. B. Hängesäulen, Kreuzstreben – kombiniert. Dachwerke, in welchen abwechselnd Vollgespärre mit stehenden Stühlen und Vollgespärre mit Hängewerken angeordnet wurden sind beispielsweise in Regensburg dokumentiert (sogenannte *Binderwechsel*, vgl. FISCHER-KOHNERT (1999 S. 81), OSTENDORF (1908)). In später errichteten Dachwerken wurden alle Konstruktionselemente in einem, immer gleichen Vollgespärre zusammengeführt (*kombinierte Bindergespärre*, vgl. SCHULLER U. A. (2004 S. 14)).

Erste Analysen der globalen Lastabtragung dieser Dächer ergaben, dass die Stühle – aufgrund der geringen Biegesteifigkeit der Bundtram- und Kehlbalkenlagen – nur unwesentlich an der Abtragung vertikaler Belastungen beteiligt sind. Dies bestätigen auch Beobachtungen der Biegeverformungen von Bundtram- und Kehlbalkenlagen und klaffende Rähm-Kehlbalken-Knoten (vgl. FISCHER-KOHNERT (1999 S. 72), MÜHLFELD (1938)). Statisch-konstruktiv positiv wirken sich stehende Stuhlwände auf die Aussteifung (siehe

Kapitel 2.3.6), die Abtragung asymmetrischer Belastungen und die Lastverteilung aus. Zusätzliche Abstreben der Stühle erhöhen die Steifigkeit der Stühle und damit auch deren Mitwirkung an der globalen Lastabtragung.

Als Beispiel für ein *Kehlbalkendach mit zweistöckigem, zweifach abgestrebt, stehendem Stuhl und Hahnenbalken* wird hier das Dachwerk des Franziskanerklosters in Graz (siehe Bild 2.18) dargestellt. Das gemäß SCHWEIGERT (1979) vermutlich im 15. Jh. errichtete Tragwerk überdacht den ältesten Teil des Franziskanerklosters und wurde in der Vergangenheit mehrfach umgebaut. Jedes vierte der rund 9,4 m breiten Gespärre ist als Vollgespärre ausgebildet. Die Stuhlwände werden firstparallel mit Steigbändern, firstnormal mit Fußbändern und sparrenparallelen Streben aussteift. Die Stuhlwände sind mit den Bundtramen und Kehlbalken nicht verbunden. In den Leergespärren liegen nahezu alle Kehlbalken nicht auf den Rähmen auf. Die großen Biegeverformungen der in die Dippelbaumdecke integrierten Bundtramlage und der 1. Kehlbalkenlage lassen den Schluss zu, dass die Stühle nur unwesentlich zur Abtragung vertikaler Lasten beitragen.

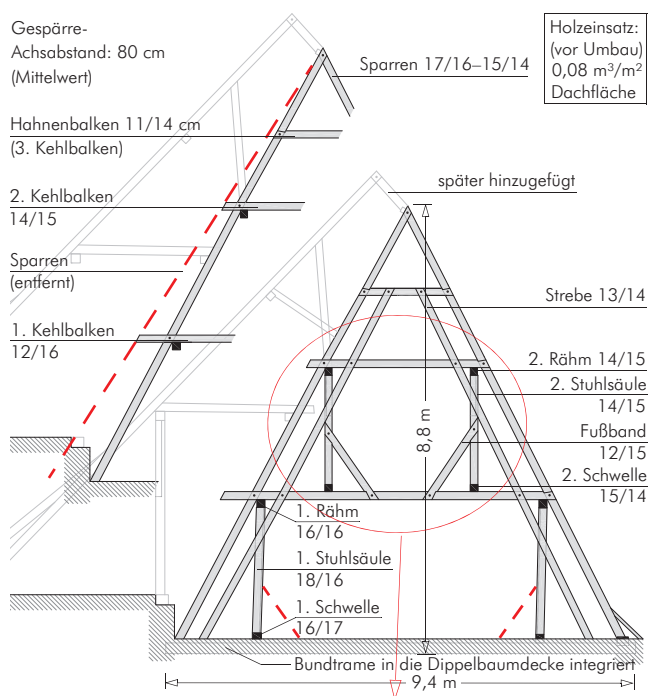


Bild 2.18 Dachwerk des Franziskanerklosters, vermutlich 15. Jh. gemäß SCHWEIGERT (1979).

Fig. 2.18 Roof structure of the Franciscan monastery, supposedly 15th century according to SCHWEIGERT (1979).

2.3.5 Kehlbalkendächer mit liegenden Stühlen und Kombinationen

Mit dem „Einkippen“ der sparrennahen Stuhlwände in die Dachneigung ab etwa 1400 wurde die Biegebeanspruchung der Bundtrame vermieden und die Kräfte weitgehend unmittelbar auf die Unterstützungsstruktur abgeleitet. Um die geneigten Stuhlwände gegeneinander abzustützen wurde ein neues Konstruktionselement, der Spannriegel, eingefügt. (vgl. z. B. BINDING (2008), FISCHER-KOHNERT (1999), OSTENDORF (1908), SCHULLER U. A. (2004 S. 92)) Zusammen mit zwischen den liegenden Stuhlsäulen und dem Spannriegel eingefügten Kopfbändern entstand – nach heutiger Nomenklatur – ein **Zweigelenrahmen**. Dieser trägt unter anderem auch zur Abtragung asymmetrischer Belastungen bei. Näheres zur Tragwirkung von Kehlbalkendächern mit liegenden Stühlen siehe Kapitel 4A.

Kehlbalkendächer mit liegenden Stühlen ermöglichten die Überbrückung großer Spannweiten und Aufnahme hoher Kehlbalkennutzlasten bei ungestörtem Dachraum. In der Renaissance und im Barock wurden die Dachneigungen verringert, gleichzeitig mussten immer größere Spannweiten überbrückt werden. Im 17. und 18. Jh. wurden sowohl im Profan- als auch im Sakralbau überwiegend Kehlbalkendächer mit liegenden Stühlen und Kombinationen (z. B. mit Hängesäulen, Kreuzstreben) errichtet. (vgl. BINDING U. ROGGATZ (1990), HOLZER U. KÖCK (2008 S. 76), OSTENDORF (1908), SCHULLER U. A. (2004 S. 14))

Diese „Standardkonstruktionen“ des Barock wurden erst im ausgehenden 18. Jh. von den Pfettendächern abgelöst (vgl. BINDING U. ROGGATZ (1990), CASTON (1998), DEINHARD (1962), OSTENDORF (1908)).

Als Beispiel für ein Dachwerk mit mehrstöckigem, liegendem Stuhl und Hängesäule wird hier die Alte Universität in der Hofgasse 14 in Graz gezeigt (siehe Bild 2.19). Das Dachwerk kann als **Kehlbalkendach mit zweistöckigem, zweifach liegendem Stuhl, Hängesäule und Hahnenbalken** bezeichnet werden. Die liegenden Stuhlwände bestehen aus Fußschwelle, Brustriegel, Streben und Rähm. Die Verbindungen an den Streben, Kopfbändern und Kehlbalken sind ausnahmslos gezapft. Das Tragwerk wurde zwischen 1607 und 1609 errichtet (vgl. SCHWEIGERT (1979)) und überspannt rund 19 m.

Im Rahmen eines späteren Umbaus wurden die Hängesäulen unterteilt, sodass sie sich jetzt auf der mittigen Pfeilerwand des Gebäudes abstützen. Wie klaffende Streben-Hängesäulenverbindungen zeigen, hat dies die globale Lastabtragung deutlich verändert. Positive Auswirkungen hatte diese Veränderung auf den Grad der statischen Unbestimmtheit und damit auf die Fähigkeit des Tragwerks, Kräfte umzulagern. In Folge von wiederholtem Feuchteintritt an der Traufe und damit verbundener Holzzerstörung versagte ein Stuhlsäulenfußpunkt (siehe Bild 2.19). Dank der Unterkeilung der Hängesäule wirkte diese als Druckstütze und die Kräfte konnten über die Biegetragwirkung der Hahnenbalken, Kehlbalken und Spannriegel sowie über die Tragwirkung der Stuhlwände (pfettendachartige Lastabtragung) umgelagert werden.

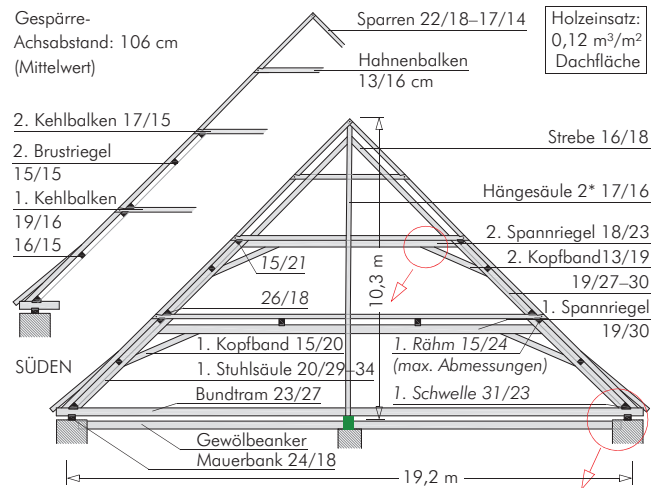


Bild 2.19 Dachwerk der Alten Universität in Graz, 1609.

Fig. 2.19 Roof structure of the Old University in Graz, 1609.

2.3.6 Verbände und firstparallele Konstruktionselemente (Stuhl- bzw. Hängewände)

Sparren- und Kehlbalkendächer ohne Stühle werden i. d. R. in Firstrichtung nur von den Dachlatten und einzelnen, auf der Sparrenunterseite angebrachten Windrispen ausgesteift. Wenn diese Windrispen fehlen oder nur sporadisch vorhanden sind, kann es zu Stiefstellungen und/oder Krümmungen der Gespärre in Firstrichtung kommen (siehe Bild 2.20).

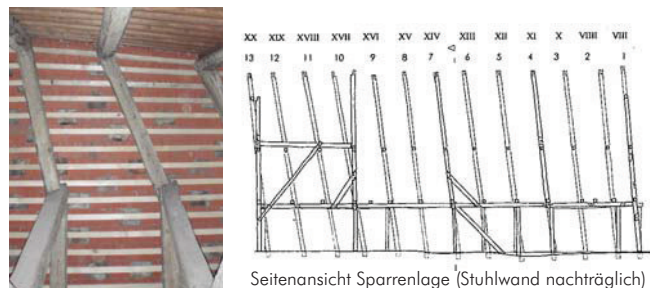


Bild 2.20 Auswirkungen fehlender oder mangelhafter Verbände, Links: Franziskanerkloster in Graz, Rechts: Lange Straße 24 in Pirna aus KRAFT S. (1998 S. 22)).

Fig. 2.20 Consequences of poor or missing bracing. Left Franciscan monastery in Graz, Right: Lange Straße in Pirna (see KRAFT S. (1998 p. 22)).

Mit der Ausbildung von Stuhl- bzw. Hängewänden wurde die Aussteifung der Dachwerke in Firstrichtung deutlich verbessert. Zeitlich und regional unterscheiden sich die Ausbildungen dieser fachwerkartigen Längstragsysteme (siehe

Bild 2.22). Eine typische Stuhlwand besteht aus Fußschwelle (oder Stuhlschwelle), Brustriegel, Rähm, Stuhlsäulen und Streben und/oder Fuß-/Kopfbändern und/oder Steigbändern (siehe Bild 2.21). Um den Anschluss der Verbandsstäbe in liegenden Stuhlwänden geometrisch zu erleichtern, wurden oft fünfeckig behauene Fußschwellen und Rähme verwendet. In einzelnen Fällen bestehen liegende Stuhlwände auch nur aus Stuhlsäulen, Rähm und Verstrebrungen. (vgl. BINDING U. ROGGATZ (1990), CASTON (1998), HOFFSUMMER U. A. (2009), HOLZER U. KÖCK (2008), OSTENDORF (1908))



Bild 2.21 Bauteilbezeichnungen, Links: Stuhlwand mit Fußschwelle, Rechts: Stuhlwand ohne Fußschwelle.

Fig. 2.21 Notation of building components, Left: frame wall with sole plate, Right: frame wall without sole plate.

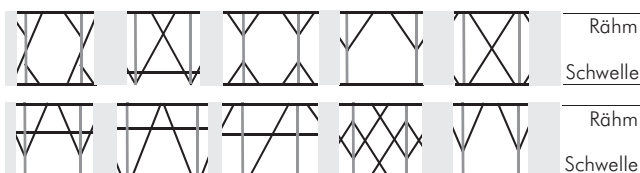


Bild 2.22 Skizzen unterschiedlicher Stuhlwandausbildungen.

Fig. 2.22 Sketches of different frame wall constructions.

2.3.7 Montagetechnologie

Die Montage (auch „Aufrichten“ FISCHER-KOHNERT (1999 S. 89), „Aufschlagen“ BINDING (1991 S. 14)) eines großen Dachwerks stellte ohne die leistungsfähigen Hebezeuge der Neuzeit eine Herausforderung dar (siehe Bild 2.3). Daher bestimmte der Aufrichtvorgang auch wesentlich die Konstruktion des Tragwerks. Einfache Sparren- und Kehlbalckendächer (ohne Stühle) wurden in Einzelteilen aufgehoben und auf der Bundtramlage zusammengesetzt. Anschließend wurden die Gespärre durch Drehung um die Achse des Bundtrams in ihre Sollage gebracht (siehe Bild 2.23). (vgl. FISCHER-KOHNERT (1999), HOLZER U. KÖCK (2008), MÜHLFELD(1938)) Bei großen Tragwerken – wie beispielsweise des rund 14 m hohen Dachwerks der Johanniskirche in Göttingen (vgl. GÖTZ (2007)) – erfolgte der Aufrichtvorgang zum Teil auf zwei Ebenen (siehe Bild 2.23 rechts).

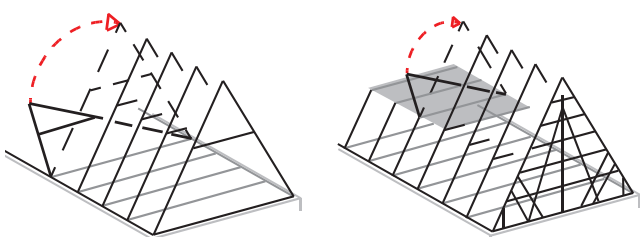


Bild 2.23 Aufrichtvorgang bei Sparren- und Kehlbalckendächern.

Fig. 2.23 Assembling procedure for rafter and collar beam roofs.

Durch die Verwendung stehender Stühle ab etwa 1300 wurden die Montagearbeiten auch für große Dächer deutlich einfacher. Zuerst wurden auf der Bundtramlage die Stuhlwände aufgerichtet und die Kehlbalcken aufgelegt. Auf dieser Arbeitsbühne konnte nun ein weiterer Stuhl errichtet werden, oder es folgten die Sparren, welche über die Rähme hochgeschoben wurden. (vgl. BINDING U. A. (1988/89), FISCHER-KOHNERT (1999), HOLZER U. KÖCK (2008 S. 71), MÜHLFELD(1938), SCHULLER U. A. (2004 S. 10))

Der größte Vertreter mit stehenden Stühlen im deutschsprachigen Raum war das 1430 fertiggestellte und 1945 abgebrannte Dachwerk des Wiener Stephansdoms mit einer Basisbreite von rund 32 m und einer Höhe von 36 m (siehe Bild 2.24). Die Montage dieses Dachwerks erfolgte wie eben beschrieben (siehe SCHULLER U. A. (2004 S. 26ff) und siehe Bild 2.24).

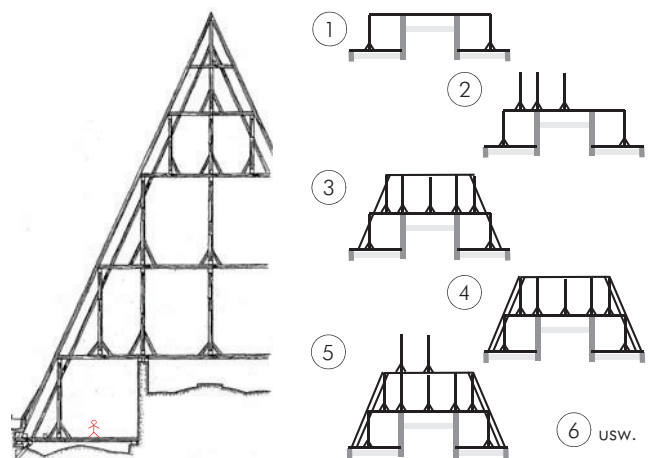


Bild 2.24 Aufrichtvorgang beim Stephansdom in Wien (vgl. OSTENDORF (1908), SCHULLER U. A. (2004)).

Fig. 2.24 Assembling procedure for the St. Stephen's Cathedral in Vienna (see OSTENDORF (1908), SCHULLER U. A. (2004)).

In einzelnen Fällen lässt sich auch der nachträgliche Einbau von Stuhlwänden – z. B. als Instandsetzungsmaßnahme – nachweisen; so z. B. bei der Franziskanerkirche in Regensburg (vgl. BINDING (1991 S. 79), Montage siehe Bild 2.25 rechts). Dachwerke mit liegenden Stühlen wurden analog zu stehenden Stühlen errichtet, allerdings wurde die Montage durch die Neigung der Stuhlwände etwas erschwert (siehe Bild 2.25). (vgl. HOLZER U. KÖCK (2008 S. 72), MÜHLFELD (1938))

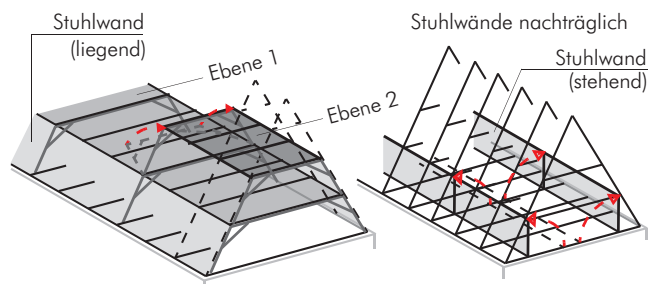


Bild 2.25 Aufrichtvorgang bei Kehlbalckendächern mit Stühlen (Verbände nicht dargestellt).

Fig. 2.25 Assembling procedure for collar beam roofs with frames (no braces shown).

2.3.8 Pfettendächer vor 1800

Im vergleichsweise niederschlagsarmen Südeuropa wurden vorwiegend flachgeneigte Dächer errichtet. Das Pfettendach ist für diese Bauaufgabe prädestiniert. Zudem konnten die Zimmermeister auf den Erfahrungen antiker Hängewerksdächer aufbauen. In den Vollgespärren dieser Tragwerke wurden i. d. R. fachwerkträgerähnliche, dreiecksförmige Träger angeordnet, auf deren Obergurte die Pfetten aufgelegt wurden (siehe Bild 2.26). Diese unterstützten – bei kleinen Dächern – entweder direkt die Dachdeckung, oder die Sparren (historisch Rofen/Rafen genannt, vgl. HOLZER U. KÖCK (2008 S. 92), THINIUS-HÜSER (1998)). (vgl. Ostendorf (1908), THINIUS-HÜSER (1998), VALERIANI (2006)) Seit der Renaissance wurden auch typische, südeuropäische Dachtragwerke nach Mitteleuropa importiert. Die Theatinerkirche St. Kajetan in München kann hierfür beispielsweise genannt werden (siehe Bild 2.26). (vgl. HOLZER U. KÖCK (2008 S. 92))

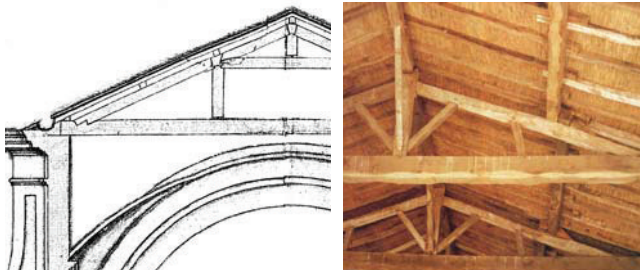


Bild 2.26 Links: Dachwerk von St. Kajetan, 1663 (vgl. HOLZER U. KÖCK (2008 S. 158), Rechts: Dachwerk in Maillezais (THINIUS-HÜSER (1998 S. 153)).

Fig. 2.26 Left: roof structure of St. Kajetan, 1663 (see HOLZER U. KÖCK (2008 p. 158), Right: roof structure in Maillezais (THINIUS-HÜSER (1998 p. 153)).

Neben den traditionellen Pfettendächern Südeuropas (palladianische Pfettendächer und flachgeneigte Hängewerke) treten in Mitteleuropa in einzelnen Regionen (z. B. in Frankreich, den Niederlanden, an der Nordseeküste) parallel zu den Sparren- und Kehlbalkendächern auch steile Pfettendächer auf (siehe Bild 2.27). (vgl. BINDING (1991), HOFFSUMMER U. A. (2009), OSTENDORF (1908))

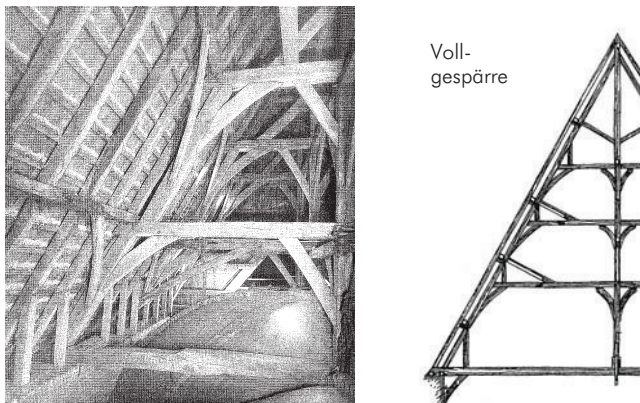


Bild 2.27 Pfettendächer um 1500, Links: Kreis Tecklenburg (vgl. BINDING (1991 S. 180)), Rechts: Nordfrankreich (vgl. OSTENDORF (1908 S. 77)).

Fig. 2.27 Purlin roof structures around 1500, Left: Kreis Tecklenburg (see BINDING (1991 p. 180), Right: Northern France (see OSTENDORF (1908 p. 77)).

2.3.9 Pfettendächer des 19. Jh.

Im 19. Jh. wurden die Kehlbalkendächer Mitteleuropas weitgehend von den Pfettendächern verdrängt. Zur Standardkonstruktion in der Gründerzeit in Graz wurde das Pfettendach mit zweifachem Hängewerk (siehe Bild 2.28). (vgl. ERLER (2004), GRAEFE (1989), MÖNCK (1999), OPDERBECKE (1913), WEIXLER (1980))

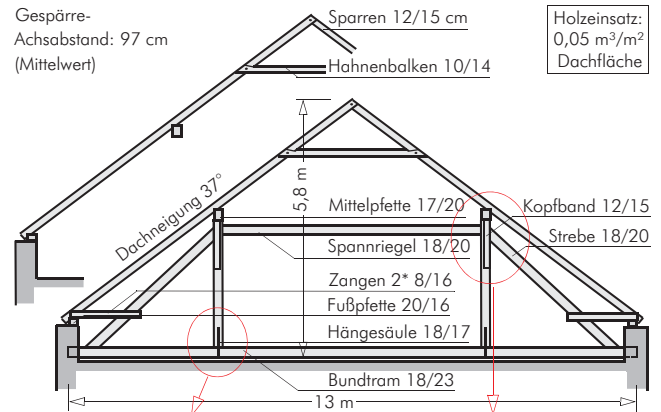


Bild 2.28 Dachwerk der Kronesschule in Graz, ca. 1890, vgl. KIRCHLER (2009).

Fig. 2.28 Roof structure of the Kronesschule in Graz, approximately 1890, see KIRCHLER (2009).

Folgende Gründe für diese Entwicklung können beispielhaft genannt werden:

- Pfettendächer haben sich für verwinkelte Grundrisse als anpassungsfähiger erwiesen und sind in der Regel einfacher abzubinden, aufzurichten und zu reparieren.
- Da die Sparren nur geringfügige Normalkräfte erhalten, ist die Ausbildung von Kniestöcken (Drempeln) möglich. Diese verbessern die Nutzbarkeit des Dachraumes. Zudem waren Kniestöcke aus gestalterischen Gründen erwünscht.
- Innerhalb der Stadtgrenzen von Graz – unter somit annähernd gleichen Schnee- und Windlasten – wurde der Konstruktionsholzeinsatz im Regelbereich von sechs aufgemessenen Pfettendächern mit Hängewerken und acht Kehlbalkendächern mit liegenden Stühlen ermittelt. Die Berechnungen* ergaben, dass die Pfettendächer einen Holzverbrauch von 0,04 – 0,06 m³/m² Regeldachfläche (Mittelwert: 0,05 m³/m², 13,2 m Grundbreite, 40°), die Kehlbalkendächer einen Holzverbrauch von 0,07 – 0,12 m³/m² Regeldachfläche (Mittelwert: 0,09 m³/m², 13,8 m Grundbreite, 49°) aufweisen. Da die Querschnitte und Abmessungen der untersuchten Tragwerke im Vergleich zur Literatur nicht ungewöhnlich sind, kann der

Schluss gezogen werden, dass Pfettendächer deutlich weniger Konstruktionsholz erfordern, als vergleichbare Kehl-balkendächer mit liegenden Stühlen.

Bezüglich der Tragwirkung von Pfettendächern wird auf Kapitel 4A verwiesen.

* ... Der Holzeinsatz wurde näherungsweise unter Verwendung der jeweiligen maximalen Stablänge, gerundet auf [dm], multipliziert mit dem mittleren Querschnitt ermittelt.

Regional häufig gebaute Dachwerke sind beispielsweise die Wiener Dachstühle und die Bockpfettendachwerke (siehe Bild 2.29). Erstere ähneln einem Hängewerk, welches durch Kappen der Hängesäulen und Einfügen von zangenartigen Kopfbindern in einen liegenden Stuhl umgebaut wurde. Zweitere nutzen die Möglichkeit der Lastabtragung auf eine Mittelmauer. (vgl. LEHRMANN (1960))

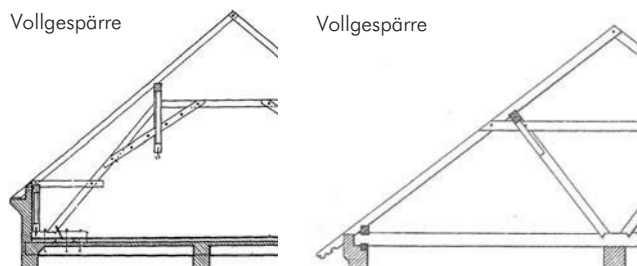


Bild 2.29 Links: „Wiener Dachstuhl“, Rechts: Bockpfettendach (vgl. LEHRMANN (1960)).

Fig. 2.29 Left: „Wiener Dachstuhl“, Right: trestle purlin roof (see LEHRMANN (1960)).

2.4 Verbindungen

Unter einer zimmermannsmäßigen Holzverbindung wird hier das Zusammenfügen von Holzbauteilen zum Zweck der Kraftübertragung ohne Verwendung materialfremder Bauteile (wie z. B. aus Schmiedeeisen) verstanden.

Die Entwicklung der Tragwerke und der Holzverbindungen ist eng miteinander verknüpft, so eng, dass man mit Bezug zum Binden dem Fachwerk in Dänemark beispielsweise den Namen „Bindingsvaerk“ gab (vgl. GERNER (2000 S. 6)). In historischen Dachwerken sind folgende Verbindungsarten anzutreffen (in den eckigen Klammer werden jeweils die Vorläuferstufen gemäß GERNER (2000) angegeben, siehe Bild 2.30).

Insbesondere Zapfen- und Blattverbindungen sind häufig mit Holznägeln [Keil, Schrägnagel] gesichert worden. Diese erleichterten zudem die Montage (temporäre Sicherung).

Im Vergleich zu modernen ingenieurmäßigen Verbindungen erfordern zimmermannsmäßige Verbindungen häufig große Querschnittsschwächungen. Die Kraftübertragung ist meist exzentrisch. Druck- und Zugkräfte werden prinzipiell über Kontaktdruck übertragen. Häufig ergeben sich aus der Geometrie große lokale Querdruck-, und – noch problematischer – Querzugbeanspruchungen. Die zumeist zur Lagesicherung vorhandenen Holznägel sind im weitesten Sinne als stiftförmige Verbindungsmittel auf Abscheren, die Bohrlochwandung auf Lochleibung beansprucht.

Laut GERNER (2000 S. 17) kann davon ausgegangen werden, dass um 3000 v. Chr. bereits alle Grundtypen der Verbindungsarten bekannt waren und auch genutzt wurden. Bestimmte Verbindungen wurden jedoch bevorzugt verwendet. So sind die Verbindungen der bis ins 15. Jh. (regional teilweise bis ins 18. Jh.) hergestellten Dachwerke überwiegend verblattet worden. Danach vollzog sich – großteils durch örtliche Bauordnungen massiv gefördert – der Übergang zu den Zapfenverbindungen (siehe Bild 2.31). Allerdings wurden beispielsweise die Längsstöße der Bauhölzer weiterhin als Blattverbindungen ausgeführt (vgl. GERNER (2000), OSTENDORF (1908), ZWERGER (1997)).

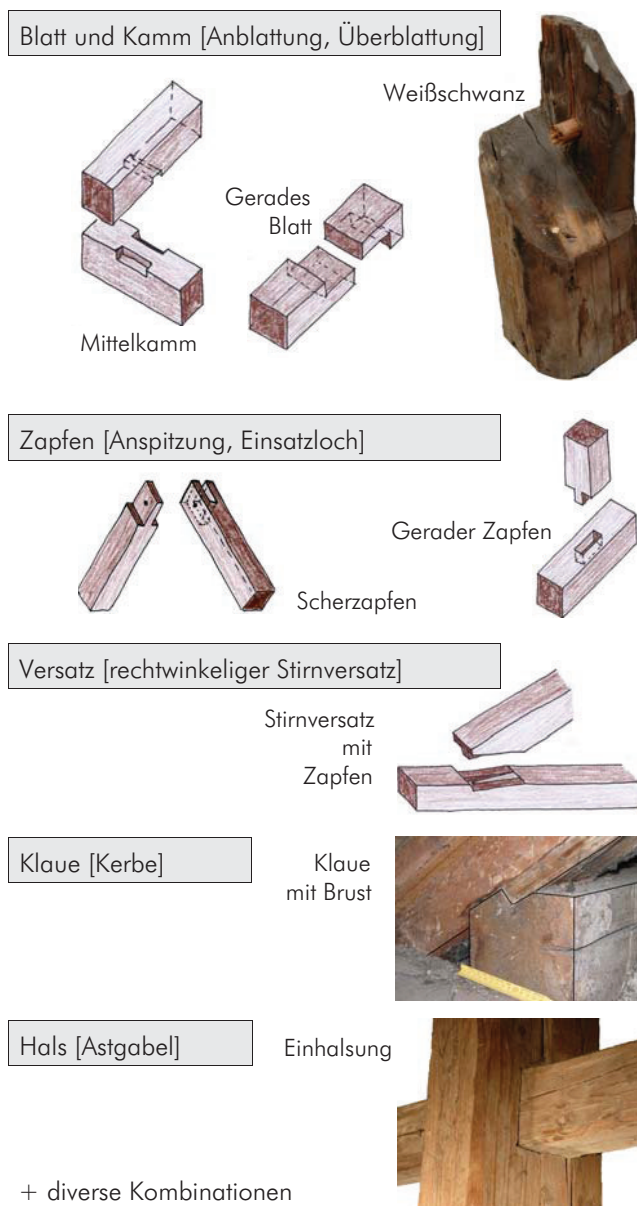


Bild 2.30 Darstellung häufiger Vertreter der Verbindungsarten (vgl. MEISEL (2009A)).

Fig. 2.30 Illustration of frequently used joints (see MEISEL (2009A)).



Bild 2.31 Anschluss der Kopfbänder in liegenden Stühlen, Links: geblattet, Rechts: gezapft.

Fig. 2.31 Connection of the Struts in trapezoidal portal frames, Left: scarf joint, Right: tenon joint.

Für die Herstellung voll funktionsfähiger Hängewerke sind leistungsfähige Bundtramaufhängungen erforderlich. Diese können in Holz nur mit großem Aufwand hergestellt werden (siehe Bild 2.32). Daher wurden für diese Verbindungen ab dem 15. Jh. auch schmiedeeiserne Bänder, Bolzen und/oder Klammern verwendet (vgl. FISCHER-KOHNERT (1999 S. 78)).

Mit dem Aufkommen der Pfettendächer im 19. Jh. wurden zunehmend Klauenverbindungen (Aufklauung des Sparrens auf die Pfette) angewandt. Anfang des 20. Jh. wurden die zimmermannsmäßigen Verbindungen in größeren Dachtragwerken weitgehend von ingenieurmäßigen Verbindungen abgelöst.

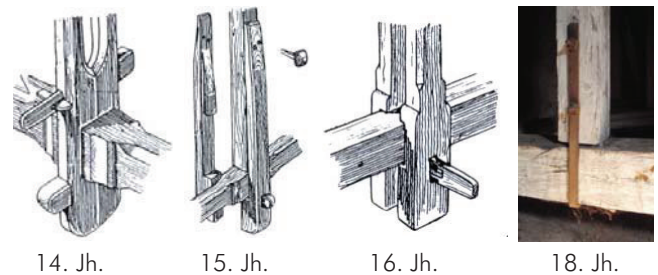


Bild 2.32 Bundtramaufhängungen (vgl. Ostendorf (1908), MEISEL (2009A)).

Fig. 2.32 Suspensions of tie-beams (see Ostendorf (1908), MEISEL (2009A)).

2.5 Zusammenfassung

Allein unter statischen Gesichtspunkten betrachtet, sind viele historische Dachtragwerke nicht „logisch“, ihre Konstruktion und Tragwirkung kann nicht einfach nachvollzogen werden. Einzelne Stäbe sind beispielsweise nur unwesentlich an der globalen Lastabtragung beteiligt. Weiterhin liegen häufig Tragwerke vor, welche sowohl pfettendachartig als auch sparrendachartig abtragen.

Die angeführten Besonderheiten lassen sich damit begründen, dass die Konstruktionen zum Beispiel überwiegend von der Erfahrung und dem Mut der Ausführenden sowie von der Montagetechnologie bestimmt wurden. Statische Berechnungen spielten damals in der Regel keine Rolle. Daher wird hier eine einfache Nomenklatur und Bezeichnung anhand der konstruktiven Ausbildung der Sparrenunterstützung vorgeschlagen. Diese – nicht unbedingt mit der Tragwirkung korrespondierende – Nomenklatur spiegelt zudem die historische Entwicklung der Dächer aus dem einfachen Sparrenbeziehungsweise Kehl balkendach in Mitteleuropa wieder.

Weiterhin wird gezeigt, dass es sich beim überwiegenden Teil der etwa vor 1800 errichteten historischen Dachtragwerke um Kehl balkendächer mit Hängesäulen, Kreuzstreben und/oder stehenden/liegenden Stühlen handelt. Diese Tragwerke sind seit rund einem Jahrhundert bis auf Einzelfälle nicht mehr zur Anwendung gekommen. Im 19. Jh. haben sich die Pfettendächer (meist mit Hängewerken) als die an unregelmäßige Grundrisse anpassungsfähigeren, leichter zu montierenden und zu reparierenden Dachwerke erwiesen. Auch der Holzeinsatz ist – wie einzelne Berechnungen in Graz gezeigt haben – bei Pfettendächern deutlich geringer. Allerdings ist der Grad der statischen Unbestimmtheit bei den meisten Pfettendächern niedriger, sodass Kehl balkendächer häufig die robusteren Tragwerke darstellen.

Mit diesem Kapitel wird dem Ingenieur ermöglicht, historische Dachwerke zutreffend zu bezeichnen und die Gründe für die Ausformung dieser Tragwerke zu verstehen sowie deren Tragverhalten zumindest qualitativ nachzuvollziehen. Damit ist die Grundlage für eine realitätsnahe statische Analyse (siehe Kapitel 4) geschaffen. Hinsichtlich vertiefter Angaben zur Entwicklung historischer Dachtragwerke wird auf das Literaturverzeichnis verwiesen.

KAPITEL 3

METHODIK ZUR ZUSTANDSBEURTEILUNG



Bild 3.1 Firstbereich im Dachwerk der Franziskanerkirche von Graz.

Fig. 3.1 Ridge area in the roof structure of the Franciscan church in Graz.

3 METHODIK ZUR ZUSTANDSBEURTEILUNG

Dieses Kapitel behandelt die zeitlichen, tragfähigkeitsrelevanten Einflüsse auf die Tragsicherheit historischer Dachtragwerke aus Holz sowie deren Schadenserfassung und Schadensanalyse. Darauf aufbauend wird eine – vorläufig ausschließlich für historische Dachwerke im Raum Graz entwickelte – Methodik für eine nachvollziehbare und dokumentierbare Zustandsbeurteilung dieser Tragwerke dargestellt und anhand von Beispielen illustriert.

Dieses Kapitel wurde in ähnlicher Form in MEISEL U. A. (2013B) veröffentlicht.

3.1 Motivation, Zielsetzung und Begriffe

Zahlreiche Tragwerke der UNESCO-Weltkulturerbe geschützten Dachlandschaft von Graz werden derzeit nicht regelmäßig von fachkundigen Personen instandgehalten (vgl. MEISEL U. A. (2011) und allgemein: FRITZEN (2006)). Dies wird von etlichen Liegenschaftseigentümern mit der großen Bestandsdauer gerechtfertigt. „Das trägt schon xx Jahre, warum soll es nicht noch einmal so lange funktionieren?“ Solange ein Tragwerk zum Zeitpunkt seiner Errichtung dem geltenden Baurecht entsprach gilt Bestandsschutz (vgl. FINGERLOOS U. A. (2008)). Allerdings entbindet dieser die Liegenschaftseigentümer nicht von ihrer Obliegenheit, die Bauwerke instand zu halten, da sie für sämtliche, von ihren baulichen Anlagen ausgehenden, Gefahren verantwortlich sind (*Verkehrssicherungspflicht* siehe Allgemeines Bürgerliches Gesetzbuch ABGB § 1319).

In der Praxis bedarf es häufig eines konkreten Anlasses – beispielsweise augenfälliger Schäden oder Nutzungsänderungsabsichten – damit ein erster Befund/Analyse und eine erste Beurteilung beauftragt werden (siehe Bild 3.2). Selbst bei Ingenieurholzbauten ist die Entscheidung, ob und wann Instandsetzungsmaßnahmen oder gar Anpassungen an das heutige Baurecht erforderlich sind (weil der Bestandsschutz gefallen ist), nur schwierig zu treffen. Historische Dachtragwerke (darunter werden hier vor 1900 zimmermannsmäßig errichtete verstanden) wurden weitgehend nach der Erfahrung, dem Traditionsbewußtsein, dem intuitiven statischen Verständnis und dem Mut der Ausführenden, allerdings ohne baustatische Berechnung, erstellt. Das Wissen über das tatsächliche mechanische Verhalten dieser Tragwerke ist daher vergleichsweise gering.

Ziel dieses Kapitels ist es, eine Methodik für die Beurteilung des Zustands historischer Dachtragwerke vorzustellen. Die hierzu verwendete Systematik ist an die Zustandsbeurteilung im Rahmen von Brückenprüfungen (vgl. RVS (2009), in Deutschland: vgl. DIN 1076 (1999), RI-EBW-PRÜF (2011)) und bei Ingenieurholzbauten (vgl. BLASS U. FRESE (2006)) angelehnt. Viele einzelne für den Tragwerkszustand wichtige Aspekte werden zu einer Gesamtpunktezahl aufaddiert. Diese entspricht der Zustandsnote und gibt die weitere Vorgehensweise vor. Darüber hinaus wird dem fachkundigen Gutachter mit diesem Schema ein Werkzeug in die Hand gegeben, mit dem er seine Beurteilung nachvollziehbar dokumentieren und Instandsetzungsprioritäten definieren kann.

Methodology for site evaluation. This chapter deals with the influences of time and issues relevant to bearing capacity on the reliability of historic timber roof structures. Furthermore, the evaluation as well as damage analysis of historic roof structures is discussed. Based on this an easily comprehensible and documentable methodology, temporarily only for roof structures in the area of Graz, is presented and illustrated with examples.

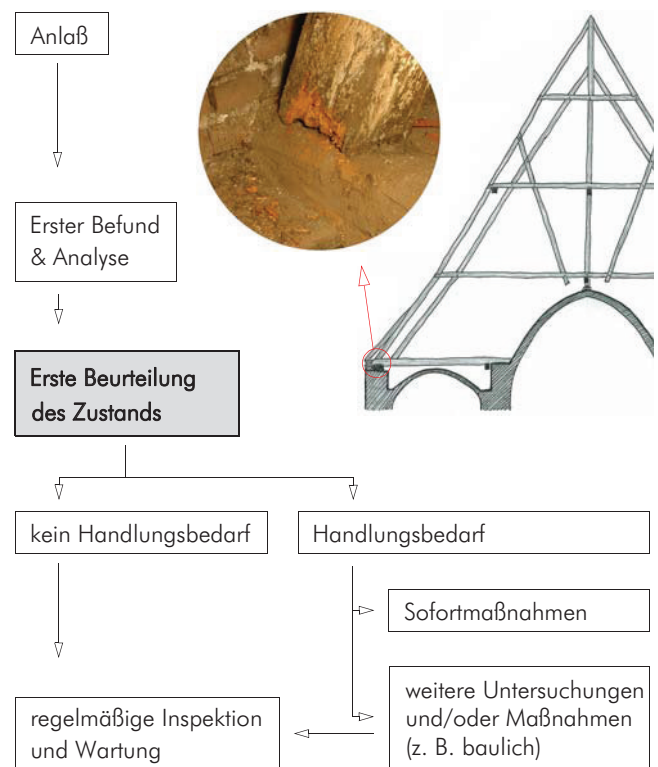


Bild 3.2 Entscheidungsprozess (Beispiel siehe Kapitel 3.5.3).
Fig. 3.2 Decision process (example see paragraph 3.5.3).

Begriffsdefinitionen:

Bestandsschutz (in Österreich: rechtmäßiger Bestand, vgl. z. B. LAND STEIERMARK (2008)): Eine bauliche Anlage, die zum Entstehungszeitpunkt dem geltenden Baurecht entsprach, bedarf keiner Anpassung an das heutige Recht. Der Bestandsschutz geht erst verloren, wenn wesentliche Eingriffe am Bestand geplant und die Änderungen nach der Bauordnung genehmigungspflichtig sind oder eine Nutzungsänderung vorliegt (vgl. ERLER (2004 S. 213), FINGERLOOS U. A. (2008 S. 11 ff), IBOLD (2010), MÖNCK (1999)).

Die **Tragsicherheit** (auch „Standssicherheit“) beschreibt den hinreichenden Abstand zwischen den Einwirkungen und dem Bauwerkswiderstand (in Anlehnung an DIN EN 1990 (2010) und STEFFENS U. A. (2002)).

3.2 Tragsicherheitsverlauf über die Zeit

Die Tragsicherheit ist – vereinfacht ausgedrückt – vom Abstand zwischen dem Tragwerkswiderstand und den zu erwartenden Einwirkungen abhängig. Je kleiner dieser Abstand, desto geringer ist die Tragsicherheit. Die Tragwerkswiderstände hängen auch vom Alter des Tragwerks ab. Dies verdeutlicht der beispielhafte Verlauf in Bild 3.3. Die Einwirkungen werden in der Grafik als für den Standort unabänderlich vorausgesetzt.

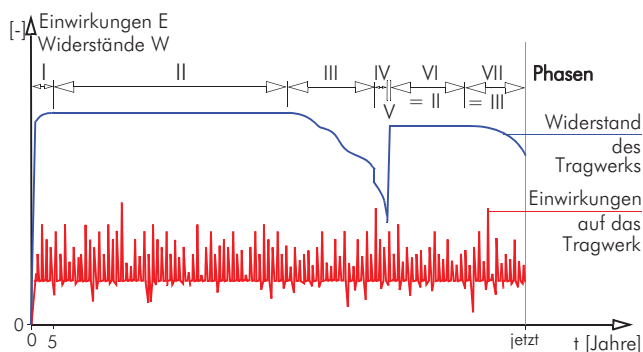


Bild 3.3 Schematische Darstellung des Verlaufs der Einwirkungen und Widerstände eines historischen Dachtragwerks über die Zeit.

Fig. 3.3 Schematically figure of the development of actions and resistances of a historic roof structure over time.

Im Folgenden werden die in Bild 3.3 eingetragenen Phasen des Tragwerkswiderstandes erläutert. Auf von Bild 3.3 abweichende Verläufe wird hingewiesen.

3.2.1 Phase I: Austrocknen und „Initialsetzen“

Historische Holzbauten wurden in der Regel „saftfrisch“ verzimmert (vgl. GÖRLACHER U. A. (1999), HÜBNER (2000), MEISEL (2009A)). Das heißt, die im Winter gefällten Bäume wurden im Frühjahr behauen, abgebunden und anschließend montiert. Durch das Austrocknen der Bauhölzer in den ersten Jahren des Gebäudebestands kann von einer Steigerung der Tragfähigkeit des Tragwerks ausgegangen werden. Hinzu kommt, dass Holz mit hoher Feuchtigkeit ein ausgeprägtes Kriechverhalten aufweist (vgl. MÖHLER U. MAIER (1970), RAUTENSTRAUCH (1989), RANTA-MAUNUS (1993), POPPER U. A. (1999), MOORKAMP (2002), ÖNORM EN 1995-1-1 (2009)). Das wiederum führt dazu, dass sich besonders hoch beanspruchte Bauteile den Kräften zu entziehen versuchen. In statisch hochgradig unbestimmten Tragwerken – und hierzu zählen viele historische Dachwerke – können Lasten auf andere Bauteile umgelagert werden. Man kann daher annehmen, dass sich historische Dachwerke in den ersten Bestandsjahren „initialsetzen“ und Spannungsspitzen umgelagert werden. Demnach kann in dieser Phase von einer Steigerung der Tragfähigkeit ausgegangen werden. Allerdings kommt es beim Austrocknen aufgrund der Anatomie von Holz – insbesondere bei einstielligen Querschnitten – auch zur Bildung von Schwindrissen. Diese Risse können die Tragfähigkeit lokal (z. B. im Bereich eines Vorholzes) als auch global (z. B. für die Übertragung von Schubkräften in einem Bauteil) verringern (vgl. FRECH (1987)). Zudem können Schwindvorgänge zu Verbindungsklaffungen und damit zu einer Erhöhung der Verformungen des Tragwerks führen.

3.2.2 Phase II: Konstanz

Die Bauhölzer haben die Ausgleichsfeuchte erreicht (unter der Annahme einer guten Durchlüftung) und die Dachdeckung samt Anschlüssen ist dicht. Sofern das Tragwerk allen Einwirkungen zu widerstehen imstande ist, kann davon ausgegangen werden, dass sich der Zustand des Tragwerks nicht verändert. In den bisherigen wissenschaftlichen Untersuchungen (vgl. EHLBECK U. GÖRLACHER (1987), EHLBECK U. GÖRLACHER (1990), NIER (1994), RUG U. SEEMANN (1989), SCHICKHOFFER U. BRANDNER (2011)) konnte kein Festigkeitsverlust allein infolge der Alterung von Holz nachgewiesen werden. Der Befall durch Insekten kann die Tragfähigkeit verringern, ist jedoch bei geringen Holzfeuchten unwahrscheinlich.

3.2.3 Phase III: 1. Schäden

Die meisten Schäden in historischen Dachtragwerken können in zwei Gruppen zusammengefasst werden:

Substanzverlust

- dauerhaft zu hohe Holzfeuchtigkeit (siehe folgende Absätze)
- Insektenbefall
- mechanische und/oder chemische Beschädigungen/Abnutzung im Betrieb (vgl. KEMPE (2004), MÖNCK (1999))

konstruktive Mängel

- nicht fachgerechte Instandsetzungen und/oder Tragwerksveränderungen
- mangelhafte bis fehlende Aussteifungsverbände
- Überbeanspruchung von Verbindungen und/oder Stäben
- fehlende konstruktive Lagesicherung
- Folgeschäden, beispielsweise aus ungleichmäßigen Fundamentsetzungen (siehe Bild 3.4)
- etc.



Bild 3.4 Biegebruch der Hahnenbalken infolge ungleichmäßiger Fundamentsetzungen (Schloss Hainfeld).

Fig. 3.4 Bending failure of the collar beam as a result of uneven foundation settlements (Schloss Hainfeld).

Für eine erhöhte Holzfeuchtigkeit können beispielhaft folgende Ursachen genannt werden:

- mangelhafte Bewitterungssicherheit der Dachdeckung (aufgrund des unregelmäßigen Formates alter Dachziegel, fehlender Dachziegel und der teilweise mangelhaften Dichtigkeit historischer Deckungsmaterialien)
- undichte Verblechungen (im Bereich von Ichen, Kamin-durchführungen, Traufen, innenliegenden Dachrinnen, etc.)
- Kondensatbildung (z. B. an Metalloberflächen, infolge

- von bauphysikalisch mangelhaften Dachausbauten)
- Nutzung des Dachraums als Wäschetrockenraum
- aufsteigende Mauerwerksfeuchtigkeit
- leckende Wasserinstallationen (in Dachräumen eher selten)
- unzureichende Belüftung (z. B. infolge Verschmutzung)
- Rückstau
- konvektive Einträge

Die Folgen von zu hoher Holzfeuchtigkeit sind:

- Förderung von Insektenbefall
- Pilzbefall, näheres siehe beispielsweise KEMPE (2004) und HUCKFELDT U. SCHMIDT (2006)

Je nach Holzfeuchtigkeit und der Möglichkeit der Wiederaustrocknung werden die Holzbauteile mehr oder minder rasch abgebaut und verlieren dadurch ihre Tragfähigkeit (vgl. KEMPE (2004), HUCKFELDT U. SCHMIDT (2006)). Werden die Ursachen für den erhöhten Feuchtezutritt behoben, können die Bauhölzer (sofern nicht durch Schmutz und Bauschutt behindert) wieder austrocknen. Die Tätigkeit der holzschädigenden Organismen sinkt oder kommt ganz zum Erliegen („Trockenstarre“). Bei einer neuerlichen Durchfeuchtung erfolgt der Holzabbau jedoch schneller als beim Erstbefall.

3.2.4 Phase IV: Teil- oder Systemversagen

Aufgrund der zunehmenden Schäden aus Phase III versagen die ersten Verbindungen und/oder Tragglieder. Das Systemversagen tritt aufgrund der hochgradigen statischen Unbestimmtheit vieler historischer Dachwerke meist nicht ein. Infolge von Kraftumlagerungen kommt es zu einer Erhöhung der Beanspruchung in noch ausreichend tragfähigen Bereichen.

Zudem kommt es infolge des Versagens von Verbindungen und/oder Traggliedern häufig zu großen Verformungen in der Dachdeckungsebene. Diese wirken sich wiederum negativ auf die Bewitterungssicherheit der Dachdeckung aus. Der Grad der Schädigung nimmt progressiv zu. Schlussendlich kann es zum Systemversagen kommen.

3.2.5 Phase V: Instandsetzung

Je nach Qualität der Instandsetzung wird der Tragwerkswiderstand mehr oder minder verbessert, eventuell aber auch verschlechtert (vgl. Begehungen und Beurteilungen in MEISEL U. A. (2011)).

Alternativ oder ergänzend zu einer Instandsetzung ist unter Umständen auch eine Reduktion der Einwirkungen (z. B. Nutzlasten beschränken, Konstruktionseigenlasten verringern) möglich.

3.3 Erster Befund (semi-visuell) und Analyse

Für jede Zustandsbeurteilung ist eine zuvor durchgeführte Schadensanalyse unabdingbar. Diese erfordert wiederum einen ersten Befund, welcher eine Bestands- und Schadensaufnahme beinhaltet. Eine erste Bestandserfassung ist erforderlich, um beispielsweise die Art und Lage von Schäden zuordnen und beschreiben zu können.

Weder die Konstruktion historischer Dachwerke noch die überwiegende Zahl der Schäden erschließt sich dem versierten Betrachter auf den ersten Blick. Daher wird empfohlen für Befund und Analyse ausreichend Zeit vor Ort einzuplanen.

3.3.1 Bestandserfassung

Im Rahmen einer ersten Begehung wird ein allgemeiner visueller Überblick über das Tragwerk und dessen Zustand gewonnen. Folgende Fragestellungen werden beantwortet:

- Liegt augenscheinlich Gefahr im Verzug vor? (In diesem Fall sind auch Maßnahmen für die eigene Sicherheit zu treffen.)
- Muss die Zugänglichkeit hergestellt werden?

Sind alle Bauteile zugänglich, das bedeutet, dass beispielsweise alle Bauhölzer von Bauschutt befreit und gereinigt, sowie Leitern und Laufstege eingebaut wurden, so erfolgt eine erste Bestandserfassung. Dabei wird folgendes erhoben:

- allgemeine Liegenschaftsinformationen
- mindestens ein Aufmaß eines typischen Voll- und Leergespärres inkl. Querschnittsabmessungen, Bezeichnung der Bauteile, Verbindungen und statisch relevante Verformungen/Schiefstellungen (Genauigkeitsstufe I bis II nach ECKSTEIN U. GROMER (1990))
- Achsen der tragenden Bauteile im Grundriss inkl. Be-

zeichnung der Gespärre (z. B. VG 1, LG 1.1 usw.) und Lage der tragenden Bauteile des Geschoßes darunter

- Fotodokumentation

Für weiterführende Literatur zu Bestandserfassungen siehe beispielsweise BLASS U. A. (2006), ECKSTEIN U. GROMER (1990), GÖTZ (2011), LISSNER U. RUG (2000), LITZNER U. CONRAD U. A. (2007), MÖNCK (1999), PETZET U. MADER (1993), RINN (2006), TICHELMANN U. GRIMMINGER (2007), TSCHERNE U. A. (2002).

3.3.2 Schadenserfassung

3.3.2.1 Grundlagen und Schwachpunkte

Die eigentliche Schadenserfassung wird sinnvollerweise erst dann durchgeführt, wenn entsprechende Pläne zur Eintragung von Art, Ort und Umfang aller Schäden erstellt wurden.

Erfahrungsgemäß (vgl. MEISEL U. A. (2011)) treten die in Kapitel 3.2.3 genannten Schäden an folgenden Orten stark gehäuft auf:

- Traufpunkten (Sparren- und Stuhlsäulenfußpunkten)
- Graten/Ichsen, Kaminanschlüssen
- Dachverschneidungen
- Materialwechsellinien (Mauerwerk – Holz)

Bei der Schadenserfassung ist eine gute Beleuchtung unabdingbar.

3.3.2.2 Vorgehensweise

Alle Stäbe und Verbindungen sind zuerst systematisch durch eine *handnahe Inaugenscheinnahme* (Begriff vgl. BLASS U. A. (2006)) und mittels Klopfprobe zu untersuchen. Bei der

Klopfprobe werden die statisch wirksamen Hölzer mit einem Zimmermannshammer (idealerweise mit glatter Bahn) angeschlagen. Nichttragende Stäbe oder Verbindungen sowie oberflächliche Schäden können damit rasch eruiert werden. Im unmittelbaren Bereich von Verbindungen, insbesondere an den typischen Schwachstellen, wird auch vereinzelt die Spitze des Zimmermannshammers eingesetzt. Lokale Holzzerstörungen können damit detektiert und durch Bearbeitung mit der Hammerspitze ihr Umfang ermittelt werden (siehe Bild 3.5).



Bild 3.5 Links: Ansicht vor der Klopfprobe, Rechts: danach.
Fig. 3.5 Left: view before knocking test, Right: afterwards.

An typischen Schwachstellen und schlecht einsehbaren Bereichen (z. B. Zwischenraum Dachziegel-Sparren) muss sodann zumindest stichprobenartig untersucht werden, ob in den Holzbauteilen zerstörte Bereiche existieren. Diese Untersuchungen können mittels Bohrungen und Bohrmehlanalysen, Auszieh- oder Bohrwiderstandsmessungen sowie Ultraschallmessungen durchgeführt werden (siehe Bild 3.6). (vgl. KRAFT U. U. PRIBBERNOW (2006), HASENSTAB (2006)) Sämtliche Erkenntnisse sind untersuchungsbegleitend und nachvollziehbar zu dokumentieren.

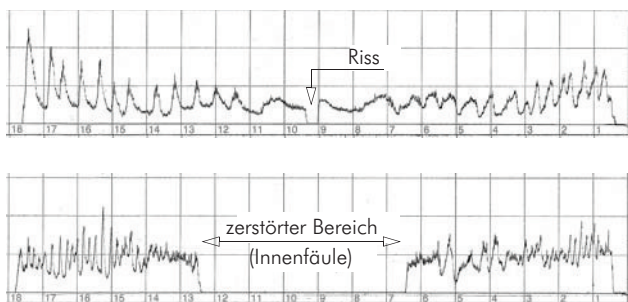


Bild 3.6 Protokolle von Bohrwiderstandsmessungen, Oben: Bohrung durch einen schadfreien Sparren, Unten: Bohrung durch einen Sparren mit Innenfäule.
Fig. 3.6 Printouts of drilling resistance measurements, Above: drilling through a healthy rafter, Below: drilling through a rafter rotten inside.

3.3.3 Schadensanalyse

Hier gilt es die Ursachen von Schäden und deren Auswirkungen auf das Tragwerk zu ermitteln.

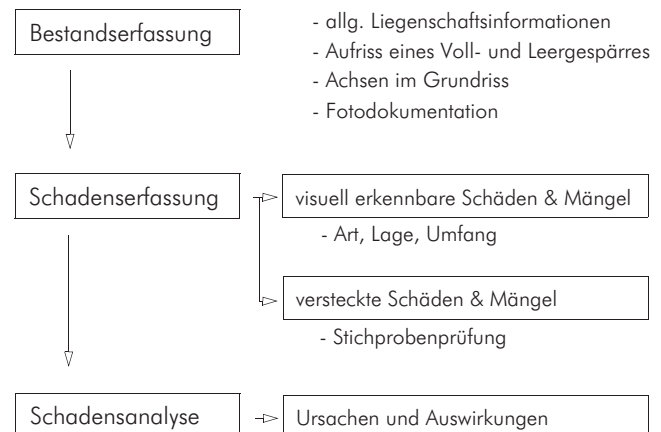


Bild 3.7 Vorgehensweise bei Befund und Analyse.
Fig. 3.7 Approach at findings and analysis.

3.4 Zustandsbeurteilung

Auf Basis des ersten Befunds und der darauf aufbauenden Schadensanalyse wird eine erste Beurteilung des Zustands des Tragwerks durchgeführt.

Bei großen Objekten ist für jeden Trakt und für jeden statisch-konstruktiv unterschiedlichen Bereich eine *separate Beurteilung* vorzunehmen.

3.4.1 Datengrundlage

Als Datengrundlage für die Erstellung des Beurteilungsschemas dienten insgesamt rund 100 Dachtragwerke in Graz und Umgebung. Sie wurden zwischen 1257 und 1880 errichtet und zwischen 2005 und 2011 von den Autoren erfasst. Die Bearbeitung dieser einzelnen Dachtragwerke reichte von fotografischen Dokumentationen und Beschreibungen bis hin zu räumlichen Systemdarstellungen, Schadenskartierungen und umfassenden, räumlichen baustatischen Analysen. Anhand der insbesondere im Rahmen der Erstellung des Forschungsprojektes D(N)ACHHALTIGKEIT GRAZ gewonnenen Ergebnisse und Erfahrungen wurde das vorliegende Beurteilungsschema entwickelt. Die Methodik wurde iterativ solange optimiert, bis die Ergebnisse des Beurteilungsschemas mit den Ergebnissen der z. B. vorliegenden baustatischen Analysen übereinstimmten.

3.4.2 Notensystem

Das Notensystem und die weitere Vorgehensweise sind in Bild 3.8 erläutert. Das Notensystem wurde in Anlehnung an die RVS *Arbeitspapier Nr. 12* (2009), dem Österreichischen Pendant zur DIN 1076 (1999) und der RI-EBW-PRÜF (2011) entwickelt. Ein ähnliches Notensystem mit der Bezeichnung „Zustandsklassen“ wurde in LISSNER, RUG U. A. (1993) vorgestellt.

Die Beurteilung des Zustands eines Tragwerks wird abhängig gemacht von

- der **Schadensfolgeklasse**, in Anlehnung an den Eurocode 0, Tabelle B.1 (DIN EN 1990 (2010)),
- der **Tragsicherheit** und
- eventuellen Funktionsprüfungen – das heißt **Probebelastungen**.

Der Tragwerkszustand wird von der Tragwerksbeanspruchung und eventuell vorliegenden Schäden, Mängeln etc. bestimmt.

Für die praktische Durchführung der Beurteilung wird das in Kapitel 3.4.3 vorgestellte Konzept empfohlen. Die Tragwerksbeanspruchung wird im Beurteilungsschema nicht berücksichtigt, da angenommen wird, dass das Tragwerk angepasst an die Einwirkungen an seinem Standort errichtet wurde.

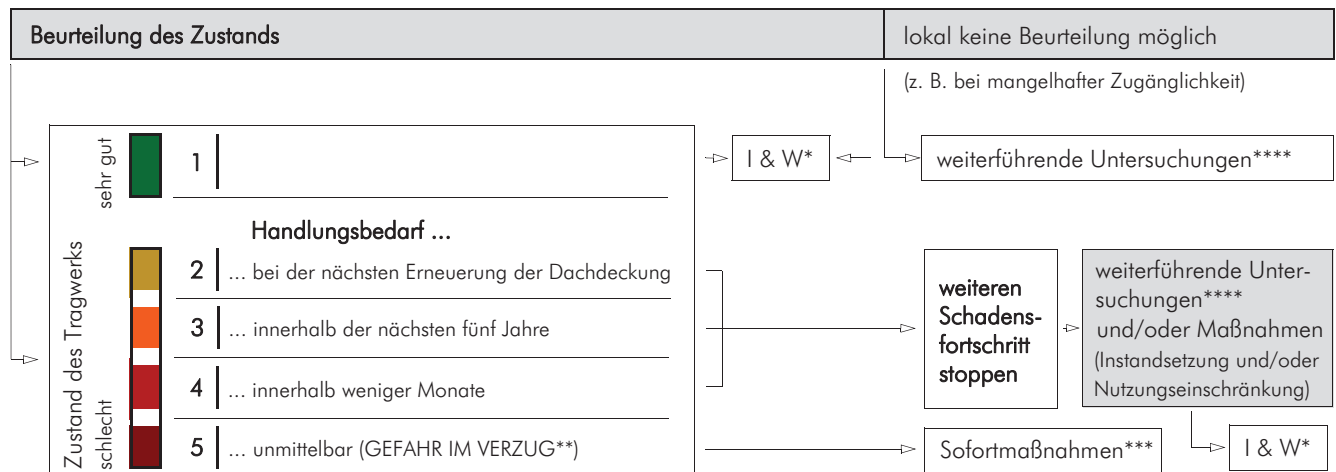


Bild 3.8 Illustration des Notensystems und der weiteren Vorgehensweise.

Fig. 3.8 Illustration of the grade system and further approach.

Anmerkungen zu Bild 3.8:

- * ... I & W: regelmäßige Inspektion und Wartung
- ** ... Definition: Von einer baulichen Anlage ist mit hinreichender Wahrscheinlichkeit eine Gefährdung von Menschen in absehbarer Zeit zu erwarten.
- *** ... z. B. Evakuierung
- **** ... Unter „weiterführende Untersuchungen“ werden hier insbesondere baustatische Analysen verstanden.

3.4.3 Beurteilungsschema

Zustandsbeurteilung eines historischen Dachtragwerks aus Holz

Schadensfolgeklasse

(maximal 1 Punkt)

&

- 0,5 ... für gewöhnliche Bauten
- 1 ... für Bauten mit Menschenansammlungen und Bauten an stark frequentierten Straßen

Tragsicherheit

(insgesamt maximal 4 Punkte)

Grad der statischen Unbestimmtheit [K1]

- 0,5 ... für statisch bestimmte oder nahezu statisch bestimmte Tragwerke

Umbauten und Instandsetzungen [K2]

- 0,5 ... für Tragwerke, die in den letzten Jahrzehnten (rund 50 Jahre) nicht fachgerecht verändert wurden
- 1 ... für Tragwerke, die in den letzten Jahrzehnten an statisch besonders wesentlichen Stäben und/oder Verbindungen offensichtlich nicht fachgerecht verändert wurden

Holzerstörung (Pilz- oder Insektenbefall) [K3]

- 0,5 ... für Tragwerke, die mäßige Schäden ohne fachgerechte Instandsetzung aufweisen. Diese Schäden gehen über oberflächige Beeinträchtigungen hinaus und betreffen auch statisch wesentliche Bauteile.
- 1 ... für Tragwerke, die schwere Schäden ohne fachgerechte Instandsetzung aufweisen
- 1,5 ... für Tragwerke, die schwere Schäden an statisch besonders wesentlichen Stäben oder Verbindungen aufweisen

Verbindungs- und/oder Stabversagen [K4]

- 0,5 ... wenn einzelne, statisch wesentliche Verbindungen und/oder Stäbe infolge von Überbelastung oder Holzerstörung versagt haben
- 1 ... wenn mehrere, statisch wesentliche Verbindungen und/oder Stäbe infolge von Überbelastung oder Holzerstörung versagt haben und dies besondere Auswirkungen auf das Gesamttragverhalten hat

konstruktive Mängel [K5]

- 0,5 ... wenn die Dimensionen der statisch wesentlichen Bauteile außergewöhnlich schlank sind
- 1 ... wenn es sich beim Tragwerk offensichtlich um eine Fehlkonstruktion handelt und/oder statisch unbedingt erforderliche Stäbe oder Verbindungen fehlen

große Verformungen und/oder Klaffungen [K6]

- 0,5 ... wenn statisch wesentliche Stäbe und/oder das gesamte Tragwerk deutlich sichtbar verformt sind und/oder zahlreiche Verbindungen klaffen. Die Verformungen (oder Klaffungen) können nicht mehr durch die Anatomie des Holzes erklärt werden.

Verschlechterungstendenz [K7]

- 0,5 ... wenn die Dachdeckung, -anschlüsse und -entwässerung mangelhaft sind und/oder das angrenzende Mauerwerk durchfeuchtet ist und/oder die Bauhölzer stark verschmutzt sind und/oder aus anderen Gründen eine Verschlechterung des Zustandes zu erwarten ist.

&

In-Situ-Probebelastungen

- 0,5 ... wenn in den letzten drei Jahren eine außergewöhnlich große Einwirkung auftrat und infolgedessen keine Schäden eintraten.
- 1 ... analog wie zuvor, jedoch für gezielt aufgebrachte Probebelastungen

SUMME der Punkte

weitere Kriterien und die Erfahrung des Gutachters [K8]

Die Summe der Punkte dient als erste Entscheidungsgrundlage für die Beurteilung.

Im Rahmen der „weiteren Kriterien“ erfolgt eine kritische Evaluierung der bisher vorliegenden Summe der Punkte als auch die Berücksichtigung aller bisher nicht beachteter Kriterien bzw. Aspekte. Die Durchführung regelmäßiger Inspektionen könnte hier beispielsweise berücksichtigt werden. Für die Vergabe dieser Punkte (positiv/negativ) ist die Erfahrung des Gutachters gefordert.

BEURTEILUNG des ZUSTANDS (Endsumme der Punkte = Note gemäß Bild 8)

Bild 3.9 Zustandsbeurteilungsschema für hölzerne, historische Dachtragwerke in Graz.

Fig. 3.9 Scheme for the reliability evaluation of historic roof structures made of timber in Graz.

3.4.4 Erläuterung der Beurteilungskriterien

3.4.4.1 Vergabe von Punkten

Um die Übersichtlichkeit des Konzeptes (siehe Bild 3.9) zu verbessern, wird die Vergabe von „0“ Punkten nicht extra angeführt. Falls ein Kriterium den Zustand des Tragwerks nicht negativ beeinflusst, ist kein Punkt zu vergeben. Dies ist beispielhaft dann der Fall, wenn der Grad der statischen Unbestimmtheit hoch ist oder keine Umbauten und Instandsetzungen vorliegen.

3.4.4.2 Grad der statischen Unbestimmtheit [K1]

Mit dem Grad der statischen Unbestimmtheit wird sowohl die äußere als auch die innere Unbestimmtheit eines Tragwerks verstanden. Zahlreiche historische Dachtragwerke sind hochgradig statisch unbestimmt (siehe Bild 3.10) und tragen ausgeprägt räumlich ab. Einzelne Schäden bzw. Mängel führen daher in der Regel nicht zum Globalversagen. Statisch bestimmte oder nahezu bestimmte Tragwerke (z. B. einfache Sparren- und Kehlbalkendächer, zahlreiche Pfettendächer) haben diese Fähigkeit der Lastumlagerung nicht bzw. nur aufgrund des Tragvermögens der Dachlatung (vgl. MEISEL U. A. (2010A)).



Bild 3.10 Statisch hochgradig unbestimmtes Dachwerk über der Apsis des Doms in Graz.

Fig. 3.10 Statically highly indeterminate roof structure above the apsis of the dome in Graz.

3.4.4.3 Umbauten und Instandsetzungen [K2]

Gemäß DIN 1052 (2008) - 4. Bautechnische Unterlagen (3) gilt: „Für Bauteile und Verbindungen die offensichtlich ausreichend bemessen sind, darf auf einen rechnerischen Nachweis verzichtet werden. (...)“. Hat ein Tragwerk einige Jahrzehnte lang alle auftretenden Lasten schadfrei abgetragen, so kann davon ausgegangen werden, dass die Konstruktion „offensichtlich ausreichend“ bemessen ist (hierzu vgl. auch „4.2 Vertrauensgrundsatz“ in ONR 24009 (2013)). Somit kommt der Frage, wann die letzten Veränderungen am Tragwerk durchgeführt wurden, große Bedeutung zu. Mangels Dokumentation kann der Zeitpunkt der letzten Veränderung oft nur noch anhand von Indizien (verwendete Baustoffe und Verbindungsmittel, Oberflächenbeschaffenheit der Bauhölzer usw.) abgeschätzt werden. Sollten die Veränderungen fachgerecht sein, allerdings den Grad der statischen Unbestimmtheit verringert haben, wird im Zweifelsfall ein halber Punkt vergeben.



Bild 3.11 Nicht fachgerechte Instandsetzungen.

Fig. 3.11 Incompetent repairs.

Nicht fachgerechte Veränderungen sind daran zu erkennen, dass die neuen Bauteile oder Verbindungen offensichtlich unterdimensioniert sind und/oder bestimmte existierende Beanspruchungen von der Instandsetzung nicht aufgenommen werden können und/oder statisch wesentliche Bauteile ohne adäquaten Ersatz entfernt wurden (siehe Bild 3.11).

3.4.4.4 Holzerstörung (Pilz- und Insektenbefall, chemische Korrosion, mechanischer Abrieb) [K3]

Unter „mäßigen Schäden“ wird die Minderung der Tragfähigkeit eines tragenden Querschnittes oder einer Verbindung um 30 % bis 70 % verstanden. Oberflächliche Schäden oder einzelne Fraßgänge von Insekten beeinträchtigen den Zustand eines historischen Dachtragwerks dagegen in der Regel kaum. Unter „schweren Schäden“ wird die vollständige Zerstörung (> 70 %) eines tragenden Querschnittes oder einer Verbindung verstanden (siehe Bild 3.12 und Bild 3.13). Diese beeinträchtigen den Zustand insbesondere dann, wenn statisch wesentliche Bauteile oder Verbindungen betroffen sind und keine Instandsetzungsmaßnahmen durchgeführt wurden.

Statisch wesentliche Stäbe sind jene, ohne deren Vorhandensein die Tragfähigkeit eines Tragwerks nicht möglich erscheint. Bei Kehlbalkendächern mit liegendem Stuhl sind das beispielsweise die in den Vollgesparren angeordneten Bundtrahme.

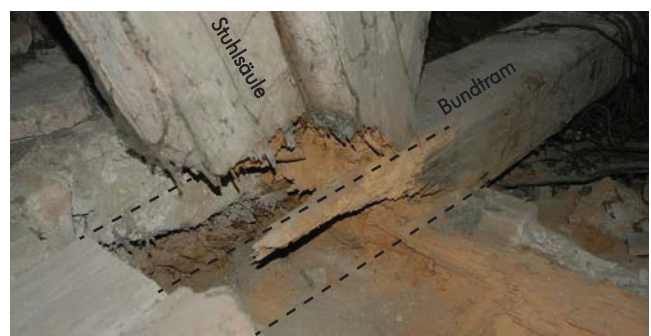


Bild 3.12 Zerstörter Bundtrahm.

Fig. 3.12 Damaged tie-beam.

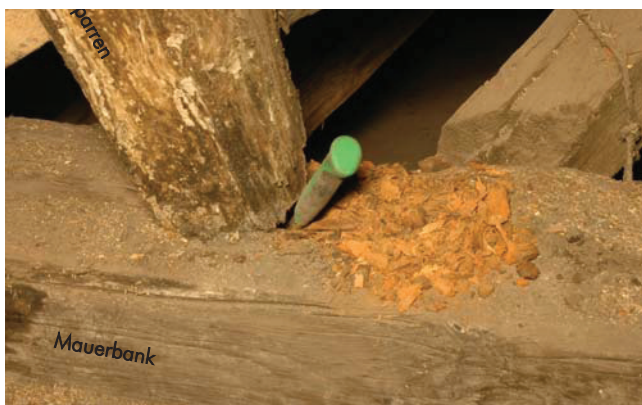


Bild 3.13 Innenfäule einer Mauerbank.
Fig. 3.13 Internal rot of a bending beam.

3.4.4.5 Verbindungs- und/oder Stabversagen [K4]

Infolge von mechanischer Überbelastung (Bild 3.15) oder durch Holzzerstörung (siehe Bild 3.14) versagte Verbindungen und/oder Stäbe sind in der Regel ein Indiz für eine geringe Tragsicherheit. Es muss festgestellt werden, ob die geschädigten Stäbe und/oder Verbindungen auf das Gesamttragverhalten eine wesentliche Auswirkung haben. Hierfür sind je nach Komplexität des vorliegenden statischen Systems entweder qualitative Analysen des Kraftflusses ausreichend oder erste statische Analysen erforderlich. Ob Stäbe oder Verbindungen wesentlichen Einfluss auf das Gesamttragverhalten haben, hängt von den betroffenen Bauteilen und vom Grad der statischen Unbestimmtheit des Tragwerks ab.



Bild 3.14 Versagter Stuhlsäulenfußpunkt.
Fig. 3.14 Failure of a frame column base.



Bild 3.15 Querzugversagen des Bundtrams.
Fig. 3.15 Failure of tie-beam due to stresses perpendicular to grain.

3.4.4.6 konstruktive Mängel [K5]

Sind die Querschnitte der Stäbe durchwegs deutlich schlanker als bei vergleichbaren Tragwerken, so ist dies zu berücksichtigen.

In Einzelfällen liegen auch Fehlkonstruktionen vor, oder es fehlen statisch wesentliche Bauteile oder Verbindungen (siehe Bild 3.16). Fehlkonstruktionen sind beispielsweise Kehl-balkendächer mit liegendem Stuhl, die im Walmbereich „um die Ecke gedacht“ wurden, sowie Kehl-balkendächer mit unvollständigen (weil z. B. halben) liegenden Stühlen, wie sie in Pultdächern manchmal anzutreffen sind. Die Beurteilung, ob eine Fehlkonstruktion vorliegt, sollte nur dann getroffen werden, wenn es infolge dessen bereits zu großen Verformungen und/oder Versagen gekommen ist bzw. wenn bereits Notabstützungen (keine fachgerechten Instandsetzungen) vorliegen (siehe Bild 3.16).



Bild 3.16 Links: Firstbereich ohne Aussteifung in Firstrichtung, Rechts: Kehlbalkendach mit einfach liegendem Stuhl (mit nicht fachgerechter Instandsetzung).

Fig. 3.16 Left: ridge area without bracing in the direction of the ridge, Right: collar beam roof with asymmetric trapezoidal portal frame (with incompetent repair).

3.4.4.7 große Verformungen und/oder Klaffungen [K6]

Diese liegen vor, wenn statisch wesentliche Stäbe und/oder das gesamte Tragwerk deutlich sichtbar verformt sind (siehe Bild 3.17) und/oder zahlreiche Anschlüsse klaffen. Die Verformungen (oder Klaffungen) können nicht mehr durch die Anatomie des Holzes (z. B. Quell- und Schwindvorgänge in Kombination mit Schrägfasrigkeiten) erklärt werden (siehe Bild 3.17 rechts). Wenn sich die Verbindungen statisch wesentlicher Stäbe infolge der Anatomie des Holzes jedoch gelöst haben, ist ebenfalls ein halber Punkt zu vergeben.



Bild 3.17 Links: Verformung des Sparrens infolge eines asymmetrischen Stuhls, Rechts: Verdrehung eines Kehlbalkens infolge von Schrägfasrigkeit in Kombination mit Schwindvorgängen.

Fig. 3.17 Left: deformations of rafters due to asymmetric principal frame, Right: twisting of the collar beam due to slope of grain in combination with shrinking.

3.4.4.8 Verschlechterungstendenz [K7]

Verschlechterungstendenz liegt vor, wenn trotz des möglichst raschen Stops des Schadensfortschrittes (z. B. Notabdeckung) weiterhin von einer Verschlechterung des Tragwerkszustands ausgegangen werden muss. Dies ist der Fall, wenn

- weiterhin mit einem erhöhten Feuchtezutritt zu den tragenden Hölzern zu rechnen ist (siehe Bild 3.18) und/oder
- die Bauhölzer stark verschmutzt sind (siehe Bild 3.19) und das Wiederaustrocknen der Hölzer verlangsamt ist. Somit liegt eine größere Wahrscheinlichkeit für weitere Schädigungen vor.
- aus anderen Gründen eine Verschlechterung des Zustandes zu erwarten ist.

Diese anderen Gründe können z. B. aktiver Pilz- und/oder Insektenbefall, oder die laufende Zunahme von Verformungen und Rissen (in den Holzbauteilen oder im Mauerwerk) sein.



Bild 3.18 Flugschnee im Traufbereich (vgl. BUCHHÄUSL (2010)).

Fig. 3.18 Fine snow in the eaves area (see BUCHHÄUSL (2010)).

Der Befall der Holzbauteile durch den „Echten Hausschwamm“ wird als besonders gefährlich erachtet, da sich dieser mit Hilfe seines Pilzmycels selbst mit Feuchtigkeit versorgen kann. Bei guten Lebensbedingungen wird die Holzsubstanz binnen weniger Monate auf ein unbrauchbares Festigkeitsniveau zerstört. (vgl. KEMPE (2004), HUCKFELDT U. SCHMIDT (2006))

Wird Befall durch den „Echten Hausschwamm“ festgestellt, sind Sofortmaßnahmen unabhängig von der Beurteilung anzuordnen.



Bild 3.19 Verschmutzung der Bauhölzer.

Fig. 3.19 Soiling of the timbers.

3.4.4.9 weitere Kriterien [K8]

Weitere Kriterien, die den Tragwiderstand eines Dachwerks (und damit auch des Zustands) positiv oder negativ beeinflussen, können hier durch die Vergabe weiterer Punkte (mit positivem oder negativem Vorzeichen) berücksichtigt werden.

Viele Schadensanalysen zeigen, dass die angeführten Beurteilungskriterien oftmals zusammenhängen. Beispielsweise führen Mängel in der Dachdeckung in der Regel zu Holzerstörung. Dies kann zum Versagen der betroffenen Verbindungen und/oder Tragglieder führen. Solche Schäden können wiederum Instandsetzungen erforderlich machen. Im vorgestellten Beurteilungsschema werden die einzelnen Kriterien entkoppelt betrachtet. Für den Tragwerkszustand positive oder negative Effekte aus dem Zusammenwirken der Kriterien können hier vom Gutachter berücksichtigt werden.

Dachverschneidungen (Ichsen, Grate, Walme) sind häufig Problembereiche in historischen Dachwerken, da hier konstruktive Mängel und Schäden oftmals gleichzeitig und gehäuft auftreten (siehe Bild 3.20). Die in diesen Bereichen ebenfalls ganz wesentlich zur tatsächlichen Lastabtragung beitragende Dachlattung kann im Punkteschema berücksichtigt werden (vgl. MEISEL U. A. (2010A)).

Weiters können hier z. B. geringe Spannweiten oder Gesamtabmessungen eines zu beurteilenden Dachwerks berücksichtigt werden.



Bild 3.20 „Abgesoffener“ First im Bereich einer Dachverschneidung (vgl. BUCHHÄUSL (2010)).

Fig. 3.20 Damaged ridge in the area of the intersection of roof surfaces (see BUCHHÄUSL (2010)).

3.4.5 In-Situ-Probebelastungen

Wenn in einem Zeitraum mit konstantem Tragwerkszustand mindestens eine nachweisbar außergewöhnlich große Einwirkung (meteorologisch dokumentiert) aufgetreten ist und infolge derer keine Schäden verursacht wurden, können daraus Rückschlüsse auf den Zustand des Tragwerks gezogen werden.

Alternativ kann auch eine definierte Probebelastung aufgebracht werden. Die Art und Größenordnung muss dabei den realen, äußeren Einwirkungen möglichst gut entsprechen. Die Auswirkungen auf das Tragwerk sind zu messen und zu bewerten. (vgl. STEFFENS U. A. (2002))

3.4.6 Vorgehensweise bei Unsicherheiten in der Beurteilung

In diesen Fällen sind (siehe auch Bild 3.8) weiterführende Untersuchungen erforderlich. Diese sind z. B.:

- eine erste statische Analyse des Tragwerks erstellen = Bewertung der Tragsicherheit (beziehungsweise Standsicherheit)
- weitere Fachmeinungen hinzuziehen
- Bauwerksmonitoring

3.4.7 Beurteilung des Tragwerks nach dem Instandsetzungsaufwand

Die Zustandsbeurteilung korreliert nicht unbedingt mit dem zu erwartenden Instandsetzungsaufwand und den damit verbundenen Kosten. Eine mögliche Einteilung, die sich gut mit den Noten der Zustandsbeurteilung kombinieren lässt, zeigt Bild 3.21. Beispielsweise ist eine Beurteilung mit „5A“ – es liegt Gefahr im Verzug vor, der Instandsetzungsaufwand ist allerdings nur gering – denkbar.

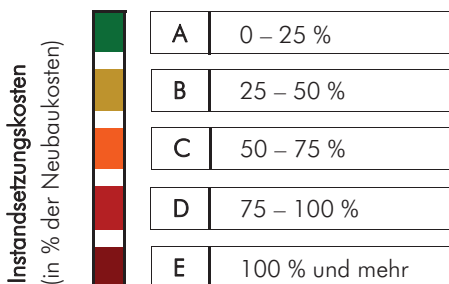


Bild 3.21 Illustration der Beurteilung, basierend auf der Größenordnung der Instandsetzungskosten im Verhältnis mit den zu erwartenden Neubaukosten.

Fig. 3.21 Illustration of evaluation steps based on percentage of maintenance costs compared to costs of a new building.

3.5 Beurteilungsbeispiele

3.5.1 Nordtrakt von Schloss Eggenberg

Bezeichnung: Kehlbalkendach mit zweifach liegendem und asymmetrisch einfach stehendem Stuhl sowie Hahnenbalken

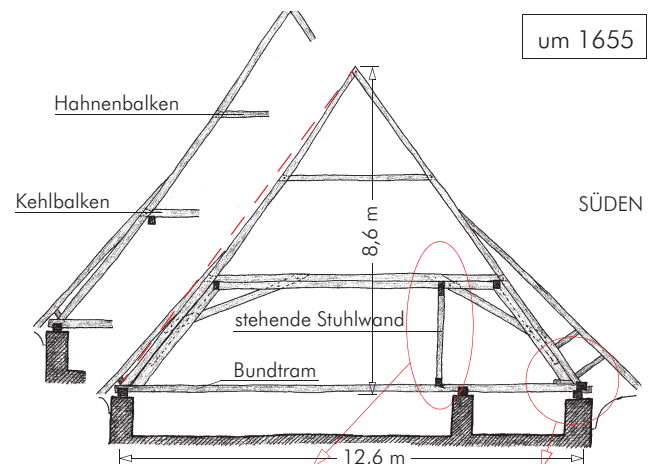


Bild 3.22 Voll- und Leergespärre sowie Detailpunkte.
Fig. 3.22 Principal and filling frame as well as details.

Beurteilung

- 1... Schadensfolgeklasse: Museum
Tragsicherheit
- 0... [K1] hoch
- 0... [K2] nur vereinzelte Teilgewindeschrauben, sonst seit mindestens 50 Jahren unverändert
- 0... [K3] nicht vorhanden oder sichtbar
- 0... [K4] nicht vorhanden oder sichtbar
- 0... [K5] keine
- 0,5... [K6] Aufgrund der stehenden Stuhlwand tragen die liegenden Stuhlsäulen auch bei symmetrischer Einwirkung deutlich unterschiedlich große Normalkräfte ab. Dies führte zu einer erheblichen asymmetrischen Verformung des gesamten Tragwerks Richtung Süden.
- 0... [K7] keine
- 0,5... [K8] Viele Sparren- und Stuhlsäulenfußpunkte mussten in der Vergangenheit (älter 50 Jahre) instandgesetzt werden. So bestehen von Stuhl zu Stuhl unterschiedliche Ausbildungen, teils mit Sattelhölzern, Laschen und/oder schmiedeeisernen Klammern. Viele dieser Maßnahmen sind aus heutiger Sicht nicht fachgerecht. Klaffende Fugen und verbogene Klammern lassen Zweifel über die Tragsicherheit dieser Instandsetzungen gerechtfertigt erscheinen.
- 0... In-Situ-Probebelastungen: keine

2... Summe

Es liegt Handlungsbedarf bei der nächsten Erneuerung der Dachdeckung vor.

3.5.2 Hofgasse 10A

Bezeichnung: Kehlbalkendach mit asymmetrisch zweifach liegendem Stuhl und Fehlsparren

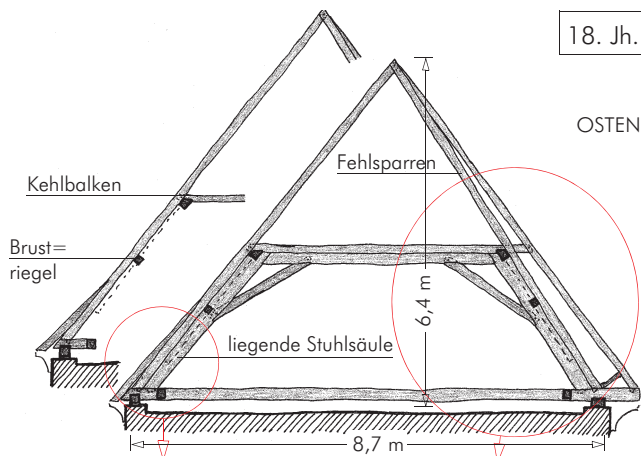


Bild 3.23 Voll- und Leergespärre sowie Detailpunkte.

Fig. 3.23 Principal and filling frame as well as details.

Beurteilung

0,5... Schadensfolgeklasse: Wohnbau
Tragsicherheit

0... [K1] hoch

1... [K2] Auf der westlichen Dachseite wurden vor wenigen Jahren zahlreiche Fußpunkte nicht fachgerecht instand gesetzt. Seither fehlen in diesen Bereichen die Sparrenfußpunkte, durchgehende Mauerbänke und Wechselbalken. Ein Bundtrankopf wurde infolge des Einbaues einer neuen Mauerbank deutlich geschwächt.

1... [K3] Das nordseitige Vollgespärre ist dreiseitig in die Feuermauer eingemauert. Ein Stuhlsäulenfußpunkt war durch Pilzbefall nicht mehr tragfähig und ist mit einer einseitigen Klammer nicht fachgerecht instand gesetzt worden. Zu einem Versagen kam es nicht, da die vom Rähm eingeleiteten Kräfte direkt ins Mauerwerk weitergeleitet werden.

0... [K4] nicht vorhanden oder sichtbar

0... [K5] keine

0... [K6] keine

0... [K7] keine

0... [K8] keine

0... In-Situ-Probebelastungen: keine

2,5... Summe

Es liegt Handlungsbedarf innerhalb der nächsten fünf Jahre vor. (Die Instandsetzung ist angedacht.)

3.5.3 Langhaus der Franziskanerkirche

Bezeichnung: Kehlbalkendach mit drei Kehlbalkenebenen, Streben, Hängesäule, Hängewand und Hängestreben, 1257 (vgl. SCHWEIGERT (1979)).

Von 1515 bis 1519 wurden die Gewölbe eingebaut und zu diesem Zweck alle Bundtrame und Hängesäulen gekappt (siehe Bild 3.24, rot dargestellt). Als Ersatz wurden die Hängesäulen auf das Gewölbe abgestellt und drei stehende Stuhlwände (grün) eingebaut.

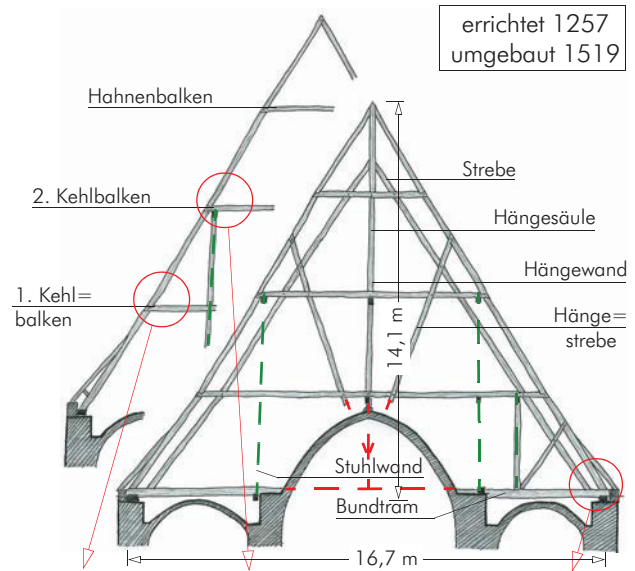


Bild 3.24 Voll- und Leergespärre sowie Detailpunkte.

Fig. 3.24 Principal and filling frame as well as details.

Beurteilung

1... Schadensfolgeklasse: Kirche
Tragsicherheit

0... [K1] hoch

0... [K2] nicht in den letzten 50 Jahren

1,5... [K3] Rund die Hälfte der Streben- und Sparrenfußpunkte sind entweder infolge von Pilzbefall schwer geschädigt oder nicht fachgerecht instand gesetzt worden. Zahlreiche Sparren sind schwer geschädigt und/oder nicht fachgerecht instand gesetzt worden.

0,5... [K4] Zahlreiche Verbindungen haben versagt.

0... [K5] Da der Einbau der Gewölbe vor langer Zeit stattfand und ursprünglich keine Schäden auftraten, wird angenommen, dass kein konstruktiver Mangel vorliegt.

0,5... [K6] Zahlreiche Verbindungen klaffen.

0,5... [K7] Starke Verschmutzung des gesamten Tragwerks.

0... [K8] keine

0... In-Situ-Probebelastungen: keine

4... Summe

Es liegt Handlungsbedarf innerhalb der nächsten Monate vor. (Die Instandsetzung ist angedacht.)

3.5.4 Alte Universität Graz

Bezeichnung: Kehlbalkendach mit zweistöckigem, zweifach liegendem Stuhl mit mittiger, hängewerksartig abgestrebter Hängesäule und Hahnenbalken.

Die Hängesäulen wurden nachträglich auf die mittlere Pfeilerwand des obersten Geschoßes aufgekeilt.

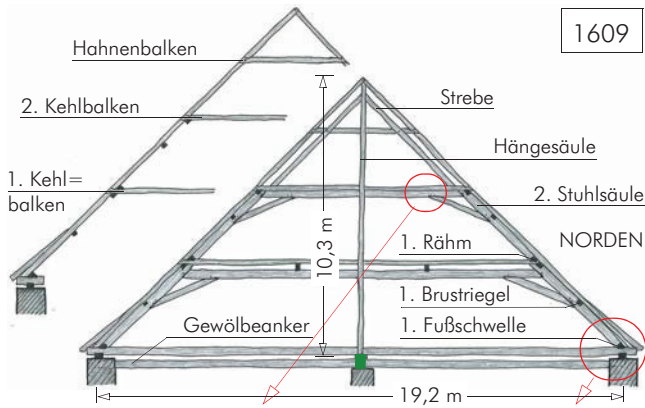


Bild 3.25 Voll- und Leergespärre sowie Detailpunkte.

Fig. 3.25 Principal and filling frame as well as details.

Beurteilung

- 1... Schadensfolgeklasse: Veranstaltungsbau
- Tragsicherheit
- 0... [K1] hoch
- 0... [K2] nicht in den letzten 50 Jahren
- 1,5... [K3] An der nordseitigen Dachfläche trat an einem dem Kamin angrenzenden Vollgespärre schwerwiegende Holzzerstörung infolge Pilzbefall auf. Dieser Schaden betrifft die statisch wichtigen Bauteile Bundtrame (als Zugband wirkend) und die liegende Stuhlsäule. Weitere Schäden – jedoch mit geringerem Ausmaß – existieren an mehreren Fußpunkten.
- 1... [K4] Infolge der Substanzerstörung (siehe [K3]) versagten die betroffenen Verbindungen.
- 0... [K5] Aufgrund der hier möglichen Lastumlagerungen (ausgeprägte Stuhlwände, als Druckstütze wirksame Hängesäule) sind einzelne Bundtrame für das Gesamttragfähigkeit nicht unbedingt erforderlich.
- 0,5... [K6] Die Kopfbandanschlüsse jener Vollgespärre, deren Fußpunkte geschädigt sind, weisen zum Teil erhebliche Klaffungen auf. Die Druckriegel dieser Gespärre sind deutlich sichtbar verformt.
- 0... [K7] keine
- 0... [K8] keine
- 0... In-Situ-Probebelastungen: keine

4... Summe

Es liegt Handlungsbedarf innerhalb der nächsten Monate vor. (Das Tragwerk wurde bereits instand gesetzt.)

3.5.5 Osttrakt von Palais Herberstein

Bezeichnung: Kehlbalkendach mit asymmetrisch zweifach liegendem Stuhl und einseitigem Dachvorstand

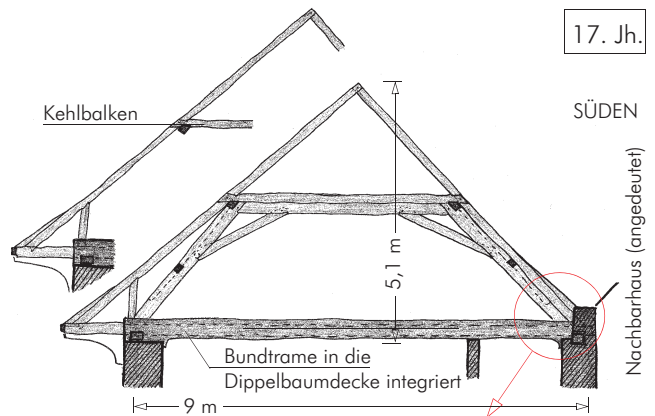


Bild 3.26 Voll- und Leergespärre sowie Detailpunkte (nach Entfernung der Beschüttung).

Fig. 3.26 Principal and filling frame as well as details after removal of fillings.

Beurteilung

- 1... Schadensfolgeklasse: Museum
- Tragsicherheit
- 0... [K1] hoch
- 0... [K2] nicht in den letzten 50 Jahren
- 1,5... [K3] In einem Bereich von rund 10 m Länge sind acht von neun Sparrenfußpunkten infolge von Pilzbefall zerstört. Die eingebauten Sparrenknechte sind nicht fachgerecht, da sie keine Horizontalkräfte in die ebenfalls schwer geschädigten Bundtrame übertragen können. Die auftretenden Horizontalkräfte an den Fußpunkten müssen von Mauerwerk und Dachwerk des Nachbarhauses abgeleitet werden.
- 1... [K4] siehe [K3]
- 1... [K5] Das Kehlbalkendreieck ist mangels Zugband auf großer Länge nicht kraftschlüssig geschlossen.
- 0,5... [K6] zahlreiche Gespärre sind deutlich sichtbar Richtung Süden verdreht/verkippt
- 0,5... [K7] ursprünglich starke Verschmutzung des Tragwerks
- 0... [K8] keine
- 0... In-Situ-Probebelastungen: keine

5... Summe

Es liegt Gefahr im Verzug vor. (Das Tragwerk wurde bereits instand gesetzt.)

3.6 Zusammenfassung

Im Falle von Schäden, Zweifeln an der Tragsicherheit oder Nutzungsänderungen eines Tragwerks sollte der Zustand der Tragstruktur erfasst und beurteilt werden. Nur auf Grundlage einer solchen Beurteilung kann die weitere Vorgehensweise effektiv geplant werden.

Die tatsächliche Tragsicherheit eines Tragwerks ist zeitabhängig und nur im Versagenspunkt bekannt. Im vorliegenden Kapitel wird ein Schema vorgestellt, das die Einschätzung des Zustands historischer Dachtragwerke erleichtert. Der Zustand eines Tragwerks wird in Anlehnung an Richtlinien für Brückenprüfungen in Form einer Note angegeben. Diese Note ergibt sich aus der Vergabe von Punkten für die Schadensfolgeklasse, die Tragsicherheit und eventuellen Funktionsprüfungen. Im Rahmen der Beurteilung der Tragsicherheit werden alle wesentlichen Aspekte berücksichtigt, die historische Dachwerke von Ingenieurholzbauten unterscheiden. So führen beispielsweise einzelne geschädigte oder versagende Bauteile in der Regel nicht zum Systemversagen historischer Dachwerke. Vielmehr bleibt die Tragfähigkeit infolge von Lastumlagerungen lange Zeit erhalten. Im Rahmen des Forschungsvorhabens „D(N)achhaltigkeit Graz“ wurden mit dem vorgestellten Schema zahlreiche historische Dachwerke nachvollzieh- und dokumentierbar beurteilt. Auf Grundlage dieser Beurteilungen wurden die Instandsetzungsprioritäten festgelegt.

Die erfolgreiche Anwendung des Konzeptes ist an folgende Voraussetzungen gebunden:

- Voraussetzung für die Beurteilung ist ein erster Befund, bestehend aus Bestands- und Schadenserfassung sowie eine Schadensanalyse. Hierzu werden einzelne typische Schwachpunkte und Schadensursachen aufgezeigt und eine systematische Vorgehensweise vorgestellt. Für diesen ersten Befund sind erfahrene Gutachter unabdingbar.
- Viele der angeführten Kriterien sind nicht vollkommen trennscharf, sodass auch bei der Vergabe der Punkte die Erfahrung des Gutachters gefordert ist. Die Erprobung des Schemas durch sachkundige Ziviltechniker und Studenten (im Rahmen der Lehrveranstaltung *Bestandsanalyse und Instandhaltung von Holzkonstruktionen* an der Technischen Universität Graz) ergab, dass die Ergebnisse der Beurteilungen um maximal $\pm 0,5$ Punkte voneinander abwichen.

Das Konzept wurde für die im Raum Graz zwischen dem 13. und 19. Jh. errichteten Dachwerke entwickelt. Bei der Anwendung des Schemas in anderen Regionen sind die regionalen Besonderheiten zu berücksichtigen.

Die vorgestellte Methodik kann auch in die von ABELS (2011 und 2013) entwickelte Beurteilungsmatrix und das Objektbuch Eingang finden. Dessen Beurteilungsmatrix soll für alle Holzkonstruktionen gelten und ist daher wesentlich umfangreicher, als die hier vorgestellte Methodik (vgl. ABELS (2011 Figure 2.50)). Übergeordnetes Ziel der Arbeit von ABELS ist die Einführung einer EU-Richtlinie, welche die regelmäßige Überwachung von Gebäuden hinsichtlich ihrer Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit regelt. *„Eine abschließend verliehene und am Gebäude für alle sichtbar angebrachte Prüfplakette, ähnlich den bekannten deutschen TÜV-Siegeln, zeigt dem Nutzer die Freigabe für einen bestimmten Zeitraum und könnte bald zur festen Ausstattung aller Bauwerke gehören, um ein entsprechendes Bewusstsein innerhalb der Bevölkerung zu wecken.“* (ABELS (2011 5.1.1))

In Deutschland führt die *„Richtlinie für die Überwachung der Verkehrssicherheit von baulichen Anlagen des Bundes (RÜV)“* BUNDESMINISTERIUM FÜR RAUMORDNUNG, BAUWESEN UND STÄDTEBAU (2008) regelmäßige Überprüfungen durch Fachkundige ein.

In Österreich verfolgt die ÖNORM B 1300 (2012) *„Objektsicherheitsprüfungen für Wohngebäude – Regelmäßige Prüf-routinen im Rahmen von Sichtkontrollen und zerstörungsfreien Begutachtungen – Grundlagen und Checklisten“* ähnliche Bestrebungen. Die ONR 24009 (2013) *„Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Hochbauten“* liefert Hilfestellungen für die Bewertung der Tragfähigkeit auf Basis von statischen Analysen.

KAPITEL 4

TRAGWIRKUNG UND STATISCHE ANALYSE

KAPITEL 4A

GRUNDLAGEN

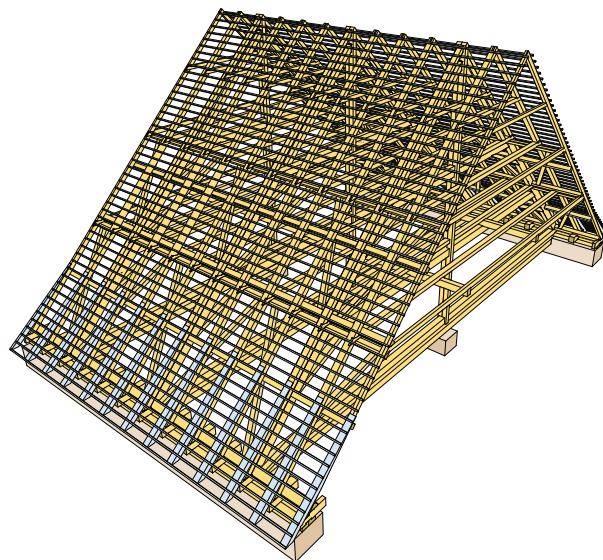


Bild 4A.1 Räumliche Darstellung des Regelbereiches eines Kehlbalkendachs mit liegenden Stühlen (Alte Universität Graz, vgl. ORTNER (2014)).

Fig. 4A.1 Spatial view of the standard region of a collar beam roof with trapezoidal portal frames (Old University Graz, see ORTNER (2014)).

4A STATISCHE ANALYSE UND TRAGWIRKUNG – GRUNDLAGEN

Dieses Kapitel behandelt die Herausforderungen und mögliche Vorgehensweisen bei der statischen Analyse historischer Dachtragwerke. Unterschiedliche Modellbildungen und deren Vor- und Nachteile werden diskutiert. Anhand einzelner Beispiele wird auf die Tragwirkung historischer Dachwerke eingegangen.

Diese Kapitel wurde in ähnlicher, erheblich gekürzter Form in MEISEL U. A. (2013A) veröffentlicht.

Structural Analysis and Load Transfer – Basics. This chapter deals with the challenges of, and possible approaches to, a structural analysis of historic roof structures. Different structural systems with their advantages and disadvantages are discussed. Finally, some examples of load transfer are discussed.

4A.1 Motivation und Einführung

Die Errichtung historischer Dachtragwerke beruhte auf anderen Voraussetzungen als jener heutiger Ingenieurholzbauten. Die derzeit gültigen Normen wurden vor allem für letztere entwickelt. Daher stellt sich die Frage, ob historische Dachtragwerke nach den heutigen Kenntnissen der Normenwerke und Baustatik überhaupt analysiert werden sollen bzw. können.

Solange ein Tragwerk zum Zeitpunkt seiner Errichtung dem geltenden Baurecht entsprach gilt Bestandsschutz. Eine Adaptierung auf die heutigen Normenwerke ist nicht erforderlich. Wenn allerdings Gefahr im Verzug vorliegt oder Nutzungsänderungen geplant sind, fällt der Bestandsschutz und eine Anpassung an die heutigen baurechtlichen Vorschriften ist durchzuführen. (vgl. ERLER (2004), IBOLD (2010), MÖNCK (1999)) In diesen Fällen ist ein Nachweis nach den derzeit gültigen Normen erforderlich.

Liegen Schäden, jedoch keine Gefahr im Verzug vor, wird in der Praxis die Instandsetzung oft vollständig einem erfahrenen Zimmermeister übertragen. Die in diesen Fällen erreichte Sicherheitsmarge kann in der Regel nicht quantifiziert werden. Daher wird sich der Auftragnehmer im Schadensfall im größeren Ausmaß Gewährleistungs- und Schadenersatzansprüchen ausgesetzt sehen.

Wenn hingegen ein Ingenieur mit der Planung der Instandsetzung beauftragt wird, kann es infolge von Modellvereinfachungen zu einer groben Unter- oder Überschätzung des Tragvermögens des Bestandes kommen. Die daraus abgeleiteten Baumaßnahmen widersprechen nicht selten den Kriterien einer ökonomischen und bestandsschonenden Instandsetzung.

Soll eine realitätsnahe statische Analyse als Basis einer bestandsschonenden Instandsetzung durchgeführt werden, ist der Ingenieur mit zahlreichen ungewohnten Problemstellungen konfrontiert. Beispielsweise kann die Tragwirkung eines historischen Dachtragwerks oftmals nur schwer visuell nachvollzogen werden (siehe Bild 4A.2). Im Gegensatz zu Ingenieurholzbauten sind häufig viele unterschiedliche Modelle denkbar und deren Ergebnisse können erheblich voneinander abweichen. Gleichzeitig ist die Verifizierung der Ergebnisse der Analysen aufwendig bis unmöglich.



Bild 4A.2 Kehlbalkendach mit liegenden Stühlen, Aufnahme aus dem zweiten Stockwerk im Walmbereich (Alte Universität Graz).

Fig. 4A.2 Collar beam roof structure with trapezoidal portal frames, picture from the second floor in the edge area (Old University Graz).

In diesem Kapitel wird gezeigt, welche Besonderheiten bei der statischen Analyse (= Modellbildung, Berechnung und Nachweis) eines historischen Dachwerks zu berücksichtigen sind. Weiters wird die Tragwirkung einzelner, besonders häufiger Dachtragwerke erläutert und eine Möglichkeit zur Verifikation der Rechenergebnisse gezeigt.

Auf die statische Analyse von Tragwerken mit Schäden (z. B. infolge von Substanzverlust, Teilversagen) wird hier nicht eingegangen.

Eine Übersicht der Herausforderungen bei der realitätsnahen statischen Analyse historischer Dachwerke wird in Bild 4A.3 gezeigt. Die genannten Punkte werden in den folgenden Kapiteln erläutert.



räumliche Lastabtragung	groß, aber nur bei Dachtragwerken mit firstparallelen Traggliedern	Häufig tragen historische Dachwerke die Lasten räumlich (sparren- und pfettendachartig) ab. Daher ist die Zerlegung dieser Tragwerke in ebene Teilsysteme oft schwierig bis unmöglich. An den Koppelpunkten ist die Interaktion der Teilsysteme zu berücksichtigen.	siehe Kapitel 4A.2	siehe Kapitel 4A.3
				
Auflagerbedingungen	zum Teil groß	Die Festlegung zutreffender Auflagerbedingungen ist schwierig.	siehe Kapitel 4A.4	siehe Kapitel 4A.5
	in der Regel groß	In ÖNORM EN 1995-1-1 (2009 Abschnitt 5.1 und 5.4.2) wird die Berücksichtigung der Nachgiebigkeiten und Exzentrizitäten der Verbindungen für die Systemberechnung gefordert. Das mechanische Verhalten der Verbindungen beeinflusst wesentlich den Verlauf und die Größenordnung der Schnittkräfte. Die diesbezüglichen Angaben der Normung und der Literatur sind nicht vollständig.		
Materialkenngrößen	mittel	Die Bestimmung zutreffender Materialkenngrößen ist zerstörungsfrei meist nicht möglich.	siehe Kapitel 4A.5	
System- und Querschnittsabmessungen	gering	Die System- und Querschnittsabmessungen weisen - vor allem bedingt durch die handwerkliche Herstellung - große Streuungen auf.		
weitere Effekte	zum Teil unbekannt	Verformungen aus Kriechen, u. v. m.		
Bezeichnung	Ergebniseinfluss	Kurzbeschreibung		

Bild 4A.3 Übersicht der Herausforderungen bei der statischen Analyse historischer Dachtragwerke.

Fig. 4A.3 Overview of the challenges of the structural analysis of historic roof structures.

4A.2 Stand der Wissenschaft

4A.2.1 räumliche Abbildung als Volumenmodell

Diese Form der Abbildung ist bislang für komplette, hölzerne Dachwerke ohne grobe Vereinfachungen nicht angewandt worden. Das mechanische Verhalten aller zimmermannsmäßigen Verbindungen könnte damit jedoch mit einer Genauigkeit erfasst werden, die mit Stabmodellen nicht erreichbar ist. Viele nichtlineare Effekte wie beispielsweise die vorhandenen Kontakte, Reibungsflächen, Querholzpressungen mit hohem duktilen Verhalten, lokale Versagensflächen infolge Querzugspannungen, Versagen der Holznägel und Fließen der Metallteile könnten realitätsnahe erfasst werden.

Eine Reihe weiterer Einflüsse sind trotzdem nicht ohne weitere Forschungsarbeiten beantwortbar. Hier können beispielsweise das Initialsetzen (siehe Kapitel 4A.5.3.1), der Schlupf der Verbindungen (infolge von herstellungsbedingten Klaffungen, Quell- und Schwindprozessen, zyklischen Belastungen, usw.) und die Imperfektionen genannt werden.

Sowohl der große Eingabe-, Berechnungs- als auch der enorme Auswertungsaufwand stehen der Anwendung dieser Abbildung bisher entgegen.

4A.2.2 räumliche Abbildung als kombiniertes Volumen- und Stabmodell

Diese Abbildung ist eine Mischform aus volumenmodellierten knotennahen Bereichen und Abschnitten in denen die Stäbe mit klassischen Balkenelementen abgebildet werden. Die Vorteile einer räumlichen Volumen-Modellbildung können somit mit denen einer strukturmechanischen Modellbildung verbunden werden. Um das mechanische Verhalten vor dem Bruch des in Bild 4A.4 dargestellten Knotens beschreiben zu können, sind erfahrungsgemäß rund 10.000 FE-Knotenelemente erforderlich. Das komplette Dachtragwerk der Alten Universität in Graz (Gespärre siehe Kapitel 2) beinhaltet rund 1.000 Knoten ähnlicher Größe. Wenn die Bandstruktur des Gleichungssystems und die Symmetrie berücksichtigt wird, liefert ein solches Modell in ABAQUS einen Speicherbedarf in der Größenordnung von $1-2 \cdot 10^4$ GB. Somit ist ein solches Modell nur mit den heute verfügbaren Supercomputern berechenbar.

Weiterführende, lokale Untersuchungen können auf Basis von Submodellen mit wesentlich feineren Netzen im Nachhinein durchgeführt werden. Je nach Zweck und Umfang der Analyse, können einzelne Effekte der Tragwirkung erfahrungsgemäß auch aus der Berechnung an Teilsystemen gewonnen werden.

4A.2.3 räumliches Stabmodell mit aus Volumen-Modellen oder Prüfungen ermitteltem Verbindungsverhalten

Die bisher vorgestellten Modelle sind auf den derzeit üblichen Rechnern nicht berechenbar. Es bietet sich aber an, ein räumliches Stabmodell aufzusetzen, bei dem vorab die Nachgiebigkeiten und Exzentrizitäten der Verbindungen mit FE-Berechnungen an lokalen Volumenmodellen (siehe Bild 4A.4) und/oder Prüfungen im Labor kalibriert werden. Näheres zu den Verbindungen wird in Kapitel 4A.4 erläutert.

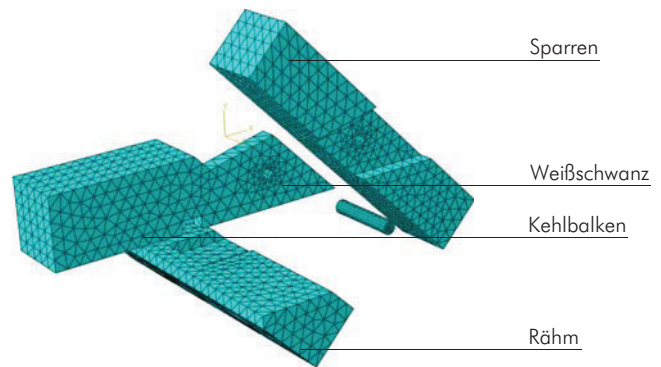


Bild 4A.4 Volumenmodell eines Sparren-Kehlbalken-Rähm-Knotens (Explosionszeichnung, Foto siehe Bild 4A.3 links).

Fig. 4A.4 Volume model of a rafter-collar beam-collar plate joint (exploded view, photo see Fig. 3 Left).

4A.3 Stand der Technik und Praxis

4A.3.1 Abbildung als Stabmodell

Stand der Technik ist die Abbildung als Stabmodell. Mit vergleichsweise geringem Aufwand können die globalen Schnittkräfte damit meist gut abgebildet werden, allerdings sind keine Aussagen über den Kraftfluss in den Knotenbereichen möglich.

Im folgenden Beitrag wird nur noch auf diese Form der Abbildung eingegangen.

4A.3.2 räumliche und ebene Abbildung

Historische Dachwerke sind häufig statisch unbestimmte, räumliche Tragwerke. Folgende Möglichkeiten der Modellbildung bieten sich an:

- räumlich
- räumlich mit selektiven Schnittkräften, sowie
- eben mit virtuellen Querschnitten
- eben, mit Federn
- eben

den. Da an jedem Knoten sechs Freiheitsgrade vorliegen, ist die Definition der Lagerbedingungen aufwendig. Es dürfen keine kinematischen Ketten entstehen und keine unrealistische Zwängungen zugelassen werden. Die Überprüfung auf Plausibilität (siehe Kapitel 4A.3.4) ist somit zeitraubend.

Ein weiterer, nicht zu unterschätzender Nachteil einer räumlichen Modellbildung ist der erhebliche Aufwand für die Auswertung (prüfbare Dokumentation und Nachweisführung). Automatisierte Nachweise ohne Berücksichtigung der Randbedingungen (z. B. Knotengeometrie) weisen folgende Unzulänglichkeiten auf:

- Die Nettoquerschnittswerte werden nicht berücksichtigt.
- In Knotenbereichen ergeben sich an kurzen Stabstücken oft weit überschrittene Schubnachweise aus transversalen Querkraften, obwohl dort zum Teil gar keine Nachweise gemäß ÖNORM EN 1995-1-1 (2009) zu führen sind.
- Sämtliche Lager- und Verbindungsnachweise sind separat zu führen.

räumliche Abbildung mit selektiven Schnittkräften

Das räumliche Tragverhalten wird hierbei durch ebene Teilsysteme abgebildet. Die Teilsysteme (siehe Bild 4A.5) werden durch Koppelungsbedingungen verbunden und das gesamte Gleichungssystem gelöst (vgl. HOLZER U. KÖCK (2009), KIRCHLER (2009)). Vorausgesetzt, dass alle Tragwirkungen bekannt sind und berücksichtigt werden, ist eine vollständige räumliche Abbildung möglich. Es treten nur die vorab ausgewählten – selektiven – Schnittkräfte auf. Das bedeutet beispielsweise, dass für die Abbildung der Tragwirkung einer freitragenden Pfette drei Teilsysteme erforderlich sind: 1. Biegung um die starke Achse, 2. Biegung um die schwache Achse und 3. Torsion (vgl. KIRCHLER (2009), siehe auch Abschnitt 4A.6.3.2). Die wesentlichen Vorteile dieser Abbildung bestehen im geringeren Auswertungsaufwand (Schnittkräfte normal auf die ebenen Teilsysteme werden per Definition ausgeschlossen) und unter Umständen in der größeren Übersichtlichkeit.

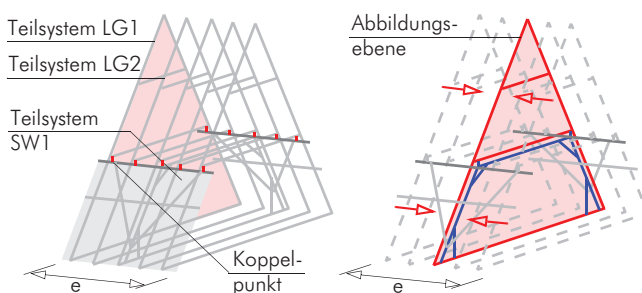


Bild 4A.5 Schematische Darstellungen, Links: räumlich mit selektiven Schnittkräften, Rechts: eben mit virtuellen Querschnitten.

Fig. 4A.5 Schematic illustrations, Left: spatial with selective internal forces, Right: plane with virtual cross sections.

räumliche Abbildung

Dank leistungsfähiger und einfach bedienbarer Software sind auch komplexe räumliche Stabwerke (z. B. FOUAD U. A. (2010)) ohne Zerlegung in Teilsysteme berechenbar gewor-

ebene Abbildung mit virtuellen Querschnitten

Die Regelbereiche einfacher, räumlicher Tragwerke können näherungsweise mit virtuellen Querschnitten abgebildet

werden. Dabei werden alle Querschnittsbreiten innerhalb eines Vollgespärreabstandes zu einem virtuellen Querschnitt „zusammengeschoben“ (siehe Bild 4A.5). Die Lasteinflussbreite e auf das resultierende, ebene System ist der Vollgespärreabstand. Indirekt werden dabei biegestarke Stuhlwände vorausgesetzt. Durch das Einfügen einer Feder zwischen Kehlbalken und Stuhl kann die Nachgiebigkeit der Stuhlwände zumindest im Mittel abgebildet werden.

ebene Abbildung mit Federn an den Koppelpunkten der Teilsysteme

Ebene Abbildungen zeichnen sich durch einen geringen Eingabe- und Auswertungsaufwand (prüfbare Dokumentation und Nachweisführung) aus und sind leicht nachvollziehbar. Bei ausgeprägt räumlichen Tragwerken kann die Koppelung der Teilsysteme durch den Einbau von nachgiebigen Auflagern berücksichtigt werden. Bei der Ermittlung der hierfür erforderlichen Federsteifigkeiten ist zu beachten, dass diese von der Beanspruchung und vom Tragsystem abhängig sind und einen nichtlinearen Verlauf haben können. Problematisch ist außerdem die Modellbildung von in mehreren Teilsystemen gleichzeitig mittragenden Stäben. Daher ist die Entkoppelung in ebene Teilsysteme oft schwierig, manchmal auch unmöglich (vgl. MEISEL (2009 S. 142ff)).

ebene Abbildung

Ebene Modelle liefern nur für Sparren- bzw. Kehlbalkendächer ohne Stuhl oder für statisch bestimmte Pfettendächer zutreffende Ergebnisse. Wird eine ebene Abbildung bei komplexeren historischen Dachtragwerken trotzdem versucht, ist zum Teil mit qualitativ und quantitativ unrealistischen Schnittkräften, die nicht unbedingt auf der sicheren Seite liegen müssen, zu rechnen.

4A.3.3 Auflagerbedingungen

Historische Dachstühle sind in der Regel nicht zugfest mit dem Mauerwerk verbunden, sondern liegen „frei“ auf. Dieser Umstand sollte dann berücksichtigt werden, wenn sich in einer statischen Analyse Auflager–Zugkräfte ergeben. Dies kann z. B. in Walmbereichen, oder bei zwei nebeneinander liegenden Mauerbänken auftreten.

Horizontalkräfte werden meist über Reibung eingeleitet. Die Größe dieser Horizontalkräfte wird von der Steifigkeit und Tragfähigkeit des Mauerwerks sowie vom Reibbeiwert zwischen Mauerwerk und Auflagerholz begrenzt.

Ist die Festlegung zutreffender Auflagerbedingungen mit großen Unsicherheiten verbunden, bieten sich Grenzwertbetrachtungen an (vgl. KIRCHLER (2009) siehe Abschnitt 4a.6.3.2).

Im Fall von großen Auflagerbreiten kann bei Stabmodellen die Festlegung der Lage des rechnerischen Auflagerpunktes die Ergebnisse beeinflussen. Auf Zug ausfallend definierte Bettungen können hier realitätsnähere Ergebnisse liefern.

4A.3.4 Vorgehensweise und Verifikation

Es ist sinnvoll, bei der statischen Analyse schrittweise vorzugehen und mit einfachen Modellen zu beginnen, zumal der Bearbeitungsaufwand mit steigendem Detaillierungsgrad erheblich zunimmt. Im Gegensatz zu Ingenieurholzbauten sind bei historischen Dachtragwerken oft viele unterschiedliche Modelle denkbar und deren Unterschiede zum Teil erheblich. Ist von einem ausgeprägt räumlichen Tragverhalten auszugehen, sollte zuerst ein vereinfachtes räumliches Modell unter Vernachlässigung der Exzentrizitäten und Nachgiebigkeiten der Verbindungen (siehe Kapitel 4A.4) erstellt und berechnet werden. Mit diesem können meist die wesentlichen Effekte der globalen Lastabtragung und die Größe der Lasteinflussbreiten und/oder -flächen ermittelt werden. Auf Basis der Erkenntnisse der vereinfachten räumlichen Berechnung erfolgt, wenn möglich, die Zerlegung in ebene Teilsysteme (vgl. MEISEL (2009 S. 142ff)). Da überwiegend statisch unbestimmte Systeme vorliegen, sind die Koppelungen der Teilsysteme zu beachten. Die Randbedingungen der Auflager sowie die Exzentrizitäten und Nachgiebigkeiten der Verbindungen (siehe Kapitel 4A.4) sind in einem zweiten Schritt zu berücksichtigen.

Welches Modell in der Lage ist, die Wirklichkeit realitätsnahe genug abzubilden, muss in jedem Fall individuell entschieden werden.

Kriterien für realitätsnahe Ergebnisse sind:

- Übereinstimmung mit den tatsächlich vorliegenden Verformungen (z. B. siehe Bild 4A.6), lokalen Verbindungsdeformationen bzw. Klaffungen und Kräften (letztere sind nur begrenzt messbar, vgl. GÖRLACHER U. A. (1991) und siehe Kapitel 4A.6.1.3)
- qualitativ nachvollziehbare Schnittkräfte und Verformungen
- keine unrealistisch hohen Ausnutzungsgrade (deutlich über 3) von Stäben und/oder Verbindungen, welche im Bestand keine Überbeanspruchungen anzeigen

Trotz aller Analysen und Messungen wird das tatsächliche mechanische Verhalten und damit die bestehende Sicherheitsmarge historischer Dachwerke häufig nur mit erheblichen Unsicherheiten ermittelt werden können.



Bild 4A.6 Große Biegeverformung eines Bundtrams.
Fig. 4A.6 Big deformation due to bending of a tie-beam.

4A.4 Zimmermannsmäßige Verbindungen

In ÖNORM EN 1995-1-1 (2009, Abschnitt 5.1 und 5.4.2) wird die Berücksichtigung der Nachgiebigkeiten und Exzentrizitäten der Verbindungen für die Systemberechnung gefordert. Wie z. B. die Analysen in BARTHEL U. A. (2006), BLASS U. A. (1996), BUCHHÄUSL (2010), GÖRLACHER U. A. (1999), KOCH U. SEIM (2006), KRAFT S. (1998), MEISEL (2009)) gezeigt haben, beeinflusst das mechanische Verhalten vieler zimmermannsmäßiger Verbindungen wesentlich die Schnittkräfte der statischen Modelle. Erst durch die Berücksichtigung der Nachgiebigkeiten und Exzentrizitäten der Verbindungen verteilen sich die Kräfte auf alle Teilsysteme und Konstruktionsglieder des Tragwerks. Daher sollte das mechanische Verhalten der Verbindungen zumindest größenordnungsmäßig berücksichtigt werden.

Allerdings beinhaltet die EN 1995-1-1 praktisch keine Angaben zur Ermittlung der Nachgiebigkeiten und Exzentrizitäten zimmermannsmäßiger Verbindungen. Auch für die Ermittlung vieler Bemessungswiderstände (mit Ausnahme von Versätzen) fehlen die Berechnungsalgorithmen. Im Überarbeitungsvorschlag der EN 1995-1-1 (vgl. JORISSEN (2011)) wurde daher ein Arbeitspaket mit dem Titel *Design rules for carpentry connections* definiert.

Das tatsächliche mechanische Verhalten historischer Holzverbindungen entzieht sich häufig einer Berechnung nach einfachen Rechenmodellen (vgl. GÖRLACHER U. A. (1999), HEIMESHOFF U. KÖHLER (1989), REYER U. SCHMIDT (1989)). Die Gründe für diese Gegebenheit werden beispielhaft angeführt.

- Je nach Beanspruchung weisen zahlreiche zimmermannsmäßige Verbindungen unterschiedliche Exzentrizitäten, Nachgiebigkeiten und Bemessungswiderstände auf (nichtlineares Verhalten). Beispielsweise werden Zugnormalkräfte in der in Bild 4A.7 dargestellten Verbindung über den Holznagel und die rot strichlierten Kontaktflächen übertragen. Drucknormalkräfte werden über den Holznagel und die blau strichlierten Kontaktflächen übertragen.

- In zimmermannsmäßigen Verbindungen kommt es in der Regel zu einer Interaktion von Verbindungsmitteln (z. B. Holznagel und Weißschwanz, siehe Bild 4A.7). Zutreffende Aussagen über das Gesamttragverhalten können nur unter Berücksichtigung der Steifigkeitsverhältnisse der einzelnen Verbindungsmittel getroffen werden.
- Zimmermannsmäßige Verbindungen übertragen Druck- und Zugkräfte über Kontaktdruck und Reibung. Häufig ergeben sich aus der Geometrie große lokale Querdruck- und – noch problematischer – Querzug- und Rollschubbeanspruchungen. Diese können ohne numerische Berechnung nicht quantitativ bestimmt werden, da die Spannungsinteraktionen, geometrischen Bezugsflächen und die Spannungsverteilungen nicht bekannt sind.
- In der ÖNORM EN 1995-1-1 (2009) und ÖNORM B 1995-1-1 (2010) sind derzeit keine Regeln für einen Interaktionsnachweis für einen allgemeinen Spannungszustand angegeben. Beanspruchungsinteraktionen (zum Beispiel Querdruck/-zug und Schub) treten in zimmermannsmäßigen Verbindungen jedoch häufig auf. In der SIA 265 (2003, 4.2.7 *Schub und Normalkraft senkrecht zur Faser*) wird für Querdruck/-zug und Schub eine entsprechende Interaktionsbeziehung angegeben.
- Die Knotenkräfte werden in der Regel exzentrisch, das heißt nicht im Schnittpunkt der Stabachsen, übertragen. Die Größenordnung der Exzentrizitäten kann unter anderem vom Lastfall abhängen.
- Herstellungsbedingte Klaffungen, Quell- und Schwindprozesse sowie plastische Verformungsanteile infolge früherer Belastungen können dazu führen, dass die Verbindungen erst nach dem Abbau des Schlupfes Kräfte übertragen können (Untersuchungen hierzu siehe KÖCK U. HOLZER (2011)).

Für die Beschreibung des mechanischen Verhaltens zimmermannsmäßiger Verbindungen in Stabmodellen sind drei Größen erforderlich:

- Tragfähigkeiten und daraus abgeleitete Bemessungswiderstände
- Nachgiebigkeiten
- Exzentrizitäten

Deren Ermittlung wird im Folgenden erläutert.

4A.4.1 Bemessungswiderstände

Mit Ausnahme von auf Druck beanspruchten Weißschwanzverbindungen, Kämmen und auf Abscheren beanspruchten Weichholznägeln liegen in der Literatur (BLASS U. A. (2005), DRÖGE U. STOY (1981), EHLBECK U. HÄTTICH (1988), FAYE U. A. (2002), GÖRLACHER U. A. (1990), GÖRLACHER U. KROMER (1991), HEIMESHOFF U. KÖHLER (1989), HINKES (1987), KESSEL U. AUGUSTIN (1994), KOCH (2011), KÖCK U. HOLZER (2011), REYER U. SCHMIDT (1989), TROCHE (1936, 1942 UND 1958) und WILLANDER (1944)) zumindest Versuchsergebnisse oder Ingenieurmodelle für die Bemessungswiderstände zimmermannsmäßiger Verbindungen vor.

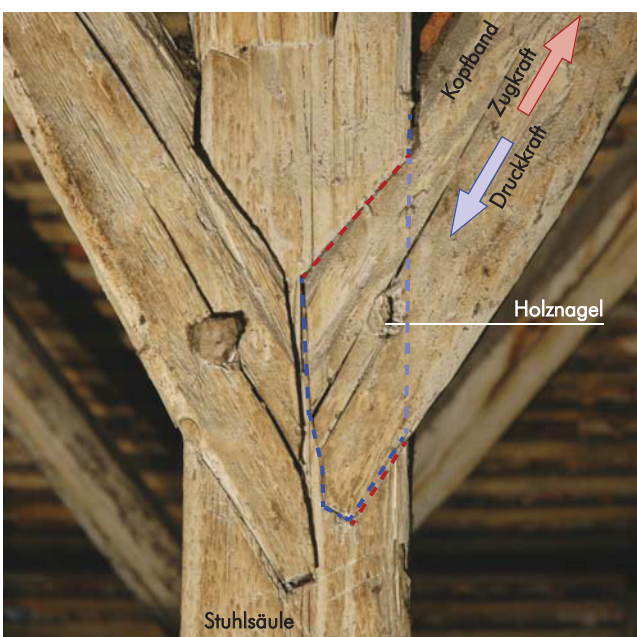


Bild 4A.7 Weißschwanzverbindungen an einer Stuhlsäule.

Fig. 4A.7 Lap joints at a column.

4A.4.2 Steifigkeiten / Nachgiebigkeiten

Holz ist ein anisotroper Baustoff. Das Verhältnis der Steifigkeit in Faserrichtung zur Steifigkeit quer zur Faser ($E_{0,mean} / E_{90,mean}$) beträgt beispielsweise ca. 20 für Hartholz bis 35 für Weichholz. Da zimmermannsmäßige Verbindungen in der Regel Kräfte über Kontaktdruck und in weiterer Folge über Druck quer bzw. schräg zur Faser übertragen, sind die Steifigkeiten der meisten Verbindungen im Verhältnis zu den Dehnsteifigkeiten der Konstruktionsglieder gering. Daher sollten wie bereits erläutert zumindest die Größenordnungen der Nachgiebigkeiten der Verbindungen (in statisch unbestimmten Systemen) berücksichtigt werden. Bild 4A.8 zeigt schematisch den Einfluss der Berücksichtigung der Nachgiebigkeiten der Kopfbandverbindungen auf die Schnittkräfte der Pfette eines Kopfbandträgers mit baupraktischen Abmessungen.

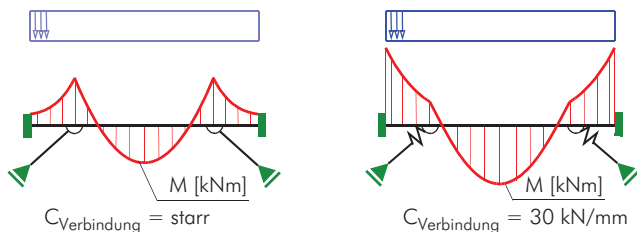


Bild 4A.8 Vergleich der Momentenlinie eines Kopfbandträgers mit und ohne Berücksichtigung der Nachgiebigkeiten der Verbindungen.

Fig. 4A.8 Comparison of the bending of a bruce beam with and without consideration of the flexibilities of the joints.

Die Steifigkeit C (als Kehrwert der Nachgiebigkeit) ist wie folgt definiert:

$$C = \frac{F}{u} = \frac{\text{Kraft [kN]}}{\text{Weg [mm]}} \quad \dots \text{ Wegfeder}$$

Angaben zur Bestimmung der Nachgiebigkeiten (und Bemessungswiderstände) können beispielsweise für folgende Verbindungen der Literatur entnommen werden:

- Versätze vgl. BLASS U. A. (1996), HEIMESHOF U. KÖHLER (1989)
- Holznägel vgl. EHLBECK U. HÄTTICH (1988), ERLER (2002), KESSEL U. AUGUSTIN (1994)
- zugbeanspruchte, schräge Blattverbindungen vgl. GÖRLACHER U. A. (1990), HEIMESHOF U. KÖHLER (1989)
- druckbeanspruchte, abgestirnte Zapfen vgl. KOCH U. A. (2006), KOCH (2011)
- Überblattungen vgl. KÖCK U. HOLZER (2011), KÖCK (2011)

Alternativ können Nachgiebigkeiten aus Bauteilprüfungen und/oder FE-Analysen ermittelt werden. Einfache ingenieurmäßige Modelle (vgl. BLASS U. A. (1996), GÖRLACHER U. A. (1999), MEISEL (2009)) können ebenfalls zur Abschätzung der Nachgiebigkeiten dienen.

Die Nachgiebigkeiten rechtwinkliger oder schräger Querdrukanschlüsse können wie folgt abgeschätzt werden. Für den Fall des Anschlusses auf einen Biegeträger (siehe Bild 4A.9) kann angenommen werden, dass die Spannungen von der Kontaktfläche bis in die Stabachse übertragen werden müssen. Für einen Lastausbreitungswinkel von 40° ergeben sich für übliche Querschnittsverhältnisse (h/b bis

ca. 2) bis auf wenige Prozent mit den FE-Analysen von (BLASS U. A. (1996 S. 233ff)) übereinstimmende Ergebnisse. Ähnlich kann auch bei querdrukbeanspruchten, kontinuierlich gelagerten Schwellen vorgegangen werden. Die Spannungen werden in diesem Fall jedoch von der Kontaktfläche bis zur Unterkante der Schwelle übertragen. Die analytische Ableitung der Nachgiebigkeit infolge einer linearen Lastausbreitung in der Schwelle ist in (BLASS U. A. (1996 S. 230ff)) erläutert. Weiterhin siehe auch BEJTKA (2005).

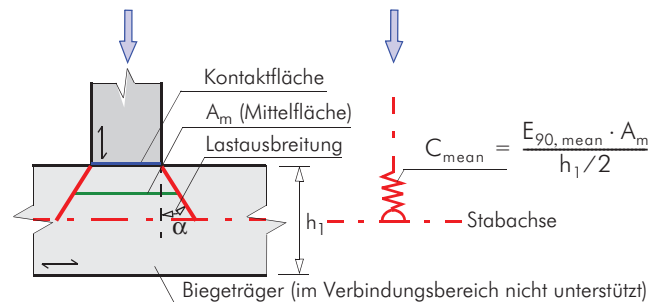


Bild 4A.9 Ingenieurmäßiges Lastausbreitungsmodell (vgl. MEISEL (2009A)).

Fig. 4A.9 Simplified load expansion model (see MEISEL (2009A)).

Schlupf

Herstellungsbedingte Klaffungen, Quell- und Schwindprozesse sowie plastische Verformungsanteile infolge früherer Belastungen können dazu führen, dass die Verbindungen erst nach dem Abbau des Schlupfes Kräfte übertragen können. Diesbezügliche Hinweise zur Modellbildung siehe in KÖCK U. HOLZER (2011).

Nachgiebig eingespannte Verbindungen

In der Regel werden zimmermannsmäßige Verbindungen gelenkig modelliert (vgl. z. B. STEINHARDT U. MÖHLER (1956), TROCHE (1958), BLASS U. A. (1996), Zapfenverbindung in DRDÁCKÝ U. A. (1999)). Einzelne Beispiele aus der Praxis zeigen jedoch, dass Verbindungen existieren, die eine nachgiebige Einspannung der betreffenden Stäbe bewirken können. Insbesondere bei präzise hergestellten, langen Weißschwanzverbindungen (siehe Bild 4A.10) ist die Berücksichtigung einer nachgiebigen Einspannung gerechtfertigt. In der Literatur wurden bisher in FOUAD U. A. (2010) ein Wert von 100 kNm/rad für die Drehfedersteifigkeit von Zapfenverbindungen angegeben. Die wissenschaftlichen Grundlagen hierzu wurden noch nicht publiziert. Weitere wissenschaftliche Untersuchungen zu diesem Thema sind DESCAMPS (2012), DRDÁCKÝ U. A. (1999), FEIO (2005) und WALD U. A. (2000) zu entnehmen.



Bild 4A.10 Biegung eines eingeblatteten Kopfbandes (BUCHHÄUSL (2010)).

Fig. 4A.10 Bending of a strut with scarfs (BUCHHÄUSL (2010)).

4A.4.3 Exzentrizitäten

Exzenter sollten in Stabmodellen immer dann zur Anwendung kommen, wenn die zu erwartenden Normalkräfte N und/oder Exzentrizitäten e groß sind, so dass sich große Biegemomente ergeben. Des Weiteren sind Exzenter notwendig, wenn die Geometrie der Stabachsen sie erfordern (siehe Bild 4A.11 rechts).

Exzenterstäbe werden in der Regel als eigengewichtslose, schub- und biegestarre virtuelle Stäbe (auch *fiktive Balkenelemente*, vgl. ÖNORM EN 1995-1-1 (2009 5.4.2)) definiert. Sie werden meist rechtwinkelig auf die Stabachsen angeordnet. Bei mit Stirnversätzen angeschlossenen Streben hat sich die Modellbildung durch Exzenter bis zum Mittelpunkt der Stirnholzkontaktfläche als realitätsnah erwiesen (siehe Bild 4A.11, vgl. KIRCHLER (2009)).

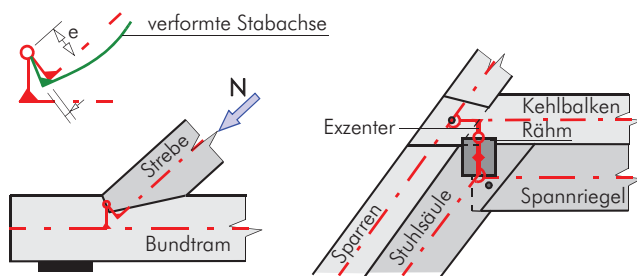


Bild 4A.11 Beispiele wichtiger Exzentrizitäten, Links: Stirnversatz, Rechts: Rähm-Knoten eines liegenden Stuhls.

Fig. 4A.11 Examples of important excentricities, Left: skew frontal tenon, Right: top girt joint of a trapezoidal portal frame.

Grenzen von Exzentern in Stabmodellen

Liegen in einer Verbindung mehrere, gleichzeitig Kräfte übertragende Kontaktflächen vor, so ist die sinnvolle Anordnung der Exzenter problematisch. Es wird empfohlen, jeweils einen Exzenter von der Stabachse bis zum Mittelpunkt derjenigen Kontaktfläche zu führen die die größeren Kräfte überträgt. Diese ist in Bild 4A.12 links die Zapfenstirnholzfläche, in Bild 4A.12 rechts die Stuhlsäulenstirnholzfläche. Die Anordnung weiterer Exzenter zu den Mittelpunkten der übrigen Kontaktflächen erscheint nicht sinnvoll. Hier zeigen sich die Grenzen der Stabmodelle.

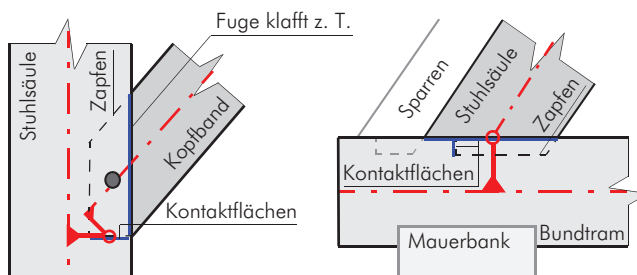


Bild 4A.12 Anordnung der Exzenter bei zwei Kontaktflächen, Links: Kopfband (vgl. MEISEL (2009)), Rechts: Stuhlsäule (vgl. BUCHHÄUSL (2010)).

Fig. 4A.12 Arrangement of the excentric in the case of two contact surfaces, Left: strut (see MEISEL (2009)), Right: column (see BUCHHÄUSL (2010)).

Die Lage der Kräfteinleitung im Verbindungsbereich kann auch von den Verformungen des Tragsystems oder einzelner Stäbe beeinflusst werden (siehe Bild 4A.13). Bei einem Pfettendach erfährt die Pfette beispielsweise aufgrund der exzentrischen Lastenleitungen der Sparren eine Torsionsbeanspruchung. Infolge dieser Beanspruchung wird die Pfette verdreht, was wiederum zu einer Verringerung der Exzentrizität e und damit des Torsionsmomentes führen kann. Derartige Effekte können näherungsweise durch Grenzwertbetrachtungen mit unterschiedlichen Exzentergeometrien berücksichtigt werden. Realitätsnähere Ergebnisse würde eine Abbildungen als Volumenmodell liefern (siehe Kapitel 4A.2).

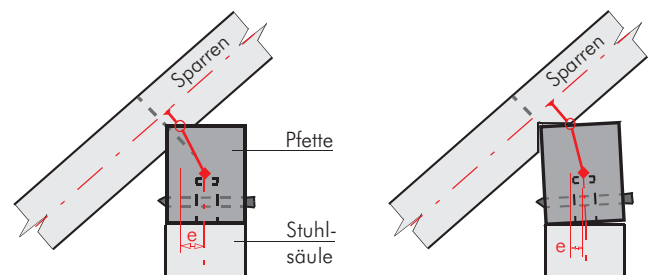


Bild 4A.13 Kräfteinleitung Sparren-Pfette, Links: unverformt, Rechts: nach Verdrehung der Pfette.

Fig. 4A.13 Load transmission rafter-purlin, Left: undeformed, Right: after twisting of the purlin.

Scheinbar zentrische Verbindungen können infolge von großen Systemverformungen bemessungsrelevante Exzentrizitäten aufweisen (vgl. KIRCHLER (2009)). Dies trifft beispielsweise auf den Spannriegel-Stuhlsäulenknoten eines typischen Pfettendachs mit zweifachem Hängewerk unter asymmetrischer Belastung (und somit Verformung) zu (siehe Bild 4A.14).

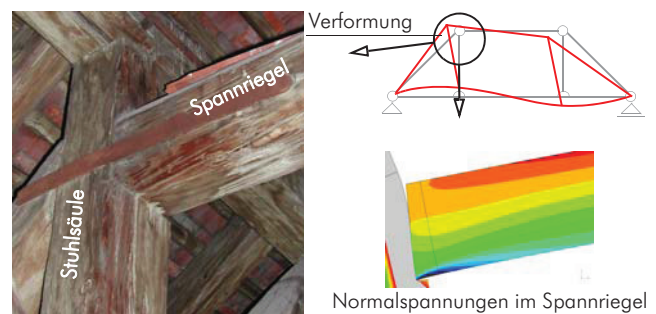


Bild 4A.14 Scheinbar zentrischer Anschluss (vgl. KIRCHLER (2009)).

Fig. 4A.14 Seemingly centric joint (see KIRCHLER (2009)).

Hinweis: Mit Ausnahme von exzentrisch beanspruchten Pfetten hat es sich meist als ausreichend erwiesen, die Stäbe auf Torsion statisch bestimmt zu lagern. Dies kann auch mit der geringen Torsionssteifigkeit vieler Verbindungen und der geringen Torsionssteifigkeit von Vollholzquerschnitten mit Schwindrissen begründet werden.

4A.5 Material, Abmessungen und weitere Effekte

4A.5.1 Materialkenngrößen

Prüfungsbasierende Untersuchungen belegen, dass kein signifikanter Festigkeitsverlust infolge der Alterung von Bauholz zu erwarten ist (vgl. ABELS (2011 1.2.2.3), EHLBECK U. GÖRLACHER (1990), GÖRLACHER U. A. (1999), KRAFT U. U. PRIBBERNOW (2006), RUG U. SEEMANN (1989), SCHICKHOFER U. BRANDNER (2011)). Einzig NIER (1994) stellt eine Verringerung der Biegefestigkeit von 6,7 % in 100 Jahren fest, allerdings kann das mit der vergleichsweise hohen Ästigkeit der alten Prüfkörper begründet werden. Im Gegensatz dazu sprechen in der Instandsetzung erfahrene Zimmermeister vom „Verknöchern“ des Holzes. Altes Bauholz sei demnach manchmal besonders „hart“ (damit ist eine hohe Querdrukfestigkeit gemeint) und spröde. Zum Teil können diese Beobachtungen durch die vollständige Austrocknung der Bauteile und damit einhergehender Festigkeits- und Steifigkeitszunahme erklärt werden. Weitere Begründungen, wie beispielsweise der Einschlagszeitpunkt (vgl. FELLNER (2002)) konnten bisher wissenschaftlich nicht belegt werden. Derzeit existiert kein in-situ-Meßverfahren, mit dem rasch und zweifelsfrei auf die Materialfestigkeit eines eingebauten Konstruktionsgliedes geschlossen werden kann (vgl. KRAFT U. U. PRIBBERNOW (2006)). Aus diesem Grund wird folgende Vorgehensweise empfohlen:

1. visuelle Beurteilung in Anlehnung an DIN 4074-1 und -5

Die Normen für die Sortierung von Nadel- und Laubholz (ÖNORM DIN 4074-1 (2009) und ÖNORM DIN 4074-5 (2009)) nach der Tragfähigkeit sind für Schnittholz entwickelt worden, deren Lage im Bauwerk (und somit Beanspruchung) zum Zeitpunkt der Sortierung unbekannt ist. Für die „nachträgliche Sortierung“ im bestehenden Tragwerk können die Sortierkriterien von ÖNORM DIN 4074-1 (2009) und ÖNORM DIN 4074-5 (2009) daher modifiziert werden (siehe Tab. 4A.1).

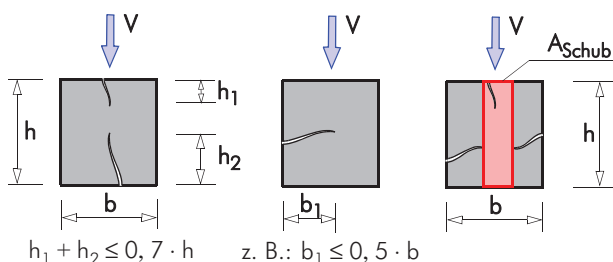


Bild 4A.15 Unbedenkliche Risstiefen (vgl. ERLER (2004 S. 88).

Fig. 4A.15 Uncritical cracks (see ERLER (2004 p. 88).

Tab. 4A.1 Modifizierte Sortierkriterien in Anlehnung an ÖNORM DIN 4074-1 (2009), ÖNORM DIN 4074-5 (2009).

Nr.	Sortiermerkmale	Bemerkung
1.	Äste	all jene auf der Zugseite berücksichtigen (und lose Äste auf der Druckseite)
2.	Faserneigung	berücksichtigen
3.	Markröhre	aufgrund der großen Querschnitte meist nicht relevant (siehe Bild 4A.16)
4.	Jahrringbreite	i. d. R. nicht messbar
5.	Risse	Es sind nur jene Risstiefen zu berücksichtigen, welche annähernd normal auf transversale Querkkräfte stehen. Dieses Merkmal kann auch komplett vernachlässigt werden, wenn in den Schubnachweisen die ungerissene Querschnittsbreite eingesetzt wird (siehe Bild 4A.15 rechts). Weiteres siehe Kapitel 4A.5.3.2
6.	Baumkante	berücksichtigen, oder Nachweis mit dem reduzierten Querschnitt führen
7.	Krümmung	bei hoch belasteten Druckstäben als Imperfektion berücksichtigen
8.	Verfärbungen	i. d. R. nicht feststellbar
9.	Druckholz	i. d. R. nicht feststellbar
10.	Frischholzinsekten	i. d. R. irrelevant
11.	Sonstige	-

2. Zuordnung der Sortierklasse zu einer Festigkeitsklasse gemäß ÖNORM EN 388 (2009)

Erfahrungsgemäß kann in der Regel mindestens von der Festigkeitsklasse C 24 ausgegangen werden.

3. weiterführende Untersuchungen (vgl. EHLBECK U. GÖRLACHER (1990), GÖRLACHER U. A. (1999), KRAFT U. U. PRIBBERNOW (2006), KÖCK (2011 S. 103–111))

Nach der Durchführung der statischen Analyse sind jene Verbindungen und Stäbe bekannt, welche rechnerisch nicht der Sicherheitsmarge der anerkannten Regeln der Technik entsprechen. Im bestehenden Tragwerk wird geprüft, ob nicht für genau jene Verbindungen und Stäbe der Ansatz einer höheren Festigkeitsklasse gerechtfertigt ist. Folgende Prüfungen bieten sich an:

- Rohdichte (Kernbohrungen, Ausziehwidstandsmessungen, Eindringwidstandsmessungen)
 - Feuchtigkeit
 - Druckfestigkeit an Kernbohrungen
 - Elastizitätsmodul (z. B. Ultraschall-Laufzeitmessungen, Probelastungen)
 - Ausbau einzelner Teile und zerstörende Prüfung im Labor
- Da diese Untersuchungen nur noch einzelne Bereiche umfassen, ist der erforderliche Aufwand überschaubar.

4A.5.2 System- und Querschnittsabmessungen

Für die statische Modellbildung ist es in der Regel ausreichend, die Geometrie des Tragwerks auf Dezimeter genau zu kennen. Nur im Bereich von exzentrischen Stabanschlüssen und/oder Kräfteinleitungen ist eine Aufnahme auf den Zentimeter genau empfehlenswert.

Globale Verformungen des Tragwerks sollten im statischen Modell insbesondere dann berücksichtigt werden, wenn infolge der Schiefstellungen und/oder Krümmungen bedeutende Abtriebskomponenten zu erwarten sind.

Aufgrund der handwerklichen Herstellung und dem meist dem konischen Stammwuchs folgenden Behauen, sind deutlich voneinander abweichende Querschnittsabmessungen gleicher Konstruktionsglieder (z. B. Sparren) zu erwarten. Es erscheint daher sinnvoll, die Meßwerte der Querschnittsabmessungen gleicher Konstruktionsglieder mathematisch auf ganze Zentimeter zu runden (siehe auch Bild 4A.16). Fehl- oder Baumkantigkeiten sind je nach Sortierklasse zu berücksichtigen oder werden bei der Ermittlung der Querschnittswerte in Abzug gebracht.

Für die Schnittkräftermittlung sind in Anlehnung an ÖNORM EN 1990 (2003, 4.3) die Mittelwerte der Querschnittsabmessungen gleicher Konstruktionsglieder oder die tatsächlichen Querschnittsabmessungen anzusetzen. Für den Nachweis sind in Anlehnung an ÖNORM EN 1990 die charakteristischen Werte der Querschnittsabmessungen gleicher Konstruktionsglieder oder die tatsächlichen Querschnittsabmessungen anzusetzen (vgl. ÖNORM EN 1990 (2003)).

In Stablängsrichtung konische Querschnitte können realitätsnah mit einem feldweise konstanten (mittleren) Querschnitt abgebildet werden. Für die Nachweise über den Mittelstützungen sind die an dieser Stelle tatsächlich vorhandenen Querschnittsabmessungen anzusetzen. (vgl. MEISEL (2009 S. 103ff))

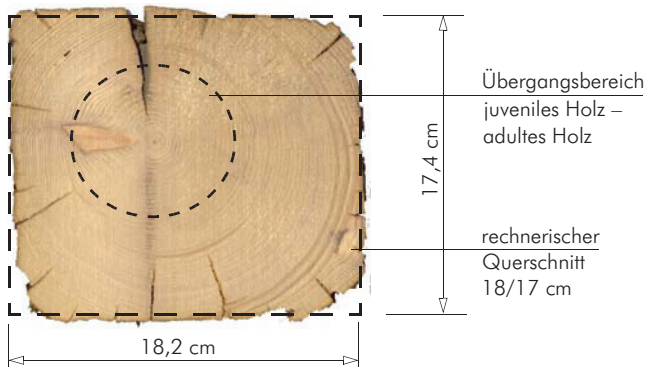


Bild 4A.16 Historischer Sparrenquerschnitt.
Fig. 4A.16 Historic cross section of a rafter.

4A.5.3 weitere Effekte

4A.5.3.1 „Initialsetzen“ des Tragwerks, Langzeiteffekte

Die Bauhölzer in einem historischen Dachwerk wurden – von Altholzverwendung abgesehen – oft saftfrisch oder bestenfalls halbtrocken verzimmert (z. B. vgl. BLASS U. A. (1995), FOUAD U. A. (2010), HÜBNER (2000), MEISEL (2009)). Abundzeichen, welche durch später aufgetretene Schwindrisse geteilt sind, können diese Annahme belegen (siehe

Bild 4A.17). Die Festigkeiten und Steifigkeiten von Holz sinken mit zunehmender relativer Holzfeuchte. Gleichzeitig nehmen die Kriecheigenschaften bei steigenden Holzfeuchtigkeiten zu. Beide Effekte treten im Besonderen bei Beanspruchung quer zur Faser auf. (vgl. MOORKAMP (2002), RAUTENSTRAUCH (1989))

Lokal hohe Querdruckbeanspruchungen, die in den ersten Bestandsmonaten eines historischen Dachwerks aufgetreten sind, können sich sowohl infolge von Kriechverformungen durch hohe Holzfeuchten in den ersten Bestandsmonaten („Initialsetzung“) als auch durch Langzeiteffekte weitgehend umgelagert haben (z. B. vgl. MÖHLER U. MAIER (1970)).



Bild 4A.17 Abbundzeichen an einem Sparren.
Fig. 4A.17 Joining marks at a rafter.

4A.5.3.2 Rissbildung

In historischen Dachtragwerken kamen überwiegend Querschnitte, die den Stammkern beinhalten, zur Anwendung. Aufgrund der Anatomie des Holzes kommt es bei diesen Querschnitten in der Regel zu mindestens einem Schwindriss. Diese Risse können die Tragfähigkeit sowohl lokal (z. B. im Bereich eines Vorholzes) als auch global (z. B. für die Übertragung von Schubkräften in einem Bauteil) verringern. Zudem können Schwindvorgänge zu Verbindungsklaffungen führen. (z. B. vgl. FRECH (1987))

Weiters beeinflussen Risse das Tragverhalten des betroffenen Querschnittes auf Torsion erheblich (siehe Bild 4A.18). Solange $0 < b/h < 1$ gilt, kann nach GREIMEL (2003) das Torsionsträgheitsmoment I_T und Torsionswiderstandsmoment W_T in guter Näherung wie folgt berechnet werden:

$$I_T \approx \frac{1}{3} \cdot h \cdot b^3 \cdot \left(1 - 0,63 \cdot \frac{b}{h} + 0,052 \cdot \frac{b^5}{h^5} \right)$$

$$W_T \approx \frac{1}{3} \cdot h \cdot b^2 \cdot \left(1 - 0,63 \cdot \frac{b}{h} + 0,25 \cdot \frac{b^2}{h^2} \right)$$

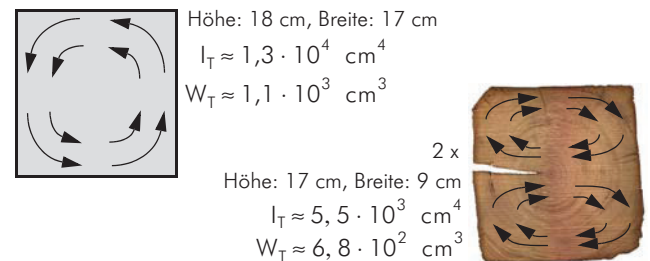


Bild 4A.18 Schubfluss und Torsionsträgheits- und -widerstandsmoment, Links: in einem ungerissenen Querschnitt, Rechts: in einem Querschnitt mit Riss.

Fig. 4A.18 Shear flow and torsional rigidity, Left: of a cross section without crack, Right: of a cross section with crack.

4A.6 Einwirkungen

Die Bemessungswerte der Einwirkungen auf Dachwerke können unter Umständen wie folgt reduziert werden:

- ständige Einwirkungen

Wenn die tatsächliche Wichte und Geometrie der vorliegenden Bauteile mit hinreichender Wahrscheinlichkeit bestimmt wird, kann der Teilsicherheitsbeiwert γ_F in Anlehnung an die Richtlinie 805 der DEUTSCHE BAHN AG (2010 805.0102 Tabelle 1) auf 1,20 bis 1,15 verringert werden. Die DIN EN 1990 NA (2010 Tabelle NA.A.1.2(A)) erlaubt für Lagesicherheitsnachweise (EQU)

- eine Reduktion des Teilsicherheitsbeiwertes γ_F auf 1,05.
- veränderliche Einwirkungen
Beispielsweise kann die Lasteinwirkung von Wind durch strömungsmechanische Modelle oder Windkanalversuche besonders realitätsnahe erfasst werden.

4A.7 Tragwirkung ausgewählter Beispiele

In diesem Kapitel wird auf die Tragwirkung von Kehlbalkendächern mit liegenden Stühlen und auf Pfettendächer mit Hängewerken eingegangen. Zuerst werden die Grundlagen der globalen Lastabtragung anhand schematischer Abbildungen erläutert, anschließend wird die statische Analyse von Fallbeispielen gezeigt und die Ergebnisse unterschiedlicher Modelle (Übersicht siehe Tab. 4A.2) diskutiert. Kehlbalkendächer mit asymmetrisch liegenden Stühlen werden in 4A.7.3 behandelt.

Tab. 4A.2 Vergleichene Modelle (siehe auch Abschnitt 4a.2).

Skizze	Nr.	Dimension	Verbindungen und Auflager
	M1	2D	gelenkig, starr
	M2	3D	gelenkig, starr
	M3	3D	gelenkig, starr, auf Zug ausfallend
	M4	3D	gelenkig, mit Nachgiebigkeiten (N)
	M5	3D	gelenkig, mit Exzentrizitäten (E)
	M6	3D-selektiv	mit FE-Scheibenelementen im Knotenbereich

4A.7.1 Kehlbalkendächer mit liegenden Stühlen – Grundlagen

Diese Tragwerke (konstruktiver Aufbau siehe Bild 4A.19) wurden vor allem im 17. und 18. Jh. in großer Zahl errichtet. Je nach Steifigkeitsverhältnis zwischen dem liegenden Stuhl und dem Kehlbalkendach ähnelt die Tragwirkung mehr einem Sparren- oder einem Pfettendach. Wenn in den Leergespärren (wie üblich) große Sparrenquerschnitte vorliegen, durchlaufende Bundtrame existieren und die Stuhlwände große Nachgiebigkeiten aufweisen (weil z. B. Stuhlschwellen vorhanden sind), dann ist die Tragwirkung für symmetrische Belastungen weitgehend sparrendachartig.

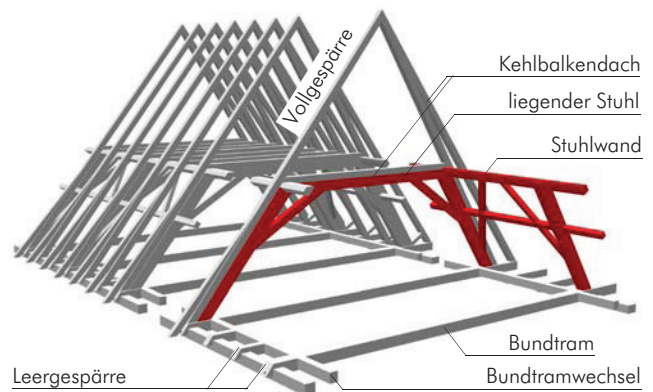


Bild 4A.19 Räumliche Darstellung eines Kehlbalkendachs mit liegendem Stuhl.

Fig. 4A.19 Spatial illustration of a collar beam roof with trapezoidal portal frame.

Unter symmetrischen Belastungen tragen symmetrische Kehlbalkendächer und Stühle – sofern man von der Zwischenbiegung der Sparren absieht – als Stützlinie ab (siehe Bild 4A.20). Die Kopfbänder der Stuhl-Rahmenecken sind annähernd frei von Normalkräften.

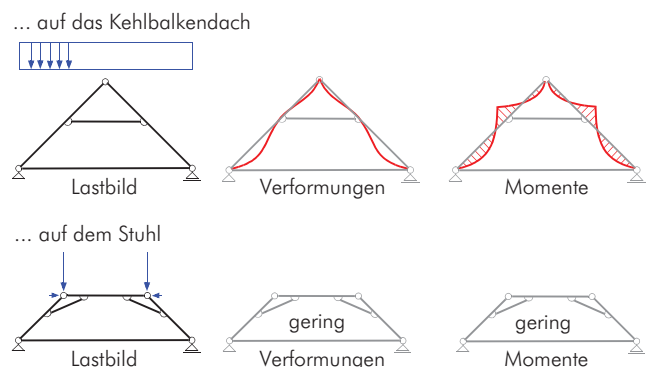


Bild 4A.20 Abtragung symmetrischer Belastungen.

Fig. 4A.20 Load transfer of symmetrical loads.

Unter asymmetrischen Belastungen verhält sich ein Kehlbalkendach ohne Stuhl vergleichsweise biegeweich. Ist ein Stuhl vorhanden, können Horizontalkräfte aus dem Kehlbalkendach über die Verkämmungen der Kehlbalken mit den Rahmen in die Stühle weitergeleitet werden (siehe Bild 4A.21). Dadurch reduzieren sich die Verformungen und Beanspruchungen der Sparren.

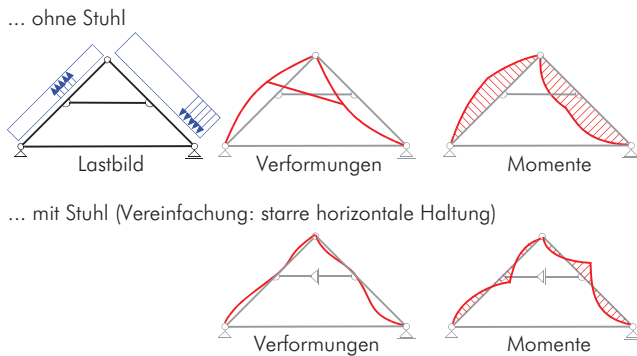
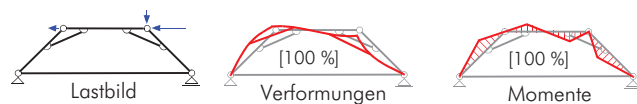


Bild 4A.21 Abtragung asymmetrischer Belastungen auf das Kehlbalckendach.

Fig. 4A.21 Load transfer of asymmetrical loads at the collar beam roof.

Asymmetrische Belastungen auf den liegenden Stuhl werden – starre Verbindungen vorausgesetzt – als Zweigelenkrahmen mit aufgelösten Rahmenecken abgetragen (siehe Bild 4A.22 oben). Tatsächlich ist die Steifigkeit und Tragfähigkeit der meisten zimmermannsmäßigen Zugverbindungen im Vergleich zu Druckverbindungen gering. Wird das Tragvermögen der Verbindungen auf Zug vernachlässigt, trägt der Stuhl als Dreigelenkrahmen ab. Dabei verhindern die auf den Rähmen aufgekämmten Kehlbalken die Entstehung einer kinematischen Kette infolge des Ausfalls der zugbeanspruchten Stuhlsäulen-Spannriegelverbindung. Das statische System ändert sich je nach Richtung der Horizontalkräfte (nichtlineares System).

Vereinfachung: starre Verbindungen



Vereinfachung: auf Zug ausfallende Verbindungen
Kehlbalken

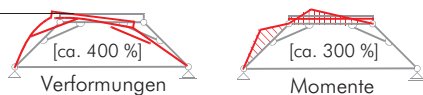


Bild 4A.22 Abtragung asymmetrischer Belastungen.

Fig. 4A.22 Load transfer of asymmetrical loads.

4A.7.2 Kehlbalkendächer mit liegenden Stühlen – Fallbeispiel Stift Zwettl

Das in BUCHHÄUSL (2010) und ZEHETGRUBER (2010) analysierte Dachwerk befindet sich über dem Noviziat von Stift Zwettl und wurde Anfang des 18. Jh. errichtet. Das Tragwerk kann als Kehlbalkendach mit liegendem Stuhl, Stuhlsäulenknechten und Hahnenbalken bezeichnet werden (siehe Bild 4A.23). Sämtliche Mauerbänke wurden in der Vergangenheit durch niedrige Ziegelpfeiler ersetzt. Zudem wurden von innen neue Mauerbänke, welche teilweise auf Konsolen aufliegen, eingebaut.

Bild 4A.24 zeigt das gewählte räumliche Modell inklusive Auflagerbedingungen. Das Modell bildet einen Ausschnitt aus dem Regelbereich des Daches ab. Die gewählten Symmetrie-Auflagerbedingungen sind eine Näherung. Daher wurden nur die Ergebnisse unterschiedlicher Modelle (siehe Bild 4A.25) im Bereich b (siehe Bild 4A.24) analysiert.

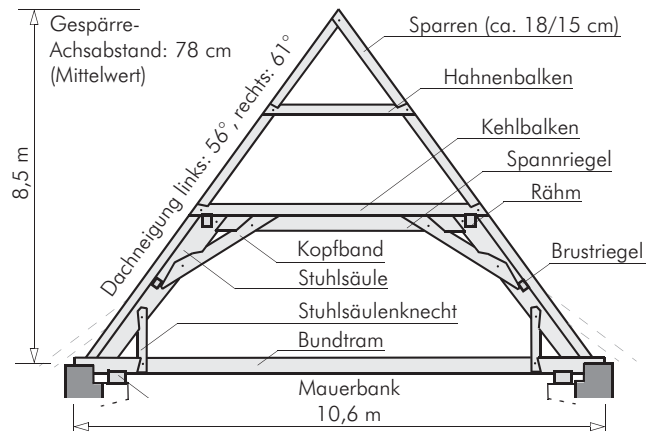


Bild 4A.23 Vollgespärre und Bauteilbezeichnungen (vgl. BUCHHÄUSL (2010)).

Fig. 4A.23 Principal frame and notation of building components (see BUCHHÄUSL (2010)).

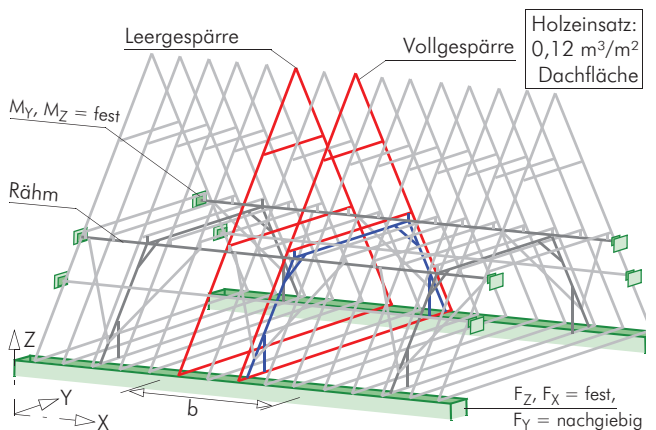


Bild 4A.24 Räumliche Darstellung (vgl. BUCHHÄUSL (2010)).

Fig. 4A.24 Spatial illustration (see BUCHHÄUSL (2010)).

Die Analyse aller Modelle zeigte, dass der Stuhl in den Leergespärren infolge von annähernd symmetrischen Belastungen nur unwesentlich an der Lastabtragung von vertikalen Lasten beteiligt ist. Die sparrendachartige Lastabtragung überwiegt.

Im Modell M2 wird die Steifigkeit des Stuhls überschätzt, wodurch sich für den Sparren im Bereich des Kehlbalkens das größte Stützmoment ergibt (siehe Bild 4A.25). Im Modell M3 wird die Steifigkeit des Stuhls tendenziell unterschätzt (aufgrund der geringen Asymmetrie des Dachwerks und der Schneelast fällt in diesem Modell jeweils ein Kopfband aus), es liefert das größte Feldmoment. Die Normalkraftverläufe der verglichenen Modelle weichen max. 10 % voneinander ab, da die Gespärre für diesen Lastfall in jedem Modell weitgehend selbstständig abtragen. Eine ebene Berechnung an einem Leergespärre ohne Stützung durch das Rähm hat kaum abweichende Schnittkräfte ergeben.

Die Rahmentragwirkung des Stuhls ist jedoch wesentlich für die Abtragung asymmetrischer Belastungen. Weiters steifen die Stuhlwände das Tragwerk in Firstrichtung aus. Die Stuhlwände und liegenden Stühle erhöhen den Grad der statischen Unbestimmtheit. Da die zimmermannsmäßigen Verbindungen ein duktileres Verhalten aufweisen, werden z. B. im Falle von Schäden, Lastumlagerungen im Tragwerk ermöglicht.

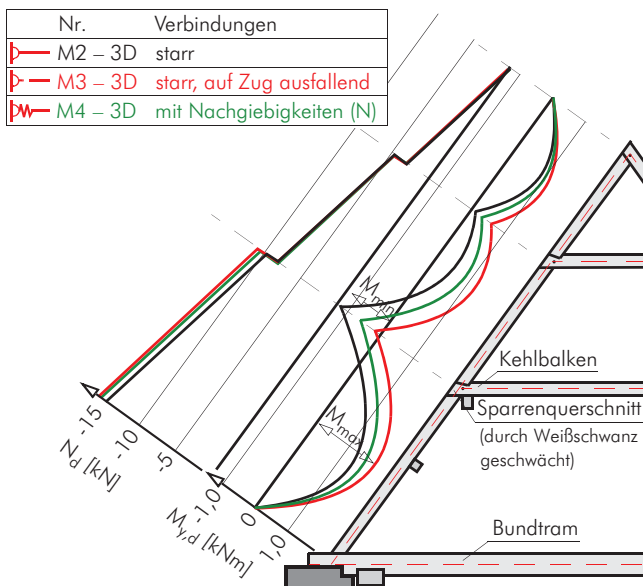


Bild 4A.25 Momenten- und Normkraftverläufe im Leergespärre, LG 1 (Eigengewicht und Schnee, vgl. BUCHHÄUSL (2010)).

Fig. 4A.25 Moments and normal forces in the filling frame, LG 1 (dead load and snow, see BUCHHÄUSL (2010)).

4A.7.3 Kehlbalke ndächer mit asymmetrischen liegenden Stühlen

Folgende Gründe können für die Ausbildung von asymmetrischen liegenden Stühlen genannt werden:

- im Grundriss asymmetrisch angeordnete Mittelmauern, welche zur Lastabtragung genutzt werden sollten
- die Ausbildung eines einseitigen Dachvorstands (Bild 4A.28).
- die Ausbildung eines Daches mit Walm (siehe Bild 4A.27)
- die Ausbildung eines Pultdaches oder Anschleppdaches

In allen genannten Gründen entspricht der Stuhl keiner Stützlinie für symmetrische Belastungen (siehe Bild 4A.27). Da die Zugverbindungen nur eine geringe Steifigkeit und Tragfähigkeit aufweisen, liegen häufig erhebliche Systemverformungen, manchmal auch Schäden vor (siehe Bild 4A.28).

Im Falle eines Walms wurde das Grundsystem des liegenden Stuhls oftmals weitgehend beibehalten und „um die Ecke gedacht“ (siehe Bild 4A.27). Die horizontalen Abtriebskomponenten der Normalkräfte in den Sparren und Stuhlsäulen der Walmdachfläche(n) müssen in den Satteldachflächen abgetragen werden. Immer wenn an einem Ende eines Satteldaches ein oder mehrere Walmdachflächen anschließen (siehe Bild 4A.27), ist mit einer Schrägstellung der Regelgespärre in Firstrichtung zu rechnen (siehe Bild 4A.29). Bei Kirchen treten im Bereich der Apsis häufig mehrere Walmdachflächen auf. Aus geometrischen Gründen sind hier auch gekrümmt gesägte Rähme und Schwellen anzutreffen (siehe Bild 4A.26).

Das Tragvermögen von Dachtragwerken mit asymmetrisch liegenden Stühlen kann häufig nur dank der Robustheit des Tragwerks (z. B. infolge stark ausgesteifter Stuhlwände) erklärt werden. Im Bereich von Walmen und Ichen trägt auch die Dachlattung wesentlich zum Tragvermögen bei (vgl. MEISEL U. A. (2010A)).



Bild 4A.26 Gekrümmt ausgesägte Rähm und Schwelle im Bereich der Apsis der Marienkirche Fürstenfeld.

Fig. 4A.26 Curved sawn collar plate and lower plate in the area of the Apsis of St. Mary's Church Fürstenfeld.

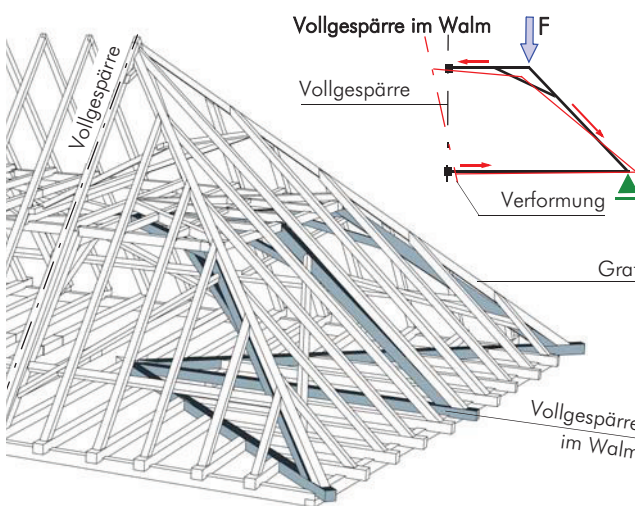


Bild 4A.27 Liegender Stuhl im Walmbereich (vgl. HÜBNER (2000)).

Fig. 4A.27 Trapezoidal portal frame in the hip area (see HÜBNER (2000)).

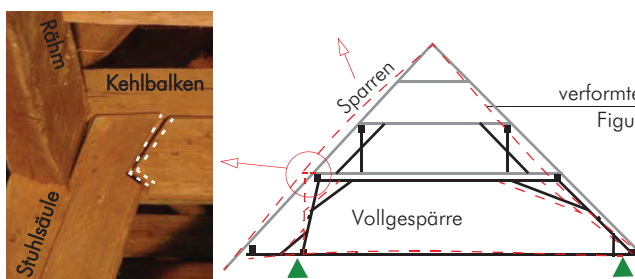


Bild 4A.28 Kehlbalke ndach mit asymmetrischem liegendem Stuhl und erheblicher Verformung nach links (vgl. BUCHHÄUSL (2010)).

Fig. 4A.28 Collar beam roof with asymmetric trapezoidal portal frame and deformation to left (see BUCHHÄUSL (2010)).

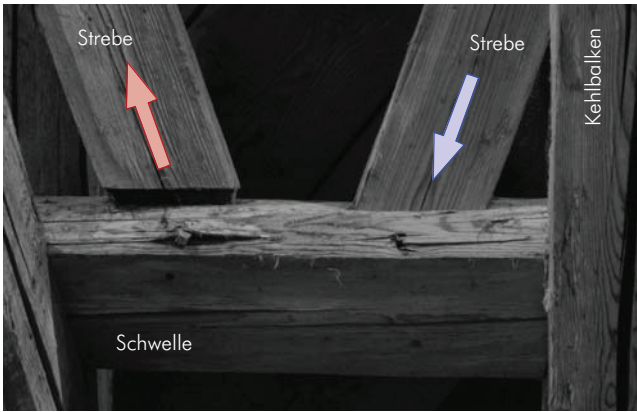
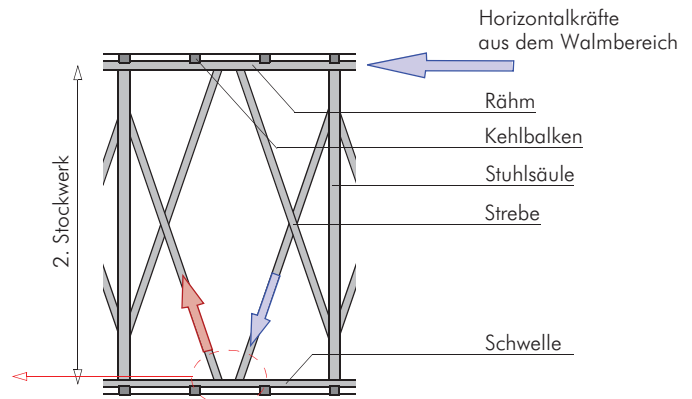


Bild 4A.29 Lokale Deformationen infolge der Scheibenbeanspruchung der Stuhlwand aus den Horizontallasten der Walmdachflächen (Marienkirche Fürstenfeld, Skizze schematisch).

Fig. 4A.29 Local deformations due to diaphragm action of the longitudinal wall from the horizontal loads of the hip roof areas (St. Mary's Church Fürstenfeld, schematic sketch).



4A.7.4 Pfettendächer mit zweifachem Hängewerk – Grundlagen

Pfettendächer mit Hängewerken wurden im 19. Jh. zum Standardtragwerk für Dächer. Symmetrische Hängewerke tragen symmetrische Belastungen als Stützlinie ab (siehe Bild 4A.30). Asymmetrische Belastungen auf das Hängewerk werden über Biegung des Bundtrams abgetragen.

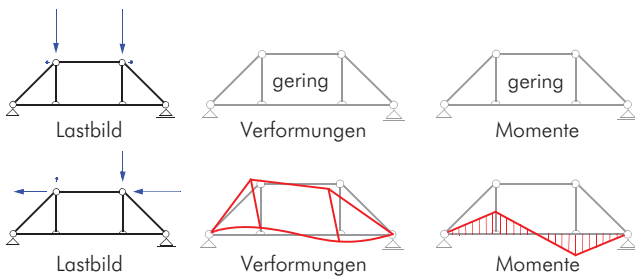


Bild 4A.30 Abtragung symmetrischer und asymmetrischer Belastungen auf Hängewerken.

Fig. 4A.30 Load transfer of symmetrical and asymmetrical loads at the truss frame.

4A.7.5 Pfettendächer mit zweifachem Hängewerk – Fallbeispiel Kronesschule

Das in KIRCHLER (2009) analysierte Tragwerk des Dachwerks der Hauptschule Krones in Graz wurde ca. 1890 errichtet. Es kann als Pfettendach mit zweifachem Hängewerk, Hahnenbalken und Kniestock (Drempe) bezeichnet werden (siehe Bild 4A.31).

Ebene und räumliche Stabmodelle wurden einem räumlichen Modell mit selektiven Schnittgrößen und FE-Scheibenelementen im Knotenbereich gegenübergestellt (siehe Tab. 3).

Tab. 4A.3 Vergleichene Modelle (siehe auch Abschnitt 4A.3.2).

Skizze	Nr.	Dimension	Verbindungen und Auflager
	M1	2D	gelenkig, starr
	M5	3D	gelenkig, mit Exzentrizitäten (E)
	M6	3D-selektiv	mit FE-Scheibenelementen im Knotenbereich

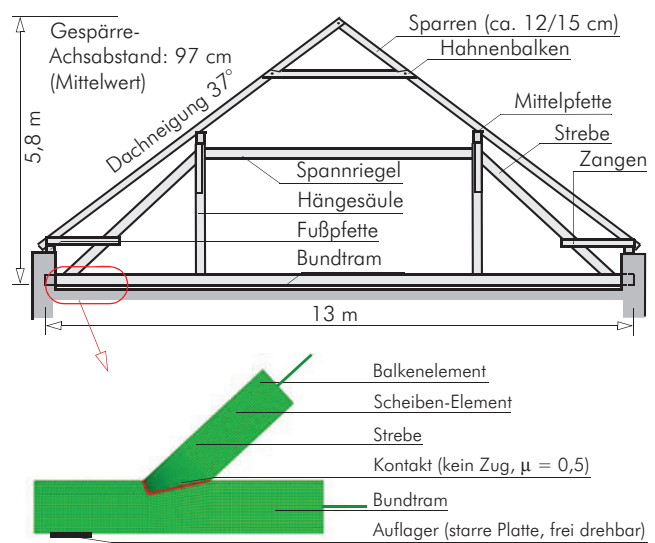


Bild 4A.31 Vollgespärre, Bauteilbezeichnungen und Knotenmodell für M6 (vgl. KIRCHLER (2009)).

Fig. 4A.31 Principal frame, notation of building components and model of the node for M6 (see KIRCHLER (2009)).

Für die ersten Modelle wurden in Anlehnung an PECH U. HOLLINSKY (2005), PREHL (2001) und SCHULZE (1991) die Sparrenfußpunkte einzeln als horizontal frei verschiebbliche Auflager definiert (und somit die Fußpfette und Zangen vernachlässigt, siehe Bild 4A.31 und Bild 4A.32).

Aufgrund der Abbildung der Knoten mit FE-Scheibenelementen (mit anisotropem Materialmodell) werden die Nachgiebigkeiten und Exzentrizitäten der Verbindungen (überwiegend Stirnversätze) im Modell M6 realitätsnahe abgebildet (siehe Bild 4A.31).

Des Weiteren werden hier einzelne ausgewählte Ergebnisse verglichen und diskutiert. Bild 4A.33 zeigt, dass sich im Modell M1 vergleichsweise kleine Feldmomente, aber große Stützmomente in den Sparren ergeben. So ist das (bemessungsmaßgebende) Feldmoment in M5 um bis zu 46 % größer und das Stützmoment um bis zu 30 % kleiner als im Modell M1. Dies liegt daran, dass die Mittelpfetten keine starren Stützungen für die Sparren darstellen, wie dies im Modell M1 angenommen wurde. Stattdessen handelt es sich bei der Sparren-Pfettenebene um einen schräg liegenden, zum Teil nachgiebig gestützten Trägerrost.

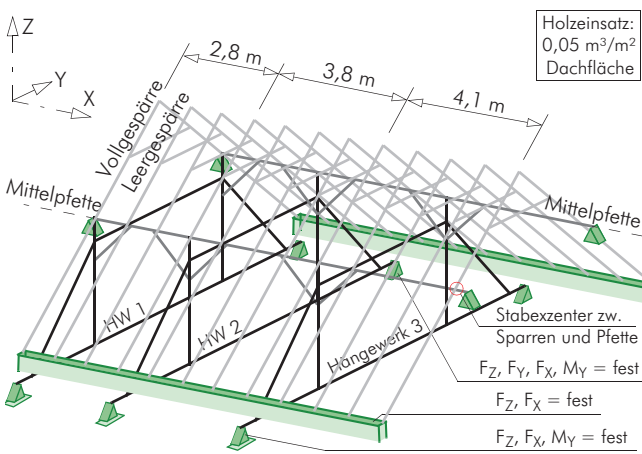


Bild 4A.32 Räumliche Darstellung (vgl. KIRCHLER (2009)).
Fig. 4A.32 Spatial illustration (see KIRCHLER (2009)).

Aufgrund der Berücksichtigung des Verhaltens der Verbindungen im Modell M6 steigt die Nachgiebigkeit des Hängewerks und der Pfetten. Dadurch ergeben sich um bis zu 16 % größere Feldmomente und um bis zu 5 % kleinere Stützmomente in den Sparren im Vergleich zu M5.

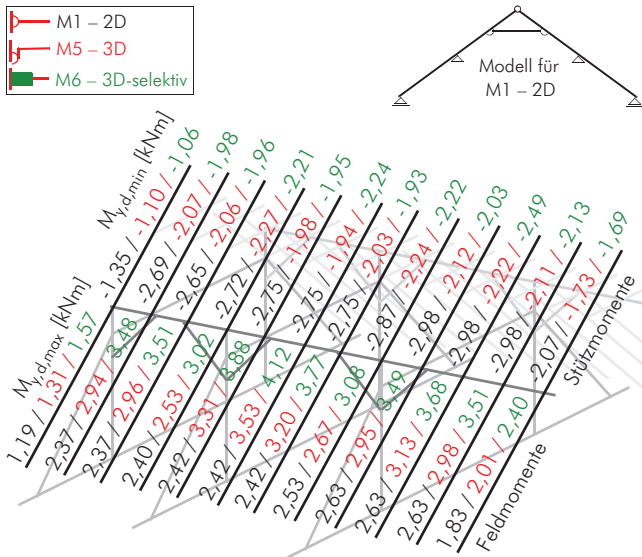


Bild 4A.33 Vergleich der Momente der Sparrenlage, LG 1 (Eigengewicht und Schnee, vgl. KIRCHLER (2009)).

Fig. 4A.33 Comparison of the bending moments of the rafters, LG 1 (dead load and snow, see KIRCHLER (2009)).

Die Momentenlinien der Modelle M1 und M6 für die Mittelpfette weichen deutlich voneinander ab (siehe Bild 4A.34). Im Modell M1 wurden zwei grobe Vereinfachungen getroffen: Einerseits wurden sämtliche Stützungen durch die Kopfbänder und Hängesäulen als vertikal unverschiebliche Lager angesetzt, andererseits wurde die Belastung aus den Sparren über die Pfettenlänge verschmiert. Insbesondere die erste Vereinfachung erweist sich als unzutreffend und hat großen Einfluss auf die Ergebnisse. Tatsächlich sind die Stützungen der Pfette durch die Kopfbänder und Hängesäulen vertikal nachgiebig. Diese Nachgiebigkeiten resultieren zu einem wesentlichen Teil aus der geringen horizontalen Biegesteifigkeit der Bundtrame, welche die Fußpunkte der Hängesäulen in Firstrichtung halten (siehe Bild 4A.32 und Bild 4A.34 verformte Figur in Modell M6). Beim Vergleich von M1 und M6 fallen zudem geringe Momentensprünge

an den Stützstellen der Kopfbänder in M6 (siehe Bild 4A.34) auf. Diese resultieren aus der exzentrischen Einleitung der Kräfte (siehe Knotenmodell in Bild 4A.31).

Weiters wurden die Ergebnisse des Modells M6 mit jenen einer ebenen Modellbildung (M1) verglichen. Wird für die ebene Berechnung eines Hängewerks eine Lasteinflussbreite e abgeschätzt (z. B. für das Hängewerk 3: $e = 1,25 \cdot (3,8 / 2 + 4,1 / 2)$), so stimmen die resultierenden Vertikalkräfte auf das Hängewerk für LF 1 bis auf wenige Prozent mit den Ergebnissen der räumlichen Berechnungen überein.

Für die horizontalen Kräfte auf das Hängewerk (Lastfall 2: Eigengewicht, Schnee verfrachtet, Wind) liefert Modell M6 um rund 30 % niedrigere Werte gegenüber M1. Dies liegt daran, dass asymmetrische Belastungen nicht nur über die Biegung der Bundtrame, sondern auch über Biegung der Sparren abgetragen werden.

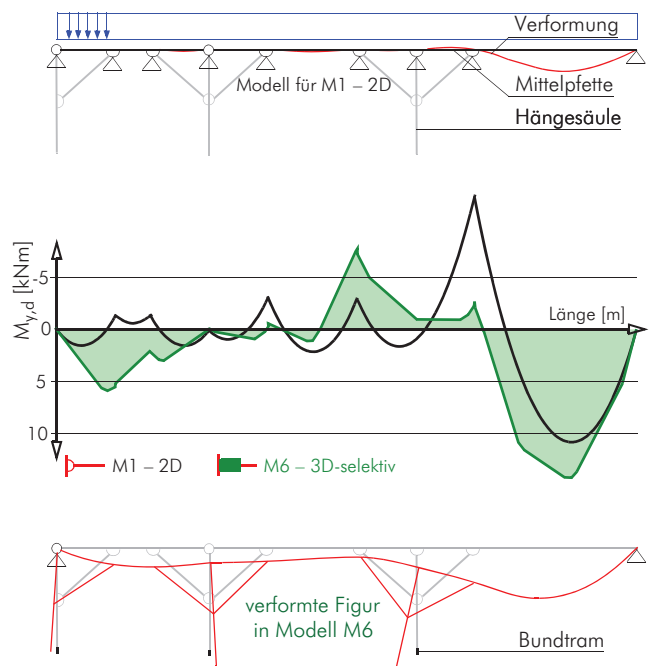


Bild 4A.34 Vergleich der Momente und Verformungen der Mittelpfette, LG 1 (Eigengewicht und Schnee, vgl. KIRCHLER (2009)).

Fig. 4A.34 Comparison of the bending moments and deformation of the middle purlin, LG 1 (dead load and snow, see KIRCHLER (2009)).

Auflager am Sparrenfußpunkt

In den ersten Modellen wurde in Anlehnung an PECH U. HOLINSKY (2005), PREHL (2001) und SCHULZE (1999) jeder Sparrenfußpunkt in Y-Richtung (siehe Bild 4A.32) frei verschieblich gelagert. Dies führte im Modell M5 und M6 zu folgenden, nicht realitätsnahen Ergebnissen:

- Am Sparrenfußpunkt ergeben sich im LF 1 (SLS) horizontale Auflagerverschiebungen von bis zu 23 mm, welche ohne Schäden im Kniestock und Gesimse nicht aufnehmbar sind.
- Das Torsionsmoment in der Mittelpfette liefert überschrittene Schubspannungsnachweise. Die Weiterleitung dieser Momente in die Kopfbänder bzw. Hängesäulen ist nicht möglich.

Tatsächlich sind sämtliche Sparrenfußpunkte an Fußpfetten angeschlossen, die mit Zangen mit den Streben des Hänge-

werks verbunden sind (siehe Bild 4A.31). Eine realitätsnahe Modellbildung des Auflagers muss daher folgende Einflüsse beinhalten:

- Biegetragwirkung der Fußpfette (unter Berücksichtigung der stumpfen Stöße, welche Gelenke erzwingen)
- horizontale Haltung der Fußpfette mittels nachgiebig angeschlossenen Zangen
- Reibung zwischen Fußpfette und Kniestock, beschränkt durch die Tragfähigkeit des Kniestocks auf Horizontal-schub

Vereinfacht wurde nur die Biegesteifigkeit der Fußpfette hinzugefügt und für deren Verschiebbarkeit eine Grenzwertbetrachtung durchgeführt. Hierzu wurden in den Vollgespärren Auflagerverschiebungen im Verhältnis der freien Verschiebungen der Sparrenfußpunkte aufgebracht.

Die Analysen ergaben, dass das globale Tragverhalten des vorliegenden Dachwerks sensibel auf Veränderungen der Lagerungsbedingungen am Sparrenfußpunkt reagiert. Wird die horizontale Verschiebbarkeit behindert, trägt das Tragwerk auch sparrendachartig ab. Die Kräfte auf das Hängewerk und die Torsionsmomente in den Pfetten nehmen

signifikant ab (siehe Bild 4A.35). Erst dadurch kann das Tragverhalten realitätsnahe nachvollzogen werden.

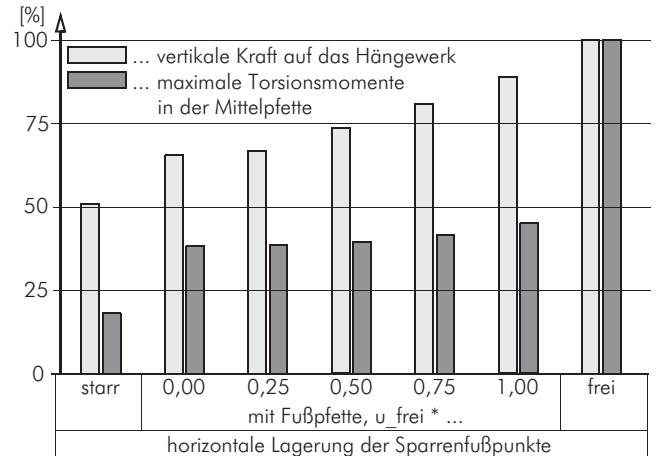


Bild 4A.35 Auswirkungen unterschiedlicher Lagerungsbedingungen, Modell M6, LG 1 (vgl. KIRCHLER (2009)).

Fig. 4A.35 Effects of different support conditions, model M6, LG 1 (see KIRCHLER (2009)).

4A.8 Verifikation mittels Kraftmessungen

Die Ergebnisse der Modelle können mittels Messungen im Bestand verifiziert werden: Bislang wurden hierzu Probebelastungen aufgebracht und die dabei entstehenden Verformungen gemessen (vgl. HOLZER U. KÖCK (2009)), oder die inhärenten Spannungen bestimmt (vgl. GÖRLACHER U. A. (1991)).

Alternativ ist an einzelnen Knotenpunkten die Messung von Drucknormalkräften möglich. Hierzu wird ein Bauteil mittels Hydraulikzylindern und Lasteinleitungselementen mindestens so weit angehoben, bis die gesamte Kraft vom Zylinder übernommen wird. Die auftretenden Normalkräfte werden mit einer zwischen Hydraulikzylinder und Lasteinleitungselement eingebauten Druckmessdose aufgezeichnet (siehe Bild 4A.36).



Bild 4A.36 Prüfungsaufbauten, Oben: an Sparrenfüßen, Unten: an einem Spannriegel (vgl. ZEHETGRUBER (2010)).

Fig. 4A.36 Test configurations, Above: at rafter bases, Bottom: at a straining beam (see ZEHETGRUBER (2010)).

Diese Kraftmessungen bieten sich insbesondere an Zapfenverbindungen ohne Zugsicherung an. Für die Prüfung anderer Verbindungen, müssen zuerst einzelne Stäbe ausgebaut (z. B. Kopfband und Kehlbalken) und/oder Verbindungsmittel (z. B. Holznagel) gelöst werden.

Schematische Verläufe der Kraft-Verschiebungs-Messungen zeigt Bild 4A.37. Verlauf (1) ergibt sich, wenn an einem elastisch gelagerten Sparrenfußpunkt eines einfachen Sparrendaches verformungsgesteuert eine Verschiebung u langsam aufgebracht wird, das heißt, alle Trägheitseffekte können vernachlässigt werden. Die Steigung C des Verlaufes resultiert aus der Entlastung der ursprünglich belasteten Verbindung und entspricht der Steifigkeit der Verbindung. Es wird angenommen, dass die Verbindung keine Zugkräfte übernehmen kann. Beim Erreichen der Verschiebung $u = u_1$ beträgt die Kraft in der Verbindung $N = 0$ und die gesamte Kraft wird nun vom Hydraulikzylinder übernommen. Wird die Verschiebung u weiter gesteigert, fällt die Verbindung aus und die Kraft im Hydraulikzylinder bleibt konstant. Unter der Annahme von Theorie I. Ordnung bleiben die Kräfte mit zunehmender Verschiebung u konstant.

Verlauf (2) ergibt sich, wenn an einem elastisch gelagerten Sparrenfußpunkt eines Sparrendaches mit zusätzlichen firstparallelen Traggliedern verformungsgesteuert eine Verschiebung u langsam aufgebracht wird. Der Verlauf (2) unterscheidet sich von Verlauf (1) durch die aus dem statisch unbestimmten Tragwerk resultierenden Zwangskräfte (z. B. ΔF bei u_1).

Bei der Anwendung dieser Kraftmessungen in Dachwerken ist sowohl die Kenntnis des Kraft-Verschiebungs-Verlaufes als auch die Größenordnung der Zwangskraft ΔF bei der Verschiebung u_1 Voraussetzung für zuverlässige Ergebnisse. Es ist zu erwarten, dass die Ergebnisse der einzelnen Messungen von den idealisierten Verläufen in Bild 4A.37 abweichen werden. Hierfür kann z. B. das nichtlineare Steifigkeitsverhalten der Verbindungen genannt werden.

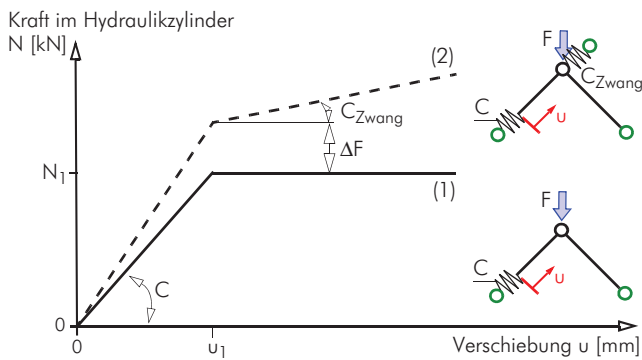


Bild 4A.37 Schematische Kraft-Verschiebungs-Verläufe.

Fig. 4A.37 Schematic force-deformation-diagram.

Erste Messungen im Dachwerk von Stift Zwettl (vgl. ZEHETGRUBER (2010), vorerst noch ohne zuverlässige Verschiebungsmessung) bestätigten die Ergebnisse der Modelle, wonach die Leergespärre im Lastfall Eigengewicht weitgehend unabhängig vom Stuhl – also sparrendachartig – abtragen. Aufgrund der geringen Streuungen der Normalkräfte (siehe Bild 4A.25) konnte anhand der Messungen nicht festgestellt werden, welches Modell die Tragwirkung am besten beschreibt. Die Messung am Spannriegel-Stuhlsäulen-Knoten ergab, dass der Spannriegel nach dem Ausbau des Holznagels keine Normalkraft aufwies. Erst bei großen Verschiebungen im Zentimeterbereich konnten Zwangskräfte gemessen werden. Dies bestätigt die Erkenntnis, dass der liegende Stuhl die Tragwirkung des Gesamtsystems in der Regel nur im Falle von asymmetrischen Belastungen und/oder Schäden wesentlich beeinflusst.

4A.9 Zusammenfassung und Ausblick

Soll eine bestandsschonende Instandsetzung eines historischen Dachtragwerks auf Basis der derzeit gültigen Normen durchgeführt werden, ist eine realitätsnahe statische Analyse erforderlich. Diese ist im Vergleich zur Berechnung von Ingenieurholzkonstruktionen häufig mit besonderen Herausforderungen und erheblichen verbleibenden Unsicherheiten verbunden. Die wesentlichen Herausforderungen und mögliche Vorgehensweisen bei der statischen Analyse werden in diesem Kapitel behandelt.

Besonders großen Einfluss auf die Ergebnisse haben dabei die Berücksichtigung der räumlichen Lastabtragung, die nichtlinearen Auflagerbedingungen sowie die (nichtlinearen) Nachgiebigkeiten und Exzentrizitäten der zimmermannsmäßigen Verbindungen. Die Ermittlung der tatsächlich vorliegenden Materialkenngrößen sowie weiterer – je nach Fallbeispiel – wichtiger Einflüsse kann zudem helfen, innere Tragreserven nutzbar zu machen.

Zur Verifikation der Ergebnisse können Messungen der Verformungen und – wie hier vorgestellt – der Normalkräfte wertvolle Anhaltswerte liefern.

Insbesondere Kehlbalckendächer mit Stühlen tragen die Lasten sparr- und pfettendachartig ab. Die Abtragung symmetrischer Lasten erfolgt in der Regel weitgehend über das aus Sparren und Bundtramen (oder Stichbalken) gebildete Dreieck. Die Stühle sind vor allem für die Systemaussteifung und Abtragung asymmetrischer Lasten von Bedeutung. Zudem erhöhen sie die Fähigkeit des Tragwerks, Lasten umzulagern.

Aber auch bei Pfettendächern kann eine räumliche Modellbildung sinnvoll sein. So kann ein Teil der symmetrischen Lasten sparrendachartig abgetragen werden. Asymmetrischen Lasten werden beim vorgestellten Pfettendach mit zweifachem Hängewerk, über die Biegung der Bundtrame und der Sparren abgetragen. Werden die Sparren und das Hängewerk entkoppelt betrachtet, tragen die Bundtrame alle asymmetrischen Lasten über Biegung ab und erhalten – rechnerisch – somit unrealistisch hohe Beanspruchungen.

Wie zahlreiche Beispiele aus der Praxis zeigen, sind historische Dachtragwerke in der Regel redundante und robuste Tragwerke. Trotz zum Teil schwerer Schäden sind die Verbindungen und Stäbe lange in der Lage, durch Lastumlagerun-

gen die Tragfähigkeit des gesamten Tragwerks zu erhalten. Dies ist zu einem großen Teil den zimmermannsmäßigen Verbindungen zu verdanken, die vor allem auf Kontakt beruhen und zumindest ein ausgeprägt gutmütiges (manche auch duktile) Bruchverhalten aufweisen. Im Gegensatz dazu, sind neuzeitliche Holztragwerke in der Regel weder redundant, noch können in den Verbindungen Duktilitäten geweckt werden.

Zuletzt wird darauf hingewiesen, dass viele Fragestellungen im Zusammenhang mit historischen Dachtragwerken bislang wissenschaftlich nicht untersucht wurden. Tragfähigkeit und Verformungsverhalten von druckbeanspruchten Weißschwanzverbindungen und das „Initialsetzen“ saftfrisch verzimmerter Holzbauten seien hier beispielhaft genannt. Wie erläutert wurde, sind detaillierte Volumenmodelle kompletter Dachtragwerke aufgrund der derzeitigen Rechenleistung praktisch unmöglich. Um das mechanische Verhalten der Verbindungen trotzdem realitätsnahe berücksichtigen zu können, wäre ein auf Prüfungen im Labor und numerischen Analysen beruhender „Verbindungskatalog“ wünschenswert, welcher für jede Verbindungsart die erforderlichen Modellierungsparameter enthält.

KAPITEL 4B

ZIMMERMANNSMÄSSIGE VERBINDUNGEN – ENTWICKLUNG, KLASSIFIZIERUNG UND TRAGVERHALTEN

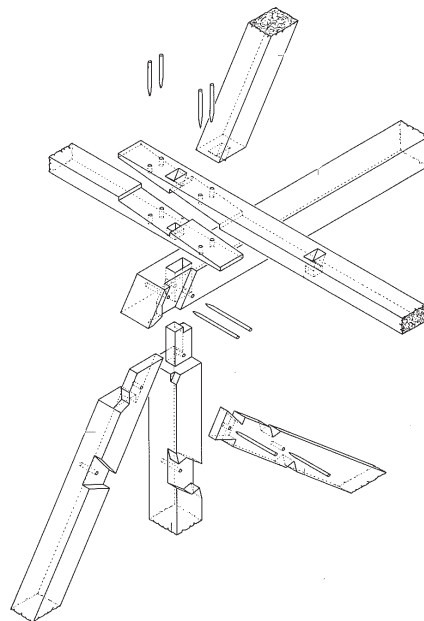


Bild 4B.1 Links: Knotendetail aus dem Dachwerk der Marktkirche in Hannover, 1386–1388 (vgl. BINDING (1991 S. 118), Rechts: Holzschnitt aus EBINGHAUS (1954).

Fig. 4B.1 Left: detail of the node out of the roof structure of the Marktkirche in Hannover, 1386–1388 (see BINDING (1991 p. 118), Right: engraving in EBINGHAUS (1954).

4B ZIMMERMANNSMÄSSIGE VERBINDUNGEN – ENTWICKLUNG, KLASSIFIZIERUNG UND TRAGVERHALTEN

Zimmermannsmäßige Verbindungen sind wesentliche Bestandteile eines jeden historischen Holztragwerks. Zum besseren Verständnis der Vielfalt dieser Verbindungen wird zuerst auf deren geschichtliche Entwicklung und Klassifizierung eingegangen. Danach wird das Tragverhalten und die Modellbildung dieser Verbindungen behandelt.

Carpentry Joints – Development, Classification and Load Behaviour. Carpentry joints are essential components of any historic timber structure. At first the historic development and classification are described to contribute to a better understanding of the variations of these joints. Afterwards the load-bearing capacity, behaviour and modelling of carpentry joints are explained.

4B.1 Einführung und Motivation

Unter dem Begriff „zimmermannsmäßige Verbindungen“ werden hier traditionelle Holzverbindungen verstanden, die weitgehend ohne zusätzliche metallische Verbindungsmittel auskommen. Neben schmiedeeisernen Klammern, Bändern, Bolzen und Nägeln waren diese Verbindungen bis zum Ende des 19. Jh. die einzige Möglichkeit, Stäbe aus Holz zum Zweck der dauerhaften Kraftübertragung zusammen zu fügen (vgl. HEIMESHOF U. A. (1988 S. 1)).

Im letzten Jahrhundert wurden die tradierten Holzverbindungen weitgehend von ingenieurmäßigen Verbindungen wie zum Beispiel den Blechformteilen, Stabdübeln, Dübeln besonderer Bauart, Gewindestangen und Schrauben abgelöst. Als Gründe für diese Entwicklung sind die zum Teil vergleichsweise geringe Tragfähigkeit zimmermannsmäßiger Verbindungen sowie deren zeit- und somit kostenintensive Herstellung im Vergleich zu zum Beispiel Blechformteilen zu nennen (siehe Bild 4B.2). Zudem muss die Tragsicherheit von Holztragwerken heute in der Regel durch statische Analysen (= Modellbildung, Berechnung und Bemessung) nachgewiesen werden. Der Nachweis bestehender zimmermannsmäßiger Holzverbindungen als auch ihre neuerliche Anwendung scheitert aber daran, dass sie in der Normung (vgl. ÖNORM EN 1995-1-1 (2009), ÖNORM B 1995-1-1 (2010)) großteils nicht geregelt sind. Auch sind die Angaben in der Literatur lückenhaft. So wurde in zahlreichen Beiträgen nur eine unzureichende Anzahl an Verbindungen geprüft, keine Ingenieurmodelle abgeleitet oder keine Angaben zu den auftretenden Nachgiebigkeiten gemacht (siehe Kapitel 4D und 4E).

Die Erhaltung historischer Bausubstanz sollte als *kultureller Umweltschutz* im Interesse unserer Gesellschaft sein. Des Weiteren sind geometrisch aufwendige Holzverbindungen heute zum Teil wirtschaftlicher herstellbar als statisch gleichwertige Verbindungen mit mechanischen Verbindungsmitteln (vgl. FRITZEN (1992), FRITZEN (1998), Stichwort CNC siehe auch Kapitel 6.4.1). In jedem Fall sind Kenntnisse über das Tragverhalten zimmermannsmäßiger Verbindungen unverzichtbar.

„Um ein Verständnis für die uns heute bekannten etwa 600 Holzverbindungsformen zu erlangen, ist es nötig, sich ihren Grundprinzipien zuzuwenden.“ GRAUBNER (1986 S. 16). Daher wird nachfolgend zuerst auf die geschichtliche Entwicklung und Klassifizierung zimmermannsmäßiger Verbindungen eingegangen.



Bild 4B.2 Links: Werbung im „Deutschen Zimmermeister“ von 1930, vgl. FRITZEN (1998 S. 16), Rechts: Stoßaxt, ZACH (2009).

Fig. 4B.2 Left: advertising leaflet in „Deutscher Zimmermeister“ from 1930, see FRITZEN (1998 p. 16), Right: mortice ax, ZACH (2009).

Auf zimmermannsmäßige Verbindungen in Blockbauten und auf Besonderheiten außerhalb Europas (beispielsweise japanische Verbindungen, vgl. ZWERGER (1997)) wird hier nicht, beziehungsweise nur exemplarisch eingegangen.

4B.2 Geschichtliche Entwicklung

Archäologischen Ausgrabungen zufolge können Flechtungen, Seilverbindungen und „natürliche“ Verbindungen (z. B. unbearbeitete Astgabeln, siehe GRAUBNER (1986 S. 17)) als früheste Möglichkeiten angesehen werden, Holzstäbe tragend zusammen zu fügen (vgl. ZWERTGER (1997 S. 112ff)). Nach GERNER (2000 S. 11) trug die Entwicklung der Holzverbindungen entscheidend, „in einigen Fällen ausschließlich, zur Entwicklung der Holzkonstruktionen bei. Diese Entwicklung wie auch das Voranschreiten handwerklicher Verzimmerungstechniken insgesamt, war wiederum abhängig und eng verknüpft mit der Entwicklung der Werkzeuge.“ (Werkzeuge siehe SCHADWINKEL U. HEINE (1986))

Alle Grundtypen der europäischen zimmermannsmäßigen Verbindungen waren bereits um 3000 v. Chr. bekannt und in Verwendung (vgl. GERNER (2000 S. 17)). Unter Luftabschluss können Holzbauteile unbeschadet mehrere Jahrtausende überdauern. Die Eckverkämmungen von Brunnen aus der Jungsteinzeit zählen zu den frühesten erhaltenen Beispielen von „nicht natürlichen Verbindungen“ (vgl. WEINER (1998), KOSCHIK (1997), siehe Bild 4B.3). Aufgrund der Vergänglichkeit des organischen Baustoffes Holz ist die Befundlage jedoch lückenhaft.



Bild 4B.3 Eckverkämmung eines etwa 7.000 Jahre alten Brunnenkastens, KOSCHIK (1997 S. 66).

Fig. 4B.3 Noched corner of a 7,000-year-old well chest, KOSCHIK (1997 p. 66).

Trotz lückenhafter Befundlage kann nach GERNER (2000) davon ausgegangen werden, dass für die uns heute bekannten Verbindungsarten folgende Vorläufer zu nennen sind:

- Blätter und Kämme . . . An- und Überblattungen
- Zapfen Anspitzungen, Einsatzlöcher
- Hälse Astgabeln
- Versätze rechtwinkelige Stirnversätze
- Klauen Kerben

Weiterhin ist davon auszugehen, dass unterschiedliche Entwicklungsstufen von Verbindungen gleichzeitig existierten und auch an einem Bauwerk kombiniert wurden, siehe Bild 4B.4 (Zapfen, Klauen und Seile). Die weitere Herausbildung der Holzverbindungen erfolgte unter anderem in Abhängigkeit von regionalen Bedingungen und Erfordernissen. „So finden wir in Japan eine hohe Entwicklung bei den Längsholzverbindungen, jedoch nur eine geringe Anzahl Schrägverbindungen. Dies erklärt sich daraus, daß man in

Japan versuchte Diagonalverstreben in Holzbauten zu vermeiden, da diese bei Erdbeben keine ausreichende Elastizität gewährleisten. Um den Gebäuden dennoch die notwendige Steifigkeit zu verleihen, müssen lange Konstruktionshölzer verwendet werden und die Riegel zug- und druckfest mit den Pfosten verbunden werden. (...)

Das Umgekehrte gilt für den südeuropäischen Holzbau römischer Tradition. Durch die vielfältigen Verstreben wurde eine große Zahl von Schrägverbindungen benötigt. Längsverbindungen dagegen kommen im europäischen Stockwerkbau selten zur Anwendung.“ GRAUBNER (1986 S. 16)



Bild 4B.4 Dachfußdetail aus dem Vikingermuseum Haithabu. Fig. 4B.4 Roof base detail from the Viking Museum Haithabu.

Bis zum Ende des 15. Jh. wurden Winkel- und Kreuzverbindungen in Fachwerkwänden weitgehend verblattet (vgl. GERNER (2000 S. 58)). Danach erfolgte der Wechsel zu Zapfenverbindungen. Offensichtlich aufgrund der vergleichsweise geringen Tragfähigkeit von Blattverbindungen wurden diese beispielsweise 1586 von der Baden Württembergischen Bauordnung verboten (vgl. NILL (1990)). In Dachwerken wurden Blattverbindungen dessen ungeachtet bis ins 19. Jh. häufig verwendet.

Der Wechsel von Blatt- zu Zapfenverbindungen hatte weitreichende Konsequenzen. Zapfenverbindungen erfordern eine geringere Anzahl von passgenau herzustellenden Kontaktfugen, allerdings mussten die Bauteile bei der Montage nun zusammengesteckt werden. Bei schrägen Blattverbindungen ist der Holznagel ein unverzichtbarer Bestandteil zur dauerhaften Sicherstellung der Lage des angeschlossenen Bauteils. Bei druckbeanspruchten Zapfenverbindungen dagegen sind die Holznägel nur noch als Montagesicherung erforderlich. (vgl. GERNER (2000))

Am Beispiel einer archaischen *Finca* auf Teneriffa wird abschließend gezeigt, welche Verbindungen mindestens für ein einfaches Pfettendach erforderlich sind. Das Gebäude besteht aus trocken – ohne Mörtel – vermauerten Feldsteinen und einem Dachwerk aus Holz mit Mönch- und Nonnenziegeldeckung (siehe Bild 4B.5). Die Firstpfette und die Sparren wurden soweit möglich unmittelbar auf das Mauerwerk aufgelegt.



Bild 4B.5 Ansicht einer Finca auf Teneriffa mit Pfettendach.
Fig. 4B.5 View of a finca in Teneriffa with purlin roof structure.



Bild 4B.7 Stoß der Firstpfette mit einem geraden Blatt.
Fig. 4B.7 Butt of the ridge purlin with a scraf joint.

Die Sparren wurden zum Teil ohne Kerbe auf die Firstpfette aufgelagert. Etwa in Gebäudemitte wurde eine Stütze angeordnet und die Firstpfette über eine Astgabel unterstützt (siehe Bild 4B.6). Nahe der Stütze wurde die Firstpfette zudem gestoßen (siehe Bild 4B.7).



Bild 4B.6 Links: Astgabel-Auflagerung der Firstpfette, Rechts: einseitiges Einsatzloch zur Verbindung des Türpfostens mit dem Sturzbalken.

Fig. 4B.6 Left: branch fork support of the ridge purlin, Right: „Einsatzloch“ for the connection of the door column with the beam.

4B.3 Nomenklatur und Klassifizierung

4B.3.1 Grundbegriffe

Knoten (engl.: node)

- Mehrere Stäbe treffen aufeinander und interagieren miteinander. Es werden ebene Knoten (alle Stäbe liegen in einer Ebene) von räumlichen Knoten (siehe auch Bild 4B.8) unterschieden.

Anschluss (engl.: connection)

- eines Stabes an einen anderen. Anschlüsse können stumpf, bündig oder abgesetzt sein.

Verbindung (engl.: joint)

- Zwei Stäbe werden zum Zweck der Kraftübertragung zusammengefügt.
- Nach GERNER (2000) können folgende Verbindungsarten unterschieden werden: Stöße, Blätter, Kämme als Sonderform des Blattes, Zapfen, Hälse, Versätze und Klauen (siehe Bild 4B.9).
- Nach GRAUBNER (1986) können folgende Verbindungsformen (beschreibt die Lage der Hölzer zueinander) unterschieden werden: Längsverbindungen, Winkel- und Kreuzverbindungen, Eckverbindungen (siehe Bild 4B.9).
- Nach GERNER (1992 S. 35) können Verbindungen zudem nach den Kriterien Verbindungslage, Verbindungsrichtung und Bündigkeit unterschieden werden.
- Zudem ist eine Einteilung der Verbindungen nach der Art der übertragbaren Schnittkräfte denkbar (siehe auch LISSNER, RUG U. A. (1993)).

Verbindungsmittel (engl.: joint)

- Bauteil zu Kraftübertragung, z. B. stiftförmig - Holznagel

Weitere Klassifizierungsmöglichkeiten sind beispielsweise HEIMESHOFF U. KÖHLER (1989 S. 2), LISSNER, RUG U. A. (1993), OPDERBECKE (1913), THINIUS-HÜSER (1998) und ZWARGER (1997 S. 85 ff) zu entnehmen.

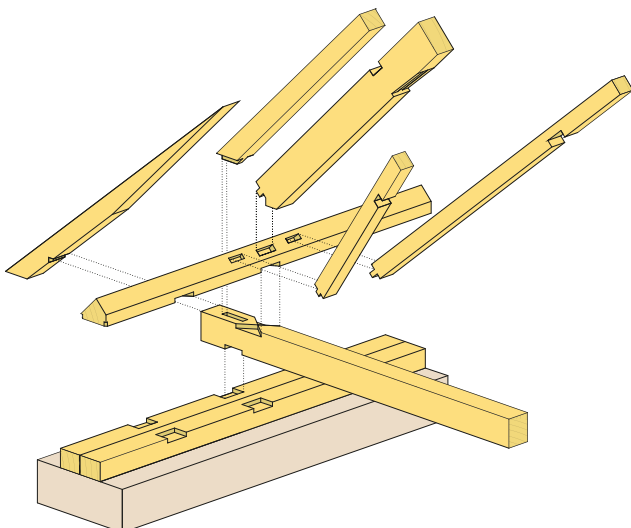


Bild 4B.8 Darstellung eines räumlichen Knotens, vgl. ORTNER (2014 S. 43).

Fig. 4B.8 View of a spatial node, see ORTNER (2014 p. 43).

Abkürzungsverzeichnis

In dieser Arbeit werden folgende Abkürzungen in Anlehnung beziehungsweise Ergänzung zur ÖNORM EN 1991-1-1 gewählt.

Abmessungen

- b_i Breite von Stab Nr. i
- h_i Höhe von Stab Nr. i
- A_i Querschnittsfläche von Stab i
- d Holznagel-Durchmesser
- l Kontaktlänge, Scherlänge
- t Einschnitttiefe

Winkel

- α_{FR} der Winkel zwischen Beanspruchungsrichtung und Faserrichtung des Holzes
- α Anschlusswinkel der Stäbe

Indizes

- X_Z Abmessungen an einem Zapfen
- X_V Abmessungen an einem Versatz
- X_B Abmessungen an einem Blatt
- X_K Abmessungen an einem Kamm
- X_{net} Nettowert der Größe X
- X_L Faserlängsrichtung der Größe X
- X_Q Faserquerrichtung der Größe X
- X_{ef} effektiver Wert der Größe X

Weitere Größen

- C_x Federsteifigkeit in Richtung von Stab Nr. x

4B.3.2 Klassifizierung

Bild 4B.9 zeigt alle Verbindungsarten und -formen sowie deren Kombinationsmöglichkeiten und einzelne häufige Vertreter.

Nachfolgend werden die Verbindungsarten definiert.

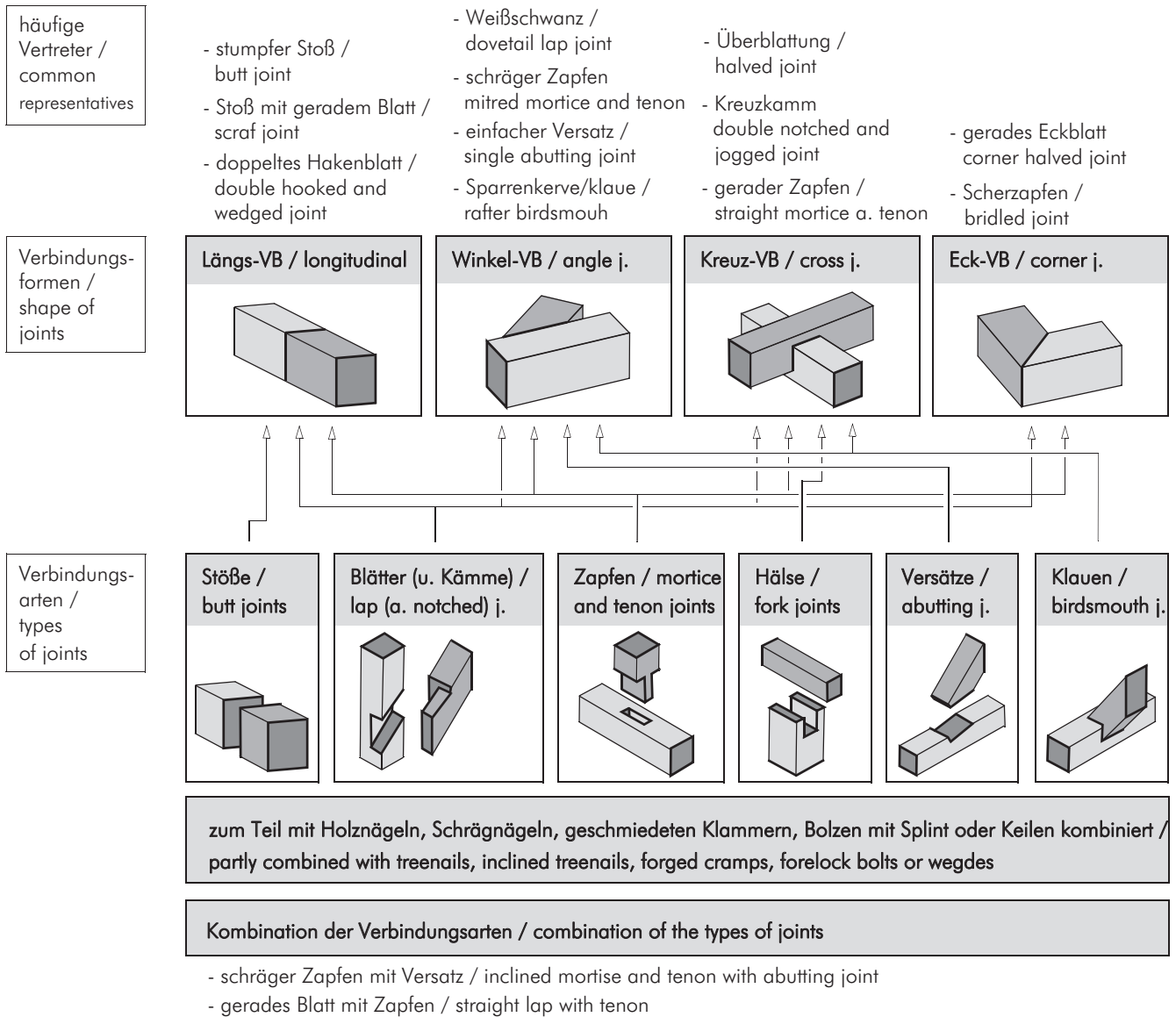


Bild 4B.9 Klassifizierung der Verbindungen (VB), mögliche Kombinationen von Verbindungsarten und -formen sowie exemplarisch häufige Vertreter (u. a. vgl. GERNER (1992 S. 36–41), GERNER (2000), GRAUBNER (1986), OPDERBECKE (1913), ZWERTGER (1997)), englische Übersetzung in Anlehnung an CAMPBELL U. HOLZER (2013).

Fig. 4B.9 Classification of joints, possible combinations of kinds and shapes of joints including common representatives (see above), translations to english according to CAMPBELL U. HOLZER (2013).

4B.3.3 Stöße

Sind die Konstruktionshölzer so lang, dass sie nicht mehr aus einem Rundholz herausgearbeitet werden können oder müssen sie transportbedingt abgelängt werden, sind Stöße in Längsrichtung erforderlich. Verlängerungen vertikaler Bauteile können auch als „Anschäften“, jene horizontaler Bauteile als „Anschuhen“ bezeichnet werden (vgl. GERNER (1992 S. 42).

Eine passgenaue Herstellung vorausgesetzt, können Drucknormalkräfte übertragen werden. Andere Beanspruchungen erfordern aufwendigere Verbindungsarten oder zusätzliche Verbindungsmittel (z. B. geschmiedete Klammern).

In Dachwerken sind häufig stumpfe Stöße an Mauerbänken und Rähmen anzutreffen (siehe Bild 4B.10).



Bild 4B.10 Stumpfer Stoß eines Rähms (Färbergasse 11, Graz).
Fig. 4B.10 Butt joint of a collar plate (Färbergasse 11, Graz).

4B.3.4 Blätter (und Kämmе)

Blattverbindungen sind universell einsetzbare Längs-, Winkel-, Kreuz- oder Eckverbindungen bei denen ein einseitig abgesetztes Bauteilende – das „Blatt“ – in eine seitliche Ausnehmung – die „Blattsasse“ – des zweiten Konstruktionsholzes eingreift.

Blätter können je nach Verbindungsausbildung Drucknormalkräfte, zum Teil Querkräfte und vergleichsweise geringe Zugnormalkräfte übertragen. Zur Lagesicherung sind zumeist zusätzliche Verbindungsmittel (z. B. Holznägeln) unumgänglich.

In Dachwerken sind insbesondere Längsblätter und einseitige Schwalbenschwanz-Querblätter (sogenannte Weißschwänze, siehe Bild 4B.11) anzutreffen.

Kämme können als Sonderform der Blätter angesehen werden, bei der die sich kreuzenden Konstruktionshölzer nicht in einer Ebene liegen.



Bild 4B.11 Weißschwänze an einer Stuhlsäule (Palais Herberstein, Graz).
Fig. 4B.11 Dovetail lap joint at a post (Palais Herberstein, Graz).

4B.3.5 Zapfen

Zapfenverbindungen sind universell einsetzbare Längs-, Winkel- oder Eckverbindungen bei denen ein beidseitig abgesetztes Bauteilende – der „Zapfen“ – in eine (in der Regel annähernd mittige) Ausnehmung – das „Zapfenloch“ – des zweiten Konstruktionsholzes eingreift.

Zapfenverbindungen können Drucknormalkräfte und Querkräfte übertragen. Für die Aufnahme von Zugnormalkräften sind zusätzliche Verbindungsmittel (z. B. Holznägeln) erforderlich.

In Dachwerken sind häufig gerade Zapfen, schräge Zapfen (siehe Bild 4B.12) und Brustzapfen anzutreffen.

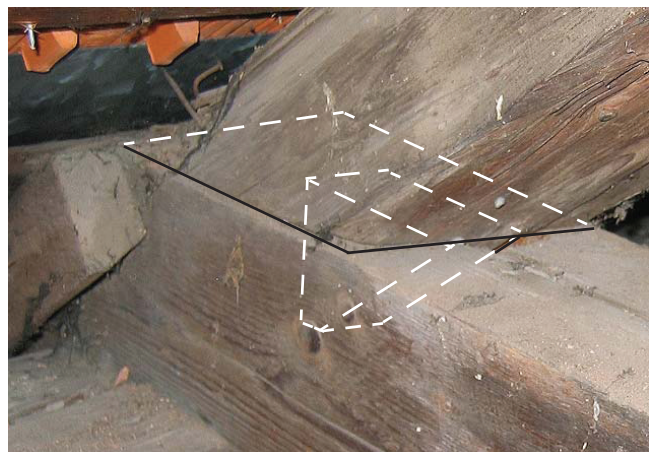


Bild 4B.12 Schräger, abgesetzter (beziehungsweise geäxelter) Zapfen an einem Sparren (Mandellstr. 9, Graz).
Fig. 4B.12 Mitred mortise and tenon joint at a rafter (Mandellstr. 9, Graz).

4B.3.6 Hälse

Hälse sind Kreuzverbindungen, bei denen ein Konstruktionsholz vom anderen „gabelartig“ umfasst wird. Das die Gabel bildende Bauteil kann ein- oder zweiteilig ausgebildet sein. Halsverbindungen übertragen Drucknormalkräfte und gewährleisten zudem die Kippstabilität der angeschlossenen Bauteile.

In Dachwerken kommen Einhalsungen häufig an Hänge- und Stuhlsäulen (siehe Bild 4B.13) vor.



Bild 4B.13 Einhalsung des Spannriegels (Münster in Ingolstadt).
Fig. 4B.13 Fork joint of the straining beam (Münster in Ingolstadt).

4B.3.7 Versätze

Versätze sind Winkelverbindungen, bei der ein Konstruktionsholz in einen Einschnitt des anderen Holzes eingreift. Je nach Ausbildung werden unter anderem Stirnversätze, Fersenversätze und doppelte Versätze unterschieden.

Über die schräg angeschnittene(n) Hirnholzfläche(n) können Drucknormalkräfte übertragen werden. Andere Beanspruchungen erfordern aufwendigere Verbindungsarten (Kombinationen mit Zapfen oder Blättern) oder zusätzliche Verbindungsmittel (z. B. Bolzen).

In Dachwerken sind häufig Stirnversätze oder seitlich abgesetzte Stirnversätze, die mit schrägen Zapfen kombiniert wurden, anzutreffen (siehe Bild 4B.14).

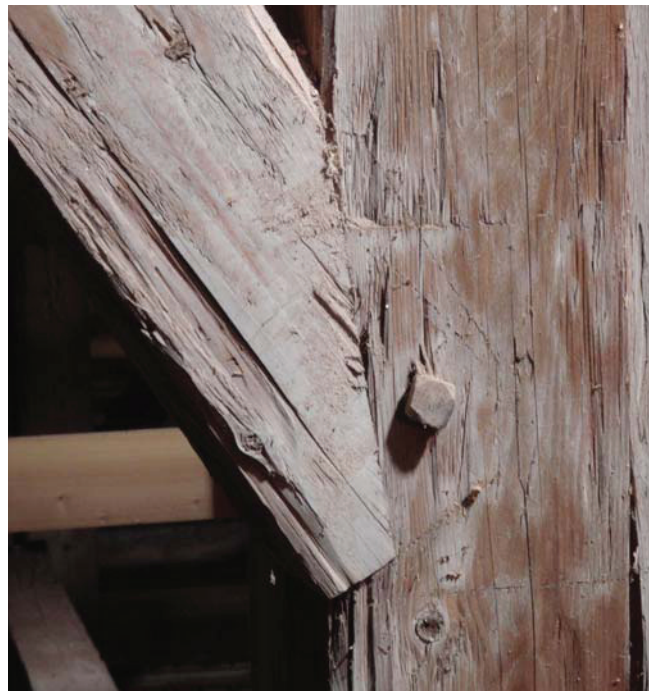


Bild 4B.14 Stirnversatz mit schrägem Zapfen
(Zisterzienserstift Zwettl, Kirche).
Fig. 4B.14 Abutting joint with mitred mortice and tenon
(Cistercian monastery Zwettl, church).

4B.3.8 Klauen

Klauen sind Kreuzverbindungen zweier rechtwinklig zueinander stehenden Konstruktionshölzer. Endet ein Bauteil, handelt es sich um „ein durch einen Einschnitt gespreiztes Holzende“ (GERNER (1992 S. 150)). Ansonsten wird ein Bauteil durch einen Kantenschnitt – der „Kerbe“ – ausgenommen.

Klauen eignen sich insbesondere zur Übertragung von Querkraften. Zur Lagesicherung sind weitere Verbindungsmittel erforderlich.

Klauenverbindungen sind insbesondere in Pfettendächern an allen Sparren-Pfetten-Anschlüssen erforderlich (siehe Bild 4B.15).



Bild 4B.15 Gaißfuß an einer Fußpfette (Rechbauerstr. 12, Graz).

Fig. 4B.15 Birdsmouth joint at a wall purlin (Rechbauerstr. 12, Graz).

4B.3.9 Lagesicherung

Mit zimmermannsmäßigen Verbindungen alleine ist es häufig schwierig oder aufwendig die angeschlossenen Stäbe dauerhaft in ihrer Lage zueinander zu binden. Zur konstruktiven Lagesicherung wurden daher häufig zusätzliche Verbindungsmittel wie zum Beispiel Holznägeln, geschmiedete Klammern und Bolzen verwendet. Diese Sicherungen sind unter anderem erforderlich aufgrund:

- unplanmäßiger, wechselnder oder dynamischer Beanspruchungen,
- herstellungs- und materialbedingter Imperfektionen,
- schwind- und quellinduzierter Verformungen in Kombination mit Wuchsunregelmäßigkeiten (Drehwuchs).

Bild 4B.16 zeigt eine aufwendige aber vorbildliche Lagesicherung eines Tempelsäulenfußpunktes. Neben Drucknormalkräften können mit diesem steinernem Kreuzzapfen sowohl Horizontalkräfte als auch Torsionsmomente aufgenommen werden.



Bild 4B.16 Lagesicherung einer Tempelsäule mit steinernem Kreuzzapfen (Ladakh/Westhimalaya).

Fig. 4B.16 Position securing of the temple pillar with a cross tenon made of stone (Ladakh / West Himalaya).

In Bild 4B.17 dagegen fehlt die seitliche Stabilisierung der kippgefährdeten hohen Biegeträger. Geringe system-, material- und/oder herstellungsbedingte Exzentrizitäten reichen aus, um ein Stabilitätsversagen zu verursachen.

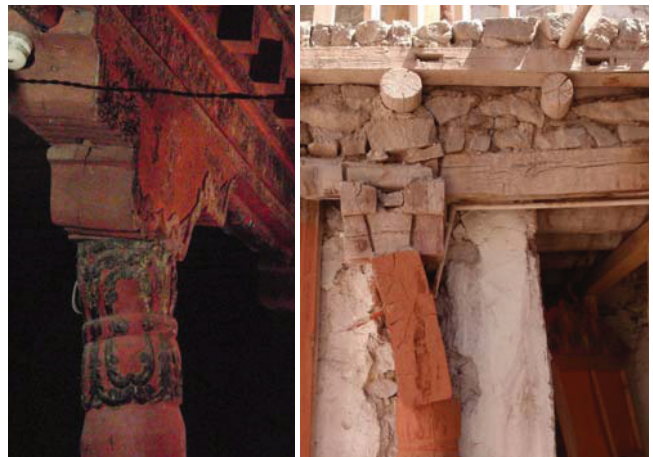


Bild 4B.17 Auflagerung von Unterzügen auf Stützen ohne seitliche Stabilisierung (Ladakh/Westhimalaya).

Fig. 4B.17 Support of beams on columns without lateral stabilization (Ladakh / West Himalaya).

Eine weiterführende Erläuterung aller zimmermannsmäßigen Verbindungen ist beispielsweise GERNER (1992) und GRAUBNER (1986) zu entnehmen.

4B.4 Tragverhalten

Unter dem Begriff *Tragverhalten* werden hier die Begriffe *Tragfähigkeit und Verformungsverhalten* zusammengefasst.

4B.4.1 Grundlagen

Stabbereiche, die an Knoten angrenzen, können in Analogie zum Stahlbetonbau als Diskontinuitätsbereiche bezeichnet werden (siehe Bild 4B.18). Die Spannungsverläufe in diesen Bereichen können im Unterschied zu den Regelbereichen nicht mehr nach den klassischen Stabtheorien (beispielsweise nach Bernoulli oder Timoshenko) berechnet werden (vgl. REYER U. SCHMIDT (1989)). Stattdessen sind für die Ermittlung der lokalen Spannungsverläufe z. B. numerische Modelle erforderlich.

Wie in Kapitel 4A.2 erläutert wurde, ist die Berechnung von vollständigen Dachwerken mittels Volumenmodellen mit den derzeit verfügbaren Rechnern kaum möglich. Daher besteht keine Alternative zur Modellbildung eines Dachtragwerks als Stabwerk. Für die Ermittlung realitätsnaher Schnittkraftverläufe und -verteilungen in statisch unbestimmten Holztragwerken sind die Verbindungen bei der Modellbildung zu berücksichtigen. Erfahrungsgemäß beeinflusst die Berücksichtigung des Tragverhaltens zimmermannsmäßiger Verbindungen die Ergebnisse der statischen Analyse hochgradig unbestimmter Systeme erheblich (z. B. vgl. BARTHEL U. A. (2006), BLASS U. A. (1996), GÖRLACHER U. A. (1999), KOCH U. SEIM (2006), KÖCK (2011), KRAFT S. (1998), MEISEL (2009), PISCHL (2007)).

Das liegt daran, dass zimmermannsmäßige Verbindungen die Kräfte über Kontaktdruck und Reibung übertragen. Aus geometrischen Gründen kommt es dabei immer zu einer lokalen Beanspruchung rechtwinkelig oder schräg zur Faser. Aufgrund der ausgeprägten Anisotropie des Baustoffes Holz können lokale Deformationen infolge Querdruckbeanspruchung größere Werte annehmen, als jene beispielsweise infolge der Stauchung eines gesamten Stabes in Faserrichtung. Für *Bauholz – Nadelholz C24* nach ÖNORM EN 338 (2009) – beträgt das Verhältnis der Elastizitätsmo-

duli in Faserrichtung zu quer zur Faser etwa 30 zu 1 ($E_{0,mean} / E_{90,mean} = 11.000 / 370$). Ähnliche Verhältnisse liegen auch für die Festigkeiten vor (Druck $f_{c,0,k} / f_{c,90,k} = 21 / 2,5 = \text{ca. } 8$ zu 1 und Zug $f_{t,0,k} / f_{t,90,k} = 14 / 0,4 = \text{ca. } 35$ zu 1).

Folgerichtig fordert die ÖNORM EN 1995-1-1 (2009, Abschnitt 5.1 und 5.4.2), dass die Nachgiebigkeiten und Exzentrizitäten der Verbindungen bei der Systemberechnung zu berücksichtigen sind. Allerdings beinhalten die gültigen Fassungen der EN 1995-1-1 praktisch keine Angaben zur Ermittlung der Nachgiebigkeiten beziehungsweise Steifigkeiten und Exzentrizitäten zimmermannsmäßiger Verbindungen. Auch für die Ermittlung vieler Bemessungswiderstände (mit Ausnahme von Versätzen und Holznägeln) fehlen die Berechnungsalgorithmen.

Die Tragfähigkeit und das Verformungsverhalten zimmermannsmäßiger Verbindungen wird grundsätzlich von drei Faktoren beeinflusst (vgl. EHLBECK U. HÄTTICH (1986)):

- dem Material: Holzart, Rohdichte, lokale Inhomogenitäten, Schädigungen infolge von Pilzen und/oder Insekten
- der Herstellung: Qualität der Bearbeitung, Holzfeuchte beim Einbau, verwendeter Querschnittstyp (meist Ganzhölzer bei denen aufgrund der etwa im Zentrum verlaufenden Markröhre mit ausgeprägten Schwindrissen zu rechnen ist)
- der Beanspruchung beziehungsweise Beanspruchungsgeschichte: dauernd, kurzzeitig, außerplanmäßig

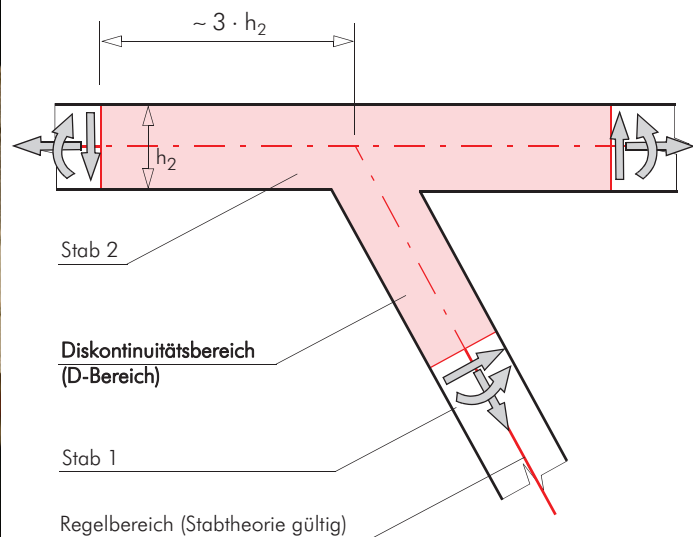
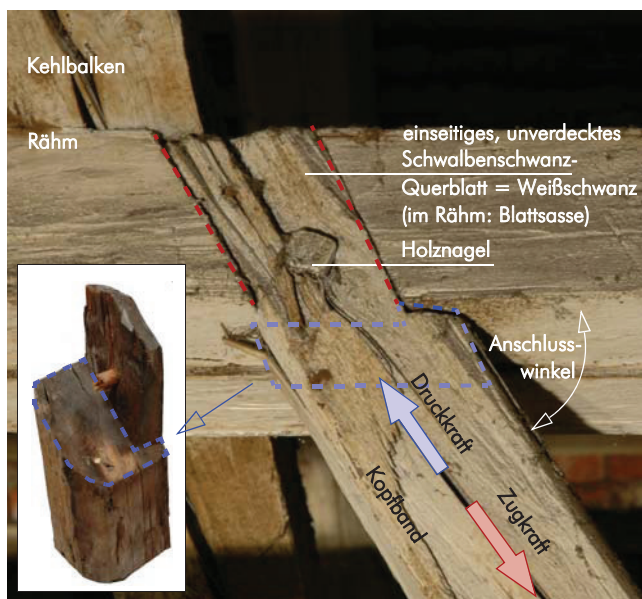


Bild 4B.18 Links: Kontaktflächen am Beispiel eines Weißschwanzes, Rechts: schematische Darstellung des Knotenbereichs.

Fig. 4B.18 Left: contact areas at the example of a dovetail lap joint, Right: schematic sketch of the node area.

4B.4.2 Ermittlung der Tragfähigkeit

Bei der Ermittlung der Tragfähigkeiten zimmermannsmäßiger Verbindungen können nach GÖRLACHER U. A. (1999), HEIMESHOF U. KÖHLER (1989) und REYER U. SCHMIDT (1989) folgende Herausforderungen genannt werden:

- Je nach Beanspruchung weisen zahlreiche zimmermannsmäßige Verbindungen unterschiedliche Bemessungswiderstände auf. Beispielsweise werden Zugnormalkräfte in der in Bild 4B.18 dargestellten Verbindung über den Holznagel und die rot strichlierten Kontaktflächen übertragen. Drucknormalkräfte werden über den Holznagel und die blau strichlierten Kontaktflächen weitergeleitet.
- In zimmermannsmäßigen Verbindungen kommt es in der Regel zu einer Interaktion von Verbindungsmitteln (z. B. Holznagel und Blatt, siehe Bild 4B.18). Zutreffende Aussagen über das Gesamttragverhalten können nur unter Berücksichtigung der Steifigkeitsverhältnisse der einzelnen Verbindungsmittel getroffen werden.
- Zimmermannsmäßige Verbindungen übertragen Druck- und Zugkräfte über Kontaktdruck und Reibung. Häufig ergeben sich aus der Geometrie große lokale Querdruk- und – noch problematischer – Querzug- und Rollschubbeanspruchungen. Diese können ohne numerische Berechnung quantitativ nicht bestimmt werden, da die Spannungsinteraktionen, geometrischen Bezugsflächen und die Spannungsverteilungen unbekannt sind.
- In der ÖNORM EN 1995-1-1 (2009) und ÖNORM B 1995-1-1 (2010) sind derzeit keine Regeln für einen Interaktionsnachweis für einen allgemeinen Spannungszustand angegeben. Beanspruchungsinteraktionen (zum Beispiel Querdruk/-zug und Schub) treten in zimmermannsmäßigen Verbindungen jedoch häufig auf.

Zusammenfassend wird aus SCHELLING U. HINKES (1985 S. 1) zitiert:

„Aufgrund der komplexen Spannungsverhältnisse (Kerbwirkung, teilweise kombinierte Querzug-, Querdruk-, Schub- und Biegebeanspruchungen) im Zapfen- und Zapfenlochbereich sowie der extremen Inhomogenität und Anisotropie des Holzes lassen sich solche Regeln (Anmerkung: damit sind hier Ingenieurmodelle zur Ermittlung der Tragfähigkeit gemeint) nur durch statistisch aussagekräftige Versuchsergebnisse an Prüfkörpern im Maßstab 1:1 gewinnen.“

Trotz der Fortschritte im Bereich numerischer, bruchmechanischer Berechnungen von Holzverbindungen (z. B. vgl. EBERHARDSTEINER (2002), FLEISCHMANN (2005), SCHMIDT U. KALISKE (2008), SCHMIDT (2009)) sind aus Sicht des Verfassers Prüfungen im Labor in statistisch aussagekräftiger Anzahl unumgänglich. Da gleichartige Prüfkörper gleicher Belastungsgeschichte aus historischen Tragwerken nicht in einer ausreichenden Anzahl zur Verfügung stehen, müssen die Prüfungen an nachgebauten Verbindungen aus neuem Holz durchgeführt werden (vgl. EHLBECK U. HÄTTICH (1988 S. 282)). Diese Vorgehensweise lässt sich auch damit rechtfertigen, dass bisher keine statisch relevanten Alterungseffekte von Holz nachgewiesen werden konnten (vgl. EHLBECK U. GÖRLACHER (1990), KRAFT U. U. PRIBBERNOW (2006), RUG U. SEEMANN (1989), SCHICKHOFER U. BRANDTNER (2011)). Literaturquellen zur Bestimmung der Tragfähigkeiten zimmermannsmäßiger Verbindungen sind in Kapitel 4A.4 und 1.3.2 angegeben.

4B.4.3 Ermittlung des Verformungsverhaltens

4B.4.3.1 Gelenke – mit / ohne Drehfedersteifigkeit

Zimmermannsmäßige Verbindungen werden in der Literatur in der Regel als gelenkige Anschlüsse modelliert (vgl. z. B. STEINHARDT U. MÖHLER (1956), TROCHE (1958), BLASS U. A. (1995, 1996), KRAFT S. (1998)). Diese Vereinfachung ist zu meist zutreffend, da:

- die oft kleinen Kontaktflächen nur kurze Hebelarme zur Momentenübertragung bieten,
- die seitlichen Kontaktflächen herstellungs- und materialbedingt häufig klaffen und
- keine großen Winkeländerungen ($\gg 1^\circ = 0,017 \text{ rad}$) zwischen den Stäben zu erwarten sind.

Insbesondere präzise hergestellte Blattverbindungen mit großen Kontaktlängen können jedoch eine nachgiebige Einspannung der betreffenden Stäbe bewirken. Das kann in der Modellbildung durch die Eingabe einer Drehfedersteifigkeit C_ϕ berücksichtigt werden (siehe Bild 4B.19).

Nach KÖCK (2011 S. 223–225) kann eine Drehfedersteifigkeit von etwa 0,5 kNm/rad für einen fest sitzenden Holznagel und etwa 120 kNm/rad für eine nicht (mehr) klaffende Überblattung errechnet werden. FOUAD U. A. (2010 S. 329) geben für Zapfenverbindungen eine Drehfedersteifigkeit von 100 kNm/rad an. Dieser nicht überprüfbare Wert erscheint selbst nach dem Schließen der anfänglichen Klaffungen deutlich zu groß. DESCAMPS (2012) prüfte passgenau hergestellte gerade Zapfenverbindungen mit Holznägeln und gibt eine Drehfedersteifigkeit von 5–15 kNm/rad an.

In DRDÁČKÝ U. A. (1999) und WALD U. A. (2000) wurden zahlreiche schräge Schwalbenschwanz-Querblätter (Weißschwänze) unter wechselnden, zum Teil zyklischen Biegemomenten geprüft. Aus Figure 7 in WALD U. A. (2000) können Drehfedersteifigkeiten in einer Größenordnung von 70–150 kNm/rad abgelesen werden.

PARISI U. PIAZZA (2000) und PARISI U. CORDIE (2010) prüften ein- und mehrfache Versätze unter Normalkraft- und Biegemomentenbeanspruchung. Ohne Normalkräfte können die unverstärkten Verbindungen keine Momente übertragen, C_ϕ ist dann null. MEISEL U. A. (2010A) ermittelten eine Drehfedersteifigkeit von 2,5 kNm/rad für einen Sparren-Dachlaten-Knoten mit zwei Nägeln (siehe Kapitel 4F).

Der Verfasser ist der Auffassung, dass die Berücksichtigung der Drehfedersteifigkeiten zimmermannsmäßiger Verbindungen nur in besonderen Fällen gerechtfertigt ist.

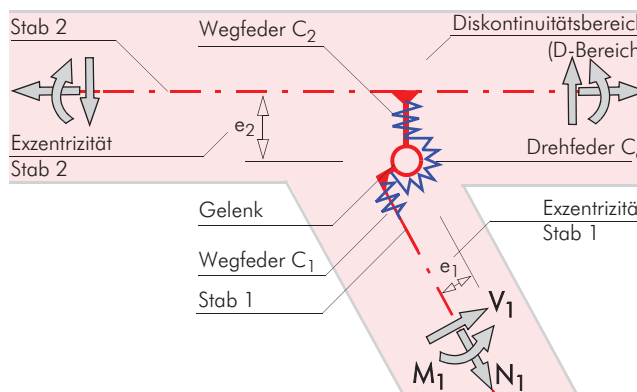


Bild 4B.19 Symbolische Darstellung der Modellbildung.
Fig. 4B.19 Symbolic sketch of the modelling.

4B.4.3.2 Exzentrizitäten

Diese können entstehen aufgrund:

- der Geometrie der Verbindungen. Die Lage der Druckkontaktflächen weicht häufig von den Stabachsen ab (siehe Bild 4B.18 und Bild 4B.19).
- von Systemverformungen und daraus resultierenden Winkeländerungen zwischen den Konstruktionshölzern (die wiederum zu klaffenden Fugen führen können)
- von ungleichförmigen Kontaktspannungsverläufen
- von herstellungs- oder materialbedingten (Schwinden, Drehwuchs etc.) Imperfektionen

Darüber hinaus ist von Veränderungen der Exzentrizitäten je nach Beanspruchungsart und -richtung auszugehen. Exzentrizitäten in den Verbindungen bewirken zusätzliche Biegemomente in den angeschlossenen Stäben. Weitere Angaben siehe Kapitel 4A.4.3.

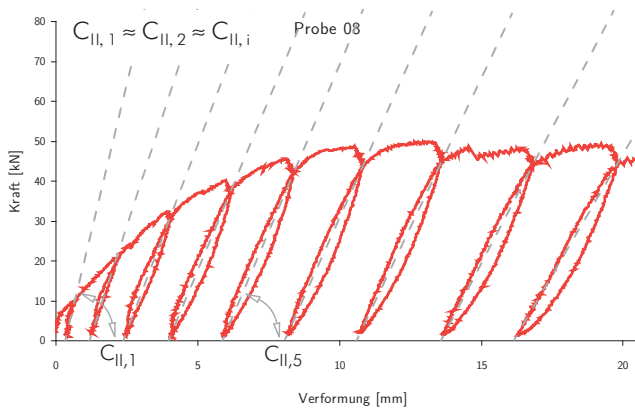


Bild 4B.20 Last-Verformungsdiagramm für eine Überblattung mit zahlreichen Lastzyklen, vgl. KÖCK U. HOLZER (2011 S. 109).

Fig. 4B.20 load-displacement diagram for a halved joint with many load cycles, see KÖCK A. HOLZER (2011 p. 109).

4B.4.3.3 Steifigkeiten

Zimmermannsmäßige Verbindungen übertragen die Kräfte nachgiebig. Das kann in Stabmodellen durch die geeignete Anordnung von Wegfedern (C_1 , C_2 siehe Bild 4B.19) berücksichtigt werden. Je nach Beanspruchung weisen zahlreiche Verbindungen unterschiedliche Steifigkeiten beziehungsweise Nachgiebigkeiten auf (Nichtlinearitäten, siehe Bild 4B.18 und Bild 4B.21). Die Last-Verformungsverläufe (siehe Bild 4B.21) zeigen zudem ein mehr oder weniger ausgeprägtes plastisches Verhalten. Das heißt, die Steifigkeiten bei Erstbelastung (C_I) sind zum Teil deutlich geringer als jene unter Wiederbelastung (C_{II}), siehe Kapitel 4D und 4E sowie KOCH (2011) und KÖCK (2011).

Die Größenordnung des Schlupfes (siehe Bild 4B.21) hängt wesentlich von zwei in der Praxis nur schwer bestimmbar Parametern ab. Erstes ergibt sich der Schlupf aus herstellungs- und materialbedingten Klaffungen. Nach GÖRLACHER U. A. (1999 S. 94): „Der infolge ungenauer Passung und Schwindens auftretende Schlupf kann von Anschluss zu Anschluss so unterschiedlich sein, dass selbst die Angabe einer Größenordnung für eine entsprechende Zusatzverformung nicht immer zutrifft.“ Zweitens ist die Belastungsgeschichte zu nennen. Je höher die vorherige Belastung, desto größer der (bereits aufgetretene) Schlupf infolge plastischer Verformungen, siehe Bild 4B.20.

Eine annähernd realitätsnahe Einschätzung des lokal vorliegenden Schlupfes kann durch eine Messung der Verbindungsklaffungen im Tragwerk erfolgen. In KÖCK (2011 S. 185ff) wurde unter anderem der Einfluss der Verbindungsklaffungen untersucht. Es zeigte sich, dass die rechnerischen Verformungen deutlich zunehmen. Allerdings traten keine wesentlichen Schnittgrößenumlagerungen im Vergleich zur Modellbildung in der „nur“ die Verbindungsnachgiebigkeiten berücksichtigt wurden auf.

Das Nachbruchverhalten zimmermannsmäßiger Verbindungen ist in den meisten Fällen gutmütig, in einzelnen Fällen auch duktil (siehe auch eigene Prüfungen in Kapitel 4C, D, und E).

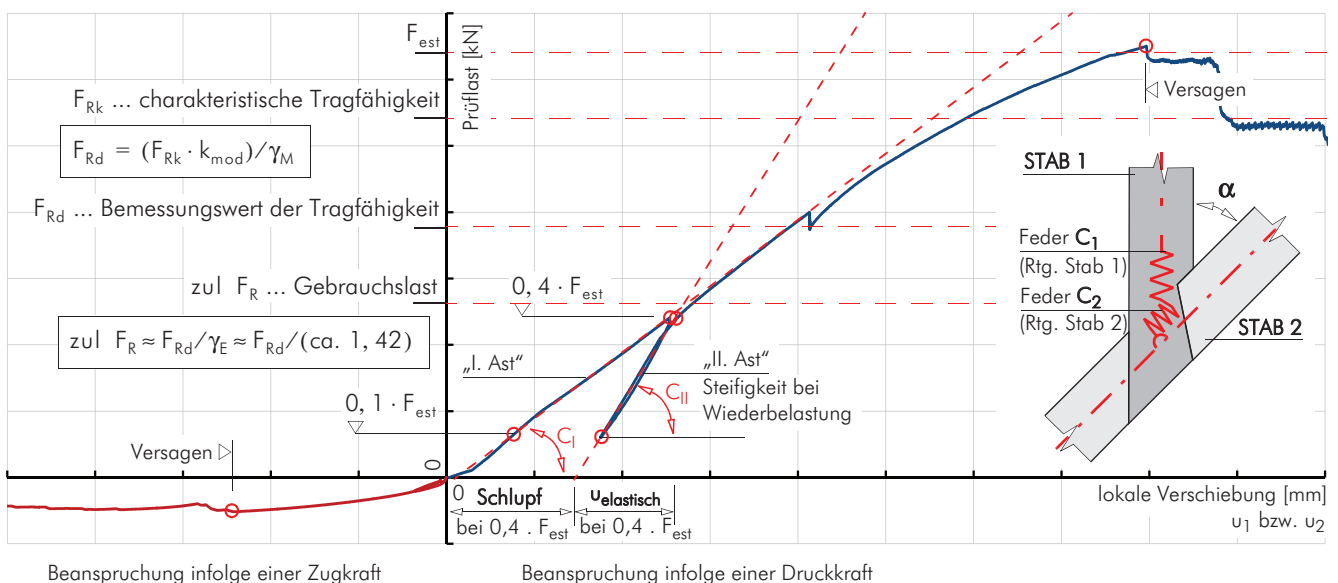


Bild 4B.21 Qualitatives Last-Verformungsdiagramm für die in Bild 4.18 dargestellte Verbindung (aus Prüfdaten des Verfassers).

Fig. 4B.21 Qualitative load-displacement diagram for the joint shown in Fig. 4.18 (from test results of the author).

4B.4.3.4 Anordnung der Wegfedern

Winkelverbindungen sind beispielsweise zum Anschluss von Kopfbändern oder Streben an Stuhlsäulen oder Rähmen erforderlich. Häufig treten näherungsweise nur Normalkräfte in den Kopfbändern oder Streben auf. Bild 4B.22 zeigt, dass es trotzdem nicht ausreicht, nur eine Feder in Richtung von Stab 1 anzuordnen. Das „horizontale Abrutschen“ von Stab 1 auf Stab 2 kann nur durch die Berücksichtigung von zwei schräg oder rechtwinklig aufeinander stehenden Wegfedern berücksichtigt werden (siehe Bild 4B.19, z. B. vgl. KOCH (2011) – schräge Zapfen, BLASS U. A. (1996) – Versätze, MEISEL U. A. (2015A) – druckbeanspruchte Blätter). Andere Quellen ordneten nur Wegaufnehmer in Richtung von Stab 1 an und konnten daher nur einen Teil der tatsächlichen Gesamtverformungen erfassen (z. B. vgl. FAYE U. A. (2002) – Versätze, HAMER (2014 S. 114) – schräge Zapfen, KÖCK (2011 S. 171) – Überblattungen).

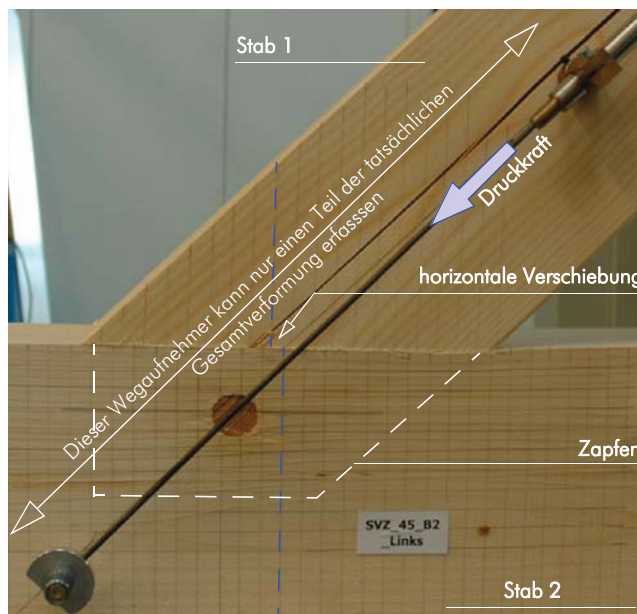


Bild 4B.22 Testprüfung an einer schrägen Zapfenverbindung.
Fig. 4B.22 First test at a mitred mortise and tenon joint.

4B.4.3.5 Ermittlung der Steifigkeiten

In den meisten Literaturquellen wird vereinfachend eine linear elastische Federsteifigkeit angegeben (z. B. vgl. BLASS U. A. (1996 S. 226)). Realitätsnäher kann das Verformungsverhalten mit z. B. elasto-plastischen oder trilinearen Steifigkeitscharakteristiken beschrieben werden (vgl. KÖCK (2011), KOCH (2011)). Für die Ermittlung der Federsteifigkeiten bestehen folgende Möglichkeiten.

- Angaben der Normung

Die ÖNORM EN 1995-1-1 (2009 Abschnitt 7.1) sieht beim Nachweis der Tragfähigkeit vor, die Nachgiebigkeiten der Verbindungen durch den Verschiebungsmodul K_U in [N/mm] zu berücksichtigen. K_U ist in der Regel zu $2/3 \cdot K_{ser}$ anzunehmen. K_{ser} wird als Anfangsverschiebungsmodul bezeichnet und ist bei Gebrauchstauglichkeitsnachweisen anzuwenden. In der Tabelle 7.1 der ÖNORM EN 1995-1-1 (2009) werden allerdings nur K_{ser} -Werte für stiftförmige Verbindungsmittel und Dübel besonderer Bauart angegeben. Zimmermannsmäßige Verbindungen werden nicht behandelt.

Die ÖNORM B 1995-1-1 (2010) legt darüber hinaus fest, dass der Bemessungswert K_d sich aus K_U / γ_M ergibt. Weiterhin werden Hinweise für den Fall angegeben, dass das begrenzte plastische Verformungsvermögen der Verbindungen für Schnittgrößenumlagerungen genutzt werden soll (siehe Bild 4B.23).

Hier sollen Verwechslungen zwischen dem Konzept zur Berücksichtigung der Verbindungsnachgiebigkeiten nach ÖNORM EN 1995-1-1 (2009) beziehungsweise ÖNORM B 1995-1-1 (2010) und den nachfolgenden Angaben vermieden werden. Daher wird in weiterer Folge die Steifigkeit einer Wegfeder mit „C“ und nicht mit K_{ser} oder K_U bezeichnet.

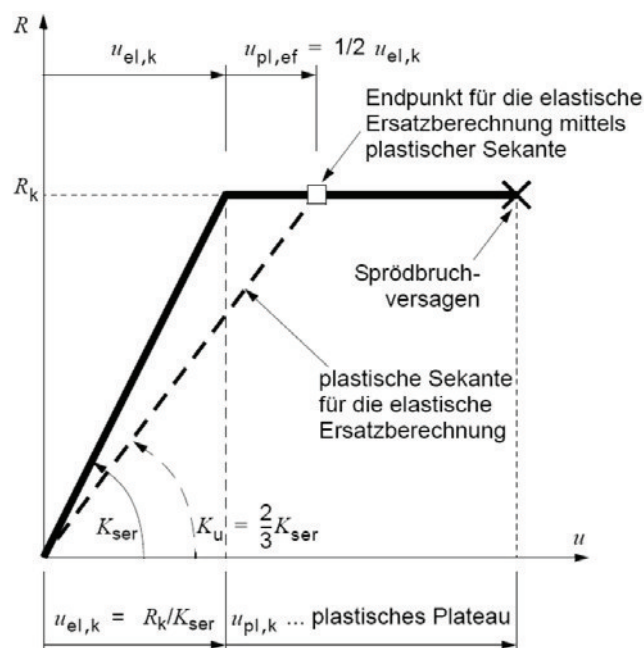


Bild 4B.23 Bi-lineare elasto-plastische Last-Verschiebungscharakteristik eines Einzelverbindungsmittele nach Bild 1, ÖNORM B 1995-1-1 (2010).
Fig. 4B.23 Bi-linear elasto-plastic load-displacement characteristic of a single joint according to Figure 1, ÖNORM B 1995-1-1 (2010).

- Angaben der Literatur

Federsteifigkeiten aus der Literatur sind dem Kapitel 4B.4.4 zu entnehmen. Die meisten Ingenieurmodelle definieren die Steifigkeit C grundsätzlich wie folgt:

$$\text{Steifigkeit } C = \frac{F_{R(k)}}{u} = \frac{\text{(charakteristische) Tragfähigkeit [kN]}}{\text{theoretische Verschiebung in [mm]}}$$

- Ansatz von MÖHLER (1986)

„Bei Versätzen und Kontaktanschlüssen (z. B. Druckstabanschlüsse senkrecht zur Faser) ist mit $zul\ v = 1,5\ \text{mm}$, bei faserparallelen Passstößen mit $zul\ v = 1,0\ \text{mm}$ zu rechnen. Da die eintretenden Verschiebungen in erster Linie von der Ausführungsgenauigkeit abhängen, ist in der Regel eine Abhängigkeit von der Höhe der Beanspruchung nicht zu berücksichtigen.“ MÖHLER (1986 Abschnitt 4.10)

Gemäß BLASS U. A. (1996 S. 227) gilt dann:

$$\text{Steifigkeit } C = \frac{zul\ F_R}{zul\ v} \quad \text{mit } zul\ F_R \approx \frac{F_{Rd}}{\gamma_E} \approx \frac{F_{Rd}}{ca. 1,42}$$

Dieses Konzept wurde unter anderem von HAUER U. A. (1993), KRAFT S. (1998), KÖCK (2011 S. 126ff für Zapfen) und in abgewandelter Form von PISCHL (2007 S. 65–74, 303) angewandt.

Für Blattverbindungen und schräge Zapfen sollte dieser Ansatz aus Sicht des Verfassers nicht verwendet werden. Im Gebrauchszustand sind zum Teil größere Verschiebungen zu erwarten.

- Lastausbreitungsmodelle

Einfache ingenieurmäßige Modelle (vgl. BLASS U. A. (1996), GÖRLACHER U. A. (1999), PISCHL (2007), MEISEL (2009)) können ebenfalls zur Abschätzung der Nachgiebigkeiten dienen.

Die Nachgiebigkeiten rechtwinkliger oder schräger Querdrukanschlüsse können wie folgt abgeschätzt werden. Für den Fall des Anschlusses an einen Biegeträger (siehe Bild 4B.24) kann angenommen werden, dass die Spannungen von der Kontaktfläche bis in die Stabachse übertragen werden müssen. Für einen Lastausbreitungswinkel von $\alpha = 40^\circ$ ergeben sich für übliche Querschnittsverhältnisse (h / b bis ca. 2) bis auf wenige Prozent mit den FE-Analysen

von (BLASS U. A. (1996 S. 233ff)) übereinstimmende Ergebnisse.

Ähnlich kann auch bei querdruckbeanspruchten, kontinuierlich gelagerten Schwellen vorgegangen werden. Die Spannungen werden in diesem Fall von der Kontaktfläche bis zur Unterkante der Schwelle übertragen. Die analytische Ableitung der Nachgiebigkeit infolge einer linearen Lastausbreitung in der Schwelle ist in BLASS U. A. (1996 S. 230ff) erläutert. Weiterhin siehe auch BEJTKA (2005). Zur grafischen Darstellung von Lastausbreitungen mittels Fotogrammetrie siehe z. B. HÜBNER (2013 S. 62).

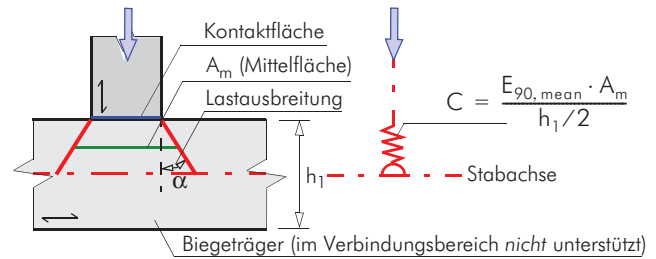


Bild 4B.24 Ingenieurmäßiges Lastausbreitungsmodell (vgl. MEISEL (2009A)).

Fig. 4B.24 Simplified load expansion model (see MEISEL (2009A)).

- Prüfungen im Labor

Statistisch aussagekräftige Prüfungen im Labor sind hervorragend zur Ableitung realitätsnaher Steifigkeiten geeignet. Gemäß ÖNORM EN 26 891 (1991) sind die Steifigkeiten bei Erst- und Wiederbelastung im Bereich zwischen 0,1 und 0,4 * F_{est} auszuwerten. Hierzu siehe auch Kapitel 4C, D und E.

- numerische Berechnungen

Numerische Berechnungen sind zumindest für die Ermittlung der Steifigkeiten infolge Erstbelastung geeignet (vgl. SCHMIDT (2009)). Das anisotrope Materialverhalten und die Eigenschaften der Kontaktflächen müssen berücksichtigt werden. Die Modellbildung von schrägen Blattverbindungen hat gezeigt, dass die Ergebnisse sensibel auf Änderungen der Reibungsbeiwerte in den Kontaktfugen reagieren (vgl. WALLNER U. A. (2014 S. 139)).

4B.4.4 Größenordnungen der Federsteifigkeiten

Zahlreiche statische Analysen in z. B. GÖRLACHER U. A. (1999), KÖCK (2011) und MEISEL U. A. (2013A) haben gezeigt, dass es ausreicht, die wesentlichen Nichtlinearitäten (z. B. Ausfall auf Zug) und die Größenordnungen der Federsteifigkeiten der zimmermannsmäßigen Verbindungen in der Modellbildung zu berücksichtigen.

Diese Vereinfachungen sind unter anderem dadurch gerechtfertigt, dass bei der statischen Analyse hochgradig unbestimmter historischer Dachwerke immer erhebliche Unsicherheiten verbleiben werden (siehe auch Kapitel 4A). Beispielhaft wird hier die Belastungsgeschichte in Kombination mit den Einflüssen des rheologischen Verhaltens von Holz (vgl. MÖHLER U. MAIER (1970), REINHARDT (1973), RANTAMAUNUS (1993)) angeführt.

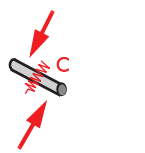
Für Ingenieurmodelle (im Unterschied zu Forschungsmodellen nach UNTERWEGER (2001 S. 0/2)) können die in Bild 4B.25 angegebenen Größenordnungen verwendet

werden. Die Literaturangaben weichen unter anderem aufgrund von Unterschieden in der Prüfkörperherstellung und Prüfungsauswertung zum Teil erheblich voneinander ab. Die Werte sind teilweise nicht vergleichbar.

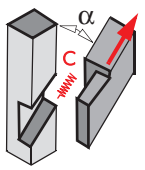
Weitere Anmerkungen zu Bild 4B.25:

- C: Federsteifigkeit, Definition gemäß Quelle
- C₁: Steifigkeit bei Erstbelastung, Definition nach DIN beziehungsweise ÖNORM EN 26 891 (1991).
- C₁₁: Steifigkeit bei Wiederbelastung, Definition nach DIN beziehungsweise ÖNORM EN 26 891 (1991).
- * ... „übliche“ Bauteil- und Verbindungsabmessungen, für die Angabe der Steifigkeiten wird sofern erforderlich von folgenden Abmessungen ausgegangen:
 Querschnitte: $b / h = 14 - 18 / 18 - 30\ \text{cm}$
 Dicke von Zapfen und Blättern: 5 cm
 Einschnitttiefe von Kämme: 3 cm, von Versätzen: 5 cm

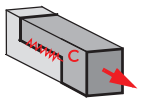
abnehmende Federsteifigkeiten ↑



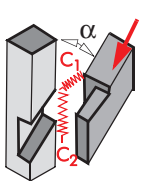
Holznägel
 $C_I \approx 3 \text{ kN/mm}$
 stramm sitzend,
 je Scherfläche
 eines Nagels
 (in Zapfenverbindungen
 liegen zwei Scherflächen vor)



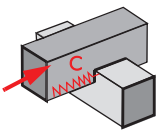
**Schwabenschwanz-
 Querblätter (ZUG)**
 $C \approx 2 \div 5 \text{ kN/mm}$
 nach GÖRLACHER U. A. (1999), mit Holz Nägeln
 a ... halbe Einbindetiefe des Blattes
 beziehungsweise Hakentiefe
 γ ... Flankenneigungswinkel



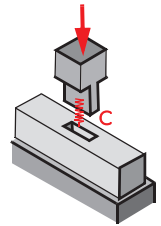
Haken-Längsblätter (ZUG)
 $C \approx 5 \div 15 \text{ kN/mm}$
 nach HEIMESHOF U. KÖHLER (1989 Anlage 1)



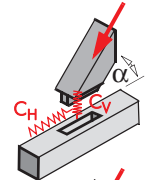
**Schwabenschwanz-
 Querblätter (DRUCK)**
 und Überblattungen,
 mit Holz Nägeln
 nach MEISEL U. A. (2015B)
 $C_{I,1} \approx C_{I,2} \approx 5 \div 40 \text{ kN/mm}$
 $C_{II,1} \approx 25 \div 100 \text{ kN/mm}$
 $C_{II,2} \approx 40 \div \infty \text{ kN/mm}$



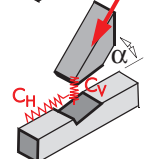
Kämme
 $C_I \approx 15 \div 20 \div \dots \text{ kN/mm}$
 $C_{II} \approx 20 \div 40 \div \dots \text{ kN/mm}$
 nach MEISEL U. A. (2015A)
 C desto größer, je mehr Reibung



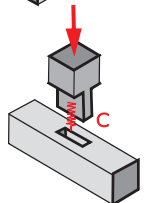
Stütze auf Schwelle (DRUCK)
 $C \approx 40 \div 130 \text{ kN/mm}$
 mit Zapfen
 nach BLASS U. A. (1996)
 C desto größer, je höher die Stütze und
 niedriger die Schwelle



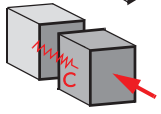
schräger Zapfen (DRUCK)
 $C_{II,H} \approx C_{II,V} \approx 100 \text{ kN/mm}$
 gültig für 12 cm Stabbreite,
 nach KOCH (2011)



Versätze (DRUCK)
 $C_H \approx C_V \approx 100 \text{ kN/mm}$
 nach BLASS U. A. (1996)
 nach HEIMESHOF U. KÖHLER (1989):
 C in Strebenrichtung



**Stütze auf Biegebalken
 (DRUCK)**
 $C \approx 50 \div 200 \text{ kN/mm}$
 mit Zapfen
 nach HUBER U. REIM (1982)
 und BLASS U. A. (1996)
 C desto größer, je höher die Stütze und
 niedriger die Schwelle



stumpfe Stöße (DRUCK)
 $C \approx 200 \div 450 \text{ kN/mm}$
 in Anlehnung an MÖHLER (1986)

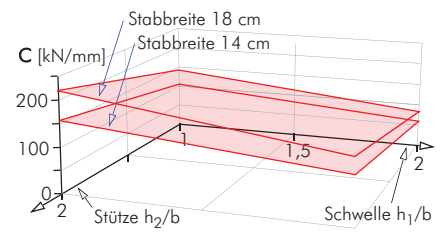
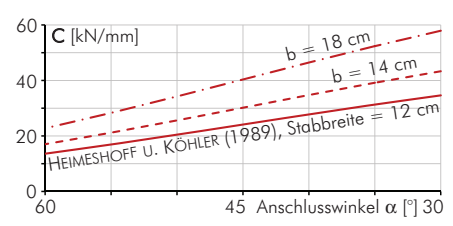
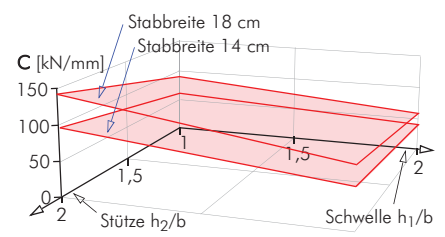
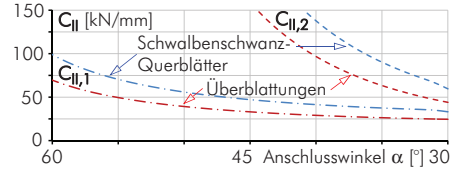
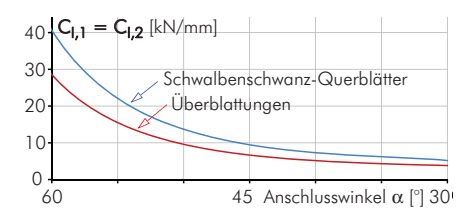
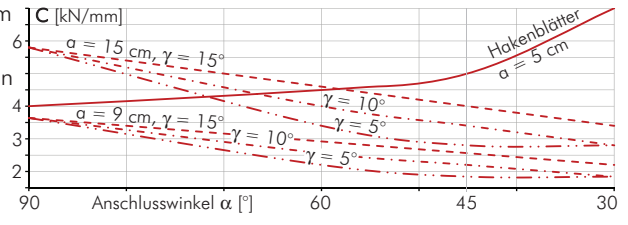
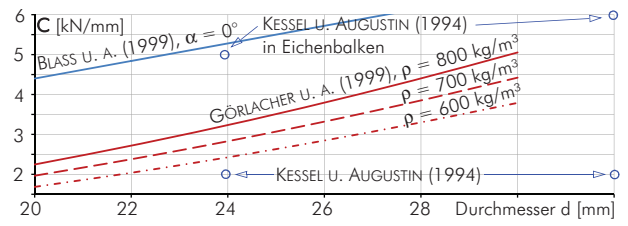


Bild 4B.25 Größenordnungen der Federsteifigkeiten zimmermannsmäßiger Verbindungen, gültig für Nadelholz und „übliche“ Bauteil- und Verbindungsabmessungen*.
 Fig. 4B.25 Magnitudes of the spring stiffnesses of carpentry joints, valid for softwood and „conventional“ component and joint dimensions*.

4B.5 Zusammenfassung

Unter dem Begriff „zimmermannsmäßige Verbindungen“ werden traditionelle Holzverbindungen verstanden, die weitgehend ohne zusätzliche metallische Verbindungsmittel auskommen. Die Verbindungen sind ein wesentlicher Bestandteil eines jeden Holzbaus. Erst durch die Berücksichtigung des Tragverhaltens der Verbindungen kann die Tragwirkung vieler historischer Tragwerke realitätsnah abgebildet werden.

Die Grundtypen aller europäischen zimmermannsmäßiger Verbindungen waren bereits um 3000 v. Chr. bekannt. Ihre Entwicklung trug wesentlich zur Entwicklung des Holzbaus bei und wurde ihrerseits wesentlich von den zur Verfügung stehenden Werkzeugen bestimmt.

Im Zuge der Nomenklatur und Klassifizierung der Verbindungen werden auch mögliche Kombinationen von Verbindungsarten und Verbindungsformen erläutert.

Zimmermannsmäßige Verbindungen übertragen Druck- und Zugkräfte prinzipiell über Kontaktdruck und Reibung. Nur Holznägel sind als stiftförmige Verbindungsmittel zu betrachten. Unter anderem infolge der Verbindungsgeometrien sowie der Anisotropie von Holz zeigen zimmermannsmäßige Verbindungen ausgeprägt nichtlineare Last-Verformungsverläufe. Zudem werden die Kräfte in der Regel – je nach Beanspruchung unterschiedlich ausgeprägt – exzentrisch übertragen.

Anschließend wird erläutert, wie die Last-Verformungsverläufe durch die Angabe von Schlupf und Federsteifigkeit näherungsweise abgebildet werden können. Dabei sind teilweise mehrere Wegfedern und eventuell eine Drehfeder je Anschluss erforderlich. Zudem wird auf die Möglichkeiten zur Ermittlung der Steifigkeiten eingegangen. Zuletzt werden Größenordnungen der Steifigkeiten zimmermannsmäßiger Verbindungen anhand von Literaturangaben bestimmt.

In der Normung und Literatur werden zimmermannsmäßige Verbindungen bislang nicht umfassend behandelt. Daher hat der Verfasser umfangreiche Prüfungen im Labor durchgeführt beziehungsweise begleitet, die in den kommenden Kapiteln erläutert und ausgewertet werden.

KAPITEL 4C

TRAGFÄHIGKEIT UND VERFORMUNGSVERHALTEN VON HART- UND WEICHHOLZNÄGELN



*Bild 4C.1 Zapfenloch mit auf Biegung versagtem Weichholznagel.
Fig. 4C.1 Mortice with timber peg from soft wood failed in bending.*

4C TRAGFÄHIGKEIT UND VERFORMUNGSVERHALTEN VON HART- UND WEICHHOLZNÄGELN

Holznägel sind als zusätzliche Verbindungsmittel Bestandteil der meisten Zapfen- und Blattverbindungen historischer Holzbauten in Mitteleuropa. Die Tragfähigkeit von Hartholznägeln wurde bereits mehrfach wissenschaftlich untersucht. Die ÖNORM B 1995-1-1 (2010) beinhaltet Angaben zur Ermittlung der Tragfähigkeit.

Für den Raum Graz konnte nachgewiesen werden (vgl. ANHANG A und MEISEL U. A. (2011)), dass zumeist Weichholznägel zur Anwendung kamen. Daher werden in diesem Kapitel die Tragfähigkeit und das Verformungsverhalten von Weichholznägeln mit denen von Hartholznägeln verglichen. Hierzu werden 36 Prüfungen im Labor dokumentiert und ausgewertet sowie die Ergebnisse Literaturangaben gegenübergestellt.

Load-bearing capacity and load-bearing behaviour of hard- and softwood pegs. Timber pegs as additional joints are part of most mortice and tenon joints and lap joints in historic timber structures in Central Europe. The load-bearing capacity of hardwood pegs has been investigated several times scientifically. The ÖNORM B 1995-1-1 (2010) includes specifications for the determination of load-bearing capacity.

In the area of Graz can be seen (see APPENDIX A and MEISEL A. O. (2011)) that mostly softwood pegs were used. Therefore, in this chapter, the load-bearing capacity and behaviour of softwood pegs compared to hardwood pegs is investigated based on the results of 36 tests and compared with the literature.

4C.1 Einleitung

4C.1.1 Motivation und Zielsetzung

Holznägel sind in nahezu jedem historischen Holzbau anzutreffen. Ihre Aufgabe ist die Lagesicherung der Bauteile während der Montage beziehungsweise im Endzustand. Darüber hinaus dienen sie zur Aufnahme von Zugkräften quer zur Nagellängsrichtung. Ein Holznagel kann als stiftförmiges nichtmetallisches Verbindungsmittel gesehen werden, welches auf Biegung, Schub und Querdruck belastet wird. Die Bohrlochwandung wird auf Lochleibung beansprucht.

In der Literatur wurden bisher zahlreiche Prüfungen an Nägeln aus Harthölzern (überwiegend aus Eiche) dokumentiert (siehe Kapitel 4C.1.4). Die Erfassung vieler historischer Dachwerke im Raum Graz (vgl. ANHANG A und MEISEL U. A. (2011)) ergab jedoch, dass zumeist Weichholznägel zur Anwendung kamen.

Bei der statischen Analyse von Holztragwerken werden sowohl die Nachgiebigkeiten beziehungsweise Steifigkeiten als auch die Tragfähigkeiten der Verbindungen benötigt (vgl. ÖNORM EN 1995-1-1 (2009), siehe Bild 4C.2 erstellt aus Prüfdaten des Verfassers). Zur Ermittlung der Unterschiede zwischen Hart- und Weichholznägeln wurden 36 Prüfungen durchgeführt. Die Prüfungen selbst und deren Ergebnisse in Bezug auf die Tragfähigkeit und das Verformungsverhalten werden hier vorgestellt.

Weiterhin werden die bisherigen Quellen zur Tragfähigkeit und zum Verformungsverhalten von Holznägeln genannt und die Berechnungsansätze miteinander verglichen.

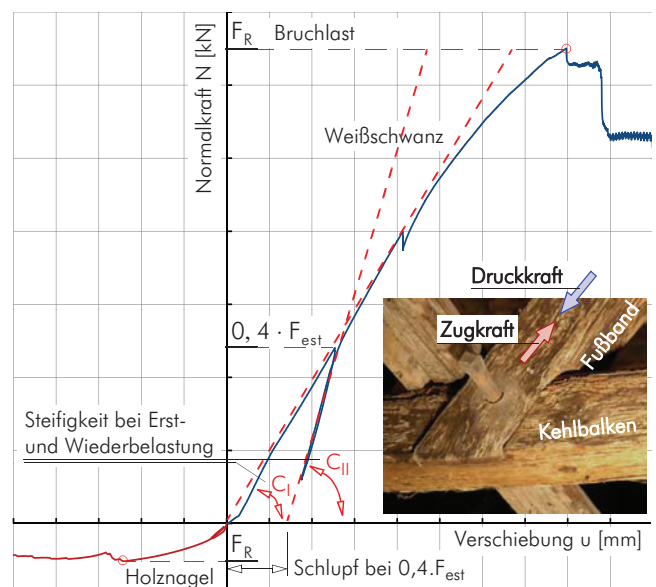


Bild 4C.2 Qualitatives Last-Verformungsdiagramm für eine schräge Blattverbindung mit Holznagel.

Fig. 4C.2 Qualitative load-displacement diagram for a mitred lap joint with timber peg.

Insbesondere historische Dachwerke sind häufig statisch hochgradig unbestimmte Tragwerke. Die Nachgiebigkeiten der Verbindungen können die Schnittgrößenverteilungen und -verläufe dieser Systeme wesentlich beeinflussen (vgl. z. B. GÖRLACHER U. A. (1999), KÖCK (2011), KOCH (2011)).

4C.1.2 Geschichtliche Entwicklung

„Neben die Seile traten schon früh Keile und Holznägel als zusätzliche Verbindungsmittel von Holzkonstruktionen“ GERNER (2000 S. 25). Die Vorläufer der heute bekannten Holznägel sind die Fugen- und Schrägnägel (vgl. PHLEPS (1935), ZWERGER (2007 S. 123), siehe Bild 4C.3).

Gerade Holznägel lassen sich ab dem 10. Jh. nachweisen (vgl. GERNER (2000 S. 28). Voraussetzung für deren weite Verbreitung war die Entwicklung leistungsfähiger Bohrer. Um eine optimale Passung zu gewährleisten, wurden die Nägel etwas konisch ausgearbeitet und die Bohrung im anschließenden Bauteil (z. B. Zapfen) geringfügig versetzt (vgl. SCHADWINKEL U. HEINE (1986 S. 207).

Die Nägel wurden durch das Spalten merkmalsfreier kurzer Stammstücke und deren weiterer Bearbeitung mit dem Schnitzmesser oder Beil hergestellt (vgl. GERNER (1992 S. 32). Um das Aufplatzen und Reißen der Nagelköpfe beim Eintreiben zu verhindern, wurden die hinteren, dickeren Enden stark schräg abgefast. Die anderen Enden wurden zugespitzt (vgl. GERNER (2000 S. 28). Die Nagelköpfe wurden im Fachwerkbau auch als Gestaltungselemente genutzt (vgl. ZWERGER (1997 S. 253)). Zudem hat die Ausbildung von Nagelköpfen konstruktive Vorteile. Ein „überstehender Kopf verhinderte, daß das Bohrloch Wasser sog, daß der Nagel ausdorrte und im Loch morschte; er ließ sich so, wenn geschwunden, ohne weiteres entfernen und ersetzen“ HANFT-MANN (1907 S. 188).

Um 1500 ist – zumindest in Fachwerkwänden – die vermehrte Verwendung von Zapfenverbindungen zu beobachten (vgl. GERNER (2000 S. 58). Blattverbindungen wurden als Winkel- und Kreuzverbindungen nur noch in Dachwerken oder im Bundwerk angewandt (vgl. ZWERGER (1997 S. 154), WERNER (2000), GERNER (2007 S. 64–65)). Das hatte auch Konsequenzen für die, die Verbindung sichernden Holznägel. Bei schrägen Blattverbindungen ist der Holznaegel ein unverzichtbarer Bestandteil zur dauerhaften Sicherstellung der Lage des angeschlossenen Bauteils. Dagegen sind Holznägel in druckbeanspruchten Zapfenverbindungen nur noch als Montagesicherung erforderlich. Ihre Durchmesser betragen dann lediglich 18 bis 25 mm (vgl. GERNER (2000 S. 28).



Bild 4C.3 Schrägnagel zwischen Schwelle und Stuhlsäule, Dachwerk von St. Maria Himmelfahrt (Fürstenfeldbruck).

Fig. 4C.3 Mitred peg between lower plate and post, roof structure of St. Maria Himmelfahrt (Fürstenfeldbruck).

4C.1.3 konstruktive Ausbildung

Holznägel sind stiftförmige Verbindungsmittel. In historischen Dachwerken wurden sie häufig aus Eichenholz, aber auch aus Kiefern-, Weißbuchen-, Akazien- Kirsch- oder Fichtenholz hergestellt (vgl. LISSNER, RUG U. A. (2000 S. 370)). In den letzten Jahrzehnten wurden zudem Holznägel aus Bongossi, Buche, Esche und Kunstharzpreßschichtholz geprüft (vgl. EHLBECK U. EBERHART (1989), KOFENT U. SCHMIDT 1994), BLASS U. A. (1999)).

Der Querschnitt von Holznägeln ist in der Regel annähernd achteckig, seltener quadratisch. Heute sind auch rund gefräste oder gedrechselte Holznägel erhältlich. Der Durchmesser beziehungsweise die Seitenlänge beträgt nach LISSNER, RUG U. A. (1993 S. 200) 16 bis 40 mm. „Die gebohrten Löcher für die Holznägel sind 1 bis 3 Millimeter kleiner als eine Querschnittsseite oder der Durchmesser anzufertigen.“ LISSNER, RUG U. A. (1993 S. 200). KÖCK (2011 S. 122) ermittelte einen mittleren Holznageldurchmesser von 24 mm für die von ihm erfassten Dachwerke (überwiegend Sakralbauten).

Abweichend von den Literaturangaben ergaben die Erfassungen historischer Dachwerke im Raum Graz (vgl. ANHANG A und MEISEL U. A. (2011)), dass zumeist Weichholznägel aus Lärche oder Kiefer zur Anwendung gekommen sind (siehe Bild 4C.4). Der mittlere Durchmesser der Weichholznägel beträgt 21 mm.

Beispielsweise wurden im Dachwerk der Musikuniversität rechteckige Holznägel mit 16 / 20 bis 22 / 28 mm Seitenlänge an den Zapfenverbindungen festgestellt. Im Dachwerk von Schloss Eggenberg liegen annähernd achteckige Holznägel mit einem Durchmesser von 26 bis 30 mm an den Blattverbindungen vor. Hierzu siehe auch ANHANG A. Bei der Bestandserfassung in situ ist zu beachten, dass der Nagelkopf zumeist eine um wenige Millimeter größere Seitenlänge als der eigentliche Holznaegel aufweist.



Bild 4C.4 Typische Holznägel aus Graz (Österreich).

Fig. 4C.4 Typical timber pegs from Graz (Austria).

4C.2 Stand der Wissenschaft

Hier werden alle dem Verfasser wichtig erscheinende Beiträge zum Tragverhalten von Holznägeln angeführt. Ausgewählte Prüfergebnisse und die Ergebnisse der angegebenen Ingenieurmodelle werden in Bild 4C.5 und Bild 4C.6 grafisch dargestellt. Um die Vergleichbarkeit der Tragfähigkeiten bestmöglich zu gewährleisten, wurden folgende Berechnungen durchgeführt. Die mittlere Seitenlänge s_{HN} von rechteckigen Holznägeln (mit b_{HN} / h_{HN}) wurde in einen Durchmesser eines runden Nagels mit gleichem Flächenträgheitsmoment I umgerechnet.

$$I_{\text{Rechteck}} = \frac{s_{HN} \cdot s_{HN}^3}{12} = I_{\text{Kreis}} = \frac{d^4 \cdot \pi}{64} \quad \text{mit } s_{HN} = \frac{b_{HN} + h_{HN}}{2}$$

$$\Rightarrow d = s_{HN} \cdot \sqrt[4]{\frac{16}{3 \cdot \pi}} \quad \text{rechteckiger Holznagel: } \begin{array}{|c|} \hline \frac{h_{HN}}{2} \\ \hline \frac{b_{HN}}{2} \\ \hline \end{array}$$

Der Durchmesser runder Holznägel wurde mit der Seitenlänge achteckiger Nägel näherungsweise gleichgesetzt. Zudem wurden viele Beiträge vor der Einführung des semiprobabilistischen Sicherheitskonzepts nach EN 1990 erstellt. Bruchlasten wurden daher in charakteristische Werte (gemäß ÖNORM EN 14358 (2007)) und „zulässige Belastungen“ näherungsweise wie folgt in charakteristische Tragfähigkeiten umgerechnet.

$$F_{Rk} \approx z_{ul} F_R \cdot \frac{\gamma_M \cdot \gamma_E}{k_{mod}} \approx z_{ul} F_R \cdot \frac{1,3 \cdot 1,42}{0,9} = z_{ul} F_R \cdot 2,05$$

JOHANSEN (1949) entwickelte ein gleichnamiges Modell zur Ermittlung der Tragfähigkeit von metallischen stoffförmigen Verbindungsmitteln. Jahrzehnte später konnte dieses Modell erfolgreich zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Holznägeln adaptiert werden (vgl. BLASS U. A. (1999), Erweiterungen des Modells von Johansen, vgl. WERNER H. (1993)).

Die erste Prüfung an einem Holznagel führte DEINHARD (1962 S. 15 u. 16) durch. Der Eichennagel aus dem 13. Jh. mit einem Querschnitt von 19,5 / 21,9 mm lieferte eine beachtliche Bruchlast von 7,15 kN pro Scherfläche. VOGLEY (1986 S. 42ff und Versuche S. 168ff) prüfte 16 Blattverbindungen aus Nadelholz mit rund 700 Jahre alten rechteckigen Eichennägeln und fünf Prüfkörper mit neuen Eichennägeln. Obwohl die neuen Nägel eine deutlich geringere Rohdichte als die alten aufwiesen (671 kg/m³ zu 756 kg/m³), lieferten sie eine um 15 % höhere Tragfähigkeit. Weiterhin zeigten die neuen Holznägel deutlich flachere Last-Verschiebungsverläufe. Der Bruch trat im Mittel bei rund 12 mm Verschiebung ein, bei den 700 Jahre alten Nägeln wurde er bereits bei rund 5 mm erreicht. In Bild 4C.5 werden die charakteristischen Werte – ermittelt aus den maximalen Bruchlasten – angegeben.

Im Zuge der Erarbeitung des Sonderforschungsbereichs 315 führten EHLBECK U. HÄTTICH (1988) über 100 Prüfungen an zugbeanspruchten Blattverbindungen und über 55 Prüfungen an zugbeanspruchten Zapfenverbindungen mit jeweils einem Holznagel durch. Die achteckigen Holznägel wiesen einen Durchmesser von 20, 22, 24 und 30 mm auf. Sie wurden ausschließlich aus neuem und aus etwa 200 Jahre altem Eichenholz hergestellt.

Ihre umfangreichen Prüfungen ergaben unter anderem Folgendes:

- Das initiale Versagen trat durch einen Biegebruch des Holznagels (*Bruchart A*, überwiegend) oder durch Errei-

chen der Lochleibungsfestigkeit (*Bruchart B*, „Zugbandwirkung“ des Nagels) ein.

- Die Tragfähigkeiten und Steifigkeiten hängen vom Holznageldurchmesser ab.
- Die Rohdichte der annähernd merkmalsfreien („clear wood“) Holznägel ist genügend genau mit der Biegefestigkeit korreliert (vgl. KOLLMANN (1951)). Die Tragfähigkeiten steigen somit mit zunehmenden Nagelrohddichten.
- Die Tragfähigkeit der Prüfkörper aus Eiche war um 67 % bis 80 % höher als jene aus Nadelholz. Unterschiedliche Rohddichten des Nadelholzes zeigten jedoch keinen signifikanten Einfluss auf die Tragfähigkeiten.
- Geringe Schlankheiten (Verhältnis von Blatt- beziehungsweise Zapfendicke zu Nageldurchmesser) führten zu geringeren Tragfähigkeiten, allerdings zu keinem erkennbaren Einfluss auf das Verformungsverhalten.
- Der Winkel zwischen Kraft- und Faserrichtung hat keinen wesentlichen Einfluss auf die Tragfähigkeit. Allerdings nimmt die Steifigkeit der Verbindungen mit zunehmendem Kraft-Faser-Winkel α_{FR} um bis zu 20 % ab.
- Herstellungsungenauigkeiten (mangelhafte Passungen) können zu erheblichen Verringerungen der Steifigkeiten führen.
- Eine Abhängigkeit der Tragfähigkeit und Steifigkeit vom Alter der Nägel oder der Herstellungsfuchte der Bauteile konnte nicht festgestellt werden.

Auf Basis der Prüfergebnisse von EHLBECK U. HÄTTICH (1988) wurde in GÖRLACHER U. A. (1999 S. 83 u. 84) ein Ingenieurmodell für ein- oder zweischneitig beanspruchte Eichenholznägel unabhängig vom Winkel zwischen Kraft- und Faserrichtung angegeben:

$$F_{Rk} \approx z_{ul} F_R \cdot 2,05 = 8,2 \cdot d^2 \cdot \frac{\rho_{HN}}{570} \quad [\text{N} / \text{Scherfläche}]$$

$d = 20 \div 30$ mm Durchmesser des Holznagels

ρ_{HN} ... Rohdichte des Holznagels [kg/m³]

$F_{Rk} \cdot 1,33$... für Bauteile aus Eichenholz

$$C = 4 \cdot d^2 \cdot \frac{\rho_{HN}}{570} \quad [\text{N}/\text{mm je Scherfuge}]$$

Das Modell von GÖRLACHER U. A. (1999 S. 83) wurde geringfügig modifiziert in der ÖNORM B 1995-1-1 (2010 B.4 Holznagelverbindungen) übernommen. Analog wie zuvor gilt:

$$F_{Rk} = 9,5 \cdot d^2 \quad [\text{N} / \text{Scherfläche}]$$

$d = 20 \div 30$ mm Durchmesser des Holznagels

$2 \cdot d$... Mindestholzdicke und

Mindestabstände untereinander und zu den Rändern

Rohdichte der Bauteile ≥ 380 kg/m³

KESSEL U. AUGUSTIN (1990) führten anlässlich der Wiedererrichtung des Knochenhaueramtshauses in Hildesheim zwölf Prüfungen an zugbeanspruchten, rechtwinkligen Zapfenverbindungen mit Eichenholznägeln durch. Die Rand- und Mittelabstände in den Konstruktionshölzern aus Eiche betragen zum Teil nur $1,3 \cdot d$. Wesentlich umfangreichere Prüfungen an Zapfenverbindungen mit je zwei Nägeln – 80 Stück mit 90° und 30 Stück mit 0° Anschlusswinkel – werden in KESSEL U. AUGUSTIN (1994) beschrieben. Die achteckigen Ei-

chenholznägeln wiesen eine Seitenlänge von 24, 32 und 40 mm auf und wurden sowohl in Bauteile aus Fichte als auch aus Eiche eingetrieben. Das Versagen trat infolge Biegebruch des Holznagels, Querzugversagen im Bauteil oder Abscheren des Zapfenvorholzes ein. Die empfohlenen zulässigen Tragfähigkeiten und Anfangsverschiebungsmoduli werden entsprechend umgerechnet in Bild 4C.5 und Bild 4C.6 grafisch dargestellt.

DRÖGE U. DRÖGE (1993) führten anlässlich der Wiedererrichtung der Alten Waage in Braunschweig einzelne Prüfungen an Hartholznägeln in Eiche durch. Sie schlugen vor, die Tragfähigkeit in Anlehnung an die Berechnung von stabförmigen Verbindungsmitteln aus Stahl zu ermitteln.

In BLASS U. A. (1999) werden 60 Lochleibungsversuche, 120 Biegeprüfungen an Holzstiften aus Eiche, Esche, Buche, Robinie und Bongossi sowie 81 Bauteilveruche an zweischnittigen Holznagelverbindungen (Beanspruchung in Faserichtung) dokumentiert und Bemessungsmodelle in Anlehnung an JOHANSEN (1949) abgeleitet. Die Unterschiede zu stiftförmigen Verbindungsmitteln aus Metall (z. B. vgl. BLASS U. LASKEWITZ (2000), PEDERSEN (2002), VREESWIJK (2003)) liegen insbesondere in den anderen Lochleibungseigenschaften und dem nicht ausgeprägt plastischen Biegeverhalten der Holznägeln. Das Versagen tritt zumeist infolge Biegebruch des Holznagels ein, die Lochleibungsspannung wird in der Regel nicht ausgenutzt. Nach BLASS U. A. (1999) kann die Tragfähigkeit eines Holznagels je Scherfläche wie folgt ermittelt werden („Seitenholz“ siehe Bild 4C.7).

$$F_{Rk, \max} = \sqrt{\frac{2 \cdot \beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{u, k} \cdot \delta \cdot f_{h, 1, k} \cdot d} \quad [\text{N} / \text{Scherfuge}]$$

$$\beta = \frac{f_{h, 2, k}}{f_{h, 1, k}} \quad \text{Verhältnis der Lochleibungsfestigkeiten}$$

$f_{h, 1, k}$... charakt. Lochleibungsfestigkeit des Seitenholzes 1

$f_{h, 2, k}$... charakt. Lochleibungsfestigkeit des Seitenholzes 2

$$f_{h, 0, k} = \rho_{HN, k} \cdot \rho_{Holz, k} \cdot 10^{-4} \cdot 1, 1 \cdot (1 - 0, 01 \cdot d)$$

$$f_{h, \alpha, k} = \frac{f_{h, 0, k}}{(3, 4 - 0, 045 \cdot d) \cdot (\sin \alpha)^2 + (\cos \alpha)^2}$$

$\rho_{HN, k}$... charakt. Rohdichte des Holznagels [kg/m³]
(z. B. Eichennagel $\rho_{HN, k} = 600 \text{ kg/m}^3$)

$\rho_{Holz, k}$... charakt. Rohdichte des Holzes [kg/m³]
(z. B. Nadelholz C24 $\rho_{Holz, k} = 350 \text{ kg/m}^3$)

$$M_{u, k} = \frac{f_{m, k} \cdot \pi \cdot d^3}{32} \quad \text{charakt. Biegemoment des Holznagels}$$

$f_{m, k}$... charakteristische Biegefestigkeit
(z. B. Eichennagel $f_{m, k} = 61 \text{ N/mm}^2$)

$\delta = 0,75$... Abminderungsbeiwert

d ... Durchmesser des Holznagels [mm]

Die ermittelte Tragfähigkeit gilt nur unter der Voraussetzung, dass die Konstruktionshölzer eine bestimmte Holzdicke aufweisen. Sind die Holzdicken geringer als die Grenzholzdicken, so ist die charakteristische Tragfähigkeit wie folgt zu verringern:

$$F_{Rk} = F_{Rk, \max} \cdot \min \left\{ \frac{t_1}{t_{1, \text{req}}}, \frac{t_2}{t_{2, \text{req}}} \right\}$$

Die Grenzholzdicken sind wie folgt zu ermitteln:

$$t_{1, \text{req}} = \left(2 \cdot \sqrt{\frac{\beta}{1 + \beta}} + 2 \right) \cdot \sqrt{\frac{M_{u, k}}{\delta \cdot f_{h, 1, k} \cdot d}}$$

$$t_{2, \text{req}} = \begin{cases} \left(2 \cdot \sqrt{\frac{1}{1 + \beta}} + 2 \right) \cdot \sqrt{\frac{M_{u, k}}{\delta \cdot f_{h, 2, k} \cdot d}} & \dots \text{einschnittig} \\ 4 \cdot \sqrt{\frac{1}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{\frac{M_{u, k}}{\delta \cdot f_{h, 2, k} \cdot d}} & \dots \text{zweischnittig} \end{cases}$$

Für Holznageldurchmesser von 20 bis 24 mm reichen die in historischen Holztragwerken vorhandenen Holzdicken (Blätter und Zapfen $t \cong 5 \text{ cm}$) zumeist aus. Für Bauteilbreiten von Zapfenverbindungen kleiner etwa 22 cm und Bauteilbreiten von Blattverbindungen kleiner etwa 15 cm sind Abminderungen von $F_{Rk, \max}$ zu berücksichtigen.

Das Anfangsverschiebungsmodul K_{ser} pro Stift und Scherfläche für Beanspruchung aller Konstruktionshölzer in Faserichtung beträgt nach BLASS U. A. (1999):

$$K_{\text{ser}} = 220 \cdot d \quad [\text{N/mm}] \quad K_u = 2/3 \cdot K_{\text{ser}} \quad [\text{N/mm}]$$

Weitere Beiträge:

- CHURCH U. TEW (1997) führten 183 Biegeprüfungen an Holznägeln aus Weißeiche in Konstruktionshölzern aus Roteiche und Douglasie mit einem Durchmesser von 2,5 bis 3,2 cm durch. Die Auswertungen erfolgten nach dem ASTM standard und beinhalten keine Bruchspannungen oder Modelle zur Berechnung der Tragfähigkeit.
- SCHMIDT U. MACKAY (1997) führten Bauteilprüfungen an normal- und querkraftbeanspruchten Zapfenverbindungen mit je zwei Hartholznägeln und zahlreiche Biege- und Schubprüfungen an Holznägeln durch.
- SCHMIDT U. DANIELS (1999) bestimmten zuerst die Eigenschaften von 700 Nägeln aus Weißeiche. Danach prüften sie 42 Zapfenverbindungen, stellten Korrelationen zu den Nagelprüfungen her und gaben ein Modell zur Ermittlung der Federsteifigkeiten an.
- ERLER (2002) verglich deutschsprachige Beiträge und bewertete die Ansätze zur Ermittlung der Tragfähigkeit.
- In SOMMER (2004) wurden einzelne an der Universität Karlsruhe durchgeführte Prüfungen an biegebeanspruchten Längsblättern mit Holznägeln vorgestellt.
- MILLER U. SCHMIDT (2004) prüften Zapfenverbindungen aus Tulpenbaum, die mit Eichenhholznägeln abgenagelt wurden. Neben der Dokumentation numerischer Studien wurden zudem Gleichungen zur Ermittlung der Tragfähigkeit angegeben.
- SHANKS U. A. (2008) prüfte insgesamt 56 Zapfenverbindungen aus Eiche unter Zugbeanspruchung. Der Beitrag verweist auf weitere Publikationen in denen die numerische Modellierung und die Entwicklung von Ingenieurmodellen behandelt wird.
- In CERALDI U. A. (2008) wurden 90 Festigkeitsprüfungen an Eichen- und Eschenholznägeln sowie einzelne Bauteilprüfungen durchgeführt. Die in den Prüfungen ermittelten Werte wurden mit jenen der Johansen-Theorie verglichen.
- HAMER (2014) dokumentiert in Kapitel 8 sechs Prüfungen an zweischnittigen Hartholz-Nagelverbindungen in trockenem und saffrischem Zustand und schlägt ein Ingenieurmodell zur Ermittlung der Federsteifigkeiten vor.

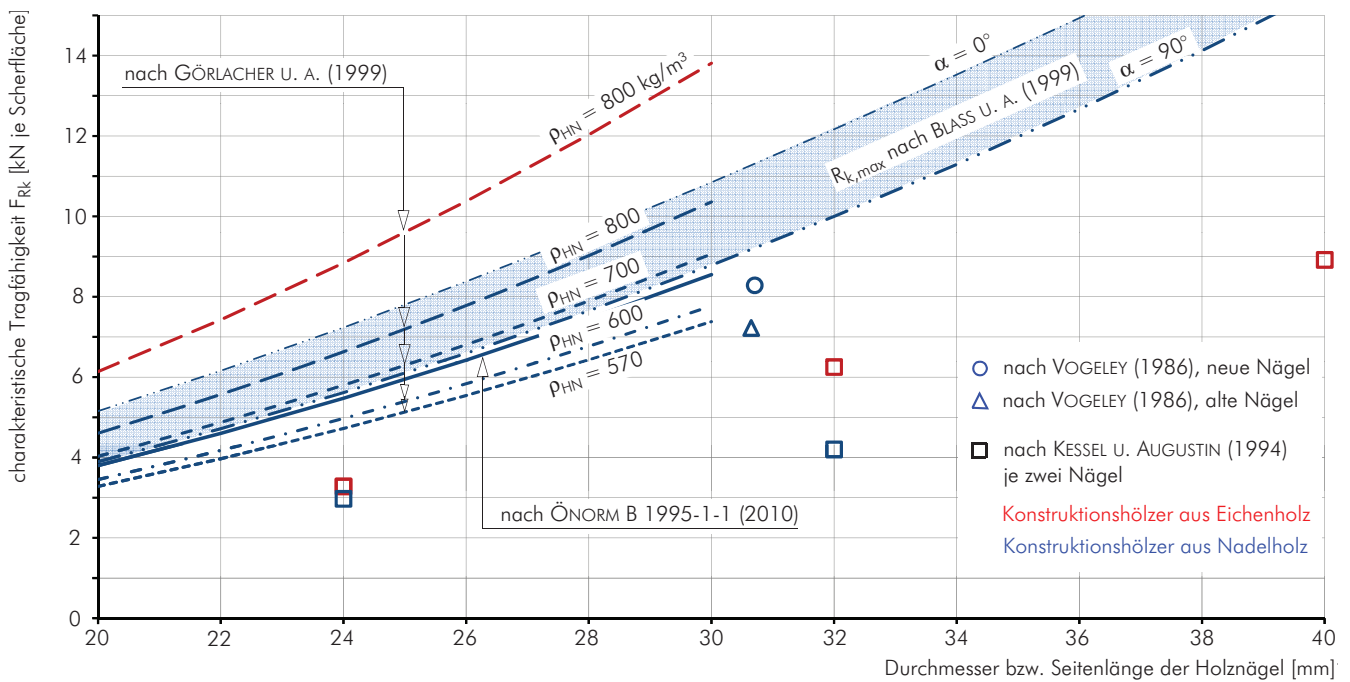


Bild 4C.5 Charakteristische Tragfähigkeiten von Eichenholzstäben (stramm sitzend, merkmalsfrei).

Fig. 4C.5 Characteristic load-bearing capacities of timber pegs made of oak (snug fitting, clear wood).

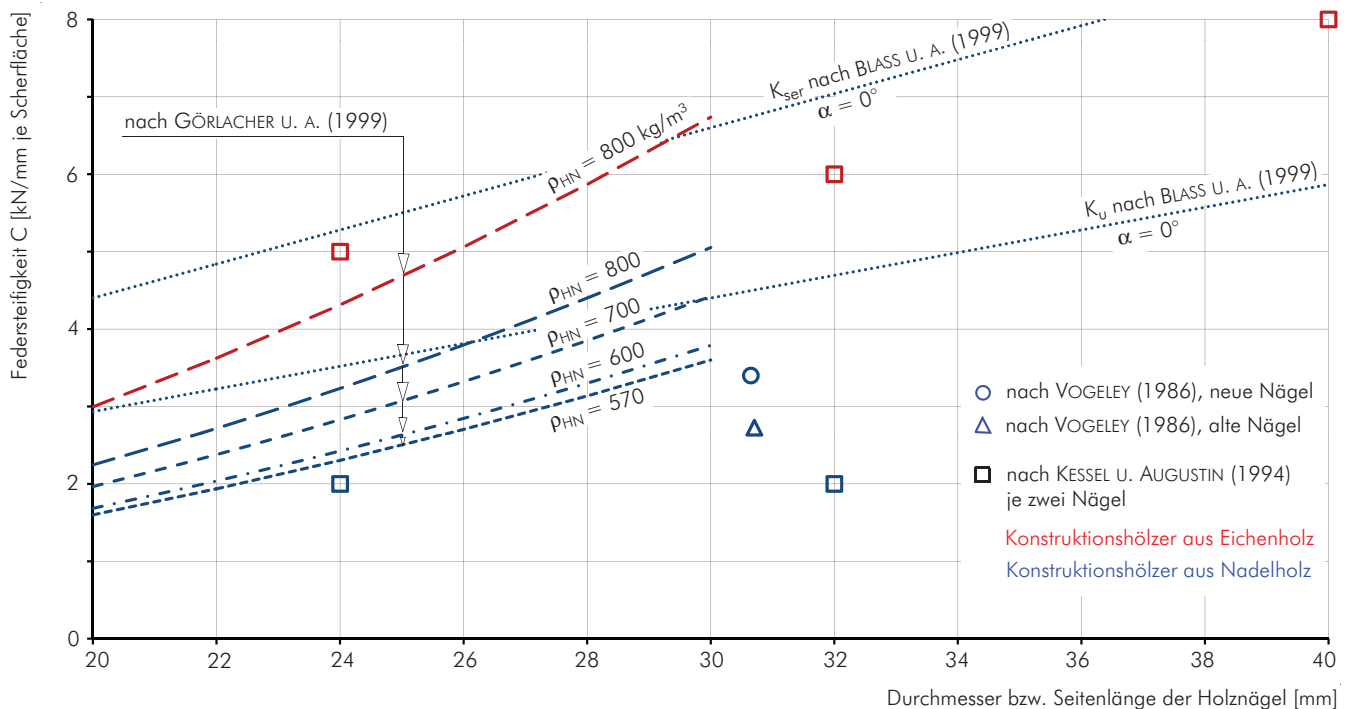


Bild 4C.6 Federsteifigkeiten von Eichenholzstäben (stramm sitzend, merkmalsfrei).

Fig. 4C.6 Spring stiffnesses of timber pegs made of oak (snug fitting, clear wood).

- Zwischenresümee

Liegen in einem historischen Holztragwerk „übliche“ Schlankheiten vor und ist die Rohdichte oder Biegefestigkeit der Holzstäbe unbekannt, bietet sich die Ermittlung der Tragfähigkeit nach ÖNORM B 1995-1-1 (2010) an. In allen anderen Fällen wird das Modell von BASS U. A. (1999) empfohlen. Selbst wenn K_{ser} nach BASS U. A. (1999) um 20 % in Anlehnung an EHLBECK U. HÄTTICH (1988) reduziert wird, weichen die Modelle zur Ermittlung der Steifigkeiten erheblich voneinander ab.

Letztlich zeigen Bild 4C.5 und Bild 4C.6 auch, dass die Ergebnisse wesentlich von der Anzahl der Holzstäbe je Verbindung abhängen. Nach dem Kenntnisstand des Verfassers wurden Effekte der Gruppenwirkung bislang nicht untersucht.

Deutschsprachige und amerikanische Beiträge zum Thema sind aufgrund unterschiedlicher Auswertungsrichtlinien zum Großteil quantitativ nicht vergleichbar.

4C.3 Prüfungen im Labor

4C.3.1 Prüfkörper und -umfang

Die Abmessungen der Querschnitte und Verbindungen wurden so gewählt, dass sie soweit wie möglich den im Raum Graz üblichen Dimensionen entsprechen (siehe Bild 4C.7). In Analogie zu KESSEL u. AUGUSTIN (1994) und historischen Dachwerken in Graz wurden die Verbindungen mit je zwei Holznägeln abgenagelt. Der minimale Randabstand (siehe Bild 4C.7) wurde in Analogie zu Beispielen in Graz mit $1,5 \cdot d$ festgelegt ($2,0 \cdot d$ gemäß ÖNORM B 1995-1-1 (2010)). Wie Tab. 4C.1 zeigt, wurden sowohl Zapfen- als auch Blattverbindungen mit einem Anschlusswinkel α von 90° mit Hart- und Weichholznägeln geprüft. Zudem wurden zwei Prüfserien mit Zapfenverbindungen und einem Anschlusswinkel α von 45° und 30° geprüft.

Die Anzahl der Prüfkörper der in Tab. 4C.1 angeführten Prüfserien ergibt sich aus dem Ziel, zumindest statistisch abgesicherte Vergleiche zwischen den charakteristischen Bruchlasten und den Mittelwerten der Steifigkeiten für Hart- und Weichholznägel angeben zu können. Sechs Serien mit je sechs Prüfkörper wurden untersucht.

Die Prüfkörper wurden aus neuem, heimischen Fichtenholz der Festigkeitsklasse C24 hergestellt. Die Konstruktionshölzer wurden vorab schonend auf eine Holzausgleichsfeuchtigkeit von $u = 15\%$ getrocknet. Für die Holznägel wurde neues, merkmalsfreies Eichen- beziehungsweise Lärchenholz verwendet.

Die in der Tischlerwerkstatt angefertigten Prüfkörper wichen maximal einen Millimeter von den in den Abbildungen angegebenen Maßen ab. Das Zapfenspiel (definiert als Differenz zwischen Zapfenlochbreite und Zapfenbreite) betrug insgesamt maximal zwei Millimeter.

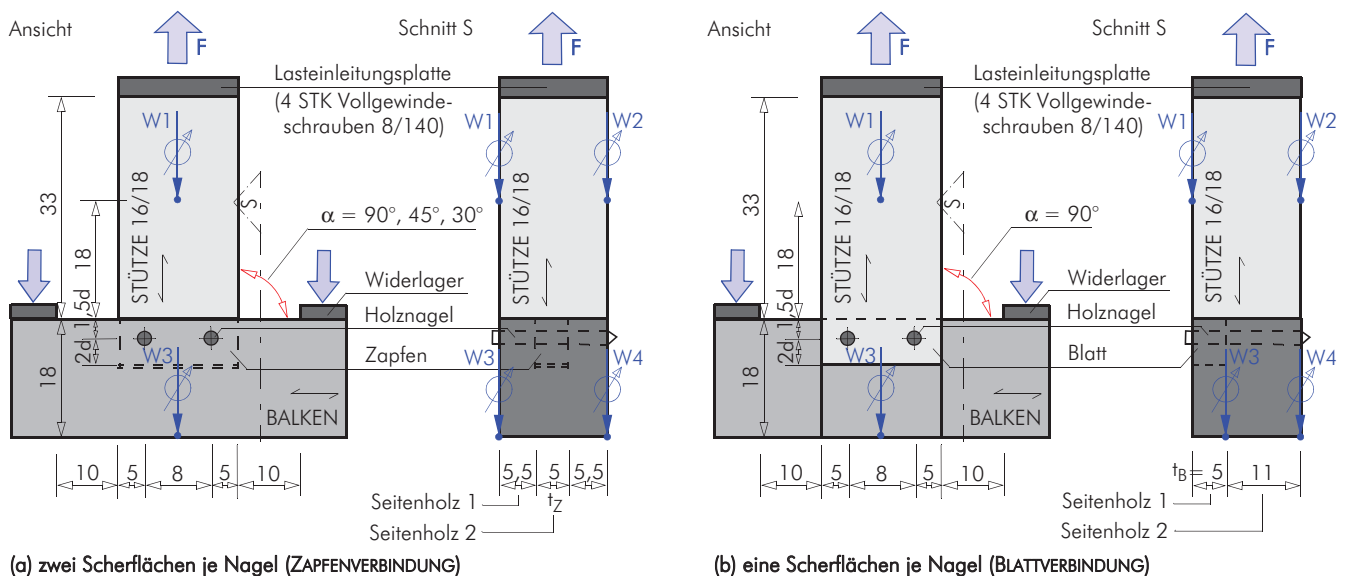


Bild 4C.7 Geometrie der Probekörper und Anordnung der Wegaufnehmer, Abmessungen in [cm].

Fig. 4C.7 Geometry of the samples and position of the displacement transducers, dimensions in [cm].

Tab. 4C.1 Prüfkörper und deren Grundkenngrößen

(* Mittelwerte, Rohdichte auf 12 % relative Holzfeuchte korrigiert, in () werden die Variationskoeffizienten in % angegeben).

Kurzbezeichnung (HartHolzNagel beziehungsweise WeichHolzNagel)	Anzahl der Prüfkörper	Holzart der Nägel	Scherfläche je Nagel	Schlankheit (t_B / d bzw. t_z / d)	Anschluss- winkel α [°]	Rohdichte*		Holzfeuchte*	
						Nägel [kg/m ³]	Balken [kg/m ³]	Nägel [%]	Balken [%]
HHN_1s	6	Eiche	eine (Blatt)	2,38	90	670 (5)	400 (5)	7	15
HHN_2s	6	Eiche	zwei (Zapfen)	2,38	90	680 (8)	410 (6)	7	15
WHN_1s	6	Lärche	eine (Blatt)	2,38	90	570 (10)	420 (9)	10	15
WHN_2s	6	Lärche	zwei (Zapfen)	2,38	90	650 (16)	400 (5)	9	15
WHN_2s45	6	Lärche	zwei (Zapfen)	2,38	45	630 (9)	410 (6)	9	14
WHN_2s30	6	Lärche	zwei (Zapfen)	2,38	30	630 (16)	430 (11)	9	15

- Herstellung und Einbau der Holznägel

In der Literatur existieren widersprüchliche Angaben zum Einbau der Holznägel. LISSNER, RUG U. A. (1993 S. 200) schlagen vor, den Lochdurchmesser ein bis drei Millimeter kleiner als die Querschnittsseite oder den Durchmesser der Nägel anzufertigen. Nach EHLBECK U. HÄTTICH (1988 S. 283) und ERLER (2002 S. 235) sollte die Kantenlänge achteckiger Holznägel einen Millimeter kürzer als der Bohrl Lochdurchmesser gewählt werden. Übereinstimmend wird festgestellt, dass die Holznägel „trocken“, das heißt mit geringerem Feuchtegehalt als die Konstruktionshölzer einzubauen sind.

Für die hier vorgestellten Prüfungen wurde wie folgt vorgegangen. Zuerst wurden aus merkmalsfreien, möglichst geradfaserigen Brettern achteckige, nicht konische Holznägel gesägt. Diese wurden in geringfügig zu kleine Bohrlöcher eingetrieben. Um eine optimale Passung zu erzielen, wurden die Nägel zudem vor dem Eintreiben (mit einem 500 g schweren Schlägel) zugespitzt, darrgetrocknet und an der Spitze mit Seifenlauge (zwecks Reduktion der Reibung) behandelt (siehe Bild 4C.8).

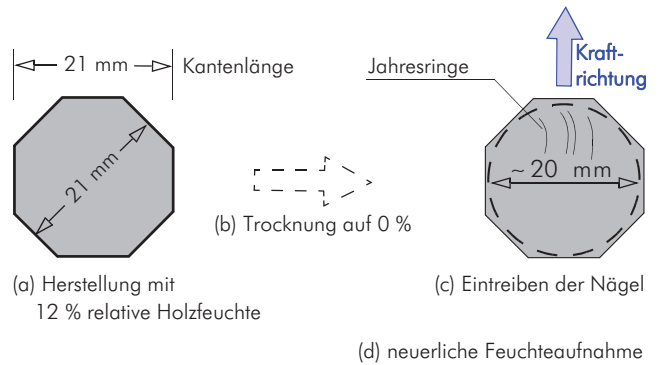


Bild 4C.8 Herstellung und Einbau der Holznägel.

Fig. 4C.8 Manufacturing and assembly of the timber pegs.

4C.3.2 Prüfungskonfiguration und -durchführung

Die Durchführung der Prüfungen erfolgte in Anlehnung an die ÖNORM EN 26 891 (1991) verformungsgesteuert mit einer Geschwindigkeit von 2 mm/min. Die Last wurde zunächst auf 40 % der abgeschätzten Bruchlast (F_{est}) erhöht und dort 30 Sekunden lang gehalten. Anschließend wurde die Prüflast auf 10 % von F_{est} abgesenkt, ebenfalls 30 Sekunden gehalten und im Anschluss bis zum Versagen der Holznägel gesteigert.

Alle Prüfungen wurden in der Universalprüfmaschine lignum_uni_275 (hergestellt von der ZWICK GMBH & CO.KG) an der Technischen Universität Graz durchgeführt (siehe Bild 4C.9 und Bild 4C.10). Zur Ermittlung der lokalen Verschiebungen wurden insgesamt vier Wegaufnehmer (Messbereich 0 – 20 mm, Auflösung 0,01 mm) angebracht. Die Verschiebung u ergibt sich aus dem Mittelwert der Differenzen der vorderen und hinteren Wegaufnehmer (siehe auch Bild 4C.7).

$$\text{Verschiebung } u = \text{Mittelwert } \{(w_1 - w_3) ; (w_2 - w_4)\}$$

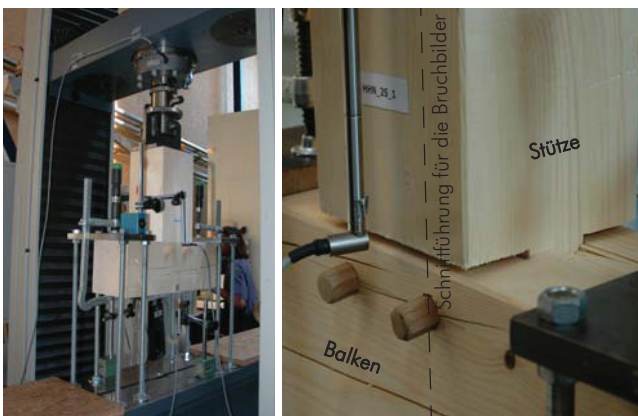


Bild 4C.9 Links: Probekörper in der Prüfmaschine, Rechts: Probekörper mit Zapfen (zweischneittig) bei 7 mm Verschiebung.

Fig. 4C.9 Left: sample in the testing frame, Right: sample with mortice and tenon (double-shear) at 7 mm displacement.

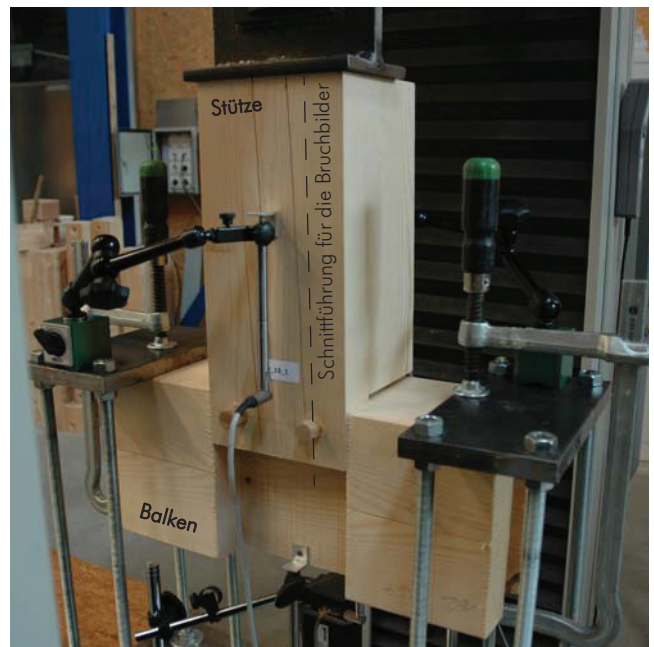


Bild 4C.10 Prüfkörper mit Blatt (einschnittig) bei 5 mm Verschiebung.

Fig. 4C.10 Sample with lap (single-shear) at 5 mm displacement.

4C.3.3 Last-Verformungsdiagramme

Bild 4C.11 zeigt die Last-Verformungsdiagramme aller Prüfungen. Die Diagramme belegen, dass eine Verdoppelung der Schnittigkeit nicht unbedingt zu einer Verdoppelung der übertragbaren Kräfte führt, wie das beispielsweise nach GÖRLACHER U. A. (1999) und ÖNORM B 1995-1-1 (2010) zu erwarten wäre. Mit abnehmendem Anschlusswinkel α nehmen die übertragbaren Kräfte und Federsteifigkeiten zu. Der Vergleich zwischen einschnittig beanspruchten Eichen- und Lärchenholznägeln beziehungsweise zwischen zweischnittig

beanspruchten Eichen- und Lärchenholznägeln zeigt, dass keine signifikanten Tragfähigkeitsunterschiede vorliegen. Die Streuungen sind bei den einschnittig beanspruchten Eichenholznägeln am geringsten. Die größten Streuungen weisen die zweischnittig beanspruchten Lärchenholznägel mit einem Anschlusswinkel von 30° auf. Die Steifigkeiten der Verbindungen mit Weichholznägeln sind geringer als jene mit Hartholznägeln.

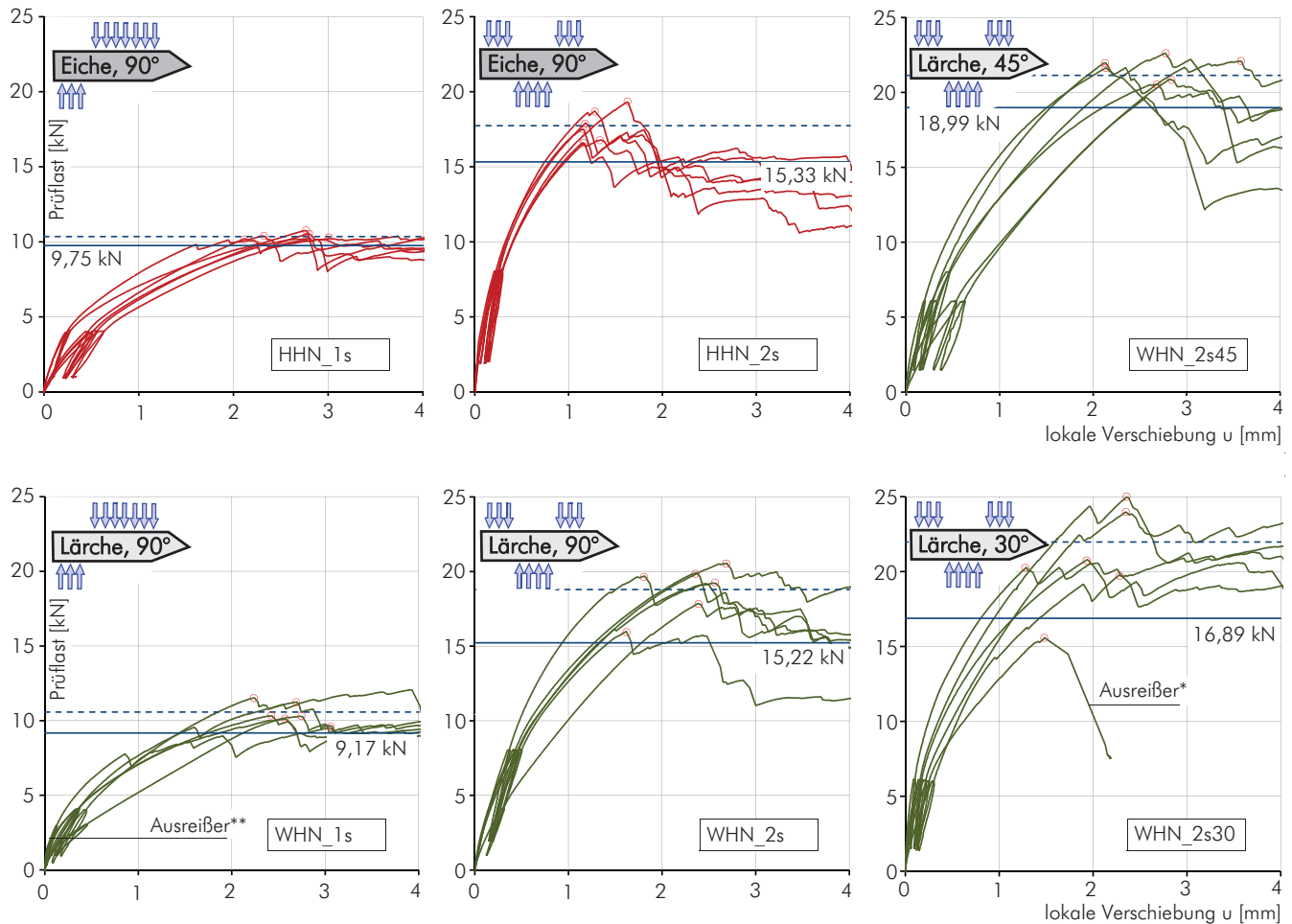


Bild 4C.11 Last-Verformungsdiagramme aller Prüfungen (die Bruchlasten sind mit roten Kreisen gekennzeichnet, die Mittelwerte der Bruchlasten sind mit blau strichlierten Linien, die 5 %-Fraktilwerte der Bruchlasten mit blauen Linien eingetragen).

Fig. 4C.11 Load-displacement curves of all tests (the failure loads are marked with red circles, the mean values of the ultimate loads are marked with blue dashed lines, the 5 %-fractile values of the ultimate loads are marked with blue lines).

*... Dieser Ausreißer (Tragfähigkeit) ist mit einem im Bereich der Nagelachse vorhandenen Schwindriss zu begründen.

** ... Ausreißer bezüglich des Steifigkeitsverhaltens (Äste)

Die Last-Verformungsdiagramme können schematisch in zum Teil gleitend ineinander übergehende Bereiche unterteilt werden. Diese traten je nach Prüferserie unterschiedlich stark ausgeprägt auf.

- Bereich 1: lineares Verformungsverhalten

Bis zum Erreichen der etwa halben Bruchlast liegt ein annähernd lineares (aber nicht linear-elastisches) Verformungsverhalten vor. Wie in ÖNORM EN 26 891 (1991) gefordert, wurde zwischen $0,1$ bis $0,4 \cdot F_{\text{Est}}$ jeweils eine Entlastung und Wiederbelastung durchgeführt. Es zeigt sich, dass die Wiederbelastungssteifigkeit („II. Ast“) in allen Fällen deutlich höher

ist, als jene der Erstbelastung („I. Ast“, unelastisch). Diese Steifigkeitserhöhung kann mit lokal hohen Querdruckpressungen im Holznagel und den umgebenden Konstruktionshölzern sowie dem irreversiblen Kollabieren von Zellen infolge lokalem Querdruck begründet werden.

- Bereich 2: Proportionalitätsgrenze und Versagen

In diesem Bereich flachen die Last-Verformungskurven allmählich ab. Danach wird das Versagen oder ein erstes Lastmaximum durch einen plötzlichen Lastabfall eingeleitet. Nach EHLBECK U. HÄTTICH (1988) kann davon ausgegangen werden, dass zuerst ein Biegeanbruch des Holznagels auftritt. Aufgrund der hier mit $1,5 \cdot d$ sehr gering gewählten Holznagel-Randabstände im Balken (siehe Bild 4C.7) kam es in einigen Fällen zu einem Initialversagen infolge Querschnittsbruch im Fugenbereich des Balkens. Aufgrund der be-

schränkten Einsehbarkeit des Fugenbereichs während der Prüfung konnte diese Erkenntnis erst an nachträglich aufgetrennten Prüfkörpern gewonnen werden. Auf jeden Fall kommt es nach einem Lastmaximum zu lokalen Lastumlagerungen. Solange die Lochleibungsfestigkeit noch nicht voll ausgenützt ist, kann die Prüflast weiter gesteigert werden. Der Holznagel wirkt solange als „Zugband“ (infolge Haftreibung im Bohrloch verankert), solange die Lochleibung und der Holznagel (infolge neuerlicher Biegebrüche) nicht versagen.

- Bereich 3: Nachbruchverhalten
Das Nachbruchverhalten ist gutmütig. Das heißt, dass auch nach einem wesentlichen Abfall der Prüflast eine vergleichsweise hohe Resttragfähigkeit vorliegt. Aufgrund der Anordnung der Widerlager in einem Abstand von nur 10 cm (siehe Bild 4C.7) zu den Stützen ist das Nachbruchverhalten bei großen Verschiebungen nicht realitätsnahe. Daher werden in Bild 4C.11 nur lokale Verformungen bis 4 mm dargestellt.

4C.3.4 Versagensmechanismen

Nach der Durchführung der Prüfungen wurde jeweils ein Nagel mittig durchgesägt und am zweiten Nagel die Rohdichte und Holzfeuchte bestimmt. Typische Schnittbilder für den Fall des Biegeversagens des Nagels sind in Bild 4C.12 dargestellt.

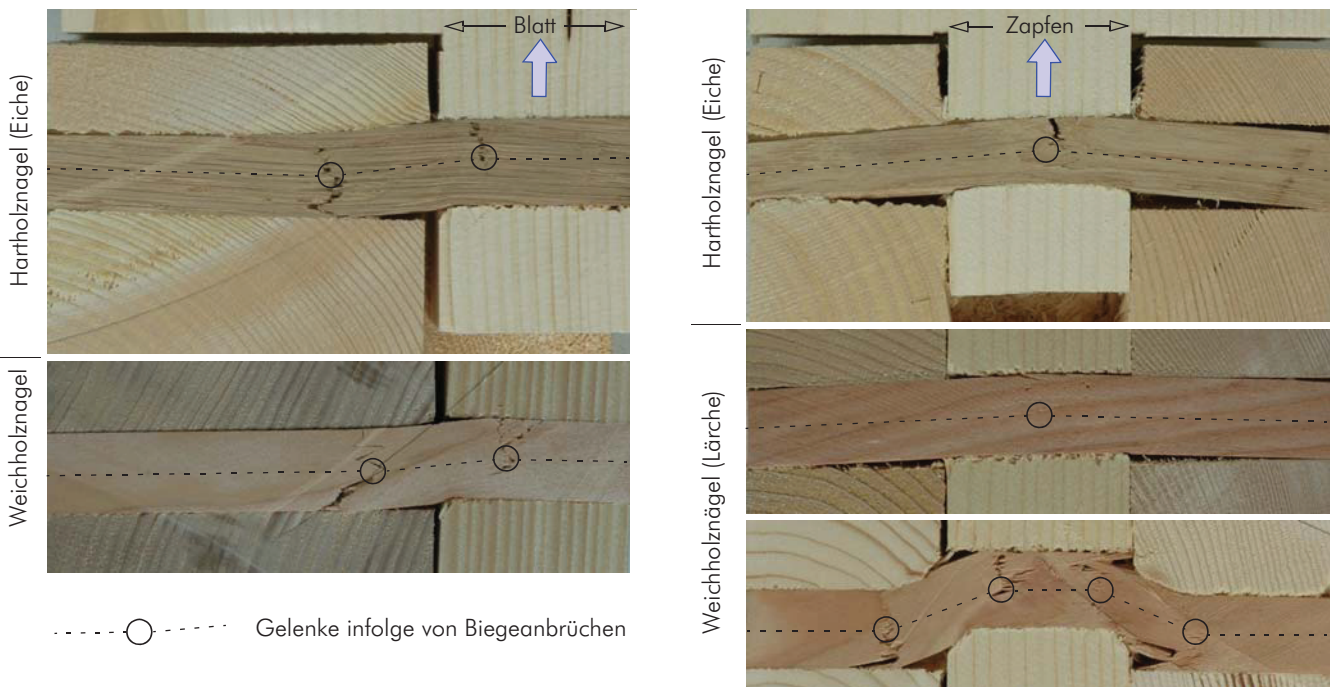


Bild 4C.12 Typische Bruchbilder der Holznägel (Schnittführung gemäß Bild 4C.9), Links: einschnittig, Rechts: zweischnittig.
Fig. 4C.12 Typical cracks of the timber pegs (cut see picture 4.10), Left: single shear, Right: double shear.

Bei den einschnittigen Holznagelverbindungen traten immer zwei Biegebrüche je Nagel auf. Die Seitenholzdicken sind demnach so gewählt, dass die maximale Tragfähigkeit des Holznagels mobilisiert werden kann. Im Gegensatz dazu traten bei den zweischnittigen Verbindungen nur in zwei Fällen vier Biegebrüche je Nagel auf. Die Seitenholzdicken sind demnach nicht ausreichend, die Holznägel können nicht ihre maximale Tragfähigkeit mobilisieren. Damit ist der in Bild 4C.11 ablesbare Effekt bewiesen, dass eine Verdoppelung der Schnittigkeit nicht zu einer Verdoppelung der Bruchlast führt.

An den ausgebauten Weichholznägeln wurde beobachtet, dass zum Teil erhebliche lokale Eindrückungen – insbesondere im Bereich des Frühholzes – vorlagen, siehe Bild 4C.13. Die Nägel aus Eichenholz wiesen keine derartigen Eindrückungen auf.

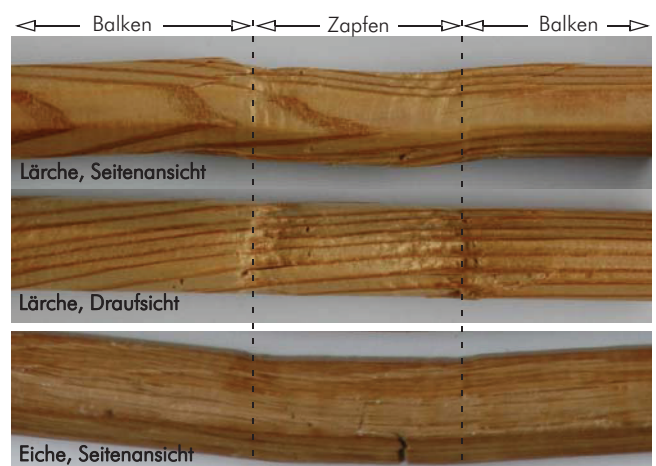


Bild 4C.13 Lokal verformte, zweischnittig beanspruchte Holznägel.
Fig. 4C.13 Locally deformed double shear pegs.

4C.3.5 Bruchlasten

Die Bestimmung der in Tab. 4C.2 angegebenen charakteristischen Bruchlasten erfolgte gemäß ÖNORM EN 14358 (2007). Aufgrund der geringen Prüfkörperanzahl ergibt sich eine konservative Bestimmung der 5 %-Fraktilewerte.

Die Tragfähigkeiten der einschneitig beanspruchten Eichen- und Lärchenholznägel beziehungsweise der zweischnitig beanspruchten Eichen- und Lärchenholznägel unterscheiden sich nicht signifikant. Weiterhin siehe auch Kapitel 4C.3.3.

Tab. 4C.2 Bruchlasten der Prüfungen und charakteristische Tragfähigkeiten gemäß Literatur (in blau) je Scherfläche (in den Spalten „ Δ “ werden die Abweichungen zu F_{Rk} in [%] angegeben).

Kurzbezeichnung (HartHolzNagel beziehungsweise WeichHolzNagel)	Rohdichte der Nägel [kg/m ³]	Bruchlast F_{Rk} 5 %-Fraktile [kN]	Bruchlast F_{Rm} Mittelwert [kN]	Variations- koeffizient [%]	F_{Rk} nach GÖRLACHER U. A. (1999)		F_{Rk} nach ÖNORM B 1995- 1-1 (2010)		F_{Rk} nach BLASS U. A. (1999) $\delta = \min(t_1/t_{1,req}$ bzw. $t_2/t_{2,req}$ bzw. 1)			
					[kN]	Δ [%]	[kN]	Δ [%]	[kN]	Δ [%]	$F_{Rk,max}$	δ [-]
HHN_1s	670	4,88	5,18	3	4,25	13	4,19	14	4,04	17	4,04	1
HHN_2s	680	3,83	4,43	6	4,31	-13	4,19	-9	2,72	29	4,13	0,66
WHN_1s	570	4,59	5,29	6	3,62	21	4,19	9	3,92	15	3,92	1
WHN_2s	650	3,81	4,70	9	4,12	-8	4,19	-10	2,53	33	4,08	0,62
WHN_2s45	630	4,75	5,28	5	4,00	16	4,19	12	3,47	27	4,58	0,76
WHN_2s30	630	4,22	5,49	11	4,00	5	4,19	1	4,48	-6	5,03	0,89

4C.3.6 Steifigkeiten

Die Steifigkeiten der Tab. 4C.3 wurden gemäß ÖNORM EN 26 891 (1991) mit den Mittelwerten aus den lokalen Wegmessungen zwischen 0,1 und 0,4 · F_{est} ermittelt, hierzu siehe auch Bild 4C.2 und Bild 4C.7. Die Steifigkeiten bei Wiederbelastung sind im Mittel um 56 % höher als jene bei Erstbelastung.

Die Tab. 4C.3 zeigt, dass die mit Hartholznägeln abgangelten Verbindungen höhere Steifigkeiten aufweisen. Bei den einschneitig beanspruchten Holznägeln betragen die Steifigkeitsunterschiede 6 % bis 17 %, bei den zweischnitig beanspruchten Holznägeln dagegen 62 % bis 72 %. Nach der Auffassung des Verfassers sind für diese Unterschiede insbesondere lokale Deformationen des Holznagels (siehe Bild 4C.13) verantwortlich, die bei den zweischnitigen Verbindungen besonders ausgeprägt auftraten.

Weiterhin fällt auf, dass die Steifigkeiten signifikant vom Anschlusswinkel α abhängen. Bei einem Anschlusswinkel von 90° werden deutlich geringere Steifigkeiten als bei 30° erzielt. Dieser Effekt ist mit den Steifigkeitsunterschieden zwischen rechtwinklig oder schräg zur Faser beanspruchter Lochleibung zu begründen.

Tab. 4C.3 Steifigkeiten (Mittelwerte) aus den Prüfungen, je Scherfläche.

Kurzbezeichnung (HartHolzNagel / WeichHolzNagel)	Steifigkeit C_I [kN/mm]	Variations- koeffizient [%]	Steifigkeit C_{II} [kN/mm]	Variations- koeffizient [%]
HHN_2s	6,68	13	10,18	20
WHN_1s	4,33	18	5,60	23
WHN_2s	4,12	15	5,78	15
WHN_2s45	4,09	38	6,86	33
WHN_2s30	7,48	40	12,52	39

4C.4 Bemessung und Modellbildung

4C.4.1 Tragfähigkeiten

In Tab. 4C.2 werden in blau die Ergebnisse der in Kapitel 4C.2 vorgestellten Ingenieurmodelle zur Ermittlung der Tragfähigkeit angegeben. Für das Ingenieurmodell von BLASS U. A. (1999) ist im Unterschied zu den Modellen nach GÖRLACHER U. A. (1999) sowie der ÖNORM B 1995-1-1 (2010) zudem die Angabe der Biegefestigkeit der Holznägel sowie die charakteristische Rohdichte der Nägel und Konstruktionshölzer erforderlich. In Anlehnung an BLASS U. A. (1999) wurde die charakteristische Biegefestigkeit der Eichenholznägel mit 61 N/mm^2 , jene der Lärchenholznägel in Anlehnung an die DIN 68 364 (2003) mit 64 N/mm^2 abgeschätzt. Die charakteristischen Rohdichten wurden in Analogie zur ÖNORM EN 338 (2009) aus den Mittelwerten der Rohdichten nach Tab. 4C.1 dividiert durch 1,2 ermittelt.

Die Tab. 4C.2 zeigt, dass die charakteristischen Bruchlasten in den meisten Fällen unterschätzt werden und die Ergebnisse der Ingenieurmodelle somit auf der sicheren Seite liegen. Im Fall der Prüfserien HHN_2s und WHN_2s mit zweischnitig beanspruchten Holznägeln überschätzen die Modelle von GÖRLACHER U. A. (1999) und der ÖNORM B 1995-1-1 (2010) jedoch die charakteristische Bruchlast um 8 bis 13 %. Das kann damit begründet werden, dass in diesen Modellen die Dicken der Seitenhölzer unberücksichtigt bleiben. Durch die in HHN_2s und WHN_2s zu dünn gewählten Seitenhölzer konnten sich nur in Einzelfällen vier Biegebrü-

che je Nagel einstellen. Neben den mit $1,5 \cdot d$ sehr gering gewählten Holznagel-Randabständen im Balken, begründet das die vergleichsweise geringe Tragfähigkeit dieser Prüfserien.

Das von BLASS U. A. (1999) vorgeschlagene Modell zur Ermittlung der Tragfähigkeit berücksichtigt folgende Einflüsse:

- Durchmesser, Rohdichte und Biegefestigkeit des Holznagels
- Rohdichten und Dicken der Seitenhölzer (Abminderung von $F_{Rk,max}$ mit δ , siehe Tab. 4C.2)
- Anschlusswinkel α der Verbindung

Gemäß Tab. 4C.2 unterschätzt dieses Modell alle charakteristischen Bruchlasten mit Ausnahme jener der Prüfserie WHN_2s30. Die vorliegende Überschätzung der Bruchlast um 6 % ist jedoch nicht relevant, da in dieser Prüfserie ein Ausreißer vorliegt und somit der charakteristische Wert der Bruchlast besonders konservativ bestimmt werden musste. Zudem streuten die restlichen Prüfwerte in dieser Serie ungewöhnlich stark.

Das Ingenieurmodell von BLASS U. A. (1999) liefert somit im vorliegenden Fall immer konservative Ergebnisse. Für den Fall, dass eine Abminderung von $F_{Rk,max}$ mit δ erforderlich ist, ergeben sich Unterschätzungen der charakteristischen Bruchlasten von bis zu 33 %.

4C.4.2 Steifigkeiten und Modellbildung

Realitätsnahe baustatische Analysen historischer Holzbauten erfordern häufig die Berücksichtigung des Verformungsverhaltens der Verbindungen. Das kann in Stabmodellen durch die geeignete Anordnung von Wegfedern berücksichtigt werden. Dabei ist die exakte Größe der Steifigkeiten von untergeordneter Bedeutung, vielmehr sollte ihre Größenordnung berücksichtigt werden (vgl. GÖRLACHER U. A. (1999), MEISEL U. A. (2013A), KÖCK (2011), KOCH (2011)).

Da davon auszugehen ist, dass die Verbindungen in historischen Tragwerken bereits zahlreiche Lastzyklen durchlaufen haben, erscheint die Verwendung der Wiederbelastungssteifigkeit C_{II} für die Modellbildung im Zuge der baustatischen Analyse angebracht (vgl. KÖCK (2011)).

In Tab. 4C.3 werden die Steifigkeiten bei Erst- und Wiederbelastung angegeben. Nach GÖRLACHER U. A. (1999) wäre für die vorliegenden Prüfkörper (siehe Tab. 4C.1) eine Erstbelastungssteifigkeit von rund 2 kN/mm je Scherfläche zu erwarten. Nach BLASS U. A. (1999) wäre dagegen mit einer Erstbelastungssteifigkeit von rund $4,6 \text{ kN/mm}$ je Scherfläche bei Beanspruchung in Faserrichtung zu rechnen. Für eine Beanspruchung quer zur Faser sind nach EHLBECK U. HÄTTICH (1988) um etwa 20 % geringere Steifigkeiten zu erwarten. Demnach würde die Steifigkeit rund $3,7 \text{ kN/mm}$ betragen. Dieser Wert ist um 10 % bis 40 % geringer, als die in der Tab. 4C.3 angegebenen Werte. Der Verfasser kann sich diese Unterschiede nur mit der herstellungsbedingt (siehe Bild 4C.8) außergewöhnlich guten Passung der Holznägel in den vorliegenden Prüfungen erklären. Da keine Prüfungen mit „herkömmlich“ eingebrachten Holznägeln zum Ver-

gleich durchgeführt wurden, können aus den Prüfungen keine Ingenieurmodelle für das Verformungsverhalten historischer Holznagelverbindungen abgeleitet werden.

Zukünftige Ingenieurmodelle zur Ermittlung des Verformungsverhaltens sollten mindestens folgende Einflüsse berücksichtigen:

- Durchmesser und Holzart (Hartholz oder Weichholz) des Holznagels
- Unterscheidung von Erst- und Wiederbelastung
- Anschlusswinkel α der Verbindung
- Rohdichten der Seitenhölzer

4C.5 Zusammenfassung

In zimmermannsmäßigen Holzverbindungen dient der Holznagel zumeist zur Lagesicherung der verbundenen Bauteile und zur Übertragung von Zugkräften rechtwinklig zur Nagellängsrichtung. Im letzten Fall kann er als stiftförmiges, auf Abscheren beanspruchtes Verbindungsmittel betrachtet werden. Die Bohrlochwandung wird auf Lochleibung beansprucht.

In der Literatur liegen umfangreiche Untersuchungen an Hartholznägeln vor. Im Raum Graz wurden jedoch zahlreiche Dachwerke mit Nägeln aus Weichholz – insbesondere aus Lärche und Kiefer – nachgewiesen. In diesem Kapitel wurden im Anschluss an umfangreiche Literaturauswertungen 36 Bauteilprüfungen an Verbindungen mit Nägeln aus Hart- und Weichholz dokumentiert und ausgewertet. Es zeigte sich, dass zwischen gleichartigen Verbindungen, die mit unterschiedlichen Holznägeln (Eiche / Lärche) abgenagelt wurden, keine signifikanten Tragfähigkeitsunterschiede vorliegen. Die Steifigkeiten der Weichholznägel sind allerdings zum Teil deutlich geringer als jene der Hartholznägel. Das kann mit ausgeprägten lokalen Eindrückungen in den Weichholznägeln begründet werden. Weichholznägel weisen eine größere Zähigkeit als Hartholznägel auf. Generell besitzen Holznagelverbindungen ein gutmütiges Nachbruchverhalten.

Der Einbau der Holznägel wurde so durchgeführt, dass diese zuerst darretrocknet und danach in ein geringfügig zu kleines Bohrloch eingetrieben wurden. Verbunden mit dem darauf folgenden Quellen der Nägel wurde ein hervorragender Passsitz erreicht. Die hier ermittelten Steifigkeiten liegen daher zum Teil deutlich über den stark streuenden Angaben der Literatur.

Mit dem von BLASS U. A. (1999) vorgeschlagenen Modell zur Ermittlung der Tragfähigkeit können die ermittelten charakteristischen Bruchlasten zuverlässig bestimmt werden. Im Fall von geringen Seitenholzdicken liefert das Modell besonders konservative Ergebnisse. Im Gegensatz dazu überschätzten die Ingenieurmodelle der ÖNORM B 1995-1-1 (2010) und nach GÖRLACHER U. A. (1999) die Bruchlasten von Prüfungen mit geringen Seitenholzdicken. Das Modell von BLASS U. A. (1999) kann auch für die Ermittlung der Tragfähigkeit von Weichholznägeln empfohlen werden. Für die Ermittlung der Biegefestigkeit der Nägel sind auch Messungen des dynamischen Elastizitätsmoduls denkbar.

Bislang liegt kein Ingenieurmodell vor, mit dem die Steifigkeiten von Hart- und Weichholznägeln beschrieben werden können. Zudem wurden bis heute keine Unterscheidungen in Erst- und Wiederbelastung vorgenommen.

Die Prüfungen ergaben zudem, dass die Einhaltung der in die ÖNORM B 1995-1-1 (2010) geforderten Randabstände von $2 \cdot d$ sinnvoll ist, um ein frühzeitiges Querzugversagen im Bereich der Lochleibungen zu vermeiden.

Für „übliche“ Weichholznageldurchmesser und Seitenholzdicken schlägt der Verfasser vor, für erste Abschätzungen von folgenden Faustwerten auszugehen:

$$R_k \approx 4 \text{ kN je Scherfläche}$$

$$C_1 \approx 3 \text{ kN/mm je Scherfläche}$$

4C.6 Ausblick

Holznägel werden heute beispielsweise bei der Instandsetzung von Fachwerkbauten eingesetzt. Darüber hinaus rechtfertigen viele positiven Eigenschaften im Vergleich zu metallischen Verbindungsmitteln die Verwendung von Holznägeln in neuen Holztragwerken. In Anlehnung an LISSNER, RUG U. A. (2000 S. 370) und ERLER (2002) können folgende Vorteile genannt werden:

- gutmütiges Bruchverhalten
- guter Brandschutz
- Gleichartigkeit des Materials: gleiches hygroskopisches Verhalten wie die zu verbindenden Konstruktionshölzer (vgl. KESSEL U. AUGUSTIN (1990 S. 246), Vermeidung von Kondensatbildung)
- elektrisch nicht leitend, daher ideal für z. B. Sende- und Funkmasten
- annähernd korrosionsfrei unter chemisch-aggressiven Umgebungsbedingungen (z. B. Salzlager) und
- nicht zuletzt das Erscheinungsbild

Diese positiven Eigenschaften und die bislang lückenhaften Literaturangaben begründen die Notwendigkeit, die Tragfähigkeit und das Verformungsverhalten von Holznägeln weiter zu erforschen. Umfangreiche Prüfungen zwecks Ableitung eines Ingenieurmodells für die Steifigkeiten sind wünschenswert. Darüber hinaus sollten Untersuchungen zu einer möglichen Gruppenwirkung (n_{ef}) durchgeführt werden. Liegen große Klaffungen zwischen den mit Holznägeln verbundenen Konstruktionshölzern vor – wie das bei Dippelbaumdecken häufig der Fall ist – sind die Tragfähigkeiten und Steifigkeiten abzumindern. In PLATZER (2014) wurden hierzu erste Prüfungen durchgeführt.

In HOCHREINER U. A. (2013) wird eine allgemein gültige Vorgehensweise für die Ermittlung der Tragfähigkeit und Steifigkeit stiftförmiger Verbindungsmittel mit Hilfe von Stabwerksprogrammen vorgeschlagen. Es bietet sich an, dieses Konzept mit Adaptionen auch für Holznägel anzuwenden.

KAPITEL 4D

TRAGFÄHIGKEIT UND VERFORMUNGSVERHALTEN VON DRUCKBEANSPRUCHTEN BLATTVERBINDUNGEN

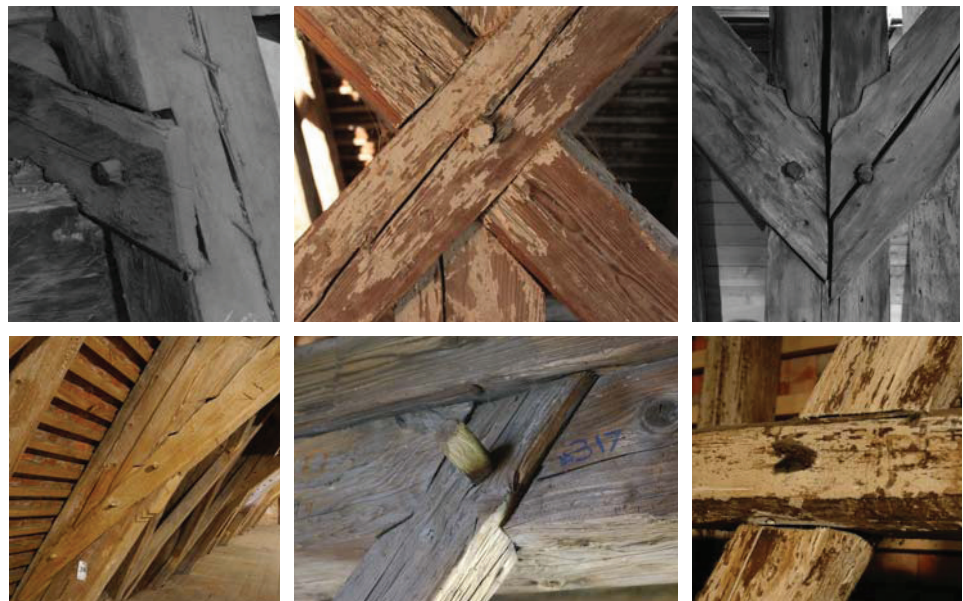


Bild 4D.1 Schwalbenschwanzquerblätter, Hakenblätter und Überblattungen aus historischen Dachwerken.

Fig. 4D.1 Dovetail lap joints, hooked lap joints and halved joints out of historic roof structures.

4D TRAGFÄHIGKEIT UND VERFORMUNGSVERHALTEN VON DRUCKBEANSPRUCHTEN BLATTVERBINDUNGEN

Blätter für Winkel- und Kreuzverbindungen sind wesentliche Bestandteile vieler zimmermannsmäßig errichteter Holztragwerke in Mitteleuropa. Die Anwendung dieser Verbindungen als statisch tragende Anschlüsse nach EN 1995-1-1 bedarf der Kenntnis ihrer Tragfähigkeit und ihres Verformungsverhaltens. In der Normung und Literatur fehlen hierzu Angaben.

In diesem Kapitel wird daher die Tragfähigkeit und das Verformungsverhalten von druckbeanspruchten Blättern (Winkelverbindungen, hier: Weißschwänze und Überblattungen) behandelt. Die Auswertung der Ergebnisse von 92 zerstörenden Prüfungen werden vorgestellt. Sowohl für die Bemessung dieser Verbindungen als auch für die Ermittlung der Federsteifigkeiten werden Berechnungsvorschläge angeführt.

Dieses Kapitel wurde in MEISEL U. A. (2015B) veröffentlicht.

Load-bearing capacity and load-bearing behaviour of lap joints loaded in compression. Angle and cross joints using laps are important connections in many historic roof structures erected by carpenters in Central Europe. The structural usage of these joints demands a knowledge of their load-bearing capacity and behaviour according to EN 1995-1-1. Therefore the codes and literature lack information.

This chapter deals with the load-bearing capacity and behaviour of lap joints (as angle joints, here: dovetail lap joints and halved joints) loaded in compression. Ninety-two tests were performed and analysed. Both proposals for the design and for the determination of the stiffnesses of these joints are given here.

4D.1 Einleitung

4D.1.1 Motivation und Zielsetzung

Die in Bild 4D.2 dargestellten Verbindungen sind in nahezu jedem historischen Dachwerk, aber auch in historischen Fachwerkbauten anzutreffen. Besteht Instandsetzungsbedarf sind je nach Schädigungsgrad entweder globale baustatische Analysen (bestehend aus Modellbildung, Berechnung und Bemessung, z. B. vgl. GÖRLACHER U. A. (1999), MEISEL U. A. (2013A)) oder zumindest eine „Wiederherstellung der Knoten Tragfähigkeit“ (vgl. MEISEL U. SCHICKHOFER (2011)) erforderlich.

Basis für die zuverlässige, bestandsschonende und ökonomische Instandsetzung historischer Holztragwerke ist die realitätsnahe Kenntnis der Tragwirkung dieser ungenormten Bauten. Wie zahlreiche Untersuchungen gezeigt haben

(z. B. GÖRLACHER U. A. (1999), KÖCK (2011), MEISEL U. A. (2013A)), ist die Kenntnis der Tragfähigkeit und des Verformungsverhaltens der Verbindungen hierfür unumgänglich. Zimmermannsmäßige Verbindungen sind aber nicht nur im Zuge von Instandsetzungen bestehender Holztragwerke von Interesse. Dank der Entwicklung der CNC-Abbindetechnologie können selbst aufwendige Verbindungsgeometrien heute wieder wirtschaftlich hergestellt werden. Somit bietet sich die Verwendung von Holz-Holz-Verbindungen auch für Neubauten an (Treppenversätze vgl. BLASS U. ENDERS-COMBERG (2012)). Um diese statisch tragend ansetzen zu können, sind wissenschaftlich abgesicherte Angaben zum Trag- und Verformungsverhalten erforderlich.



Bild 4D.2 Links: einseitiges, unverdecktes Schwalbenschwanzquerblatt (Weißschwanz) und Halbkamm (Palais Herberstein in Graz), Mitte: verdecktes Hakenquerblatt (Münster in Ingolstadt), Rechts: schräge Überblattung (Mandellstr. 9 in Graz).

Fig. 4D.2 Left: dovetail lap joint and notched joint (Palais Herberstein in Graz), middle: hooked lap joint (Münster in Ingolstadt), Right: inclined halved joint (Mandellstr. 9 in Graz).

Sowohl die ÖNORM EN 1995-1-1 (2009) und die ÖNORM B 1995-1-1 (2010), als auch die Literatur liefern nur unzureichende Informationen zur Bemessung und zu den Steifigkeiten zimmermannsmäßiger Verbindungen. Ziel dieses Kapitels ist es daher, das Trag- und Verformungsverhalten von druckbeanspruchten schrägen Blattverbindungen und Überblattungen zu ermitteln. Hierfür wurden 92 zerstörende Prüfungen (exklusive Tastprüfungen) an Prüfkörpern in Bauteilgröße aus Fichtenholz durchgeführt.

4D.1.2 Stand der Wissenschaft

Blätter als Winkelverbindungen wurden wissenschaftlich erstmals in STAUDACHER (1936 S. 79) untersucht. Er stellte fest, dass sie im Wesentlichen nur Druckkräfte übertragen können. Für die Aufnahme von Zugkräften seien sie ungeeignet. NILL (1990) wies darauf hin, dass Blattverbindungen für die Fügung der Kopfbänder und Streben von Fachwerkbauten 1568 von der ersten Württembergischen Bauordnung verboten wurden. Als Grund hierfür kann anhand seiner Ausführungen die vergleichsweise geringe Tragfähigkeit für Drucknormalkräfte verbunden mit daraus resultierenden statisch-konstruktiven Schwächen angenommen werden. In Dachwerken wurden Blattverbindungen bis ins 19. Jh. trotzdem häufig verwendet.

Insbesondere im Zuge des Sonderforschungsbereiches 315 *Erhalten historisch bedeutsamer Bauten* wurde das Wissen über zimmermannsmäßige Verbindungen erweitert (z. B. vgl. BLASS U. A. (1996), EHLBECK U. HÄTTICH (1986), GÖRLACHER U. A. (1999)). GÖRLACHER U. A. (1990) führten auf Basis der Untersuchungen in HEIMESHOF U. KÖHLER (1989) 82 Prüfungen an zugbeanspruchten Blattverbindungen unterschiedlicher Form (ein- und zweiseitige Schwalbenschwänze sowie Hakenblätter mit Anschlusswinkel von 45° und 90°) durch. Sie kamen unter anderem zum Ergebnis, dass sich Schwalbenschwanzblätter nicht für die Aufnahme dauerhaft wirkender Zugkräfte eignen.

KÖCK (2011) und KÖCK U. HOLZER (2011) führten FE-Analysen und elf Prüfungen an Überblattungen mit Kerben mit einem Anschlusswinkel von 45° durch und bestimmte unter anderem deren Federsteifigkeiten.

In Stabmodellen werden zimmermannsmäßige Verbindungen in der Regel als Gelenke angesetzt (vgl. BLASS U. A. (1996), MEISEL U. A. (2013A)). Allerdings existieren Verbindungen, die eine (Teil-)Einspannung der betreffenden Stäbe bewirken können. Schräge Blattverbindungen mit großen Blattlängen zählen zu diesen Verbindungen (siehe Bild 4D.2 Mitte). Untersuchungen hierzu sind in DRDÁČKÝ U. A. (1999) und FEIO (2005) durchgeführt worden. Weitere wissenschaftliche Beiträge zum Trag- und/oder Verformungsverhalten von schrägen Blättern sind dem Verfasser nicht bekannt.

4D.1.3 Trag- und Verformungsverhalten und ihre Einflussgrößen

Zimmermannsmäßige Verbindungen übertragen Druck- und Zugkräfte über Kontaktdruck und Reibung. Aufgrund der Verbindungsgeometrien, der Verwendung von Holznägeln und der Anisotropie von Holz zeigen sie ausgeprägt nichtlineare Arbeitslinien. Beispielsweise werden Zugnormalkräfte in der in Bild 4D.3 dargestellten Verbindung über den Holznagel und die rot strichlierten Kontaktflächen über-

tragen. Drucknormalkräfte werden über den Holznagel und die blau strichlierten Kontaktflächen übertragen. Die Tragfähigkeit und das Verformungsverhalten werden von folgenden Einflüssen bestimmt (vgl. EHLBECK U. HÄTTICH 1986)):

- Material: Holzart, Rohdichte, lokale Inhomogenitäten, Schädigungen infolge von Pilzen und/oder Insekten
- Herstellung: Qualität der Bearbeitung, Holzfeuchte beim Einbau, verwendeter Querschnittstyp
- Beanspruchung bzw. Beanspruchungsgeschichte: dauernd, kurzzeitig, außerplanmäßig

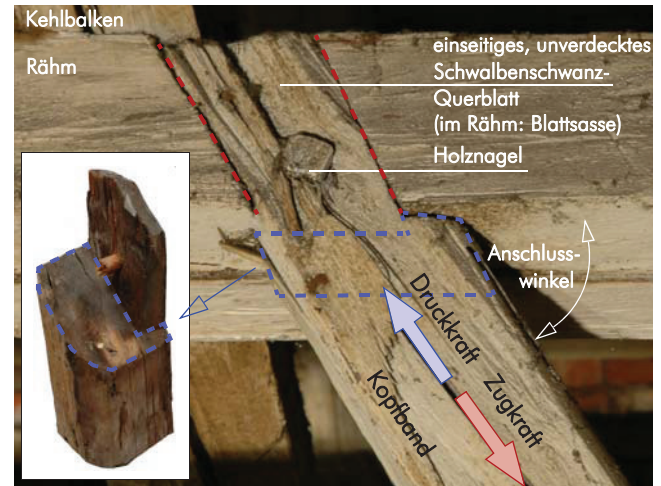


Bild 4D.3 Weißschwanz in einem Dachwerk.

Fig. 4D.3 Dovetail lap joint in a roof structure.

4D.1.4 konstruktive Ausbildung

Die hier behandelten Winkel- und Kreuzverbindungen treten je nach Region und Bauwerksalter in zahlreichen Variationen auf (z. B. vgl. GERNER (1992)). Häufige Variationen von Blättern sind beispielsweise konisch verjüngende Blätter, verdeckte und unverdeckte Ausführungen (bei letzteren durchtrennt die Blattsasse die komplette Ansichtfläche, siehe Bild 4D.4) sowie unterschiedliche Haken- und Blatt-Endenausbildungen (siehe Bild 4D.2).

Im Raum Graz treten folgende Verbindungsabmessungen besonders häufig auf (Min. – Mittelwert – Max.):

- Dicke der Blätter: $t_B = 2 - 5 - 8$ cm
- Kerbe: $t_K = 0 - 4 - 6$ cm
- Konizität der Blätter (Verjüngung der Blattstärke t_B Richtung Ende): $0 - 1 - 3$ cm
- Lagesicherung der Blätter zumeist mit Holznägeln aus Eiche, seltener aus Lärche oder Kiefer gefertigt, Durchmesser: $d = 17 - 21 - 32$ mm



Bild 4D.4 Einseitige Schwalbenschwanz-Querblätter (Weißschwänze), Links: verdeckt, Rechts: unverdeckt.

Fig. 4D.4 Different kinds of dovetail lap joints.

4D.2 Prüfungen im Labor

4D.2.1 Prüfkörper und -umfang

Die Abmessungen der Querschnitte und Verbindungen wurden so gewählt, dass sie soweit möglich den im Raum Graz üblichen Dimensionen entsprechen (siehe Bild 4D.5). Da Anschlusswinkel α in der Größenordnung von 30° , 45° und 60° besonders häufig auftreten, wurden Prüfkörper mit diesen Winkeln hergestellt. Die Anzahl der Prüfkörper der in Tab. 4D.1 angeführten Prüfserien ergibt sich aus dem Ziel, statistisch möglichst abgesicherte charakteristische Bruchlasten und Mittelwerte der Steifigkeiten für diese Verbindungen angeben zu können.

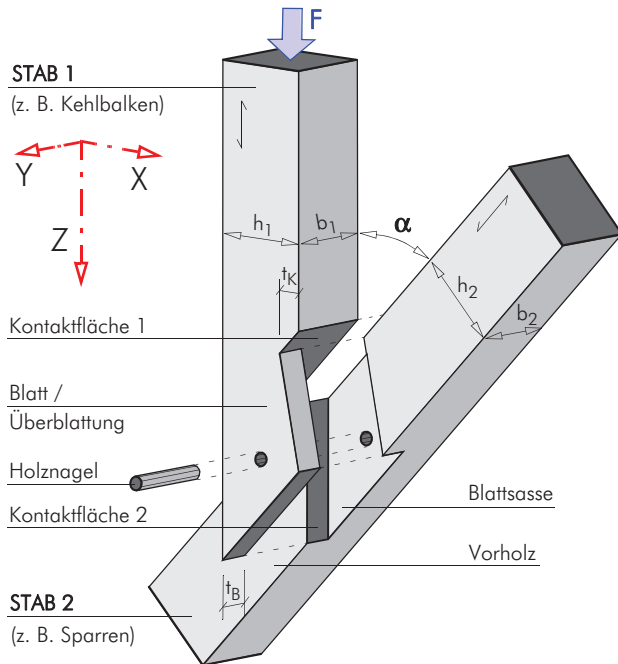


Bild 4D.5 Explosionszeichnung der geprüften Weißschwänze (Überblattungen siehe Text): Querschnitts- und Verbindungsabmessungen sowie Bezeichnungen.

Fig. 4D.5 Explosion drawing of the tested dovetail lap joints (halved joints see text): cross section and joints dimensions including notations.

Tab. 4D.1 Prüfungsumfang und Bezeichnungen.

Verbindung / Prüfserienbezeichnung	Anschlusswinkel α		
	30°	45°	60°
Weißschwanz			
W[α°][kg/m ³]-Nr.	9	9	9
Weißschwanz mit Holznagel			
W[α°][kg/m ³]-Nr.-HN	9	9	8
Weißschwanz mit Teflon in den Kontaktflächen			
W[α°][kg/m ³]-Nr.-T	1	1	1
Überblattung			
UE[α°][kg/m ³]-Nr.	9	-	9
Überblattung mit Holznagel			
UE[α°][kg/m ³]-Nr.-HN	9	-	9
Gesamtsumme	92 Prüfkörper		

Die Prüfkörper wurden aus neuem, heimischen Fichtenholz der Festigkeitsklasse C24 hergestellt. Die Hölzer wurden schonend auf eine Holzgleichsfeuchtigkeit von $u = 11,8 - 12,5\%$ im Mittelwert (Extremwerte: $10,3 - 13,4\%$) getrocknet und gehobelt. Um den Einfluss der Rohdichte zu erfassen, wurden vorab drei Rohdichtegruppen mit 400 ± 20 kg/m³, 450 ± 20 kg/m³, und 500 ± 20 kg/m³ festgelegt. Das ergab eine Summe von neun Prüfkörpern pro Serie. Der Abbund erfolgte, soweit möglich passgenau mit Tischkreissäge und Fräse. Herstellungsbedingte Verbindungsklaffungen im Bereich von bis zu 2 mm waren unvermeidbar.

$b_1 = 14$ cm... Breite Stab 1
 $h_1 = 16$ cm... Höhe Stab 1

$b_2 = 14$ cm... Breite Stab 2
 $h_2 = 16$ cm... Höhe Stab 2

Weißschwanz

$t_B = 5$ cm... Einschnitttiefe Blatt

$t_K = 4$ cm... Einschnitttiefe Kerbe (horizontal gemessen)

Überblattung

$t_B = 7$ cm... Einschnitttiefe Blatt

$t_K = 0$ cm... Einschnitttiefe Kerbe

$\alpha = 30^\circ - 45^\circ - 60^\circ$... Anschlusswinkel

$d = 22$ mm Seitenlänge Holznagel (achteckig), aus Lärche in Bohrung $\varnothing = 22$ mm

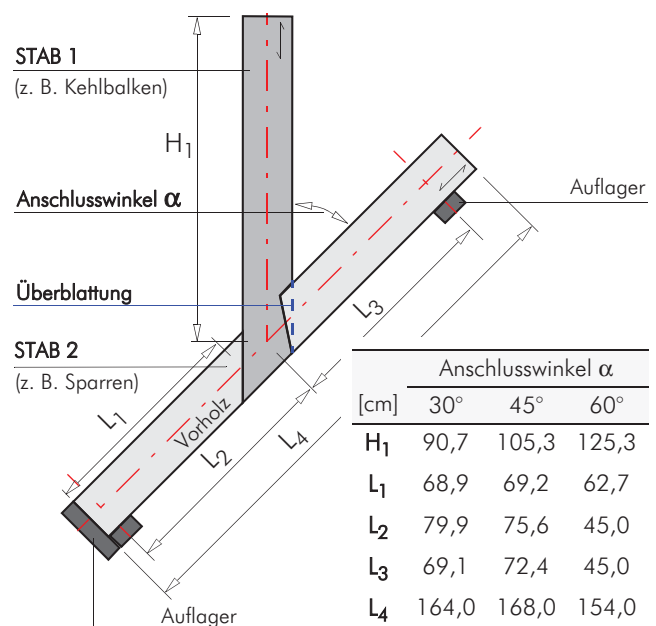


Bild 4D.6 Weißschwänze und Überblattungen: Geometrie.

Fig. 4D.6 Dovetail lap and halved joints: geometry.

4D.2.2 Prüfungskonfiguration und -durchführung

Die Durchführung der Prüfungen erfolgte in Anlehnung an die ÖNORM EN 26 891 (1991). Die Prüfungen wurden weggesteuert mit einer Geschwindigkeit von 2 mm/min durchgeführt, wobei die Geschwindigkeit so angepasst wurde, dass die Prüfzeit bis zum Bruch bei etwa 600 Sekunden lag. Die Last wurde zunächst auf 40 % der abgeschätzten Bruchlast (F_{est}) gesteigert und dort 30 Sekunden gehalten. Anschließend wurde die Prüflast auf $0,1 \cdot F_{est}$ abgesenkt, ebenfalls 30 Sekunden gehalten und im Anschluss bis zum Versagen der Verbindung gesteigert.

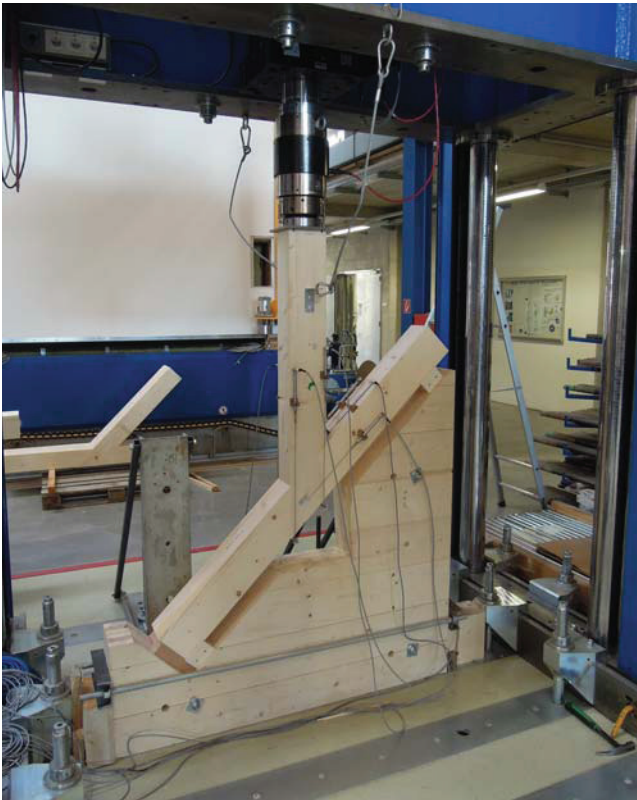


Bild 4D.7 Prüfkörper W45_450-2 im Prüfgerüst.
Fig. 4D.7 Sample W45_450-2 in the testing frame.

Alle Prüfungen wurden in einem auf 1 MN dimensionierten Prüfgerüst (siehe Bild 4D.7) des Labors für konstruktiven Ingenieurbau am Bautechnikzentrum der TU Graz durchgeführt. Die Lasten wurden poltreu eingeleitet, das heißt der Stab 1 wurde am Lasteinleitungspunkt horizontal unverschieblich gehalten. Die Auflagerung der Prüfkörper erfolgte auf Brettsperrholzelementen.

Anhand der Tastprüfungen und Untersuchungen an anderen zimmermannsmäßigen Verbindungen (vgl. KOCH (2011)) war bekannt, dass relevante Nachgiebigkeiten nicht nur in Krafrichtung (Stab 1) sondern auch quer dazu (Achse Stab 2) zu erwarten sind. Dies wurde bei der in Bild 4D.8 dargestellten Anordnung der Wegaufnehmer (Messbereich 0 – 20 beziehungsweise 0 – 50 mm, Auflösung 0,01 mm) berücksichtigt. Die Verschiebungen in Richtung des Stabes 1 beziehungsweise 2 wurden wie folgt ermittelt:

$$u_1 = \frac{w_5 + w_6 + w_9 + w_{10}}{4} \dots \text{Verschiebung in Richtung Stab 1}$$

$$u_2 = \frac{w_{11} + (w_7 + w_{13})/2}{2} \dots \text{Verschiebung in Richtung Stab 2}$$

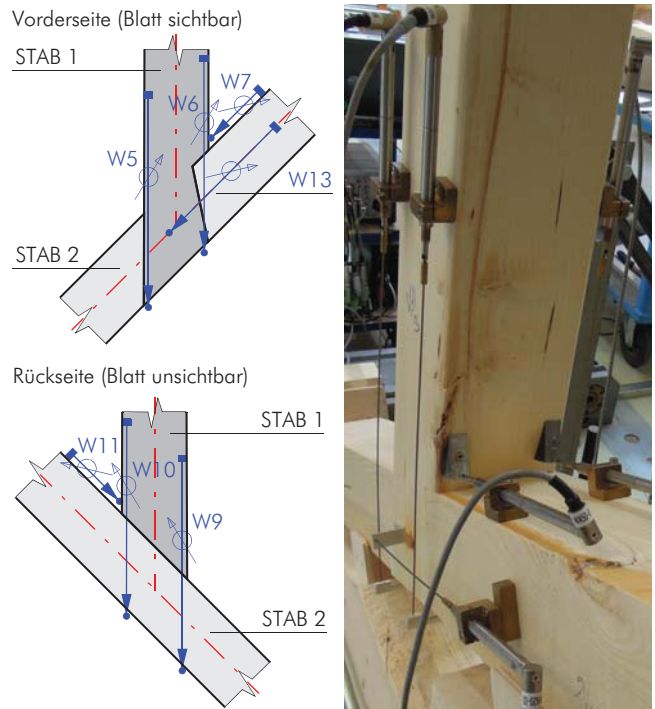


Bild 4D.8 Anordnung und Bezeichnung der Wegaufnehmer.
Fig. 4D.8 Position and notation of the displacement transducers.

4D.2.3 Last-Verformungsdiagramme

Bild 4D.10 zeigt typische aus den Prüfungen gewonnene Last-Verformungsdiagramme. Bei der „vertikalen Verschiebung des Lasteinleitungspunktes“ ist zu beachten, dass hier unter anderem auch die Biegeverformungen von Stab 2 enthalten sind.

Die Diagramme belegen, dass sowohl die Steifigkeiten als auch die Bruchlasten signifikant vom Anschlusswinkel α abhängen. Weiter zeigt sich, dass die Reibung in den Kontaktflächen wesentlichen Einfluss auf das Tragverhalten hat. Die Prüfungen mit in den Kontaktflächen eingelegten Teflonstreifen liefern jeweils deutlich geringere Bruchlasten und Steifigkeiten.

Besonders bei Knoten mit geringen Anschlusswinkeln wurden während der Prüfdurchführungen von Knarrgeräuschen begleitete, ruckartige Verschiebungen beobachtet. Diese deuten auf einen regelmäßigen Wechsel zwischen Haft- und Gleitreibung hin. Das kann anhand des sägezahnförmigen Verlaufs der Last-Verformungs-Spuren belegt werden (siehe Bild 4D.10, rechts oben).

Weiterhin wurde während der Prüfungen eine Verdrillung des Stabes 1 beobachtet. Diese war besonders ausgeprägt bei kleinen Anschlusswinkeln und beim Fehlen des Holz nagels. Der Zeitpunkt des Versagens des rund in der Hälfte der Fälle vorhandenen Holz nagels konnte anhand der Last-Verformungskurven nicht eruiert werden.

Die Last-Verformungsdiagramme können schematisch in zum Teil gleitend ineinander übergehende Bereiche unterteilt werden. Diese traten je nach Prüfserie unterschiedlich stark ausgeprägt auf.

- Bereich 1: Anfangsschlupf

In diesem Bereich treten zunächst große Verformungen auf, während die aufgenommene Last nur langsam zunimmt. Die Ausprägung dieses Bereichs hängt vor allem von der Grö-

Benennung herstellungsbedingter Klaffungen in den Kontaktflächen ab. Der Bereich endet, sobald beide Druck-Kontaktflächen voll aktiviert sind.

- Bereich 2: lineares Verformungsverhalten
 Im Bereich zwischen etwa $0,1$ bis $0,7 \cdot F_{est}$ liegt ein annähernd lineares (aber nicht linear-elastisches) Verformungsverhalten vor. Wie in ÖNORM EN 26 891 (1991) gefordert, wurde zwischen $0,1$ bis $0,4 \cdot F_{est}$ jeweils eine Entlastung und Wiederbelastung durchgeführt. Es zeigt sich, dass die Wiederbelastungssteifigkeit („II. Ast“) in allen Fällen deutlich höher ist, als jene der Erstbelastung („I. Ast“, unelastisch). Diese Steifigkeitserhöhung kann mit Reibungseffekten und lokal hohen Querdruckpressungen verbunden mit dem irreversiblen Kollabieren von Zellen infolge lokalem Querdruck begründet werden. Beispielsweise drückt sich in der Kontaktfläche 1 das schräg angeschnittene Spätholz von Stab 1 in das Längsholz von Stab 2 ab, siehe Bild 4D.9. Der Abfall der Last-Verschiebungskurven bei etwa $0,7 \cdot F_{est}$ resultiert aus der zeitlichen Verzögerung infolge der Demontage der Wegaufnehmer und der in diesem Zeitraum auftretenden Relaxationsvorgänge.

- Bereich 3: Proportionalitätsgrenze und Versagen
 In diesem Bereich flachen die Last-Verformungskurven zunehmend ab. Danach wird das Versagen meist durch einen plötzlichen, von einem Knall begleiteten, Lastabfall eingeleitet. Häufig traten auch mehrere plötzliche Lastabfälle hintereinander auf oder es kam zu überhaupt keinem Abfall der Prüflast bis zum Abbruch der Prüfung.

- Bereich 4: Nachbruchverhalten
 Das Nachbruchverhalten ist gutmütig. Das heißt, dass auch nach einem wesentlichen Abfall der Prüflast eine vergleichsweise hohe Resttragfähigkeit vorliegt. In einzelnen Prüfungen fiel die Last-Verformungskurve nicht ab, sodass von einem duktilen Tragverhalten gesprochen werden kann. Als Ursache für das erläuterte Nachbruchverhalten kann das „Ineinanderschieben“ der lokal insbesondere infolge Querdruck stark deformierten Hölzer genannt werden (siehe Bild 4D.9).

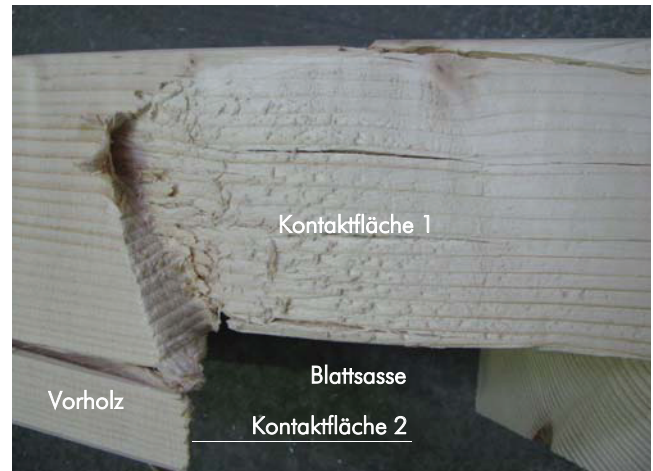
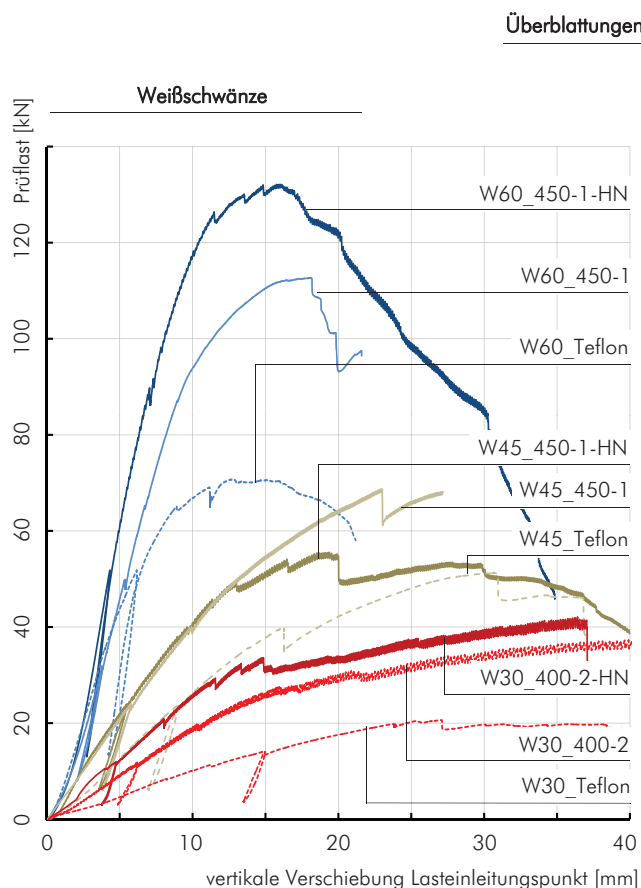


Bild 4D.9 Draufsicht auf die Kontaktfläche 2 (Stab 2) nach der Prüfung (Prüfkörper W45_400-2).

Fig. 4D.9 Top view of the contact area (beam 2) after the testing (sample W45_400-2).



Überblattungen

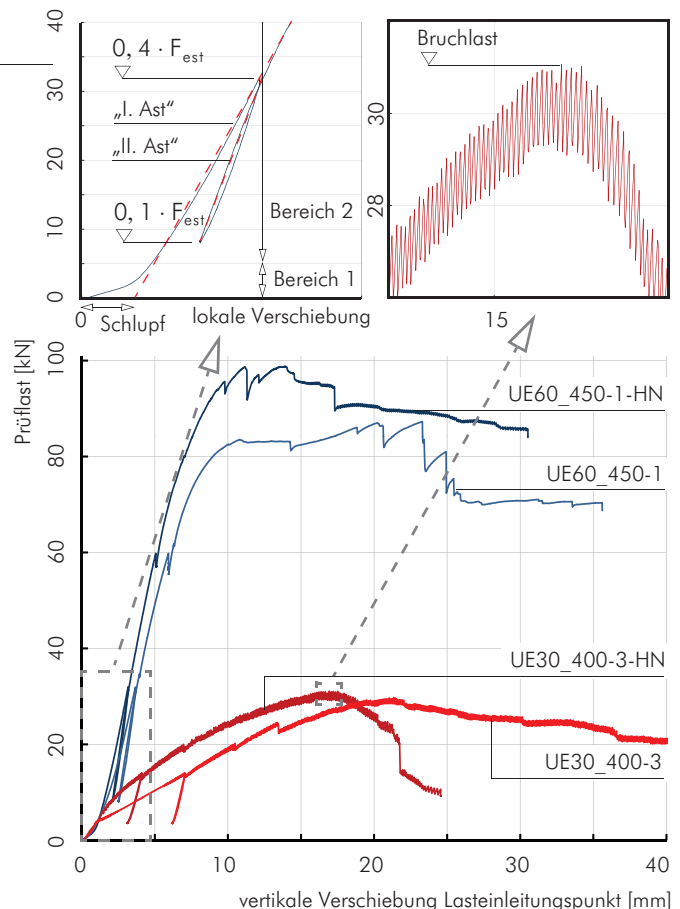


Bild 4D.10 Typische Last-Verformungsdiagramme, Links: Weißschwänze, Rechts: Überblattungen.

Fig. 4D.10 Typical load-displacement curves, Left: dovetail lap joints, Right: halved joints.

4D.2.4 Versagensmechanismen (VM)

- VM 1: Querdruck (Stab 2)

Dieser Versagensmechanismus (siehe Bild 4D.11) wurde nahezu ausschließlich an Prüfkörpern mit einem Anschlusswinkel von 60° beobachtet. Der Verlauf des Verformungsverhaltens kann in der Regel als gutmütig, häufig auch als duktil beschrieben werden. In letzteren Fällen fiel die Prüflast bis zum Abbruch der Prüfung nicht ab.



Bild 4D.11 VM 1: Querdruck, Prüfkörper W60_400-1, Oben: Seitenansicht, Unten: Draufsicht auf Stab 2.

Fig. 4D.11 FM 1: lateral pressure, sample W60_400-1, above: front view, below: top view of beam 2.

- VM 2: Biegezug Blatt (Stab 1)

Bei einzelnen Prüfkörpern mit 30° und 45° Anschlusswinkel kam es zu einem Biegezugbruch im Blatt (siehe Bild 4D.12). Besonders häufig trat dieser Versagensmechanismus als Sekundärbruch (nach dem Auftreten eines Schubbruchs) auf.



Bild 4D.12 VM 2: Biegezug im Blatt, Seitenansichten von Prüfkörpern, Links: W30_450-1-HN, Rechts: W45_400-2-HN.

Fig. 4D.12 FM 2: bending tension in the lap, front view of samples, Left: W30_450-1-HN, Right: W45_400-2-HN.

- VM 3: Schub Vorholz (Stab 2)

Dieser Versagensmechanismus trat bei vielen Überblattungen und besonders häufig bei Weißschwänzen mit kleinen Anschlusswinkeln auf. Durch den Winkel zwischen den Fasern von Stab 2 und Kontaktfläche 2 kommt es neben einer Schubbeanspruchung in Längsrichtung, auch zu einer Rollschubbeanspruchung quer zur Faser (siehe Bild 4D.13). Die Verdrehung des Vertikalstabes (siehe auch Bild 4D.11 unten), welche aus der Exzentrizität der Kontaktflächen resultiert, führt zu einer zusätzlichen Querkzugbeanspruchung im Vorholz.



Bild 4D.13 VM 3: Schub, Rollschub und Querkzug, Links: Seitenansicht, Rechts: Draufsicht auf das Vorholz von Prüfkörper W30_450-2-HN.

Fig. 4D.13 FM 3: shear, rolling shear and lateral tension, Left: front view, Right: top view of the length of timber in front of the lap of sample W30_450-2-HN.

- VM 4: Schub vertikal (Stab 1)

Dieser Versagensmechanismus (siehe Bild 4D.14) trat bei vielen Weißschwänzen und besonders häufig bei Überblattungen mit geringen Anschlusswinkeln auf. Durch den Winkel zwischen Fasern von Stab 1 und der Kontaktfläche 1 kommt es neben einer Schubbeanspruchung in Längsrichtung, auch zu einer Rollschubbeanspruchung quer zur Faser. Es treten vergleichsweise geringe Querkzugbeanspruchungen auf.



Bild 4D.14 VM 4: Schub und Rollschub, Seitenansichten von Prüfkörpern, Links: W45_400-2, Rechts: W45_500-1.

Fig. 4D.14 FM 4: shear and rolling shear, front view of samples, Left: W45_400-2, Right: W45_500-1.

- VM 5: Biegezug im Nettoquerschnitt (Stab 2)
Die Spannweite des Stabes 2 wurden so gewählt, dass Biegebrüche im durch die Blattsasse geschwächten Querschnitt weitgehend vermieden wurden.

Die Häufigkeiten des Auftretens der Versagensmechanismen sind der Tab. 4D.2 und dem Diagramm in Bild 4D.15 zu entnehmen.

Die Prüfkörper mit einem Anschlusswinkel von 60° versagten vorwiegend aufgrund von Querdruck im Stab 2 (VM 1). Bei mehreren Überblattungen wurde auch der VM 4 beobachtet. Bei den Prüfkörpern mit einem Anschlusswinkel von 45° und 30° überwogen die VM 3 und VM 4. Dabei fällt auf, dass bei den Überblattungen deutlich häufiger der VM 4 (Schub vertikal) auftrat, als bei den Weißschwänzen. Das Versagen des Blattes infolge Biegezug (VM 2) trat häufig als Sekundärbruch nach dem Versagen auf Schub auf. Nur im Falle einer vergleichsweise geringen Biegefestigkeit im Blattbereich – beispielsweise verursacht durch Druckholz – verantwortete der VM 2 den Initialbruch.

Ein Einfluss des Holz nagels auf den sich einstellenden Versagensmechanismus konnte nicht nachgewiesen werden. Die Prüfkörper mit Teflon in den Kontaktflächen versagten ausschließlich infolge von Schub im Vorholz. Daraus kann abgeleitet werden, dass das Tragverhalten der geprüften Verbindungen signifikant von den Reibungskräften in den Kontaktflächen abhängt.

Tab. 4D.2 Übersicht des Auftretens (in Stück) der Versagensmechanismen (Initialversagen).

α	VM 1	VM 2	VM 3	VM 4	VM 5
	Querdruck	Biegezug Blatt	Schub Vorholz	Schub vertikal	Biegezug Stab 2
Weißschwanz					
30°	-	1	8	-	-
45°	1	1	4	3	-
60°	7	-	-	1	1
Weißschwanz mit Holznagel					
30°	-	-	9	-	-
45°	-	-	3	4	2
60°	9	-	-	-	-
Weißschwanz mit Teflon in den Kontaktflächen					
30°	-	-	1	-	-
45°	-	-	1	-	-
60°	-	-	1	-	-
Überblattung					
30°	-	-	4	5	-
60°	5	-	1	2	1
Überblattung mit Holznagel					
30°	-	-	2	7	-
60°	6	-	-	3	-

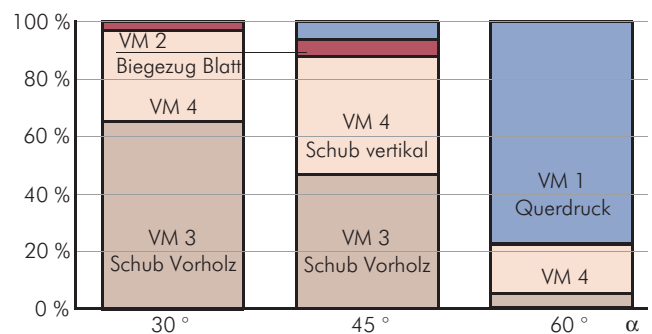


Bild 4D.15 Grafische Übersicht der Häufigkeit des Auftretens der Versagensmechanismen aller Prüfkörper (exklusive VM 5).

Fig. 4D.15 View of the frequency of the appearance of the failure modes of all samples (without FM 5).

4D.2.5 Bruchlasten

Die Bruchlast wurde bei fast allen Verbindungen bei einer Verschiebung von mehr als 15 mm erreicht. Da die induktiven Wegaufnehmer bereits vor Erreichen der Bruchlast abgenommen werden mussten um Beschädigungen derselben zu vermeiden, kann die Bruchlast nicht über eine lokale Verschiebung von 15 mm angegeben werden. Daher wurde die Bruchlast als erster signifikanter Lastabfall bzw. über eine Änderung des Steifigkeitsverhaltens, unabhängig von der Verschiebung definiert.

Die Bestimmung der in Tab. 4D.3 angegebenen charakteristischen Bruchlasten erfolgte gemäß ÖNORM EN 14358 (2007). Aufgrund der relativ geringen Prüfkörperanzahl ergibt sich eine konservative Bestimmung der 5 %-Quantilwerte. Insgesamt lagen drei Werte oberhalb und ein Wert knapp unterhalb des vierfachen Interquartilbereiches. Diese vier Bruchlasten blieben in der Auswertung unberücksichtigt.

Tab. 4D.3 Bruchlasten: charakteristische Werte [kN] / Mittelwerte [kN] (Variationskoeffizienten [%]).

	Anschlusswinkel α		
	30°	45°	60°
Weißschwanz			
	26,39 / 36,36 (15)	39,78 / 63,67 (20)	91,94 / 114,23 (10)
Weißschwanz mit Holznagel			
	23,02 / 37,22 (22)	41,20 / 60,88 (16)	93,05 / 120,78 (11)
Weißschwanz mit Teflon (nur je ein Wert)			
	20,60	51,40	70,70
Überblattung			
	17,76 / 34,94 (28)	-	68,77 / 87,34 (11)
Überblattung mit Holznagel			
	20,66 / 34,35 (24)	-	62,99 / 86,92 (14)
Weißschwanz mit oder ohne Holznagel			
	25,83 / 36,92 (18)	42,53 / 62,28 (18)	94,50 / 117,10 (11)
Überblattung mit oder ohne Holznagel			
	20,35 / 34,64 (25)	-	67,75 / 87,13 (12)

Eine Erhöhung der Tragfähigkeit der Verbindung aufgrund der Existenz eines Holznagels konnte nicht nachgewiesen werden. Daher wird vorgeschlagen, den Holznagel zu vernachlässigen und die entsprechenden Prüfserien zu vereinen (siehe Tab. 4D.3 unten).

- Einfluss der Rohdichten

Die vorab festgelegten Rohdichtegruppen (400, 450 und 500 kg/m³) konnten mit dem zur Verfügung stehenden Material nicht erreicht werden. Die sich tatsächlich eingestellten Mittelwerte der drei gewählten Rohdichtegruppen betragen 384, 427 und 460 kg/m³. Eine Korrelation zwischen Rohdichte und Bruchlast und/oder Steifigkeit konnte nicht nachgewiesen werden, siehe WALLNER U. A. (2014 S. 81 und Anhang A). Allerdings ist die untersuchte Bandbreite der Rohdichte gering, sodass eine Abhängigkeit der Bruchlasten und/oder Steifigkeiten von der Rohdichte nicht mit Sicherheit ausgeschlossen werden kann.

- Vergleich mit bisherigen Untersuchungen

Prof. Holzer stellte freundlicherweise die Ergebnisse von elf in KÖCK (2011) und KÖCK U. HOLZER (2011) dokumentierten Prüfungen an Überblattungen mit Kerben und einem Anschlusswinkel von 45° zur Verfügung. Daraus konnte eine charakteristische Tragfähigkeit von 47,83 kN ermittelt werden.

4D.2.6 Steifigkeiten

Die Steifigkeiten wurden gemäß ÖNORM EN 26 891 (1991) mit den Mittelwerten aus den lokalen Wegmessungen ermittelt, hierzu siehe auch Bild 4D.16 und Bild 4D.8. Analog zu schrägen Zapfenverbindungen (vgl. KOCH (2011)) genügt es nicht, eine Feder in Krafrichtung zu definieren. Insbesondere bei geringen Anschlusswinkeln kommt es zu wesentlichen Verschiebungen in Richtung des Stabes 2. Die daher erforderliche Federsteifigkeit wurde aus der Kraftkomponente in Richtung von Stab 2 und den dazugehörigen lokalen Wegmessungen ermittelt. Es wird empfohlen, im Regelfall beide Federn zu berücksichtigen (siehe Bild 4D.16).

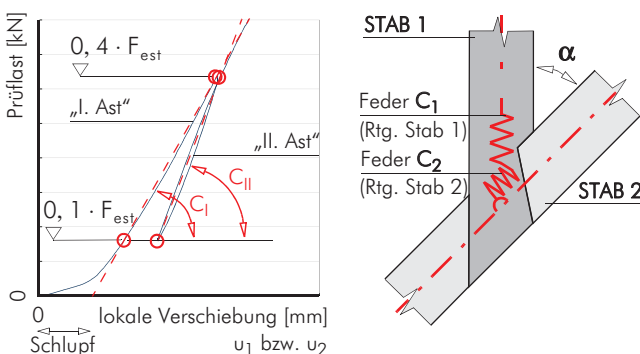


Bild 4D.16 Links: Definition der Steifigkeiten, Rechts: Modellbildung mit Federn.

Fig. 4D.16 Left: definition of the stiffnesses, Right: modelling with springs.

Für die Auswertung der Ergebnisse wurden jene Werte berücksichtigt, die innerhalb des vierfachen Interquartilbereiches liegen. Werte die außerhalb dieses Bereichs auftreten und bei denen sich die Abweichung durch einen Ast oder sonstige Einflüsse erklären lassen, wurden ausgenommen. Für nähere Informationen hierzu siehe WALLNER U. A. (2014).

Tab. 4D.4 Mittelwerte der Steifigkeiten:
 C_1 [kN/mm] / C_2 [kN/mm].

	Anschlusswinkel α		
	30°	45°	60°
Weißschwanz			
C_1	2,74 / 2,33	6,65 / 5,00	30,9 / 27,0
C_{II}	19,0 / 22,1	43,7 / 125	61,8 / 360
Weißschwanz mit Holznagel			
C_1	4,94 / 4,89	9,81 / 8,48	35,1 / 42,3
C_{II}	36,7 / 56,9	53,4 / 294	74,0 / 351
Weißschwanz mit Teflon (nur je ein Wert)			
C_1	1,13 / 0,95	4,29 / 2,80	13,2 / 9,81
C_{II}	14,0 / 15,7	28,0 / 30,5	37,7 / 49,9
Überblattung			
C_1	2,15 / 1,99	-	21,1 / 24,4
C_{II}	18,9 / 24,1	-	59,8 / starr
Überblattung mit Holznagel			
C_1	3,78 / 3,58	-	26,5 / 36,1
C_{II}	33,8 / 56,7	-	70,5 / starr

Die Ergebnisse in Tab. 4D.4 zeigen den signifikanten Einfluss des Anschlusswinkels auf die zu ermittelten Steifigkeiten. Besonders bei geringen Anschlusswinkeln werden die Steifigkeiten durch die Existenz eines Holznagels auf zum Teil mehr als das Doppelte erhöht.

Die Steifigkeiten für die Wiederbelastung („2. Ast“ – C_{II}) sind insbesondere bei geringen Anschlusswinkeln mehr als sechsmal so groß wie für die Erstbelastung („1. Ast“ – C_1). In Richtung des Stabes 1 (C_1) und in Richtung des Stabes 2 (C_2) treten bei der Erstbelastung annähernd die gleichen Steifigkeiten auf. Bei der Wiederbelastung ändert sich das grundlegend: die Werte für C_2 sind deutlich größer als jene für C_1 . Bei großen Anschlusswinkeln (60°) werden im Zuge der Wiederbelastung so große Werte erreicht, dass C_2 als „starr“ angesetzt werden kann.

Die im Zuge der Erstbelastung („1. Ast“ – C_1) für die Weißschwänze ermittelten Steifigkeiten sind in allen Fällen größer als jene der Überblattungen. Die Steifigkeiten infolge Wiederbelastung unterscheiden sich jedoch nur unwesentlich zwischen den Weißschwänzen und den Überblattungen. Die Ursachen hierfür konnten nicht eindeutig bestimmt werden. Der Vergleich mit den Prüfungen mit in den Kontaktflächen eingelegten Teflonstreifen belegt, dass die Steifigkeiten wesentlich von der Reibung in den Kontaktflächen abhängen.

4D.3 Bemessung und Modellbildung

4D.3.1 Tragfähigkeiten

Um die Tragfähigkeit von druckbeanspruchten Weißschwänzen und Überblattungen vorhersagen zu können, wurde folgendes Ingenieurmodell entwickelt. Basis dieses Modells sind neben den charakteristischen Bruchlasten insbesondere die in Abschnitt 2.4 erläuterten Bruchmechanismen, das folgende Modell zum Kraftfluss (siehe Bild 4D.17, Abmessungen siehe Bild 4D.5) und die ÖNORM EN 1995-1-1 (2009) sowie die ÖNORM B 1995-1-1 (2010).

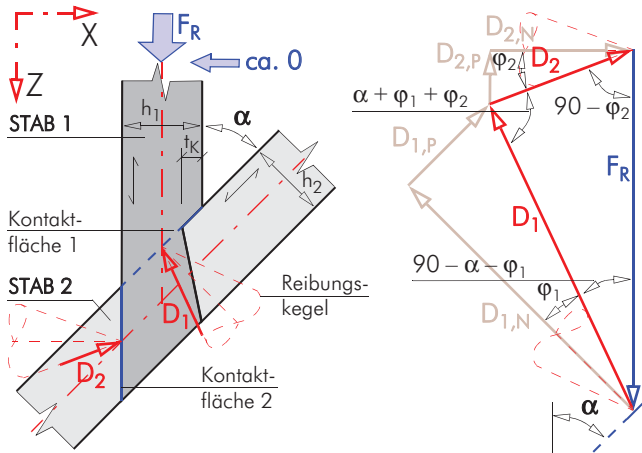


Bild 4D.17 Kraftfluss und Gleichgewicht im Verbindungsbereich (aktio in blau, reaktio in rot).

Fig. 4D.17 Load transfer and equilibrium of forces in the area of the joint (actio in blue, reaction in red).

- $D_{i,N/P}$... Kontaktkräfte, in der Kontaktfläche i , N... normal / P... parallel
- φ_i ... Reibungswinkel in der Kontaktfläche i
- $f_{m,k} / f_{c,90,k}$... Festigkeiten gemäß ÖNORM EN 338 (2009)
- $f_{r,k} = 0,08 \text{ kN/cm}^2$... gemäß ÖNORM EN 1995-1-1 (2009 Abschnitt 6.1.7)

- Vernachlässigung von Querkräften
 Der Stab 1 wurde an der Lasteinleitungsstelle horizontal unverschieblich gehalten. In Kombination mit der exzentrischen Anordnung der Kontaktflächen treten Querkräfte im Stab 1 auf. Wie analytische und FE-Vergleichsrechnungen gezeigt haben, sind diese Querkräfte (in X-Richtung) in einer Größenordnung von rund 2 % (60°), 3 % (45°) und 12 % (30°) der Vertikallast. In Y-Richtung betragen die Querkräfte zwischen rund 0 % (60°) und 2 % (30°) der Vertikallast. Um das Ingenieurmodell nicht unnötig zu verkomplizieren, werden alle auftretenden Querkräfte in Analogie zu GÖRLACHER U. A. (1990) vernachlässigt.

- Anschlusswinkel α
 Das Modell gilt für Anschlusswinkel zwischen 30° und 90°.
- Holzbohrer
 Der Holzbohrer wird vernachlässigt, da eine Erhöhung der Tragfähigkeit anhand der Prüfungen nicht nachgewiesen werden konnte.

- Reibung in den Kontaktflächen
 Die Ausbildung der Kontaktflächen ist in der Praxis großen Streuungen unterworfen. „Eine zuverlässige Angabe der Art der Flankenoberflächen läßt sich aufgrund der manuellen Herstellung der Blattverbindungen jedoch nicht machen.“ GÖRLACHER U. A. (1990 S. 288).

In Anlehnung an KOCH (2011), GÖRLACHER U. A. (1990) und GORST U. A. (2003) wird hier ingenieurmäßig von folgendem charakteristischen Reibungskoeffizienten (zwischen Längsholz und schräg angeschnittenem Hirnholz) ausgegangen:

$$\mu_{\perp,k} \approx 0,35$$

für beide Kontaktflächen wird angesetzt:

$$\varphi_k = \varphi_{1,k} = \varphi_{2,k} = \arctan(0,35) = 19,30^\circ$$

- große Vorholzlängen
 Sowohl in den Prüfungen als auch im Ingenieurmodell wird davon ausgegangen, dass die Stabenden weit (mindestens das vierfache der Stabhöhe) vom Achsenschnittpunkt entfernt liegen. Nur unter Einhaltung dieser Voraussetzung sind die hier dargestellten Ergebnisse gültig.

- Charakteristischer Wert der Normalkraft-Tragfähigkeit (für Druckbeanspruchung)

$$F_{Rk} = \text{Minimum} \begin{bmatrix} F_{Rk,VM1} & \dots & \text{Querdruck Stab 2} \\ F_{Rk,VM2} & \dots & \text{Biegung Blatt} \\ F_{Rk,VM3} & \dots & \text{Schub Vorholz} \\ F_{Rk,VM4} & \dots & \text{Schub vertikal} \end{bmatrix} \quad (0.1)$$

- Bemessungswert der Normalkraft-Tragfähigkeit

$$F_{Rd} = \frac{F_{Rk} \cdot k_{mod}}{\gamma_M} \quad (0.2)$$

- Ermittlung $F_{Rk,VM1}$ (Querdruck Stab 2, Kontaktfläche 1)

$$A_1 = \begin{cases} (b_1 - t_B) \cdot \left(\frac{h_1}{\sin \alpha} + 2 \cdot 3 \text{ cm} \right) + t_B \cdot \left(\frac{t_K}{\sin \alpha} + 3 \text{ cm} \right) \\ (b_1 - t_B) \cdot \left(\frac{h_1}{\sin \alpha} + 2 \cdot 3 \text{ cm} \right) \quad \text{für } t_K \approx 0 \end{cases} \quad (1.1)$$

$$D_{1,N} = f_{c,90,k} \cdot k_{c,90} \cdot A_1 \quad \text{mit } k_{c,90} = 1,5 \quad (1.2)$$

$$F_{Rk,VM1} = \begin{cases} \frac{D_{1,N}}{\cos(90 - \alpha)} & \text{für } (90 - \alpha) \leq \varphi_k \\ \frac{D_{1,N} \cdot \sin(\alpha + \varphi_{1,k} + \varphi_{2,k})}{\cos \varphi_{1,k} \cdot \sin(90 - \varphi_{2,k})} & \text{für } (90 - \alpha) > \varphi_k \end{cases} \quad (1.3)$$

- Ermittlung $F_{Rk,VM2}$ (Biegung Blatt, Stab 1)

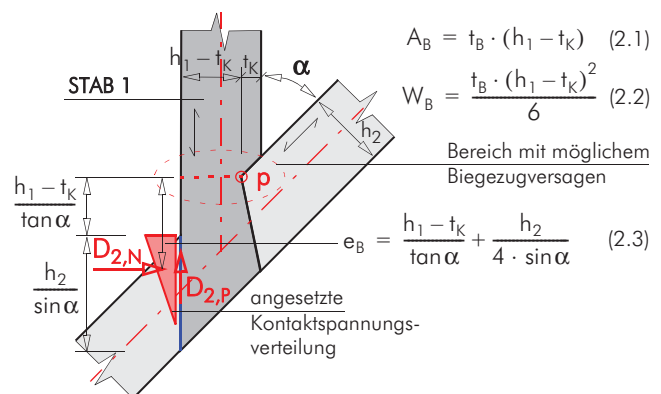


Bild 4D.18 Berechnungsannahmen und Hilfsgrößen.

Fig. 4D.18 Calculation assumptions and auxiliary values.

Aus dem Momentengleichgewicht um „p“ kann abgeleitet werden:

$$D_{2,N} \approx \frac{f_{m,k} \cdot k_m}{\left(\frac{e_B - \tan \varphi_{2,k} \cdot h_1 - t_K / 2}{W_B} - \frac{\tan \varphi_{2,k}}{A_B} \right)} \quad (2.3)$$

mit $k_m = \begin{cases} 1,4 & \dots \text{Bereich um „p“ merkmalsfrei (vor Ort prüfen)} \\ 1,0 & \dots \text{Bereich um „p“ nicht merkmalsfrei} \end{cases}$

$$F_{Rk,VM2} = \begin{cases} \infty & \text{für } (90 - \alpha) \leq \varphi_k \\ \frac{D_{2,N} \cdot \sin(\alpha + \varphi_{1,k} + \varphi_{2,k})}{\cos \varphi_{2,k} \cdot \sin(90 - \alpha - \varphi_{1,k})} & \text{für } (90 - \alpha) > \varphi_k \end{cases} \quad (2.4)$$

- Ermittlung von $F_{Rk,VM3}$ (Schub Vorholz, Stab 2)
Hier wird näherungsweise davon ausgegangen, dass das Versagen infolge einer Interaktion aus Rollschub und Querkzug eintritt. Der Verlauf der Rollschubspannungen wird konstant, jener der Querkzugspannungen dreiecksförmig angenommen. Beide Spannungen wirken rechnerisch auf einer rechteckigen Fläche mit den Abmessungen $h_2 \cdot L_{ef}$.

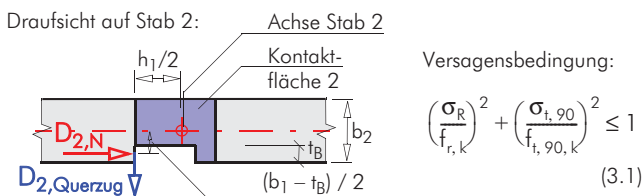
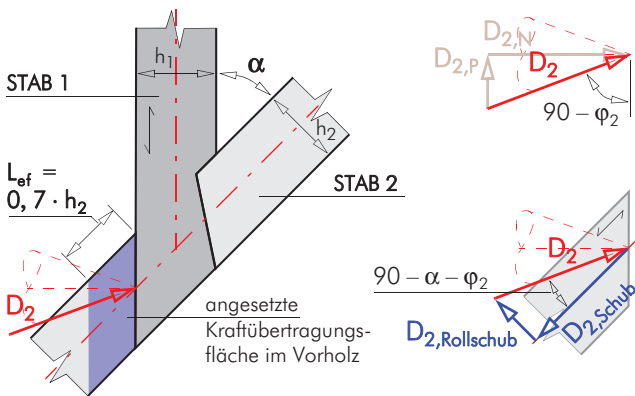


Bild 4D.19 Berechnungsannahmen und Hilfsgrößen.
Fig. 4D.19 Calculation assumptions and auxiliary values.

Aus der Versagensbedingung kann abgeleitet werden:

$$D_2 = \sqrt{\frac{1}{A^2 + B^2}} \quad (3.2)$$

mit

$$A = \frac{\sin(90 - \alpha - \varphi_{2,k})}{f_{r,k} \cdot h_2 \cdot L_{ef}} \quad (\text{infolge Rollschub}) \quad (3.3)$$

$$B = \frac{\cos \varphi_{2,k} \cdot (b_1 - t_B)}{f_{t,90,k} \cdot h_1 \cdot h_2 \cdot L_{ef} \cdot 2} \quad (\text{infolge Querkzug}) \quad (3.4)$$

$$F_{Rk,VM3} = \begin{cases} \infty & \text{für } (90 - \alpha) \leq \varphi_k \\ \frac{D_2 \cdot \sin(\alpha + \varphi_{1,k} + \varphi_{2,k})}{\sin(90 - \alpha - \varphi_{1,k})} & \text{für } (90 - \alpha) > \varphi_k \end{cases} \quad (3.5)$$

- Ermittlung von $F_{Rk,VM4}$ (Schub vertikal, Stab 1)

Hier wird näherungsweise davon ausgegangen, dass das Versagen ausschließlich infolge Rollschub eintritt. Weißschwanzverbindungen übertragen einen Teil der Kontaktkräfte im Kerbenbereich. Das verringert die Rollschubbeanspruchung im Stab 1. Dieser Effekt wird ingenieurmäßig mit dem Faktor k_K berücksichtigt. Liegt keine Kerbe vor, ist k_K mit $-0,2$ zu berücksichtigen.

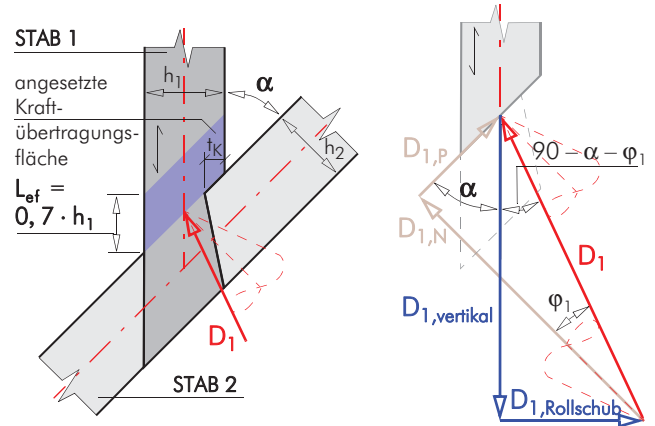


Bild 4D.20 Berechnungsannahmen und Hilfsgrößen.
Fig. 4D.20 Calculation assumptions and auxiliary values.

$$D_1 = \frac{f_{r,k} \cdot h_1 \cdot L_{ef} \cdot (1 + k_K)}{\sin(90 - \alpha - \varphi_{1,k})} \quad (4.1)$$

mit

$$k_K = \begin{cases} -0,2 & \text{für } t_K < 10 \text{ mm} \\ \frac{t_B \cdot t_K}{h_1 \cdot (b_1 - t_B)} & \text{für } t_K \geq 10 \text{ mm} \end{cases} \quad (4.2)$$

$$F_{Rk,VM4} = \begin{cases} \infty & \text{für } (90 - \alpha) \leq \varphi_k \\ \frac{D_1 \cdot \sin(\alpha + \varphi_{1,k} + \varphi_{2,k})}{\sin(90 - \varphi_{2,k})} & \text{für } (90 - \alpha) > \varphi_k \end{cases} \quad (4.3)$$

- Ergebnisse und Vergleich mit den Prüfungen

In Bild 4D.21 sind die charakteristischen Bruchlasten der Prüfungen als Dreiecke und Kreise eingetragen. Zur Evaluierung des Ingenieurmodells wurden die angegebenen Gleichungen mit den Randbedingungen der Prüfungen ausgewertet.

Wie Bild 4D.21 zeigt, sind je nach Anschlusswinkel unterschiedliche Versagensmechanismen maßgebend. Trotz der erheblichen Streuung der Reibungskoeffizienten als auch der Materialparameter prognostiziert das Ingenieurmodell annähernd jene Versagensmechanismen, die tatsächlich beobachtet wurden. Die charakteristischen Tragfähigkeiten der Verbindungen ergeben sich aus dem Minimum der Versagensmechanismen.

Tab. 4D.5 belegt, dass das Ingenieurmodell die Bruchlasten aus den Prüfungen in allen Fällen um rund 5 bis 15 % unterschätzt. Die charakteristischen Tragfähigkeiten können somit mit dem vorliegenden Ingenieurmodell zuverlässig berechnet werden.

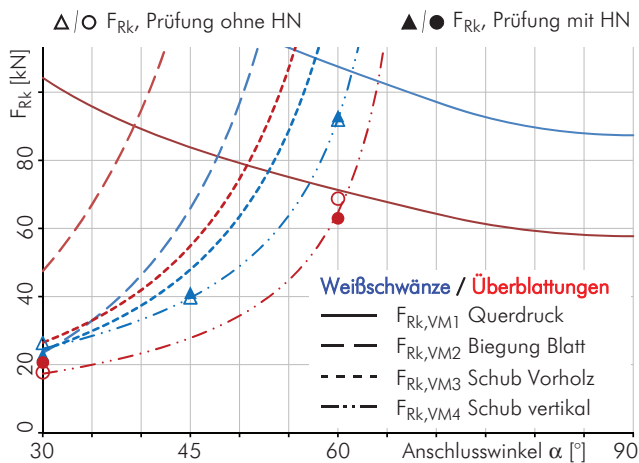


Bild 4D.21 Charakteristische Bruchlasten (Kreise und Dreiecke, HN = Holz-nagel) und Ergebnisse des Ingenieurmodells.

Fig. 4D.21 Characteristic failure loads (circles and triangles, HN = timber peg) and results of the engineering model.

Tab. 4D.5 Charakteristische Bruchlasten [kN] / F_Rk mittels Ingenieurmodell errechnet [kN] (Abweichung [%]).

	Anschlusswinkel α		
	30°	45°	60°
Weißschwanz mit oder ohne Holz-nagel	25,83 / 23,46 (9)	42,53 / 39,62 (7)	94,50 / 92,04 (3)
Überblattung mit oder ohne Holz-nagel	20,35 / 17,34 (15)	- / 28,27 (-)	67,75 / 64,65 (5)

Werden die geometrischen Randbedingungen der Prüfungen an Überblattungen in KÖCK U. HOLZER (2011) und KÖCK (2011) eingesetzt und C24 vorausgesetzt, ergibt sich mit dem Ingenieurmodell eine charakteristische Tragfähigkeit von 43,36 kN. Die charakteristische Bruchlast von 47,83 kN wird um 9 % unterschätzt.

4D.3.2 Steifigkeiten und Modellbildung

Realitätsnahe baustatische Analysen historischer Holztragwerke erfordern häufig die Berücksichtigung des Verformungsverhaltens der Verbindungen. Die wesentlichen Nichtlinearitäten und die Federsteifigkeiten sollten in diesen Modellen berücksichtigt werden. Dabei ist die genaue Größe der Steifigkeiten von untergeordneter Bedeutung, vielmehr sollte die Größenordnung der Steifigkeitsverteilungen berücksichtigt werden (vgl. BLASS U. A. (1996), GÖRLACHER U. A. (1999), KÖCK (2011), MEISEL U. A. (2013A)).

Während die Variationskoeffizienten der Bruchlasten 10 % bis 28 % betragen, liegen Sie bei den Steifigkeiten im Mittel bei über 30 %. Auch vor diesem Hintergrund ist die Angabe der Größenordnung sinnvoll.

In Analogie zu z. B. BLASS U. A. (1996), GÖRLACHER U. A. (1990), GÖRLACHER U. A. (1999), KÖCK (2011), KÖCK U. HOLZER (2011) wird hier vorgeschlagen, die Steifigkeit der Verbindungen für Anschlusswinkel zwischen 30° und 60° wie folgt abzuschätzen (siehe auch Bild 4D.16).

- Steifigkeit von druckbeanspruchten Blättern infolge Erstbelastung („I. Ast“)

$$\text{Steifigkeit } C_{I,1} \approx C_{I,2} = \frac{F_{Rk}}{u} \quad \text{mit } F_{Rk} \text{ [kN] nach Kap. 4D.3.1} \quad (5.1)$$

mit (empirisch ermittelt)

$$\text{Verschiebung } u = \frac{e}{\cos \alpha + f \cdot (\sin \alpha)^g} \text{ [mm]} \quad (5.2)$$

mit den Werten:

- mit Holz-nagel: $e = 4, f = 8, g = 4$
- ohne Holz-nagel: $e = 7, f = 8, g = 8$

Die Werte für e, f und g wurden so festgelegt, dass alle Differenzen zwischen den errechneten Steifigkeiten und den Prüfergebnissen (Mittelwerte von C_1 und C_2) unter 10 % liegen. Die gute Übereinstimmung zwischen dem Modell und den Prüfergebnissen zeigt auch Bild 4D.22.

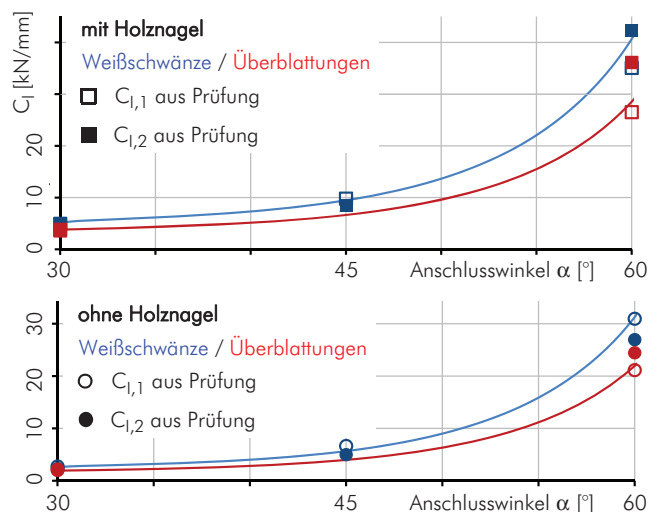


Bild 4D.22 Federsteifigkeiten der Erstbelastung (Prüf-werte: Kreise und Vierecke) und Ergebnisse des Ingenieurmodells.

Fig. 4D.22 Stiffnesses of the first loading (test values: circles and rectangles) and results of the engineering model.

- Steifigkeit von druckbeanspruchten Blättern infolge Wiederbelastung („II. Ast“)

$$\text{Steifigkeit } C_{II,1} = \frac{F_{Rk}}{u_1} \quad \text{mit } F_{Rk} \text{ [kN] nach Kap. 4D.3.1} \quad (6.1)$$

$$\text{Steifigkeit } C_{II,2} = \frac{F_{Rk} \cdot \cos \alpha}{u_2} \quad \text{mit } F_{Rk} \text{ [kN] nach Kap. 4D.3.1} \quad (6.2)$$

mit (empirisch ermittelt)

$$\text{Verschiebung } u_1 = e \cdot (\sin \alpha)^{0,5} \text{ [mm]} \quad (6.3)$$

mit den Werten:

- mit Holz-nagel: $e = 1$
- ohne Holz-nagel: $e = 1,5$

mit (empirisch ermittelt)

$$\text{Verschiebung } u_2 = e \cdot (\cos \alpha)^5 \text{ [mm]} \quad (6.4)$$

mit den Werten:

- mit Holz-nagel: $e = 0,7$
- ohne Holz-nagel: $e = 1,5$

Die Funktionen und die Werte für e wurden so festgelegt, dass alle Differenzen zwischen den errechneten Steifigkeiten und den Prüfergebnissen unter 30 % liegen (mit Ausnahme jener hohen Werte für $C_{II,2}$, die näherungsweise als „starr“ beschrieben werden können). Die ausreichende Übereinstimmung zwischen Modell und den Mittelwerten der Prüfergebnisse zeigt Bild 4D.23.

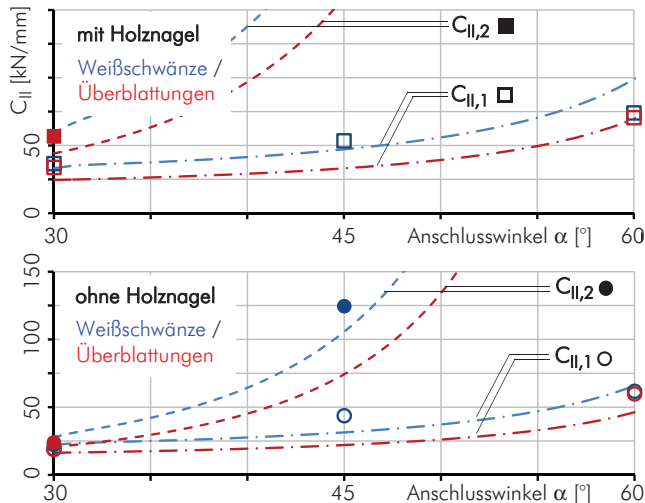


Bild 4D.23 Federsteifigkeiten der Wiederbelastung (Prüfwerte: Kreise und Vierecke) und Ergebnisse des Ingenieurmodells.
Fig. 4D.23 Stiffnesses of the reloading (test values: circles and rectangles) and results of the engineering model.

Insbesondere bei den Prüfkörpern mit Holznägeln und Anschlusswinkeln größer gleich 45° ist die Steifigkeit für $C_{II,2}$ mehr als fünf mal so groß wie jene für $C_{II,1}$. In diesen Fällen wird empfohlen, $C_{II,2}$ als „starr“ (das heißt mit unendlich großer Steifigkeit) anzusetzen.

Verbindungen in historischen Tragwerken haben in der Regel bereits zahlreiche Lastzyklen durchlaufen. Daher erscheint die Verwendung der Wiederbelastungssteifigkeit C_{II} für die Modellbildung im Zuge der baustatischen Analyse angebracht (vgl. KÖCK (2011)).

4D.4 Zusammenfassung

Hier werden die Ergebnisse von 92 Prüfungen an schrägen Schwalbenschwanzquerblättern (Weißschwänzen) und Überblattungen mit Anschlusswinkeln von 30° , 45° und 60° vorgestellt. Für die Vorhersage der mittels Laborprüfungen ermittelten Tragfähigkeiten und Steifigkeiten wurden Ingenieurmodelle entwickelt. Die tatsächliche charakteristische Tragfähigkeit wird vom Modell in allen Fällen zumindest geringfügig unterschätzt. Im Fall geringer Anschlusswinkel streuen die Prüfergebnisse besonders stark, hier unterschätzt das Modell die Tragfähigkeiten um bis zu rund 15 %. Das Modell zur Vorhersage der Steifigkeiten ist in der Lage, deren Größenordnungen zuverlässig abzuschätzen.

Es zeigte sich, dass die Existenz eines Holznagels die Tragfähigkeit nicht erhöht, allerdings die Steifigkeiten.

Die Reibung in den Kontaktflächen hat signifikanten Einfluss sowohl auf die Tragfähigkeit als auch auf die Steifigkeiten. Für die Modellbildung wird ein charakteristischer Reibungsbeiwert zwischen schräg angeschnittenem Hirnholz und Längsholz von 0,35 empfohlen. Das Bruchverhalten kann häufig als duktil oder zumindest als zäh bezeichnet werden, die Verformungen werden wesentlich von Inhomogenitäten des Materials, Rissen und Klaffungen (herstellungs-, last- und schwindbedingt) bestimmt.

Druckbeanspruchte Weißschwänze und Überblattungen weisen im Vergleich zu anderen zimmermannsmäßigen Verbindungen geringere Tragfähigkeiten und Steifigkeiten auf. Ein 40 mm tief eingeschnittener Versatz zwischen Stab 1 und 2 könnte etwa die dreifache (für 30°) bis doppelte (für 45°) Anschlusskraft eines Weißschwanzes auf Druck übertragen. Die Steifigkeiten eines Versatzes liegen in der Größenordnung von 100 kN/mm (BLASS U. A. (1996 S. 236)). Insbesondere bei kleinen Anschlusswinkeln reagieren Schwalbenschwanzquerblätter und Überblattungen somit wesentlich nachgiebiger auf Drucknormalkräfte als Versätze. Die Modellbildung und Bemessung von schrägen, druckbeanspruchten Blattverbindungen aus neuem Fichtenholz in Anlehnung an die EN 1995-1-1 ist nun möglich. Folgende weitere wissenschaftliche Untersuchungen im Kontext von Blattverbindungen sind unter anderem wünschenswert:

- Durchführung von vergleichenden Prüfungen mit Verbindungen, die abzubrechenden historischen Holztragwerken entnommen wurden.
- Ermittlung der Reibungskoeffizienten zwischen Längsholz und schräg angeschnittenem Hirnholz unter Berücksichtigung des „Abdrückens des Hirnholzes“ bei lokal hohen Querdruckspannungen.
- Ermittlung der Verbindungsexzentrizitäten.
- Prüfung der Verbindungen unter einer Interaktion aus Normalkraft und Querkraft.

KAPITEL 4E

TRAGFÄHIGKEIT UND VERFORMUNGSVERHALTEN VON KAMMVERBINDUNGEN



Bild 4E.1 Stuhlsäulenfußpunkt eines Kehlbalkendachs mit liegendem Stuhl.

Fig. 4E.1 Base of a raking strut of a collar beam roof structure with trapezoidal frame.

4E TRAGFÄHIGKEIT UND VERFORMUNGSVERHALTEN VON KAMMVERBINDUNGEN

Kämme für Kreuz- und Eckverbindungen sind wesentliche Bestandteile nahezu jedes zimmermannsmäßig errichteten Holztragwerks in Mitteleuropa. Die Anwendung dieser Verbindungen als statisch tragende Anschlüsse nach EN 1995-1-1 bedarf der Kenntnis der mechanischen Kenngrößen. Umso erstaunlicher ist es, dass in der Literatur bislang Angaben zur Tragfähigkeit und insbesondere zum Verformungsverhalten fehlen.

In diesem Kapitel werden 26 zerstörende Prüfungen an unterschiedlichen Kammverbindungen und deren Auswertungen vorgestellt. Sowohl für die Bemessung dieser Verbindungen als auch für die Ermittlung der Steifigkeiten – abgeleitet aus dem Verformungsverhalten – werden Berechnungsvorschläge angegeben.

Dieses Kapitel wurde in MEISEL U. A. (2015A) veröffentlicht.

Load-bearing capacity and load-bearing behaviour of notched joints. Cross and corner joints using notches are important elements of almost every roof structure erected by carpenters in Central Europe. The structural usage of these joints demands a knowledge of their load-bearing capacity and behaviour according to EN 1995-1-1. It is even more astonishing therefore, that the codes and literature lack information.

This chapter deals with 26 tests of different notched joints and their results. Both proposals for the design and for the determination of the stiffnesses of these joints are given here.

4E.1 Einleitung

4E.1.1 Motivation und Zielsetzung

Kämme können als Sonderform der Blätter angesehen werden, bei der die angeschlossenen Hölzer nicht in einer Ebene liegen. Die in Bild 4E.2 dargestellte Kammverbindung ist in dieser oder ähnlicher Form in nahezu jedem historischen Dachwerk, Fachwerk- und/oder Blockbau anzutreffen. Normalerweise klaffen diese Verbindungen jedoch nicht so deutlich wie in Bild 4E.2, sodass die genaue Art der Verbindung dem Betrachter verborgen bleibt. Auch dank der meist geringen Einschnitttiefe von Kämmen sind diese Verbindungen vergleichsweise unscheinbar.

Neben der konstruktiven Lagesicherung der verbundenen Stäbe übertragen Kämme in vielen Fällen auch statisch wesentliche Lasten. Um das Tragverhalten eines historischen Holztragwerks realitätsnah abbilden zu können, sind in der Regel Modelle erforderlich, in denen die Nachgiebigkeiten (beziehungsweise Steifigkeiten) der Verbindungen berücksichtigt werden (vgl. BLASS U. A. (1996), GÖRLACHER U. A. (1999), MEISEL U. A. (2013A)). Zudem ist für die Bemessung nach ÖNORM EN 1995-1-1 (2009) die Kenntnis der Tragfähigkeit unabdingbar.

Aus diesem Grund wurden 26 zerstörende Prüfungen an Prüfkörpern in Bauteilgröße aus neuem Fichtenholz durchgeführt. Die Prüfungen selbst und die daraus abgeleiteten Ergebnisse werden in diesem Kapitel vorgestellt.

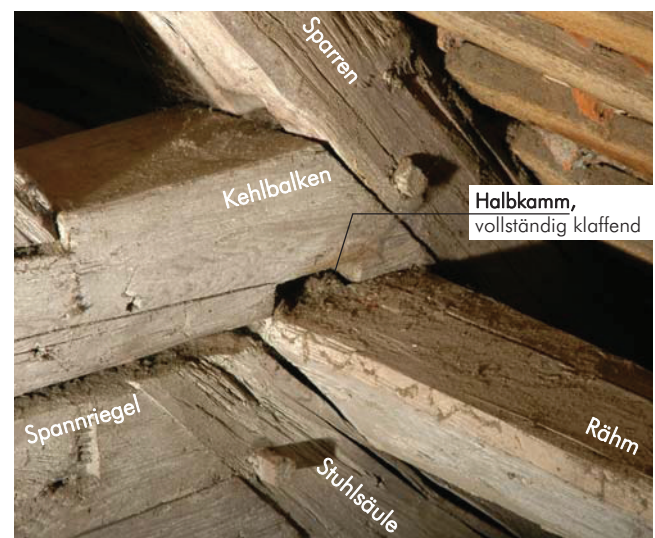


Bild 4E.2 Detail aus dem Kehlbalkendach mit zweistöckigem liegenden Stuhl der Musikuniversität Graz, 17. Jh.

Fig. 4E.2 Detail of the collar beam roof structure with trapezoidal portal frame of the University of Music in Graz, 17th C.

4E.1.2 konstruktive Ausbildung

Die hier behandelten Kreuz- und Eckverbindungen treten je nach Region und Bauwerksalter in zahlreichen Variationen auf (z. B. vgl. GERNER (1992), siehe Bild 4E.3). Die häufigsten Kammarten sind der Voll-, Halb-, Mittel-, Kreuz- und Schwalbenschwanzkamm. Im Raum Graz wurden folgende Verbindungsausbildungen besonders häufig beobachtet:

- Einschnitttiefe t_K : 1,5 – 3 – 6 cm (Min. – Mittel – Max.)
- Lagesicherung der Kämme für abhebende Kräfte: in der Regel keine

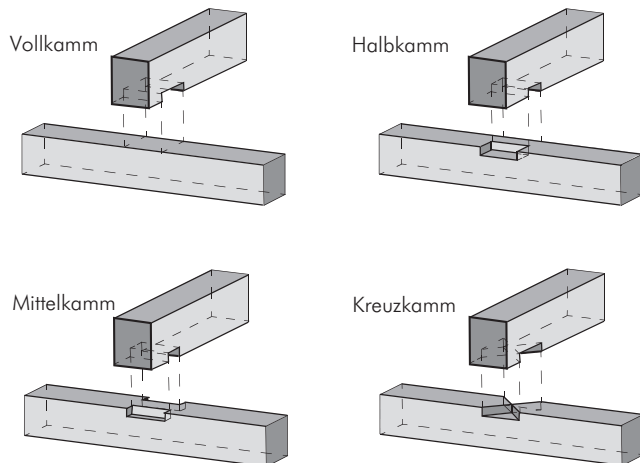


Bild 4E.3 Explosionszeichnungen häufiger Kammarten.
Fig. 4E.3 Explosion drawings of common types of notching.

4E.1.3 Tragverhalten und dessen Einflussgrößen

Zimmermannsmäßige Verbindungen übertragen Druck- und Zugkräfte über Kontaktdruck und Reibung. Aufgrund der Verbindungsgeometrien und der Anisotropie von Holz zeigen sie ausgeprägt nichtlineare Arbeitslinien.

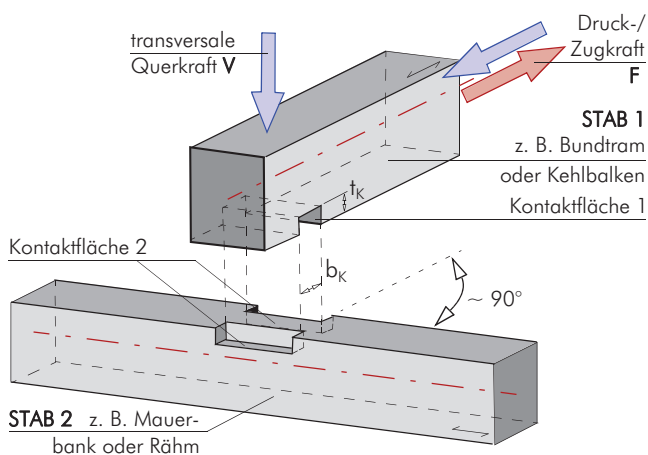


Bild 4E.4 Bezeichnungen und Kräfte am Mittelkamm.
Fig. 4E.4 Notation and forces at a middle notched joint.

Beispielsweise kann die in Bild 4E.4 dargestellte Verbindung keine vertikalen Zugkräfte (= abhebende transversale Querkräfte) übertragen. Vertikale Druckkräfte und horizontale Normalkräfte werden über Kontaktdruck quer zur Faser übertragen. In den Kontaktflächen treten zudem Reibkräfte auf. Die Stabachsen schneiden sich nicht in einem Punkt, daher werden alle Kräfte exzentrisch übertragen.

Das Trag- und Verformungsverhalten wird von folgenden Einflüssen bestimmt (vgl. EHLBECK U. HÄTTICH (1986)):

- Material: Holzart, Rohdichte, lokale Inhomogenitäten, Schädigungen infolge von Pilzen und/oder Insekten
- Herstellung: Qualität der Bearbeitung, Holzfeuchte beim Einbau, verwendeter Querschnittstyp (meist Ganzhölzer bei denen aufgrund der etwa im Zentrum verlaufenden Markröhre mit ausgeprägten Schwindrissen zu rechnen ist)
- Beanspruchung beziehungsweise Beanspruchungsgeschichte: dauernd, kurzzeitig, außerplanmäßig

4E.1.4 statisch-konstruktive Aufgaben

Besonders häufig kommen Kämme in Holzbalkendecken vor. Dort übertragen sie Aussteifungskräfte und gewährleisten die horizontale Lagesicherung der Stäbe.

In historischen Dachwerken – insbesondere in Kehlbalkendächern mit liegendem Stuhl – sind Kämme ebenfalls wesentlich an der globalen Lastabtragung beteiligt. Beispielsweise wurden liegende Stuhlsäulen häufig auf Schwellen aufgezapft und letztere mit dem Bundtram verkämmt (siehe Bild 4E.5). Die am Stuhlsäulenfußpunkt auftretenden Horizontalkräfte müssen vom Kamm in den Bundtram übertragen werden. Im Raum Graz sind die Bundträme oft nur in den Vollgespärren vorhanden. In diesen Fällen werden die Horizontalkräfte am Fußpunkt der Leergespärre über Kämme in die Mauerbank eingeleitet und von dieser über Biegung in die Vollgespärre weitergeleitet. Am Rähm–Kehlbalken–Knoten liegt ebenfalls meist eine Kammverbindung vor. Diese ist wesentlich, um die für asymmetrische Lasten horizontal vergleichsweise verschieblichen Leergespärre mit den Stühlen zu verbinden (vgl. MEISEL U. A. (2013A)).

4E.1.5 Stand der Wissenschaft

Die Geschichte und konstruktive Ausbildung von Kämmen wurde unter anderem in GERNER (1992), GERNER (2000) und GRAUBNER (1986) erforscht.

In der ingenieurwissenschaftlichen Literatur (z. B. vgl. BLASS U. A. (1996), GÖRLACHER U. A. (1990), GÖRLACHER U. A. (1999), HEIMESHOF U. KÖHLER (1989), KÖCK (2011)) finden sich speziell zu Kämmen kaum Angaben. KOCH (2011) führt auf Seite 33 aus: „Die Bemessung kann durch die Nachweise der über die Kontaktflächen übertragbaren Kräfte erfolgen.“ Für die Modellbildung im Bereich von Kämmen werden in MEISEL U. A. (2013A) Vorschläge angeführt.

Die übertragbaren Horizontalkräfte werden von einer eventuell gleichzeitig auf den Kamm wirkenden transversalen Querkraft erhöht. Für die Berechnung der Tragfähigkeitserhöhung wird der Reibkoeffizient μ beziehungsweise der Reibungswinkel ϕ benötigt.

In historischen Kämmen treffen in der Kontaktfläche 2 (siehe Bild 4E.4) häufig folgende Randbedingungen zu:

- Oberflächen glatt (infolge Behauen, entspricht im günstigsten Fall näherungsweise „gehobelt“)
- an beiden Holzoberflächen Längsholz, Neigungswinkel der Fasern im Grundriss: rund 90°
- Holzfeuchten gering, Oberflächen trocken
- Nadelholz

Hierfür siehe experimentell ermittelten Werte in Tab. 4E.1.

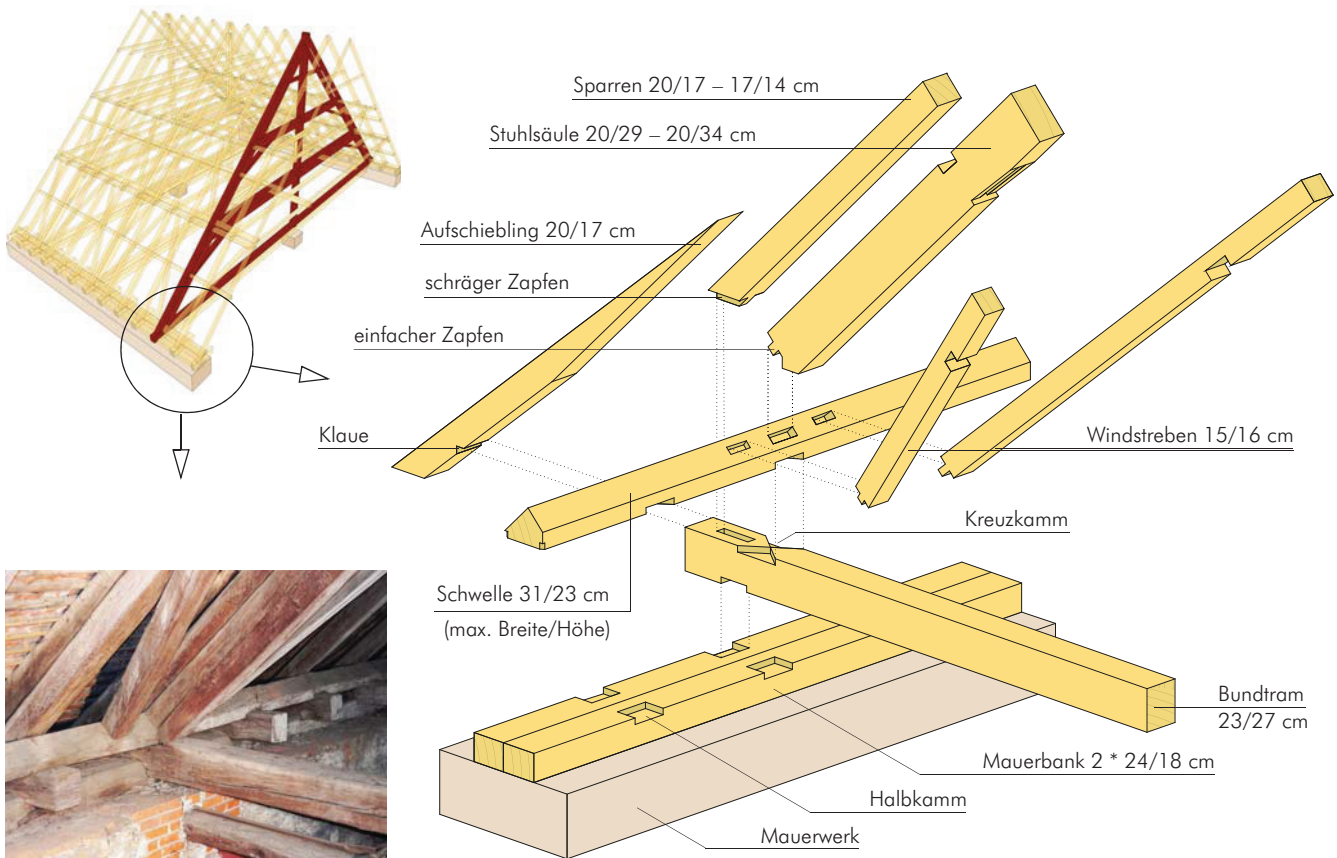


Bild 4E.5 Dachwerk der Alten Universität in Graz (errichtet 1609): Perspektive, Foto und Explosionszeichnung des Stuhlsäulenfußpunktes, vgl. ORTNER (2014) S. 43, Querschnittsdarstellung siehe auch MEISEL U. A. (2012).

Fig. 4E.5 Roof structure of the Old University of Graz (erected 1609): perspective, picture and explosion view of the base of the raking strut, see ORTNER (2014) p. 43, transversal view also see MEISEL A. O. (2012).

Tab. 4E.1 Reibungskoeffizienten für vorhin genannte Randbedingungen, Längsholz (0°) auf Längsholz (90°).

Quelle	Reibungskoeffizient μ und Anmerkung
GABER (1940)	0,25 – 0,26 – 0,28
KOLLMANN (1951)	0,17 bis 0,28
MÖHLER U. MAIER (1969)	0,223 – 0,300 – 0,675 0,25 als Rechenwert empfohlen
GORST U. A. (2003)	0,5 ... Flächen gehobelt (Haftreibung)
ÖNORM EN 1995-2 (2006)	Bemessungswerte nach Tab 6.1: für „längs/längs“: 0,17 für „quer/quer“: 0,20 (für Holzfeuchte \leq 12 %, gehobelt)

In den vertikalen, sich überkreuzenden Kontaktflächen des Kreuzkamms tritt Reibung an Flächen mit *schräg angeschnittenem Hirnholz* auf. Häufig kann hier von folgenden Randbedingungen ausgegangen werden:

- Oberflächen glatt (infolge Sägen oder Stemmen, entspricht im günstigsten Fall näherungsweise „gehobelt“)
- Holzfeuchten gering, Oberflächen trocken
- Nadelholz

Hierfür siehe die experimentell ermittelten Werte in Tab. 4E.2.

Tab. 4E.2 Reibungskoeffizienten, näherungsweise für vorhin genannte Randbedingungen „Hirnholz auf Längsholz“.

Quelle	Reibungskoeffizient μ und Anmerkung
GABER (1940)	0,40 – 0,41 – 0,42 (Haftreibung) ... eine Fläche sägerauh
KOLLMANN (1951)	0,34 (Gleitreibung) / 0,54 (Haftreibung) ... Eiche rechtwinklig aufeinander
MÖHLER U. HERRÖDER (1979)	0,365 – 0,400 – 0,441 (Haftreibung) 0,228 – 0,255 – 0,295 (Gleitreibung) ... Flächen sägerauh
GÖRLACHER U. A. (1990 S. 288)	0,27 (schräges Hirnholz auf Längsholz) ... zulässiger Wert, glatte Oberflächen
NIEMZ (1993)	0,6 ... 0,8 (Haftreibung) 0,4 ... 0,5 (Gleitreibung) ... ohne Angabe der Randbedingungen
GORST U. A. (2003)	0,5 ... Flächen rau (Haftreibung) 0,3 ... Flächen gehobelt (Haftreibung)
KOCH (2011)	0,40 (schräges Hirnholz auf Hirnholz) 0,45 (schräges Hirnholz auf Längsholz) ... Mittelwerte, glatte Oberflächen

In dieser Arbeit werden nachfolgend ingenieurmäßig folgende Reibungskoeffizienten angesetzt (μ_k charakteristischer Wert / μ_d Bemessungswert):

- „Längsholz auf Längsholz“ $\mu_{//,k} \approx 0,25$ / $\mu_{//,d} \approx 0,18$
- „Hirnholz auf Längsholz“ $\mu_{\perp,k} \approx 0,35$ / $\mu_{\perp,d} \approx 0,25$

4E.2 Prüfungen im Labor

4E.2.1 Prüfkörper und -umfang

Die Abmessungen der Querschnitte und Verbindungen wurden so gewählt, dass sie soweit möglich den im Raum Graz üblichen Dimensionen entsprechen (siehe Bild 4E.4 und Bild 4E.6). Als Anschlusswinkel wurde 90° festgelegt, da andere Winkel vergleichsweise selten vorkommen.

Je Verbindungsart (K1 bis K4, siehe Tab. 4E.3) wurden sechs Prüfkörper angefertigt. In die Prüfserienbezeichnung wurde die Soll-Rohdichte des Stabs 2 in $[\text{kg}/\text{m}^3]$ aufgenommen. Innerhalb jeder Serie wurden unterschiedliche Soll-Vorspannkraften aufgebracht. Es wurden jeweils zwei geometrisch gleiche Prüfkörper mit einer Soll-Vorspannkraft von 0 kN, 20 kN oder 40 kN beaufschlagt.

Bis auf zwei wurden alle Prüfkörper aus neuem, heimischen Fichtenholz der Festigkeitsklasse C24 hergestellt. Die Hölzer wurden schonend auf eine Holzaustragsfeuchtigkeit von $u = 12,4 - 13,3\%$ im Mittelwert (Extremwerte: $12,0 - 15,5\%$) getrocknet und gehobelt. Der Abbund erfolgte soweit möglich passgenau mit Tischkreissäge und Fräse. Herstellungsbedingte Verbindungsklaffungen im Bereich von bis zu 2 mm waren unvermeidbar.

Tab. 4E.3 Prüfumfang und Bezeichnungen

Verbindungsart	Prüfserienbezeichnung	Anzahl
Vollkamm	K1 $[\text{kg}/\text{m}^3]$ -Nr.	6
Halbkamm	K2 $[\text{kg}/\text{m}^3]$ -V1 bzw. V2	6
Halbkamm historisch	H-Nr.	2
Mittelkamm	K3 $[\text{kg}/\text{m}^3]$ -Nr.	6
Kreuzkamm	K4 $[\text{kg}/\text{m}^3]$ -Nr.	6
Gesamtsumme		26

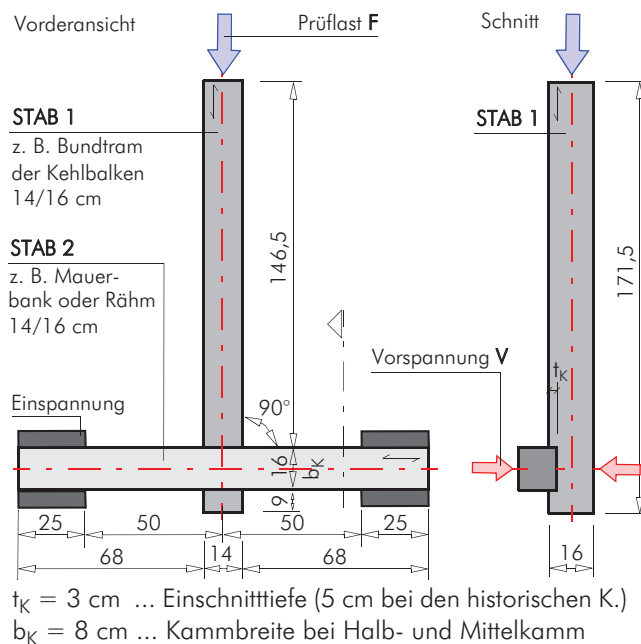


Bild 4E.6 Querschnitts- und Verbindungsabmessungen [cm], die Skizze zeigt einen Vollkamm.

Fig. 4E.6 Cross sections and joint dimensions [cm], the sketch shows a full notching.

4E.2.2 Prüfungskonfiguration und -durchführung

Die Durchführung der Prüfungen erfolgte in Anlehnung an die ÖNORM EN 26 891 (1991). Die Prüfungen wurden weggesteuert mit einer Geschwindigkeit von 2 mm/min durchgeführt, wobei die Geschwindigkeit so angepasst wurde, dass die Prüfzeit bis zum Bruch bei etwa 600 Sekunden lag. Die Last wurde zunächst auf 40 % der abgeschätzten Bruchlast (F_{est}) gesteigert und dort 30 Sekunden gehalten. Anschließend wurde die Prüflast auf $0,1 \cdot F_{\text{est}}$ abgesenkt, ebenfalls 30 Sekunden gehalten und im Anschluss bis zum Versagen der Verbindung gesteigert.

Alle Prüfungen wurden in einem auf 1 MN dimensionierten Prüfgerüst (siehe Bild 4E.7) des Labors für konstruktiven Ingenieurbau am Bautechnikzentrum der TU Graz durchgeführt. Die Lasten wurden poltreu eingeleitet das heißt, der Stab 1 wurde am Lasteinleitungspunkt horizontal unverschieblich gehalten. Die Auflagerung der Prüfkörper erfolgte auf massiven Stahlblöcken. Der Stab 2 wurde dabei mit Stahlprofilen und Gewindestangen so gehalten, dass eine Rotation des Querschnittes am Auflager ausgeschlossen werden konnte. Dies entspricht beispielsweise dem Zustand einer Mauerbank in einem Dachwerk. Die Vertikallasten aus den Gespärren wirken dort einer Verdrehung der Mauerbank entgegen. Bei den Halbkämmen wurde unterschieden, ob sich der Kamm auf der lastzugewandten (V1) oder lastabgewandten Seite (V2) befindet.



Bild 4E.7 Prüfkörper K4_400-1 im Prüfgerüst.

Fig. 4E.7 Test specimen K4_400-1 in the testing frame.

In der Praxis werden Kämme in der Regel auch von transversalen Querkräften beansprucht. Um die Steigerung der Tragfähigkeit und Steifigkeit infolge Querdruck ermitteln zu

können, wurden die Prüfungen zum Teil mit einer Vorspannung (siehe Bild 4E.6) durchgeführt. Der hierzu verwendete „Stahl-Bügel“ diente gleichzeitig zur konstruktiven Lagesicherung der Verbindung. Die Soll-Vorspannkraft wurde zu Beginn der Prüfung aufgebracht. Es zeigte sich, dass die Vorspannkraft infolge Relaxation (z. B. vgl. MÖHLER U. MAIER (1970)) und lokaler Deformationen in der Regel abnahmen. Nur in jenen Fällen, in denen zu Prüfbeginn keine Vorspannkraft aufgebracht wurde, wurden während der Prüfungsdurchführung geringe Vorspannkraft mobilisiert. Die Veränderung der Vorspannkraft wurde protokolliert. Um die Steifigkeit der Verbindung ermitteln zu können, wurden die in Bild 4E.8 dargestellten induktiven Wegaufnehmer (Messbereich 0 – 20 beziehungsweise 0 – 50 mm, Auflösung 0,01 mm) angebracht. Zudem wurde bei den ersten Prüfkörpern die Torsion des Stabes 2 nahe des Kamms gemessen (siehe Bild 4E.7 – Sperrholzscheiben mit Tauchankern). Die Ergebnisse zeigten jedoch vernachlässigbar kleine Werte ($< 1^\circ$), sodass auf die Ermittlung der Torsionsverformungen von Stab 2 verzichtet wurde. Die lokale Verschiebung in Richtung des Stabes 1 wurde wie folgt ermittelt:

$$u = \frac{w_6 + w_8}{2} \dots \text{Verschiebung in Richtung Stab 1}$$

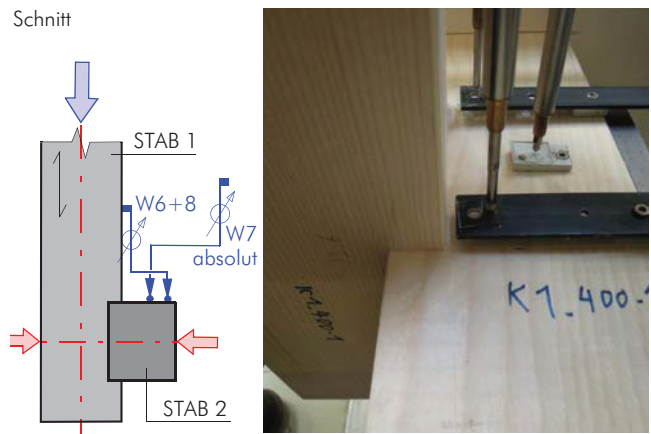


Bild 4E.8 Wegaufnehmer, Links: Skizze, Rechts: am Prüfkörper K1_400-1.

Fig. 4E.8 Displacement transducers, Left: sketch, Right: at specimen K1_400-1.

4E.2.3 Last-Verformungsdiagramme

Bild 4E.9 zeigt die Last-Verformungsdiagramme aller Prüfungen. Das Aufbringen der Vorspannkraft führte in der Regel auch zu vertikalen Verschiebungen (meist ≤ 2 mm). Um die Vergleichbarkeit zu gewährleisten, wurden die lokalen Verschiebungen bereinigt, sodass die Kurven immer im Ursprung beginnen.

Die Last-Verformungsdiagramme können schematisch in zum Teil fließend ineinander übergehende Bereiche unterteilt werden. Diese traten je nach Prüfserie unterschiedlich ausgeprägt auf.

- Bereich 1: Anfangsschlupf

In diesem Bereich treten zunächst große Verformungen auf, während die aufgenommene Last nur langsam zunimmt. Die Ausprägung dieses Bereichs hängt vor allem von der Größe herstellungsbedingter Klaffungen in der Kontaktfläche ab. Der Bereich endet, sobald die Druck-Kontaktfläche 1 voll aktiviert ist.

- Bereich 2: lineares Verformungsverhalten

Im Bereich zwischen etwa 0,1 bis mindestens $0,6 \cdot F_{\text{est}}$ liegt ein annähernd lineares Verformungsverhalten vor. Wie in ÖNORM EN 26 891 (1991) gefordert, wurde zwischen 0,1 bis $0,4 \cdot F_{\text{est}}$ jeweils eine Entlastung und Wiederbelastung durchgeführt. Es zeigte sich, dass die Wiederbelastungssteifigkeit („II. Ast“) in allen Fällen höher ist als jene der Erstbelastung („I. Ast“). Diese Steifigkeitserhöhung kann mit Reibungseffekten und lokal hohen Querdruckpressungen verbunden mit dem irreversiblen Kollabieren von Zellen infolge Querdruck begründet werden.

- Bereich 3: Proportionalitätsgrenze und Versagen

Die Voll-, Mittel- und Halbkämme V1 zeigen die für Querdruckversagen mit Vorholz typischen bilinearen Arbeitslinien. Die rechnerische Bruchlast wurde gemäß ÖNORM EN 26 891 (1991) beim Erreichen einer lokalen Verschie-

bung von 15 mm festgelegt. Die Proportionalitätsgrenze wurde bei etwa 60 % der Bruchlast erreicht. Ein Abfall der Prüflast wurde, wenn überhaupt, erst bei großen lokalen Verschiebungen (> 20 mm) beobachtet. Somit liegt ein duktiler Versagen vor.

Die Halbkammverbindungen V2 (Kamm auf der lastabgewandten Seite) zeigten zu Beginn ein analoges Verformungsverhalten. Ab einer Verschiebung von ca. 4 bis 6,5 mm trat jedoch mit einem lauten Knall ein sprödes Versagen infolge von Querdruk im Stab 2 auf (siehe auch Bild 4E.12).

Das Verformungsverhalten der Kreuzkämme weicht vollständig von allen anderen Kammverbindungen ab. Die Arbeitslinien wichen allmählich und erst relativ knapp vor dem Bruch vom linearen Verlauf ab. Das Versagen trat ab einer Verschiebung von ca. 4,5 mm aufgrund einer Interaktion aus Querdruk schräg zur Faser, Rollschub, Biegung und Schub auf (siehe Bild 4E.13). Die Bruchlasten übertrafen jene der anderen Kämme um etwa 20 %. Das Nachbruchverhalten kann als gutmütig bezeichnet werden. Das heißt, dass auch nach einem wesentlichen Abfall der Prüflast eine vergleichsweise hohe Resttragfähigkeit vorliegt.

Der historische Halbkamm H_1 zeigte in der Kontaktfläche 2 Holzschädigungen infolge Braunfäule. Die Ergebnisse können daher nicht weiter berücksichtigt werden. Der Halbkamm H_2 wies große Schwindrisse auf, die dazu führten, dass sich der Stab 2 in zwei nahezu unabhängige Teilstäbe aufspaltete (siehe Bild 4E.10). Neben großen herstellungsbedingten Klaffungen erklärt das die geringen Steifigkeiten dieses Prüfkörpers.

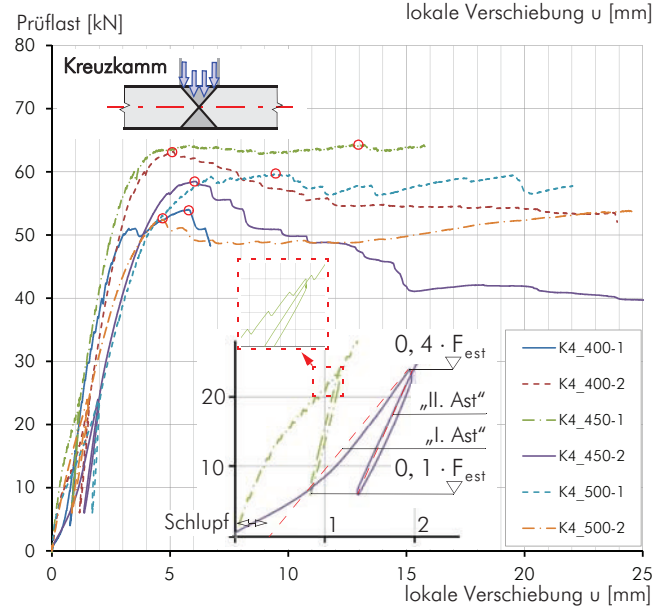
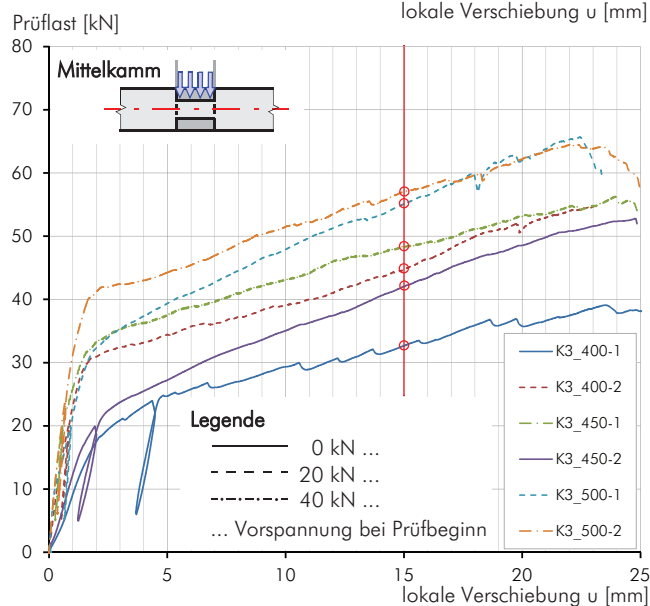
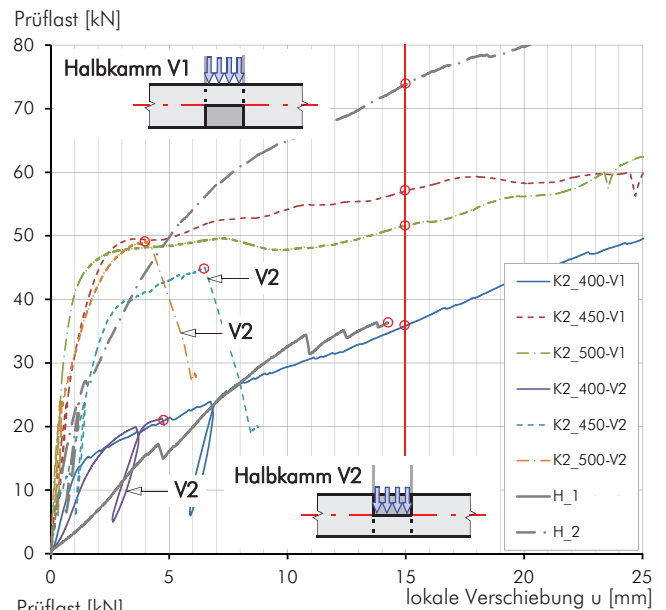
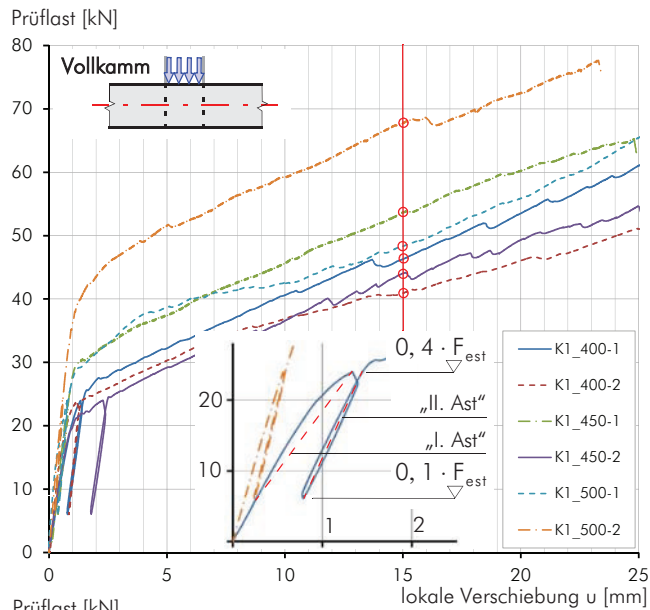


Bild 4E.9 Last-Verformungsdiagramme aller Prüfungen (die Bruchlasten sind mit roten Kreisen gekennzeichnet).

Fig. 4E.9 Load-displacement diagrams of all tests (the failure loads are marked with red circles).



Bild 4E.10 Prüfkörper H_2 während der Prüfung.

Fig. 4E.10 Specimen H_2 during the test.

- Einfluss der Vorspannung

Sowohl die Voll- und Mittelkämme als auch die Halbkämme zeigen, dass eine transversale Querkraft – in den Prüfungen durch eine Vorspannung simuliert – eine signifikante Erhöhung der Steifigkeiten als auch der Bruchlasten bewirkt. Im Gegensatz dazu liegt bei den Kreuzkämmen der Schluss nahe, dass die Steifigkeit und/oder Tragfähigkeit infolge einer Vorspannung nicht oder nicht wesentlich gesteigert wird. Bei einzelnen (zum Beispiel K4_450-1) mit 20 beziehungsweise 40 kN vorgespannten Prüfkörpern ergab sich ein sägezahnförmiger Last-Verformungs-Verlauf („Zahnhöhe“ immer kleiner 0,5 kN). Dieser deutet auf einen regelmäßigen Übergang zwischen Haft- und Gleitreibung hin.

- Einfluss der Rohdichte

Zumindest bei den Prüfungen an den Voll- und Mittelkämmen ist eine Korrelation zwischen Rohdichte und Steifigkeit beziehungsweise Tragfähigkeit zu erwarten. Allerdings ist die Anzahl der Prüfkörper und die Bandbreite der vorliegenden Rohdichten zu gering, um dies statistisch abgesichert nachweisen zu können.

4E.2.4 Versagensmechanismen

- Versagensmechanismus Querdruck (Stab 2)
Bei allen Prüfkörpern wurde ein Versagen der Kontaktfläche 1 im Stab 2 infolge Querdruck beobachtet. Aufgrund des Vorholzes stellte sich ein „Einhängeeffekt“ (siehe Bild 4E.11 – deformierte Faser) ein. Gleichzeitig kam es rechtwinkelig zu den Fasern zu einem Rollschubversagen.

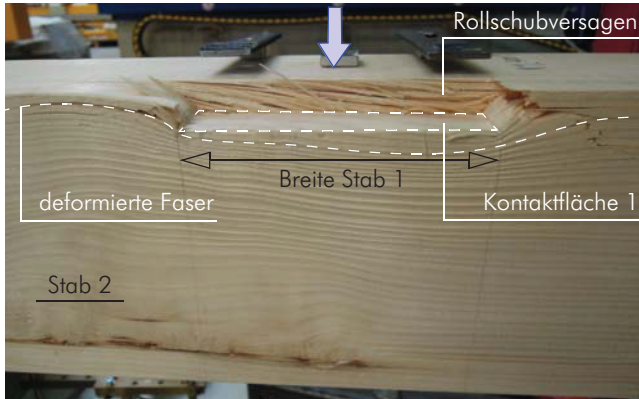


Bild 4E.11 Ansicht von Stab 2 des Prüfkörpers K1_400-1 nach der Prüfung.

Fig. 4E.11 View of specimen K1_400-1, beam 2 after testing.

- Versagensmechanismus Querzug (Stab 2)
Bei den Mittelkämmen und insbesondere bei den Halbkämmen mit Kamm auf der lastabgewandten Seite kam es neben dem Versagen auf Querdruck auch zu einem Versagen auf Querzug im Stab 2 (siehe Bild 4E.12).



Bild 4E.12 Prüfkörper K2_400-2 mit Kamm auf der lastabgewandten Seite während der Prüfung.

Fig. 4E.12 Specimen K2_400-2 with notching facing away of the load during testing.

- Versagensmechanismus Rollschub (Stab 2)
In allen Prüfungen wurde auch ein Versagen infolge Rollschub beobachtet. Bei den Kreuzkämmen trat das Versagen infolge einer Interaktion aus Querdruck schräg zur Faser, Rollschub, Biegung und Schub auf (siehe Bild 4E.13).

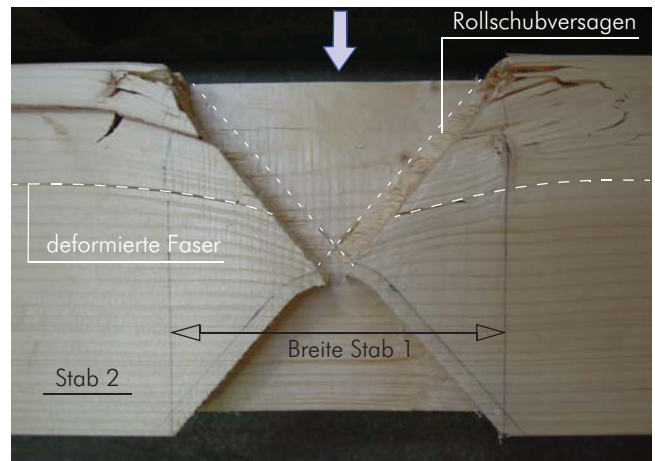


Bild 4E.13 Ansicht von Stab 2 des Prüfkörpers K4_450-1 nach der Prüfung.

Fig. 4E.13 View of specimen K4_450-1, beam 2 after testing.

- Versagensmechanismus Schub im Kamm (Stab 2)
Wird die Kammbreite b_k der Halb- oder Mittelkämmen vergleichsweise gering, kann ein Abscheren des Kammes im Stab 2 nicht ausgeschlossen werden. Bei den in den vorliegenden Prüfungen gewählten Abmessungen (Kammbreite $b_k = b_{\text{Stab 2}} / 2 = 80 \text{ mm}$) trat kein Schubversagen auf.

- Versagensmechanismus Schub im Vorholz (Stab 1)
Wird die in Bild 4E.7 dargestellte Prüfkonzfiguration anstatt auf Druck auf Zug beansprucht, ist ein Schubnachweis für das Vorholz (Blockscheren, minimale Länge der Scherfläche gemäß ÖNORM B 1995-1-1 (2010): 20 cm) zu führen.

4E.2.5 Bruchlasten und Steifigkeiten

In Tab. 4E.4 sind die wesentlichen Ergebnisse der Prüfungen zusammengefasst. Da von jeder Prüfkongfiguration (gleiche Kammart und Vorspannkraft) nur jeweils zwei Prüfkörper geprüft wurden, muss hier von einer statistischen Auswertung abgesehen werden. Weitere Angaben siehe WALLNER U. A. (2014).

Tab. 4E.4 Zusammenstellung der Prüfergebnisse an Kammverbindungen, Ergebnisse der Ingenieurmodelle in blau.

Bezeichnung	Rohdichte Stab 2 [kg/m ³]	Vorspannung V [kN]			Bruchlast F [kN]	Steifigkeiten [kN/mm]*		F _{Rk} [kN] nach Glg. 2 (Δ zu F in %)	C [kN/mm] (Δ in %)		
		Prüfbeginn	0,1 * F _{est}	0,4 * F _{est}		C _I	C _{II}		C _I	C _{II}	
Vollkamm	K1_400-1	455	0	1,0	3,4	46,28	16,7	26,3	23,36 (50)	15,6 (7)	29,2 (-11)
	K1_400-2	366	20	19,0	19,5	40,90	18,3	31,9	27,38 (33)	18,3 (0)	34,2 (-7)
	K1_450-1	445	40	38,0	36,6	53,66	33,4	39,5	31,64 (41)	21,1 (37)	39,6 (0)
	K1_450-2	422	0	1,4	2,0	44,02	15,6**	25,1	23,00 (48)	15,3 (2)	28,8 (-14)
	K1_500-1	497	20	18,3	19,4	48,30	26,3	40,6	27,35 (43)	18,2 (31)	34,2 (16)
	K1_500-2	427	40	37,2	35,2	67,71	41,7	51,2	31,29 (54)	20,9 (50)	39,1 (24)
Halbkamm	K2_400-V1	393	0	0,8	5,8	35,88	9,47**	15,7	23,95 (33)	16,0 (-69)	29,9 (-90)
	K2_450-V1	408	20	18,3	16,7	57,08	33,7	41,7	26,69 (53)	17,8 (47)	33,4 (20)
	K2_500-V1	456	40	37,4	34,2	51,61	59,2	76,3	31,04 (40)	20,7 (65)	38,8 (49)
	K2_400-V2	398	0	0,9	5,0	21,28	7,66**	10,9	8,74 (59)	5,82 (24)	10,9 (0)
	K2_450-V2	420	20	18,3	15,9	45,03	14,7	43,2	11,45 (75)	7,63(48)	14,3 (67)
	K2_500-V2	472	40	38,2	37,5	49,15	61,1**	78,5	16,86 (66)	11,2 (82)	21,1 (73)
	H_2	402	40	37,6	30,2	73,80	18,9	30,3	52,55 (29)	35,0 (-85)	65,7 (-117)
Mittelkamm	K3_400-1	373	0	0,9	1,7	32,66	10,2	18,6	22,93 (30)	15,3 (-50)	28,7 (-54)
	K3_400-2	381	20	17,8	15,8	44,75	22,6	44,4	26,44 (41)	17,6 (22)	33,1 (25)
	K3_450-1	385	40	37,4	34,6	48,25	33,0	47,1	31,16 (35)	20,8 (37)	39,0 (17)
	K3_450-2	423	0	0,8	14,7	42,04	11,4	17,2	26,19 (38)	17,5 (-53)	32,7 (-90)
	K3_500-1	453	20	18,5	20,0	55,10	18,7	49,9	27,51 (50)	18,3 (2)	34,4 (31)
	K3_500-2	440	40	37,5	34,1	57,01	32,7	49,4	31,03 (46)	20,7 (37)	38,8 (21)
Kreuzkamm	K4_400-1	392	0	1,0	5,2	54,03	22,4	46,3	30,93 (43)	20,6 (8)	38,7 (16)
	K4_400-2	370	20	18,5	17,1	63,20	13,6	40,9	30,93 (51)	20,6 (-52)	38,7 (5)
	K4_450-1	401	40	38,1	35,6	64,35	18,6	48,1	30,93 (52)	20,6 (-11)	38,7 (20)
	K4_450-2	424	0	1,0	2,4	58,48	15,0	28,4	30,93 (47)	20,6 (-37)	38,7 (-36)
	K4_500-1	469	20	17,5	26,2	59,62	10,3	52,3	30,93 (48)	20,6 (-101)	38,7 (26)
	K4_500-2	418	40	37,9	33,3	53,88	14,7	24,6	30,93 (43)	20,6 (-40)	38,7 (-57)

* ... C_I ... „I. Ast“, C_{II} ... „II. Ast“

** ... „0,4 * F_{est}“ zu hoch abgeschätzt und daher korrigiert

4E.3 Bemessung und Modellbildung

4E.3.1 Tragfähigkeiten

Für die Ermittlung der charakteristischen Tragfähigkeiten von Kammverbindungen werden in Anlehnung an die ÖNORM EN 1995-1-1 (2009) Ingenieurmodelle vorgeschlagen. Zwecks Gegenüberstellung der Bruchlasten aus den Prüfungen mit den Ergebnissen der Ingenieurmodelle wird den Modellen die Festigkeitskenngrößen der ÖNORM EN 338 (2009) für C24 zugrunde gelegt. Ingenieurmäßig werden folgende Reibungskoeffizienten angesetzt (siehe auch Abschnitt 1.5)

$$\begin{aligned} \mu_{\parallel, k} &\approx 0,25 & \mu_{\parallel, d} &\approx 0,18 \\ \mu_{\perp, k} &\approx 0,35 & \mu_{\perp, d} &\approx 0,25 \end{aligned}$$

Die angegebenen Gleichungen gelten für baupraktisch übliche Abmessungen. Die Kammbreite muss mindestens der halben Stabbreite entsprechen. Tragfähigkeitsanteile infolge Rollschub werden auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt.

- Bemessungswert der Kamm-Tragfähigkeit

$$F_{Rd} = \frac{F_{Rk, \text{Kontakt}} \cdot k_{\text{mod}}}{\gamma_M} + V \cdot \mu_{\parallel, d} \quad (\text{Glg. 1})$$

mit

$$\begin{aligned} V &= \text{minimale transversale Querkraft} \\ V &= 0 \dots \text{bei Vorliegen eines Kreuzkamms} \end{aligned}$$

- Charakteristischer Wert der Kamm-Tragfähigkeit

$$F_{Rk} = F_{Rk, \text{Kontakt}} + V \cdot \mu_{\parallel, k} \quad (\text{Glg. 2})$$

mit

$$F_{Rk, \text{Kontakt}} = \text{Minimum} \begin{bmatrix} F_{Rk, \text{Querdruk}} \\ F_{Rk, \text{Querzug}} \end{bmatrix} \quad (\text{Glg. 3})$$

- charakteristische Tragfähigkeit infolge Querdruk

... für Voll-, Halb- und Mittelkämme gilt:

$$F_{Rk, \text{Querdruk}} = f_{c, 90, k} \cdot k_{c, 90} \cdot A_{ef} \quad (\text{Glg. 4})$$

mit

$$\begin{aligned} k_{c, 90} &= 1,5 \dots \text{für Vollholz} \\ A_{ef} &= t_K \cdot (b_1 + 2 \cdot 3 \text{ cm}) \end{aligned}$$

für die Randbedingungen der Prüfungen ergibt sich:

$$F_{Rk, \text{Querdruk}} = 0,25 \cdot 1,5 \cdot 3 \cdot (14 + 2 \cdot 3) = \mathbf{22,50 \text{ kN}}$$

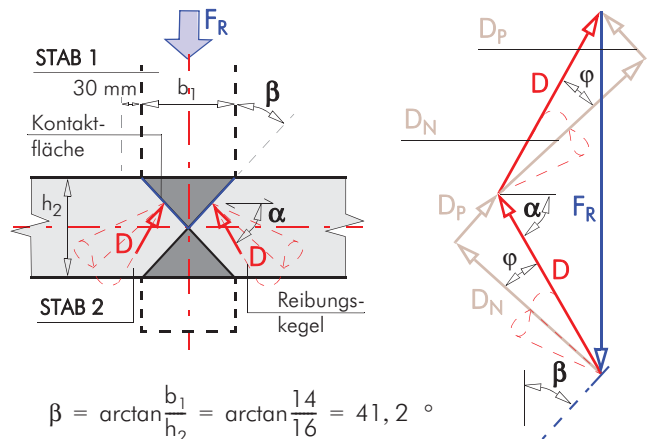
... für Kreuzkämme gilt (siehe Bild 4E.14):

$$F_{Rk, \text{Querdruk}} = 2 \cdot D \cdot \sin \alpha = 2 \cdot A_{ef} \cdot f_{c, \alpha, k} \cdot \sin \alpha \quad (\text{Glg. 5})$$

mit

$$f_{c, \alpha, k} = \frac{f_{c, 0, k}}{\frac{f_{c, 0, k}}{k_{c, 90} \cdot f_{c, 90, k}} \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha}$$

$$\begin{aligned} k_{c, 90} &= 1,5 \dots \text{für Vollholz} \\ A_{ef} &= t_K \cdot \left(\frac{h_2}{2 \cdot \cos \beta} + 3 \text{ cm} \cdot \sin \beta \right) \end{aligned}$$



$$\beta = \arctan \frac{b_1}{h_2} = \arctan \frac{14}{16} = 41,2^\circ$$

$$\varphi = \arctan(\mu_{\perp, k}) = \arctan(0,35) = 19,3^\circ$$

$$\alpha = \beta + \varphi = 41,2 + 19,3 = 60,5^\circ$$

Bild 4E.14 Kreuzkämme: Kraftfluss und Gleichgewicht im Verbindungsbereich (aktio in bau, reaktio in rot).

Fig. 4E.14 Cross notched joints: Load transfer and equilibrium in the connection area (action in red, reaction in blue).

für die Randbedingungen der Prüfungen ergibt sich:

$$f_{c, \alpha, k} = \frac{2,1}{\frac{2,1}{1,5 \cdot 0,25} \cdot \sin 60,5^\circ + \cos 60,5^\circ} = 0,47$$

$$A_{ef} = 3 \cdot \left(\frac{16}{2 \cdot \cos 41,2^\circ} + 3 \cdot \sin 41,2^\circ \right) = 37,8 \text{ cm}^2$$

$$F_{Rk, \text{Querdruk}} = 2 \cdot 37,8 \cdot 0,47 \cdot \sin 60,5^\circ = \mathbf{30,93 \text{ kN}}$$

- charakteristische Tragfähigkeit infolge Querzug, gilt nur für Halbkämme V2 (Kamm auf der lastabgewandten Seite), in Analogie zur ÖNORM B 1995-1-1 (2010) Abschnitt 6.8.1

$$F_{Rk, \text{Querzug}} = k_S \cdot k_r \cdot \left(6,5 + \frac{18 \cdot b_K^2}{h_2^2} \right) \cdot (t_K \cdot h_2)^{0,8} \cdot f_{t, 90, k} \quad (\text{Glg. 6})$$

mit

$$\begin{aligned} k_S &= 1,0 & k_R &= 0,7 + \frac{1,4 \cdot b_1}{h_2} \geq 1 \\ & & & \text{mit } t_K \text{ und } h_2 \text{ in [mm], } f_{t, 90, k} \text{ in [N/mm}^2] \end{aligned}$$

für die Randbedingungen der Prüfungen ergibt sich:

$$k_R = 0,7 + \frac{1,4 \cdot 14}{16} = 1,93$$

$$F_{Rk, \text{Querzug}} = \frac{1,93 \cdot \left(6,5 + \frac{18 \cdot 8^2}{16^2} \right) \cdot (30 \cdot 160)^{0,8} \cdot 0,4}{1000}$$

$$F_{Rk, \text{Querzug}} = \mathbf{7,48 \text{ kN}}$$

Die rechnerisch ermittelten charakteristischen Tragfähigkeiten werden in Tab. 4E.4 den in den Prüfungen bestimmten Bruchlasten gegenübergestellt. In den Klammern sind jeweils die Differenzen zwischen den einzelnen Prüfwerten und den charakteristischen Tragfähigkeiten in Prozent angegeben. Der Mittelwert aller Differenzen beträgt etwa 45 %. Das heißt, die charakteristische Tragfähigkeit – die dem 5 %-Quantilwert der Bruchlasten entsprechen sollte – ist etwa 45 % geringer als der Mittelwert der Bruchlasten. Da nur je zwei Prüfkörper gleicher Geometrie und Vorspannung geprüft wurden, sind keine weiteren statistischen Auswertungen sinnvoll.

4E.3.2 Steifigkeiten und Modellbildung

Realitätsnahe baustatische Analysen historischer Holzbauten erfordern häufig die Berücksichtigung des Verformungsverhaltens der Verbindungen. Die wesentlichen Nichtlinearitäten (z. B. Ausfall auf Zug) und die Federsteifigkeiten sollten in diesen Modellen berücksichtigt werden. Dabei ist die genaue Größe der Steifigkeiten von untergeordneter Bedeutung, vielmehr sollte die Größenordnung der Steifigkeiten berücksichtigt werden (vgl. GÖRLACHER U. A. (1999), MEISEL U. A. (2013A), KÖCK (2011), KOCH (2011)).

Die Angabe der Größenordnung für die Steifigkeiten ist auch vor dem Hintergrund sinnvoll, dass die Ergebnisse aus den Prüfungen noch deutlich stärker streuen als das bei den Bruchlasten der Fall ist (siehe Tab. 4E.4).

In Analogie zu z. B. BLASS U. A. (1996), GÖRLACHER U. A. (1999), GÖRLACHER U. A. (1990), KÖCK (2011), MÖHLER (1986) wird hier vorgeschlagen, die Steifigkeit von Kammverbindungen wie folgt abzuschätzen.

$$\text{Steifigkeit } C = \frac{F_{Rk}}{u} = \frac{\text{charakteristische Tragfähigkeit}}{\text{theoretische Verschiebung}}$$

Die theoretische Verschiebung wurde so festgelegt, dass die Differenzen zwischen Rechenwerten und Prüfergebnissen über alle Prüfkörper aufaddiert nahezu Null betragen.

- Steifigkeit von Kämmen für die Erstbelastung („I. Ast“)

$$C_I = \frac{F_{Rk}}{1,5 \text{ mm}} \quad (\text{Glg. 7})$$

- Steifigkeit von Kämmen für die Wiederbelastung („II. Ast“)

$$C_{II} = \frac{F_{Rk}}{0,8 \text{ mm}} \quad (\text{Glg. 8})$$

Die Ergebnisse sind den beiden rechten Spalten der Tab. 4E.4 zu entnehmen. In Klammern (...) sind jeweils die Differenzen zwischen den Prüfwerten und den Rechenergebnissen angegeben. Negative Werte weisen darauf hin, dass die errechneten Werte größer sind als jene, die aus den Prüfungen resultieren. Es fällt auf, dass die in den Prüfungen bestimmten Steifigkeiten der Erstbelastung (C_I) deutlich stärker streuen als jene der Wiederbelastung (C_{II}).

Verbindungen in historischen Tragwerken haben in der Regel bereits zahlreiche Lastzyklen durchlaufen. Daher erscheint die Verwendung der Wiederbelastungssteifigkeit C_{II} für die Modellbildung im Zuge der baustatischen Analyse angebracht (vgl. KÖCK (2011)).

Die Steifigkeit in Richtung der transversalen Querkraft (Vorspannung in den Prüfungen) kann realitätsnah mit dem in BLASS U. A. (1996) und MEISEL U. A. (2013A) dokumentierten Lastausbreitungsmodell bestimmt werden.

Bei der Modellbildung sollte berücksichtigt werden, dass Kämme Kräfte in Richtung des Stabes 1 deutlich exzentrisch übertragen (siehe Bild 4E.15). Wenn die Kontaktfläche 2 nicht vollständig überdrückt wird, sollte der Koppelstab im Schwerpunkt der Kontaktfläche 1 mit einem Gelenk unterteilt werden.

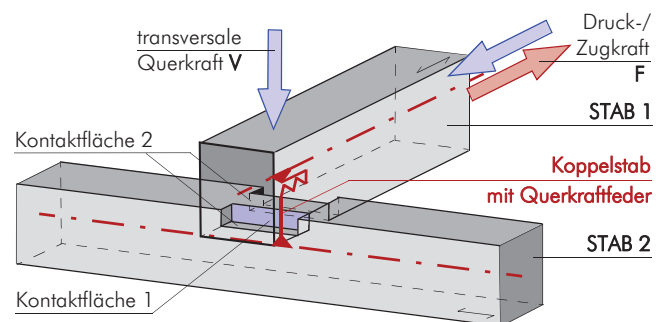


Bild 4E.15 Modellbildung.

Fig. 4E.15 Modeling.

4E.4 Zusammenfassung

Im vorliegenden Kapitel werden erstmals die Tragfähigkeit und das Verformungsverhalten unterschiedlicher Kammverbindungen untersucht. Die Prüfungen der Voll-, Halb- (V1) und Mittelkämme ergaben bilineare Arbeitslinien. Die Bruchlast musste beim Erreichen von 15 mm lokaler Verschiebung festgelegt werden, da zuvor kein Versagen beobachtet werden konnte. Im Gegensatz zu diesem duktilen Versagen zeigen die Halbkämme V2 (Kamm auf der lastabgewandten Seite) einen Sprödbbruch infolge Querkraft. Das Verformungsverhalten der Kreuzkämme unterscheidet sich grundsätzlich von dem anderer Kämme. Bei vergleichsweise geringen Verformungen tritt der Bruch auf, das Nachbruchverhalten kann als zäh oder gutmütig beschrieben werden. Die ermittelten Steifigkeiten werden wesentlich von Inhomogenitäten des Materials, Rissen und Klaffungen (herstellungs-, last- und schwindbedingt) bestimmt.

Die Voll-, Halb- (V1) und Mittelkämme weisen in etwa die gleichen Bruchlasten auf. Die Halbkämme V2 ergaben etwa 20 % niedrigere, die Kreuzkämme um etwa 20 % höhere Bruchlasten. Die Vorspannung (und die daraus resultierenden Reibungskräfte) erhöht in der Regel sowohl die Steifigkeiten als auch die Bruchlasten. Nur bei den Kreuzkämmen kann dieser Einfluss anhand der durchgeführten Prüfungen nicht nachgewiesen werden.

In enger Anlehnung an die Normung (ÖNORM EN 1995-1-1 (2009), ÖNORM B 1995-1-1 (2010)) werden Ingenieurmodelle für die Ermittlung der charakteristischen Tragfähigkeiten vorgeschlagen. Der Einfluss der Vorspannung wird bei den Voll-, Halb- und Mittelkämmen über die mobilisierbaren Reibungskräfte berücksichtigt. Bei den Kreuzkämmen wird auf Basis der vorliegenden Prüfergebnisse vorgeschlagen, keine Reibungskräfte infolge Vorspannung anzusetzen. Die Steifigkeiten der Kammverbindungen können in guter Näherung aus dem Quotienten der charakteristischen Tragfähigkeit und einer theoretischen Verschiebung bestimmt werden.

Aufgrund der geringen Prüfkörperanzahl je Konfiguration ist keine statistisch abgesicherte Auswertung möglich. Für weiterführende, umfangreichere Prüfungen wird empfohlen, die Prüfkonfiguration abzuändern. Wird die Prüfung nicht vertikal in einem Prüfgerüst, sondern horizontal auf einem Aufspannfeld durchgeführt, könnten die transversalen Querkräfte durch eine Auflast simuliert werden. Damit wäre eine konstante Vorspannung während der gesamten Prüfungsdurchführung sichergestellt. Darüber hinaus wird empfohlen, die tatsächlich mobilisierbaren Reibungskoeffizienten vorab anhand der Prüfkörper zu bestimmen. Nicht zuletzt dank der Entwicklung der CNC-Abbindtechnologie, die wieder die wirtschaftliche Herstellung zimmermannsmäßiger Verbindungen ermöglicht, sind weitere Forschungsarbeiten zum Thema wünschenswert.

KAPITEL 4F

TRAGVERMÖGEN DER DACHLATTUNG



Bild 4F.1 Firstbereich im Nordtrakt des Dachwerks von Schloss Hainfeld.

Fig. 4F.1 Ridge area of the north section of the roof structure of Schloss Hainfeld.

4F TRAGVERMÖGEN DER DACHLATTUNG

In diesem Kapitel wird der Einfluss der Dachlattung auf das räumliche Tragverhalten einzelner Bereiche zimmermannsmäßig errichteter Dachtragwerke dargestellt. Hierzu werden zuerst prinzipielle Überlegungen zum Tragvermögen der Dachlattung angestellt, anschließend einzelne Prüfungen durchgeführt und zwei Beispielrechnungen dokumentiert.

Dieses Kapitel wurde in ähnlicher Form in MEISEL U. A. (2010A) veröffentlicht.

Load-bearing capacity of the roofing lath. In this contribution, the influence of the roofing lath on the spatial load-bearing behaviour of single areas of carpentry roof structures is pointed out. Therefore, some theoretical background on the load-bearing capacity of roof battens is presented. This is followed by the report of some structural tests and the documentation of two model calculations.

4F.1 Einführung und Motivation

Im Rahmen der statischen Analyse eines bestehenden Tragwerks wird das tatsächliche mechanische Tragverhalten in einem vereinfachten baustatischen Modell abgebildet. Die Ergebnisse dieser Berechnungen an historischen Dachtragwerken liefern zum Teil hohe Ausnutzungsgrade, welche keine sinnvolle Aussage über die Tragsicherheit zulassen. Die Diskrepanz zwischen rechnerisch hohen Ausnutzungsgraden und nicht aufgetretenen Verbindungs-, Stab-, Bauteil- oder Systemversagen im Bestand kann folgendermaßen begründet sein:

- lokal liegen höhere Materialfestigkeiten vor (Festlegung der charakteristischen Werte, Sortierklasse, Größeneffekte)
- die rechnerischen Lasten sind während des Gebäudebestands noch nicht aufgetreten
- das materialseitige Sicherheitsniveau entspricht nicht den derzeit anerkannten Regeln der Technik
- das baustatische Modell (im Besondere die Auflagerbedingungen und Nachgiebigkeiten und Exzentrizitäten der Verbindungen) und Nachweiskonzept bildet das tatsächliche mechanische Tragverhalten nicht zutreffend ab.

Wie in MEISEL (2009A) gezeigt wurde, ergeben sich für die Stäbe und Verbindungen im Einflussbereich der Gaube und der Walmdachflächen des „Grazer Dachstuhls“ des Objektes Mandellstraße 9 sehr hohe Ausnutzungsgrade (siehe Bild 4F.2). Die rechnerische Beanspruchbarkeit des Sparrens 12' wird im Bereich dessen Kragarmes, an welchen die beiden Ichsensparren (= Kehlsparren) der Gaube anschließen, um den Faktor 5 überschritten. Im Folgenden wird die Veränderung des Ausnutzungsgrads des Sparrens 12' infolge einer Erweiterung des baustatischen Modells unter Berücksichtigung des Tragvermögens der Dachlattung untersucht.

Zahlreiche Besichtigungen historischer Dachstühle zeigen, dass in vielen Dachstühlen das Tragvermögen der Dachlattung wesentlichen Einfluss auf die globale Lastabtragung hat. Beispielsweise ist die Systemaussteifung unter Vernachlässigung der Dachlattung häufig unzureichend bis nicht vorhanden (siehe Bild 4F.3, vgl. GÖTZ (2009), KRAFT (1998), MEISEL (2009A) und OSTENDORF (1908)).

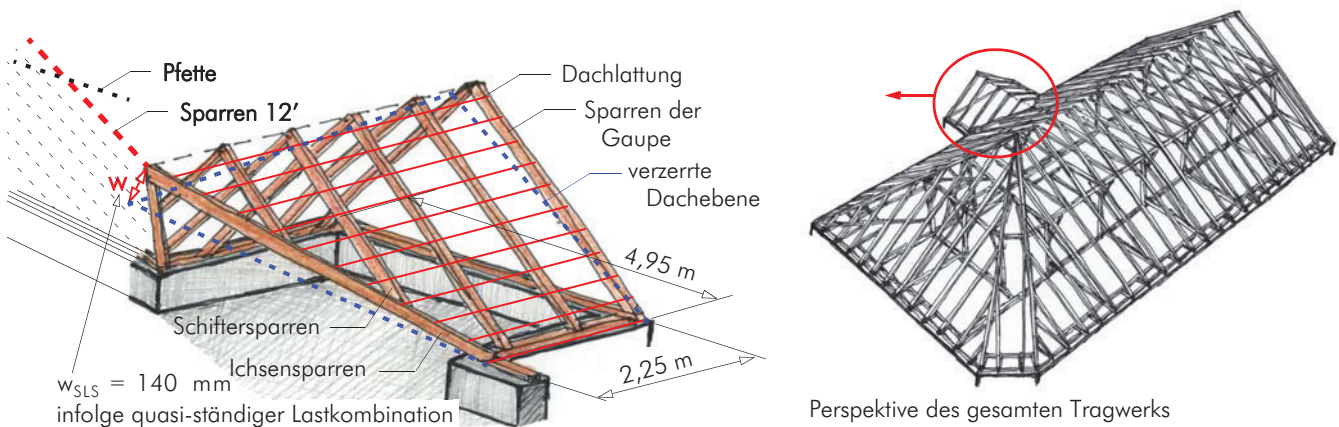


Bild 4F.2 Räumliche Darstellung der Gaube und des Gesamtsystems (vgl. MEISEL (2009A S. 112 und 140).

Fig. 4F.2 Spatial illustration of the dormer and the entire structure (see MEISEL (2009A p. 112 and 140).

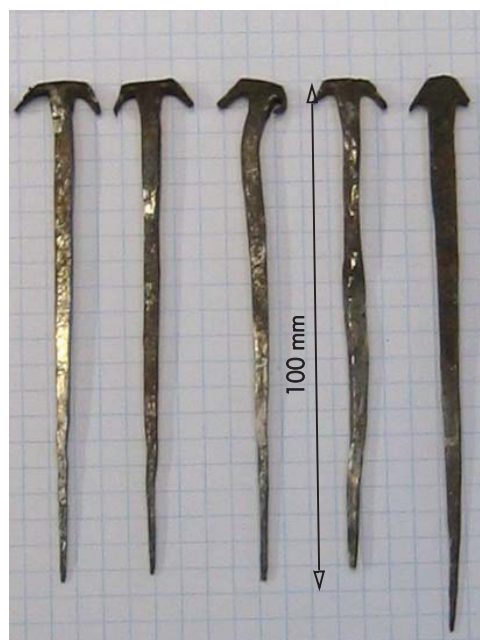


Bild 4F.3 Links: Firstbereich ohne adequate Aussteifung in Firstrichtung, Rechts: Flickwerk im Bereich einer Ichse (= Kehle).
Fig. 4F.3 Left: ridge area without adequate bracing in ridge direction, Right: structural disorder in the area of a valley.

4F.2 Konstruktive Ausführung

Für mit Biberschwanzziegel gedeckte historische Dächer betragen die Abmessungen der Dachlatten meist rund 30/50 mm, der Abstand zueinander rund 150 mm. Gemäß MAJCE-NOVIC (2008) und Untersuchungen an historischen Dachwerken in MEISEL (2009A) ist davon auszugehen, dass in jedem Dachlatten-Sparren-Knoten nur je ein Nagel vorhanden ist. Historisch wurden hierzu annähernd rechteckige,

geschmiedete Nägel verwendet (siehe Bild 4F.4). Da die Dachlatten in der Regel eine deutlich geringere Lebensdauer als die Bauhölzer des Dachwerks haben, muss auch bei alten Tragwerken immer damit gerechnet werden, dass die Latten mit Drahtstiften und nicht mit geschmiedeten Nägeln befestigt sind.



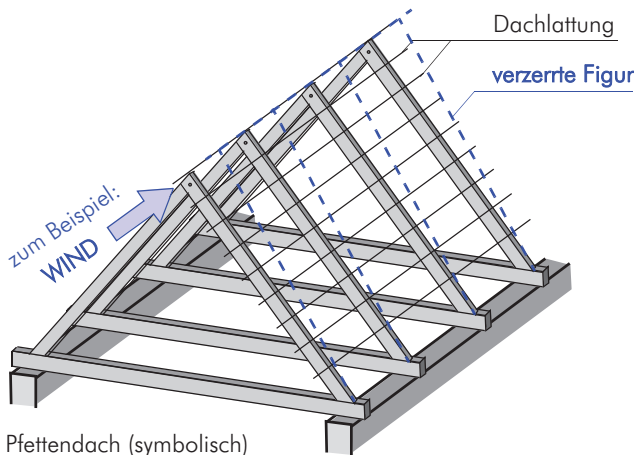
	b_1/b_2 [mm]	[mm]
Kopf	15,8/4,8	10
	3,4/4,5	20
	3,3/4,5	30
	3,2/4,2	40
	2,8/3,7	50
Schaft	2,6/3,6	60
	2,4/3,3	70
	1,9/2,9	80
	1,5/2,4	90
	1,3/1,7	100

Bild 4F.4 Links: Dachlattenbefestigung, Mitte und Rechts: Typische Dachlatten-Schmiedenägel.
Fig. 4F.4 Left: Roof batten-rafter-joint, Middle and Right: Typical forged batten nails.

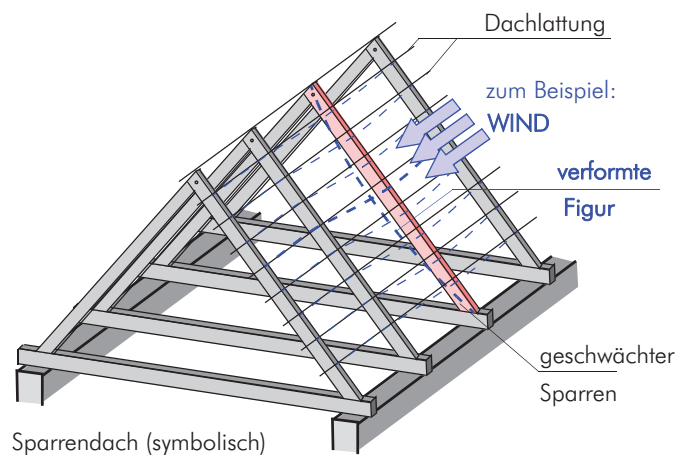
4F.3 Arten der Tragwirkung

Zwei wesentliche Effekte der Tragwirkung der Dachlattung können unterschieden werden:

- Tragwirkung für Beanspruchung in der X_L - Y_L -Ebene (Scheibentragwirkung)
- Tragwirkung für Beanspruchung normal auf die X_L - Y_L -Ebene (Plattentragwirkung)



Pfettendach (symbolisch)



Sparrendach (symbolisch)

Bild 4F.5 Effekte der Tragwirkung, Links: für Beanspruchung in der X_L - Y_L -Ebene, Rechts: für Beanspruchung normal auf die X_L - Y_L -Ebene.
Fig. 4F.5 Types of load-bearing behaviour, Left: loading in the X_L - Y_L -plane, Right: loading perpendicular to the X_L - Y_L -plane.

Alle Lasten werden als in den Schwerlinien der betreffenden Stäbe angreifend angenommen (siehe Bild 4F.6).

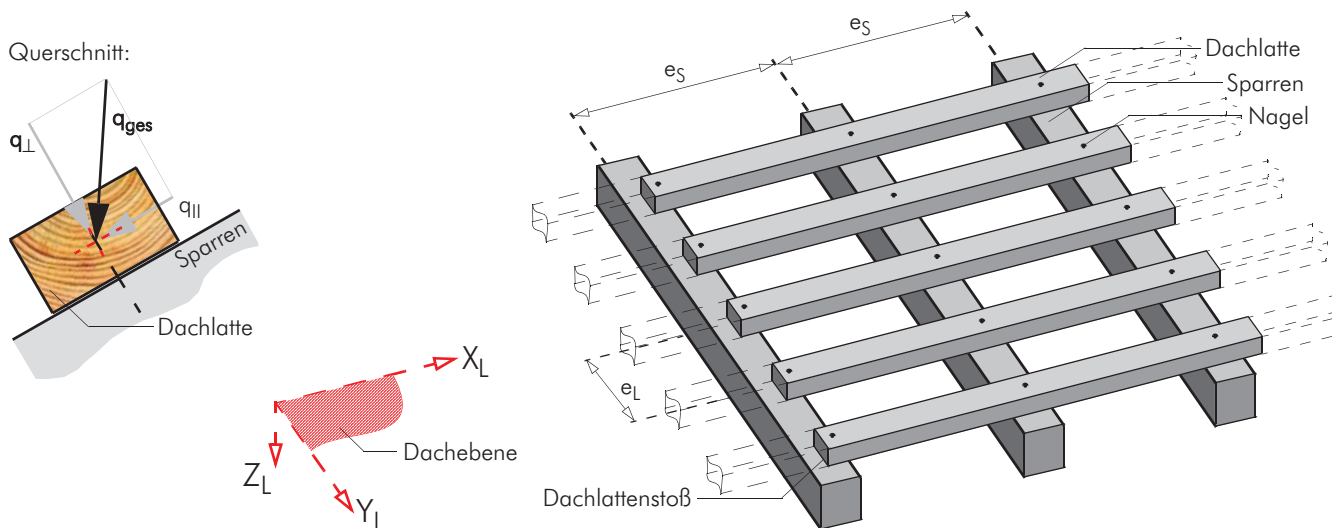


Bild 4F.6 System aus Sparren und Dachlatten (nicht maßstäblich).
Fig. 4F.6 System of rafters and roof battens (not according to scale).

4F.3.1 Tragwirkung für Beanspruchung in der X_L - Y_L -Ebene

4F.3.1.1 Längstragwirkung (X_L)

Ichsen- und Gratsparren bilden gemeinsam mit den Schiffersparren und Dachlatten zahlreiche Dreiecke in der Dachfläche. Infolge von Verformungen in der Dachebene werden in diesen Dreiecken Normalkräfte geweckt, welche insbesondere von der Dehnsteifigkeit der Latten, der Steifigkeit der Nagelverbindungen zwischen Latten und Sparren und den Dachlattenstößen begrenzt werden.

Weiters stützen die Dachlatten beispielsweise in Walmbereichen gegenüberliegende Gratsparren gegeneinander ab. Die Längstragwirkung der Dachlatten ist aber auch für die Stabilisierung der Sparren aus der Gespärrebene von Bedeutung.

4F.3.1.2 Schubtragwirkung

Infolge von Verformungen normal auf die Gespärrebene kommt es zur Verzerrung der Dachflächen (Schubverzerrung). Diese Verzerrungen bewirken Winkeländerungen zwischen Sparren und Dachlatten, wodurch geringe äquivalente Drehfedersteifigkeiten (nachgiebiges Vierendeckersystem) geweckt werden können. Hierzu siehe Abschnitt 4.

Weiters bewirkt die Schubtragwirkung zusammen mit der Längstragwirkung der Dachlattung erst die räumliche Stabilität zahlreicher historischer Sparren- und Kehlbalckendächer (beispielsweise vgl. GÖTZ (2009), KRAFT (1998), MAJCENOVIC (2008) und OSTENDORF (1908)).

Kommt es zu Relativverschiebungen benachbarter Sparren in der Dachebene, wird die Biegesteifigkeit zahlreicher, nachgiebig befestigter Einzellatten geweckt (Systemwirkung in der Dachebene siehe Bild 4F.7).

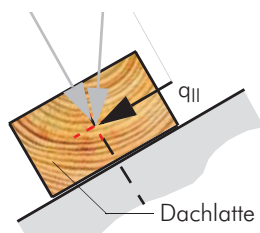
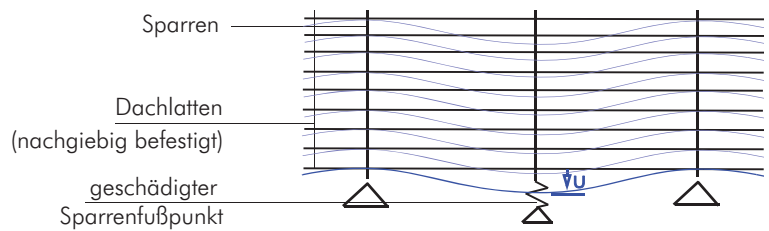


Bild 4F.7 Systemwirkung bei Beanspruchung in der Dachfläche.
Fig. 4F.7 System effect for loading in the roof surface area.



4F.3.2 Tragwirkung für Beanspruchung normal auf die X_L - Y_L -Ebene

Die Dachlatten können bei Differenzverformungen benachbarter Sparren aus der Dachebene Lastumlagerungen aufgrund von Biegetragwirkung ermöglichen (siehe Bild 4F.9). Gemäß EN 1995-1-1 (vgl. ÖNORM EN 1995-1-1 (2009) 6.6 Systemfestigkeit) wird das Rechenbeispiel (siehe

Bild 4F.8) unter Vernachlässigung von Langzeiteffekten dargestellt. Im Fall von großen Differenzverformungen benachbarter Sparren kann in den Latten auch eine Zugbandtragwirkung geweckt werden, welche hier vernachlässigt wird.

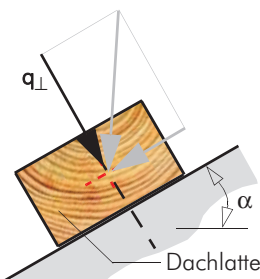
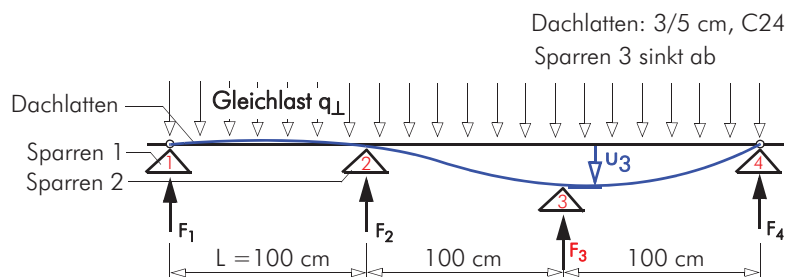


Bild 4F.8 Statisches System und Annahmen für die Beispielrechnung.
Fig. 4F.8 Structural system and assumptions for the modell calculation.



Die Auflagerkräfte betragen für die Lastfälle q_L und die Auflagerverschiebung u_3 :

$$F_1 = \frac{2 \cdot q_L \cdot L}{5} + \Delta F_1 = \frac{2 \cdot q_L \cdot L}{5} - \frac{12 \cdot EI \cdot u_3}{5 \cdot L^3}$$

$$F_2 = \frac{11 \cdot q_L \cdot L}{10} + \Delta F_2 = \frac{11 \cdot q_L \cdot L}{10} + \frac{42 \cdot EI \cdot u_3}{5 \cdot L^3}$$

$$F_3 = \frac{11 \cdot q_L \cdot L}{10} + \Delta F_3 = \frac{11 \cdot q_L \cdot L}{10} - \frac{48 \cdot EI \cdot u_3}{5 \cdot L^3}$$

$$F_4 = \frac{2 \cdot q_L \cdot L}{5} + \Delta F_4 = \frac{2 \cdot q_L \cdot L}{5} + \frac{18 \cdot EI \cdot u_3}{5 \cdot L^3}$$

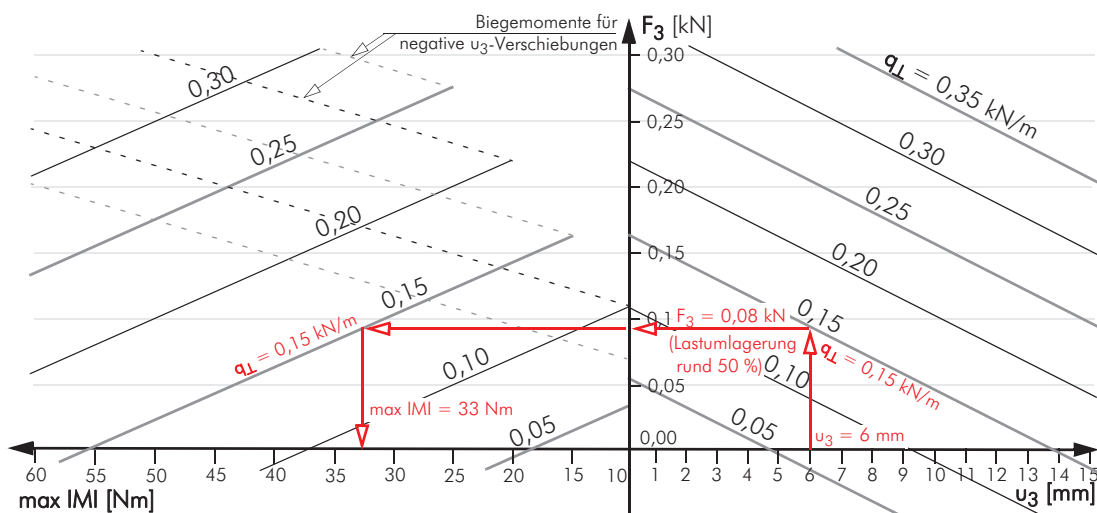


Bild 4F.9 Lastumlagerung (Veränderung der Auflagerkraft F_3 = Belastung des Sparren) und Biegemomente in der Latte für unterschiedliche q_L je Latte (Beispiel für $u_3 = 6$ mm und $q_L = 0,15$ kN/m in rot).

Fig. 4F.9 Load redistribution (modification of the support force F_3 = load of the rafter) and bending in the batten for different q for each batten (example for $u_3 = 6$ mm and $q = 0,15$ kN/m in red).

4F.4 Prüfungen zur Ermittlung der Schubsteifigkeit in Dachebene

Die rechnerische Ermittlung der Schubsteifigkeit in der Dachebene erscheint derzeit praktisch nicht möglich, daher wurden hierzu einzelne Prüfungen durchgeführt. Aufgrund der großen Streuungen der Materialparameter sind einzelne Prüfungen im Holzbau in der Regel nicht aussagekräftig. Im vorliegenden Fall wurden 39 Knotenpunkte simultan geprüft, daher konnten aus den Ergebnissen zumindest prinzipielle Erkenntnisse gewonnen werden.

Statisch nicht sinnvoll nutzbar erscheinen die Reibungskräfte zwischen den Dachziegeln, da die Größenordnung dieser Kräfte von zahllosen weiteren stark streuenden Faktoren wie der Rauigkeit und geometrischer Einflüsse (Dachneigung, Formate, Verlegegenauigkeit usw.) abhängig ist. In den Prüfungen wurden daher keine Dachziegel aufgebracht.

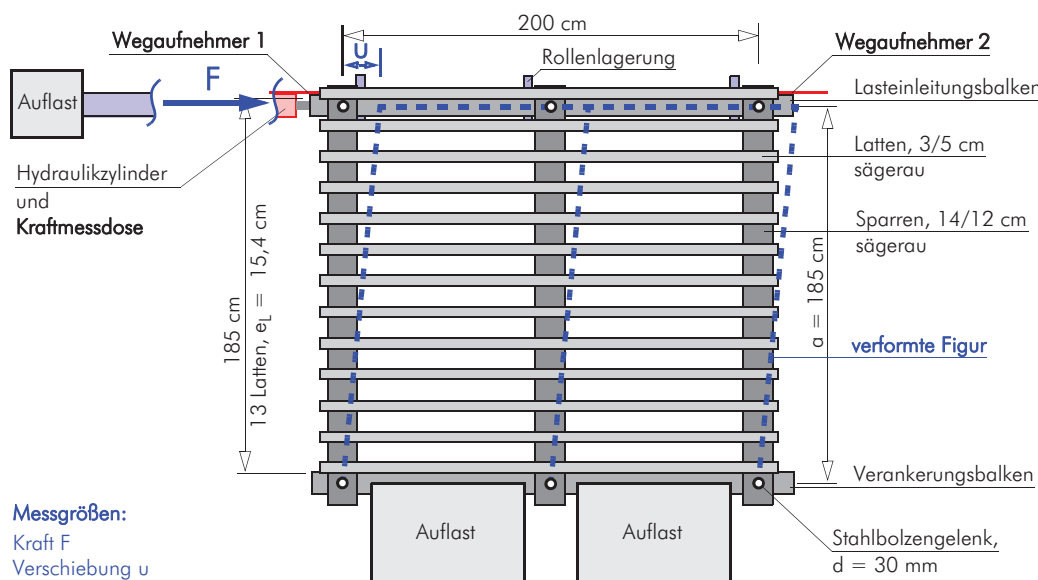
4F.4.1 Prüfkongfigurationen

Ein Sparren-Dachlattenfeld, bestehend aus 13 Latten auf drei Sparren wurde auf dem Boden liegend aufgebaut (siehe Bild 4F.10). Die Schubverzerrung dieses Schubfeldes wurde durch einen Hydraulikzylinder aufgebracht. Die maximale

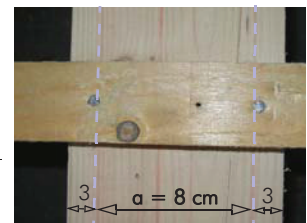
Auslenkung u des Feldes wurde mit 100 mm festgelegt. Die Querkräfte wurden durch einen auf Rollen gelagerten Lasteinleitungsbalken gleichmäßig in die Sparren übertragen. Um Reibungswiderstände an den Drehpunkten zwischen den Sparren und den Lasteinleitungsbalken beziehungsweise den Verankerungsbalken zu vermindern, wurden jeweils zwei Teflonscheiben eingelegt und die Gelenke selbst mit gefetteten Stahlbolzen und einem Millimeter Lochspiel hergestellt.

Es wurden insgesamt vier Konfigurationen geprüft:

- 1) Je zwei Drahtstifte (3,1/80) je Dachlatten-Sparren-Knoten in 8 cm Abstand zueinander (siehe Bild 4F.11 links unten)
- 2) Je ein Schmiedenagel (gemäß Bild 4F.4) je Dachlatten-Sparren-Knoten
- 3) Je ein Drahtstift (3,1/80) je Dachlatten-Sparren-Knoten
- 4) Keine Verbindung zwischen Latten und Sparren: Damit werden die ungewollten Reibungswiderstände in den Stahlbolzengelenken untersucht.



(a) gekrümmter Schmiedenagel



(b) Knoten: Sparren-Dachlatte

Messgrößen:
Kraft F
Verschiebung u

Bild 4F.10 Skizze der Prüfkongfiguration in der Draufsicht.

Fig. 4F.10 Sketch of the test configuration in top view.

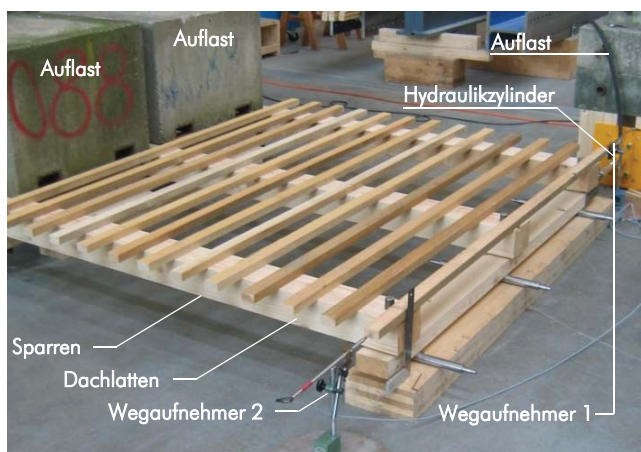


Bild 4F.11 Abbildung der Prüfkongfiguration.

Fig. 4F.11 Illustration of the test configuration.

4F.4.2 Prüfergebnisse

Im folgenden Diagramm (siehe Bild 4F.12) sind die Ergebnisse der vier Prüfungen dargestellt. Es wurden jeweils mehrere Hysteresen durchfahren, um wechselnde Beanspruchungen und Beanspruchungsrichtungen und deren Auswirkungen zu simulieren. In historischen Dachwerken

kann davon ausgegangen werden, dass zumindest die erste Hysterese einmal vollständig durchlaufen wurde. Im Diagramm werden daher die jeweils zweiten Hysteresen dargestellt. Alle weiteren Hysteresen unterscheiden sich nur unwesentlich von diesen.

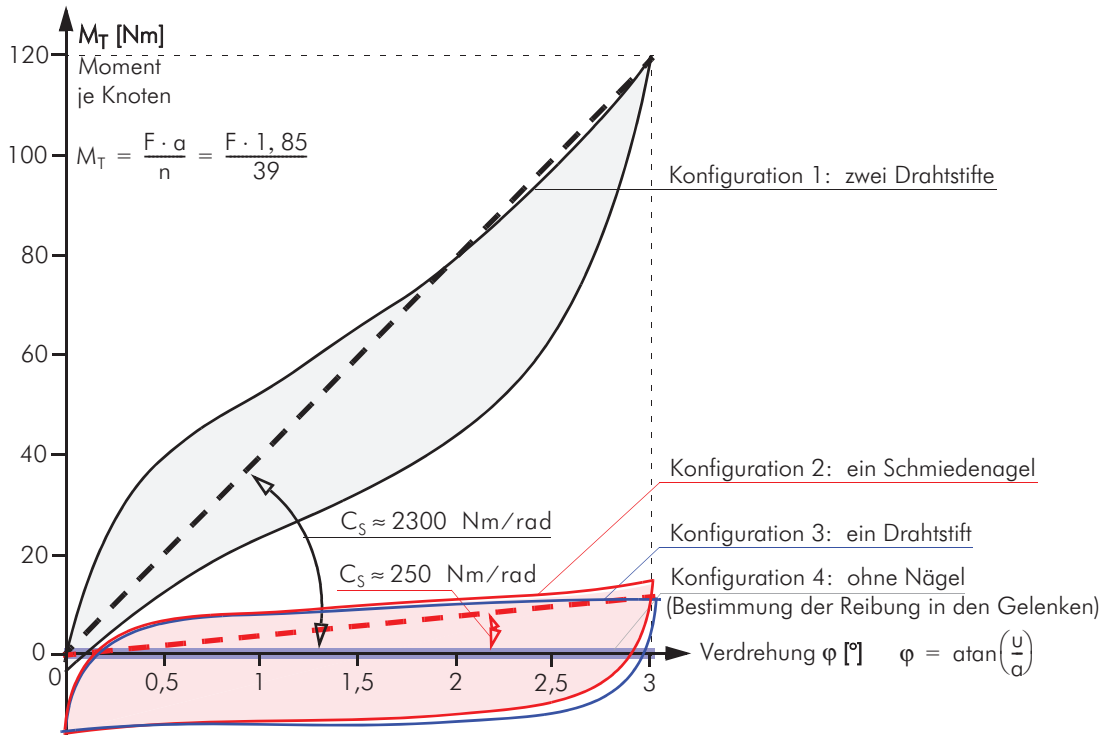


Bild 4F.12 Momenten-Verdrehungs-Diagramm für alle Prüfkongfigurationen und Darstellung der Rechenwerte der äquivalenten Drehfedersteifigkeiten.

Fig. 4F.12 Moment-rotation-diagramm for all test configurations and illustration of the calculation values of the equivalent torsion spring stiffness.

Für die Konfiguration 1 (zwei Drahtstifte im Abstand von 8 cm) erscheint die Annäherung durch einen linear-elastischen Momenten-Verdrehungs-Verlauf für die Ingenieurpraxis ausreichend (siehe Bild 4F.12).

Die beiden Konfigurationen (2 und 3) mit nur einem Nagel zeigen ein davon deutlich abweichendes Verhalten. Ab einer Verdrehung von rund $0,5^\circ$ können keine wesentlich höheren Kräfte mehr übertragen werden (plastisches Verhalten). Die Übertragung der Momente erfolgt überwiegend durch Gleitreibung. Die maximalen Momente liegen im Bereich von 1/10 jener Momente, welche mit zwei Drahtstiften ermittelt wurden.

Die maximal erreichten Momente für den Anschluss mit je einem Drahtstift (Konfiguration 3) sind im Mittel um rund 15 % geringer als bei einem Schmiedenagel (Konfiguration 2). Zudem ist die durchschnittliche Steigung des Verlaufes mit plastischen Bereich bei den Drahtstiften geringer. Dies kann wie folgt begründet werden:

- Drahtstifte weisen erfahrungsgemäß einen geringeren Auszieh widerstand im Vergleich zu den Schmiedenägeln (mit oftmals gekrümmtem Schaft: siehe Bild 4F.11 (a)) auf und ergeben dadurch einen etwas geringeren Anpressdruck der Dachlatten (weniger Reibung).
- Die Schaf treibung beim Verdrehen um die Längsachse der runden Drahtstifte ist geringer als jene der eckigen Schmiedenägel.

Um den Einfluss der unerwünschten Reibungswiderstände in

den Stahlbolzengelenken zwischen Sparren und Lasteinleitungs- beziehungsweise Verankerungsbalken quantifizieren zu können, wurde eine Prüfung mit lose aufgelegten Dachlatten durchgeführt (Konfiguration 4). Es zeigt sich, dass die unerwünschten Reibungswiderstände nur geringfügigen Einfluss auf die Ergebnisse der Prüfungen mit Nägeln haben können.

4F.4.3 Rechenwerte der äquivalenten Drehfedersteifigkeiten

Die Schubsteifigkeit in Dachebene ergibt sich aus den äquivalenten Drehfedersteifigkeiten der Sparren-Dachlatten-Knoten. Die Angabe von Rechenwerten für die äquivalenten Drehfedersteifigkeiten ist aufgrund folgender Faktoren problematisch:

- Es liegen nur wenige Prüfergebnisse vor.
- Es sind große Streuungen zu erwarten.
- Innerhalb der gewählten Messlänge wurde kein Bruchzustand erreicht.
- Die in bestehenden, historischen Dachwerken beobachteten Schubverzerrungen der Dachflächen betragen bis zu rund 3° (vgl. MEISEL (2009)A).
- In den Prüfungen kam es neben einer Winkeländerung zwischen Dachlatten und Sparren auch zu einer Biegeverformung der Latten. Dies führt zu einer Verfälschung der ermittelten Momente.

Aufgrund der genannten Faktoren wird der Rechenwert der äquivalenten Drehfedersteifigkeit für zwei Drahtstifte im Abstand von 8 cm je Anschluss und einer maximalen Auslenkung von $\varphi = 3^\circ$ (das entspricht einer Verzerrungsdifferenz von rund $L/19$) wie folgt als Sekantenmodul C_S festgelegt:

$$C_S = C_{S,ser} = C_{S,u} = \frac{M_{T,max}}{\varphi} = \frac{120}{0,0524} \approx 2300 \text{ Nm/rad}$$

$$\varphi = 0,0524 \text{ rad} = 3,0^\circ$$

Um die Prüfergebnisse unabhängig von der Biegesteifigkeit der Latten und den Sparrenabständen angeben zu können, wurde die Prüfkonfiguration numerisch abgebildet. Es zeigte sich, dass die Biegesteifigkeit der Latten nur bei der Prüfung mit zwei Nägeln je Anschluss von Bedeutung ist. Der korrigierte Rechenwert der äquivalenten Drehfedersteifigkeit beträgt daher rund 2.500 Nm/rad .

Unter Vernachlässigung der Reibung kann der Rechenwert der äquivalenten Drehfedersteifigkeit für zwei Nägel auch errechnet werden (K_{ser} siehe Kapitel 4F.5):

$$C_{S,ser} = J_P \cdot K_{ser} = 2 \cdot r^2 \cdot K_{ser} = 2 \cdot \left(\frac{a}{2}\right)^2 \cdot K_{ser} = 2 \cdot \left(\frac{0,08}{2}\right)^2 \cdot 710 \cdot 10^3 \approx 2272 \text{ Nm/rad}$$

Der Rechenwert der äquivalenten Drehfedersteifigkeit für einen Nagel je Anschluss wird näherungsweise mit $1/10$ der Steifigkeit für zwei Nägel mit 250 Nm/rad festgelegt. Eine Unterscheidung zwischen Schmiedenagel und Drahtstift erscheint aufgrund der geringfügigen Unterschiede nicht sinnvoll.

Beide Rechenwerte liegen für Verdrehungen unter 3° (entspricht einer Auslenkung/Schrägstellung von $L/19$) auf der sicheren Seite. Da angenommen wird, dass die Anfangssteifigkeiten infolge wechselnder Beanspruchungen im Bestand bereits abgebaut sind, wird keine Unterscheidung analog zu K_{ser} und K_u vorgesehen.

4F.5 Implementierung in Stabmodelle

Anhand zweier Beispiele werden mögliche Implementierungen des Tragvermögens der Dachlattung in Stabmodellen aufgezeigt. Die Berechnung des ersten Beispiels beruht auf der Theorie I. Ordnung, das zweite Beispiel auf der Theorie II. Ordnung.

4F.5.1 Räumliches Stabmodell eines Dachwerks mit Gaube

In dem in Kapitel 4F.1 erwähnten räumlichen Stabmodell (inklusive der Berücksichtigung der Nachgiebigkeiten und Exzentrizitäten der Verbindungen) des „Grazer Dachstuhls“ der Mandellstraße 9 werden im Bereich der Gaube und den anschließenden Satteldachfläche zusätzlich alle Dachlatten implementiert (siehe Bild 4F.15). Die Nachgiebigkeit der Nagelverbindungen in Dachlatten- beziehungsweise Sparrenrichtung wird gemäß Bild 4F.13 berücksichtigt. Die Steifigkeit der Dachlatten-Sparren-Verbindungen in Dachebene wird gemäß Kapitel 4F.4.3 berücksichtigt.

Die Nachgiebigkeit eines Drahtstiftes auf Abscheren beträgt nach ÖNORM EN 1995-1-1 (2009 Tabelle 7.1):

$$K_{ser} = \frac{\rho_m^{1,5} \cdot d^{0,8}}{30} = \frac{420^{1,5} \cdot 3,1^{0,8}}{30} =$$

$$709,32 \text{ N/mm} \approx 710 \text{ kN/m}$$

$$K_u = \frac{2}{3} \cdot K_{ser} \approx 470 \text{ kN/m}$$

$$\rho_{mean,C24} = 420 \text{ kg/m}^3 \quad d = 3,1 \text{ mm (Annahme)}$$

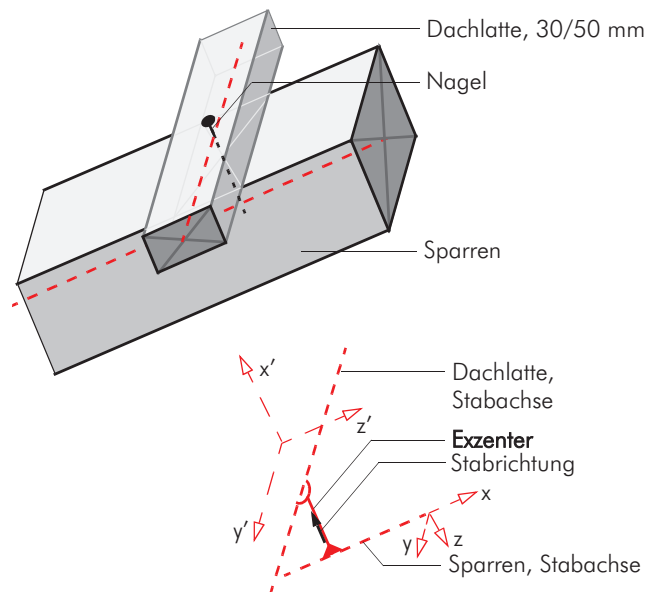


Bild 4F.13 Modellbildung eines Dachlatten-Sparren-Knotenpunktes.

Fig. 4F.13 Modelling of the roof batten-rafter-joint connection.

Tab. 4F.1 Freiheitsgrade und Federsteifigkeiten des Stabendgelenks des Exzenters.

$u_{x'}$	$u_{y'}$	$u_{z'}$	φ_T	$\varphi_{y'}$	$\varphi_{z'}$
starr	K_{ser} bzw. K_u	K_{ser} bzw. K_u	C_s	gelenkig	gelenkig

4F.5.2 Ergebnisse der Implementierung

Exemplarisch wird untersucht, welche Auswirkung die Berücksichtigung der Dachlattung auf die Schnittgrößen und Ausnutzungsgrade des Sparren 12' (siehe Bild 4F.2, Bild 4F.13 und Bild 4F.15) hat. Näherungsweise werden hierzu alle Dachlatten auf den Dachflächen der Gaupe und der angrenzenden Satteldachfläche in das räumliche Stabmodell M1 - Angaben siehe MEISEL (2009A) - integriert. Der Eingabe- und Rechenaufwand steigt dadurch beträchtlich. Die Dachlattenstöße werden in erster Näherung vernachlässigt.

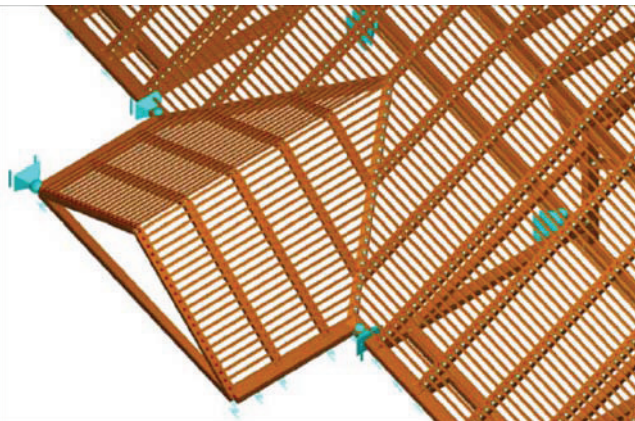


Bild 4F.14 Darstellung des räumlichen Stabwerkmodells des Dachwerks inklusive Dachlattung in RSTAB.

Fig. 4F.14 Illustration for the spatial structural model of the roof structure including the roofing lath in RSTAB.

Wie Tab. 4F.2 zeigt, sinken die Ausnutzungsgrade in jenen Modellen, in welchen das Tragvermögen der Dachlattung berücksichtigt wird erheblich. Die Ermittlung der Knicklänge (für Knicken aus der Dachebene) des durch die Dachlatten elastisch gestützten Sparren wird nicht präzisiert (* siehe Tab. 4F.2). Dadurch ergibt sich im Interaktionsnachweis ein konservativer Normalkraftanteil. Die Berücksichtigung der äquivalenten Drehfedersteifigkeit in der Dachebene für je ei-

nen Nagel hat im vorliegenden Beispiel praktisch keinen Einfluss (siehe Tab. 4F.2 Berechnung mit Lattung ohne Schubsteifigkeit versus Berechnung mit Lattung mit Schubsteifigkeit für je einen Nagel).

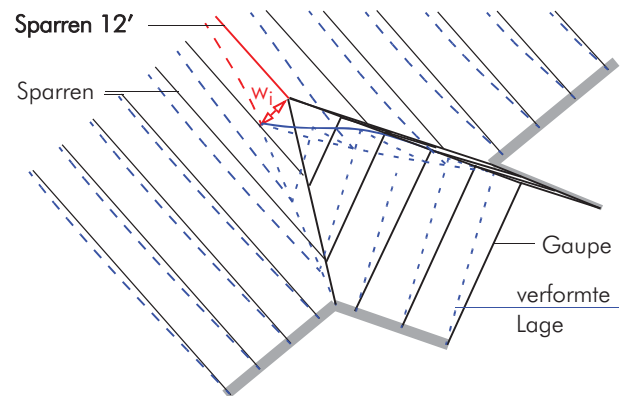


Bild 4F.15 Darstellung des räumlichen Stabwerkmodells des Dachwerks inklusive Dachlattung mit Verformungen.

Fig. 4F.15 Illustration for the spatial structural model of the roof structure including the roofing lath with deformations.

Auch die Verformungen verringern sich infolge der Berücksichtigung der Lattung. Unter quasi-ständigen Einwirkungen verformt sich im Modell M1 ohne Lattung der Kragarm des Sparren 12' um rund 140 mm (siehe Bild 4F.2). Im Modell mit Latten, ohne äquivalente Drehfedersteifigkeit beträgt die gleiche Verformung nur noch 95 mm, mit Schubsteifigkeit 94 mm. Das entspricht einer Verringerung um 33 %,- weiters stimmen diese Ergebnisse sehr gut mit den Messungen vor Ort (rund 90 mm) überein.

Die Beanspruchung der Dachlatten infolge deren Beteiligung an der globalen Lastabtragung übersteigt die Bemessungswerte der Festigkeiten. Die ermittelten Spannungen liegen jedoch in einer Größenordnung, in welcher das Tragvermögen durch eine Reduktion der Sicherheitsniveaus

Tab. 4F.2 Bemessungsschnittkräfte und maßgebende Nettoquerschnittsnachweise (gemäß EN 1995-1-1 (2009)) für den Sparren 12' (Querschnitt: 15/15 cm mit Zapfenloch 5/5 cm, C24, $k_{mod} = 0,90$).

Modell	$M_{y,max}$ [kNm]	$M_{z,max}$ [kNm]	N_{max} [kN]	Knicklängen		Ausnutzungsgrade		
				$L_{k,y}$ [m]	$L_{k,z}$ [m]	Biegung	Stabilität	[-]
M1	-29,39	0,57	-53,85	6,10	3,10	4,20	5,35	100 %
MEISEL (2009, Seite 336)								
ohne Lattung								
... mit Lattung 30/50, ohne Schubsteifigkeit	-19,48	2,54	-37,74	6,10*	0	2,94	3,75	70 %
... mit Lattung 30/50, mit Schubsteifigkeit für je einen Nagel	-19,23	2,53	-37,51	6,10*	0	2,91	3,71	69 %
... mit Lattung 40/60, mit Schubsteifigkeit für je zwei Nägel	-13,10	2,26	-31,28	6,10*	0	2,02	2,69	50 %

4F.5.3 Aussteifung eines Sparrendaches

In MEISEL (2009A) wurde ein einfaches Sparrendach dokumentiert, welches ohne Windrispen oder sonstige Aussteifungsbauteile in Dachebene erstellt wurde. Anhand dieses Beispiels (siehe Bild 4F.16) wird der Nachweis der räumlichen Stabilität dieses Tragwerks gezeigt. Beim statischen System des Sparrens in Dachebene handelt es sich um einen Pendelstab, welcher ausschließlich von den äquivalenten Drehfedersteifigkeiten der Dachlatten-Sparren-Knoten ge-

stützt wird. Die Ergebnisse der Berechnungen nach Theorie II. Ordnung sind in Form von Normalkraft-Verschiebungsdiagrammen (siehe Bild 4F.16) dargestellt. Der Vergleich der Ergebnisse mit den Bemessungsnormalkräften ($N_{Ed,1}$) zeigt, dass rechnerisch nur mit zwei Nägel je Knoten ein Nachweis möglich ist.

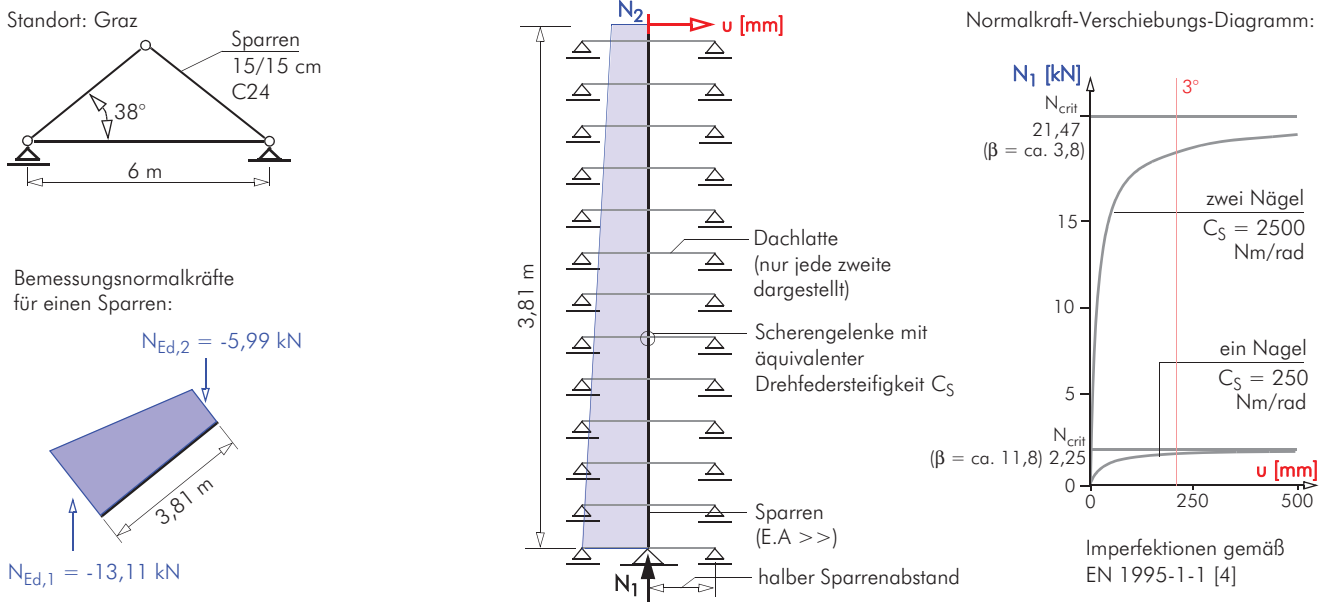


Bild 4F.16 Links: Grundannahmen und Normalkraftverlauf des Sparrendachs, Mitte und Rechts: Statisches System des Sparrens aus der Ebene und Ergebnisse.

Fig. 4F.16 Left: Assumptions and distribution of axial forces of the rafter roof, Middle and Right: Structural system of the rafter perpendicular to the plane and results.

4F.6 Zusammenfassung

Die Berücksichtigung des Tragvermögens der Dachlatten kann dazu dienen, das tatsächliche mechanische Tragverhalten historischer Dachwerke realitätsnäher abzubilden. Insbesondere für das Tragverhalten in Ichs-, Grat- und Gaupenbereichen und die Aussteifung in Dachebene können die Dachlatten wesentlichen Einfluss haben. Das Tragvermögen resultiert vor allem aus der Dehnsteifigkeit in Dachlattenrichtung. Die Ichsensparren bilden gemeinsam mit den Schiftersparren und den Dachlatten Dreiecke in der Dachebene. Gegenüberliegende Gratsparren stützen sich gegeneinander ab.

Für die Aussteifung in Dachebene kann aber auch die Schubsteifigkeit in Dachebene von Bedeutung sein. Es wurde gezeigt, dass bei Sanierungen unter Umständen auf den Einbau von Windrispen verzichtet werden kann, wenn die Dachlatten mit zwei Nägeln je Verbindung befestigt werden. Dies kommt dem Prinzip einer bestandsschonenden Sanierung von bauhistorisch wertvollen Objekten (Denkmälern) entgegen.

Der nötige Zeitaufwand zur Eingabe der Dachlattung in das räumliche Modell M1 betrug im Falle des untersuchten Dachwerks rund 25 % der Eingabezeit des räumlichen Stabmodells. Wird die Schubsteifigkeit in Dachebene angesetzt,

sollten mindestens zwei Nägel je Anschluss verwendet werden. Die äquivalente Drehfedersteifigkeit für einen Anschluss mit nur je einem Nagel liefert Ergebnisse in einer kaum nutzbaren Größenordnung. Zudem wird diese äquivalente Drehfedersteifigkeit maßgeblich von der Reibung zwischen Dachlatten und Sparren bestimmt, welche beispielsweise infolge von Quell- und Schwindvorgängen starken Schwankungen unterworfen ist.

Liegen schwerwiegende, aber lokal begrenzte Schäden vor, kann infolge der Systemwirkung der Dachlatten das Tragvermögen des Gesamtsystems besser erklärt werden.

Die Beanspruchungen, welche aus der Tragwirkung der Dachlatten resultieren, sind in der Nachweiseführung der Laten gemäß EN 1995-1-1 (vgl. ÖNORM EN 1995-1-1, (2009) und ÖNORM EN 1995-1-1, NAD (2010)) zu berücksichtigen.

KAPITEL 5

INSTANDSETZUNG



Bild 5.1 Instandsetzungsarbeiten (2011) in der Alten Universität Graz.

Fig. 5.1 Intervention works (2011) in the Old University Graz.

5 INSTANDSETZUNG

Dieses Kapitel stellt die Grundsätze und Vorgehensweisen für die Instandsetzung historischer Dachwerke vor und geht dabei besonders auf einzelne statische und denkmalpflegerische Aspekte ein. Anschließend wird ein Konzept präsentiert, Reparaturen von Knotenpunkten ohne globale statische Analyse zu bemessen. Zuletzt werden Beispiele für die Instandsetzung von Schäden im Traufbereich vorgestellt. Im Zuge dessen wird die praktische Umsetzung an einem Stuhlsäulenfußpunkt eines herausragenden Beispiels barocker Zimmermannskunst, des Kehlbalkendachwerks der Alten Universität Graz, dokumentiert.

Dieses Kapitel wurde in grundsätzlich ähnlicher, stark gekürzter Form in MEISEL U. SCHICKHOFER (2011) veröffentlicht.

5.1 Einführung und Motivation

Historische Dachwerke sind Zeitzeugen der Zimmermannskunst vergangener Epochen und beeindrucken unter anderem aufgrund der damals wesentlich geringeren technischen Möglichkeiten. Weitgehend ohne statische Berechnung wurden auch große Spannweiten überbrückt und anspruchsvolle geometrische Aufgaben gelöst.

Sollen diese bis zu 850 Jahre alten Tragwerke auch kommenden Generationen erhalten werden, sind regelmäßige Inspektionen und Wartungen unumgänglich. Sind bereits Schäden (siehe Bild 5.2 und Bild 5.3, Erläuterungen und Instandsetzung siehe Kapitel 5.5) aufgetreten, sollten diese möglichst rasch und bestandsschonend behoben werden. Letzteres bedeutet, dass zumindest die ursprüngliche Tragfähigkeit wiederhergestellt werden muss.

Bei der Instandsetzung historischer Holzbauten sollten eine Reihe von – über die Forderungen der EN 1990 hinausgehende – Grundsätze berücksichtigt werden (siehe Kapitel 5.2). Die zur Verfügung stehenden Vorgehensweisen für die Instandsetzung werden in Kapitel 5.3 vorgestellt und erläutert. Die Auswahl der zur Anwendung kommenden Lösung hängt unter anderem von der Art, Lage und vom Umfang der Schäden, gegebenenfalls vorliegenden Denkmalschutzanforderungen sowie den Vorgaben des ausführenden Betriebes ab. Weiterführende Literaturangaben zu ausgeführten Beispielen sollen dem Planer helfen, die im Einzelfall am besten geeignete Lösung zu finden.

Für die Bemessung der Reparatur von Knotenpunkten ohne globale statische Analyse wird in Kapitel 5.4 ein neues Konzept vorgestellt. Zuletzt werden mustergültige Instandsetzungen für den Traufbereich dokumentiert. Unter anderem wird die praktische Umsetzung der Instandsetzung eines Stuhlsäulenfußpunktes (Schaden siehe Bild 5.3) gezeigt.

Die theoretischen Grundlagen und Konzepte des Denkmalschutzes sind unter anderem RIEGL (1929), WIRTH (1994), PETZET U. MADER (1993) und GÖRLACHER U. A. (1999 S. 119–132) zu entnehmen.

Intervention. This chapter deals with principles and approaches for interventions in historic roof structures and exceptional aspects of the structural analysis and historic preservation. Following this, a concept to design repairs of nodes without global structural analysis is presented. Finally, examples of the intervention of damages in the eaves area are illustrated. The on-site implementation for a raking strut base in an outstanding example of the Baroque art of carpentry, the collar beam roof structure of the Old University Graz, is demonstrated.



Bild 5.2 Stuhlsäulenfußpunkt in der Nähe eines Kamins, Alte Universität Graz.

Fig. 5.2 Raking strut base near a chimney, Old University Graz.



Bild 5.3 Zerstörter Knotenpunkt.

Fig. 5.3 Destroyed node.

5.2 Grundsätze

5.2.1 Allgemein anerkannte Regeln der Technik

Instandsetzungen sind – wie alle anderen Bauleistungen – nach den *allgemein anerkannten Regeln der Bautechnik und Baukunst* beziehungsweise dem *anerkannten Stand der Technik* zu entwerfen, zu berechnen und auszuführen (Grundlage vgl. *Allgemeines bürgerliches Gesetzbuch - ABGB § 914, Verkehrssicherungspflicht § 1319, Begriffe* vgl. DIN EN 1990 (2010), ÖNORM EN 1990 (2013)).

Für die *allgemein anerkannten Regeln der Technik* existiert keine gesetzliche Definition. Stattdessen ist dieser sogenannte unbestimmte Rechtsbegriff von der Wissenschaft und Praxis auszulegen. Nach BOHL U. DÖBEREINER (1980 S. 72) sind sie als technische Verhaltensanweisungen aufzufassen, die in der Wissenschaft und Praxis als richtig erkannt wurden und angewendet werden.

Für die Tragwerksplanung werden die grundlegenden Anforderungen der *allgemein anerkannten Regeln der Technik* in Absatz 2.1 der ÖNORM EN 1990 (2013) beziehungsweise der DIN EN 1990 (2010) definiert. Sinngemäß sind folgende Forderungen einzuhalten:

- Tragsicherheit
(mit angemessener Zuverlässigkeit und Wirtschaftlichkeit)
- Gebrauchstauglichkeit
- Dauerhaftigkeit
(innerhalb der Nutzungszeit)
- Brandschutz
- Robustheit

5.2.2 Instandsetzung historischer Dachwerke

Darüber hinaus sollten bei der Instandsetzung historischer Dachwerke die im Folgenden dargestellten Grundsätze beachtet werden (in Anlehnung an die *Charta von Venedig*, ICOMOS (1989), PETZET U. MADER (1993 Kapitel III), MÖNCK (1999 Kapitel 8), GÖRLACHER U. A. (1999 S. 133–156) und LISSNER U. RUG (2000 Kapitel 6)). Betrifft die Instandsetzung ein denkmalgeschütztes Objekt, ist die Berücksichtigung dieser Grundsätze umso wichtiger.

- Vorarbeiten und Grundlagen

Grundlage einer jeden fachgerechten Instandsetzung ist die umfassende Bestands- und Schadenserfassung sowie Schadensanalyse. Dazu gehört auch, dass alle Konstruktionshölzer – soweit möglich und erforderlich – freizulegen und zu reinigen sind. Mangelhafte Planungsgrundlagen führen in der Praxis (vgl. PETZET U. MADER (1993 S. 221), MEISEL U. A. (2011), HOLZER (2013 S. 2)) leider immer wieder zu ungerechtfertigten oder nicht fachgerechten Instandsetzungen.

- bestandsschonend vorgehen

Vieles spricht dafür, nur die unbedingt erforderlichen Instandsetzungsmaßnahmen umzusetzen, wie die

- bestmögliche Bewahrung des Geschichtszeugnisses und der bauhistorischen Werte
- Beibehaltung des statischen Systems (sofern sinnvoll, siehe Kapitel 5.3), was Veränderungen des Kraftflusses und damit einhergehende Risse vermeidet
- Ökonomie
- Ökologie und Nachhaltigkeit

Unter *bestandsschonend* wird hier auch verstanden, dass Schwächungen bestehender Tragglieder möglichst vermieden werden. Darüber hinaus ist auf eine einfache Fügung zwischen alten, geometrisch oft unregelmäßigen Konstruktionshölzern und neuen Bauteilen zu achten. Bestehende Verformungen sollten in der Regel belassen und gegebenenfalls stabilisiert werden.

Neben mangelhaften Planungsgrundlagen stehen in der Praxis zwei Gründe dem bestandsschonenden Vorgehen entgegen. Erstens bestehen Unsicherheiten bei der statischen Analyse, insbesondere bei der Ermittlung der Tragfähigkeit zimmermannsmäßiger Verbindungen. Letztere sind zum Großteil nicht genormt, und auch die Angaben in der Literatur sind lückenhaft. Zweitens ist in der HONORARORDNUNG FÜR ARCHITEKTEN UND INGENIEURE - HOAI 2013 vorgesehen, einen je nach Schwierigkeitsgrad der Bauaufgabe variierenden Prozentsatz der anrechenbaren Kosten als Planungshonorar zu vereinbaren. Diese Regelung kann dazu führen, dass bestandsschonende, aber planungsintensive Vorgehensweisen zu einer Verringerung des Planungshonorars führen.

- reversible Lösungen bevorzugen

Nach HOLZER (2013 S. 5–6) sollte stets bedacht werden, dass die gegenwärtige Instandsetzung mit großer Wahrscheinlichkeit nicht die Letzte gewesen sein wird. Um zukünftige Instandsetzungen zu ermöglichen und den Verlust an historischer Bausubstanz dabei gering zu halten, sind daher immer reversible Lösungen zu bevorzugen. Eingeklebte Gewindestangen oder Holz-Beton-Verbundlösungen sind dagegen meist nicht „neuerlich“ instandsetzbar.

- pilzgeschädigte Hölzer gesund schneiden

Gemäß DIN 68 800-4 (2012) sind pilzgeschädigte Konstruktionshölzer soweit möglich gesund zu schneiden. Im Regelfall gilt: „*Stark geschädigte Hölzer ohne ausreichende Restquerschnitte sind in Längsrichtung um mindestens 0,3 m über den sichtbaren Befall hinaus abzuschneiden.*“

Sind die Hölzer nur in einem Ausmaß geschädigt, dass dadurch ihre Tragfähigkeit nicht unzulässig beeinträchtigt ist, ist es ausreichend, nur die geschädigten Anteile bis auf das gesunde Holz mechanisch zu entfernen.“ DIN 68 800-4 (2012 Abschnitt 8.3.2.1)

Liegt allerdings ein Befall durch den Echten Hausschwamm vor, ist wie folgt vorzugehen: „*Oberflächenmyzel, Fruchtkörper sowie alle sichtbar befallenen Hölzer, auch wenn sie noch nicht geschädigt sind, sind zu entfernen (siehe Abschnitt 8.1.1).*“

Die Hölzer sind in Längsrichtung um mindestens 1 m über den sichtbaren Befall hinaus zu entfernen. In Sonderfällen darf das Entfernen des geschädigten Holzes in Längsrichtung auf 50 cm reduziert werden, wenn im Einzelnen nachgewiesen ist, dass das Holz dort keinen Befall aufweist.

Schüttungen und Dämmstoffe sind mit einem Sicherheitsabstand von mindestens 1,5 m in alle Richtungen über den erkennbar durchwachsenen Bereich hinaus zu entfernen.“ DIN 68 800-4 (2012 Abschnitt 8.2.1.3)

Zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit wird die Einhaltung der Anforderungen des baulichen Holzschutzes nach DIN

68 800-2 (2012) empfohlen. Sollte dies nicht überall möglich sein, sind die verbleibenden Bereiche mit einem vorbeugenden chemischen Holzschutz nach DIN 68 800-3 (2012) zu versehen.

- aktiven Insektenbefall bekämpfen

Liegt aktiver Insektenbefall vor, ist dieser gemäß DIN 68 800-4 (2012) zum Beispiel mit Heißluftverfahren oder mit toxischen beziehungsweise erstickenden Gasen zu bekämpfen.

- Zugänglichkeit erhalten

Alle Bauteile, die spätere Inspektionen unzumutbar erschweren (z. B. schräge Verbretterungen an Sparrenfußpunkten), sollten vermieden werden.

- verträgliche Einbauholzfeuchte

Um spätere Passungenauigkeiten im Verbindungsbereich zu vermeiden, sollten die neuen Konstruktionshölzer die gleiche Holzfeuchte wie jene des Bestands aufweisen.

- Instandsetzungen kraftschlüssig einbauen

Neue Bauteile oder Verbindungen sollten so eingebaut werden, dass keine neuerlichen Verformungen auftreten. In Dachwerken gelingt das vergleichsweise einfach, wenn zuerst die Dachdeckung vollständig entfernt wird und anschließend alle neuen Bauteile und Verbindungen passgenau in ihrer Soll-Lage eingebaut werden. Ist die Entfernung der Dachdeckung nicht möglich oder gewünscht, ist beispielsweise durch überhöhte temporäre Abstützungen zu gewährleisten, dass die neuen Tragglieder vollständig an der globalen Lastabtragung beteiligt sind.

Alle Kontaktflächen und Bohrungen sind passgenau herzustellen, um den Anfangsschlupf so gering wie möglich zu halten.

5.3 Vorgehensweisen

Bei der Instandsetzung historischer Holzbauten können drei grundlegende Vorgehensweisen unterschieden werden: die Entlastung, die Reparatur und die statische Sicherung (siehe Bild 5.4). Bei den ersten beiden wird das statische System

beibehalten, bei der dritten Variante wird das bestehende statische System verändert. Darüber hinaus sind häufig Mischlösungen der Vorgehensweisen sinnvoll. (vgl. GÖRLACHER U. A. (1994A), MADER (1991), PETZET U. MADER (1993))

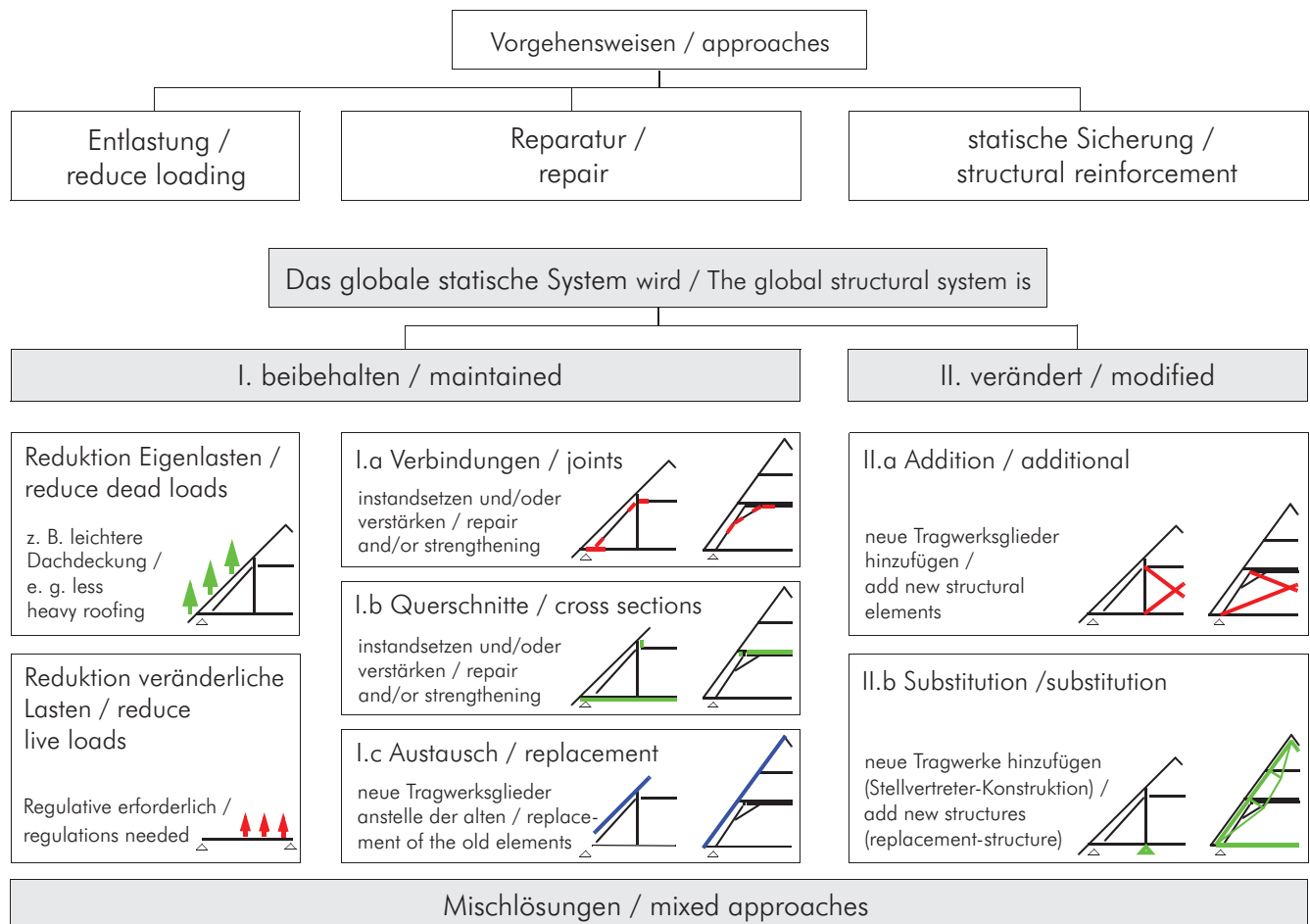


Bild 5.4 Gliederung möglicher Instandsetzungsmaßnahmen (inklusive symbolhafter Skizzen).

Fig. 5.4 Subdivision of possible interventions (including symbolic sketches).

Bei der *Entlastung* wird die Tragsicherheit durch eine Reduktion der Einwirkungen wiederhergestellt. Nutzlasten auf Decken können beispielsweise durch Nutzungseinschränkungen verringert werden. Zudem ist die Reduktion der Eigenlasten grundsätzlich denkbar.

Die *Reparatur* kann weiter untergliedert werden in die Instandsetzung beziehungsweise Verstärkung von Verbindungen (z. B. vgl. ERLER (2004), GÖRLACHER U. A. (1999), HENRICHSEN (2003A S. 34 ff), MÖNCK (1999), PETZET U. MADER (1993), SOMMER (2004)) und Querschnitten, sowie den Austausch von Konstruktionsgliedern. Für letzteres bieten sich insbesondere Sparren und Mauerbänke an, welche vergleichsweise leicht dem Dachwerksgefüge entnommen werden können (z. B. vgl. GÖTZ (2011)).

Bei der *statischen Sicherung* können additive und substitutive Instandsetzungslösungen unterschieden werden. Bei der *Addition* wird der Bestand durch das Hinzufügen neuer Stäbe in ein neues Tragwerk umgebaut. Beispielsweise bietet es sich an, Hängewerke oder einfache Kehlbalckendächer in Fachwerkträger umzubauen (vgl. FRITZEN (2002), HENRICHSEN (2003A S. 108–109), MÖNCK (1999 S. 4, S. 224, S. 228), PETZET U. MADER (1993 S. 236)). Im Gegensatz dazu wird bei der *Substitution* der Bestand durch ein neues, vom Bestand weitgehend unabhängiges Tragwerk unterstützt (vgl. EGGERSMANN (2000), PETZET U. MADER (1993 S. 243 ff)).

Aus der Sicht des Denkmalschutzes zählen Entlastungen durch Nutzungseinschränkungen – sofern ausreichend – zu den behutsamsten Instandsetzungen. Allerdings widersprechen sie unter Umständen dem Grundsatz, dass auch für Denkmäler eine Nutzung angestrebt werden soll. Entlastungen durch eine Reduktion der Eigenlasten können schwere Eingriffe in den historischen Bestand darstellen.

Bei der Reparatur können aus dem Blickwinkel des Denkmalschutzes der Ersatz von Teilen (siehe Bild 5.5) von der Hinzufügung einzelner Teile (z. B. Laschen, Knaggen, Zugstäbe, etc., siehe Bild 5.6) unterschieden werden. Bei der reinen Reparatur (Ersatz der zerstörten Substanz) kann das Erscheinungsbild weitgehend erhalten werden. Allerdings geht das Geschichtszeugnis und damit der bauhistorische Wert bei der reinen Reparatur weitgehend verloren (vgl. HENRICHSEN (2003A S. 107ff)).

Auch wenn „nur“ einzelne Teile additiv hinzugefügt werden, greifen diese zwangsläufig in den Bestand ein. Unter Berücksichtigung der statischen Anforderungen an den Anschluss der additiven Teile an den Bestand sollten diese Details so konstruiert werden, dass der originale Zustand nachvollziehbar bleibt.

Wenn das bestehende Tragsystem selbst nicht mehr den heutigen Anforderungen an die Tragsicherheit entspricht, oder wenn eine Vielzahl von Mängeln und Schäden vorliegen, bietet sich die statische Sicherung an (vgl. PETZET U. MADER (1993 S. 221–249)). Hier bleibt das Geschichtszeugnis weitgehend erhalten, Störungen des Erscheinungsbildes können durch geschickte Konstruktion und Materialwahl gering gehalten werden. Manchmal können im Zuge solcher Lösungen zudem Kosten gespart werden, allerdings ist der Planungs- und Berechnungsaufwand vorab unter Umständen höher.

Wichtig bei der Konzeption von statischen Sicherungen ist die Vermeidung von Biegebeanspruchungen, da sie große Querschnitte erfordern. Diese stören das Erscheinungsbild

und sind zudem nur mit großem Aufwand in das Tragwerk einzubringen. Wesentlich effizienter ist die weitgehende Verwendung von normalkraftbeanspruchten Bauteilen, insbesondere von Zuggliedern. In der Praxis wurden früher oftmals Pfettenstränge in Kehlbalckendächer eingebaut. Es hat sich gezeigt, dass diese meist nur mit großem Aufwand einzubringen und zum Teil statisch kaum wirksam sind. (vgl. GÖTZ (2007))



Bild 5.5 „Reine Reparatur“ eines zerstörten Hakenblattes mittels eines neuen Kehlbalckensegmentes, GÖTZ (2011).

Fig. 5.5 „Repair“ of a destroyed hooked lap joint with a new collar beam segment, GÖTZ (2011).



Bild 5.6 „Additive Reparatur“ beziehungsweise Verstärkung der Sparrenfußpunkte, ZEHETGRUBER (2008).

Fig. 5.6 „Additional repair“ or strengthening of the rafter bases, ZEHETGRUBER (2008).

5.4 Statische Analyse

5.4.1 Motivation

Solange sich ein Tragwerk in einem schadfreien Zustand befindet und keine Nutzungsänderungen vorgesehen sind, gilt Bestandsschutz. Eine Anpassung an die derzeitigen baurechtlichen Vorschriften ist nur im Falle von Umnutzungen oder bei Gefahr im Verzug zwingend erforderlich. (vgl. FINGERLOOS (2008), ERLER (2004), IBOLD (2010))

In der Praxis wird die Instandsetzung oder Sanierung oft vollständig einem erfahrenen Zimmermannsmeister übertragen. Die in diesen Fällen erreichte Sicherheitsmarge kann in der Regel nicht quantifiziert werden. Daher wird sich der Auftragnehmer im Schadensfall im größeren Ausmaß Gewährleistungs- und Schadensersatzansprüchen ausgesetzt sehen. Aus diesem Grund wird empfohlen, alle Instandsetzungsmaßnahmen soweit möglich nach den derzeit gültigen Normen nachzuweisen.

5.4.2 Globale statische Analyse

Für den Nachweis von Instandsetzungsmaßnahmen bieten sich globale statische Analysen (siehe Kapitel 4A) an. Zur Ermittlung realitätsnaher Ergebnisse sind häufig räumliche Modelle unter Berücksichtigung der nichtlinearen Auflagerbedingungen und des Verformungsverhaltens der Verbindungen erforderlich. Der zeitliche Aufwand für derartige statische Analysen ist jedoch im Fall von Einzelschäden wirtschaftlich schwer darstellbar. Dann wird der Nachweis nach dem nachfolgend beschriebenen Konzept „Wiederherstellung der Knotentragfähigkeit“ empfohlen.

5.4.3 „Wiederherstellung der Knotentragfähigkeit“

Zahlreiche Erfassungen historischer Dachwerke (vgl. MEISEL U. A. (2011)) haben gezeigt, dass in vielen Objekten an einzelnen Knoten – insbesondere im Traufbereich – erhebliche Schäden vorliegen. Eine globale statische Analyse erscheint in diesen Fällen aber oft nicht gerechtfertigt.

Solange ein Tragwerk alle aufgetretenen Einwirkungen über einen langen Zeitraum ohne Schäden abgetragen hat und kein aktiver Pilz- und/oder Insektenbefall vorliegt, kann davon ausgegangen werden, dass die Tragsicherheit auch in Zukunft *aus Erfahrung* gewährleistet ist. Die zurückgezogene DIN 1052 (2008 4. Bautechnische Unterlagen (3)) schreibt hierzu: „Für Bauteile und Verbindungen die offensichtlich ausreichend bemessen sind, darf auf einen rechnerischen Nachweis verzichtet werden. (...)“

In der ONR 24009 (2013) „Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Hochbauten“ wird unter 4.2 der Vertrauensgrundsatz definiert: „Unter Nutzung stehende Bestandsbauwerke sind - im Gegensatz zum Entwurf neuer Tragwerke - langjährig unter Erprobung gestanden und lassen somit Rückschlüsse auf das reale Tragverhalten zu. Bei Fehlen von Bauschäden und konstruktiven Mängeln kann festgestellt werden, dass sich diese Tragsysteme bewährt haben.“

Liegt demnach ein historisches Dachwerk mit Schäden an einzelnen Knoten vor und würden ohne diese Schäden keine Zweifel an der Tragsicherheit dieses Dachwerks bestehen, kann auf globale statische Analysen verzichtet werden. Stattdessen schlägt der Verfasser das Konzept zur „Wiederher-

stellung der Knotentragfähigkeit“, das in Bild 5.7 ausgeführt wird, vor.

Anmerkungen zu den in Bild 5.7 (siehe folgende Seite) vorgestellten Konzept:

- Alle Anschlüsse neuer Konstruktionshölzer an den Bestand sind zumindest konstruktiv auf Momentenbeanspruchungen zu dimensionieren. Die Länge von z. B. Überblattungen ist daher großzügig zu wählen.
- Sind querkraftbeanspruchte Bauteile – z. B. Sparren – über eine große Länge auszutauschen, liegen unter Umständen statisch relevante Biegemomente im Anschlussbereich zwischen alt und neu vor. Für die Bestimmung dieser Biegemomente reicht es in der Regel aus, den Sparren herausgelöst aus dem restlichen Dachwerk als schrägen Biegeträger mit starren, gelenkigen Auflagern zu berechnen. Für diese Berechnung ist vorab eine Lastaufstellung (Eigengewicht, Schnee, Wind) erforderlich.

0. Ausgangspunkt: es besteht Instandsetzungsbedarf

Zumindest das Ergebnis einer ersten Zustandsbeurteilung (beispielsweise durchgeführt nach Kapitel 3) muss vorliegen.



1. Voraussetzungen prüfen

- Es liegen lokal begrenzte Schäden an einzelnen Knotenpunkten vor (z. B. infolge von Pilz- und/oder Insektenbefall).
- Es bestehen keine Hinweise auf Schäden infolge von Überbeanspruchung.
- Es liegen keine Hinweise auf das Vorliegen einer Fehlkonstruktion (z. B. stark asymmetrische Stühle) vor.
- Die Geometrie der zerstörten Verbindung muss ermittelt werden können (z. B. anhand von vergleichbaren Verbindungen oder anhand von Holzresten).

Sind alle Voraussetzungen erfüllt?

JA
↓

NEIN →

globale statische Analyse,
Instandsetzungsplanung und
Bemessung

„Wiederherstellung der Knotentragfähigkeit“

Mit diesem Konzept können Reparaturen in historischen Holztragwerken ohne globale statische Analyse bemessen werden.



2. Tragfähigkeit des ungeschädigten Knotens ermitteln

Zuerst wird die Geometrie des Knotens vor dessen Schädigung ermittelt. Danach wird der Bemessungswert der „ursprünglichen Tragfähigkeit“ errechnet. Unter der ursprünglichen Tragfähigkeit (z. B. $N_{R,d}$) wird jene rechnerische Tragfähigkeit verstanden, die die Verbindung(en) nach dem aktuellen Normenkonzept im neuen Zustand aufweisen würde(n).

Um die ursprünglich übertragbaren Kräfte nicht zu unterschätzen, sollte z. B. von Bauholz ausgezeichneter Qualität ausgegangen werden.



3. Instandsetzung des geschädigten/zerstörten Knotens konstruieren und bemessen

Die Bemessung der Instandsetzung erfolgt gemäß EN 1995-1-1 mit den im Schritt 2 ermittelten Bemessungswerten der ursprünglichen Tragfähigkeit.

Dabei muss folgendes gewährleistet sein:

- Die Tragfähigkeit und Steifigkeit der Verbindung beziehungsweise der angrenzenden Stäbe muss bestmöglich wiederhergestellt werden.
- Die neuen Stäbe sind kraftschlüssig einzubauen, sodass keine neuerlichen Systemverformungen eintreten.



4. Instandsetzung fachgerecht ausführen, u. Schadensursachen beheben

regelmäßige Inspektionen und Wartung

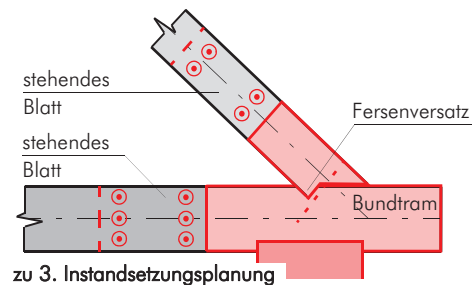
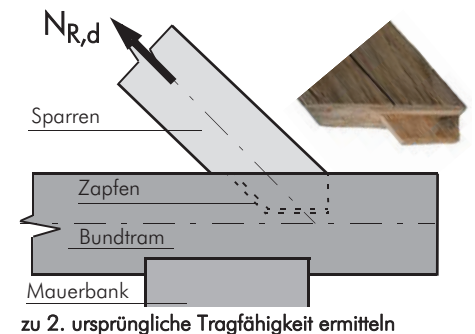


Bild 5.7 Grafische Ablaufdarstellung des Konzepts zur „Wiederherstellung der Knotentragfähigkeit“.

Fig. 5.7 Graphic flow chart showing the concept of "restoring the node bearing capacity".

5.5 Instandsetzungsbeispiele

5.5.1 Einleitung

In diesem Kapitel werden ausgewählte, im Zuge des Forschungsvorhabens „D(N)achhaltigkeit Graz“ gemeinsam mit Holzbaumeistern aus der Steiermark entwickelte Instandsetzungsdetails vorgestellt (vgl. MEISEL U. A. (2011)). Die Abbildungen sind der vom Verfasser betreuten Masterarbeit von ORTNER (2014) entnommen. Die dargestellten Beispiele behandeln aus folgenden Gründen (siehe auch ANHANG A) ausschließlich den Traufbereich (siehe z. B. Bild 5.8) von Dachwerken:

- Der überwiegende Teil aller vorgefundenen Schäden betrifft den Traufbereich. Als Ursachen hierfür können die erschwerte Zugänglichkeit, häufig vorliegende Verschmutzung und somit mangelhafte Durchlüftung, die Schadenssensibilität der Dachrinne und der Dachdeckung im Traufbereich sowie der häufig vorliegende Materialwechsel zwischen Mauerwerk und Holz genannt werden.
- Wie zahlreiche Begehungen und Schadenserfassungen in der Altstadt von Graz gezeigt haben (vgl. MEISEL U. A. (2011)), liegen insbesondere im Traufbereich häufig nicht fachgerechte Instandsetzungen vor.

Als Referenztragwerk für die nachfolgenden Beispiele wurde die Alte Universität Graz gewählt, siehe Bild 5.8. Weitere Informationen zum Tragwerk siehe ANHANG A.

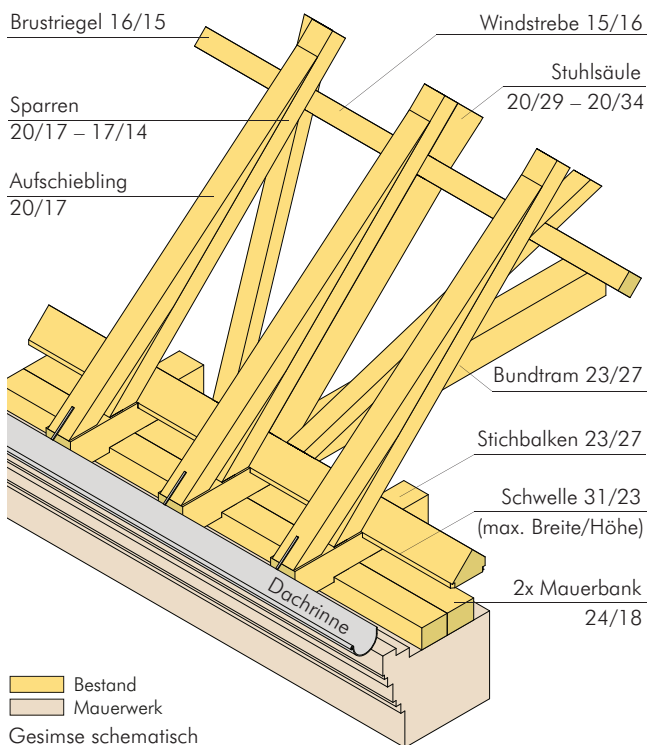


Bild 5.8 Dachfußdetail (b / h in cm, vgl. ORTNER (2014)).
Fig. 5.8 Eaves detail (b / h in cm, see ORTNER (2014)).

5.5.2 Mauerbank geschädigt

Hier wird angenommen, dass die der Dachhaut nähere Mauerbank lokal zerstört ist (siehe Bild 5.9, roter Bereich).

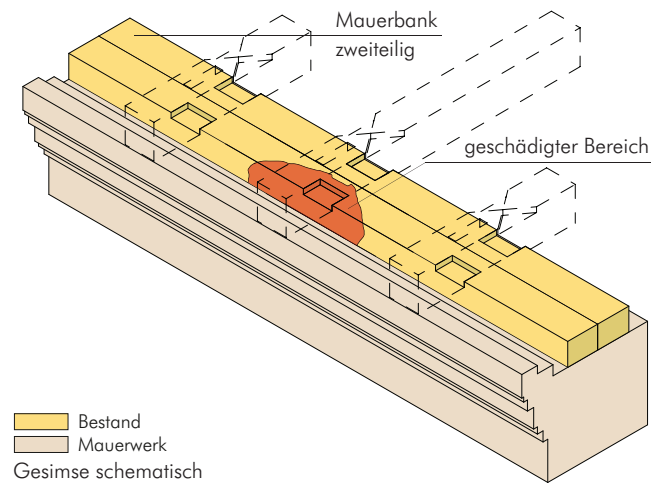


Bild 5.9 Schädigung der Mauerbank (vgl. ORTNER (2014)).
Fig. 5.9 Damage of the wall plate (see ORTNER (2014)).

Der Instandsetzungsvorschlag nach Bild 5.10 sieht vor, den schadhaften Bereich unter Berücksichtigung der Forderungen der DIN 68 800-4 (2012) herauszutrennen. Danach wird in derselben Position eine neues Mauerbankstück mit stehenden Blättern mit dem Bestand verbolzt.

Der Einbau aller nachfolgenden Instandsetzungen erfordert das geringfügige Anheben mehrerer Gespärre. Es wird dringend empfohlen, an ausreichend vielen Gespärren in kleinen Schritten langsam anzuhoben.

Manchmal ist die Mauerkrone so breit, dass eine neue Mauerbank neben der Bestehenden angeordnet werden kann. Solche Lösungen sollten aber nur dann erfolgen, wenn sichergestellt ist, dass das Mauerwerk und das Dachwerk die veränderten Exzentrizitäten (und beispielsweise daraus resultierenden Kantenpressung auf dem Mauerwerk) schadfrei aufnehmen können.

Der Instandsetzungsvorschlag nach Bild 5.11 geht im Unterschied zum vorherigen Beispiel davon aus, dass beide Mauerbänke geschädigt sind.

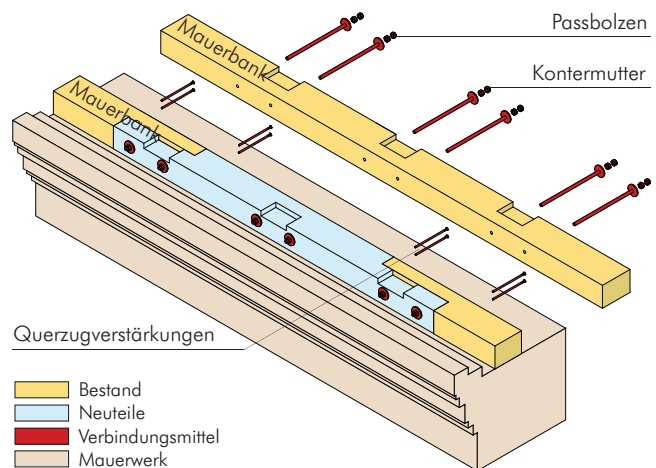


Bild 5.10 Reparatur der äußeren Mauerbank (vgl. ORTNER (2014)).
Fig. 5.10 Repair of the outer wall plate (see ORTNER (2014)).

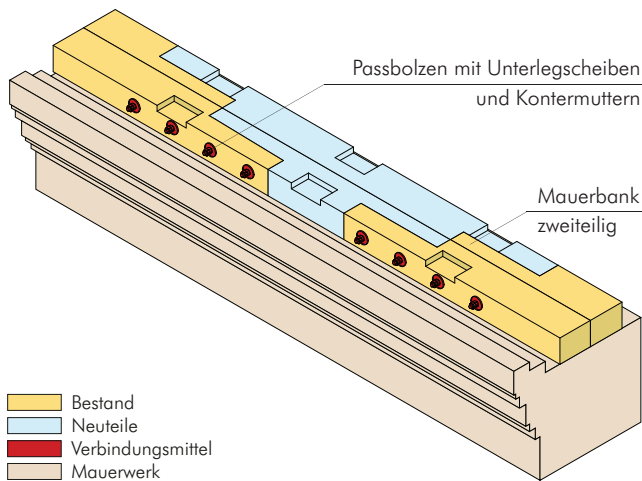


Bild 5.11 Reparatur beider Mauerbänke (vgl. ORTNER (2014)).
Fig. 5.11 Repair of both wall plates (see ORTNER (2014)).

5.5.3 Verbindungen geschädigt

Hier wird angenommen, dass die Verbindungen zwischen dem Sparren beziehungsweise der Stuhlsäule und dem Bundtram geschädigt sind, oder in diesen Bereichen statisch „zweifelhafte“ historische Instandsetzungen (z. B. mit geschmiedeten Klammern) vorliegen.

Der Vorschlag zur Instandsetzung (siehe Bild 5.12) sieht vor, den Aufschiebling auszutauschen und am Sparrenkopf eine vertikale Kontaktfläche herzustellen. Diese Druckkontaktfläche wird mittels Zugstange mit einem dickwandigen Stahlwinkel verbunden. Idealerweise wird der Stahlwinkel so auf Biegung bemessen, dass er infolge der Zugkraft in der Zugstange plastiziert, lange bevor ein andersartiges Versagen auftritt. Damit kann eine Überlastung vom Stahlwinkel angezeigt werden.

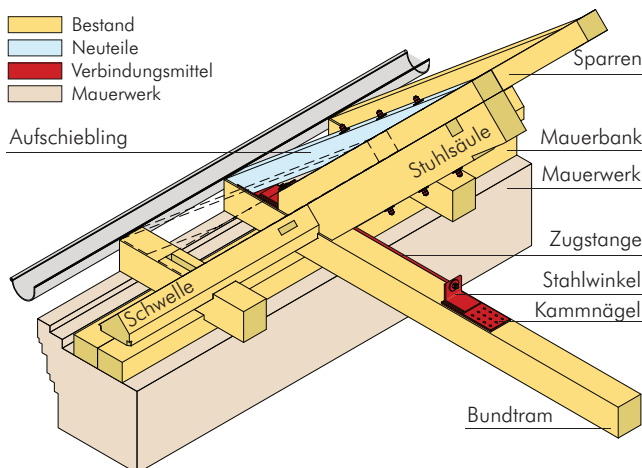


Bild 5.12 Verstärkung der Verbindungen (vgl. ORTNER (2014)).
Fig. 5.12 Strengthening of the joints (see ORTNER (2014)).

5.5.4 Bundtram geschädigt

Hier wird angenommen, dass auch der Bundtramkopf geschädigt ist und ausgetauscht werden muss. Solange die Sparren- und Stuhlsäulenfußpunkte noch intakt sind, bietet sich die Lösung nach Bild 5.13 an. Das neue Bundtramstück wird mit einem stehenden Blatt mit dem Bestand verbunden.

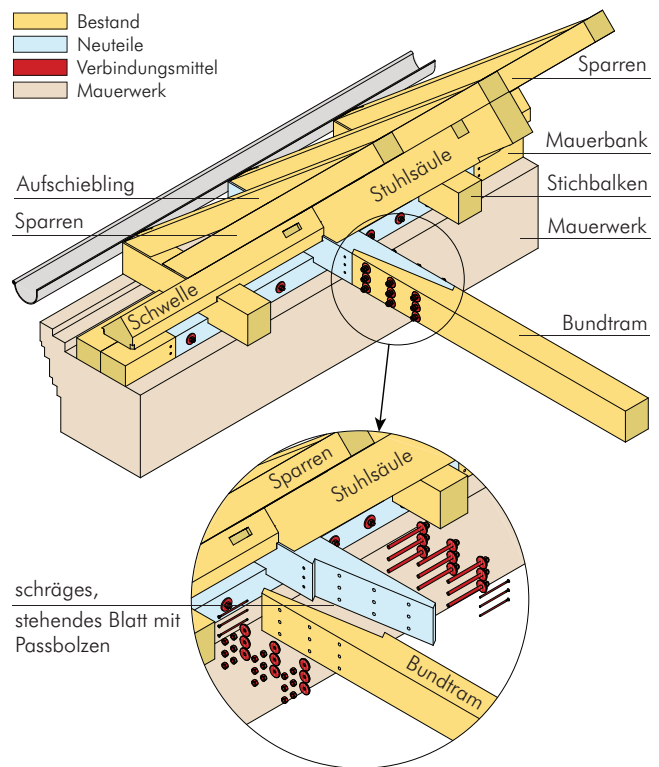


Bild 5.13 Reparatur des Bundtramkops (vgl. ORTNER (2014)).
Fig. 5.13 Repair of the end of the tie-beam (see ORTNER (2014)).

Sind darüber hinaus auch die Verbindungen an den Sparren- und Stuhlsäulenfußpunkten zerstört, wird die Instandsetzung nach Bild 5.14 vorgeschlagen. Die Druckkräfte aus dem Sparren und der Stuhlsäule werden über aufgeschweißte Auflagerknaggen in einen Flachstahl übertragen. Letzteres wird mit dem neuen Bundtramstück verbolzt.

Ein Instandsetzungsvorschlag für noch umfangreichere Schäden ist dem nächsten Kapitel zu entnehmen.

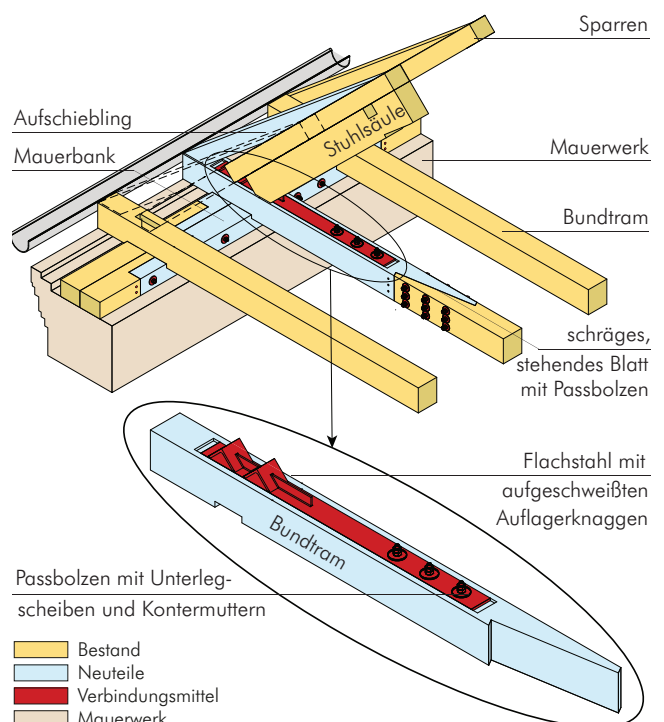


Bild 5.14 Reparatur des Bundtramkops (vgl. ORTNER (2014)).
Fig. 5.14 Repair of the end of the tie-beam (see ORTNER (2014)).

5.5.5 Fallbeispiel Alte Universität Graz

- Schadensbild

Im Nahbereich an einem Kamin trat aufgrund einer undichten Anschlussverblechung wiederholt Feuchte ein. Der direkt an den Kamin grenzende Stuhlsäulenfußpunkt (siehe Bild 5.2) des Kehlbalckendachs mit zweistöckigem liegenden Stuhl wurde in weiterer Folge von Braunfäule größtenteils zerstört (siehe Bild 5.3 in Kapitel 5.1).

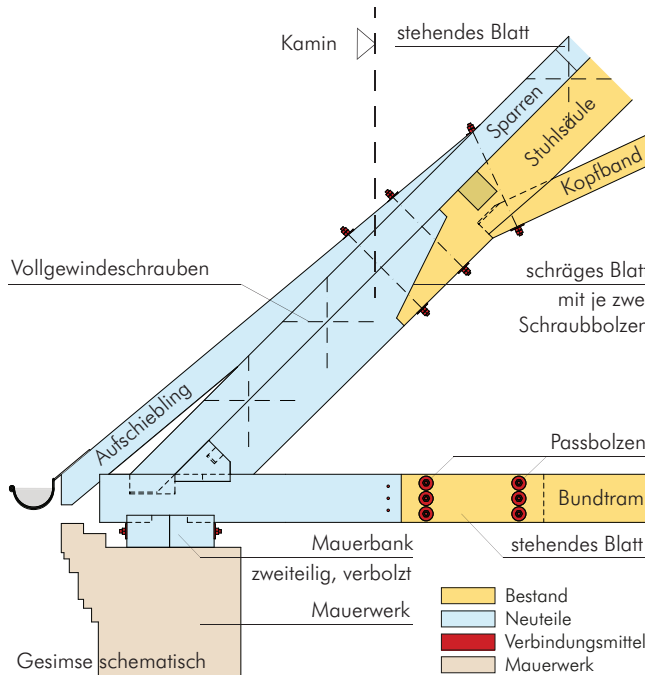


Bild 5.15 Links: Instandsetzungsplanung (Skizze vgl. ORTNER (2014)), Rechts: Instandsetzungsausführung, Alte Universität Graz.
 Fig. 5.15 Left: design of the intervention (sketch see ORTNER (2014)), Right: execution of the intervention, Old University Graz.

- Instandsetzungsvorschlag

Bild 5.15 zeigt den im Rahmen der „Runden Tische der Zimmermeister“ an der TU Graz (vgl. MEISEL U. A. (2011)) ausgearbeiteten Instandsetzungsvorschlag. Das Konzept beruht auf der möglichst zimmermannsmäßigen Wiederherstellung des ursprünglichen Zustandes. Hierzu müssen die ursprüngliche Tragfähigkeit und möglichst auch die Steifigkeit aller Stäbe und Verbindungen wiederhergestellt werden. Die Biegetragfähigkeit der alten Mauerbänke wird durch die Anordnung von zwei neuen Mauerbänken ersetzt. Diese übergreifen an ihren Enden großzügig die bestehenden Mauerbänke. Die alten und neuen Hölzer werden mehrfach miteinander verbolzt. Auf die neuen Mauerbänke wird der neue Bundtramkopf aufgekämmt. Der Anschluss an den bestehenden Bundtram erfolgt mit einem stehenden Blatt und Passbolzen. Die Länge des stehenden Blattes und der Passbolzenabstände werden so gewählt, dass auch Biegemomente übertragen werden können. Die neue Schwelle wird mit stehenden Blättern und Bolzen mit dem Bestand verbunden. Darauf wird ein neuer Stuhlsäulenfuß aufgesetzt, welcher mit einem schrägen, liegenden Blatt und Schraubbolzen mit dem Bestand verbunden wird. Um mindestens die ursprüngliche Tragfähigkeit und Steifigkeit der Stuhlsäule zu erzielen, wird der neue Sparren zusätzlich mit der Stuhlsäule verschraubt. Zuletzt wird der neue Sparren mit einem stehenden Blatt an den Bestand angeschlossen und ein neuer Aufschiebling angebracht.

- praktische Umsetzung

Die Umsetzung erfolgte durch Holzbaumeister KÖNIG & GRUBER. Die Arbeiten wurden von drei Zimmerern in drei Arbeitstagen ausgeführt. Die grobe Abfolge der Arbeiten zeigt Bild 5.16. Für die Instandsetzungsarbeiten musste ein Teil der Dachdeckung entfernt werden. Mit Hilfe eines Notdachs wurde sichergestellt, dass während der Arbeiten kein Niederschlag ins Gebäude gelangen konnte. Besonderes Augenmerk wurde auf die Unterstellung der Stuhlsäule gelegt. Um das darunter liegende Gewölbe nicht zu belasten, wurden die Hilfsabstützungen auf Konsolen, die mit Injektionsankern im Mauerwerk verankert wurden, aufgelagert.



(a) Schadensbild



(b) lokales Entfernen der Dachdeckung von einer Scherenhubbühne aus



(c) Hilfsunterstellung einbauen und anheben, pilzgeschädigte Hölzer gesundschnitten



(d) neue Mauerbänke und Bundtramkopf herstellen



(e) neue Schwelle, mit stehendem Blatt angeschlossen



(f) die fertige Instandsetzung

Bild 5.16 Ablauf der Instandsetzungsarbeiten.

Fig. 5.16 Order of intervention works.

5.6 Zusammenfassung

Im Fall von Tragwerksmängeln, Schäden oder Tragwerksveränderungen sind Instandsetzungen erforderlich. Voraussetzung für deren bestandsschonende und fachgerechte Umsetzung sind umfassende Bestands- und Schadenserfassungen sowie Schadensanalysen. Neben den Vorgaben der EN 1990 sollten in historischen Holztragwerken zahlreiche weitere Grundsätze, unter anderem die Reversibilität und das Gesundschneiden von pilzbefallenen Konstruktionshölzern berücksichtigt werden.

Alle denkbaren Vorgehensweisen bei der Instandsetzung können den Begriffen Entlastung, Reparatur und statische Sicherung zugeordnet werden. Bei den ersten beiden Vorgehensweisen wird das globale statische System beibehalten, bei der statischen Sicherung wird es verändert. Die Vor- und Nachteile der unterschiedlichen Konzepte werden erläutert. Zudem werden Empfehlungen angegeben, wann welches Konzept in der Planung weiter verfolgt werden sollte.

Liegen ausschließlich Schäden an einzelnen Knotenpunkten vor (zum Beispiel an Sparrenfußpunkten), bietet es sich an deren Tragfähigkeit wiederherzustellen. In diesen speziellen Fällen kann aus Sicht des Verfassers auf globale statische Analysen verzichtet werden. Stattdessen sieht das vorgeschlagene Konzept vor, die rechnerisch ursprünglich vorhandene Tragfähigkeit zu ermitteln und damit die Instandsetzung zu bemessen („Wiederherstellung der Knotentragfähigkeit“).

Abschließend werden mögliche Instandsetzungsdetails für unterschiedlich ausgeprägte Schäden an einem Stuhlsäulenfußpunkt dargestellt und erläutert. Ein mit dem Konzept der „Wiederherstellung der Knotentragfähigkeit“ bemessenes Instandsetzungsdetail für einen Stuhlsäulenfußpunkt des Kehlbalkendachs der Alten Universität Graz inklusive deren Umsetzung in die Praxis wird vorgestellt.

KAPITEL 6

RESÜMEE



Bild 6.1 Abbundzeichen an einer Strebe in der Pfarrkirche Weyarn.
Fig. 6.1 Carpenters mark at a strut in the church of Weyarn.

6 RESÜMEE

Dieses Kapitel bietet einen Überblick über die Ergebnisse der Arbeit. Exemplarisch wird zukünftiger Forschungsbedarf aufgezeigt. Zuletzt wird erläutert, welche weiterführenden Erkenntnisse aus dieser Arbeit gewonnen werden können.

Summary. This chapter offers an overview of the results of the thesis. Additionally, further areas for research are pointed out exemplarily. Finally, further lessons that can be learned from this work are explained.

6.1 Zusammenfassungen

6.1.1 Kapitel 1: Einleitung

Unter dem Begriff „historisches Dachwerk“ werden in dieser Arbeit alle tragenden Holzbauteile eines vor ca. 1900 errichteten Dachtragwerks verstanden. Durch die bei etwa 1900 gezogene Grenze wird gewährleistet, dass die Tragwerke zimmermannsmäßig also noch weitgehend ohne die Erkenntnisse der modernen Baustatik errichtet wurden.

Die ingenieurwissenschaftliche Befassung mit historischen Dachwerken kommt immer häufiger vor. Das liegt einerseits daran, dass für viele historische Dachwerke Instandsetzungsbedarf besteht, andererseits steigt der Anteil des „Bauen im Bestand“ generell immer weiter an.

Bauen im Bestand unterscheidet sich grundlegend von der Planung von Neubauten. Im Gegensatz zu Neubauten muss das vorliegende Tragwerk in der Regel zuerst erfasst, auf Schäden hin untersucht und bewertet werden. Die statische Analyse (bestehend aus Modellbildung, Berechnung und Bemessung) erweist sich häufig als ungleich aufwendiger als von Neubauten. Das kann vorwiegend damit begründet werden, dass das Tragwerk bereits vorliegt und nicht nach heutigen baustatischen Erwägungen entworfen wurde. Zudem können die mechanischen Eigenschaften der Materialien, Verbindungen und Auflagerrandbedingungen meist nur mit großen Unsicherheiten bestimmt werden. Darüber hinaus ist die quantitative Evaluierung der Berechnungsergebnisse aufwendig bis unmöglich.

Trotz Brand- und Kriegseinwirkungen, Verfall und Abriss haben zahlreiche bis zu 850 Jahre alte Dachwerke die Jahrhunderte überdauert. Für die Erhaltung dieser Tragwerke spricht neben ökonomischen und ökologischen Überlegungen die Ehrfurcht vor den Leistungen unserer Vorfahren.

6.1.2 Kapitel 2: Klassifizierung und Entwicklung (aus statischer Sicht)

Allein unter statischen Gesichtspunkten betrachtet sind viele historische Dachtragwerke nicht „logisch“ aufgebaut, ihre Konstruktion und Tragwirkung kann nicht einfach nachvollzogen werden. Beispielsweise sind einzelne Bauteile nur unwesentlich an der globalen Lastabtragung beteiligt. Weiterhin liegen häufig Tragwerke vor, die sowohl pfettendachartig als auch sparrendachartig abtragen. Durch die Einführung der Begriffe „pfettendachartig“ und „sparrendachartig“ wird die qualitative Beschreibung der Tragwirkung ermöglicht.

Die angeführten Besonderheiten lassen sich damit begründen, dass die Konstruktionen überwiegend von der Erfahrung und dem Mut der Ausführenden sowie von der Montagetechnologie bestimmt wurden. Um historische Dachwerke eindeutig bezeichnen zu können, wird hier eine Nomenklatur nach der konstruktiven Ausbildung der Sparrenunterstützung vorgeschlagen. Diese – nicht unbedingt mit der Tragwirkung korrespondierende – Nomenklatur spiegelt zudem die historische Entwicklung der Dächer aus dem einfachen Sparren- beziehungsweise Kehlbalkendach in Mitteleuropa wider.

Bei der überwiegenden Zahl der vor 1800 errichteten Dachwerke (Ausnahme: landwirtschaftlich genutzte Objekte) handelt es sich um Kehlbalkendächer mit Hängesäulen, Kreuzstreben und/oder stehenden/liegenden Stühlen. Diese wurden im 19. Jh. von den Pfettendächern weitgehend verdrängt. Letztere haben sich als die an unregelmäßige Grundrisse anpassungsfähigeren, leichter zu montierenden und zu reparierenden Dachtragwerke erwiesen. Pfettendächer weisen zumeist einen geringeren Holzverbrauch, aber auch einen deutlich geringeren Grad der statischen Unbestimmtheit als Kehlbalkendächer auf. Kehlbalkendächer sind daher die robusteren Tragwerke.

6.1.3 Kapitel 3: Methodik zur Zustandsbeurteilung

Der Verfasser hat im Zuge der Begehung von über 100 historischen Dachwerken und der detaillierten Erfassung von über 20 Dachwerken, wovon knapp die Hälfte realitätsnahe statisch analysiert wurden, Erfahrung gesammelt. Darauf basierend wurde folgende Methodik entwickelt.

Im Falle von Schäden, Zweifeln an der Tragsicherheit oder Nutzungsänderungen eines Tragwerks sollte der Zustand der Tragstruktur erfasst und beurteilt werden. Nur auf Grundlage einer solchen Beurteilung kann die weitere Vorgehensweise effektiv geplant werden.

Die tatsächliche Tragsicherheit eines Tragwerks ist zeitabhängig und nur im Versagenspunkt bekannt. Das hier vorgestellte Schema soll die Einschätzung des Zustands historischer Dachtragwerke erleichtern. Der Zustand eines Tragwerks wird in Anlehnung an Richtlinien für Brückenprüfungen in Form einer Note angegeben. Diese Note ergibt sich aus der Vergabe von Punkten für die Schadensfolgeklasse, die Tragsicherheit und aus eventuellen Funktionsprüfungen. Im Rahmen der Beurteilung der Tragsicherheit werden alle wesentlichen Aspekte berücksichtigt, die historische Dachwerke von Ingenieurholzbauten unterscheiden. So führen beispielsweise einzelne geschädigte oder versagende Bauteile in der Regel nicht zum Systemversagen historischer Dachwerke. Vielmehr bleibt die Tragfähigkeit infolge von Lastumlagerungen lange Zeit erhalten.

Die Methodik eignet sich zur ersten nachvollzieh- und dokumentierbaren Beurteilung historischer Dachwerke und beispielsweise zur Ableitung von Instandsetzungsprioritäten.

6.1.4 Kapitel 4A: Tragwirkung und statische Analyse – Grundlagen

Der Kern der Arbeit befasst sich mit der realitätsnahen statischen Analyse und der Tragwirkung historischer Dachtragwerke. Realitätsnahe statische Analysen sind erforderlich, wenn bestandsschonende Instandsetzungen auf Basis der gültigen Normen durchgeführt werden sollen. Unter „bestandsschonend“ wird hier die Minimierung baulicher Eingriffe verstanden, die auch ökonomischen, ökologischen und denkmalpflegerischen Aspekten Rechnung trägt.

Im Vergleich zur Berechnung von Ingenieurholzbauten ist die statische Analyse historischer Dachwerke häufig mit besonderen Herausforderungen und erheblichen verbleibenden Unsicherheiten verbunden. Die wesentlichen Herausforderungen und mögliche Vorgehensweisen bei der statischen Analyse werden in diesem Kapitel behandelt.

Besonders großen Einfluss auf die Ergebnisse haben dabei die Berücksichtigung der räumlichen Lastabtragung, die nichtlinearen Auflagerbedingungen sowie die (nichtlinearen) Nachgiebigkeiten und Exzentrizitäten der zimmermannsmäßigen Verbindungen. Die Ermittlung der tatsächlich vorliegenden Materialkenngrößen sowie weiterer – je nach Fallbeispiel – wichtiger Einflüsse kann zudem helfen, innere Tragreserven nutzbar zu machen.

Zur Verifikation der Ergebnisse können Messungen der Verformungen und – wie hier vorgestellt – der Normalkräfte wertvolle Anhaltswerte liefern.

Insbesondere Kehlbalckendächer mit Stühlen tragen die Lasten sparren- und pfettendachartig ab. Die Abtragung symmetrischer Lasten erfolgt in der Regel weitgehend über das

aus Sparren und Bundtramen (oder Stichbalken) gebildete Dreieck. Die Stühle sind vor allem für die Systemaussteifung und Abtragung asymmetrischer Lasten von Bedeutung. Zudem erhöhen sie die Fähigkeit des Tragwerks Lasten umzulagern.

Aber auch bei Pfettendächern kann eine räumliche Modellbildung sinnvoll sein. So kann ein Teil der symmetrischen Lasten sparrendachartig abgetragen werden. Asymmetrische Lasten werden beim vorgestellten Pfettendach mit zweifachem Hängewerk über die Biegung der Bundtrame und der Sparren abgetragen. Werden die Sparren und das Hängewerk entkoppelt betrachtet, tragen die Bundtrame alle asymmetrischen Lasten über Biegung ab und erhalten – rechnerisch – somit unrealistisch hohe Beanspruchungen.

Wie zahlreiche Beispiele aus der Praxis zeigen, sind historische Dachtragwerke in der Regel redundante und robuste Tragwerke. Trotz zum Teil schwerer Schäden sind die Verbindungen und Stäbe lange in der Lage, durch Lastumlagerungen die Tragfähigkeit des gesamten Tragwerks zu erhalten. Dies ist zu einem großen Teil den zimmermannsmäßigen Verbindungen zu verdanken, die vor allem auf Kontakt beruhen und zumindest ein ausgeprägt gutmütiges (manche auch duktiles) Bruchverhalten aufweisen.

6.1.5 Kapitel 4B: Zimmermannsmäßige Verbindungen – Entwicklung, Klassifizierung und Tragverhalten

Unter dem Begriff „zimmermannsmäßige Verbindungen“ werden traditionelle Holzverbindungen verstanden, die weitgehend ohne zusätzliche metallische Verbindungsmittel auskommen. Die Verbindungen sind ein wesentlicher Bestandteil eines jeden Holzbaus. Erst durch die Berücksichtigung des Tragverhaltens der Verbindungen kann die Tragwirkung vieler historischer Tragwerke realitätsnah abgebildet werden.

Die Grundtypen aller europäischer zimmermannsmäßiger Verbindungen waren bereits um 3000 v. Chr. bekannt. Ihre Entwicklung trug wesentlich zur Entwicklung des Holzbaus bei und wurde ihrerseits wesentlich von den zur Verfügung stehenden Werkzeugen bestimmt.

Im Zuge der Nomenklatur und Klassifizierung der Verbindungen werden auch mögliche Kombinationen von Verbindungsarten und Verbindungsformen erläutert.

Zimmermannsmäßige Verbindungen übertragen Druck- und Zugkräfte prinzipiell über Kontaktdruck und Reibung. Nur Holznägel sind als stiftförmige Verbindungsmittel zu betrachten. Unter anderem infolge der Verbindungsgeometrien und der Anisotropie von Holz zeigen zimmermannsmäßige Verbindungen ausgeprägt nichtlineare Last-Verformungsverläufe. Zudem werden die Kräfte in der Regel – je nach Beanspruchung unterschiedlich ausgeprägt – exzentrisch übertragen.

Anschließend wird erläutert, wie die Last-Verformungsverläufe durch die Angabe von Schlupf und Federsteifigkeit näherungsweise abgebildet werden können. Dabei sind teilweise mehrere Wegfedern und eventuell eine Drehfeder je Anschluss erforderlich. Zuletzt wird auf die Möglichkeiten zur Ermittlung der Steifigkeiten eingegangen. Zudem werden Größenordnungen der Steifigkeiten zimmermannsmäßiger Verbindungen anhand von Literaturangaben angegeben.

In der Normung und Literatur werden zimmermannsmäßige Verbindungen bislang nicht umfassend behandelt. Daher hat der Verfasser umfangreiche Prüfungen im Labor durchgeführt beziehungsweise begleitet, die in den kommenden Kapiteln erläutert und ausgewertet werden.

6.1.6 Kapitel 4c: Tragfähigkeit und Verformungsverhalten von Hart- und Weichholznägeln

In zimmermannsmäßigen Verbindungen dient der Holznagel zumeist zur Lagesicherung der Bauteile und zur Übertragung von Zugkräften rechtwinklig zur Nagellängsrichtung. Im letzten Fall kann er als stiftförmiges, auf Abscheren beanspruchtes Verbindungsmittel betrachtet werden. Die Bohrlochwandung wird auf Lochleibung beansprucht.

In der Literatur liegen umfangreiche Untersuchungen an Hartholznägeln vor. Im Raum Graz wurden jedoch zahlreiche Dachwerke mit Nägeln aus Weichholz – insbesondere aus Lärche und Kiefer – nachgewiesen. In diesem Kapitel wurden nach umfangreichen Literaturauswertungen 36 Bauteilprüfungen an Verbindungen mit Nägeln aus Hart- und Weichholz dokumentiert und ausgewertet. Es zeigte sich, dass zwischen gleichartigen Verbindungen die mit unterschiedlichen Holznägeln (Eiche und Lärche) abgenagelt wurden keine signifikanten Tragfähigkeitsunterschiede vorliegen. Die Steifigkeiten der Weichholznägel sind allerdings zum Teil deutlich geringer als jene der Hartholznägel. Das kann mit ausgeprägten lokalen Eindrückungen in den Weichholznägeln begründet werden. Weichholznägel weisen eine größere Zähigkeit als Hartholznägel auf. Generell weisen Holznagelverbindungen ein gutmütiges Nachbruchverhalten auf.

Der Einbau der Holznägel wurde so durchgeführt, dass diese zuerst darretrocknet und danach in ein geringfügig zu kleines Bohrloch eingetrieben wurden. Verbunden mit dem darauf folgenden Quellen der Nägel wurde ein hervorragender Passsitz erreicht. Die hier ermittelten Steifigkeiten liegen daher zum Teil deutlich über den stark streuenden Angaben der Literatur.

Mit dem von BLASS U. A. (1999) vorgeschlagene Modell zur Ermittlung der Tragfähigkeit können die ermittelten charakteristischen Bruchlasten zuverlässig bestimmt werden. Im Fall von geringen Seitenholzdicken liefert das Modell besonders konservative Ergebnisse. Im Gegensatz dazu überschätzten die Ingenieurmodelle der ÖNORM B 1995-1-1 (2010) und nach GÖRLACHER U. A. (1999) die Bruchlasten von Prüfungen mit geringen Seitenholzdicken. Das Modell von BLASS U. A. (1999) kann auch für die Ermittlung der Tragfähigkeit von Weichholznägeln empfohlen werden. Für die Ermittlung der Biegefestigkeit der Nägel sind auch Messungen des dynamischen Elastizitätsmoduls denkbar.

Bislang liegt kein Ingenieurmodell vor, mit dem die Steifigkeiten von Hart- und Weichholznägeln beschrieben werden. Zudem wurde bislang keine Unterscheidungen in Erst- und Wiederbelastung vorgenommen.

Die Prüfungen ergaben zudem, dass die Einhaltung der in die ÖNORM B 1995-1-1 (2010) geforderten Randabstände von $2 \cdot d$ sinnvoll ist, um ein frühzeitiges Querzugversagen im Bereich der Lochleibungen zu vermeiden.

Für „übliche“ Weichholznageldurchmesser und Seitenholzdicken schlägt der Verfasser vor, für erste Abschätzungen von folgenden Faustwerten auszugehen:

$$R_k \approx 4 \text{ kN je Scherfläche}$$

$$C_1 \approx 3 \text{ kN/mm je Scherfläche}$$

6.1.7 Kapitel 4d: Tragfähigkeit und Verformungsverhalten druckbeanspruchter Blattverbindungen

Hier werden die Ergebnisse von 92 Prüfungen an schrägen Schwalbenschwanzquerblättern (Weißschwänzen) und Überblattungen mit Anschlusswinkeln von 30° , 45° und 60° vorgestellt. Für die Vorhersage der mittels Laborprüfungen ermittelten Tragfähigkeiten und Steifigkeiten wurden Ingenieurmodelle entwickelt. Die tatsächliche charakteristische Tragfähigkeit wird vom Modell in allen Fällen zumindest geringfügig unterschätzt. Im Fall geringer Anschlusswinkel streuen die Prüfergebnisse besonders stark, hier unterschätzt das Modell die Tragfähigkeiten um bis zu rund 15 %. Das Modell zur Vorhersage der Steifigkeiten ist in der Lage, deren Größenordnungen zuverlässig abzuschätzen.

Es zeigte sich, dass die Existenz eines Holznagels die Tragfähigkeit nicht erhöht, jedoch die Steifigkeiten.

Die Reibung in den Kontaktflächen hat signifikanten Einfluss sowohl auf die Tragfähigkeit als auch auf die Steifigkeiten. Für die Modellbildung wird ein charakteristischer Reibungsbeiwert zwischen schräg angeschnittenem Hirnholz und Längsholz von 0,35 empfohlen. Das Bruchverhalten kann häufig als duktil oder zumindest als zäh bezeichnet werden, die Verformungen werden wesentlich von Inhomogenitäten des Materials, Rissen und Klaffungen (herstellungs-, last- und schwindbedingt) bestimmt.

Druckbeanspruchte Weißschwänze und Überblattungen weisen im Vergleich zu anderen zimmermannsmäßigen Verbindungen geringere Tragfähigkeiten und Steifigkeiten auf. Ein 40 mm tief eingeschnittener Versatz zwischen Stab 1 und 2 könnte etwa die dreifache (für 30°) bis doppelte (für 45°) Anschlusskraft eines Weißschwanzes auf Druck übertragen. Die Steifigkeiten eines Versatzes liegen in der Größenordnung von 100 kN/mm. Insbesondere bei kleinen Anschlusswinkeln reagieren Schwalbenschwanzquerblätter und Überblattungen somit wesentlich nachgiebiger auf Drucknormalkräfte als Versätze.

Die Modellbildung und Bemessung von schrägen, druckbeanspruchten Blattverbindungen aus neuem Fichtenholz in Anlehnung an die EN 1995-1-1 ist nun möglich.

6.1.8 Kapitel 4E: Tragfähigkeit und Verformungsverhalten von Kammverbindungen

In diesem Kapitel werden erstmals die Tragfähigkeit und das Verformungsverhalten unterschiedlicher Kammverbindungen untersucht. Die Prüfungen der Voll-, Halb- (V1) und Mittelkämme ergaben bilineare Arbeitslinien. Die Bruchlast musste beim Erreichen von 15 mm lokaler Verschiebung festgelegt werden, da zuvor kein Versagen beobachtet werden konnte. Im Gegensatz zu diesem duktilen Versagen zeigen die Halbkämme V2 (Kamm auf der lastabgewandten Seite) einen Sprödbbruch infolge Querzug. Das Verformungsverhalten der Kreuzkämme unterscheidet sich grundsätzlich von dem anderer Kämme. Der Bruch tritt bei vergleichsweise geringen Verformungen auf, das Nachbruchverhalten kann

als zäh oder gutmütig beschrieben werden. Die ermittelten Steifigkeiten werden wesentlich von Inhomogenitäten des Materials, Rissen und Klaffungen (herstellungs-, last- und schwindbedingt) bestimmt.

Die Voll-, Halb- (V1) und Mittelkämme weisen in etwa die gleichen Bruchlasten auf. Die Halbkämme V2 ergaben etwa 20 % niedrigere, die Kreuzkämme um etwa 20 % höhere Bruchlasten. Die Vorspannung (und die daraus resultierenden Reibungskräfte) erhöht in der Regel sowohl die Steifigkeiten als auch die Bruchlasten. Nur bei den Kreuzkämmen kann dieser Einfluss anhand der durchgeführten Prüfungen nicht nachgewiesen werden.

In Anlehnung an die Normung werden Ingenieurmodelle für die Ermittlung der charakteristischen Tragfähigkeiten vorgeschlagen. Der Einfluss der Vorspannung wird bei den Voll-, Halb- und Mittelkämmen über die mobilisierbaren Reibungskräfte berücksichtigt. Bei den Kreuzkämmen wird auf Basis der vorliegenden Prüfergebnisse vorgeschlagen, keine Reibungskräfte infolge Vorspannung anzusetzen. Die Steifigkeiten der Kammverbindungen können in guter Näherung aus dem Quotienten der charakteristischen Tragfähigkeit und einer theoretischen Verschiebung bestimmt werden.

Aufgrund der geringen Prüfkörperanzahl je Konfiguration ist keine statistisch abgesicherte Auswertung möglich. Für weiterführende, umfangreichere Prüfungen wird empfohlen, die Prüfkongfiguration abzuändern. Wird die Prüfung nicht vertikal in einem Prüfgerüst, sondern horizontal auf einem Aufspannfeld durchgeführt, könnten die transversalen Querkräfte durch eine Auflast simuliert werden. Damit wäre eine konstante Vorspannung während der gesamten Prüfungsdurchführung sichergestellt.

6.1.9 Kapitel 4F: Tragvermögen der Dachlattung

Die Berücksichtigung des Tragvermögens der Dachlatten kann dazu dienen, das tatsächliche mechanische Tragverhalten historischer Dachwerke realitätsnäher abzubilden. Insbesondere für das Tragverhalten in Ichs-, Grat- und Gaupenbereichen und die Aussteifung in Dachebene können die Dachlatten wesentlichen Einfluss haben. Das Tragvermögen resultiert vor allem aus der Dehnsteifigkeit in Dachlattenrichtung. Die Ichsensparren bilden gemeinsam mit den Schiftersparren und den Dachlatten Dreiecke in der Dachebene. Gegenüberliegende Gratsparren stützen sich gegeneinander ab.

Für die Aussteifung in Dachebene kann aber auch die Schubsteifigkeit in Dachebene von Bedeutung sein. Zur Ermittlung der äquivalenten Drehfedersteifigkeit der Sparren-Dachlatten-Knoten wurden vier Prüfungen an einem Dachlattenfeld im Labor durchgeführt. Es zeigte sich, dass die äquivalente Drehfedersteifigkeit für einen Anschluss mit nur je einem Nagel Ergebnisse in einer kaum nutzbaren Größenordnung liefert. Wenn hingegen die Dachlatten mit zwei Nägeln je Verbindung befestigt werden, kann bei Instandsetzungen unter Umständen auf den Einbau von Windrispen verzichtet werden. Dies kommt dem Prinzip einer bestandschonenden Sanierung von bauhistorisch wertvollen Objekten entgegen.

Liegen schwerwiegende, aber lokal begrenzte Schäden vor, kann infolge der Systemwirkung der Dachlatten das Tragvermögen des Gesamtsystems besser erklärt werden.

6.1.10 Kapitel 5: Instandsetzung

Im Fall von Tragwerksmängeln, Schäden oder Tragwerksveränderungen sind Instandsetzungen erforderlich. Voraussetzung für deren bestandschonende und fachgerechte Umsetzung sind umfassende Bestands- und Schadenserfassungen sowie Schadenanalysen. Neben den Vorgaben der EN 1990 sollten in historischen Holztragwerken zahlreiche weitere Grundsätze, unter anderem die Reversibilität und das Gesundschneiden von pilzbefallenen Konstruktionshölzern berücksichtigt werden.

Alle denkbaren Vorgehensweisen bei der Instandsetzung können den Begriffen Entlastung, Reparatur und statische Sicherung zugeordnet werden. Bei den ersten beiden Vorgehensweisen wird das globale statische System beibehalten, bei der statischen Sicherung wird es verändert. Die Vor- und Nachteile der unterschiedlichen Konzepte werden erläutert. Zudem werden Empfehlungen angegeben, wann welches Konzept in der Planung weiter verfolgt werden sollte.

Liegen ausschließlich Schäden an einzelnen Knotenpunkten vor (zum Beispiel an Sparrenfußpunkten), bietet es sich an, deren Tragfähigkeit wiederherzustellen. In diesen speziellen Fällen kann aus Sicht des Verfassers auf globale statische Analysen verzichtet werden. Stattdessen sieht das vorgeschlagene Konzept vor, die rechnerisch ursprünglich vorhandene Tragfähigkeit zu ermitteln und damit die Instandsetzung zu bemessen („Wiederherstellung der Knotenragfähigkeit“).

Abschließend werden mögliche Instandsetzungsdetails für unterschiedlich ausgeprägte Schäden an einem Stuhlsäulenfußpunkt dargestellt und erläutert. Ein mit dem Konzept der „Wiederherstellung der Knotenragfähigkeit“ bemessenes Instandsetzungsdetail für einen Stuhlsäulenfußpunkt des Kehl balkendachs der Alten Universität Graz inklusive deren Umsetzung in die Praxis wird vorgestellt.

6.1.11 Anhang A: Erfassungen historischer Dachwerke

Die vom Verfasser im Zuge des Forschungsvorhabens „D(N)achhaltigkeit Graz“ erfassten Dachwerke werden hier vorgestellt.

6.1.12 Anhang B: Herleitungen der Ingenieurmodelle

Die Herleitungen für das Ingenieurmodell zur Ermittlung der Tragfähigkeit von druckbeanspruchten Blattverbindungen werden hier angegeben.

6.1.13 Anhang C: Montage und Details des Dachwerks der Alten Universität in Graz

Anhand von räumlichen Darstellungen wird ein möglicher Montageablauf für das Dachwerk der Alten Universität in Graz erläutert. Alle wesentlichen Verbindungen werden anhand von Explosionszeichnungen erläutert.

6.2 Erkenntnisse

Hier werden stichwortartig die wesentlichen, wissenschaftlich „neuen“ Erkenntnisse des Verfassers angeführt:

- Die geschichtliche Entwicklung der Dachwerke wird erstmals aus statischer Sicht erläutert (siehe Kapitel 2).
- Die Einführung der Begriffe „sparrendachartig“ und „pfettendachartig“ ermöglicht die qualitative Beschreibung der Tragwirkung vieler historischer Dachwerke (siehe Kapitel 2).
- Für die qualitative Zustandsbeurteilung historischer Dachtragwerke wird eine einfach nachvollzieh- und dokumentierbare Methodik vorgestellt (siehe Kapitel 3).
- Alle Herausforderungen bei der statischen Analyse werden systematisch zusammengefasst (siehe Kapitel 4A).
- Ein Vorschlag zur quantitativen Verifikation der Berechnungsergebnisse mittels Kraftmessungen wird dokumentiert (siehe Kapitel 4A).
- Die Tragwirkung zweier typischer historischer Tragsysteme für Dächer wird exemplarisch vorgestellt (siehe Kapitel 4A).
- Die Klassifizierungsmöglichkeiten und Größenordnungen der Steifigkeiten zimmermannsmäßiger Holzverbindungen werden zusammengestellt (siehe Kapitel 4B).
- Erstmals werden die Tragfähigkeit und das Verformungsverhalten von Weichholznägeln prüfungs-basiert untersucht und mit Hartholznägeln verglichen (siehe Kapitel 4C).
- Zahlreiche, bislang einzigartige Prüfungen werden an druckbeanspruchten Blattverbindungen und Kämmen durchgeführt. Ingenieurmodelle für die Ermittlung der Tragfähigkeit als auch des Verformungsverhaltens werden abgeleitet (siehe Kapitel 4D und 4E).
- Die Tragwirkung der Dachlattung wird anhand der Verzerrung eines Dachlattenfelds ermittelt und in der statischen Analyse eines Dachwerks berücksichtigt (siehe Kapitel 4D).
- Für die Instandsetzung von Dachwerken werden alle möglichen Vorgehensweisen zusammengefasst und eine neue Methodik zur vereinfachten Bemessung von Knoten-reparaturen vorgestellt (siehe Kapitel 5).

Die in Kapitel 1.2 definierten Ziele konnten somit erfüllt werden. Viele neue Bausteine wurden zum Verständnis der Tragwirkung historischer Dachwerke hinzugefügt. Allerdings besteht weiterhin erheblicher Forschungsbedarf – siehe folgende Ausführungen.

6.3 Zukünftiger Forschungsbedarf

6.3.1 Globale statische Analysen

Historische Turmdächer sind aus geometrischen Gründen meist nur schwer erfassbar (siehe Bild 6.2 und Bild 6.3). Daher sind auch geisteswissenschaftliche Beiträge zu diesem Thema rar. Dem Verfasser sind keine wissenschaftlichen Arbeiten zum Tragverhalten dieser besonderen Tragwerke unter Berücksichtigung der Verankerung im Turmschaft beziehungsweise Fundament und einer realitätsnahen Windlastermittlung bekannt.

Generell ist festzustellen, dass in der Literatur bislang vor allem die „Regelbereiche“ von Dachwerken statisch analysiert wurden. In Zukunft sollte auch den von der Satteldachform abweichenden Bereichen – wie beispielsweise Walm- und Ichenbereichen – mehr Beachtung geschenkt werden (siehe auch Kapitel 4A).



Bild 6.2 Blick ins statisch hochgradig unbestimmte Tragwerk des Turmdachs der Franziskanerkirche.

Fig. 6.2 View into the highly statically indeterminate roof structure of the tower of the Franciscan church.

Das Ansdach, Sperrhaxendach oder Jochbalkendach (siehe Kapitel 1) sind traditionelle Tragsysteme für Dächer landwirtschaftlicher Bauten. Ihr Tragverhalten wurde nach dem Kenntnisstand des Verfassers bislang nicht umfassend erforscht.

Historische Dachwerke wurden in der Regel saffrisch verzimmert (siehe Kapitel 4A.5.3.1). Somit war die Holzfeuchte bei der Errichtung und ersten Belastung hoch. Es ist bekannt, dass die Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften von Holz ausgeprägt feuchteabhängig sind. Zudem kann bei auf Querdruck beanspruchten Holzbauteilen von einem ausgeprägten Kriechverhalten (als Teil des rheologischen Verhaltens von Holz) ausgegangen werden (siehe z. B. MÖHLER U. MAIER (1970)). Da zimmermannsmäßige Verbindungen Kräfte über Kontakt und Reibung übertragen, entstehen häufig lokal hohe Pressungen quer zur Faser. Ist die Holzfeuchte hoch, kann davon ausgegangen werden, dass sich infolge der Rheologie lokale Beanspruchungen umlagern und somit Spannungsspitzen abgebaut werden. Die Berücksichtigung dieses Effektes könnte bei statisch hochgradig unbestimmten historischen Dachwerken wesentlich zum Verständnis des Tragverhaltens beitragen.

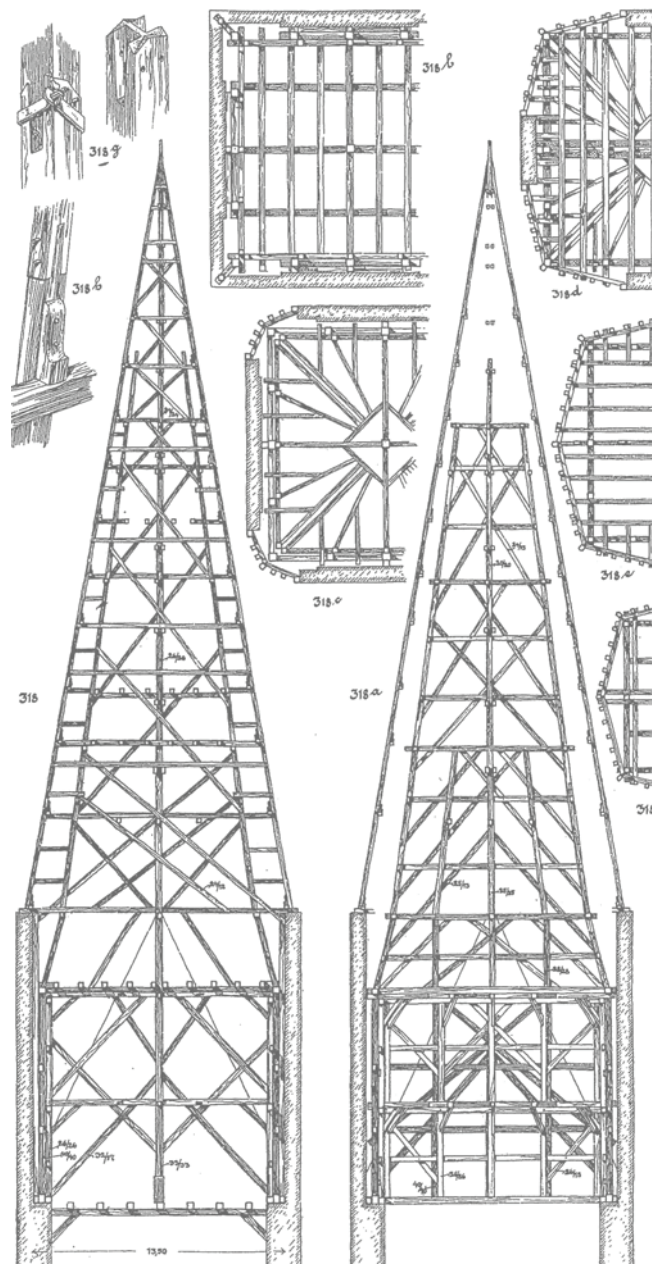


Bild 6.3 Turmhelm der Johanniskirche in Lüneburg (vgl. OSTENDORF (1908 S. 222).

Fig. 6.3 Spire of St. John's Church in Lüneburg (see OSTENDORF (1908 p. 222).

6.3.2 Zimmermannsmäßige Verbindungen

In der Normung und Literatur sind bisher nur unvollständige Angaben für die Ermittlung der Tragfähigkeit und des Verformungsverhaltens (Steifigkeiten) zimmermannsmäßiger Holzverbindungen enthalten. Dies erschwert die Analyse bestehender Holztragwerke. Zudem wird die Anwendung dieser Verbindungen als statisch tragende Anschlüsse in modernen Holztragwerken (siehe Kapitel 6.4 Ausblick) eingeschränkt. Weitere wissenschaftliche Arbeiten zur Tragfähigkeit und zum Tragverhalten zimmermannsmäßiger Verbindungen sowie deren Berücksichtigung in der Normung sollten daher folgen.

Exemplarisch werden nachfolgend einzelne Verbindungen und Themen angeführt, die aus Sicht des Verfassers vorrangig behandelt werden sollten.

- Schräge Zapfen

In KOCH (2010) wurden 19 Prüfungen an schrägen Zapfen durchgeführt. Für die Berechnung des Mittelwertes der Tragfähigkeiten in Abhängigkeit vom Anschlusswinkel wurde ein Ingenieurmodell entwickelt. Wie in Koch (2010 S. 186) angeführt ist „die Weiterführung der Thematik wünschenswert“. So müssen beispielsweise weitere Prüfungen durchgeführt werden, um charakteristische Tragfähigkeiten angeben zu können. Neben der statistischen Absicherung der Ergebnisse sollte der Einfluss folgender weiterer Parameter untersucht werden:

- Schräge Zapfen ohne/mit Holznagel
- Schräge Zapfen mit verringerter Zapfenlänge (siehe Bild 6.4)
- Schräge Zapfen mit veränderter Stirnflächenneigung
- von Normalkräften abweichende Beanspruchungen



Bild 6.4 Schräger Zapfen an einem Stuhlsäulen-Fußpunkt mit Schubversagen.

Fig. 6.4 Inclined tenon at a column base with failure due to shear.

- Analyse des Verformungsverhaltens (Steifigkeiten)

Insbesondere in älteren Beiträgen wurden während der Prüfungsdurchführungen keine Entlastungen vor dem Erreichen der Bruchlast durchgeführt. Daher sind auch keine Angaben zur Wiederbelastungssteifigkeit (C_{II}) möglich. Um die Ergebnisse zweifelsfrei vergleichen zu können, sind alle Prüfungen einheitlich durchzuführen und auszuwerten. Aus Sicht des Verfassers sollten daher diverse Prüfungen an zimmermannsmäßigen Verbindungen wiederholt werden. Angaben zu den Streuungen der Steifigkeiten von historischen Knoten sind dem Verfasser nicht bekannt.

- Exzentrizitäten

In zimmermannsmäßigen Verbindungen werden die Kräfte in der Regel exzentrisch übertragen. Das heißt, die Spannungsergebnisse in den kraftübertragenden Kontaktflächen liegen nicht in den Stabachsen. Die Auswirkungen dieses Effektes wurden bislang nur in Einzelfällen untersucht (z. B. vgl. STAUDACHER (1936 S. 67), KOCH (2010)). Um die Größenordnung der Exzentrizität bestimmen zu können, bieten sich neben numerischen Analysen Prüfungen im Labor mit einer Konfiguration nach Bild 6.5 an.

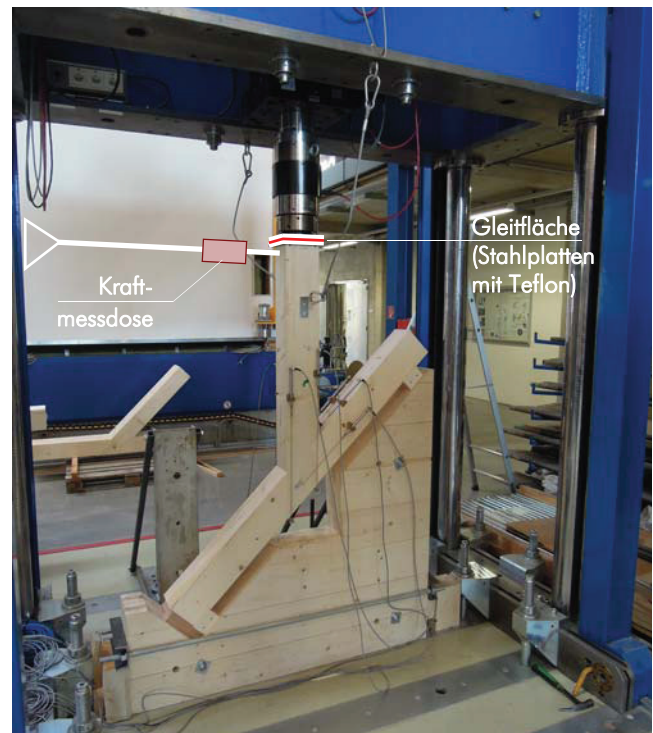


Bild 6.5 Vorschlag einer adaptierten Prüfkonfiguration (schematisch) zur Bestimmung der Exzentrizität.

Fig. 6.5 Proposal of an improved testing configuration (schematic), including the determination of the eccentricity.

- Reibung in den Kontaktflächen und lokale Deformationen

Die Größe der auftretenden Reibungskoeffizienten hängt unter anderem wesentlich von der Anordnung der Fasern in den Kontaktflächen der Verbindung ab. Bei Zapfen- und Blattverbindungen tritt Reibung zwischen Längsholz und schräg angeschnittenem Hirnholz auf. Für diese Konfiguration liegen derzeit nur wenige wissenschaftliche Untersuchungen vor (siehe Kapitel 4D und 4E).

Die Last-Verschiebungsdiagramme der geprüften Blattverbindungen (siehe Kapitel 4D) zeigen anfänglich ein annähernd lineares, aber nicht elastisches Verhalten. Dafür hält der Verfasser folgende Gründe für maßgebend:

- Zum Beginn der Prüfung liegen immer herstellungsbedingte Klaffungen vor. Diese müssen zuerst überdrückt werden.
- Danach liegen ungleichmäßige Kontaktpressungen vor, die lokal dazu führen, dass Zellen irreversibel auf Querdruk kollabieren (nichtlineares Verhalten von Holz infolge Querdrukbeanspruchung).

- Hinzu kommt der nach dem Wissensstand des Verfassers bislang nicht untersuchte Effekt des "Abdrückens" des Spätholzes von schräg angeschnittenem Hirnholz in Längsholz. Dadurch dringen die Oberflächen ineinander ein und der Reibungskoeffizient erhöht sich.
- Zudem kommt es zu einer Kombination beziehungsweise zum gleichzeitigen Auftreten der Effekte.

Erst bei der ersten Wiederbelastung wird die linear-elastische Steifigkeit der Verbindung geweckt.

Um diese Effekte bei der Entwicklung von Ingenieurmodellen und in numerischen Berechnungen berücksichtigen zu können, sollten sie durch Prüfungen im Labor ermittelt werden. In den Prüfungen sollte der Reibungskoeffizient in den Kontaktflächen in Abhängigkeit vom Neigungswinkel der Fasern, der Rauigkeit der Oberflächen, der Größe der Auflast und der Holzfeuchte ermittelt werden. Der Einfluss des „Abdrückens des Spätholzes des Hirnholzes“ in das Längsholz sollte ebenfalls untersucht werden.

- Art der Einwirkung – Normalkraft, Querkraft, Moment

Zimmermannsmäßige Verbindungen wurden bisher vor allem unter Normalkraftbeanspruchung (Zug/Druck) geprüft. In einzelnen Fällen wurden auch zusätzliche Momente aufgebracht (vgl. z. B. FEIO (2005), PALMA U. A. (2010 und 2012), PARISI U. PIAZZA (2000), PARISI U. CORDIE (2010)). Die Tragfähigkeit für Querkräfte wurde an Zapfen in Hauptträger-Nebenträger-Verbindungen (vgl. z. B. SCHELLING U. HINKES (1985), HINKES (1988)) untersucht. Aber auch andere Verbindungen können planmäßig infolge von Querkraften beansprucht werden.

Kehlbalken wurden beispielsweise häufig mit Weißschwänzen (einseitigen Schwalbenschwanzquerblättern) mit den Sparren verbunden. Wird die Kehlbalkenlage als Geschoßtrennung verwendet, wird der Anschluss Kehlbalken-Sparren

infolge von Querkraften beansprucht. Die dafür vorliegende Tragfähigkeit von schrägen Blattverbindungen wurde bislang nicht untersucht. Beispiele aus der Praxis (siehe Bild 6.6) deuten auf eine vergleichsweise geringe Tragfähigkeit für diese Beanspruchung hin.



Bild 6.6 Normal- und querkraftbeanspruchte Weißschwanzverbindung mit Rollschubversagen („Stab 1“) im Bereich eines Kaminwechsels.

Fig. 6.6 Dovetail lap joint loaded axial and transversal, with rolling shear failure („beam 1“) in the area of a chimney.

- Instandsetzung durch „Wiederherstellung der Knoten-tragfähigkeit“

Das in Kapitel 5 vorgestellte Konzept sollte im Detail mit Rechenbeispielen (unter Berücksichtigung der Ergebnisse globaler statischer Analysen) ausgearbeitet werden.

6.4 Ausblick

6.4.1 CNC-Abbundtechnologie

Im 20. Jh. wurden die meisten zimmermannsmäßigen Holzverbindungen von Blechformteilen und mechanischen Verbindungsmitteln weitgehend verdrängt (siehe auch Kapitel 4B). Aufgrund der Entwicklungen der CNC-Abbundtechnologie (Computerized Numerical Control, siehe Bild 6.7) können Holz-Holz-Verbindungen heute zum Teil wirtschaftlicher hergestellt werden als statisch gleichwertige Verbindungen mit mechanischen Verbindungsmitteln (vgl. FRITZEN (1992), FRITZEN (1998)).

Neben der wirtschaftlichen Herstellung traditioneller zimmermannsmäßiger Verbindungen bietet sich auch die Optimierung der Verbindungsgeometrie oder die Entwicklung neuer Holz-Holz-Verbindungen an.

„Da in heutiger Zeit die Qualität der Versatzanschlüsse nicht mehr vom handwerklichen Geschick des Zimmermanns abhängig ist, sondern durch hochmoderne CNC-gesteuerte Abbundmaschinen gewährleistet wird, sind auch geometrisch komplexe Kontaktverbindungen wieder wirtschaftlich“ (BLASS U. ENDERS-COMBERG (2012 S. 72)). Im Zuge eines Forschungsvorhabens (BLASS U. ENDERS-COMBERG (2012)) wurde die Geometrie von Versätzen optimiert und ein sogenannter Treppenversatz entwickelt (siehe Bild 6.8). Dieser

ermöglicht eine Tragfähigkeitssteigerung um ca. 70 % gegenüber einem Stirnversatz (siehe Bild 6.9) und weist deutlich geringere Einschnitttiefen und somit Querschnittschwächungen auf.



Bild 6.7 Vollautomatischer Abbund einer Stabdübelverbindung, HUNDEGGER (2014).

Fig. 6.7 Trimming line during manufacturing of a drift bolt connection, HUNDEGGER (2014).



Bild 6.8 Trepperversatz, BLASS U. ENDERS-COMBERG (2012, S. 67).

Fig. 6.8 Step abutting joint, BLASS A. ENDERS-COMBERG (2012, p. 67).

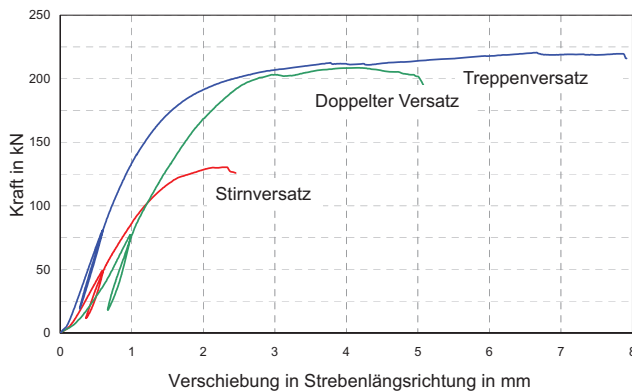


Bild 6.9 Last-Verschiebungsdiagramme im Vergleich, BLASS (2012, S 98).

Fig. 6.9 Load-displacement-curves in comparison, BLASS (2012, S 98).

Besonders leistungsfähige Knoten sind in Kombination mit Holzwerkstoffen denkbar. In Zürich wurde beispielsweise ein (insgesamt) siebengeschoßiges Bürogebäude mit Holz-Holz-Verbindungen errichtet (siehe Bild 6.10, ANTEMANN (2012), PFÄFFINGER (2013)).



Bild 6.10 Ansicht bei der Montage, ANTEMANN (2014).

Fig. 6.10 View of the assembly, ANTEMANN (2014).

Selbstzentrierende Dollen aus Holzwerkstoffen wurden beim Centre Pompidou in Metz zur Verbindung des fünflagigen frei geformten Dachtragwerks verwendet (vgl. BLUMER (2009) und BÜREN (2010)).

Der Schlüssel zur Verwirklichung geometrisch anspruchsvoller Bauvorhaben ist eine funktionierende digitale Planungs- und Produktionskette (CAD (Computer Aided Design) – CAE (Computer Aided Engineering) – CAM (Computer Aided Manufacturing) / CNC (Computerized Numerical Control)). Für die Errichtung eines Golfclubs in Südkorea (Hasley-Nine Bridges) mit besonderem architektonischen Anspruch wurden unter anderem 14.824 Blattverbindungen hergestellt (siehe Bild 6.11, vgl. ANTEMANN (2009), BÜREN (2010)).



Bild 6.11 Oben: Golfclub Hasley-Nine Bridges in Yeosu/Südkorea, JAERMANN (2012), unten: eines von 3.490 CNC-gefertigten Bauteilen (ANTEMANN (2009)).

Fig. 6.11 Above: golf club Hasley-Nine Bridges in Yeosu/South Korea, JAERMANN (2012), down: one of 3.490 CNC-manufactured members (ANTEMANN (2009)).

Inzwischen können Freiformflächen nicht nur mit Holzstäben, sondern auch mit Brettsperrholzplatten in die Praxis umgesetzt werden. Die vom Verfasser stammende Idee der „Vernähung der Fugen“ (siehe Bild 6.12) wurde bereits erfolgreich an einem Versuchsbauwerk – der „Cobra“ – getestet (vgl. SCHIMEK U. A. (2010), BOGENSPERGER U. WILTSCHKE (2012)).

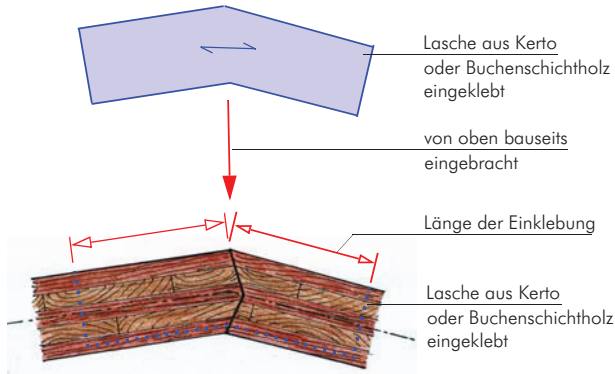


Bild 6.12 Prinzipskizze „Vernähung der Fugen“, MEISEL (2011B).
Fig. 6.12 Principle sketch of „stitched joints“, MEISEL (2011B).



Bild 6.13 Prototyp „Cobra“, BOGENSPERGER U. WILTSCHKE (2012).
Fig. 6.13 Prototype „Cobra“, BOGENSPERGER A. WILTSCHKE (2012).

6.4.2 Robustheit

Der Begriff der Robustheit ist in der Literatur (vgl. z. B. KALISKE U. A. (2010)) nicht einheitlich belegt. Nach DIN EN 1990 (2010) wird Robustheit mit „Schadenstoleranz“ gleichgesetzt. Hier wird davon ausgegangen, dass ein robustes Tragwerk die Eigenschaft besitzt, sich gegen ein lokales Versagen unempfindlich zu verhalten. Ein unverhältnismäßiger (im Vergleich zur ursprünglichen Ursache) und/oder progressiver Kollaps soll vermieden werden (vgl. GERBER (2010, S. 143), STAROSSEK (2009)).

Für den Entwurf eines robusten Tragwerks stehen demnach zwei grundsätzliche Möglichkeiten zur Wahl. Entweder wird der Kollaps örtlich beschränkt oder das Versagen wird so weit möglich vermieden. Im Ingenieurholzbau werden in der Regel weitestgehend statisch bestimmte Tragwerke konstruiert. Diese sind robust, wenn beim Versagen eines Traggliedes der Kollaps auf den Einflussbereich des betreffenden Traggliedes beschränkt bleibt.

Historische Dachwerke sind dagegen häufig hochgradig statisch unbestimmt (siehe Bild 6.14). Zahlreiche Beispiele aus der Praxis zeigen, dass selbst schwere Schäden oft lange Zeit nicht zum Versagen des Gesamtsystems führen. Neben der Redundanz der Tragglieder sind hierfür Lastumlagerungen erforderlich. Letztere sind nur möglich, wenn sowohl das Material und/oder die Verbindungen große Verformungen (insbesondere plastische) zulassen, als auch die umzulagernden Lasten von den betroffenen Bauteilen aufgenommen werden können. Zwar lässt der Baustoff Holz vergleichsweise große Biegeverformungen (insbesondere unter dauernd wirkenden Lasten) zu, allerdings tritt ein sprödes Biegeversagen auf. Zimmermannsmäßige Verbindungen übertragen die Kräfte dagegen über Kontaktdruck (Beanspruchung normal oder schräg zur Faser) und Reibung. Dies begründet das ausgeprägt gutmütige (zum Teil auch duktile) Bruchverhalten dieser Verbindungen und letztendlich die Robustheit vieler historischer Dachwerke.



Bild 6.14 Ausschnitt aus dem Dachraum des Münsters in Ingolstadt.

Fig. 6.14 View of the attic of the Münster in Ingolstadt.

Bei der Konzeption von Hausdächern und Hallenbauten geringer Spannweite könnte die Robustheit in Analogie zu historischen Dachwerken mittels hochgradig statisch unbestimmter Systeme und zimmermannsmäßiger Verbindungen gewährleistet werden. Im Ingenieurholzbau ist das

grundsätzlich auch denkbar. Einzelne Bauteile und/oder die Verbindungen müssen dann allerdings so ausgebildet werden, dass sie große Verformungen und damit Lastumlagerungen zulassen (vgl. KUHLMANN U. BRÜHL (2011), BRÜHL U. KUHLMANN (2012)). Bei der Konzeption und Berechnung des Centre Pompidou in Metz wurde das beispielsweise berücksichtigt (vgl. BLUMER (2009 S. 9)).

6.4.3 Für die Praxis

Die Ausbildung sowohl von Bauingenieuren als auch von Zimmermeistern ist immer noch stark auf die Errichtung von Neubauten ausgerichtet. Daher fehlt es – wie die Begehungen und Erfassungen zahlreicher historischer Dachwerke in Graz gezeigt haben (vgl. MEISEL U. A. 2011) – in der Praxis nicht selten am erforderlichen Fachwissen für die dauerhafte Erhaltung dieser Tragwerke. Besonders häufig werden Schäden nicht erkannt, keine oder realitätsferne statische Analysen durchgeführt und Instandsetzungen weder vorab umfassend geplant noch fachgerecht und bestandsschonend ausgeführt.

Folgendes wäre daher zum Beispiel wünschenswert:

- Verbesserung der Aus- und regelmäßigen Weiterbildung aller Beteiligten hinsichtlich Bestandskonstruktionen
- Vernetzung von Spezialisten und Fachfirmen - auch mit den Denkmalschutzämtern
- Bei denkmalgeschützten Bauwerken sollten sowohl die Ergebnisse der Planung als auch jene der Ausführung von einem unabhängigen Spezialisten bewertet und gegebenenfalls Verbesserungsbedarf aufgezeigt werden.



Bild 6.15 Vorbildliche Instandsetzungsarbeiten in St. Petri in Altentreptow (NORDKURIER 2011/12).

Fig. 6.15 Exemplary repair works in St. Petri in Altentreptow (NORDKURIER 2011/12).

KAPITEL 7

LITERATURVERZEICHNIS

- [ABELS 2011]
ABELS Michael: *Assessment Matrix for Timber Structures : Basis for Standardized Building Checks*. Technische Universiteit Eindhoven, Diss., 2011
- [ABELS 2013]
ABELS Michael: *Holzkonstruktionen im Baubestand – Schäden erkennen, erfassen und bewerten*. 1. Auflage, Bruderverlag, 2013. - ISBN 3871041890
- [ADAM 2009]
ADAM Bernd: *Baumaterialientransporte im 18. Jahrhundert – Beispiele aus Niedersachsen*. In: ZALEWSKI (2009)
- [ALTE UNIVERSITÄT GRAZ 2010]
Alte Universität Graz: URL <http://www.alte-universitaet.at>, Aktualisierungsdatum: 28.07.2010
- [AMMAN U. SACHS 1568]
AMMAN Jost ; SACHS Hans: *Das Ständebuch : Eygentliche Beschreibung aller Stände auff Erden, hoher und nidriger Geistlicher und Weltlicher, aller Künsten, Handwercken und Händeln : vom grösten biß zum kleinsten*. Gedruckt Frankfurt am Main, 1568
- [AMT 2009]
AMT Stefan: *Gutachten zum Wiederaufbau des Dachwerks der St. Jacobi-Kirche in Husum 1774 bis 1775*. In: ZALEWSKI (2009)
- [ANGERER U. TRUMLER 2003]
ANGERER Joachim Fr. ; TRUMLER Gerhard: *Klösterreich. Stifte und Klöster im Alpenraum*. 1. Aufl. Wien : Brandstätter Verlag, 2003. - ISBN 3854982879
- [ANTEMANN 2009]
ANTEMANN Martin: *Freiheit und Perfektion im Holzbau : Freie Formen*. In: *bauen mit holz*, Bruderverlag 2009, Nr. 9, S. 8–12
- [ANTEMANN 2014]
ANTEMANN Martin: *Siebengeschossiges Bürogebäude aus Holz in Zürich*. In: *DETAIL*, 2014, Nr. 1/2, S. 66–72
- [ARUN 2012]
ARUN Görün: *Traditional Timber Structures in Turkey*. In: *Conference Proceedings of the Structural Analysis of Historical Constructions*. Wroclav, Polen, 2012
- [BARGMANN 1993]
BARGMANN Horst: *Historische Bautabellen : Normen und Konstruktionshinweise 1870 bis 1960*. 1. Aufl. Düsseldorf : Werner-Verlag GmbH, 1993. - ISBN 3-8041-4220-6
- [BARTHEL U. A. 2006]
BARTHEL Rainer ; BRENGELMANN Tim ; ECKL Michael: *BayFORREST Forschungsprojekt F230 : Ressourcenschonende Instandsetzung alter Dachtragwerke - Nutzung des Laseraufmaßes und objektorientierter Modellierung*, Abschlussbericht, Technische Universität München, München : August 2006. - ISBN 3-938660-16-3
- [BEEK 1999]
BEEK Herbert: *Der Dachstuhl der Klosterkirche St. Johannes Evangelista in Michelfeld*. In: *Jahrbuch der Bayerischen Denkmalpflege* (1995–1999), Band 49–53 , S. 95–108
- [BEJTKA 2005]
BEJTKA Ireneusz: *Verstärkung von Bauteilen aus Holz mit Vollgewindeschrauben*. Universität Karlsruhe, Diss., 2005
- [BINDING U. A. 1988/89]
BINDING Günther ; LÖVENICH Ursula ; STEINMETZ Anja: *Bibliographie zum mittelalterlichen Baubetrieb Westeuropas*. In: *Zeitschrift für Archäologie des Mittelalters*, 1988/89, S. 185–198
- [BINDING U. ROGGATZ 1990]
BINDING Günther (Hrsg.) ; ROGGATZ Annette (Hrsg.): *Fachterminologie für den historischen Holzbau : Fachwerk – Dachwerk*. Köln : Kleinkamp Druck GmbH, 1990
- [BINDING 1991]
BINDING Günther: *Das Dachwerk auf Kirchen im deutschen Sprachraum : vom Mittelalter bis zum 18. Jahrhundert*. München : Deutscher Kunstverlag, 1991. - ISBN 3-422-06068-5
- [BINDING 2010]
BINDING Günther: *Bauen im Mittelalter*. Darmstadt : Primus Verlag, 2010. - ISBN 978-3-89678-826-9
- [BLASS U. A. 1995]
BLASS Hans Joachim ; FALK Volker Claus ; GÖRLACHER Rainer: *Statische Modellierung hölzerner Dachtragssysteme am Beispiel des Dachwerks der katholischen Kirche in Kirchdorf/Brigachtal*. In: *SFB 315 – Jahrbuch 1995*, S. 303–325. Berlin : Verlag Ernst & Sohn
- [BLASS U. A. 1996]
BLASS Hans Joachim ; FALK Volker Claus ; GÖRLACHER Rainer: *Historische Holzkonstruktionen - Statische Modellierung der Nachgiebigkeiten historischer Holzverbindungen*. In: *SFB 315 – Jahrbuch 1996*, S. 219–249. Berlin : Verlag Ernst & Sohn
- [BLASS U. A. 1999]
BLASS Hans Joachim ; ERNST Henning ; WERNER H.: *Verbindungen mit Holzstiften : Untersuchungen über die Tragfähigkeit*. In: *bauen mit holz*, Bruderverlag 1999, Nr. 10, S. 45–52
- [BLASS U. LASKEWITZ 2003]
BLASS Hans Joachim ; LASKEWITZ Bernd: *Load-carrying Capacity of Joints with Dowel-type Fasteners and Interlayers*. In: *CIB - W18 Meeting 33*, 2000, Delft Netherlands, 33-7-6
- [BLASS U. LASKEWITZ 2003]
BLASS Hans Joachim ; LASKEWITZ Bernd: *Tragfähigkeit von Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln mit Zwischenschichten*. In: *bauen mit holz*, Bruderverlag 2003, Nr. 1, S. 26 ff und Nr. 2, S. 30 ff
- [BLASS U. A. 2005]
BLASS Hans Joachim ; EHLBECK Jürgen ; KREUZINGER Heinrich ; STECK Günter: *Erläuterungen zur DIN 1052: 2004-08 : Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holztragwerken*. 2. Aufl. München: DGfH Innovations- und Service GmbH, 2005. - ISBN 3-934915-07-8

- [BLASS U. FRESE 2006]
BLASS Hans Joachim ; FRESE Matthias: *Schadensanalyse, Schadensursachen und Bewertung der Standsicherheit bestehender Holzkonstruktionen*. Karlsruher Institut für Technologie, Forschungsbericht 2006
- [BLASS U. A. 2006]
BLASS Hans Joachim ; BRÜNINGHOFF Heinz ; KREUZINGER Heinrich ; RADOVIC Borimir ; WINTER Stefan ; STUDIENGEMEINSCHAFT HOLZLEIMBAU e. V. (Hrsg.): *Leitfaden zu einer ersten Begutachtung von Hallentragwerken aus Holz*. Juli 2006
- [BLASS 2012]
BLASS Hans Joachim: *Verbindungssysteme im Holzbau*. In: *Holzbau Kompakt 2012*, Augsburg, Vortrag 08.10.2012
- [BLASS U. ENDERS-COMBERG 2012]
BLASS Hans Joachim ; ENDERS-COMBERG Markus: *Fachwerkträger für den industriellen Holzbau*. Karlsruher Institut für Technologie, Forschungsbericht 2012
- [BLIEM 1995]
BLIEM Christoph: *Möglichkeiten zur Sanierung historisch wertvoller Holzbausubstanz aus der Sicht des konstruktiven Ingenieurbaus*. Innsbruck, Leopold-Franzens-Universität Innsbruck, Fakultät für Bauingenieurwesen und Architektur, Dipl.-Arb., 1995. – Institut für Stahlbau und Holzbau
- [BLUMER 2009]
BLUMER Hermann: *Das Centre Pompidou in Metz*. In: *HWZ aktuell*, 05/2009, S. 1–5
- [BOGENSPERGER U. WILTSCHKE 2012]
BOGENSPERGER Thomas ; WILTSCHKE Albert: *Freie Formen mit Brettsper Holz*. In: *bauen mit holz*, Bruderverlag 2012, Nr. 11, S. 34–39
- [BOHL U. DÖBEREINER 1980]
BOHL Thomas ; DÖBEREINER Walter: *Die Haftung des Ingenieurs im Bauwesen*. Vieweg & Teubner Verlag 1980. - ISBN 3-528-08893-1
- [BOSSEL 2004]
BOSSEL Hartmut: *Systeme, Dynamik, Simulation : Modellbildung, Analyse und Simulation komplexer Systeme*. 1. Aufl. Norderstedt : Books on Demand GmbH, 2004. - ISBN 3-8334-0984-3
- [BOUDOUIN 1908]
BOUDOUIN Andreas: *Der Zimmerer-Meister : Ein Überblick über die gesamten Zimmerungen und Verbindungen : in vier Serien*. Wien, 1908. - aus dem Privatbesitz von Prof. Schickhofer. - Losebl.-Ausg.
- [BRANCO U. A. 2010]
BRANCO Jorge M. ; PIAZZA Maurizio ; CRUZ Paulo J.S.: *Structural analysis of two King-post timber trusses: Non-destructive evaluation and load-carrying tests*. In: *Construction and Building Materials* 2010, Nr. 24, S. 371–383
- [BRANDNER U. SCHICKHOFER 2009]
BRANDNER Reinhard ; SCHICKHOFER Gerhard: *Das mechanische Potential von Kanthölzern aus adultem Holz im Einsatz als stabförmige Systemstruktur GLT:beam : Experiment und Modellbildung*. - Forschungsbericht (unveröffentlicht) des Comet-Forschungsprojekts APTM 2.1.1 mature_wood, Graz, 2009
- [BRÜHL U. KUHLMANN 2012]
BRÜHL Frank ; KUHLMANN Ulrike: *Requirements on ductility in timber structures*. In: *CIB - W18 Meeting 45*. 2012, Växjö, Schweden, 45-7-5
- [BUCHHÄUSL 2010]
BUCHHÄUSL Bertram: *Bestandserfassung, Modellbildung und Tragverhalten historischer Dachstühle am Beispiel des Stiftes Zwettl*. Graz, TU Graz, Fakultät für Bauingenieurwissenschaften, Dipl.-Arb., 2010. – Institut für Holzbau und Holztechnologie
- [BÜREN 2010]
BÜREN Charles von: *Geflochten und geformt*. In: *Tec21 : Vom Baum zum Raum*, Verlags-AG der akademischen technischen Vereine, 2010, Nr. 7, S. 30–36
- [BULLEIT U. A. 1996]
BULLEIT William M. ; SANDBERG L. Bogue ; O'BRYANT Tonia L. ; WEAVER David A. ; PATTISON Wendy E.: *Analysis of Frames with Traditional Timber Connections*. In: *International Wood Engineering Conference*. 1996, S. 4.232–4.239
- [BULLEIT U. A. 1999]
BULLEIT William M. ; SANDBERG L. Bogue ; DREWKE Matthew W. ; O'BRYANT Tonia L.: *Behavior and Modeling of Wood-Pegged Timber Frames*. In: *Journal of Structural Engineering*. Volume 125, No. 1, 1999, S. 3–9
- [BUNDESMINISTERIUM FÜR RAUMORDNUNG, BAUWESEN UND STÄDTEBAU 1995]
BUNDESMINISTERIUM FÜR RAUMORDNUNG, BAUWESEN UND STÄDTEBAU: *Dritter Bericht über Schäden an Gebäuden*. Bonn, 1995
- [BUNDESMINISTERIUM FÜR RAUMORDNUNG, BAUWESEN UND STÄDTEBAU 2008]
BUNDESMINISTERIUM FÜR RAUMORDNUNG, BAUWESEN UND STÄDTEBAU: *Richtlinie für die Überwachung der Verkehrssicherheit von baulichen Anlagen des Bundes (RÜV)*. Berlin, Juli 2008
- [CAMESASCA 1986]
CAMESASCA Ettore: *Die Geschichte des Hauses*. Leipzig : E. A. Seemann Verlag (Reprint-Verlag Leipzig), 1986. - ISBN 3363001037
- [CAMPBELL U. HOLZER 2013]
CAMPBELL James ; HOLZER Stefan: *Terminology for the CH.ESS 2013 (European Summer School on Construction History) : An Intensive Erasmus Programm*, 2013
- [CASTON 1998]
CASTON Philip: *Dachwerkstopographie für die Steiermark – ein Survey der historischen Dachwerkskonstruktionen in der Mur-Mürz-Furche*. In: *Österreichische Zeitschrift für Kunst und Denkmalpflege*, Heft 3/4, 1998
- [CERALDI U. A. 2008]
CERALDI C. ; MORMONE V. ; RUSSO ERMOLLI E.: *Restoring of timber structures: Connections with timber pegs*. In: *Structural Analysis of Historic Construction – Preserving Safety and Significance*. 2008, S. 915–920

- [CHURCH U. TEW 1997]
CHURCH J. R. ; TEW B. W.: *Charakterization of Bearing Strength Factors in Pegged Timber Connections*. In: *Journal of Structural Engineering*. Volume 123, 1997, S. 326–332
- [CRAMER 1986]
CRAMER Johannes: *Bundzeichen – Mit Hilfe von Bundzeichen erleichterten sich die Zimmerleute schon in frühen Jahrhunderten die Arbeit*. In: *bauen mit holz*, Bruderverlag 1986, Nr. 3, S. 136–140
- [CRAMER U. EISSING 1996]
CRAMER Johannes ; EISSING Thomas: *Dächer in Thüringen*. Leipzig : Verlag Ausbildung + Wissen 1996. - ISBN 3-927879-87-8
- [CRAMER U. BREITLING 2007]
CRAMER Johannes ; BREITLING Stefan: *Architektur im Bestand : Planung Entwurf Ausführung*. Berlin : Birkhäuser Verlag AG 2007. - ISBN 978-3-7643-7751-9
- [DEDERICH U. A. 2008]
DEDERICH Ludger ; KOCH Jens ; FISCHER Martin ; u. a. ; Informationsdienst Holz (Hrsg.): *Erneuerung von Fachwerkbauten : Holzbau Handbuch*. Reihe 7, Teil 3, Folge 1, 2008
- [DEINHARD 1962]
DEINHARD Johann Martin: *Spannungen und Sicherheitsgrade historischer Holzkonstruktionen*. TH Darmstadt, Diss., 1962
- [DEINHARD 1996]
DEINHARD Johann Martin ; GERNER Manfred (Hrsg.): *Systembedingte Schäden an Dachwerken : Eine Darstellung historischer Dachkonstruktionen und ihrer Schwachpunkte*. Fulda: Deutsches Zentrum für Handwerk und Denkmalpflege, Propstei Johannesberg, 1996. - ISBN 3-931991-08-3
- [DENECKE 2008]
DENECKE Christoph: *Untersuchung und Analyse einer historischen Fachwerkkonstruktion vor dem Hintergrund ihres Entstehungszeitraumes sowie Bewertung spezifischer Schadensbilder*. Braunschweig, Technische Universität Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig, Studien-Arb., 2008. – Institut für Bauwerkserhaltung und Tragwerk
- [DENZLER U. GLOS 2007]
DENZLER Julia ; GLOS Peter: *Determination of shear strength values according to EN 408*. In: *Materials and Structures*, 2007, S. 79–86
- [DESCAMPS 2012]
DESCAMPS Thierry: *Influence of the connection stiffness on the mechanical behavior of old timber frames*. In: *Vortrag am Department of Structural Mechanics*. Wroclaw, 18.09.2012
- [DEUTSCHE BAHN AG 2010]
DEUTSCHE BAHN AG: *Richtlinie 805 – Tragsicherheit bestehender Eisenbahnbrücken*. TEC 3 ; Knaak Hans-Ulrich ; Stand: 01.09.2010
- [DIN EN 1990 2010]
DIN EN 1990: *Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung*. Dezember 2010
- [DIN EN 1990 NA 2010]
DIN EN 1990 NA: *Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung*. Dezember 2010
- [DIN 1052 2008]
DIN 1052: *Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken*. Dezember 2008
- [DIN 1076 1999]
DIN 1076: *Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen : Überwachung und Prüfung*, November 1999
- [DIN 68 364 2003]
DIN 68 364: *Kennwerte von Holzarten – Rohdichte, Elastizitätsmodul und Festigkeiten*. Mai 2003
- [DIN 68 800–1 2011]
DIN 68 800–1: *Holzschutz - Teil 1: Allgemeines*. Oktober 2011
- [DIN 68 800–2 2012]
DIN 68 800–2: *Holzschutz - Teil 2: Vorbeugende bauliche Maßnahmen im Hochbau*. Februar 2012
- [DIN 68 800–3 2012]
DIN 68 800–3: *Holzschutz - Teil 3: Vorbeugender Schutz von Holz mit Holzschutzmitteln*. Februar 2012
- [DIN 68 800–4 2012]
DIN 68 800–4: *Holzschutz - Teil 4: Bekämpfungs- und Sanierungsmaßnahmen gegen Holz zerstörende Pilze und Insekten*. Februar 2012
- [DLUBAL 2013]
DLUBAL Ingenieur-Software GmbH (Hrsg.): *RSTAB 6.03*. Tiefenbach, 2013. - Programm-Version 6.03
- [DRDÁČKÝ U. A. 1999]
DRDÁČKÝ Miloš ; WALD František ; MARES J.: *Modelling of real historic timber joints*. In: *Proceedings of the STREMAH 99*, Dresden, S. 169–178, 1999
- [DRÖGE U. STOY 1981]
DRÖGE Georg ; STOY Karl-Heinz: *Grundzüge des neuzeitlichen Holzbaues. Band 1: Konstruktionselemente, Berechnung und Ausführung*, Berlin, 1981
- [DRÖGE U. DRÖGE 1993]
DRÖGE Georg ; DRÖGE Thomas: *Die Alte Waage – Wiederaufbau einer ingenieösen historischen Holzkonstruktion*. In: *Braunschweiger Werkstücke – Die Alte Waage in der Braunschweiger Neustadt*. Stadtarchiv Braunschweig, Reihe A, Bd. 35, Braunschweig, 1993
- [EBERHARDSTEINER 2002]
EBERHARDSTEINER Josef: *Mechanisches Verhalten von Fichtenholz*. Wien : Springer-Verlag, 2002. - ISBN 3-211-83763-9
- [EBINGHAUS 1954]
EBINGHAUS Hugo: *Das Zimmerhandwerk : Ein Lehrbuch und Nachschlagewerk für Studium und Praxis*. Gießen : Fachbuchverlag Dr. Pfanneberg & Co., 3. Auflage, 1954
- [ECKERT 1994]
ECKERT Hannes: *Zum denkmalpflegerischen Umgang mit alternden Holzbauten*. In: *SFB 315 – Jahrbuch 1994*, S. 269–284. Berlin : Verlag Ernst & Sohn

- [ECKSTEIN U. GROMER 1990]
ECKSTEIN Günter ; GROMER Johannes ; LANDESDENKMALAMT BADEN-WÜRTTEMBERG (Hrsg.): *Empfehlungen für Bauaufnahmen – Genauigkeitsstufen – Planinhalte – Raumbuch – Kalkulationsrahmen*. Stuttgart: Konradin Druck GmbH, 2. Auflage, 1990
- [EGGERSMANN 2000]
EGGERSMANN Clemens: *Standsicherheit herstellen : Sanierung einer historischen Dachkonstruktion*. In: *bauen mit holz*, Bruderverlag 2000, Nr. 12, S. 8–13
- [EHLBECK U. HÄTTICH 1986]
EHLBECK Jürgen ; HÄTTICH Ronnie: *Über die Erforschung des Trag- und Verformungsverhaltens von Knotenpunkten und Verbindungsmitteln alter Holzkonstruktionen*. In: *SFB 315 – Jahrbuch 1986*, S. 180–190. Berlin : Verlag Ernst & Sohn
- [EHLBECK U. GÖRLACHER 1987]
EHLBECK Jürgen ; GÖRLACHER Rainer: *Erste Ergebnisse von Festigkeitsuntersuchungen an altem Konstruktionsholz*. In: *SFB 315 – Jahrbuch 1987*, S. 235–247. Berlin : Verlag Ernst & Sohn.
- [EHLBECK U. HÄTTICH 1988]
EHLBECK Jürgen ; HÄTTICH Ronnie: *Tragfähigkeit und Verformungsverhalten von ein- und zweischichtig beanspruchten Holznägeln*. In: *SFB 315 – Jahrbuch 1988*, S. 281–298. Berlin : Verlag Ernst & Sohn
- [EHLBECK U. EBERHART 1989]
EHLBECK Jürgen ; EBERHART Otto: *Entwicklung und Prüfung neuer Verbindungsmittel aus Hartholz, Pressschichtholz und ähnlichen holzhaltigen Werkstoffen für tragende Verbindungen im Holzbau*. F 2137. Stuttgart : IRB Verlag, 1989. - Forschungsbericht
- [EHLBECK U. GÖRLACHER 1990]
EHLBECK Jürgen ; GÖRLACHER Rainer: *Zur Problematik bei der Beurteilung der Tragfähigkeit von altem Konstruktionsholz*. In: *bauen mit holz*, Bruderverlag 1990, Nr. 2, S. 117–121
- [EISSING 2009]
EISSING Thomas: *Genesevorstellungen in Ostendorfs Dachwerkbuch zu offenen und sichtbaren Dachstühlen und Holztonnen*. In: *Friedrich Ostendorf : Bauten und Schriften*. Kolloquium des Arbeitskreises für Hausforschung e. V. (AHF) und des Südwestdeutschen Archivs für Architektur und Ingenieurbau, Verlag Mury Salzmann, 2009. - ISBN 9783990140116, Band 1, S. 79–95
- [ERLER 2002]
ERLER Klaus: *Was trägt ein Holznagel?* In: *Fachwerkinstandsetzung nach WTA : Band 2 : Aktuelle Berichte*. Stuttgart : Fraunhofer IRB Verlag 2002. - S. 234–245
- [ERLER 2004]
ERLER Klaus: *Alte HolzBauWerke : Beurteilen und Sanieren*. 3. Aufl. Neufassung. Berlin : Huss-Medien GmbH Verlag Bauwesen, 2004. - ISBN 3-345-00864-5
- [FAYE U. A. 2008]
FAYE C. ; GARCIA P. ; MARGOROU L. Le ; ROUGER F.: *Mechanical Behaviour of Traditional Timber Connections: Proposals for Design, Based on Experimental and Numerical Investigations. Part I: Birdsmouth*. In: *CIB - W18 Meeting 41*, 2008, St. Andrews, Canada, 41-7-4
- [FELLNER 2002]
FELLNER Josef: *Schlägerungszeit und Holzqualität*. Universität für Bodenkultur, Wien, Diss., 2002
- [FEIO 2005]
FEIO Artur Jorge de Oliveira: *Inspection and Diagnosis of Historical Timber Structures: NDT Correlations and Structural Behaviour*. Universidade do Minho, Escola de Engenharia, Diss., 2005
- [FINGERLOOS U. A. 2008]
FINGERLOSS Frank (Redaktion) ; DBV-Arbeitskreis: *Bauen im Bestand : Leitfaden : Merkblätter Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e. V.*. Berlin, Fassung Januar 2008
- [FISCHER-KOHNERT 1999]
FISCHER-KOHNERT Barbara: *Das mittelalterliche Dach als Quelle zur Bau- und Kunstgeschichte : Dominikanerkirche, Minoritenkirche, Dom, Rathaus und Alte Kapelle in Regensburg*. Petersberg : Michael Imhof Verlag, 1999. - ISBN 3-932526-22-8
- [FLEISCHMANN 2005]
FLEISCHMANN Martin: *Numerische Berechnung von Holzkonstruktionen unter Verwendung eines realitätsnahen orthotropen elasto-plastischen Werkstoffmodells*. Technische Universität Wien, Diss., 2005
- [FOUAD U. A. 2010]
FOUAD Nabil ; PETERSON L. ; SCHMIDT A. ; GEERDES G.: *Die Holzkuppel des Neuen Palais in Potsdam*. In: *Bauingenieur*, Düsseldorf: Springer-VDI-Verlag 2010, Band 85, S. 324–330
- [FRECH 1987]
FRECH P.: *Beurteilungskriterien für Risse im Bauholz*. In: *bauen mit holz*, Bruderverlag 1987, Nr. 9
- [FRITSCHKE 1954]
FRITSCHKE G.: *Anreiß- und Abbundtechnik*. In: EBINGHAUS Hugo: *Das Zimmerhandwerk : ein Lehrbuch und Nachschlagewerk für Studium und Praxis*. Giessen : Pfanneberg 1954. - S. 365–406
- [FRITZEN 1992]
FRITZEN Klaus: *Abundanlagen: Traditionelle Holzverbindungen wieder wirtschaftlich?! – Hochbelasteter Unterzug als Fachwerkträger mit Versätzen kostengünstiger als „moderne“ Verbindungstechnik*. In: *bauen mit holz*, Bruderverlag 1992, Nr. 02, S. 112–113
- [FRITZEN 1998]
FRITZEN Klaus: *CNC-Abundanlagen verlangen Umdenken beim Konstruieren und Gestalten*. In: *bauen mit holz*, Bruderverlag 1998, Nr. 03, S. 16–21
- [FRITZEN 2002A]
FRITZEN Klaus: *Verbindungstechnik für viele Fälle : Grundsätzliche Einsatzmöglichkeiten von Holzschrauben-Verbindungen in der Restaurierung*. In: *bauen mit holz*, Bruderverlag 2002, Nr. 9, S. 16–18

- [FRITZEN 2002B]
FRITZEN Klaus: *Binder aus Gebinden : Statisches Konzept der kleinen Saalkirche als Beispiel für die Sanierung von Denkmälern*. In: *bauen mit holz*, Bruderverlag 2002, Nr. 9, S. 12–15
- [FRITZEN 2003]
FRITZEN Klaus: *Das Dach*. In: *bauen mit holz*, Bruderverlag 2003, Nr. 3, S. 1
- [FRITZEN 2006]
FRITZEN Klaus: *Denkmalpflege : Betrachtungen aus aktuellem Anlass*. In: *bauen mit holz*, Bruderverlag 2006, Nr. 10, S. 1
- [GABER 1940]
GABER E.: *Versuche über die Reibung von Nadelholz*. In: *Holz als Roh- und Werkstoff*, 1940, 3. Jahrgang, Heft 4, S. 119–122
- [GERBER 2010]
GERBER Hannes: *Bewertung der Qualität von Tragwerken*. Logos Berlin, 2010. - ISBN: 3832526412
- [GERNER 1992]
GERNER Manfred ; DIEGELMANN Frank (Mitarb.) ; GEHRING Norbert (Mitarb.) ; SCHWERDT Hartmut (Mitarb.) ; SEILER Gerhard (Mitarb.) ; UHLIG Lars-Christian (Mitarb.): *Handwerkliche Holzverbindungen der Zimmerer*. Stuttgart : Deutsche Verlags-Anstalt GmbH, 1992. - ISBN 3-421-03027-8
- [GERNER 2000]
GERNER Manfred ; MÖHN Hans-Jürgen (Mitarb.): *Entwicklung der Holzverbindungen*. Stuttgart : Fraunhofer IRB Verlag, 2000. - ISBN 3-8167-4728-0
- [GERNER 2002]
GERNER Manfred: *Die Kunst der Zimmerer : Meisterwerke aus Europa, Amerika und Asien*. Stuttgart München : Deutsche Verlags-Anstalt GmbH, 2002. - ISBN 3-421-03287-4
- [GERNER 2003]
GERNER Manfred: *100 Jahre Denkmalpflege : als Arbeitsfeld für die Zimmerer*. In: *bauen mit holz*, Bruderverlag 2003, Nr. 4, S. 36–42
- [GERNER 2007]
GERNER Manfred: *Fachwerk : Entwicklung, Instandsetzung, Neubau*. München : Deutsche Verlags-Anstalt GmbH, 2007. - ISBN 978-3-421-03575-2
- [GEROLD 1993]
GEROLD Ulla: *Pirna, Burgstraße 3 : Zur Tragkonstruktion des Dachwerks*. In: *SFB 315 – Jahrbuch 1993*, S. 43–52. Berlin : Verlag Ernst & Sohn
- [GLOS 1989]
GLOS Peter: *Festigkeit von Fichtenbauholz mit Insekten und Pilzbefall*. In: *Holz als Roh- und Werkstoff*, 1989, Ausgabe 47, S. 329–335
- [GORST U. A. 2003]
GORST N. J. S. ; WILLIAMSON S. J. ; PALLETT P. F. ; CLARK L. A.: *Friction in temporary works*. The University of Birmingham, Research Report 071, 2003. - ISBN 0-7176-2613-X
- [GÖRLACHER U. A. 1990]
GÖRLACHER Rainer ; HÄTTICH Ronnie ; KROMER Martin ; EHLBECK Jürgen: *Tragfähigkeit und Verformungsverhalten von zugbeanspruchten Blattverbindungen in historischen Holzkonstruktionen*. In: *SFB 315 – Jahrbuch 1990*, S. 273–291. Berlin : Verlag Ernst & Sohn
- [GÖRLACHER U. A. 1991]
GÖRLACHER Rainer ; KROMER Martin ; EHLBECK Jürgen: *Historische Holzkonstruktionen - Untersuchung alter Holzkonstruktionen: Ermittlung von Spannungen in einem Bauteil*. In: *SFB 315 – Jahrbuch 1991*, S. 193–199. Berlin : Verlag Ernst & Sohn
- [GÖRLACHER U. KROMER 1991]
GÖRLACHER Rainer ; KROMER Martin : *Tragfähigkeit von Versatzanschlüssen in historischen Holzkonstruktionen*. In: *bauen mit holz*, Bruderverlag 1991, S. 164–169
- [GÖRLACHER U. A. 1994A]
GÖRLACHER Rainer ; KROMER Martin ; EHLBECK Jürgen : *Behutsame Instandsetzungs- und Verstärkungsmaßnahmen von historischen Holzkonstruktionen*. In: *SFB 315 – Jahrbuch 1994*, S. 285–299. Berlin : Verlag Ernst & Sohn
- [GÖRLACHER U. A. 1994B]
GÖRLACHER Rainer ; KROMER Martin ; EHLBECK Jürgen ; ECKERT Hannes: *Historische Holzkonstruktionen zwischen Alterung und „Sanierung“*. In: *SFB 315 – Jahrbuch 1994*, S. 267–268. Berlin : Verlag Ernst & Sohn
- [GÖRLACHER U. A. 1995]
GÖRLACHER Rainer ; KROMER Martin ; EHLBECK Jürgen: *Das Dachtragwerk der Klosterkirche in Kirchheim/Ries*. In: *SFB 315 – Jahrbuch 1995*, S. 97–105. Berlin : Verlag Ernst & Sohn
- [GÖRLACHER U. A. 1999]
GÖRLACHER Rainer ; WENZEL Fritz (Hrsg.); KLEINMANNS Joachim (Hrsg.) ; FALK Volker Claus (Mitarb.) ; ECKERT Hannes (Mitarb.): *Historische Holztragwerke : Untersuchen, Berechnen, Instandsetzen*, Sonderforschungsbereich 315. Universität Karlsruhe (TH), 1999. - ISBN-3-934540-01-5
- [GÖTZ 2007]
GÖTZ Jürgen: *Außergewöhnliches, gotisches Kehlriegeldach*. In: *bauen mit holz*, Bruderverlag 2007, Nr. 10, S. 16–20
- [GÖTZ 2011]
GÖTZ Jürgen: *Instandsetzung der Johanniskirche in Göttingen*. In: *2. Grazer Holzbau-Sonderfachtagung 2011 : Historisch wertvolle Dachwerke in UNESCO-Weltkulturerbe-Zonen*, Tagungsband. Graz : Verlag der Technischen Universität Graz.
- [GRAEFE 1989]
GRAEFE Rainer: *Hängedächer des 19. Jahrhunderts*. In: GRAEFE Rainer (Hrsg.): *Zur Geschichte des Konstruierens*. Stuttgart: Dt. Verl.-Anst.: 1989, S. 168–187. - ISBN: 3-421-02958-X

- [GRAUBNER 1986]
GRAUBNER Wolfram: *Holzverbindungen : Gegenüberstellung japanischer und europäischer Lösungen*. Stuttgart : Deutsche Verlags-Anstalt GmbH, 1986. - ISBN 3-421-02850-8
- [GRAUBNER U. HÜSKE 2003]
GRAUBNER Carl-Alexander ; HÜSKE Katja: *Nachhaltigkeit im Bauwesen : Grundlagen - Instrumente - Beispiele*. 1. Aufl. : Ernst & Sohn, 25. April 2003. - ISBN-10: 3433015120
- [GREIMEL 2003]
GREIMEL Rudolf: *Festigkeitslehre (Elastostatik)*. Graz, TU Graz, Institut für Allgemeine Mechanik, Skriptum, 2003
- [GROSS U. THIERSCH 2002]
GROSS R., THIERSCH K.: *Kloster, Schloss und Domäne Heydau*. Landesamt für Denkmalpflege Hessen: Konrad Theiss Verlag GmbH, Stuttgart, 2002. - ISBN 3-8062-1629-0
- [HAMER 2014]
HAMER J. C.: *Traditional Timber Structures : Experimental Research*. Eindhoven University of Technology, Dipl.-Arb., 2014
- [HANFTMANN 1907]
HANFTMANN B.: *Hessische Holzbauten, Beiträge zur Geschichte des westdeutschen Hauses und Holzbauers, zur Führung durch L. Bickell: Hessische Holzbauten*. Marburg : Elwert'sche Verlagsbuchhandlung, 1907
- [HASENSTAB 2006]
HASENSTAB Andreas Georg Maximilian: *Integritätsprüfung von Holz mit dem zerstörungsfreien Ultraschallverfahren*. Technischen Universität Berlin, Diss., 2006
- [HAUER U. A. 1993]
HAUER Markus ; SEIM Werner ; WENZEL Fritz: *Wirklichkeitsnahe Simulation des Tragverhaltens alter Dachstühle*. In: *SFB 315 – Jahrbuch 1993*, S. 195–203. Berlin : Verlag Ernst & Sohn
- [HEIMESHOF U. A. 1988]
HEIMESHOF Bodo ; SCHELLING Wolfgang ; REYER Eckhard ; Entwicklungsgemeinschaft Holzbau in der Deutschen Gesellschaft für Holzforschung (Hrsg.): *Informationsdienst Holz : Zimmermannsmäßige Holzverbindungen*. Düsseldorf, November 1988. - ISSN-Nr. 0446-2114
- [HEIMESHOF U. KÖHLER 1989]
HEIMESHOF Bodo ; KÖHLER N. ; Deutsche Gesellschaft für Holzforschung (Hrsg.): *Untersuchung über das Tragverhalten von zimmermannsmäßigen Holzverbindungen : T 2189*. München : IRB Verlag, 1989. - Forschungsbericht
- [HENRICHSEN 2003A]
HENRICHSEN Christoph: *Reparaturen und statische Sicherungen an historischen Holzkonstruktionen*. Landesamt für Denkmalpflege Hessen, Wiesbaden 2003. Konrad Theiss Verlag GmbH, Stuttgart 2003. - ISBN 3-8062-1830-7
- [HENRICHSEN 2003B]
HENRICHSEN Christoph: *Historische Holzarchitektur in Japan : Statische Ertüchtigung und Reparatur*. Konrad Theiss Verlag GmbH, Stuttgart 2003. - ISBN 3-8062-1815-3
- [HINKES 1988]
HINKES Franz-Josef: *Experimentelle und rechnerische Untersuchung zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Zapfenverbindungen*. Universität Hannover, Diss., 1988
- [HOCHREINER U. A. 2013]
HOCHREINER Georg ; BADER Thomas ; DE BORST Karin ; EBERHARDTSTEINER Josef: *Stiftförmige Verbindungsmittel im EC5 und baustatische Modellbildung mittels kommerzieller Statiksoftware*. In: *Bauingenieur*, Düsseldorf: Springer-VDI-Verlag 2013, Band 88, Ausgabe 5, S. 275–289
- [HOF 1997/98]
HOF Catharine: *Kirchendachkonstruktionen im südlichen Niederschlesien (Polen)*. In: *SFB 315 – Jahrbuch 1997/98*, S. 61–81. Berlin : Verlag Ernst & Sohn
- [HOFFSUMMER U. A. 2009]
HOFFSUMMER Patrick u. a.: *Roof Frames from the 11th to the 19th century : Typology and Development in Northern France and in Belgium*. Brepols Publishers n.v, 2009. - ISBN 978-2-503-52987-5
- [HOLZER U. KÖCK 2008]
HOLZER Stefan M. ; KÖCK Bernd: *Meisterwerke Barocker Bautechnik: Kuppeln, Gewölbe und Kirchendachwerke in Südbayern*. Regensburg : Verlag Schnell & Steiner GmbH, 2008. - ISBN 978-3-7954-2035-2
- [HOLZER U. KÖCK 2009]
HOLZER Stefan M. ; KÖCK Bernd: *Barocke Dachwerke: Konstruktion und Analyse des Tragverhaltens*. In: *Bautechnik* Berlin: Verlag Ernst & Sohn 2009, Nr. 1, S. 36–47
- [HOLZER 2009]
HOLZER Stefan M.: „Zimmermannskunst“ – Zur Entstehung des bautechnischen Fachbuches im deutschen Sprachraum. In: ZALEWSKI (2009)
- [HOLZER 2010]
HOLZER Stefan M.: „Rettet den Teufelsgraben-Aquädukt (1890)“ – Standsicherheitsbewertung eines Stampfbetonbauwerks vor dem Hintergrund seiner Herstellungsgeschichte. In: *BAW-Kolloquium – Erhaltung von Wasserbauwerken und Brücken*, 15. u. 16. Juni 2010, Karlsruhe, S. 40–42
- [HOLZER 2013]
HOLZER Stefan M.: *Statische Beurteilung historischer Tragwerke – Band 1 | Mauerwerkskonstruktionen*. Berlin ; Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, 2013. - ISBN 978-3-433-02959-6
- [HOLZER 2015]
HOLZER Stefan M.: *Statische Beurteilung historischer Tragwerke – Band 2 | Holzkonstruktionen*. Berlin ; Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, 2015. - ISBN 978-3-433-03058-5

- [HUCKFELDT U. SCHMIDT 2006]
HUCKFELDT Tobias ; SCHMIDT Olaf: *Hausfäule- und Bauholzpilze : Diagnose und Sanierung*. 1. Auflage. Verlagsgesellschaft Müller, 2006. - ISBN-10: 3481021429
- [HUBER U. REIM 1982]
HUBER G. ; REIM A.: *Spannungen und Verformungen bei Lasteintragungen schräg zur Faserrichtung*. In: *bauen mit holz*, Bruderverlag 1982, Nr. 3, S. 556–563
- [HÜBNER 2000]
HÜBNER Ulrich: *Abschätzung der Zuverlässigkeit des Dachtragwerks des Wasserschlosses Ollendorf unter Berücksichtigung streuender Einflüsse von Einwirkungen und Materialkennwerten und Erarbeitung von Vorschlägen zum Sanierungskonzept hinsichtlich baustatischer Erwägungen*. Weimar, Bauhaus-Universität Weimar, Fakultät Bauingenieurwesen, Professur Holz- und Massivbau, Dipl.-Arb., 2000
- [HÜBNER 2013]
HÜBNER Ulrich: *Mechanische Kenngrößen von Buchen-Eschen- und Robinienholz für lastabtragende Bauteile*. Technische Universität Graz, Diss., 2013
- [HUNDEGGER 2014]
HUNDEGGER Hans: *Einladung zu den Hundegger Innovationstagen 2015*. 2014
- [HUSER U. TOGNOLA 2005]
HUSER C., TOGNOLA C.: *Schloss Hallwyl - Bauliche Sanierung und Restaurierung 1998-2004*. Verlag für Kultur und Geschichte, Baden, 2005. ISBN 3-906419-99-1
- [IBOLD 2010]
IBOLD Stefan (Hrsg.): *Sanieren im Dach- und Holzbau : Grundlagen - Anforderungen - Beispiele*. Köln : Verlagsgesellschaft Rudolf Müller GmbH & Co. KG, 2010. ISBN 978-3-481-02680-6
- [ICOMOS 1989]
ICOMOS (Hrsg.): *Charta von Venedig : Internationale Charta über die Konservierung und Restaurierung von Denkmälern und Ensembles (Denkmalbereiche)*. Venedig, 25. - 31. Mai 1964 (Fassung von 1989)
- [ICOMOS 2010]
ICOMOS (Hrsg.): *International Council on Monuments and Sites*. URL: <http://www.icomos.at>, Aktualisierungsdatum: 12. Jänner 2010
- [JAERMANN 2012]
JAERMANN Urs: *Korean world-class*. In: *Luxury Life MAGAZINE*, 08/2012, S. 64–69
- [JASIEŃKO U. A. 2010]
JASIEŃKO Jerzy ; NOWAK Tomasz ; CZEPIZAK Dariusz: *Numerical Analysis of CFRP-Reinforced Wooden Beams under Bending*. In: *World Conference on Timber Engineering*, 2010
- [JOHANSEN 1949]
JOHANSEN K. W.: *Theorie of Timber Joints*. In: *International Association of Bridge and Structural Engineering*, Publication No. 9, Schweiz, 1949, S. 249–262
- [JORISSEN 2011]
JORISSEN Andre (chairman of CEN/TC 25- SC5): *Euro-codes Standardisation: proposal for new work for EN 1995. Jänner 2011*
- [KALISKE U. A. 2010]
KALISKE M. ; GRAF M.: *Zuverlässigkeit und Robustheit von Tragwerken : 14. Dresdner Baustatik-Seminar*. Dresden: ainea Digitaldruck GmbH, 2010. - ISSN 1615-9705
- [KEMPE 2004]
KEMPE Klaus: *Dokumentation Holzschädlinge*. 2. Auflage : Fraunhofer Irb Verlag, 2004. - ISBN: 3345007754
- [KESSEL U. AUGUSTIN 1990]
KESSEL Martin ; AUGUSTIN Ralf: *Untersuchungen über das Tragverhalten von Eichenholznägeln*. In: *bauen mit holz*, Bruderverlag 1990, Nr. 6, S. 246–250
- [KESSEL U. AUGUSTIN 1994]
KESSEL Martin ; AUGUSTIN Ralf: *Untersuchung der Tragfähigkeit von Holzverbindungen mit Holznägeln für Sanierung und Rekonstruktion alter Bausubstanz*. In: *bauen mit holz*, Bruderverlag 1994, Nr. 6, S. 484–487
- [KILLER 1942]
KILLER Joseph: *Die Werke der Baumeister Grubenmann : Eine baugeschichtliche und bautechnische Forschungsarbeit*. ETH Zürich, Diss., 1942
- [KING U. LOHRUM 2000]
KING Stefan ; LOHRUM Burghard: *Historische Dachwerke : Eine Ausstellung von Modellen mittelalterlicher Dachkonstruktionen aus den Städten Konstanz, Ravensburg, Rottweil und Villingen*. Universität Stuttgart, Stuttgart 2000
- [KIRCHLER 2009]
KIRCHLER Markus: *Modellierung eines historischen Dachstuhls – Vergleich von Stab- und FE-Berechnungen*. Graz, TU Graz, Fakultät für Bauingenieurwissenschaften, Dipl.-Arb., 2009. – Institut für Holzbau und Holztechnologie
- [KLEINMANN 2009]
KLEINMANN Joachim (Hrsg.): *Friedrich Ostendorf : Bauten und Schriften*. Kolloquium des Arbeitskreises für Hausforschung e. V. (AHF) und des Südwestdeutschen Archivs für Architektur und Ingenieurbau, Verlag Mury Salzmann, 2009. - ISBN 9783990140116, Band 1
- [KOCH U. SEIM 2006]
KOCH Heiko ; SEIM Werner: *Load bearing Capacity of traditional roof structures – Modelling of joints*. In: *Conference Proceedings of the 9th WCTE*, Portland, USA, 2006
- [KOCH U. A. 2006]
KOCH Heiko ; SCHÄFERS Martin ; SEIM Werner: *Traditional timber joints – experimental investigation on tapered tenons*. Conference Proceedings of the 9th WCTE, Portland, USA, 2006
- [KOCH 2011]
KOCH Heiko: *Untersuchungen zum Last-Verformungsverhalten historischer Holztragwerke - Der abgestirnte Zapfen*, Universität Kassel, Diss., 2011

- [KÖCK U. HOLZER 2011]
KÖCK Bernd ; HOLZER Stefan M.: *Zum Tragverhalten von Überblattungen in historischen Holztragwerken*. In: *Bauingenieur*, Düsseldorf: Springer-VDI-Verlag 2011, Ausgabe 3, S. 106–115
- [KÖCK 2011]
KÖCK Bernd: *Barocke Dachwerke : Konstruktion und Tragverhalten*. Universität der Bundeswehr München, Diss., 2011
- [KOFENT U. SCHMIDT 1994]
KOFENT W. ; SCHMIDT W. ; Deutsche Gesellschaft für Holzforschung (Hrsg.): *Untersuchungen über das Tragverhalten von Verbindungsmitteln aus Kunstharzpreßschichtholz „Plastefol“ nach 30-jähriger Nutzung im eingebauten Zustand*. T 2557. Stuttgart : IRB Verlag, 1994. - Forschungsbericht
- [KOLLER 1800]
KOLLER Mathias Fortunat: *Der practische Baubeamte*. 2. neu verbesserte Auflage, Wien : gedruckt bei Ignaz Alberti's Witwe, 1800
- [KOLLMANN 1951]
KOLLMANN Franz Friedrich Paul: *Technologie des Holzes und der Holzwerkstoffe*. 2. Auflage. 1. Band. Springer-Verlag, 1951
- [KÖNNER U. WAGENBLAST U. A. 1998]
KÖNNER Klaus ; WAGENBLAST Joachim ; u. a.: *Steh fest mein Haus im Weltgebrauch : Denkmalpflege – Konzeption und Umsetzung*. Stuttgart: Konrad Theiss Verlag, 1998. - ISBN 3-8062-1391-7
- [KOSCHIK HARALD 1997]
KOSCHIK Harald (Hrsg.): *Brunnen der Jungsteinzeit : Internationales Symposium in Erkelenz 27. bis 29. Oktober 1997*. Köln : Rheinland-Verlag GmbH 1998. - ISBN 3-7927-1746-8
- [KRAFT U. U. PRIBBERNOW 2006]
KRAFT Udo ; PRIBBERNOW Doreen: *Handbuch der Holzprüfung : Anleitungen und Beispiele*. 1. Auflage : Vbt Verlag Bau u. Technik, 2006. - ISBN: 3764004592
- [KRAFT S. 1998]
KRAFT Susanne: *Zur Konstruktion und zum Tragverhalten gezimmerter Kehlbalkendächer mit fachwerkartigem Längstragwerk : Untersuchungen an Dachwerken des 16. bis 18. Jahrhunderts in Pirna*. Universität Karlsruhe, Diss., 1998
- [KRÄMER 2006]
KRÄMER Franz: *Grundwissen des Zimmerers : Fachstoff für Zimmerleute*. 9. Aufl. Karlsruhe : Bruderverlag, 2006. - ISBN 3-87104-155-6
- [KUHLMANN U. BRÜHL 2011]
KUHLMANN Ulrike ; BRÜHL Frank: *Robuste Holztragwerke durch duktile Anschlüsse mit stiftförmigen Verbindungsmitteln*. Deutsches Institut für Bautechnik DIBt. 2011. - Forschungsbericht
- [LAND STEIERMARK 2008]
LAND STEIERMARK (Hrsg.) ; *Landesgesetzblatt : Steiermärkisches Baugesetz*, Juni 2008
- [LEITENBERGER 2013]
LEITENBERGER Erich ; GUTENBRUNNER Andreas (Mitarb.): *Katholische Kirche in Österreich – Zahlen, Daten, Fakten*. Papsthomepage der Erzdiözese Wien, URL <http://www.wir-sind-kirche.at/content>. 2013
- [LEHRMANN 1960]
LEHRMANN Karl: *Holz im Hochbau : praktische Hochbaukunde*. Wien : Dipl.-Ing. Rudolf Bohrmann Industrie und Fachverlag, 1960
- [LISSNER ; RUG U. A. 1993]
LISSNER Karin (Projektleiter) ; RUG Wolfgang (Projektleiter) ; BECKER K. (Projektleiter) ; KLINGSCH W. (Projektleiter); KOTHE E. (Projektleiter): *Beurteilung instandsetzungsbedürftiger Holzkonstruktionen und Vorschläge zur verstärkten Anwendung von Holz*. Fraunhofer Irb Verlag, Forschungsbericht, 1993
- [LISSNER U. RUG 2000]
LISSNER Karin ; RUG Wolfgang: *Holzbausanierung : Grundlagen und Praxis der sicheren Ausführung*. Dresden : Springer-Verlag Berlin Heidelberg, 2000. - ISBN 3-540-66875-6
- [LITZNER U. CONRAD U. A. 2007]
LITZNER Hans-Ulrich ; CONRAD Wolfgang ; DBV-Arbeitskreis: *Bauwerksbuch – Empfehlungen zur Sicherheit und Erhaltung von Gebäuden : Merkblatt Bauwerksbuch : Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e. V.*. Berlin, Fassung Juni 2007
- [LOHRUM 2009]
LOHRUM Burghard: *Die Ostendorf'sche Theorie zur Entwicklung des deutschen Kehlbalkendachwerks im Spiegel des südwestdeutschen Dachbestandes*. In: *Friedrich Ostendorf : Bauten und Schriften*. Kolloquium des Arbeitskreises für Hausforschung e. V. (AHF) und des Südwestdeutschen Archivs für Architektur und Ingenieurbau, Verlag Müry Salzmann, 2009. - ISBN 9783990140116, Band 1, S. 97–107
- [LUKAS 1993]
LUKAS Elfi: *Heimatliches Bauen : Ein Fachwörterbuch*. St. Peter ob Judenburg : Verlag Erich Mlakar, 1993. - ISBN 3-900 289 32-8
- [LUTZ U. WESSELKAMP 2005]
LUTZ Thomas ; WESSELKAMP Gerhard ; BASLER DENKMALPFLEGE (Hrsg.): *Dächer der Stadt Basel*. Basel : Werner-Druck AG, 2005. - ISBN 3-9522166-0-7
- [MADER 1991]
MADER Gert: *Methoden und Verfahren zur Erhaltung historischer Holzkonstruktionen*. In: *SFB 315 – Heft 10* 1991, S. 57–68. Berlin : Verlag Ernst & Sohn.
- [MAHIDI 2004]
MAHIDI Margareta ; STATISTIK AUSTRIA (Hrsg.): *Gebäude- und Wohnungszählung : Hauptergebnisse Österreich : 2001*. Wien : Verlag Österreich GmbH, 2004. - ISBN 3-902452-70-6
- [MAJENOVIC 2008]
MAJENOVIC, Herbert (Sachverständiger für historische Bauwerke): *Informatives Fachgespräch : historische Dachstühle / Moosbrugger Thomas / Meisel Andreas*. Graz, 11.02. 2008

- [MARTINIC 1991]
MARTINIC Georg Clam: *Burgen & Schlösser in Österreich. Von Vorarlberg bis Burgenland*. Landesverlag im Veritas Verlag Linz, 1991. ISBN-10: 385001679
- [MEISEL 2009A]
MEISEL Andreas: *Historische Dachstühle : Tragsysteme, Bestandserfassung, statische Analyse und Sanierung mit flächenhaften Holzwerkstoffen*. TU Graz, Fakultät für Bauingenieurwissenschaften, Dipl.-Arb., 2009. – Institut für Holzbau und Holztechnologie
- [MEISEL 2009B]
MEISEL Andreas: *Realitätsnahe Modellbildung von Dachstühlen – dargestellt am Beispiel eines historischen „Grazer Dachstuhls“*. In: *5. Grazer Holzbau-Fachtagung : Bestandsanalyse und Instandhaltung von Holzkonstruktionen*, Tagungsband. Graz : Verlag der Technischen Universität Graz. - ISBN 978-3-85125-058-9
- [MEISEL U. A. 2010A]
MEISEL Andreas ; MOOSBRUGGER Thomas ; SCHICKHOFER Gerhard: *Der Anteil des Tragvermögens der Dachlattung an der globalen Lastabtragung von Dachtragwerken*. In: *Bautechnik*, Berlin : Verlag Ernst & Sohn 2010, Nr. 6, S. 331–338
- [MEISEL U. A. 2010B]
MEISEL Andreas ; MOOSBRUGGER Thomas ; SCHICKHOFER Gerhard: *Ein Beispiel für historische Dachtragwerke*. In: *bauen mit holz*, Bruderverlag 2010, Nr. 10, S. 34–41
- [MEISEL U. A. 2010C]
MEISEL Andreas ; MOOSBRUGGER Thomas ; SCHICKHOFER Gerhard: *Ancient roof structures: capacity of battens and repair using wood-based panels*. In: *World Conference on Timber Engineering (WCTE)*, Riva del Garda, Trentino, Italy 2010
- [MEISEL U. A. 2010D]
MEISEL Andreas ; MOOSBRUGGER Thomas ; SCHICKHOFER Gerhard: *Realistic Modelling and Repair of Ancient Austrian Roof Structures*. In: *Conservation of Heritage Structures (CSHM-3)*, Ottawa, Kanada 2010, S. 495–508. - ISBN 978-0-88865-883-8
- [MEISEL U. A. 2010E]
MEISEL Andreas ; MOOSBRUGGER Thomas ; SCHICKHOFER Gerhard: *Survey and Realistic Modelling of Ancient Austrian Roof Structures*. In: *Conservation of Heritage Structures (CSHM-3)*, Ottawa, Kanada 2010, S. 481–494. - ISBN 978-0-88865-883-8
- [MEISEL U. SCHICKHOFER 2011]
MEISEL Andreas ; SCHICKHOFER Gerhard: *Konzepte zur Instandsetzung historischer Dachtragwerke*. In: *bauen mit holz*, Bruderverlag 2011, Nr. 10, S. 28–34
- [MEISEL U. A. 2011]
MEISEL Andreas ; SILLY Gregor ; SCHICKHOFER Gerhard: *D(N)achhaltigkeit Graz*. Technischen Universität Graz, Forschungsbericht 2011 (unveröffentlicht)
- [MEISEL 2011]
MEISEL Andreas: *Musterdetails und Instandsetzungsbeispiele*. In: *2. Grazer Holzbau-Sonderfachtagung 2011 : Historisch wertvolle Dachwerke in UNESCO-Weltkultur-*
erbe-Zonen, Tagungsband. Graz : Verlag der Technischen Universität Graz. - ISBN 978-3-85125-155-5
- [MEISEL 2011B]
MEISEL Andreas: *1. Projektideen zur Verbindungsausbildung von Brettsperrholzplatten mit beliebigen Anschlusswinkeln: Version 4.1*. Graz, Projektbericht, 2011
- [MEISEL U. A. 2012]
MEISEL Andreas ; ZEHETGRUBER Johann ; SCHICKHOFER Gerhard: *Historische Dachtragwerke aus Holz – Klassifizierung und Entwicklung aus statischer Sicht, TEIL 1*. In: *Bauingenieur*, Düsseldorf: Springer-VDI-Verlag Oktober 2012, Band 87, S. 451–460
- [MEISEL U. A. 2013A]
MEISEL Andreas ; BOGENSPERGER Thomas ; MOOSBRUGGER Thomas ; SCHICKHOFER Gerhard: *Historische Dachtragwerke aus Holz – Statische Analyse und Tragwirkung, TEIL 2*. In: *Bauingenieur*, Düsseldorf: Springer-VDI-Verlag Februar 2013, Band 88, S. 61–72
- [MEISEL U. A. 2013B]
MEISEL Andreas ; SILLY Gregor ; MOOSBRUGGER Thomas ; FERK Heinz J. ; SCHICKHOFER Gerhard: *Historische hölzerne Dachtragwerke im Raum Graz – Methodik zur Zustandsbeurteilung*. In: *Bautechnik*, Berlin: Verlag Ernst & Sohn 2013, Nr. 10, S. 660–673
- [MEISEL U. A. 2015A]
MEISEL Andreas ; WALLNER Bernhard ; SCHICKHOFER Gerhard: *Tragfähigkeit und Verformungsverhalten von Kammverbindungen*. In: *Bautechnik*, Berlin: Verlag Ernst & Sohn 2015, erscheint voraussichtlich in Nr. 6
- [MEISEL U. A. 2015B]
MEISEL Andreas ; WALLNER Bernhard ; SCHICKHOFER Gerhard: *Tragfähigkeit und Verformungsverhalten druckbeanspruchter Blattverbindungen*. In: *Bautechnik*, Berlin: Verlag Ernst & Sohn erscheint voraussichtlich 2015
- [MENZEL 1872]
MENZEL Carl August: *Das Dach in seiner Construction, seinem Verband in Holz und Eisen und seiner Eindeckung*. Halle : Verlag von S. Knapp, 1872
- [MILLER U. SCHMIDT 2004]
MILLER Josef. F. ; SCHMIDT Richard J.: *Capacity of Pegged Mortise and Tenon Joinery*. University of Wyoming, Forschungsbericht, 2004
- [MÖHLER U. MAIER 1969]
MÖHLER Karl ; MAIER G.: *Der Reibbeiwert bei Fichtenholz im Hinblick auf die Wirksamkeit reibschlüssiger Holzverbindungen*. In: *Holz als Roh- und Werkstoff*, 1969, 27. Jg. Heft 8, S. 303–307
- [MÖHLER U. MAIER 1970]
MÖHLER Karl ; MAIER G.: *Kriech- und Relaxationsverhalten von lufttrockenem und nassem Fichtenholz bei Querdruckbeanspruchung*. In: *Holz als Roh- und Werkstoff*, 1970, 28. Jg. Heft 1, S. 14–20
- [MÖHLER U. HERRÖDER 1979]
MÖHLER KARL ; HERRÖDER W.: *Obere und untere Reibbeiwerte von sägerauhem Fichtenholz*. In: *Holz als Roh- und Werkstoff*, 1979, 37. Jg. Heft 1, S. 22–32

- [MÖHLER 1986]
MÖHLER Karl: *Verschiebungsgrößen mechanischer Holzverbindungen der DIN 1052, Teil 2 (Entwurf 1984)*. In: *bauen mit holz*, Bruderverlag 1986, Nr. 4, S. 206–214
- [MÖNCK 1999]
MÖNCK Willi: *Schäden an Holzkonstruktionen*. 3. Aufl. Berlin : Huss-Medien GmbH Verlag Bauwesen, 1999. - ISBN 3-345-00668-5
- [MOORKAMP 2002]
MOORKAMP Wilfried: *Zum Kriechverhalten hölzerner Biegeträger und Druckstäbe im Wechselklima*. Leibniz Universität Hannover, Diss., 2002
- [MÜHLFELD 1938]
MÜHLFELD Hans: *Das deutsche Zimmermannsdach*. Berlin : Bauwelt-Verlag, 1938
- [NEISS 1940]
NEISS Fritz: *Sparrendach und Pfettensteildach : Beitrag zur Klarstellung der beiden Konstruktionsarten des hölzernen Steildachwerkes*. Techn. Hochsch. Braunschweig, Diss., 1940
- [NIEMZ 1993]
NIEMZ Peter: *Physik des Holzes und der Holzwerkstoffe*. DRW-Verlag, 1. Auflage, 1993. - ISBN 3871813249
- [NIER 1994]
NIER Joachim: *Experimentelle Festigkeitsuntersuchungen an alten Bauhölzern und daraus abgeleitete Erkenntnisse zur Tragfähigkeitsbeurteilung*. Technische Hochschule Leipzig, Diss., 1994
- [NILL 1990]
NILL Rolf: *Das Tragsystem alemannischer Fachwerkbauten*. In: *Bauingenieur*, 1990, Nr. 65, S. 129–136
- [NOVAK U. A. 2010]
NOVAK T. P. ; JANKOWSKI L. J. ; JASIEŃKO J.: *Application of photoelastic coating technique in tests of solid wooden beams reinforced with CFRP strips*. In: *Archives of Civil and Mechanical Engineering*, 2010, Vol. X, Nr. 2, S. 53–66
- [OPDERBECKE 1913]
OPDERBECKE Adolf: *Der Zimmermann*. Holzminden: Reprint-Verlag-Leipzig, Reprint 1913. - ISBN 3-8262-1505-2
- [ORTNER 2014]
ORTNER Jérôme: *Instandsetzungshandbuch für historische Dachwerke und deren Verbindungen*. Graz, TU Graz, Fakultät für Bauingenieurwissenschaften, Master-Arb., 2014. – Institut für Holzbau und Holztechnologie
- [OSTENDORF 1908]
OSTENDORF, Friedrich: *Die Geschichte des Dachwerkes : erläutert an einer grossen Anzahl mustergültiger alter Konstruktionen*. Leipzig : Teubner, 1908, 1982. – Reprint Verlag Leipzig. – ISBN-10: 3826215060
- [ÖNORM B 1300 2012]
ÖNORM B 1300: *Objektsicherheitsprüfungen für Wohngebäude – Regelmäßige Prüfprotokolle im Rahmen von Sichtkontrollen und zerstörungsfreien Begutachtungen – Grundlagen und Checklisten*. 01.11.2012
- [ÖNORM B 1995-1-1 2010]
ÖNORM B 1995-1-1: *Bemessung und Konstruktion von Holzbauten, Teil 1-1: Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau: Nationale Festlegungen, nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen zur ÖNORM EN 1995-1-1*, 15. August 2010
- [ÖNORM B 4100-2 2004]
ÖNORM B 4100-2: *Holzbau - Holztragwerke - Teil 2: Berechnung und Ausführung*, 01. März 2004
- [ÖNORM EN 14358 2007]
ÖNORM EN 14358: *Holzbauwerke - Berechnung der 5%-Quantile für charakteristische Werte und Annahmekriterien für Proben*, 01. April 2007
- [ÖNORM EN 1990 2013]
ÖNORM EN 1990 *Eurocode 0: Grundlagen der Tragwerksplanung*, 15. März 2013
- [ÖNORM EN 1995-1-1 2009]
ÖNORM EN 1995-1-1 *Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten: Teil 1-1: Allgemeines - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau*, 01. Juli 2009
- [ÖNORM EN 1995-2]
ÖNORM EN 1995-2 *Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten, Teil 2: Holzbrücken*, 01. Oktober 2006
- [ÖNORM EN 26891 1991]
ÖNORM EN 26891: *Holzbauwerke - Verbindungen mit mechanischen Verbindungsmitteln - Allgemeine Grundsätze für die Ermittlung der Tragfähigkeit und des Verformungsverhaltens*, 01. Oktober 1991
- [ÖNORM EN 338 2009]
ÖNORM EN 338: *Bauholz für tragende Zwecke : Festigkeitsklassen*, 01. Dezember 2009
- [ÖNORM EN 408 2010]
ÖNORM EN 408: *Holzbauwerke - Bauholz für tragende Zwecke und Brettschichtholz - Bestimmung einiger physikalischer und mechanischer Eigenschaften*, 01. Dezember 2010
- [ÖNORM DIN 4074-1 2009]
ÖNORM DIN 4074-1: *Sortierung von Holz nach der Tragfähigkeit : Teil 1: Nadelschmittholz*, 15.06.2009
- [ÖNORM DIN 4074-5 2009]
ÖNORM DIN 4074-5: *Sortierung von Holz nach der Tragfähigkeit : Teil 5: Laubschmittholz*, 15.06.2009
- [ONR 24009]
ONR 24009: *Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Hochbauten*. 01.05.2013
- [PALMA U. A. 2010]
PALMA Pedro ; FERREIRA Joao ; CRUZ Helena: *Monotonic Tests of Structural Carpentry Joints*. In: *Conference Proceedings of the 13th WCTE*, Riva del Garda, Italy, 2010

- [PALMA U. A. 2012]
PALMA Pedro ; GARCIA Helena; FERREIRA Joao ; AP-
PLETON Joao ; CRUZ Helena: *Behaviour and repair of
carpentry connections – Rotational behaviour of the rafter
and tie beam connection in timber roof structures*. In:
Journal of Cultural Heritage, 2012, 10 Seiten
- [PARISI U. PIAZZA 2000]
PARISI Maria Adelaide ; PIAZZA Maurizio: *Mechanics
of Plain and Retrofitted Traditional Timber Connections*.
In: *Journal of Structural Engineering*. Volume 126, No.
12, 2000, S. 1395–1403
- [PARISI U. CORDIE 2010]
PARISI Maria Adelaide ; CORDIE Cinzia: *Mechanical
behavior of double-step timber joints*. In: *Construction
and Building Materials*. 24, 2010, S. 1364-1371
- [PAULUS 2009]
PAULUS Simon: *Bauholzbeschaffung und -verwertung
im Fürstentum Braunschweig-Wolfenbüttel im Spiegel der
Verwaltungsakten des 17. und 18. Jahrhunderts*. In: ZA-
LEWSKI (2009)
- [PECH U. HOLLINSKY 2005]
PECH Anton ; HOLLINSKY Karlheinz: *Dachstühle :
Einführendes Lehrbuch*. Wien: Springer Verlag, 2005
- [PEDERSEN 2002]
PEDERSEN Martin Uhre: *Dowel Type Timber Connec-
tions – Strength modelling*. Denmarks Tekniske Universi-
tet, Diss., 2002
- [PETZET U. MADER 1993]
PETZET Michael ; MADER Gert: *Praktische Denkmal-
pflege*. Stuttgart 1993. W. Kohlhammer Druckerei GmbH
+ Co. - ISBN 3-17-009007-0
- [PETZET U. A. 1999]
PETZET Michael (Hrsg.): *Reparatur in der Baudenkmal-
pflege*. Bayerisches Landesamte für Denkmalpflege, Mün-
chen 1999. Karl M. Lipp Verlag. - ISBN: 3-87490-698-1
- [PFÄFFINGER 2013]
PFÄFFINGER Jörg: *Bürohaus der Tamedia in Zürich :
Konzeption, Tragwerksplanung und Tragwerksausfüh-
rung einer Steckkonstruktion ohne Metallverbindungen*.
In: *mikado*, WEKA MEDIA GmbH & Co. KG 2013, Nr.
1–2, S. 12–21
- [PHLEPS 1935]
PHLEPS Hermann: *Der Fugen- und Schrägnagel bei den
Germanen*. In: *Oberdeutsche Zeitschrift für Volkskunde*.
1935, S. 23–34
- [PHLEPS 1942]
PHLEPS Hermann: *Holzbaukunst : Der Blockbau*. Karls-
ruhe : Bruderverlag, Reprint 1988 (von 1942). - ISBN:
3871040 479
- [PHLEPS 1967]
PHLEPS Hermann: *Allemannische Holzbaukunst*. Karls-
ruhe : Bruderverlag, Reprint 1988 (von 1967). - ISBN:
3871040703
- [PIAZZA 2008]
PIAZZA Maurizio: *Tragverhalten und Instandhaltung von
traditionellen Holzkonstruktionen*. In: *2. Grazer Holzbau-
Seminar & 1. COMET Area-Meeting*, Graz: 2008,
S. 61–135
- [PIEPER 1983]
PIEPER Klaus: *Sicherung historischer Bauten*. München :
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin München 1983.
- ISBN 3-433-00967-8
- [PISCHL 2007]
PISCHL Richard ; proHolz Steiermark (Hrsg.): *Bemes-
sung im Holzbau : Zum Einfluss nachgiebiger Anschluss-
und Stoßausbildungen auf Statik und Stabilität von Holz-
tragwerken*. Kalsdorf: Copystudio Christian Vötsch,
2007. - ISSN 1995-2260
- [PLATZER 2014]
PLATZER Daniel: *Bestandserfassung und Instandsetzung
historischer Holzdecken unter besonderer Betrachtung
der Dippelbaumdecke*. TU Graz, Fakultät für Bauingeni-
eurwissenschaften, Master-Arb., 2014. – Institut für Holz-
bau und Holztechnologie
- [POPPER U. A. 1999]
POPPER Rudolf ; GEHRI Ernst ; EBERLE Gerhild: *Me-
chanosorptive Eigenschaften von bewehrtem Brettschicht-
holz: Relaxation bei zyklischer Klimabelastung*. In:
Drevársky Výskum, 1999, 44(1): 1-11
- [PÖTTLER 1975]
PÖTTLER Viktor Herbert: *Alte Volksarchitektur*. 3. Auf-
lage, Graz : Verlag Styria, 1975
- [PÖTTLER 1992]
PÖTTLER Viktor Herbert: *Erlebte Baukultur : Schriften
und Führer des Österreichischen Freilichtmuseum Stü-
bing bei Graz*. 3. Auflage, Stübing bei Graz : Selbstverlag,
1992
- [PREHL 2001]
PREHL Hagen: *Hölzerne Dachkonstruktionen : Berech-
nung, Konstruktion, Tafeln, Beispiele*. Werner Verlag,
2001
- [RANK U. A. 2005]
RANK Ernst ; SCHLEINKOFER Matthias ; WUNDER-
LICH Thomas ; SCHÄFER Thomas ; BayFORREST
F248 (Hrsg.): *Vom Laseraufmaß zum Stoffflussmanage-
ment für Altbauten : Abschlussbericht 2005*. Technische
Universität München
- [RANTA-MAUNUS 1993]
RANTA-MAUNUS Alpo.: *Rheological behaviour of
wood in directions perpendicular to the grain*. In: *Materi-
als and Structures*, 1993, Nr. 26, S. 362–369
- [RATH 2004]
RATH Günther: *Das historische Dach : Entwicklungsge-
schichte – Integration – Restaurierung : am Beispiel der
Stadt Graz*. Graz : Akademische Druck- u. Verlagsanstalt,
2004. - ISBN 3-201-01850-3
- [RAUTENSTRAUCH 1989]
RAUTENSTRAUCH Karl: *Untersuchungen zur Beurtei-
lung des Kriechverhaltens von Holzbiegeträgern*. Leibniz
Universität Hannover, Diss., 1989
- [REINHARDT 1973]
REINHARDT H.-W.: *Zur Beschreibung des rheologi-
schen Verhaltens von Holz*. In: *Holz als Roh- und Werk-
stoff*, 1973, 31. Jahrgang, Heft 9, S. 352–3555

- [REINTHALER 2001]
REINTHALER Gustl: *Eingeschlagene Symbole auf Äxten und anderen Schmiedeerzeugnissen*. Herausgegeben im Eigenverlag STYRIA Printshop Druck GmbH, 2001
- [REYER U. SCHMIDT 1989]
REYER E. ; SCHMIDT M.: *Zum Tragverhalten zimmermannsmäßiger Holzverbindungen*. In: *bauen mit holz*, Bruderverlag 1989, Nr. 7 und 8, S. 493–499 und 544–546.
- [RIEGL 1929]
RIEGL Alois: *Der moderne Denkmalkultus - sein Wesen und seine Entstehung*. In: *Gesammelte Aufsätze*. Berlin: Gebr. Mann Verlag 1995, Reprint der Ausgabe von 1929. - ISBN 3-7861-1886-8
- [RINN 2006]
RINN Frank: *Konzept für Zustandsanalysen von Holzkonstruktionen*. In: *bauen mit holz*, Bruderverlag 2006, Nr. 10, S. 26–33
- [RI-EBW-PRÜF 2011]
RI-EBW-PRÜF: *Richtlinie zur einheitlichen Erfassung, Bewertung, Aufzeichnung und Auswertung von Ergebnissen der Bauwerksprüfungen nach DIN 1076*, Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, November 2011
- [RUCKFELDT U. SCHMIDT 2006]
RUCKFELDT Tobias ; SCHMIDT Olaf: *Hausfäule- und Bauholzpilze : Diagnose und Sanierung*. 1. Auflage. Verlagsgesellschaft Müller, 2006. - ISBN-10: 3481021429
- [RUG U. SEEMANN 1989]
RUG Wolfgang ; SEEMANN Axel: *Festigkeit von Altholz*. In: *bauen mit holz*, Bruderverlag (1989), Nr. 10, S. 696–699
- [RVS 2009]
RVS (Richtlinien und Vorschriften für das Straßenwesen) *Arbeitspapier Nr. 12 : Objekts- und Bauteilbewertung bei Brückenprüfungen*, Österreichische Forschungsgesellschaft Straße – Schiene – Verkehr, 1. August 2009
- [SACHSE 1975]
SACHSE Hans-Joachim: *Barocke Dachwerke, Decken und Gewölbe : Zur Baugeschichte und Baukonstruktion in Süddeutschland*. Berlin : Gebr. Mann Verlag, 1975. - ISBN 3-7861-4095-2
- [SANGREE U. SCHAFFER 2008]
SANGREE R. H. ; SCHAFFER B. W.: *Experimental and numerical analysis of a stop-splayed traditional timber scarf joint with key*. In: *Construction and Building Materials*. 23, 2009, S. 615-624
- [SANGREE U. SCHAFFER 2009]
SANGREE R. H. ; SCHAFFER B. W.: *Experimental and numerical analysis of a halved and tabled traditional scarf joint*. In: *Construction and Building Materials*. 23, 2009, S. 615-624
- [SCHADWINKEL U. HEINE 1986]
SCHADWINKEL Hans-Tewes; HEINE Günther: *Das Werkzeug des Zimmermanns*. Hannover : Schäfer, 1986. - ISBN: 3-88746-070-7
- [SCHÄDLE 2012]
SCHÄDLE Patrick: *Innovative Wandbausysteme aus Holz unter Erdbebeneinwirkungen*. Universität Karlsruhe, Diss., 2012
- [SCHELLENBERGER 1937]
SCHELLENBERGER Roman: *Das Dachwerk der gotischen Staffélkirchen*. Techn. Hochsch. Wien, Diss., 1937
- [SCHELLING U. HINKES 1985]
SCHELLING Wolfgang ; HINKES Franz-Josef: *Tragverhalten von Zapfenverbindungen - T 1533*. Universität Hannover : IRB Verlag, Forschungsbericht, 1985
- [SCHICKHOFER U. A. 2009]
SCHICKHOFER Gerhard ; FLATSCHER Georg ; RINGHOFER Andreas: *Dauerhafte Holzkonstruktionen durch Bestandserfassung, -analyse und Instandhaltung*. In: *6. Grazer Holzbau-Fachtagung 2009*, S. A-1–A-36
- [SCHICKHOFER U. BRANDNER 2011]
SCHICKHOFER Gerhard ; BRANDNER Reinhard : *Alterung und (Rest)Tragfähigkeit von Bauholz*. In: *2. Grazer Holzbau-Sonderfachtagung 2011 : Historisch wertvolle Dachwerke in UNESCO-Weltkulturerbe-Zonen*, Tagungsband. Graz : Verlag der Technischen Universität Graz
- [SCHIMEK U. A. 2010]
SCHIMEK Heimo ; MEISEL Andreas ; BOGENSPERGER Thomas: *On connecting panels of freeform building envelopes - A parametrical controlled connector system for non-standard CLT-structures using processed standard elements*. In: *Arab Society for Computer Aided Architectural Design - ASCAAD*, Proceedings. 2010, Aberdeen, United Kingdom : Robert Gordon University, S. 171–178. - ISBN 978-1-907349-02-7
- [SCHMIDT U. MACKAY 1997]
SCHMIDT Richard J. ; MACKAY Robert B.: *Timber Frame Tension Joinery*. University of Wyoming, Forschungsbericht, 1997
- [SCHMIDT U. DANIELS 1999]
SCHMIDT Richard J. ; DANIELS Christopher E.: *Design Considerations for Mortise and Tenon Connections*. University of Wyoming, Forschungsbericht, 1999
- [SCHMIDT U. KALISKE 2008]
SCHMIDT Jörg ; KALISKE Michael: *Numerische Analyse des Versagens von Strukturen aus Holz*. In: *Bauingenieur 2006*, Band 83, November 2008, S. 459–467
- [SCHMIDT 2009]
SCHMIDT Jörg: *Modellierung und numerische Analyse von Strukturen aus Holz*. Technische Universität Dresden, Habil., 2009
- [SCHNEIDER U. SCHLATTER 1996]
SCHNEIDER Jörg ; SCHLATTER Hans Peter: *Sicherheit und Zuverlässigkeit im Bauwesen : Grundwissen für Ingenieure*. 2. Auflage. Zürich: vdf Hochschulverlag, 1996. - ISBN-10: 3-7281-2167-3
- [SCHULLER U. A. 2004]
SCHULLER Manfred ; EISSING Thomas ; SCHEFFOLD Michael: *800 Jahre Bamberger Dachwerke*. Bamberg : Creo - Druck & Medienservice GmbH, 2004
- [SCHULLER 2009]
SCHULLER Manfred: *Neues aus dem Süden – Meisterwerke Barocker Zimmermannskunst*. In: ZALEWSKI (2009)

- [SCHULZE 1999]
SCHULZE Horst: *Hausdächer in Holzbauart : Konstruktion, Statik, Bauphysik*. Werner Verlag, 1999
- [SCHÜBLER 1731]
SCHÜBLER Johann Jacob: *Nützliche Anweisungen zur unentbehrlichen Zimmermannskunst*. Nürnberg, 1731. – Reprint Th. Schäfer Verlag, 1982. - ISBN 3-88746-031-6
- [SCHÜTZ U. A. 2006]
SCHÜTZ Karl G. ; MOHR Bernhard ; GITTERLE Markus: *Die Pfarrkirche St. Michael in Bertoldshofen: Instandsetzung eines Kunstdenkmals*. In: *bauen mit holz*, Bruderverlag 2006, Nr. 10, S. 15–21
- [SCHMIDT 1987]
SCHMIDT Hartwig: *Zimmermannskonstruktionen der Renaissance : Dachwerk und Deckenkonstruktion im Nordflügel des Schlosses Hohentübingen*. In: *Erhalten historisch bedeutsamer Bauwerke – Jahrbuch 1987*, SFB 315, S. 209–234. Berlin : Verlag Ernst & Sohn
- [SCHWEIGERT 1979]
SCHWEIGERT Horst: *Dehio Handbuch Graz*. Wien : Verlag Anton Schroll & Co, 1979. - ISBN 3-7031-0475-9
- [SEIM 2007]
SEIM Werner: *Bewertung und Verstärkung von Stahlbetontragwerken : Bauingenieur-Praxis*. Berlin: Ernst & Sohn Verlag, 2007. - ISBN 978-3-433-01817-0
- [SENNO U. PIAZZA 2003]
SENNO M. del ; PIAZZA Maurizio: *Behaviour and rehabilitation of quern post timber trusses: A case study*. In: BREBBIA D. A.: *Structural Studies, Repairs, and Maintenance of Heritage Architecture VIII*. UK : WIT Press, 2003. - ISBN 1-85312-968-2
- [SHANKS U. A. 2008]
SHANKS Jonathan ; WALKER Pete ; HARRIS Richard: *Development of rational guidelines for traditional joints in oak frame construction*. In: *Conference Proceedings of the 10th WCTE*, Miyazaki, Japan, 2008
- [SIA 265 2003]
SIA 265 *Holzbau*, März 2003
- [SIEROV U. A. 2012]
SIEROV E. ; SIEROV A. ; ORLOWICZ R.: *Problems Involved in Repairing Timber Church Buildings in Northern Russia*. In: *Conference Proceedings of the Structural Analysis of Historical Constructions*, Wroclaw, Polen, 2012
- [SOMMER 2004]
SOMMER Anke: *Ästhetische Restaurierung mit gerechneten Holznägeln*. In: *bauen mit holz*, Bruderverlag 2004, Nr. 10, S. 14–19
- [STADTBAUDIREKTION GRAZ 2010]
STADTBAUDIREKTION GRAZ: *Luftbild der Altstadt von Graz*. Übermittlung per mail von Frau Freitag, 2010
- [STAROSSEK 2009]
STAROSSEK Uwe: *Progressive collapse of structures*. Thomas Telford Limited, 2009. - ISBN: 978-0-7277-3610-9
- [STATISTISCHES BUNDESAMT 2012]
STATISTISCHES BUNDESAMT: *Bauen und Wohnen :*
- Mikrozensus - Zusatzerhebung 2010 : Bestand und Struktur der Wohneinheiten : Wohnsituation der Haushalte*. Fachserie 5, Heft 1, Wiesbaden : 2012
- [STAUDACHER 1936]
STAUDACHER Emil: *Der Baustoff Holz : Beiträge zur Kenntnis der Materialeigenschaften und der Konstruktionselemente*. Eidgenössische Technische Hochschule in Zürich, Diss., 1936
- [STEFFENS U. A. 2002]
STEFFENS Klaus ; MANLEITNER Siegfried ; SCHULZE Jörg: *Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Bauwerken : Grundlagen und Anwendungsbeispiele*. Ernst & Sohn Verlag Berlin, 2002. - ISBN 3-433-01748-4
- [STEILNER 2014]
STEILNER Michael: *Querdruckvorspannung von Holz mit Vollgewindeschrauben : Relaxation und Anwendung*. In: *Doktorandenkolloquium Holzbau "Forschung und Praxis"*, Stuttgart 2014, S. 41–47
- [STEINHARDT U. MÖHLER 1956]
STEINHARDT T Otto ; MÖHLER Karl: *Kraft- und Verformungsmessungen an Kehlbalkengesparren*. In: *Bautechnik*, 1956, Nr. 33, Heft 10, S. 333–337
- [SUTTER 2002]
SUTTER Hans-Peter: *Holzschädlinge an Kulturgütern erkennen und bekämpfen: Handbuch für Denkmalpfleger, Restauratoren, Konservatoren, Architekten und Holzfachleute*. 4. Auflage. 1. Dezember 2002. - ISBN-10: 3258064431
- [TAMPONE U. SEMPLICI 2006]
TAMPONE Gennaro ; SEMPLICI Michela: *Rescuing the Hidden European Wooden Churches Heritage : an International Methodology for Implementing a Database for Restoration Projects*. Citta di Castello Italia : Free Books S. r. l., 2006
- [TICHELMANN 1992]
TICHELMANN Karsten: *Zum Ablauf der Sanierung*. In: *bauen mit holz*, Bruderverlag 1992, Nr. 11, S. 920–925
- [TICHELMANN U. GRIMMINGER 2007]
TICHELMANN Karsten ; GRIMMINGER Ulrich: *Altbausanierung und Modernisierung – Methodische Instandsetzung von Bauwerken – Instandsetzungsmethodik I – Einführung*. Technische Universität Darmstadt, Versuchsanstalt für Holz- und Trockenbau, Skriptum, 2007
- [TROCHE 1936]
TROCHE Alfred: *Der (einfache) Versatzanschluss von Holzstreben*. In: *Bautechnik*, 1936, Nr. 14, Heft 23, S. 327–330
- [TROCHE 1942]
TROCHE Alfred: *Einfacher und doppelter Versatz*. In: *Bautechnik*, 1942, Nr. 20, Heft 43/44, S. 382–388
- [TROCHE 1951]
TROCHE Alfred: *Zur Berechnung hölzerner Hängewecke*. In: *Der Bauingenieur*, 1951, Nr. 26, Heft 1, S. 18–23
- [TROCHE 1958]
TROCHE Alfred: *Ergänzende Beiträge zum Versatzanschluss im Holzbau*. In: *Bautechnik*, 1958, Nr. 35, Heft 9, S. 340–343

- [TSAKANIKΑ-THEOHARI 2007]
TSAKANIKΑ-THEOHARI ELeftheria: *Byzantine and Post – Byzantine Historical Timber Roofs in Greece : Typical Failures, Misunderstanding of their Structural Behaviour, Restoration Proposals*. In: *ICOMOS IWC - XVI International Symposium*. Florence, Venice and Vicenza, 2007
- [TSCHERNE U. A. 2002]
TSCHERNE Florian; GRÜLL Gerhard; PFABIGAN Notburga: *Schäden durch Holz zerstörende Organismen in Gebäuden : Bauschadensanalyse und bautechnische Endoskopie*. In: *Holzforschung und Holzverwertung*, 2002, Nr. 5, S. 88–90
- [THINIUS-HÜSER 1981A]
THINIUS-HÜSER Klaus: *Konstruktionsprinzipien alter Holzbauten - 1. Teil*. In: *bauen mit holz*, Bruderverlag 1981, Nr. 3, S. 162–164
- [THINIUS-HÜSER 1981B]
THINIUS-HÜSER Klaus: *Konstruktionsprinzipien alter Holzbauten - 2. Teil*. In: *bauen mit holz*, Bruderverlag 1981, Nr. 4, S. 220–222
- [THINIUS-HÜSER 1998]
THINIUS-HÜSER Klaus: *Historische Holzkonstruktionen*. Karlsruhe : Bruderverlag, 1998. - ISBN-10: 3871040991
- [THOMA U. A. 2007]
THOMA Hektor ; TOGNI Marco ; UZIELLI Luca: *Full-Size Truss Joints Made of Old Wood: Laboratory Tests on Shear Failures*. In: *ICOMOS IWC - XVI International Symposium*. Florence, Venice and Vicenza, 2007
- [UNTERWEGER 2001]
UNTERWEGER Harald: *Globale Systemberechnung von Stahl- und Verbundbrücken – Leistungsfähigkeit einfacher Stabmodelle*. TU Graz, Fakultät für Bauingenieurwissenschaften, Habil., 2001. – Institut für Stahlbau und Flächen-tragwerke
- [VALERIANI 2006]
VALERIANI Simona: *Kirchendächer in Rom : Beiträge zu Zimmermannskunst und Kirchenbau von der Spätantike bis zur Barockzeit*. Petersberg: Michael Imhof Verlag, 2006. - ISBN 3-86568-005-4
- [VOGELEY 1986]
VOGELEY Jürgen: *Die gotische Dachkonstruktion über dem Langhaus des Freiburger Münsters*. Karlsruhe, Universität Karlsruhe, Diss., 1986
- [VREESWIJK 2003]
VREESWIJK Bas: *Verbindingen in Hardhout : Een onderzoek naar de stuiksterkte van hardhoutsoorten*. Technische Universiteit Delft, Masterthesis, 2003
- [WAGNER 2006]
WAGNER AXEL: *3D-Laserscannen: die dritte Dimension beim Vermessen*. In: *bauen mit holz*, Bruderverlag 2006, Nr. 10, S. 12–14
- [WALD U. A. 2000]
WALD František ; MARES J. ; SOKOL Zdenek ; DRDACKY Miloš: *Component method for historical timber joints*. In: BANIOPOULOS Charalambos C. ; WALD František: *The Paramount Role of Joints into the Reliable Response of Structures : From the Classic Pinned and Rigid Joints to the Notion of Semi-rigidity*. Kluwer Academic Publishers, 2000. - ISBN 0-7923-6700-6, S. 417–424
- [WALLNER U. A. 2014]
WALLNER Bernhard ; ORTNER Jerome ; SILLY Gregor; BOGENSPERGER Thomas ; MEISEL Andreas ; AUGUSTIN Manfred ; SCHICKHOFER Gerhard : *HOLZ-HOLZ-Verbindungen*. Technische Universität Graz, Forschungsbericht 2014
- [WEDLER U. MÖHLER 1968]
WEDLER Bernhard ; MÖHLER Karl: *Hölzerne Hausdächer : Baustoffbedarf, Arbeitsaufwand und Standsicherheitsnachweis*. Düsseldorf : Werner-Verlag, 8. Aufl. 1968.
- [WEINER 1992]
WEINER J: *Steinzeitliche Zimmermannskunst*. In: *bauen mit holz*, Bruderverlag 1992, Nr. 4, S. 340–348
- [WEISS U. A. 2000]
WEISS Björn ; WAGENFÜHR Andre ; KRUSE Kordula: *Beschreibung und Bestimmung von Bauholzpilzen*. Drw, 2000. - ISBN-10 3871813532
- [WEIXLER 1980]
WEIXLER Helmut: *Zur Entwicklung der Holzdachkonstruktionen unter besonderer Berücksichtigung der Steiermark*. Graz, TU Graz, Diss., 1980
- [WERNER H. 1993]
WERNER Hartmut: *Tragfähigkeit von Holz-Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln unter Berücksichtigung streuender Einflußgrößen*. Universität Karlsruhe, Diss., 1993
- [WERNER 2000]
WERNER Paul: *Das Bundwerk in Bayern : Die schönste Zimmermannskunst der bäuerlichen Baukultur*. Verlag Anton Plenk 2000. - ISBN 3-927957-22-4
- [WILD 2008]
WILD Uwe: *Lexikon Holzschutz*. Waldshut-Tiengen : Baulino Verlag 2008. - ISBN 978-3-938537-07-7
- [WILLANDER 1944]
WILLANDER Alfred: *Und noch einmal der Versatz*. Berlin : W. Ernst & Sohn, 1944
- [WINTER U. RUG 1992]
WINTER Klaus ; RUG Wolfgang: *Innovationen im Holzbau : Die Zollinger-Bauweise*. In: *Bautechnik*, Berlin: Verlag Ernst & Sohn, 1992, Nr. 4, S. 190–197
- [WINTER U. HELD 1996]
WINTER Klaus ; HELD Heidrun: *In-situ-Prüfverfahren für verbautes Holz*. In: *deutsche bauzeitung*, 1996, Nr. 50, Ausgabe 11
- [WIRTH 1994]
WIRTH Hermann: *Werte und Bewertung baulich-räumlicher Strukturen – Axiologie der baulich-räumlichen Umwelt*. Alfter: Verlag und Datenbank für Geisteswissenschaften, 1994. - ISBN 3-9803234-4-7

[YEOMANS 1992]

YEOMANS David T.: *The Trussed Roof: its history and development*. Hants : Scolar Press 1992. - ISBN 0-85967-874-1

[YEOMANS 2003]

YEOMANS David T.: *The repair of historic timber structures*. London : Thomas Telford Publishing 2003. - ISBN 0-7277-3213-7

[ZACH 2009]

ZACH Edwin: *Aufnahme aus der Privatsammlung*, 2009

[ZALEWSKI 2009]

ZALEWSKI Paul (Hrsg.): *Dachkonstruktionen der Barockzeit : in Norddeutschland und im benachbarten Ausland*. 1. Auflage. Petersberg : Michael Imhof Verlag, 2009. - ISBN 978-3865684363

[ZEHETGRUBER 2008]

ZEHETGRUBER Johann: *Instandsetzung von Schloss Greifenstein : Dokumentation der Arbeiten*. 2008. - unveröffentlicht

[ZEHETGRUBER 2010]

ZEHETGRUBER Johann: *Berechnungen und Messungen von Druck-Normalkräften in historischen Dachstühlen*, 2010. - unveröffentlicht

[ZWERGER 1997]

ZWERGER Klaus: *Das Holz und seine Verbindungen : Traditionelle Bautechniken in Europa und Japan*. Basel : Birkhäuser - Verlag für Architektur, 1997. - ISBN 3-7643-5482-8

ANHANG A

ERFASSUNGEN HISTORISCHER DACHWERKE



Bild A.1 Luftaufnahme der Stadt Graz (STADTBAUDIREKTION GRAZ (2010)) mit Schutzzone 1 und den Positionen der erfassten Dachwerke (Punkte). Die Kreise zeigen zusätzlich besichtigte Objekte.

Fig. A.1 Aerial photograph of the city of Graz (STADTBAUDIREKTION GRAZ (2010)) with protection zone 1 and the positions of the surveyed roof structures (points). The circles show additionally inspected objects.

A ERFASSUNGEN HISTORISCHER DACHWERKE

Der Verfasser hat im Zuge des Forschungsvorhabens „D(N)achhaltigkeit Graz“ (MEISEL U. A. (2011 S. 53ff)) 35 Objekte begangen und zehn Dachwerke in der Altstadt von Graz erfasst. Soweit möglich wurden möglichst unterschiedliche Dachwerke für die Erfassungen ausgewählt. Die Ergebnisse dieser zehn Bestands- und Schadenserfassungen werden hier – im Vergleich zu MEISEL U. A. (2011 S. 53ff) in gekürzter Form – vorgestellt. Die Zustandsbeurteilungen erfolgten gemäß Kapitel 3.

Survey of historic roof structures. The author inspected 35 properties and surveyed ten roof structures in the historic centre of Graz during the research project „D(N)achhaltigkeit Graz“ (MEISEL A. O. (2011 p. 53fp)). As many different roof structures as possible were picked out for the surveys. The results of these ten surveys and damage analyses are presented here in comparison to MEISEL A. O. (2011 p. 53fp) shorted form. The site evaluations were performed according to chapter 3.

A.1 Ferdinandeum (Färbergasse 11, Nr. 1 in Bild A.1)

A.1.1 Tragwerk

Das Dachwerk des Objektes Färbergasse 11 besteht aus mehreren Trakten mit drei verschiedenen Tragsystemen. Im Zuge des Forschungsprojektes wurden der Ost- und Südosttrakt aufgenommen.

- Osttrakt (siehe Bild A.2 oben)

Hier handelt es sich um ein einfaches Kehlbalkendach. Dabei wurde jedes vierte Gespärre als Vollgespärre, also mit Bundtram, ausgeführt. Das Dachwerk ist ca. 9 m breit und 3,4 m hoch. Das ergibt eine Dachneigung von ca. 36°.

- Südosttrakt (siehe Bild A.2 unten)

Beim Tragsystem im Südosttrakt handelt es sich um ein Kehlbalkendach mit zweifach abgestrebt-stehendem Stuhl. Wie im Osttrakt ist auch hier in jedem vierten Gespärre ein Bundtram vorhanden. Die Dachbreite beträgt ca. 11,5 m und die Höhe ca. 4,4 m. Das entspricht einer Dachneigung von rund 36°.



Bild A.2 Links oben: einfaches Kehlbalkendach, Rechts oben: Grat- und Walmbereich, unten: Kehlbalkendach mit Stuhl (Südosttrakt).
Fig. A.2 Top Left: collar beam roof structure, top Right: hip area, below: collar beam roof structure with frame (southeast wing).

A.1.2 Verbindungen

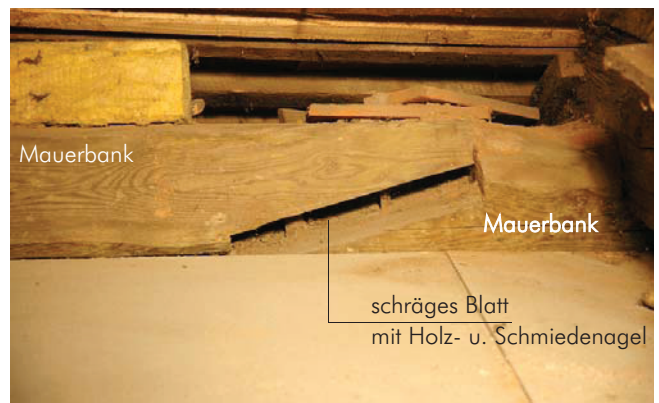
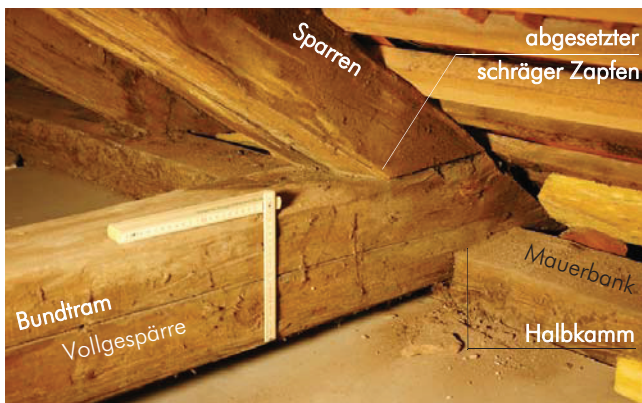


Bild A.3 Verbindungen im Osttrakt.

Fig. A.3 Joints in the east wing.

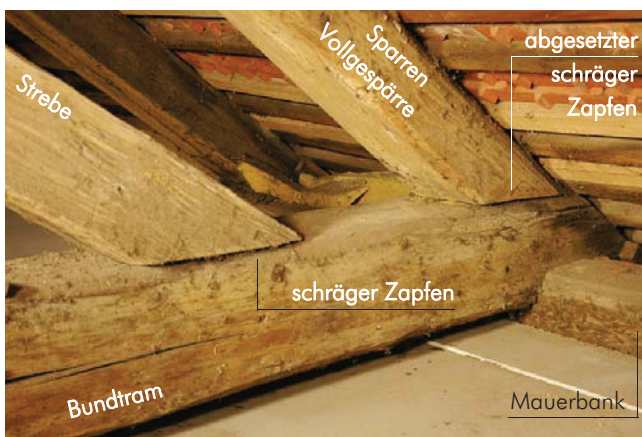
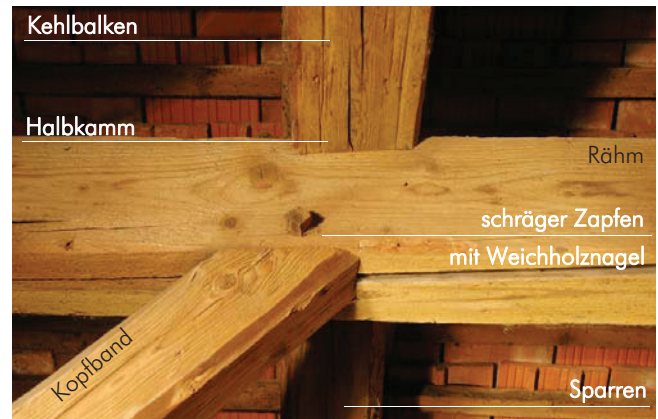


Bild A.4 Verbindungen im Südosttrakt.

Fig. A.4 Joints in the southeast wing.



Bild A.5 Verbindungen in der Stuhlwand des Südosttraktes.
Fig. A.5 Joints in the baced longitudinal wall of the southeast wing.



A.1.3 Schäden und Mängel

- Osttrakt

Im Bereich der nordöstlichen Grate klaffen am Firstpunkt mehrere Verbindungen der hier ausnahmsweise vorhandenen Stuhlsäule (siehe Bild A.6).

Bei einer ehemaligen Kamindurchdringung liegen große Verformungen vor, welche auch von außen deutlich sichtbar sind (siehe Bild A.7). Eine Blattverbindung zwischen Sparren und Kehlbalken (ein sogenannter Weißschwanz) hat auf Rollschub versagt (siehe Bild A.8 Links). Auf der gegenüber-

liegenden Dachseite hat sich die Längsverbindung der Mauerbank weitgehend gelöst (siehe Bild A.8 Rechts). Die Aufnahme der Horizontalkräfte aus den Leergespärren durch die Bundtrame ist somit nicht mehr sichergestellt.

Auf der ostseitigen Dachfläche zwischen Vollgespärre (VG) 6 und VG 7 sind die Sparrenfußpunkte und die Mauerbank durch Pilzbefall als Folge einer in der Vergangenheit undichten Dachdeckung schwer geschädigt (siehe Bild A.9).



Bild A.6 Links: Firstsäule im Gratbereich, Rechts: klaffende Verbindungen am Firstpunkt.
Fig. A.6 Left: ridge post in the hip area, Right: gaping joints at the ridge.

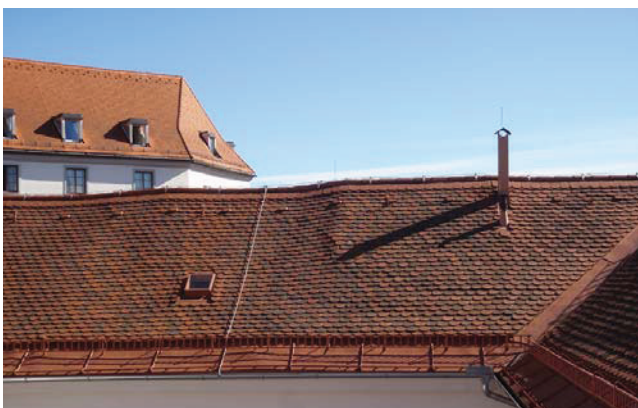


Bild A.7 Große Verformungen im Bereich einer ehemaligen Kamindurchdringung.
Fig. A.7 Great deformations in the area of a former chimney.



Bild A.8 Links: auf Rollschub versagte Verbindung, Rechts: klaffende Mauerbankverbindung.

Fig. A.8 Left: failure of joint due to rolling shear, Right: gaping joint of the wall plate.



Bild A.9 Infolge von Pilzbefall geschädigte Mauerbank und Sparrenfußpunkte.

Fig. A.9 Damage of the wall plate and rafter bases due to fungi.

- Südosttrakt

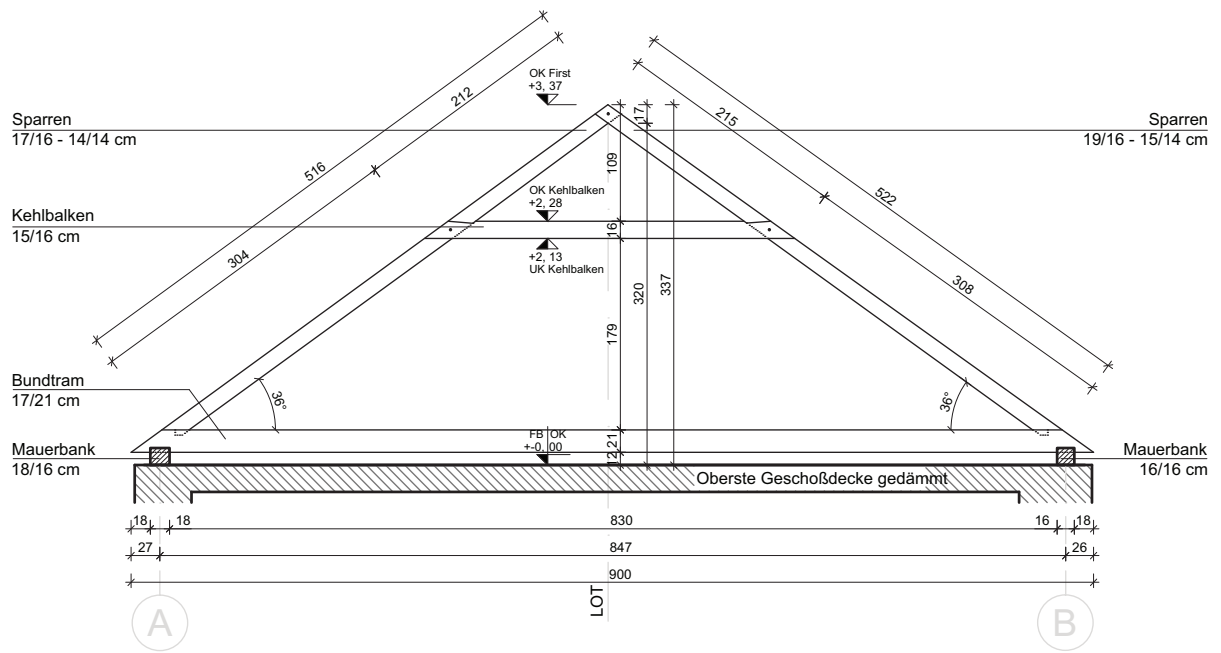
In der nördlichen Dachfläche befindet sich ein inzwischen bis unter die Dachhaut abgebrochener Kamin. Die ehemals an die Kamindurchdringung angrenzenden Sparren und Kehlbalcken weisen erhebliche Schädigungen aufgrund von Pilzbefall auf (siehe Bild A.10). Ein Sparren und ein Kehlbalken wurden bei der Errichtung des Kamins gekappt, jedoch wurde kein Wechselbalken eingezogen. Der vorhandene Verbindungsrest von Sparren und Kehlbalken zeigt erhebliche Verschiebungen.



Bild A.10 Links: geschädigter Sparren, Rechts: geschädigte Sparren-Kehlbalken-Verbindung.

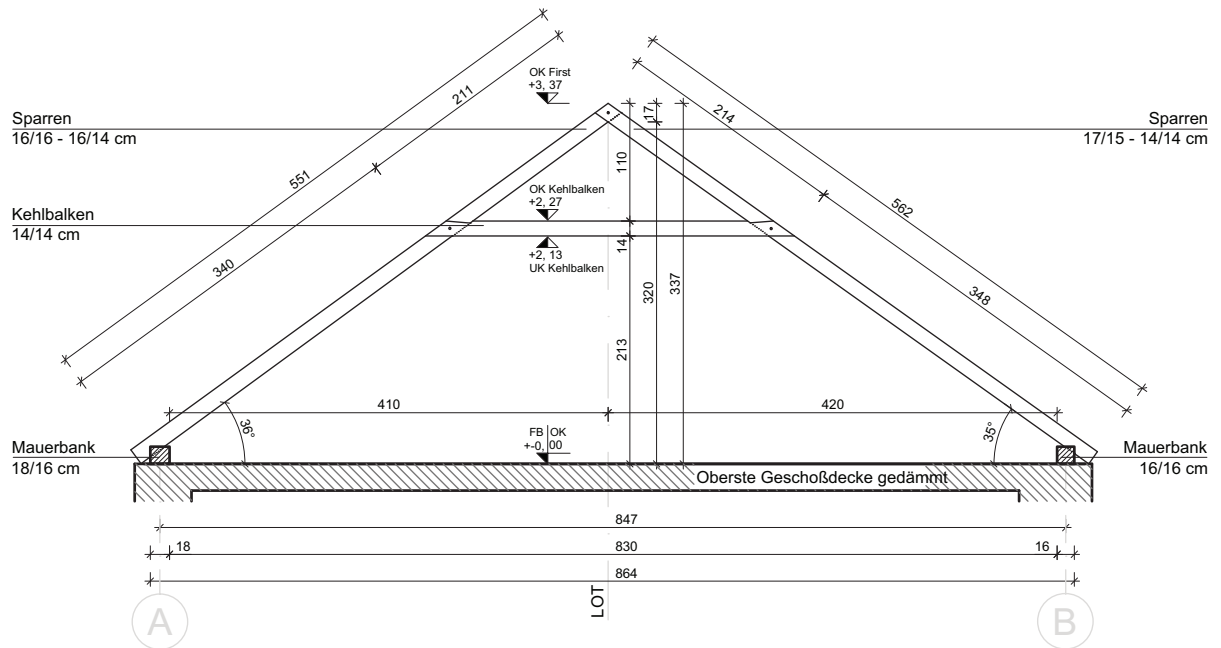
Fig. A.10 Left: damaged rafter, Right: damaged rafter-collared beam-joint.

Vollgespärre 5 (Blickrichtung Süden)



GESIMSE NICHT DARGESTELLT !

Leergespärre 4.3 (Blickrichtung Süden)



GESIMSE NICHT DARGESTELLT !

Plan 01	Projekt:	D(N)ACHHALTIGKEIT GRAZ	Bauherr:		Maßstab:	M 1:50
		BESTANDSAUFNAHME		Vollgespärre 5	Datum:	03.12.10
		Ferdinandeam		Leergespärre 4.3	Gezeichnet:	Schmid
					Format:	29,7/42 cm



D(N)ACHHALTIGKEIT GRAZ
BESTANDSAUFNAHME
Ferdinandseum

Vollgespärre 11



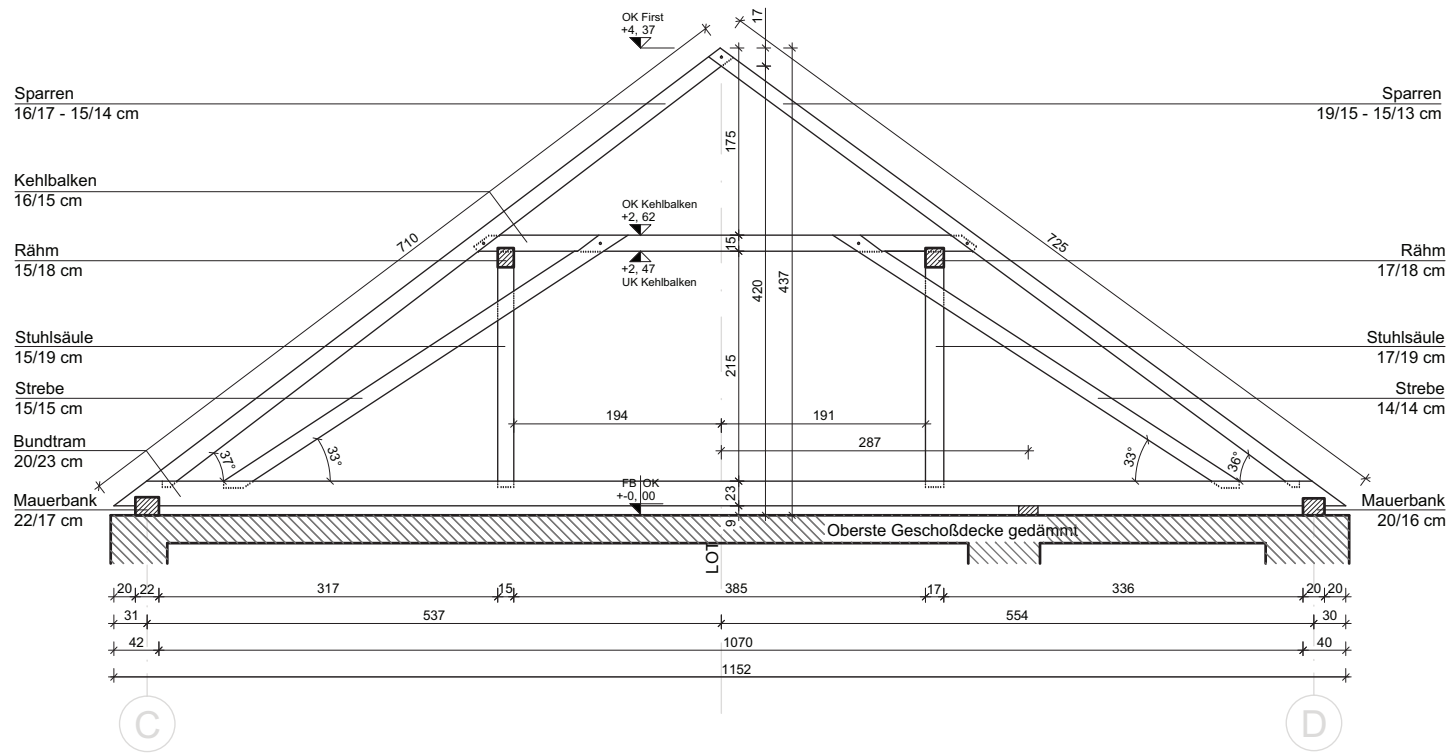
M 1:50

03.12.10

Schmid

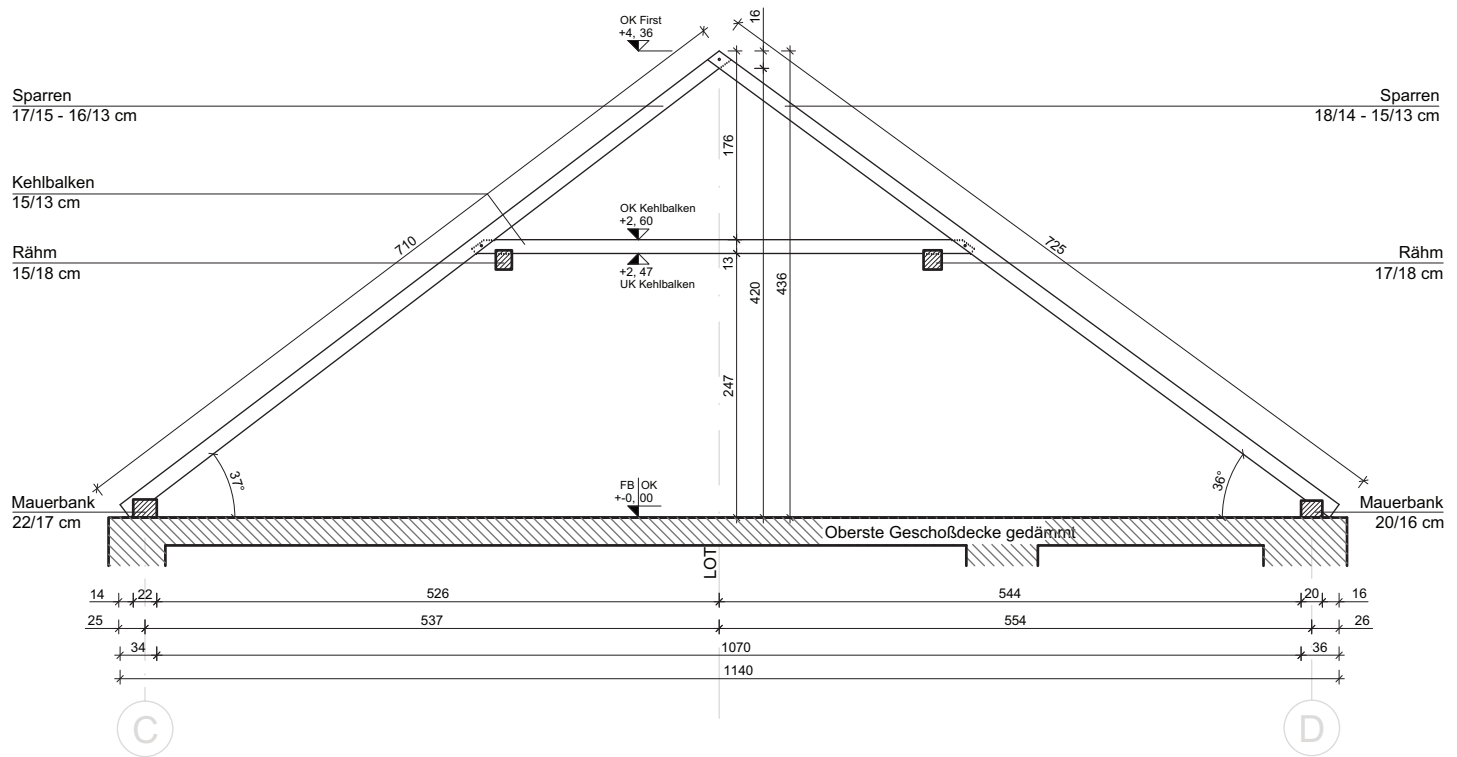
29.7/42 cm

Vollgespärre 11 (Blickrichtung Westen)



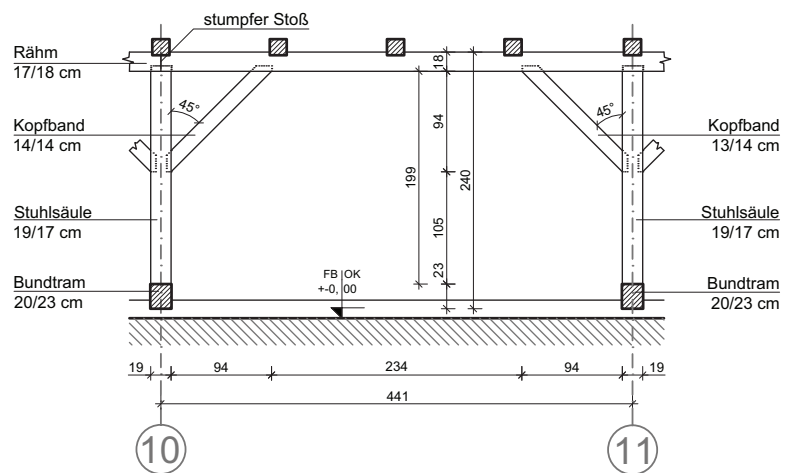
GESIMSE NICHT DARGESTELLT !

Leergespärre 10.3 (Blickrichtung Westen)

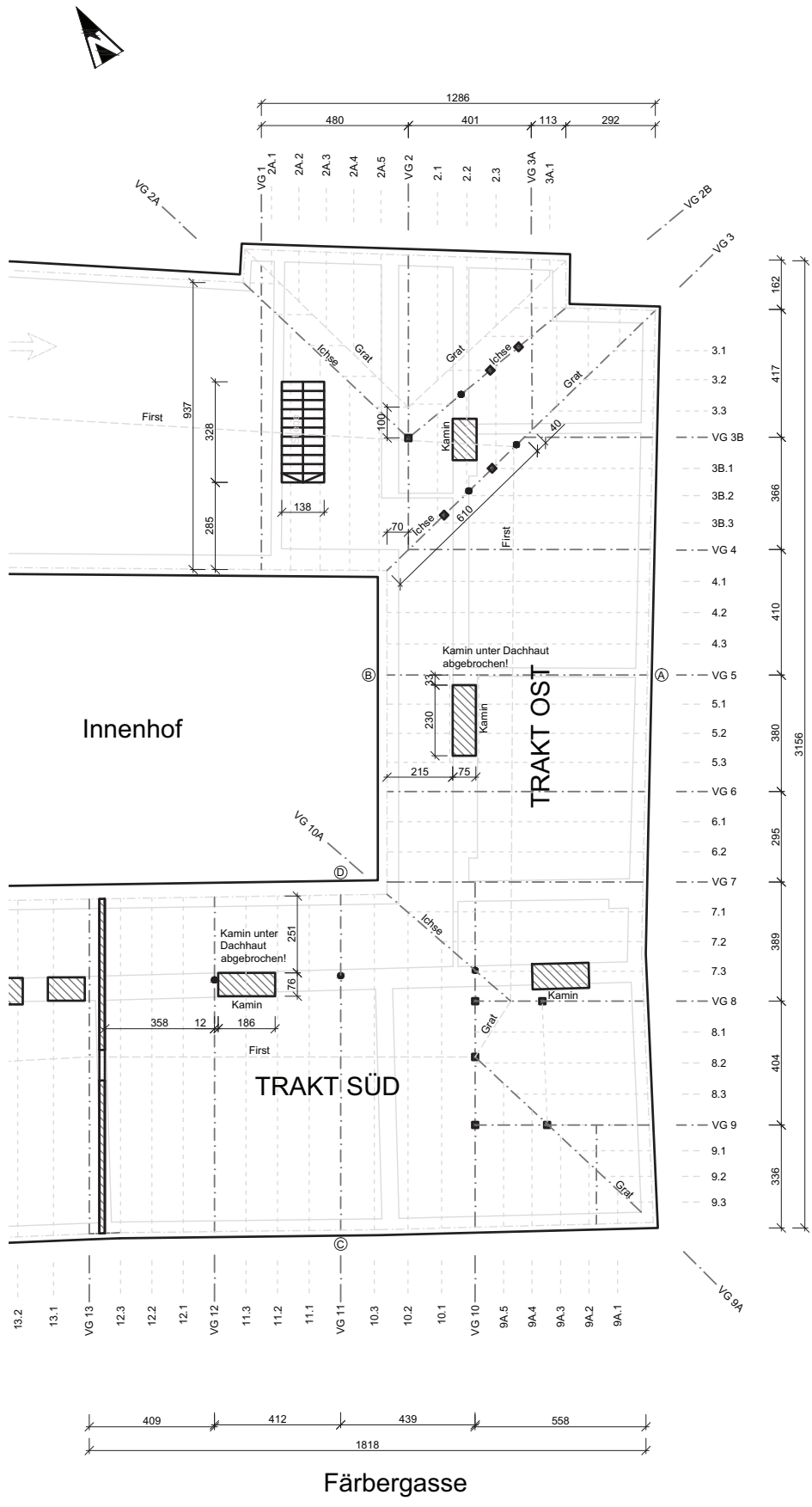


GESIMSE NICHT DARGESTELLT !

Stuhlwand von VG10 – VG11
(Blickrichtung Norden)



- Stütze
- Auflagerpunkt
- Firstlinie
- Vollgespärre
- Leergespärre
- Mauerbank



Plan 05

D(N)ACHHALTIGKEIT GRAZ
BESTANDSAUFNAHME
Ferdinandeam

Grundriss
TRAKT SÜD
TRAKT OST



Mastaba: M 1:150
Datum: 03.12.10
EGGERNET: Schmid
Format: 29,7/42 cm

A.2 Zeughaus (Herrengasse 16, Nr. 2 in Bild A.1)

A.2.1 Tragwerk

Beim Dachwerk der Herrengasse 16 (nach SCHWEIGERT (1979) 1644 errichtet) handelt es sich um ein Kehlbalkendach mit liegendem Stuhl und Hahnenbalken. Die Bundtrame sind in die rund sieben Meter weit gespannte Dippelbaumdecke integriert und daher nicht sichtbar. Zwischen Kehl- und Hahnenbalkenlage wurde vor wenigen Jahrzehnten ein doppeltes Hängewerk – offensichtlich als Verstärkungsmaßnahme – eingebaut. Weiterhin wurden im Zuge dieser Maßnahmen neue Verbände in der Stuhlwandebene und neue Windrispen hergestellt. Die Kehl- und Hahnenbalken sind mit den Sparren ausschließlich mit Weißschwänzen verbunden. Die Kopfbänder der liegenden Stühle sind mit Hakenblättern an die Spannriegel und Kehlbalken beziehungsweise die Stuhlsäulen und Sparren angeschlossen. Zur konstruktiven Lagesicherung der Verbindungen wurden Holznägel aus Weichholz verwendet. Das lange Satteldach weist auf der Schmalseite zur Herrengasse eine Walmdachfläche auf. Die oberste Geschosßdecke ist mit Pflasterklinkern belegt.



Bild A.11 Links: Nordansicht des Dachs, Rechts: der Dachraum von innen (Blick nach Westen).
Fig. A.11 Left: north elevation of the roof, Right: attic (view to the west).



Bild A.12 Links: liegender Stuhl des Kehlbalkendachs. Rechts: 1. Kehlbalkenebene mit nachträglich eingefügtem Hängewerk.
Fig. A.12 Left: trapezoidal portal frame of the collar beam roof, Right: 1. collar beam floor with afterwards inserted truss.

A.2.2 Verbindungen

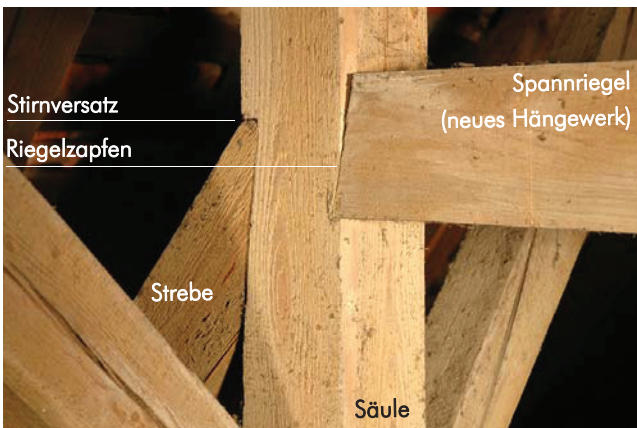
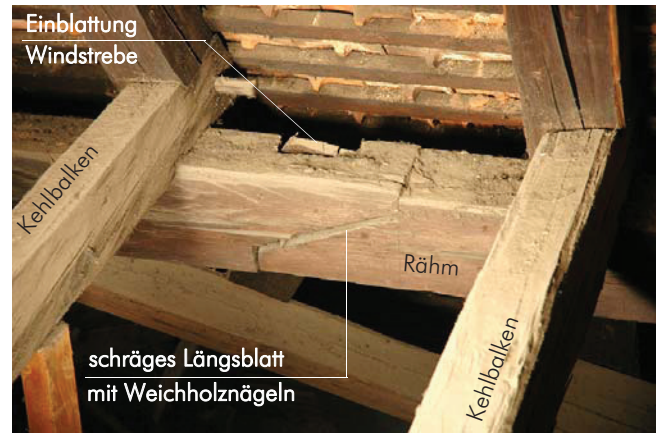


Bild A.13 Verbindungen.

Fig. A.13 Joints.

A.2.3 Schäden und Mängel

Alle Stuhlsäulenfußpunkte der nördlichen Dachfläche wurden in der Vergangenheit und aus heutiger Sicht nicht fachgerecht instandgesetzt. Hierzu kamen Sattelhölzer und Ziegelaufmauerungen in Kombination mit geschmiedeten Klammern zur Anwendung. Die Ausführungen variieren zum Teil erheblich (siehe Bild A.14). Die Sparrenfußpunkte der Leergespärre wurden gekappt und stumpf auf neue Mauerbänke aufgesetzt (siehe Bild A.13 Links oben).

In der historischen Instandsetzung des nördlichen Stuhlsäulenfußpunktes von Vollgespärre (VG) 11 fehlt die Klammer. Horizontalkräfte können hier nur durch Reibung übertragen

werden (Bild A.15 Links). Dies hat zur Folge, dass das Rähm zwischen den Vollgespärren 10 und 12 bei VG 11 um rund zwei Dezimeter durchhängt (Bild A.15 Rechts). Viele Kehlbalken-Rähm-Verbindungen klaffen um bis zu 5 cm. Das Rähm kann seine Funktion als Unterstützung der Kehlbalken hier nicht erfüllen.



Bild A.14 Nicht fachgerechte Instandsetzung der Stuhlsäulenfußpunkte.
Fig. A.14 Incompetent interventions of the raking strut bases.

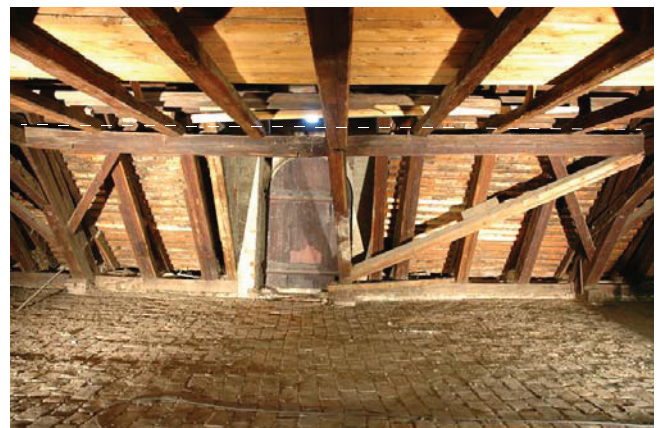


Bild A.15 Links: Vollgespärre (VG) 11, Fußpunkt ohne geschmiedete Klammer. Rechts: Verformung des Rähms zwischen VG 10 und VG 12.
Fig. A.15 Left: principal truss (PT) 11, base without forged clamp, Right: Deformation of the collar plate between PT 10 and PT 12.

Die zur Herrengasse gerichtete Walmdachfläche wurde offensichtlich erst zu einem späteren Zeitpunkt in der jetzigen Form hergestellt oder mehrfach instand gesetzt (zum Beispiel durch den Einbau von zwei doppelten Hängewerken und einem doppelten Sprengwerk, siehe Bild A.16). Soweit feststellbar wird der gesamte Sparrenschub der Dachfläche über wenige Schmiedenägel auf das ursprüngliche Tragwerk übertragen.

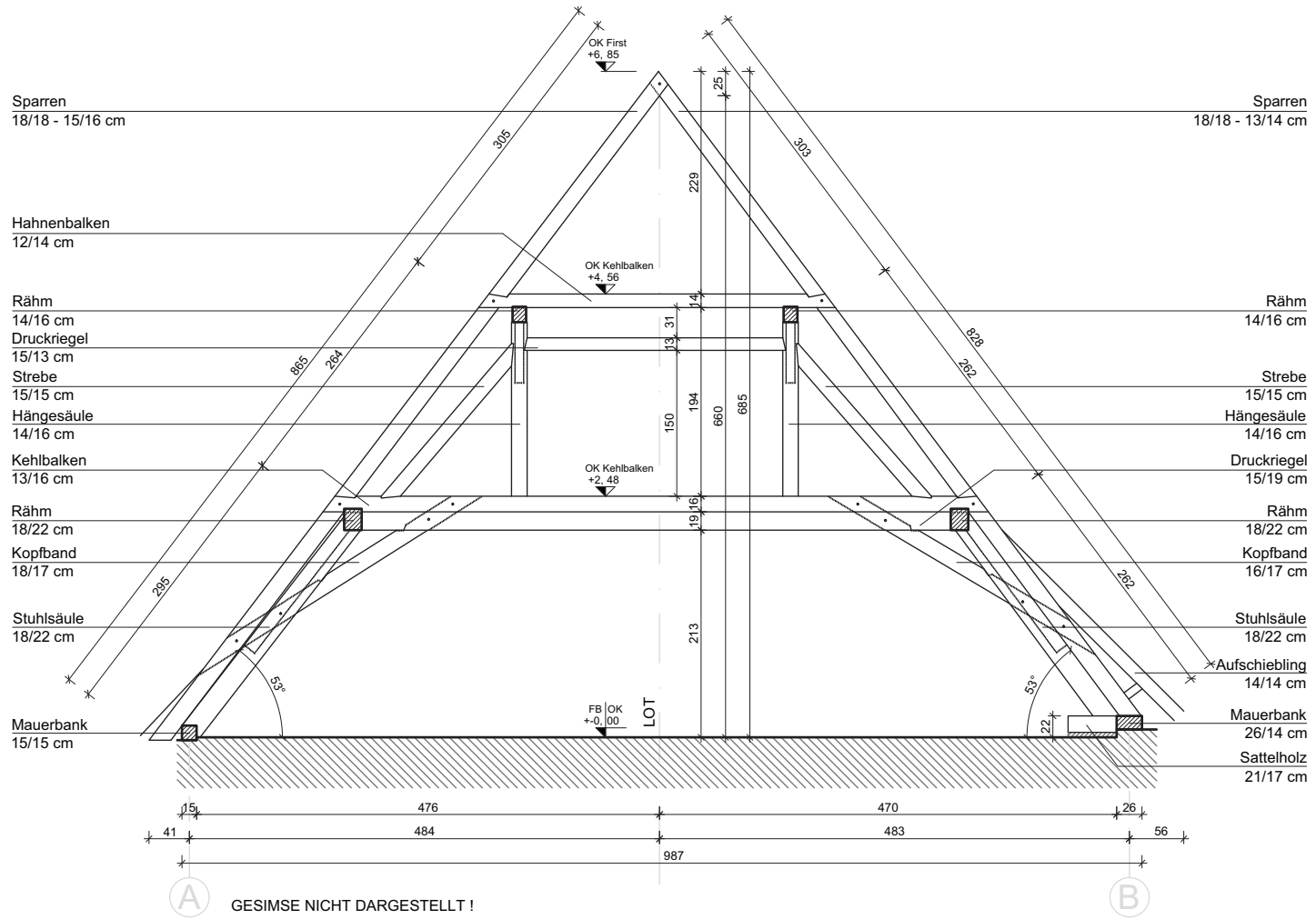
Die tragenden Hölzer des Dachwerks weisen großteils Insektenbefall (nicht aktiv) und erhebliche Schrägfasrigkeiten (Verdrehungen) auf. Viele der zimmermannsmäßigen Verbindungen klaffen und können keine Kräfte mehr übertragen. Weiterhin hängt die oberste Geschoßdecke im Mittel um rund 6 cm durch und schwingt spürbar.



Bild A.16 Tragwerk im Bereich der Walmdachfläche zur Herrengasse.

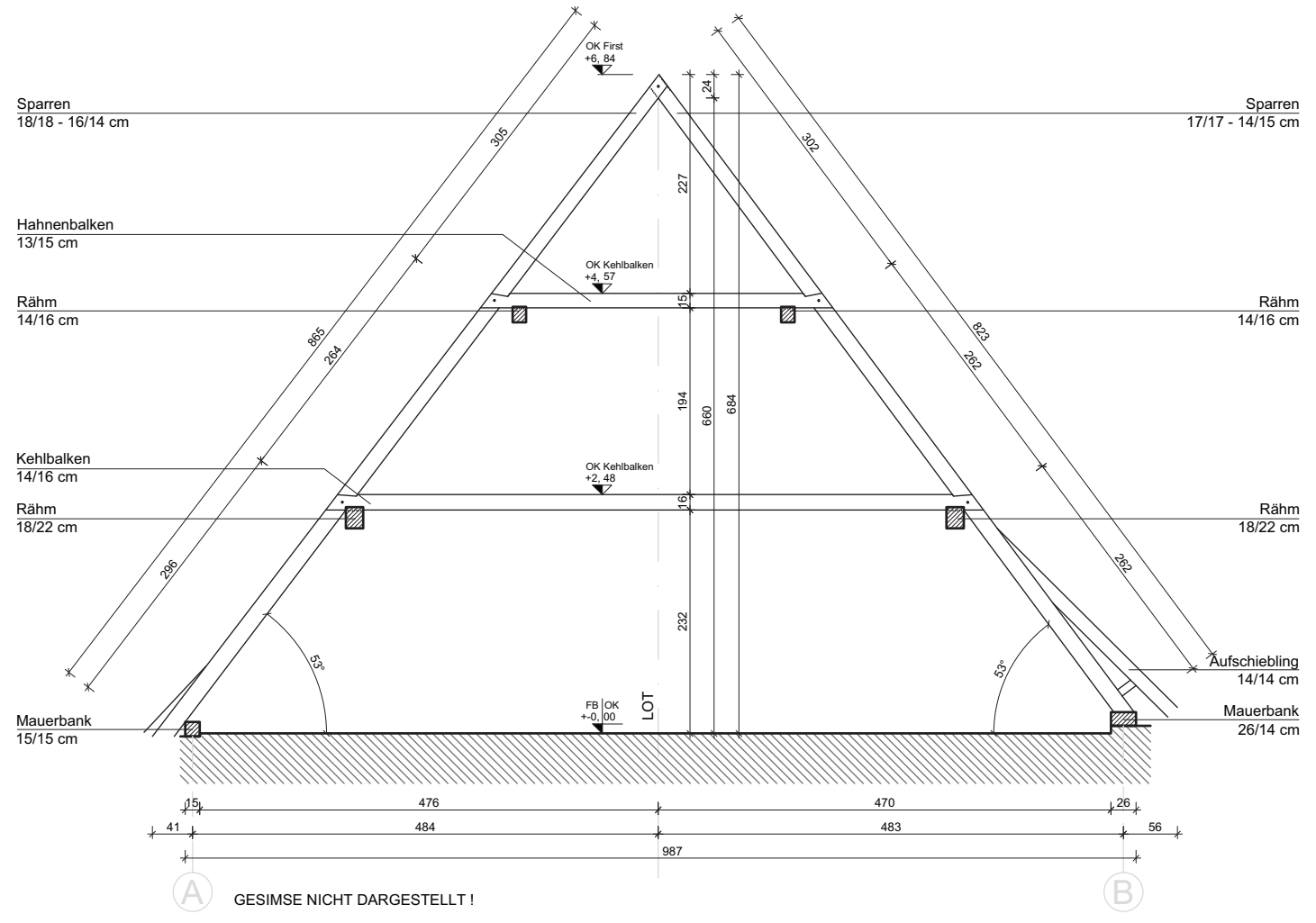
Fig. A.16 Structure in the area of the hip next to the Herrengasse.

Vollgespärre 7 (Blickrichtung Südwest)



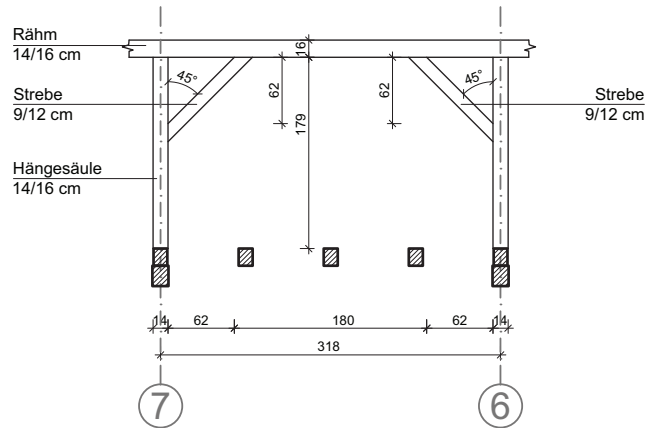
GESIMSE NICHT DARGESTELLT !

Leergespärre 7.1 (Blickrichtung Südwest)

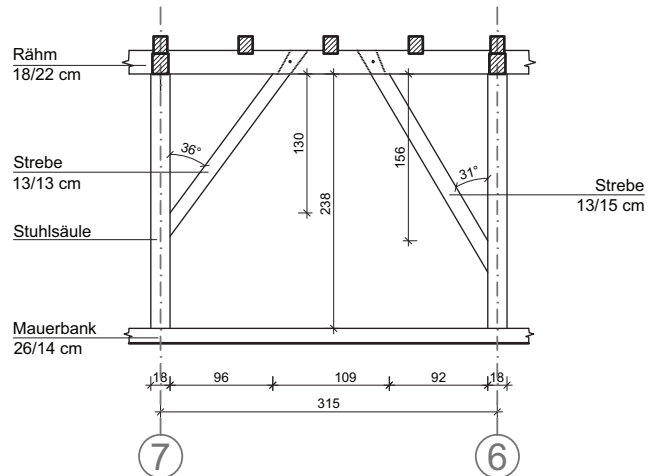


GESIMSE NICHT DARGESTELLT !

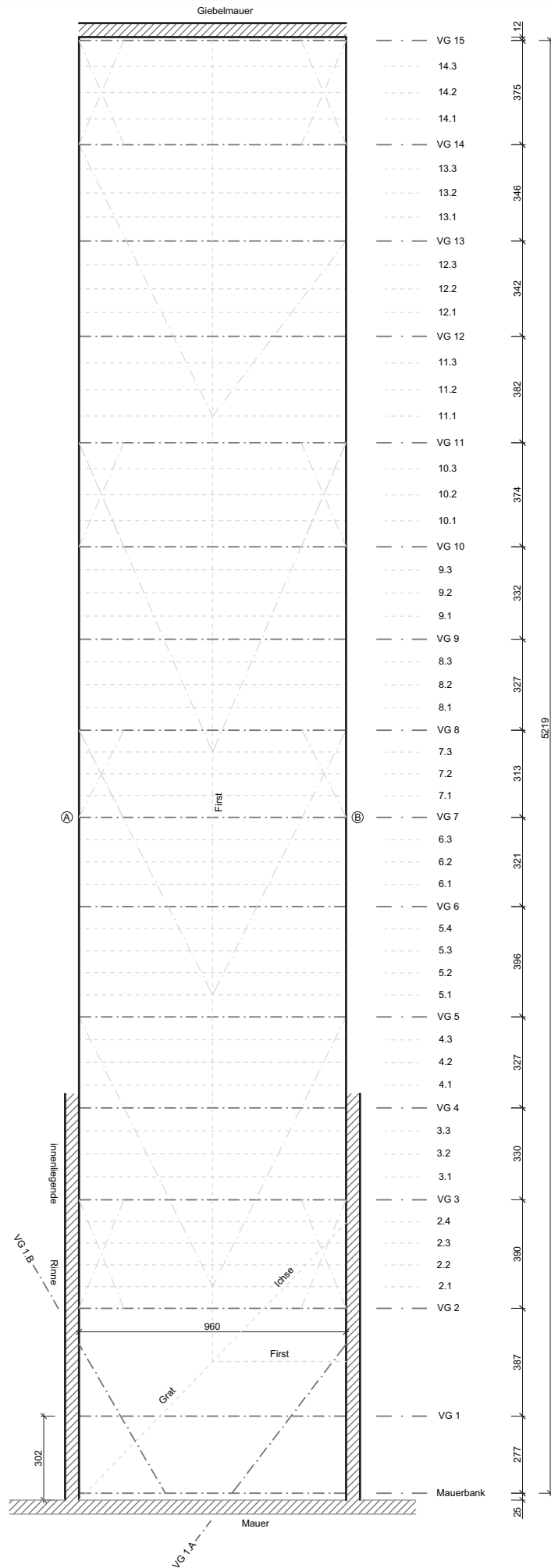
nördliche Stuhlwand zwischen VG6 – VG7 (Kehlbalkenebene)
(Blickrichtung Nordwest)



nördliche Stuhlwand zwischen VG6 – VG7 (Bundtramebene)
(Blickrichtung Nordwest)



Anmerkung: Alle Maße wurden in Dachebene gemessen.



A.3 Schloss Eggenberg (Eggenberger Allee 90, Nr. 3, westlich der Altstadt von Graz)

A.3.1 Tragwerk

Beim Dachwerk des Nordtraktes von Schloss Eggenberg (nach SCHWEIGERT (1979) vermutlich 1655 errichtet) handelt es sich um ein Kehlbalckendach mit liegendem und asymmetrisch einfach stehendem Stuhl sowie Hahnenbalken. Alle Verbindungen der Sparren mit den Hahnen- und Kehlbalcken sowie die Anschlüsse der Kopfbänder sind geblattet (Weißschwänze und Hakenblätter) ausgeführt. Die rechteckigen Rähme sind stehend eingebaut und direkt mit den Spannriegen

und Stuhlsäulen verzapft. Bundtrame sind in allen Vollgespärren und näherungsweise in jedem dritten Leergespärre angeordnet. Die liegenden Stuhlwände werden mit weit ausgestellten, eingeblatteten Kopfbändern ausgesteift. Fußschwelle oder Brustriegel existieren hier nicht. Die stehende Stuhlwand wird von eingeblatteten, sich auf der Stuhlsäule überkreuzenden, Steigbändern ausgesteift.



Bild A.17 Links: nordseitige, liegende Stuhlwand, Rechts: stehende Stuhlwand.

Fig. A.17 Left: inclined based longitudinal wall in the north, Right: based longitudinal wall.

A.3.2 Verbindungen

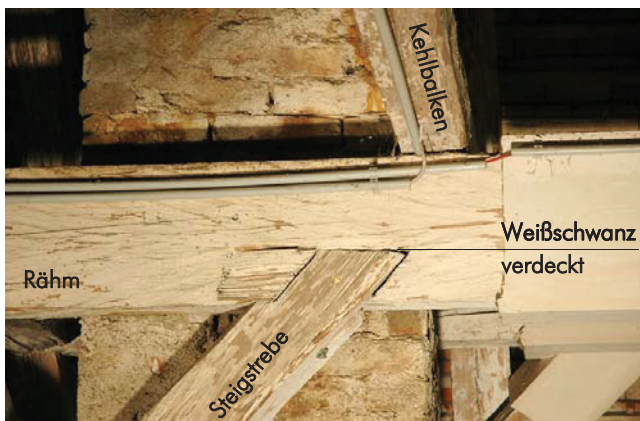
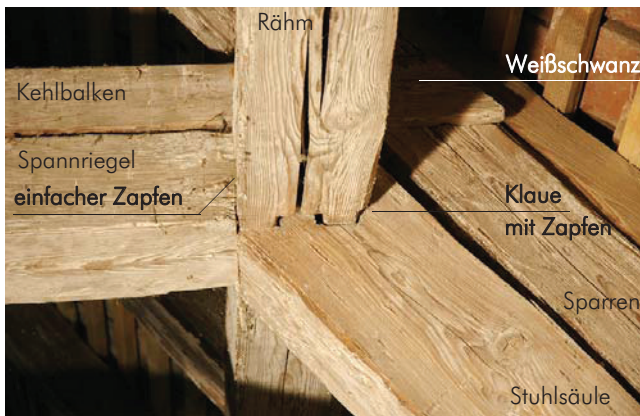


Bild A.18 Verbindungen.

Fig. A.18 Joints.

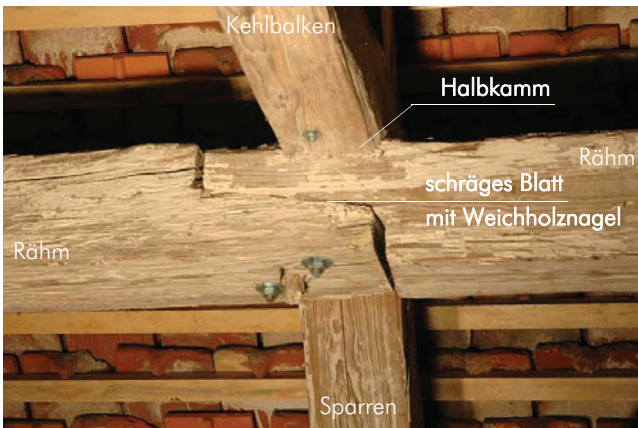


Bild A.19 Verbindungen.

Fig. A.19 Joints.



Bild A.20 Verbindungen.

Fig. A.20 Joints.



A.3.3 Schäden und Mängel

Aufgrund der asymmetrisch angeordneten, stehenden Stuhlwand resultieren in den liegenden Stuhlsäulen unterschiedlich große Normalkräfte und somit auch unterschiedlich große Horizontalkomponenten. Dies führte – eventuell gemeinsam mit in der Regel asymmetrischen Windeinwirkungen – zu einer asymmetrischen Verformung des gesamten Tragwerks. Die nordseitige Dachfläche hängt deutlich sichtbar durch (siehe Bild A.21), die südseitige Dachfläche ist nach außen gewölbt.

Zahlreiche Sparren- und Stuhlsäulenfußpunkte mussten offensichtlich in der Vergangenheit instandgesetzt werden. Diese Annahme kann mit den von Stuhl zu Stuhl unterschiedlichen Fußpunktausbildungen und der dort häufig vorhandenen Sattelhölzer, Laschen und/oder schmiedeeisernen Klammern begründet werden (siehe Bild A.22). Viele dieser Maßnahmen sind aus heutiger Sicht nicht fachgerecht. Zahlreiche klaffende Fugen, verbogene Klammern etc. lassen Zweifel über die Tragsicherheit dieser Instandsetzungsmaßnahmen gerechtfertigt erscheinen.



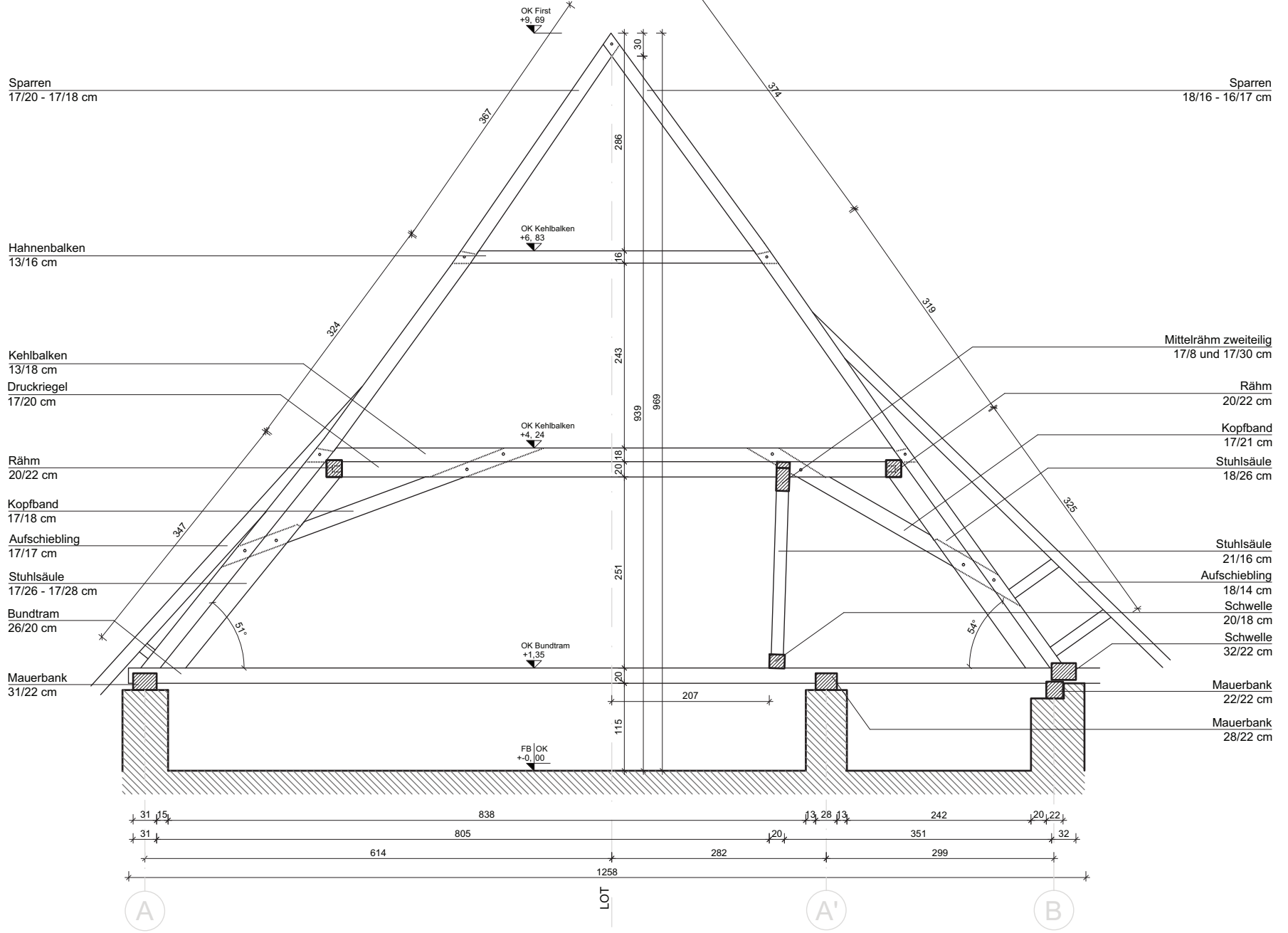
Bild A.21 Durchhang der nordseitigen Sparren.
Fig. A.21 Deformations of the rafters in the north.



Bild A.22 Verschiedene Stuhlsäulen- und Sparrenfußpunkte, alle mit historischen Instandsetzungen.
Fig. A.22 Different bases of rafters and raking struts, all with historic interventions.



Vollgespärre 3 (Blickrichtung Osten)



Sparren
18/16 - 16/17 cm

Mittelrähm zweiteilig
17/8 und 17/30 cm

Rähm
20/22 cm

Kopfband
17/21 cm

Stuhlsäule
18/26 cm

Stuhlsäule
21/16 cm

Aufschiebling
18/14 cm

Schwelle
20/18 cm

Schwelle
32/22 cm

Mauerbank
22/22 cm

Mauerbank
28/22 cm

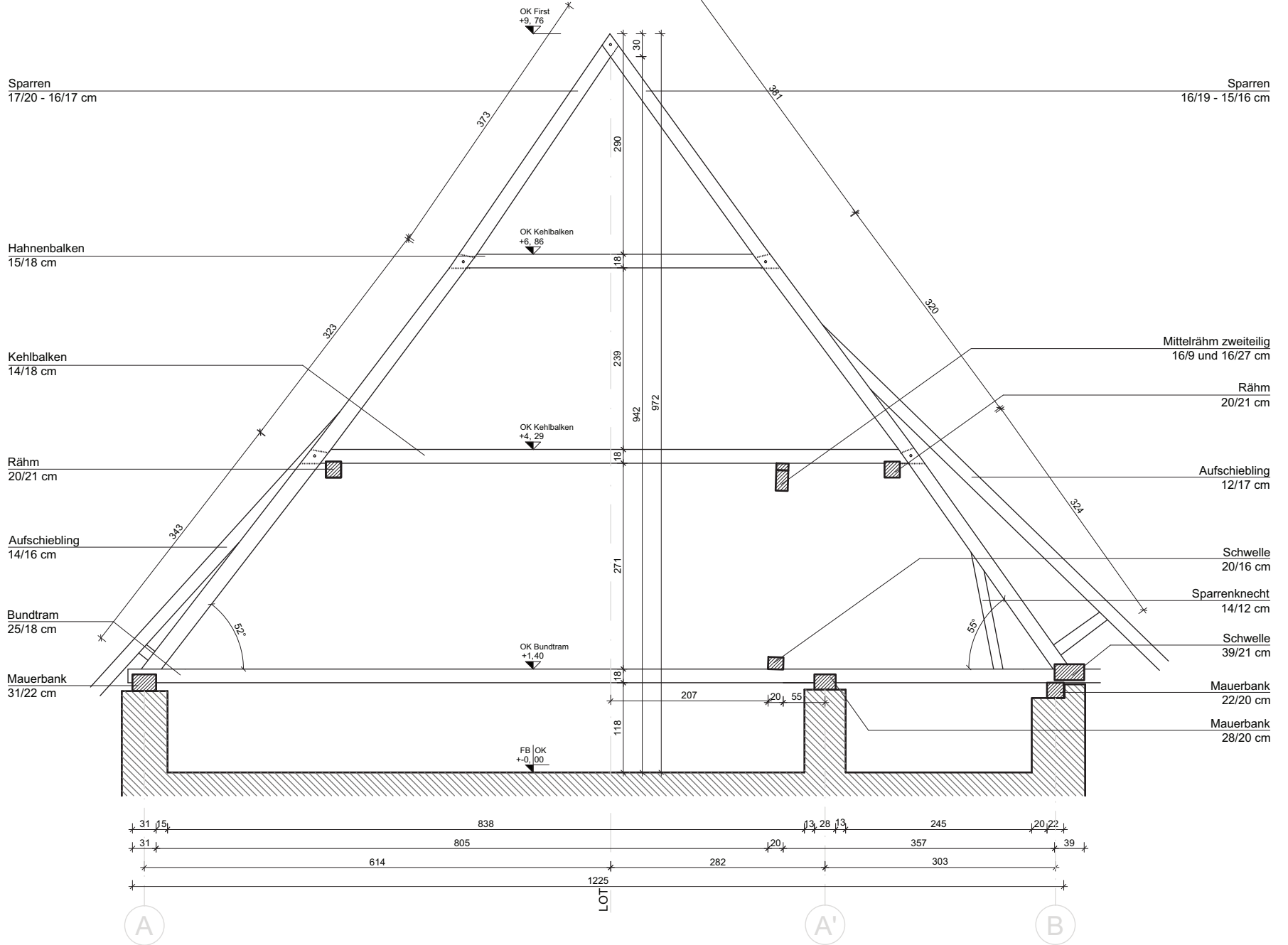
LOT

A

A'

B

Leergespärre 2.2 (Blickrichtung Osten)



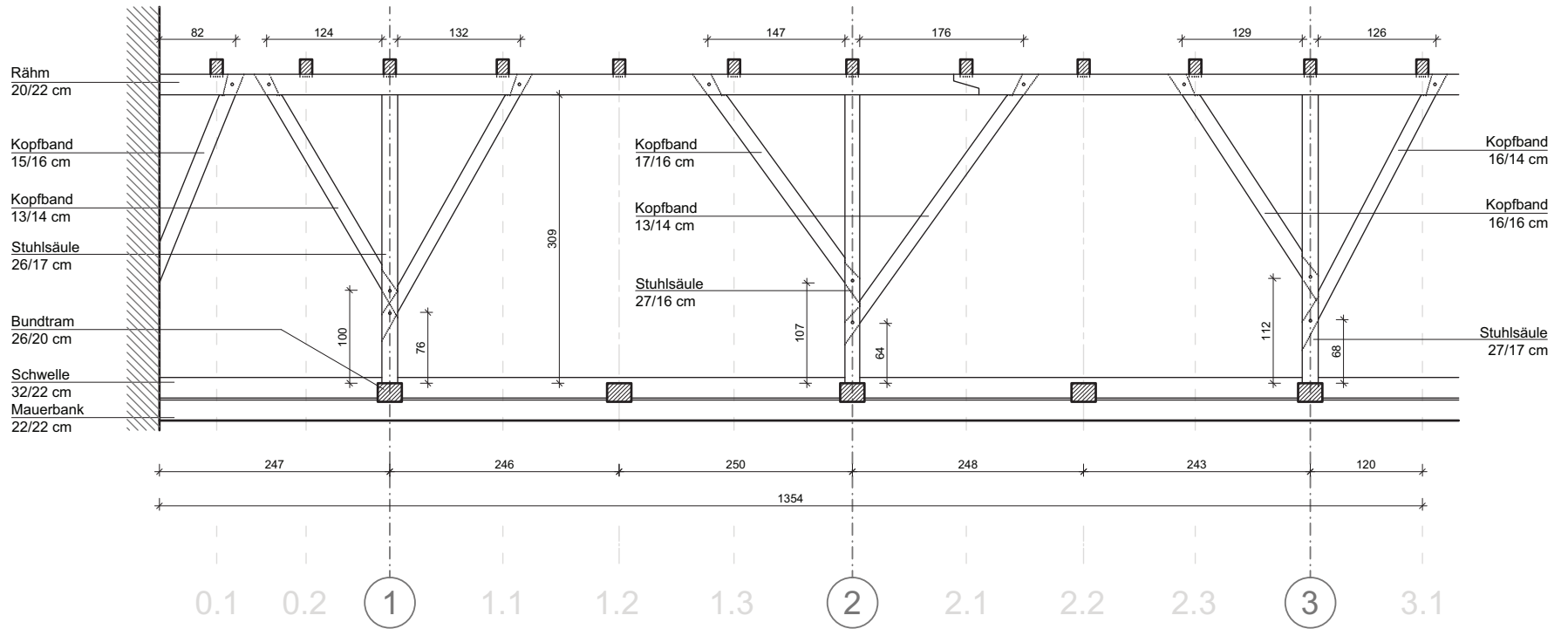
D(N)ACHHALTIGKEIT GRAZ
 BESTANDSAUFNAHME
 Schloss Eggenberg

Leergespärre 2.2



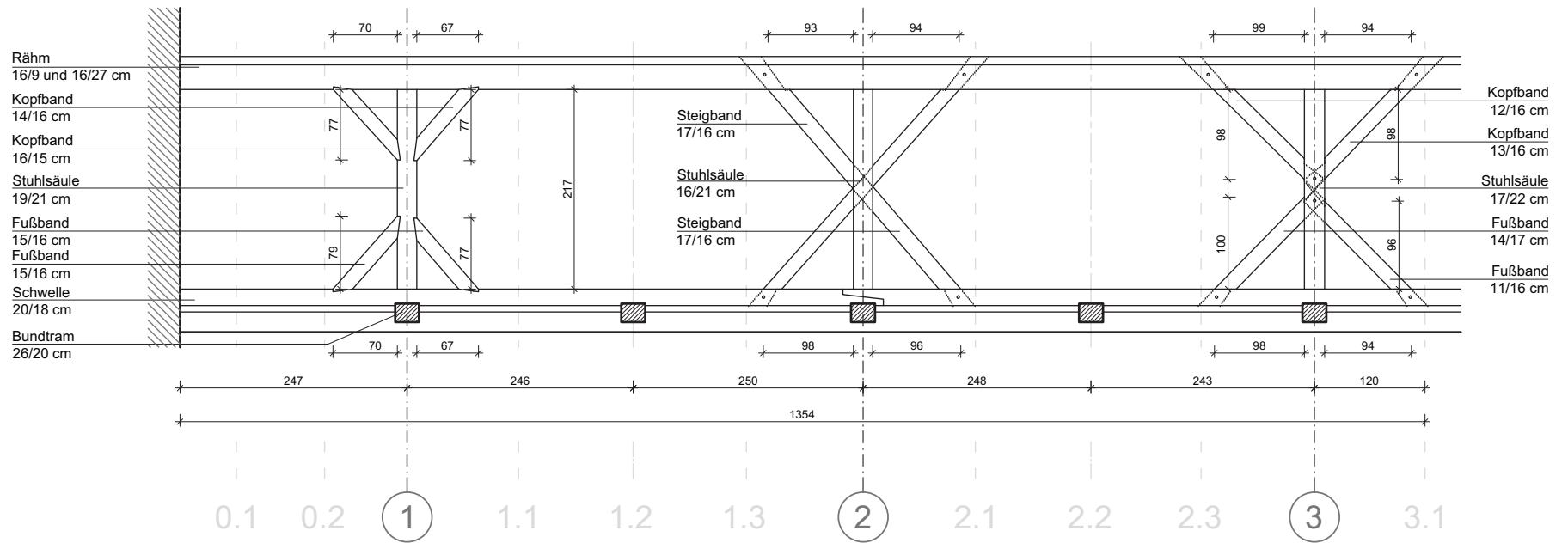
M 1:50
 03.12.10
 Schmid
 29,7/42 cm

Liegende Stuhlwand südlich
(Blickrichtung Schlossgraben)



Anmerkung: Alle Maße wurden in der Dachebene gemessen.

Stehende Stuhlwand
(Blickrichtung Schlossgraben)



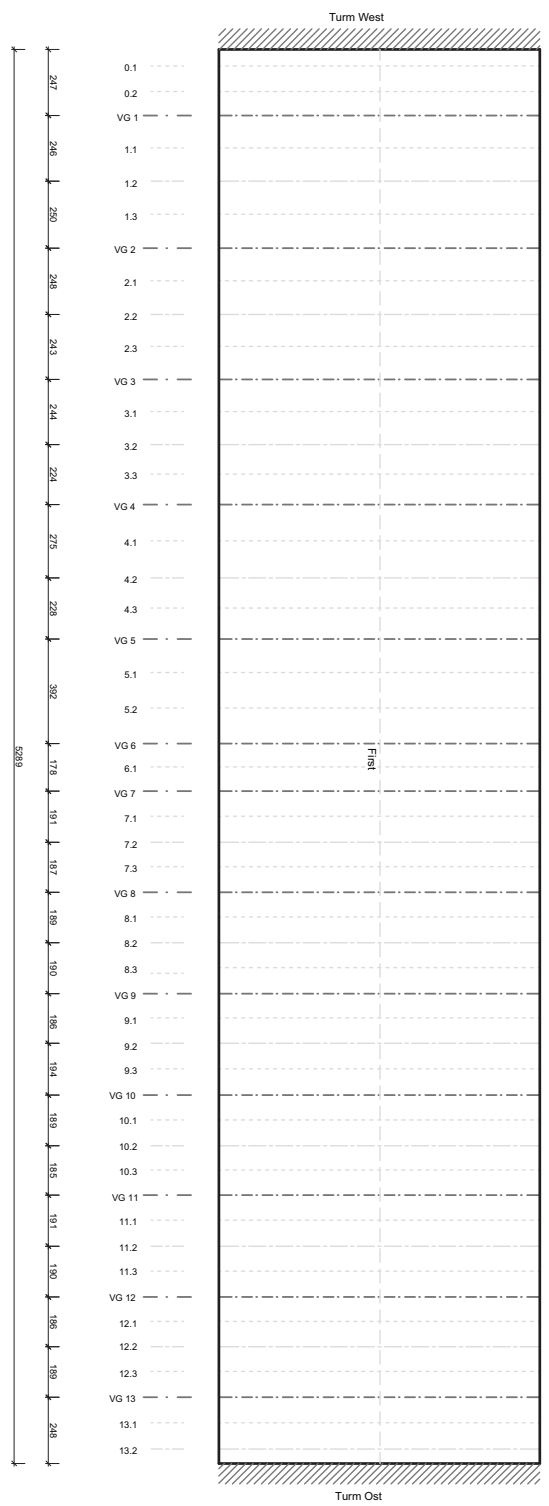
Anmerkung: Alle Maße wurden in der Dachebene gemessen.

D(N)ACHHALTIGKEIT GRAZ BESTANDSAUFNAHME Schloss Eggenberg

Grundriss



Skizze	M 1:150
Gezeichnet	03.12.10
Gezeichnet	Schmid
Skizze	29,7/42 cm



- LEGENDE:
- Vollsysteme
 - - - - - Leertespalt mit Bandstrich
 - · · · · Leertespalt ohne Bandstrich

Innenhof
5/889



A.4 Musikuniversität (Hofgasse 10, Nr. 4 in Bild A.1)

A.4.1 Tragwerk

Beim Dachwerk der Hofgasse 10 (nach SCHWEIGERT (1979) 1619 errichtet) handelt es sich um ein Kehlbalckendach mit zweistöckigem, liegendem Stuhl und mittiger, zweiteiliger Hängesäule (siehe Bild A.23). Je ein Vollgespärre ist knapp vor der gemauerten Giebelwand angeordnet beziehungsweise zumindest zum Teil in die Mauer integriert. Das mittige Vollgespärre teilt den Dachraum in zwei etwa gleich große Bereiche. Die Stuhlwände der liegenden Stühle werden mit Streben, welche in die Fußschwellen und Rähme eingezapft sind, ausgesteift. Diese Streben sind mit den Brustriegeln überblattet. Die Rähme sind als schiefwinkelige, fünfeckige Querschnitte ausgeführt, welche zur Neigung der Stuhlsäulen parallele Kanten aufweisen. Bundtrame wurden anschließend in den Vollgespärren angeordnet.

Die Verbindungen der Sparren mit den Kehlbalcken sind durchwegs mit sogenannten Weißschwänzen (Blattverbindung) hergestellt. Die Anschlüsse der Kopfbänder an die Stuhlsäulen und Spannriegel zeigen eine Kombination aus einfachem Versatz und schrägem Zapfen (siehe Bild A.25). Zur konstruktiven Lagesicherung der Verbindungen wurden Holznägel aus Weichholz verwendet. Da sich unter dem Dachraum ein stützenfreier Raum befindet, wird angenommen, dass die oberste Geschoßdecke (vermutlich eine Doppelbaumdecke) auf die Bundtrame des Dachwerks hochgehängt wurde. Die oberste Geschoßdecke ist mit Wärmedämmung und Brandschutzplatten belegt und somit nicht einsehbar.



Bild A.23 Links: Übersicht des Dachraums, Rechts: Stuhlwand.

Fig. A.23 Left: overview of the attic, Right: baced longitudinal wall.

A.4.2 Verbindungen



Bild A.24 Verbindungen.

Fig. A.24 Joints.

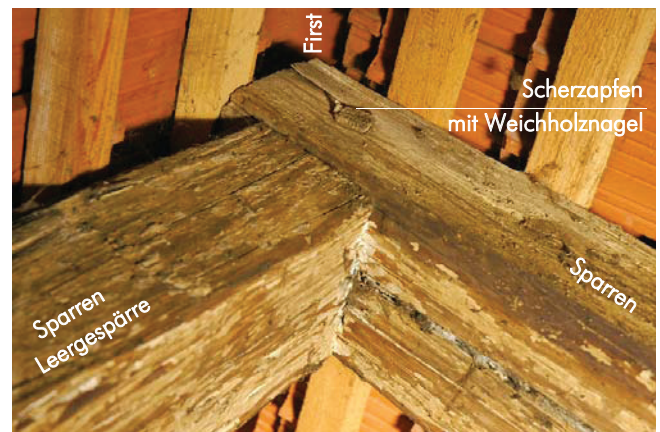
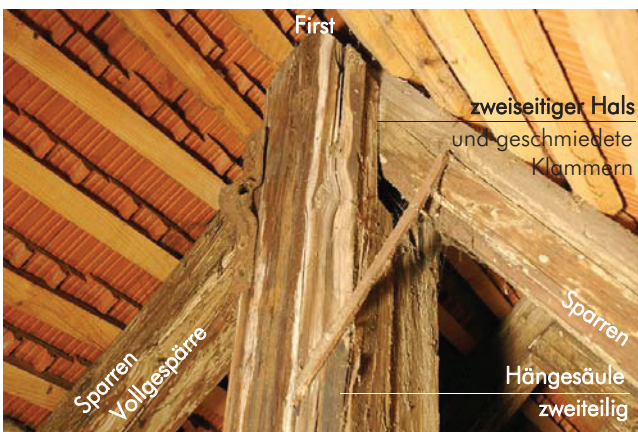
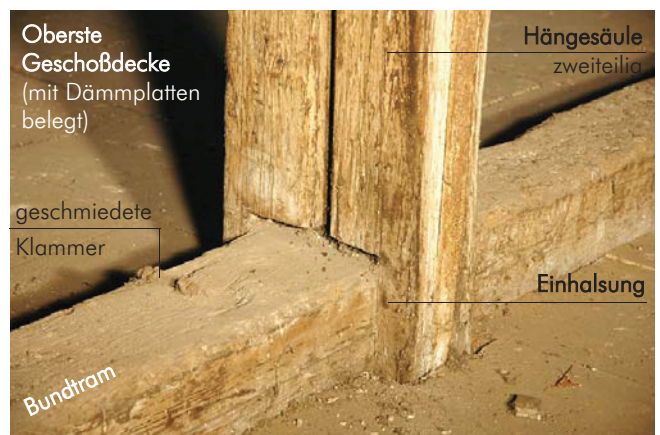
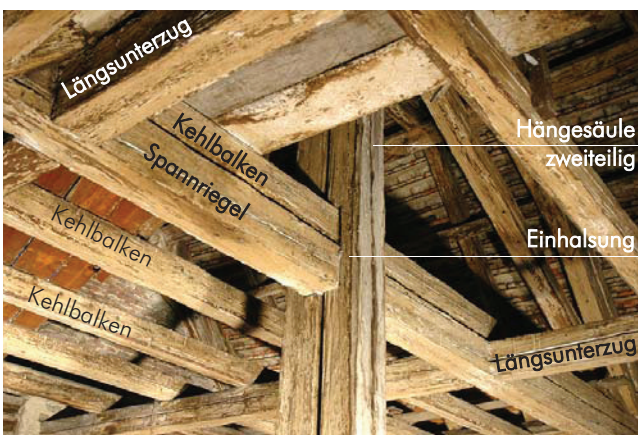
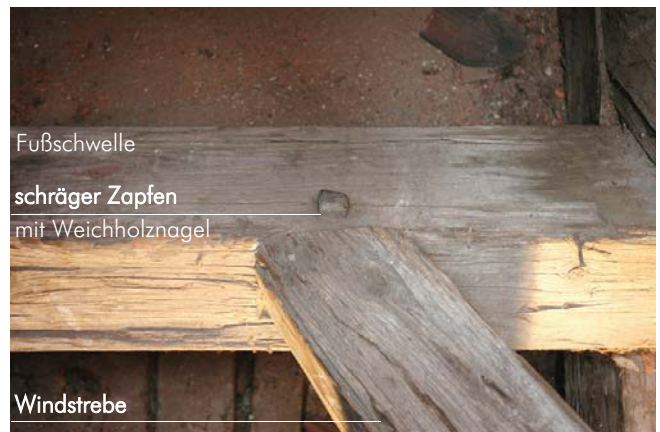
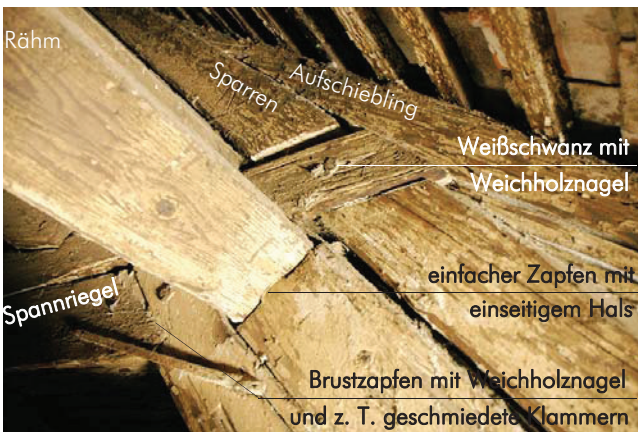


Bild A.25 Verbindungen.

Fig. A.25 Joints.

A.4.3 Schäden und Mängel

In drei der vier Gebäudeeckpunkte wurden Kamine eingebaut, welche inzwischen wieder bis auf Oberkante Geschoßdecke abgebrochen wurden. Beim Einbau der Kamine wurden die doppelten Mauerbänke, Fußschwellen und Streben ersatzlos gekappt. In einer Gebäudeecke wurde der Bundtram in das Mauerwerk eingebunden und inzwischen aufgrund des Einbaues einer Lüftungsanlage geschwächt (siehe Bild A.26).

Infolge von in der Vergangenheit vorhandenen Undichtigkeiten der Dachdeckung im Bereich der Kamine und mangelhafter Durchlüftung kam es zur Schädigung von Holzbauteilen infolge von Pilzbefall.



Bild A.26 Gekappte Bauteile infolge des Einbaus von Kaminen beziehungsweise Haustechnikanlagen, in die Giebelmauer eingebundene und zum Teil geschädigte Holzbauteile.

Fig. A.26 Cut off members due to the erection of chimneys and building services systems, in the gable wall integrated and partially damaged members.

Plan 01

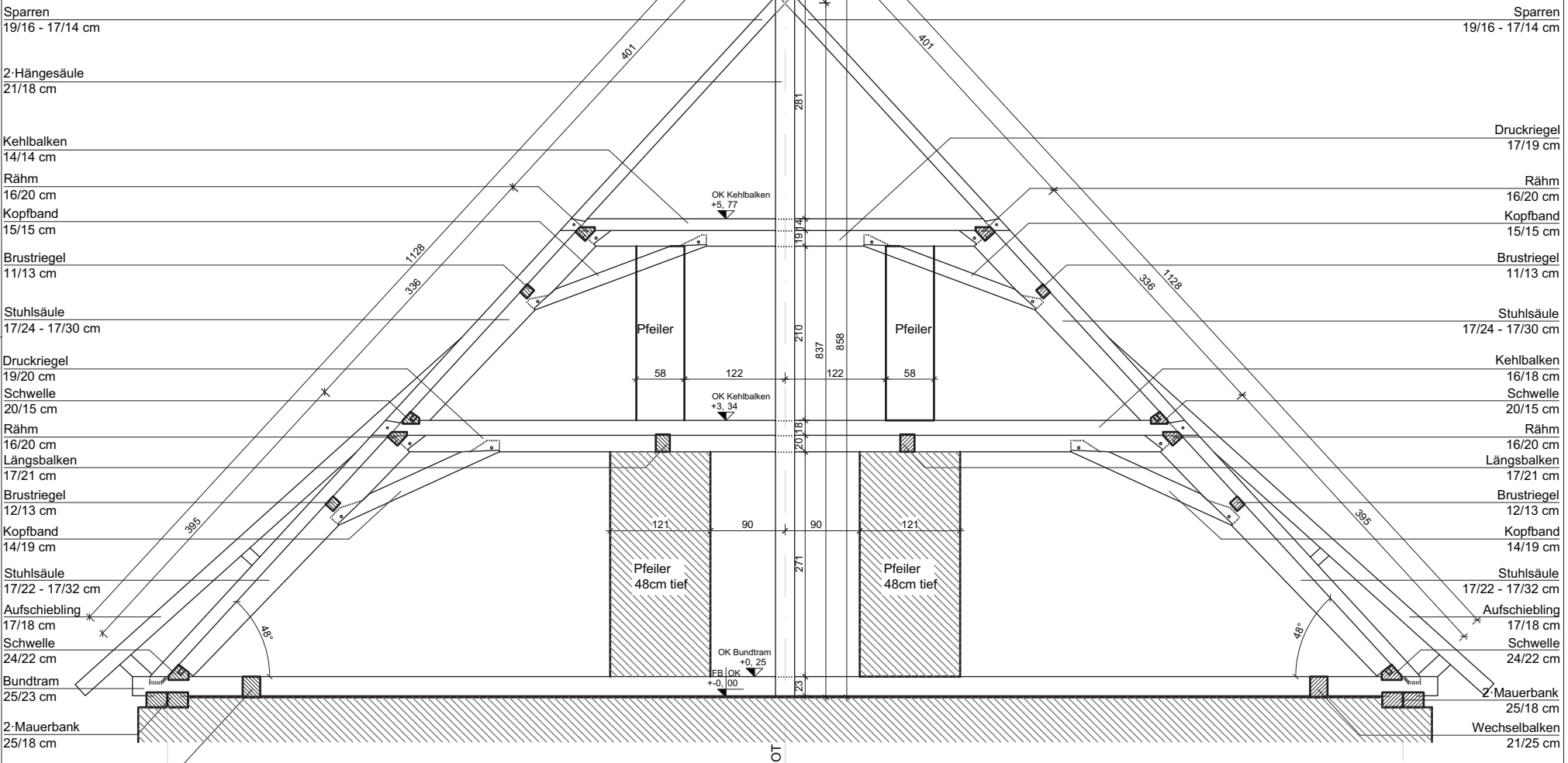
D(N)ACHHALTIGKEIT GRAZ
BESTANDSAUFNAHME
Hofgasse 10, Musikuniversität

Vollgespärre 1

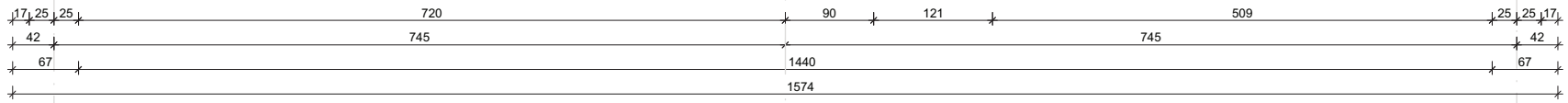
lignum
TU
Graz
Architektur-Engineering-Verfahren

M 1:50
03.12.10
Schmid
29.7/42 cm

Vollgespärre 1 (Blickrichtung Nord – Westen)



Sparren 19/16 - 17/14 cm	Sparren 19/16 - 17/14 cm
2-Hängesäule 21/18 cm	
Kehlbalken 14/14 cm	Druckriegel 17/19 cm
Rähm 16/20 cm	Rähm 16/20 cm
Kopfband 15/15 cm	Kopfband 15/15 cm
Brustriegel 11/13 cm	Brustriegel 11/13 cm
Stuhlsäule 17/24 - 17/30 cm	Stuhlsäule 17/24 - 17/30 cm
Druckriegel 19/20 cm	Kehlbalken 16/18 cm
Schwelle 20/15 cm	Schwelle 20/15 cm
Rähm 16/20 cm	Rähm 16/20 cm
Längsbalken 17/21 cm	Längsbalken 17/21 cm
Brustriegel 12/13 cm	Brustriegel 12/13 cm
Kopfband 14/19 cm	Kopfband 14/19 cm
Stuhlsäule 17/22 - 17/32 cm	Stuhlsäule 17/22 - 17/32 cm
Aufschiebling 17/18 cm	Aufschiebling 17/18 cm
Schwelle 24/22 cm	Schwelle 24/22 cm
Bundtram 25/23 cm	2-Mauerbank 25/18 cm
2-Mauerbank 25/18 cm	Wechselbalken 21/25 cm
Wechselbalken 21/25 cm	



Anmerkung: Gespärre zum Teil eingemauert.
GESIMSE NICHT DARGESTELLT !

Vollgespärre 2 (Blickrichtung Nord – Westen)

D(N)ACHHALTIGKEIT GRAZ
BESTANDSAUFNAHME
Hofgasse 10, Musikuniversität

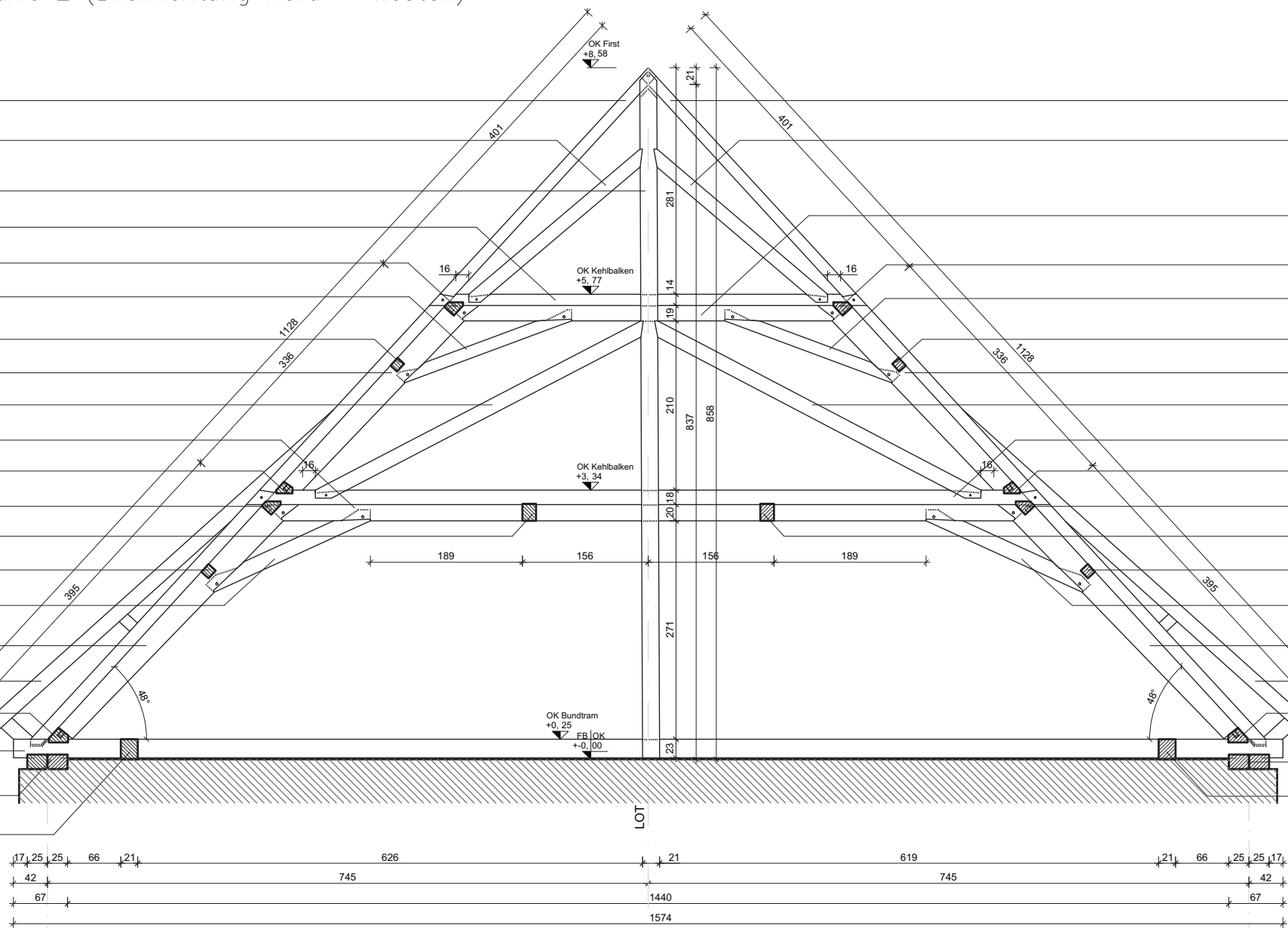
Vollgespärre 2



M 1:50
03.12.10
Schmid
29.7/42 cm

- Sparren 19/16 - 17/14 cm
- Strebe 20/17 cm
- 2-Hängesäule 21/18 cm
- Kehlbalken 14/14 cm
- Rähm 16/20 cm
- Kopfband 15/15 cm
- Brustriegel 11/13 cm
- Stuhlsäule 17/24 - 17/30 cm
- Strebe 20/18 cm
- Druckriegel 19/20 cm
- Schwelle 20/15 cm
- Rähm 16/20 cm
- Längsbalken 17/21 cm
- Brustriegel 12/13 cm
- Kopfband 14/19 cm
- Stuhlsäule 17/22 - 17/32 cm
- Aufschiebling 17/18 cm
- Schwelle 24/22 cm
- Bundtram 25/23 cm
- 2-Mauerbank 25/18 cm
- Wechselbalken 21/25 cm

- Sparren 19/16 - 17/14 cm
- Strebe 20/17 cm
- Druckriegel 17/19 cm
- Rähm 16/20 cm
- Kopfband 15/15 cm
- Brustriegel 11/13 cm
- Stuhlsäule 17/24 - 17/30 cm
- Strebe 20/18 cm
- Kehlbalken 16/18 cm
- Schwelle 20/15 cm
- Rähm 16/20 cm
- Längsbalken 17/21 cm
- Brustriegel 12/13 cm
- Kopfband 14/19 cm
- Stuhlsäule 17/22 - 17/32 cm
- Aufschiebling 17/18 cm
- Schwelle 24/22 cm
- 2-Mauerbank 25/18 cm
- Wechselbalken 21/25 cm



GESIMSE NICHT DARGESTELLT !

Rechnung

Plan 03

Vollgespärre 3 (Blickrichtung Süd – Osten)

Hofgasse 10, Musikuniversität

D(N)ACHHALTIGKEIT GRAZ

BESTANDSAUFNAHME

Vollgespärre 3



Titel

Gezeichnet

Maßstab

29.7/4.2 cm

Schmid

03.12.10

M 1:50

Sparren
19/16 - 17/14 cm

Strebe
20/17 cm

Hängesäule (1-teilig)
23/21 cm

Kehlbalken
14/14 cm

Rähm
16/20 cm

Kopfband
15/15 cm

Brustriegel
11/13 cm

Stuhlsäule
17/24 - 17/30 cm

Strebe
16/16 cm

Druckriegel
19/20 cm

Schwelle
20/15 cm

Rähm
16/20 cm

Längsbalken
17/21 cm

Brustriegel
12/13 cm

Kopfband
14/19 cm

Stuhlsäule
17/22 - 17/32 cm

Strebe
16/16 cm

Aufschiebling
17/18 cm

Schwelle
24/22 cm

2-Mauerbank
25/18 cm

Bundtram
25/23 cm

Wechselbalken
21/25 cm

Sparren
19/16 - 17/14 cm

Strebe
20/17 cm

Druckriegel
17/19 cm

Rähm
16/20 cm

Kopfband
15/15 cm

Brustriegel
11/13 cm

Stuhlsäule
17/24 - 17/30 cm

Strebe
16/16 cm

Kehlbalken
16/18 cm

Schwelle
20/15 cm

Rähm
16/20 cm

Längsbalken
17/21 cm

Brustriegel
12/13 cm

Kopfband
14/19 cm

Stuhlsäule
17/22 - 17/32 cm

Strebe
16/16 cm

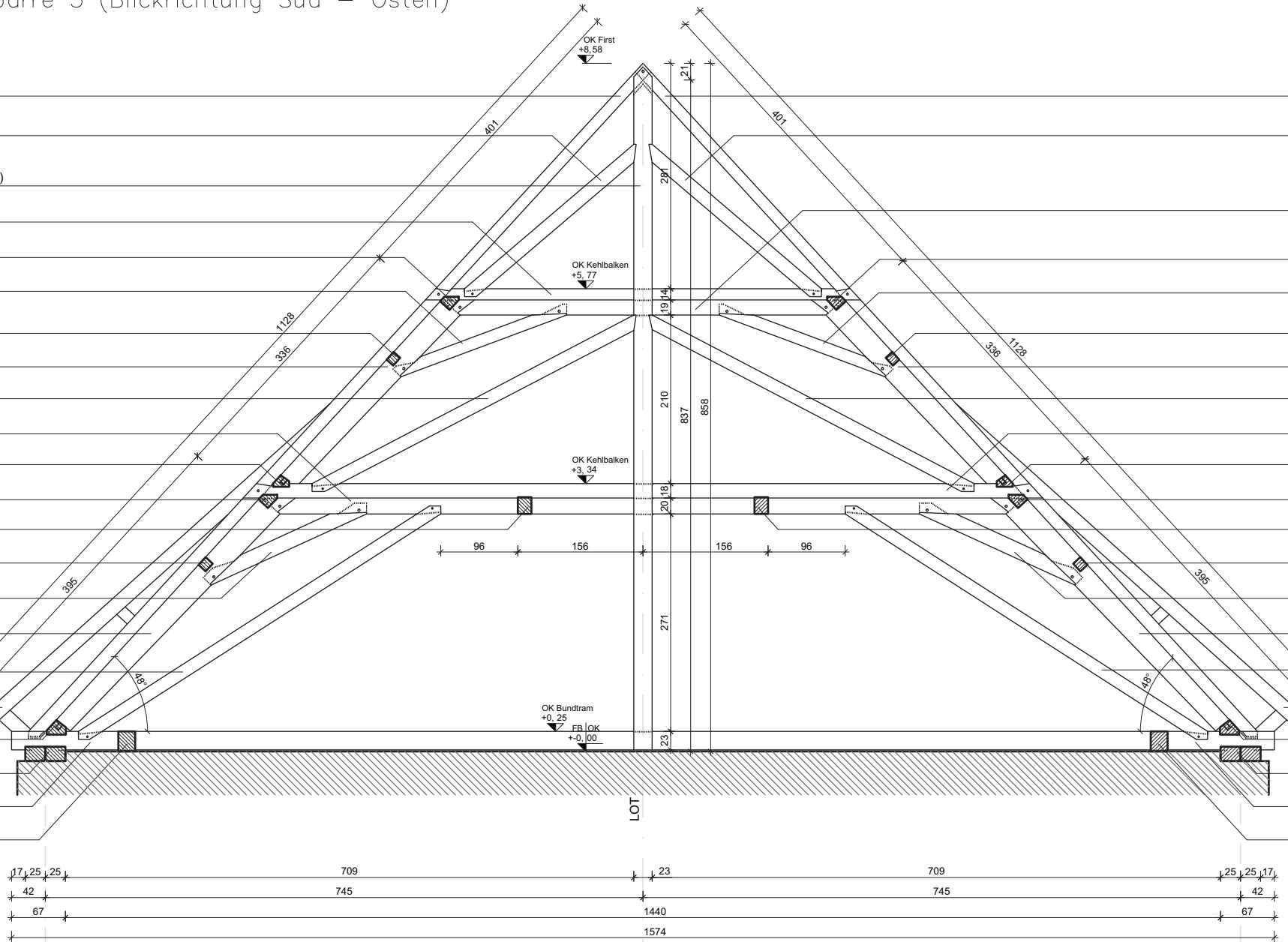
Aufschiebling
17/18 cm

Schwelle
24/22 cm

2-Mauerbank
25/18 cm

Bundtram
25/23 cm

Wechselbalken
21/25 cm

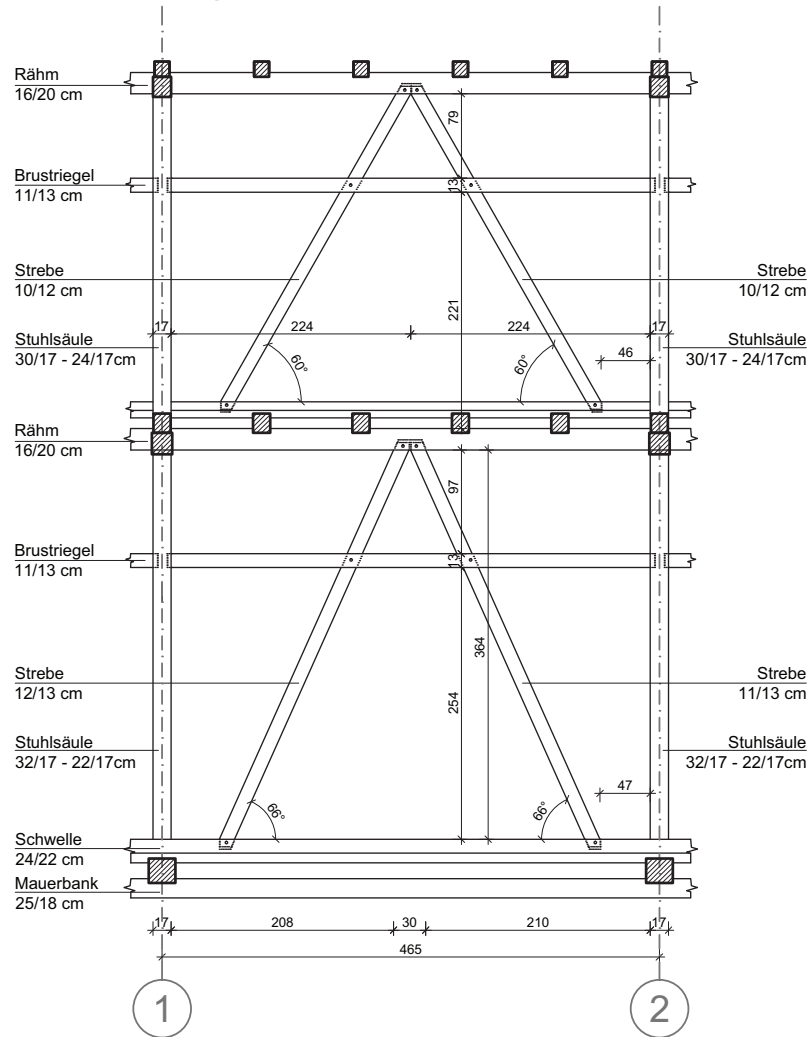


A

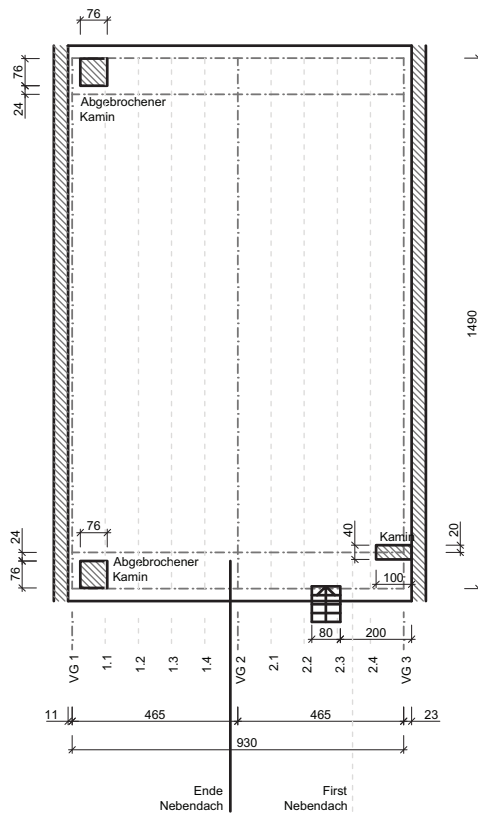
GESIMSE NICHT DARGESTELLT !

B

Stuhlwand zwischen VG1 – VG2
(Blickrichtung Nord – Osten)



Anmerkung: Alle Maße wurden in der Dachebene gemessen.



A.5 Parteienhaus (Hofgasse 10a, Nr. 5 in Bild A.1)

A.5.1 Tragwerk

Beim Dachwerk der Hofgasse 10a handelt es sich um ein asymmetrisches Kehlbalkendach mit zweifach liegendem Stuhl (siehe Bild A.27 und Bild A.27). Die Aufschieblinge der östlichen Dachfläche sind bis zum First geführt und soweit ausgestellt, dass sie den einseitigen Dachvorstand ermöglichen. Bundtrame wurden ausschließlich in den Vollgespärren angeordnet. Der ausgeprägt konische Grundriss bewirkt von Gespärre zu Gespärre unterschiedliche Spannweiten und Dachneigungen. Die liegenden Stuhlwände werden durch Streben, welche mit den Stuhlsäulen und Rähmen verblattet sind und durch Brustriegel versteift. Fußschwelle existieren nicht. Die Rähme sind als schiefwinkelige, fünfeckige Querschnitte, mit zu den Stuhlsäulen parallelen Kanten ausgeführt. Die Kopfbänder der liegenden Stühle sind an die Spannriegel und Stuhlsäulen mit einer Kombination aus Stirnversatz und schrägem Zapfen angeschlossen.



Bild A.27 Links oben: das Dach von außen, Rest: Ansichten des Dachraums.
Fig. A.27 Top Left: the roof from the outside, rest: views of the attic.

A.5.2 Verbindungen

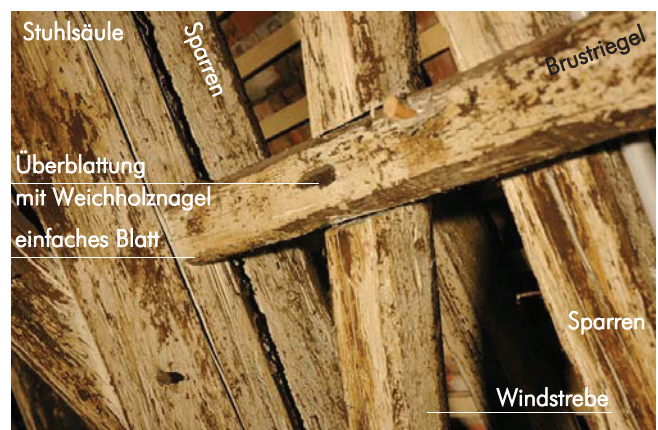
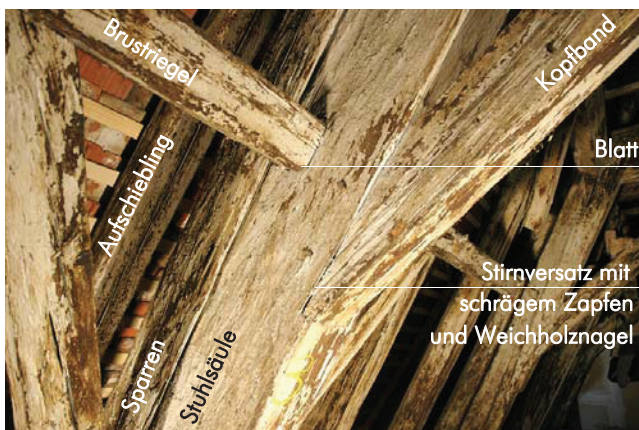
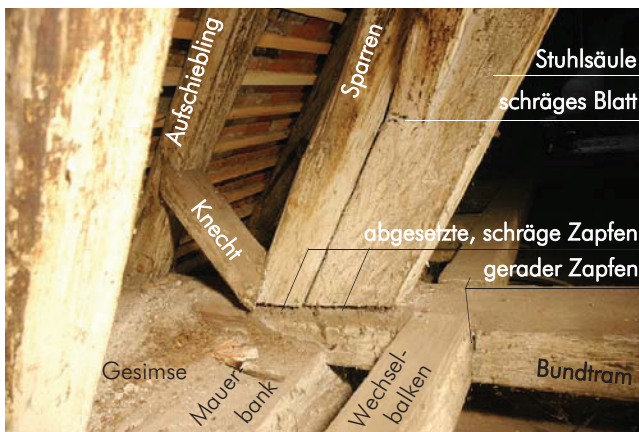


Bild A.28 Verbindungen.

Fig. A.28 Joints.

A.5.3 Schäden und Mängel

Das Vollgespärre (VG) 1 ist dreiseitig in die Feuermauer eingebunden (siehe Bild A.29 Links). Daher ist die Inspektion – bei gleichzeitig hoher Schadenssensibilität – erheblich erschwert. Der Bundtram musste in der Vergangenheit bereits einmal gestückelt werden und der Stuhlsäulenfußpunkt ist infolge von Pilzbefall schwer geschädigt. Die vorliegende Instandsetzung mit einer einseitigen Klammer ist nicht fachgerecht. Es kann angenommen werden, dass die von den Rähmen in das VG 1 eingeleiteten Kräfte überwiegend durch Kontaktdruck direkt in das Mauerwerk der Feuermauer übertragen werden.

Auf der westlichen Dachseite (zwischen VG 3 und 5) waren in der Vergangenheit zahlreiche Instandsetzungsarbeiten erforderlich. Hier liegen folgende Mängel vor:

- Der Bundtramkopf von VG 3 wurde infolge des Einbaus einer neuen Mauerbank erheblich geschwächt (siehe Bild A.29 Rechts).
- Der Wechselbalken wurde nicht ersetzt (siehe Bild A.29 Rechts und Bild A.30).
- Die gekappten Sparrenfußpunkte der Gespärre 3.1, 3.2, 4, 4.1, 4.2 und 5 wurden nicht fachgerecht angestückelt beziehungsweise auf das Auflager geführt (siehe Bild A.30).
- Die Instandsetzung des Vollgespärres 4 weist als Verbindung der Laschen mit dem neuen Bundtram nur eine 16 mm starke Gewindestange auf.
- Im Vollgespärre 5 wurde kein Zugstab eingebaut, welcher den Zweigelenkrahmen des liegenden Stuhls wiederherstellen würde (siehe Bild A.30 Rechts).



Bild A.29 Links: geschädigter und mangelhaft instand gesetzter Stuhlsäulenfußpunkt von VG 1, Rechts: Bundtrankkopf von VG 3.
Fig. A.29 Left: damaged and incompetent repaired raking strut base of PT 1, Right: tie-beam head of PT 3.

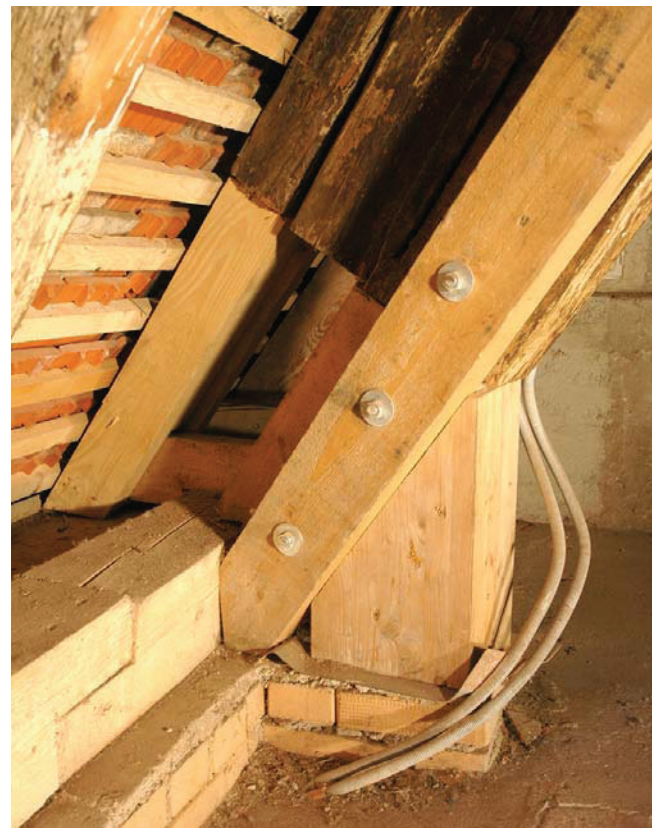
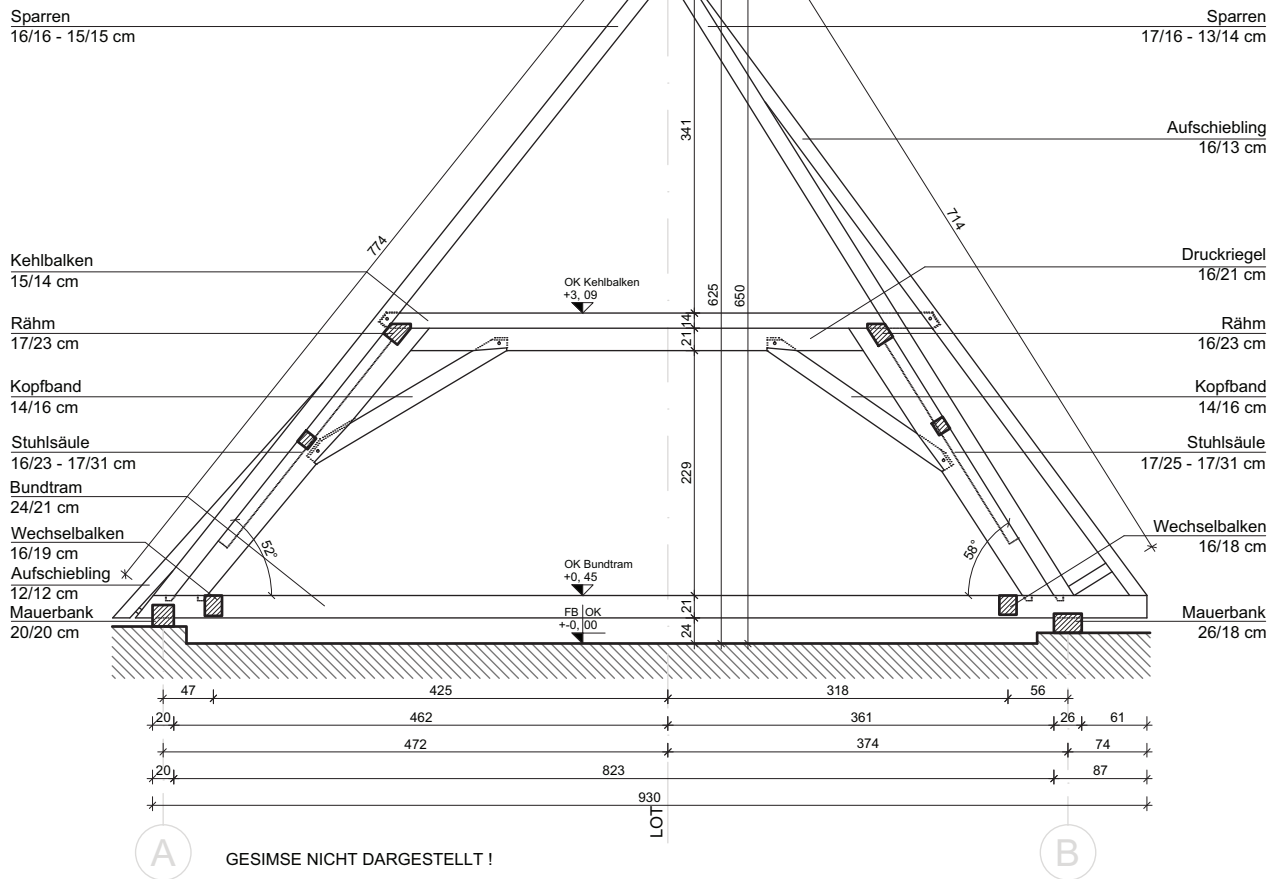
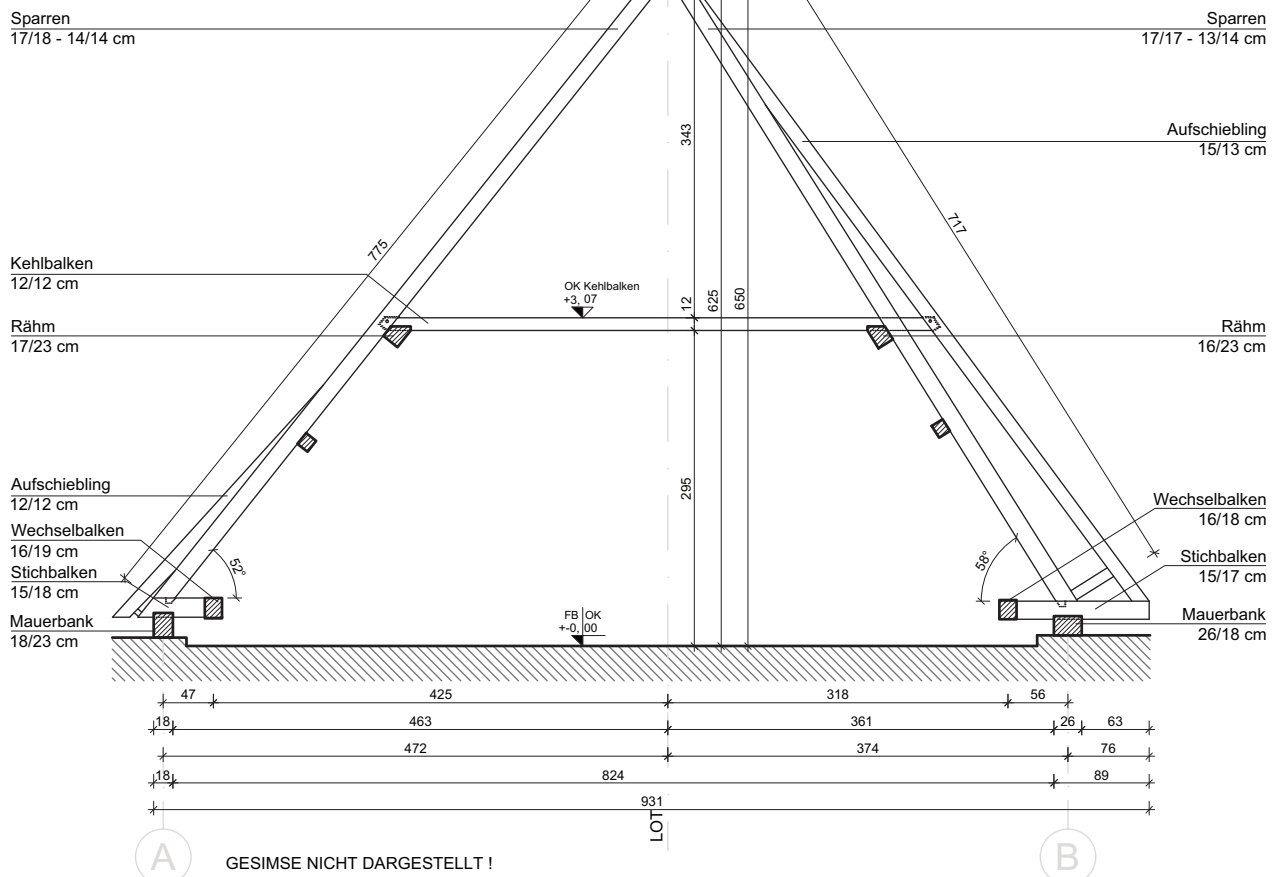


Bild A.30 Nicht fachgerechte Instandsetzungen, Links: Leergespärre 3.1 und Vollgespärre 3, Rechts: Vollgespärre (VG) 5.
Fig. A.30 Incompetent interventions, Left: secondary truss 3.1 and principal truss 3, Right: principal truss (PT) 5.

Vollgespärre 3 (Blickrichtung Norden)



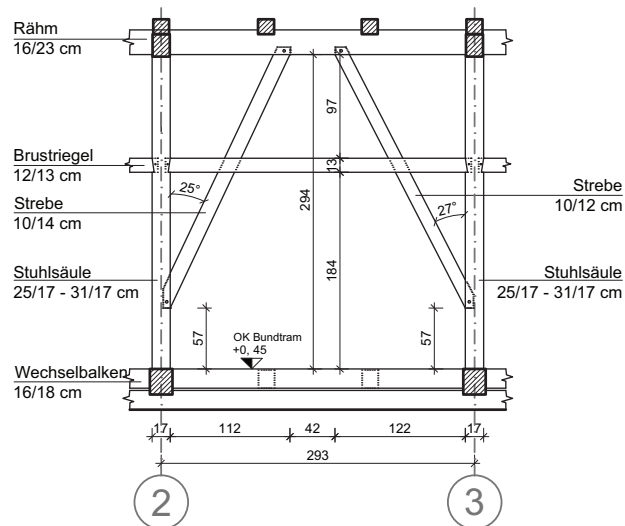
Leergespärre (Blickrichtung Norden)



Plan 01	Projekt:	D(N)ACHHALTIGKEIT GRAZ	Bauherr:		Maßstab:	M 1:50
		BESTANDSAUFNAHME	Vollgespärre 3		Datum:	03.12.10
		Hofgasse 10A	Leergespärre		Gezeichnet:	Schmid
					Tafel:	29,7/42 cm

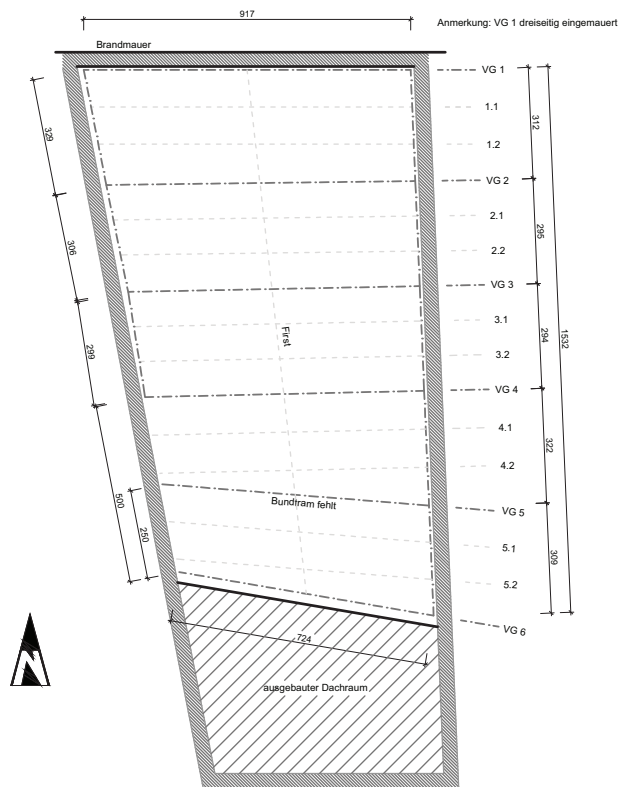


Stuhlwand zwischen VG2 – VG3



Anmerkung: Alle Maße wurden in der Dachebene gemessen.

Plan 02	D(N)ACHHALTIGKEIT GRAZ BESTANDSAUFNAHME Hofgasse 10A	Ansicht Stuhlwand		Maßstab: M 1:50
				Datum: 03.12.10
				Gezeichnet: Schmid
				Format: 29,7/42 cm



A.6 Alte Universität Graz (Hofgasse 14, Nr. 6 in Bild A.1)

Das Gebäude der Alten Universität Graz wurde nach SCHWEIGERT (1979) 1607–1609 von den Jesuiten als Priesterseminar errichtet. Dieser Orden prägte bis zu seiner Auflösung 1773 das geistige, religiöse und kulturelle Leben in Graz. Die Grundsteinlegung für das Gebäude erfolgte durch den Landesfürsten Erzherzog Ferdinand II. Die Grundzüge des Universitätsgebäudes blieben bis heute erhalten. Nach dem Umzug der Universität dienten die Räume von 1905 – 2000 schließlich als Landesarchiv. Seit 2005 erstrahlt die Alte Universität in neuem Glanz und dient Repräsentationszwecken. (vgl. ALTE UNIVERSITÄT GRAZ (2010), SCHWEIGERT (1979), siehe Bild A.31)



Bild A.31 Ansicht der Fassade stirnseitig.
Fig. A.31 View of the end facade.

A.6.1 Tragwerk und Verbindungen

Beim Dachwerk handelt es sich um ein Kehlbalkendach mit zweistöckigem, liegendem Stuhl, Hängesäule und Hahnenbalken (siehe Bild A.32). Die liegenden Stuhlwände bestehen aus Fußschwelle, Brustriegel, Streben und Rähm. Die Verbindungen an den Streben, Kopfbändern und Kehlbalken sind ausnahmslos gezapft. Das Tragwerk überspannt rund 19 m.

Im Rahmen eines späteren Umbaus wurden die Hängesäulen unterkeilt, sodass sie sich jetzt auf der mittigen Pfeilerwand des Gebäudes abstützen. Wie klaffende Streben-Hängesäulenverbindungen zeigen, hat dies die globale Lastabtragung deutlich verändert. Positive Auswirkungen hatte diese Veränderung auf den Grad der statischen Unbestimmtheit und damit auf die Fähigkeit der Tragwerks, Kräfte umzulagern. In Folge von wiederholtem Feuchteintritt an der Traufe und damit verbundener Holzzerstörung versagte ein Stuhlsäulenfußpunkt. Dank der Unterkeilung der Hängesäule wirkte diese als Druckstütze und die Kräfte konnten über die Biegetragwirkung der Hahnenbalken, Kehlbalken und Spannriegel sowie über die Tragwirkung der Stuhlwände (pfeftendachartige Lastabtragung) umgelagert werden.

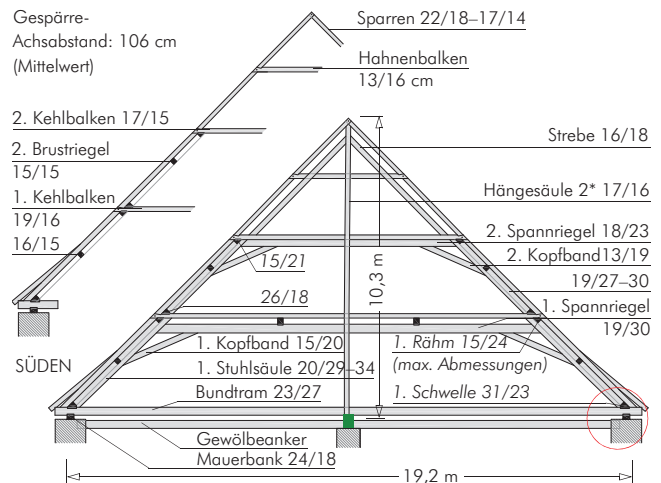


Bild A.32 Dachwerk des Haupttraktes.
Fig. A.32 Roof structure of the main wing.



Bild A.33 Kehlbalkendach mit zweistöckigem, liegendem Stuhl, Links: 1. Stockwerk Rechts: 2. Stockwerk.

Fig. A.33 Collar beam roof with two storeys of trapezoidal portal frames, Left: 1. floor, Right: 2. floor.



Hängesäule
zweiteilig

Bundtram

Einhalsung

mit geschmiedeten Bändern
und Bolzen

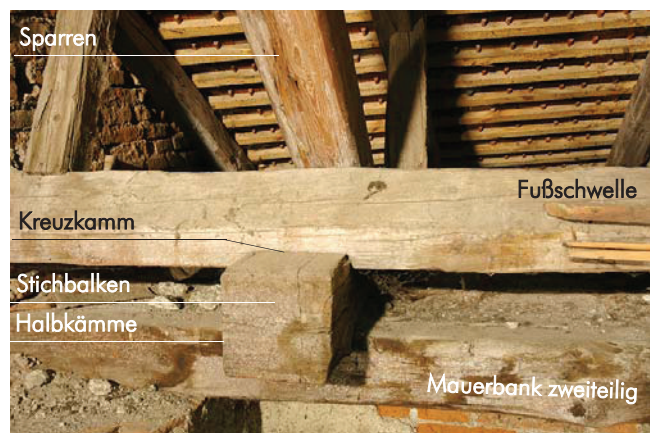
Bild A.34 Verbindungen.

Fig. A.34 Joints.

Weitere Details siehe ANHANG C.

A.6.2 Schäden und Mängel

siehe Kapitel 5: Instandsetzung



Sparren

Fußschwelle

Kreuzkamm

Stichbalken

Halbkämme

Mauerbank zweiteilig

Kurzname


Plan 01

Bestandteil

D(N)ACHHALTIGKEIT GRAZ
BESTANDSAUFNAHME
 Hofgasse 14, Alte Universität

Bestandteil

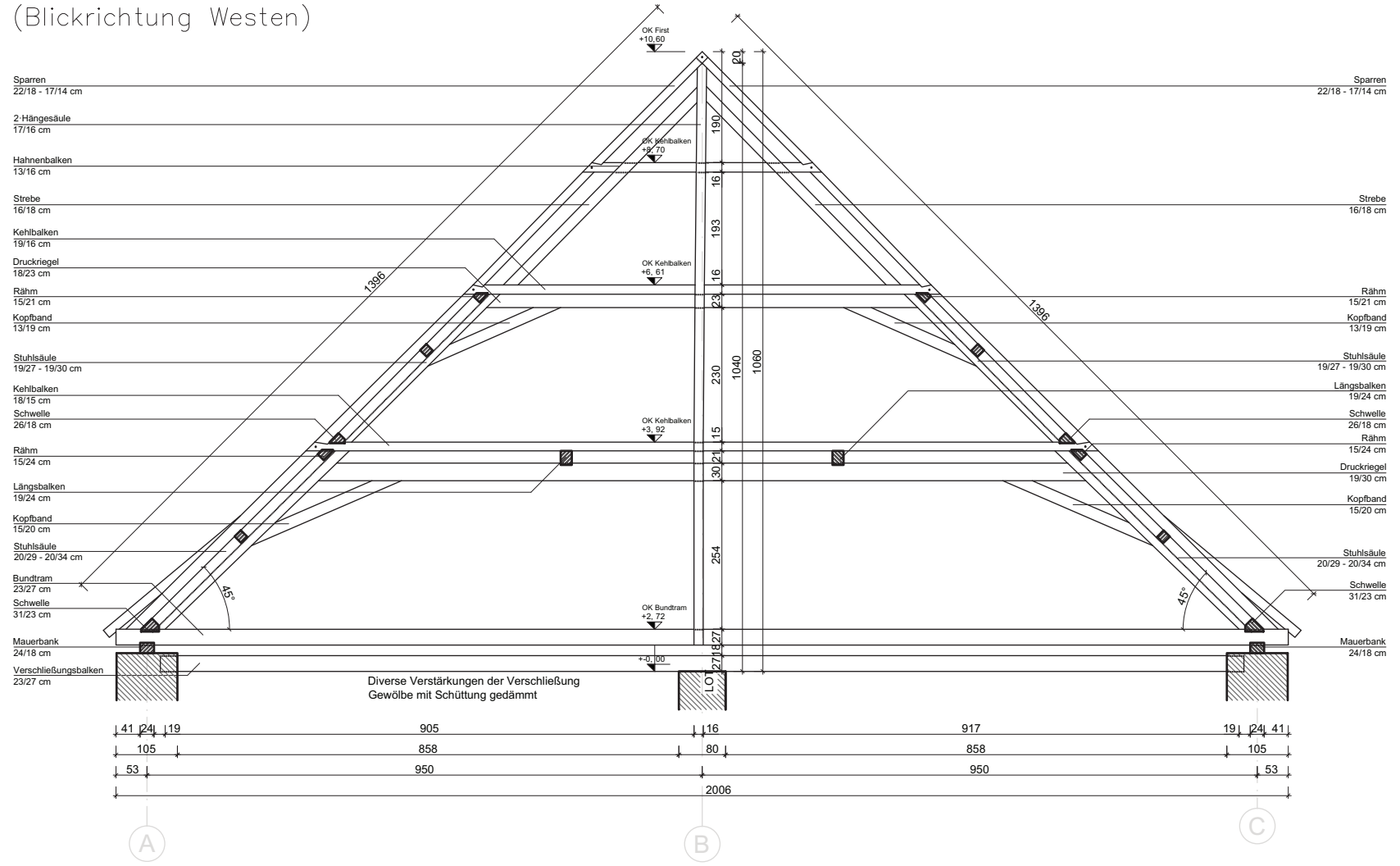
Vollgespärre 4



Notizen

M 1:75
 03.12.10
 Schmid
 29.7/42 cm

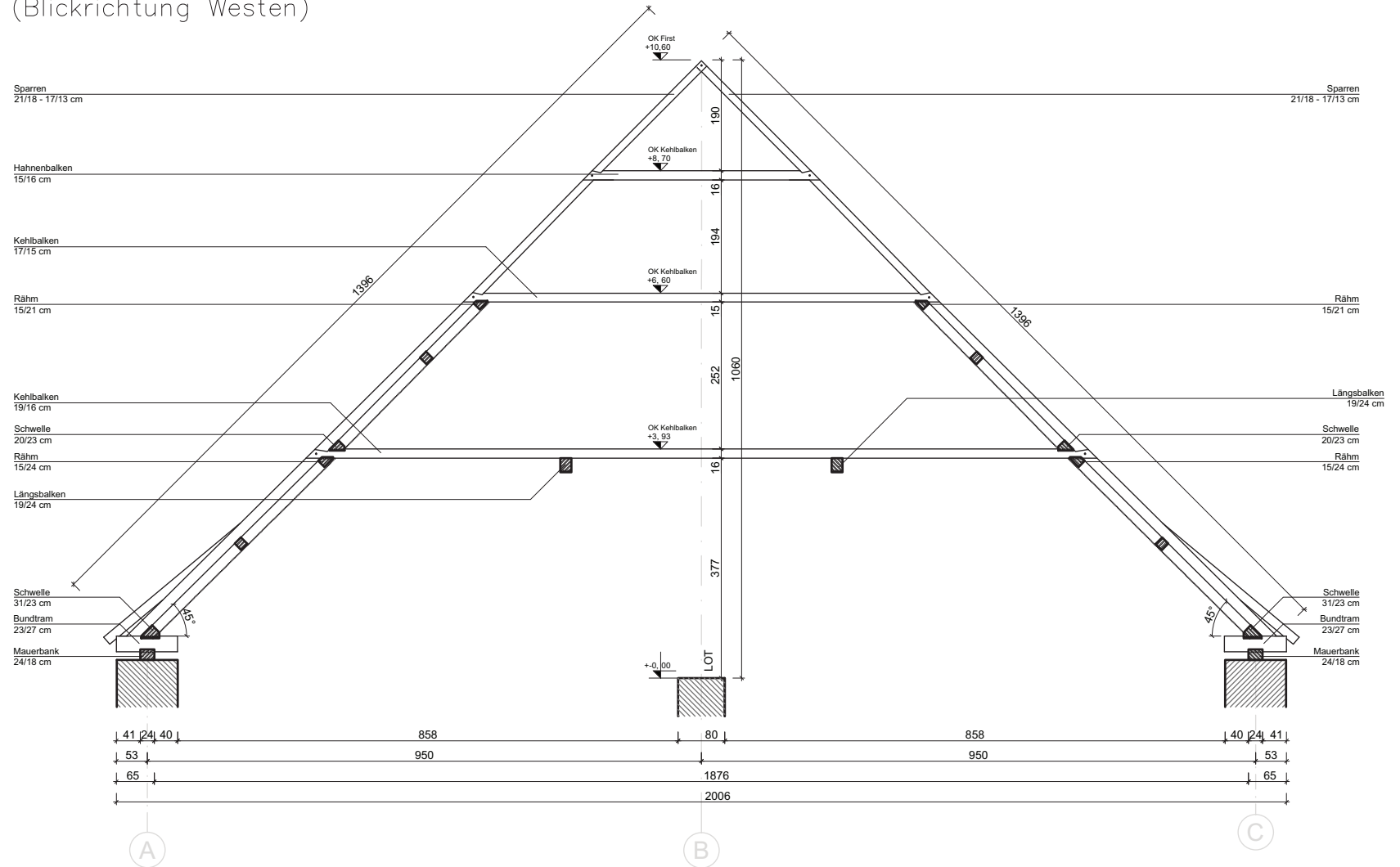
Vollgespärre 4 (Blickrichtung Westen)



Diverse Verstärkungen der Verschiebung
 Gewölbe mit Schüttung gedämmt

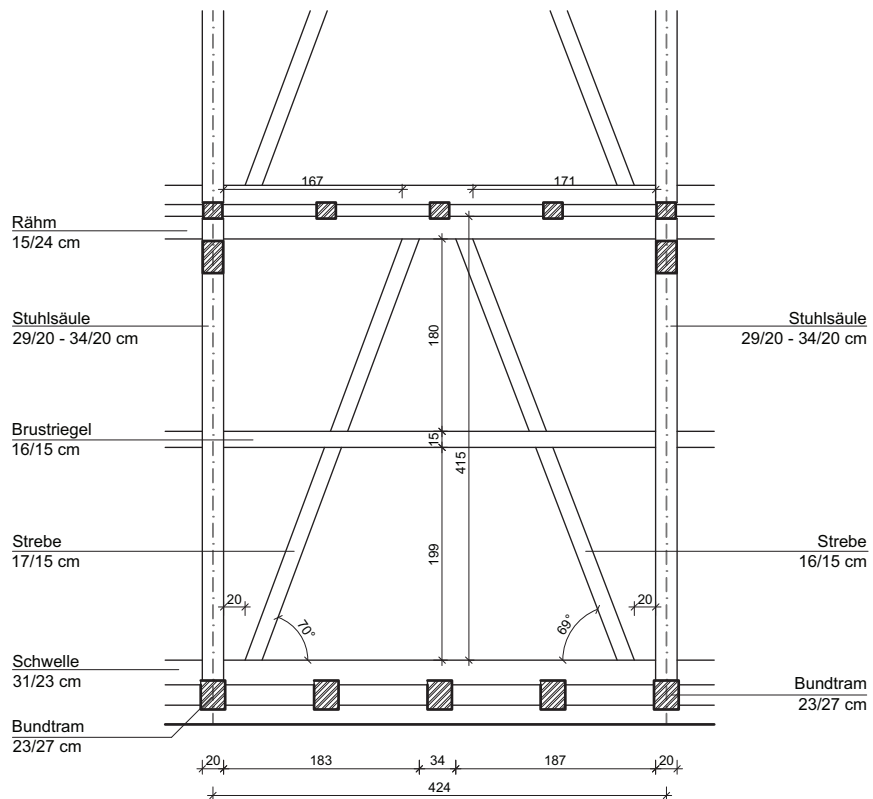
GESIMSE NICHT DARGESTELLT !

Leergespärre 4.1
(Blickrichtung Westen)



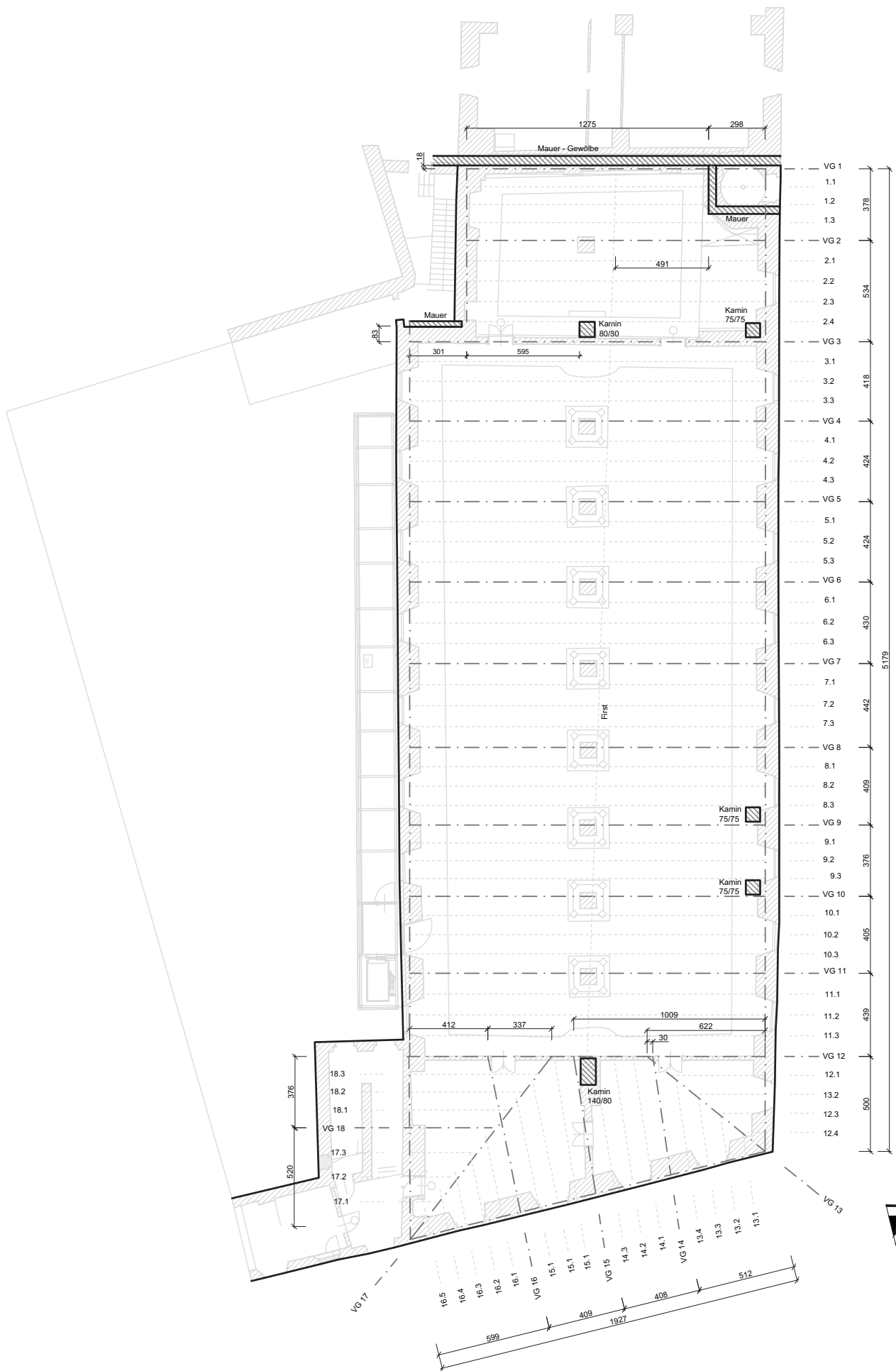
GESIMSE NICHT DARGESTELLT !

nördliche Stuhlwand zwischen VG4 – VG5
(Blickrichtung Norden)



Anmerkung: Alle Maße wurden in der Dachebene gemessen.

Plan 03	D(N)ACHHALTIGKEIT GRAZ BESTANDSAUFNAHME Hofgasse 14, Alte Universität	Ansicht Stuhlwand		Maßstab: M 1:50
				Datum: 03.12.10
				Gezeichnet: Schmid
				Folio: 29,7/42 cm



Plan 04	D(N)ACHHALTIGKEIT GRAZ BESTANDSAUFNAHME Hofgasse 14, Alte Universität	Grundriss		Maßstab: M 1:200
				Datum: 03.12.10
				GEZEHNET: Schmid
				Format: 29,7/42 cm

A.7 Parteienhaus (Sporgasse 16, Nr. 7 in Bild A.1)

A.7.1 Tragwerk

Beim Dachwerk der Sporgasse 16 handelt es sich um zwei unterschiedliche Tragsysteme. Ein Gebäudeteil wird von einem kehlbalkendachartig erstellten Pultdach mit Walm-
dachfläche überdacht (siehe Bild A.35), der zweite Gebäudeteil weist ein Kehlbalckendach mit (vermutlich) liegendem Stuhl und zwei stirnseitigen Walmdachflächen auf (siehe Bild A.36 Links).

Beide Dachwerke haben mittig eine gemeinsame innenliegende Dachrinne (siehe Bild A.36 Rechts). Eine allgemein zutreffende Tragwerksbeschreibung des Pultdachs ist aufgrund der offensichtlich zahlreichen Umbauten und Adaptierungen kaum möglich. Die oberste Geschoßdecke ist teilweise mit Ziegeln und Holzbrettern belegt, zum Teil liegt ein Estrichbelag vor.



Bild A.35 Dachraum im Bereich des Pultdaches.
Fig. A.35 Attic in the area of the mono pitch roof.



Bild A.36 Links: Dachraum im Bereich des Spitzbodens des Satteldaches, Rechts: innenliegende Dachrinne.
Fig. A.36 Left: attic in the area of the top of the double pitch roof, Right: internal gutter.

A.7.2 Verbindungen

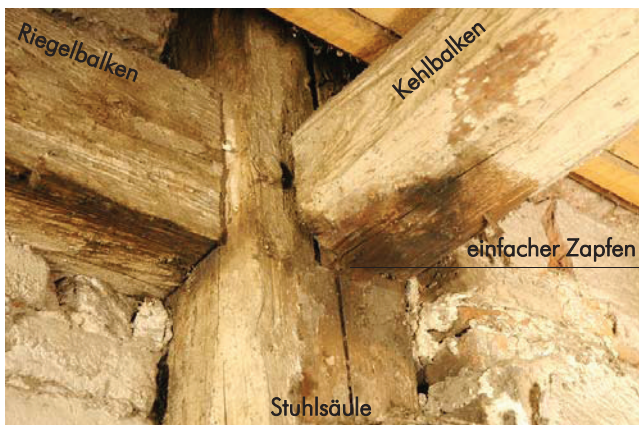


Bild A.37 Verbindungen.

Fig. A.37 Joints.

A.7.3 Schäden und Mängel

- Bereich des Pultdachs

Aufgrund zahlreicher Umbauten ist die Lastabtragung nur schwer nachvollziehbar. Viele Hölzer, insbesondere die Bundtrame, sind nicht zugänglich und damit unkontrollierbar (siehe Bild A.38 Links). Im Grat der Walmdachfläche fehlt der Gratsparren (siehe Bild A.38 Rechts).

Die Hölzer der Stuhlwand sind zum überwiegenden Teil in das Mauerwerk eingebunden (siehe Bild A.39 Links). Im Bereich der innenliegenden Dachrinne fehlt teilweise der Rinnenträger (siehe Bild A.39 Rechts). Es liegt eine erhebliche Verschmutzung der Traufbereiche vor.

Die Abtragung von Normalkräften in den Sparren (Sparrenschub) ist mangelhaft, da zahlreiche Streben und Sparrenfußpunkte gekappt wurden und somit keine Horizontalkräfte in die Decke eingeleitet werden können (siehe Bild A.40 Rechts). Es kann vermutet werden, dass dies auch der Grund für die Klaffung der Verbindungen an zwei Kehlbalken-Stuhlsäulen-Knoten ist (siehe Bild A.40 Links).

- Bereich des Satteldachs

In diesem Bereich ist nur der Spitzboden zugänglich. Die Sparrenzwischenräume im darunter liegenden Geschoß sind nicht gedämmt, weswegen der Blick zu den Sparrenfußpunkten eingeschränkt möglich ist. Hier sind große Mengen Bau-schutt sichtbar.



Bild A.38 Links: der Dachraum, Rechts: Gratausführung mit Dachlatte.
Fig. A.38 Left: the attic, Right: hip with roof batten.

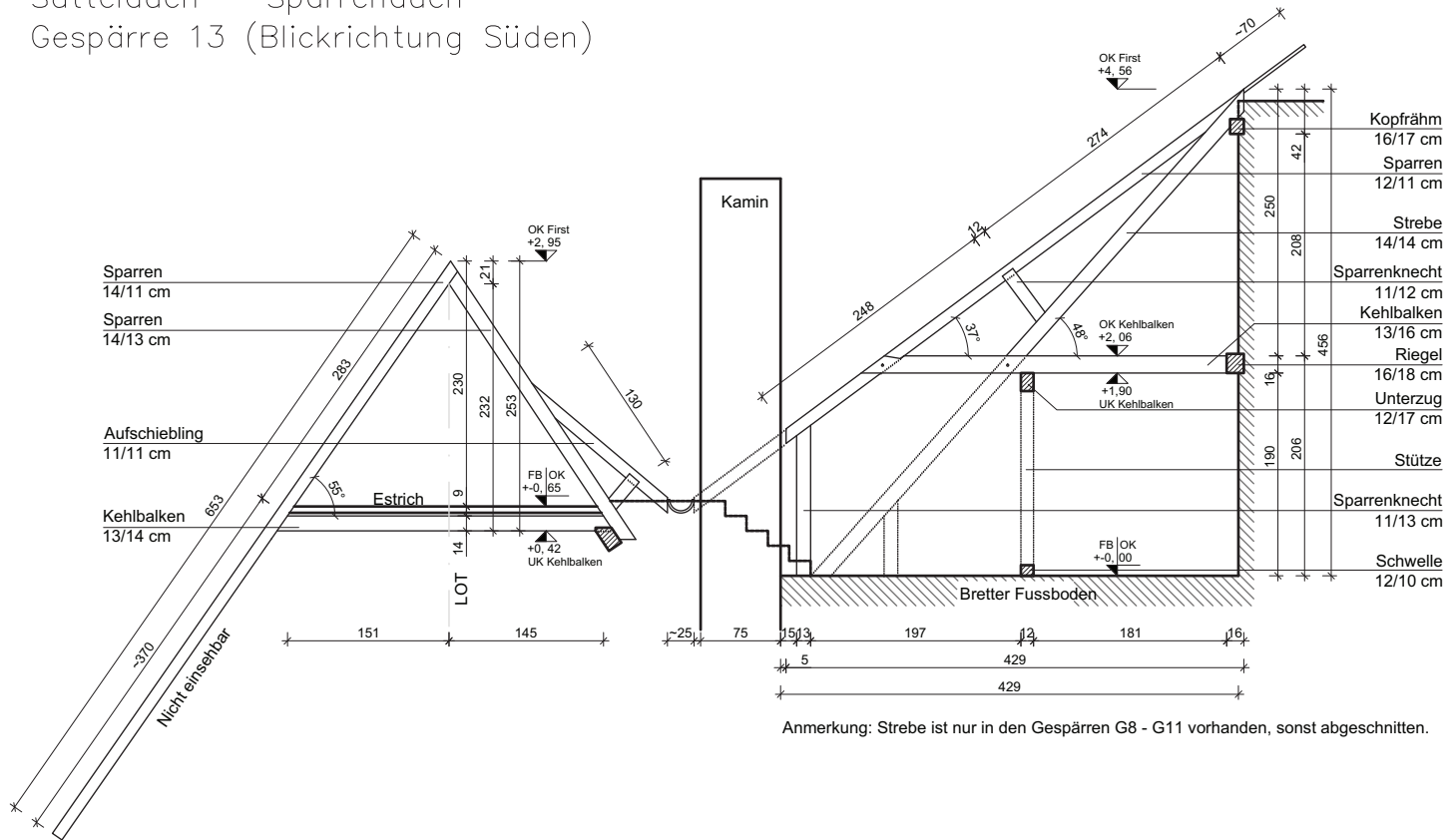


Bild A.39 Links: eingemauerte Tragwerksteile, Rechts: die Innenrinne (vom Dachraum aus betrachtet, hier existiert der Rinnenträger).
Fig. A.39 Left: walled members, Right: inner gutter (view from the attic, with existing support).



Bild A.40 Links: klaffende Zapfenverbindung von Kehlbalcken-Stuhlsäule, Rechts: gekappte Streben und Sparren (Kamindurchdringung, Rinne).
Fig. A.40 Left: gaping mortise and tenon joint of collar beam and post, Right: cut off struts and rafters (chimney, inner gutter).

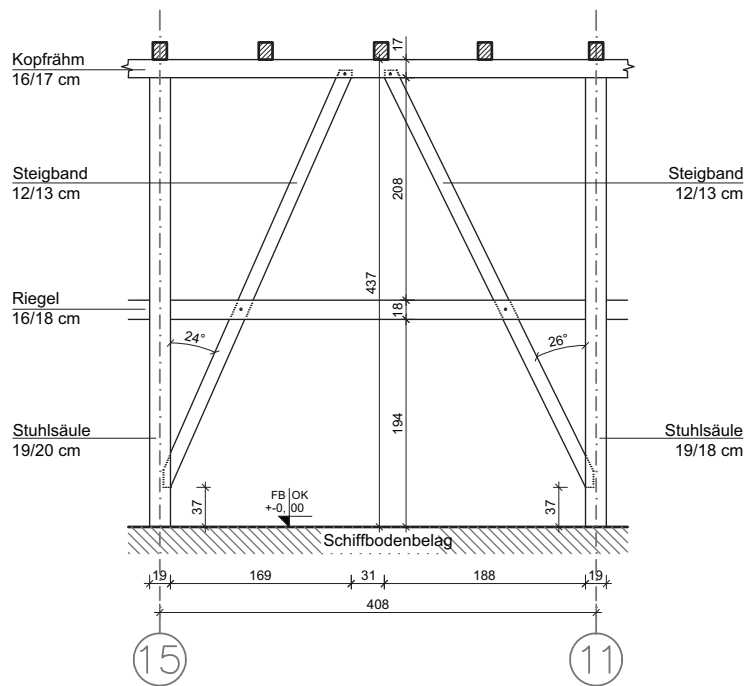
Satteldach – Sparrendach
Gespärre 13 (Blickrichtung Süden)



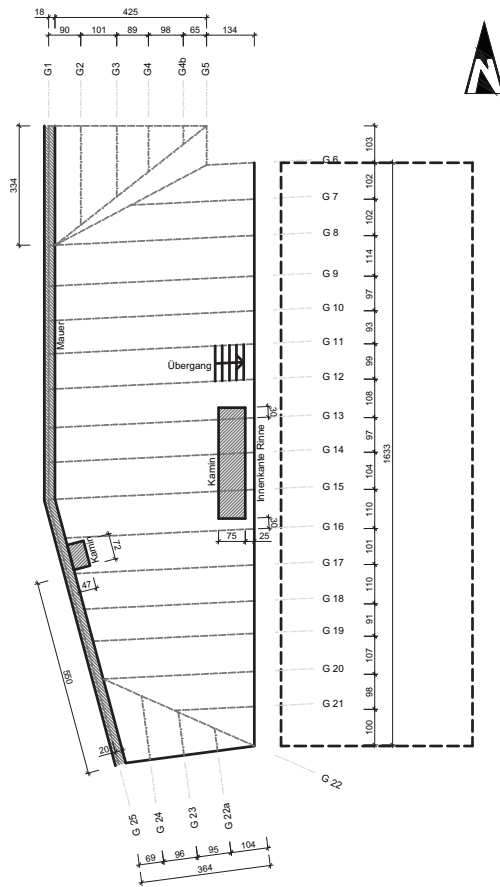
Anmerkung: Strebe ist nur in den Gespärren G8 - G11 vorhanden, sonst abgeschnitten.

GESIMSE NICHT DARGESTELLT !

Stuhlwand zwischen G11 und G15
(Blickrichtung Westen)



Grundriss



A.8 Franziskanerkirche (Franziskanerplatz 14, Nr. 8 in Bild A.1)

A.8.1 Tragwerk

Die Franziskanerkirche in Graz besitzt zwei unterschiedliche Dachtragwerke (siehe Bild A.41). Das Dach des Presbyteriums wurde als Kehlbalkendach mit zweistöckigem liegenden Stuhl und Hahnenbalken ausgeführt. Bei der Überdachung des Langhauses handelt es sich um ein noch deutlich älteres Kehlbalkendach. Für das Dachwerk des Presbyteriums wurde eine visuelle Bestands- und Schadenserfassung durchgeführt. Auf das Dachwerk des Langhauses wird nachfolgend detailliert eingegangen.



Bild A.41 Franziskanerkirche in Graz, von links nach rechts: Presbyterium, Langhaus, Kirchturm (ursprünglich ein Wehrturm der Stadtmauer).
 Fig. A.41 Franciscan church in Graz, from Left to Right: presbytery, nave, church tower (originally a defense tower of the city wall).

Das romanische Dachwerk des Langhauses kann in seiner ersten Ausformung als Kehlbalkendach mit drei Kehlbalkenebenen, Streben, Hängesäule und Hängestreben bezeichnet werden (siehe Bild A.42). Jedes zweite Gespärre ist als Vollgespärre (VG) ausgebildet. In den dazwischen liegenden Leergespärren kommt die Konstruktion ohne Streben, Hängestreben und Hängesäule aus. Das Tragwerk wurde nach SCHWEIGERT (1979, *Dehio Handbuch Graz*) im Jahre 1257 vollendet. Ursprünglich hatte das Langhaus eine vom Dachwerk getragene Flachdecke, wovon auch noch Malereien in einem Bereich des Dachwerks zeugen (siehe Bild A.42 Rechts unten). Im Jahre 1515 wurde das Kloster und die Kirche den Franziskanern übergeben, welche kurz darauf den Westbau in eine dreischiffige Hallenkirche umgestalteten. Im Zuge dieser bis 1519 dauernden Arbeiten wurde das mittlere Gewölbe in das Dachwerk eingebaut, was umfangreiche Tragwerksveränderungen erforderlich machte. So mussten alle Bundtrame, Hängesäulen und Hängestreben gekappt werden (siehe Bild A.42 Links unten). Die beiden nordseitig stehenden Stuhlwände sowie die südseitige Stuhlwand wurden aller Wahrscheinlichkeit nach erst zu diesem Zeitpunkt eingefügt. Die mittigen Hängesäulen wurden zudem mittels kleiner Ziegelpfeiler auf das Gewölbe abgestellt.



Bild A.42 Ansichten des Dachraumes: Links oben: 2. Kehlbalkenebene, Rechts oben: 1. Kehlbalkenebene, Links unten: Gewölbe – Bundtramebene, Rechts unten: Malerei aus dem 13. Jahrhundert.

Fig. A.42 Views in the attic: top Left: 2. collar beam floor, top Right: 1. collar beam floor, bottom Left: vault – tie-beam floor, bottom Right: painting from the 13th century.

A.8.2 Verbindungen

An den Streben- und Sparrenfußpunkten der Vollgespärre wurden die Hölzer durch schräge Zapfen mit den Bundtramen verbunden (siehe Bild A.43 Links). In den Leergespärren wurden die Sparren unmittelbar auf die Mauerbänke gestellt. Außer einer geringfügigen Ausnehmung in der Mauerbank konnte hier keine Verbindung festgestellt werden (Bild A.43 Rechts). Nahezu alle weiteren Verbindungen wurden als Überblattungen beziehungsweise als Weißschwänze ausgeführt (siehe Bild A.44). Die zur Lagesicherung verwendeten Holznägel bestehen aus Eiche.

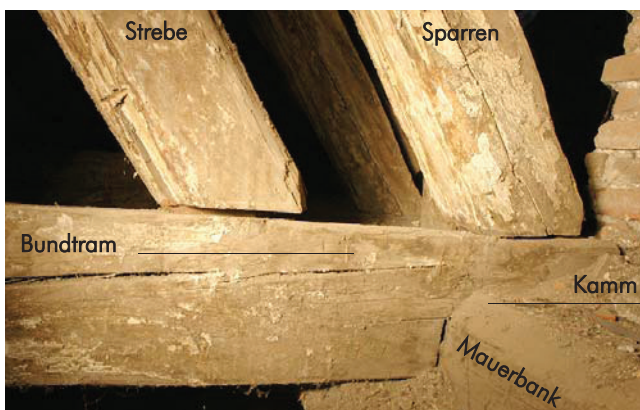


Bild A.43 Verbindungen.

Fig. A.43 Joints.

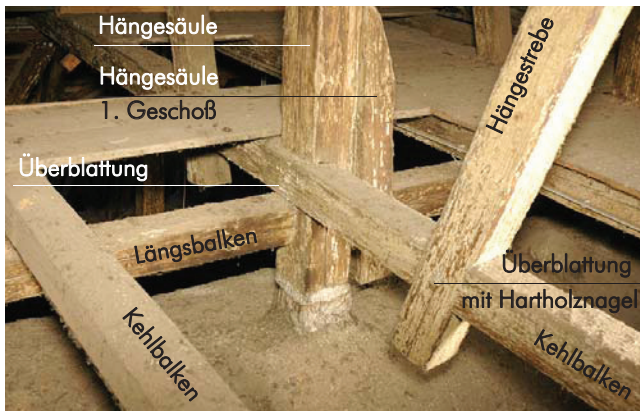


Bild A.44 Verbindungen.
Fig. A.44 Joints.



A.8.3 Schäden und Mängel

Folgende Mängel und Schäden wurden festgestellt:

- Das gesamte Tragwerk ist stark verschmutzt (siehe Bild A.45). Das behindert die Austrocknung von eingedrungener Feuchtigkeit und fördert somit die Holzzerstörung.
- Rund die Hälfte aller Streben- und Sparrenfußpunkte sind entweder infolge von Pilzbefall geschädigt und/oder nicht fachgerecht instand gesetzt worden (siehe Bild A.46, Bild A.47 und Bild A.48).
- Zahlreiche Verbindungen klaffen oder haben versagt (siehe Bild A.49).
- Einzelne Stäbe und Verbindungen fehlen (siehe Bild A.50).
- Es liegen zahlreiche nicht fachgerechte Instandsetzungen vor (siehe Bild A.51).



Bild A.45 Links: verschmutzter Sparren-/Strebenfußpunkt, Rechts: grob gereinigter Sparren-/Strebenfußpunkt.
Fig. A.45 Left: dirty rafter/strut base, Right: roughly cleaned rafter/strut base.



Bild A.46 Links: Bohrwiderstandsmessung durch einen Sparren, Rechts: Fruchtkörper des „Weißen Porenschwammes“.
Fig. A.46 Left: drilling resistance measurement through a rafter rotten inside, Right: fruiting body of the "white pore sponge".



Bild A.47 Links oben, unten und Rechts oben: geschädigter Sparrenfußpunkt vor und nach der Bearbeitung mit der Hammerspitze, Rechts unten: die Mauerbank ist infolge von Innenfäule zerstört (siehe Eindringtiefe des Lattenhammers).

Fig. A.47 Top and bottom Left, top Right: damaged rafter base before and after working with the hammer tip, bottom Right: the wall plate is destroyed due to fungus inside (see penetration of the bar hammer).



Bild A.48 Geschädigte Fußpunkte in unterschiedlichen Vollgespärren.

Fig. A.48 Damaged bases in different principal trusses.



Bild A.49 Links: klaffende Weißschwanzverbindung, Rechts: versagte Weißschwanzverbindung.
Fig. A.49 Left: gaping dovetail lap joint, Right: failed dovetail lap joint.

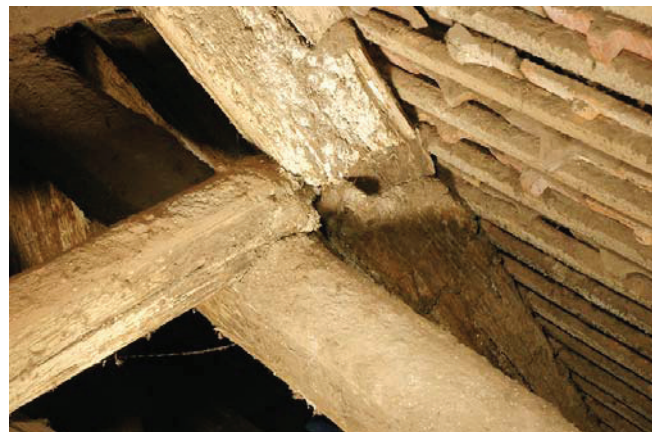


Bild A.50 Links: gekappte Strebe, Rechts: fehlendes Blatt eines Weißschwanzes.
Fig. A.50 Left: cut off strut, Right: lacking of the dovetail lap joint.



Bild A.51 Nicht fachgerechte Instandsetzungen, Links: geschädigter Sparren mit Einstückelung, Rechts: Sparrenstoß mit liegendem Blatt.
Fig. A.51 Incompetent interventions, Left: damaged rafter with shaped part, Right: rafter butt with horizontal lap.

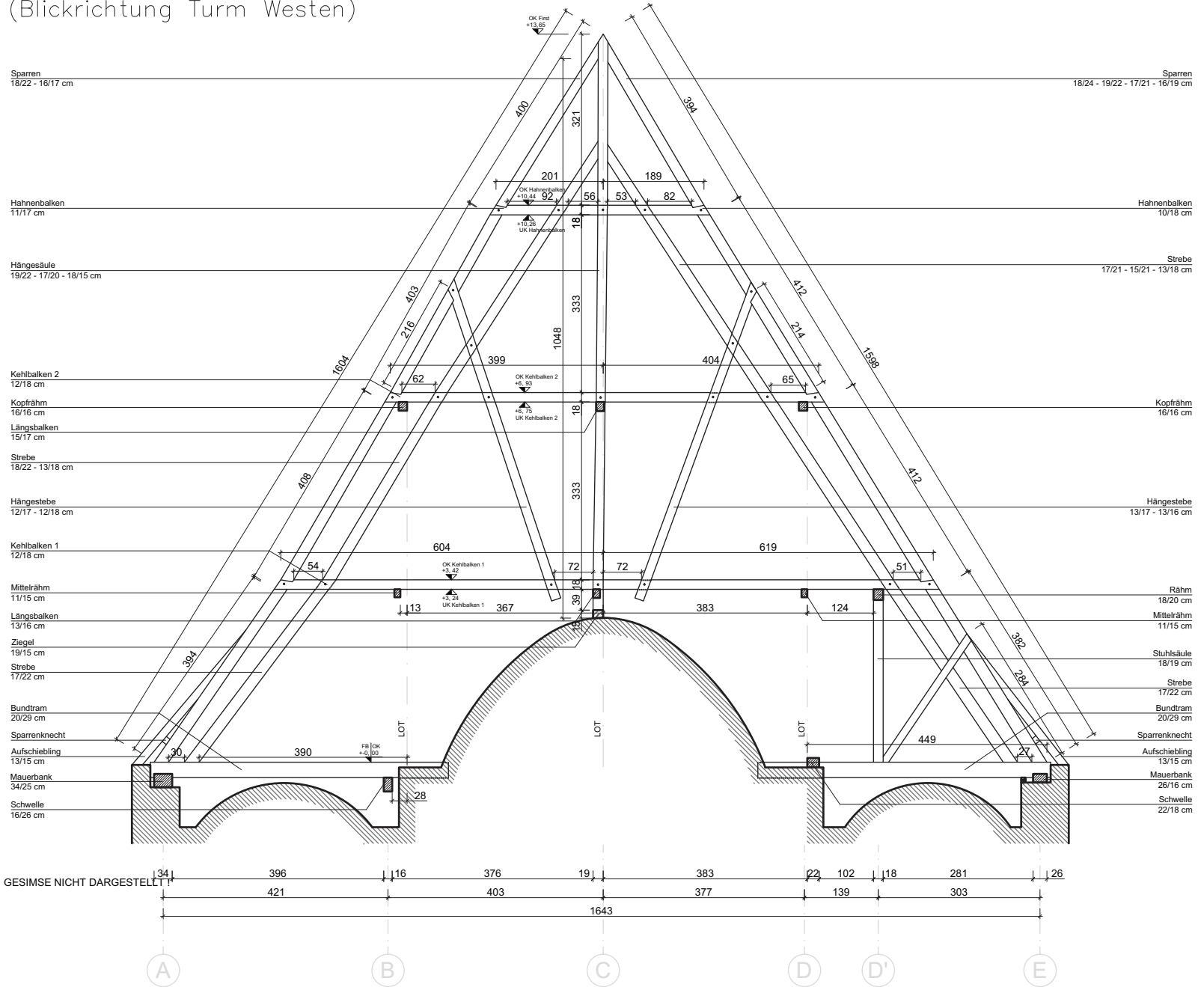
Katholik

Plan 01

Vollgespärre 8 (Blickrichtung Turm Westen)

D(N)ACHHALTIGKEIT GRAZ
BESTANDSAUFNAHME
Franziskanerkirche

Vollgespärre 8



M 1:75
03.12.10
Schmid
29.7/4.2 cm

Katholiken

Plan 02

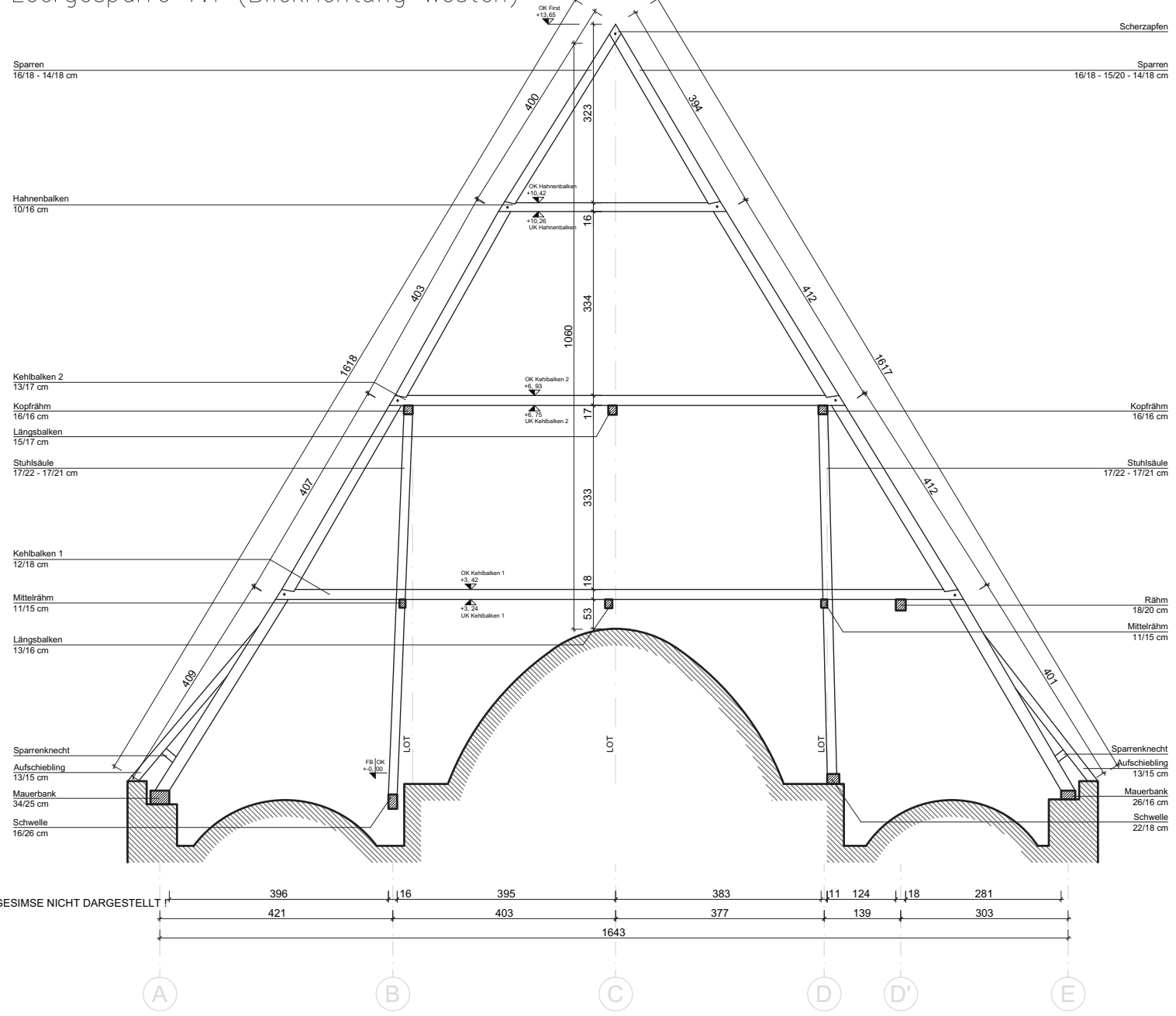
D(N)ACHHALTIGKEIT GRAZ
BESTANDSAUFNAHME
Franziskanerkirche

Leergespärre 7.1



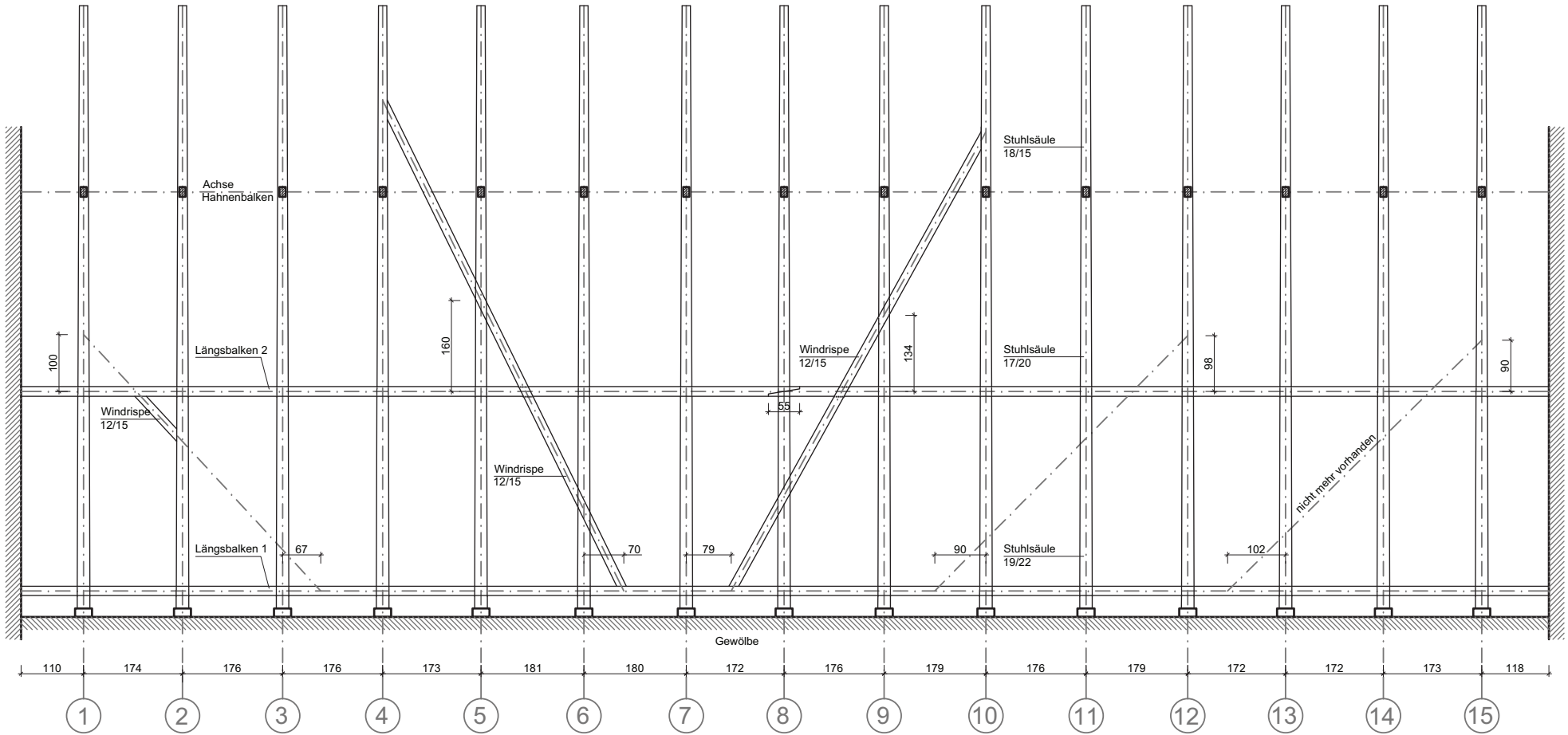
M 1:75
03.12.10
Schmid
29.7/42 cm

Leergespärre 7.1 (Blickrichtung Westen)



GESIMSE NICHT DARGESTELLT

Stuhlwand Mitte (Blickrichtung Norden)



Kurzname

Plan 04

Titel

D(N)ACHHALTIGKEIT GRAZ
BESTANDSAUFNAHME
Franziskanerkirche

Bühnenplan

Ansicht Stuhlwand
Südseite



Maßstab

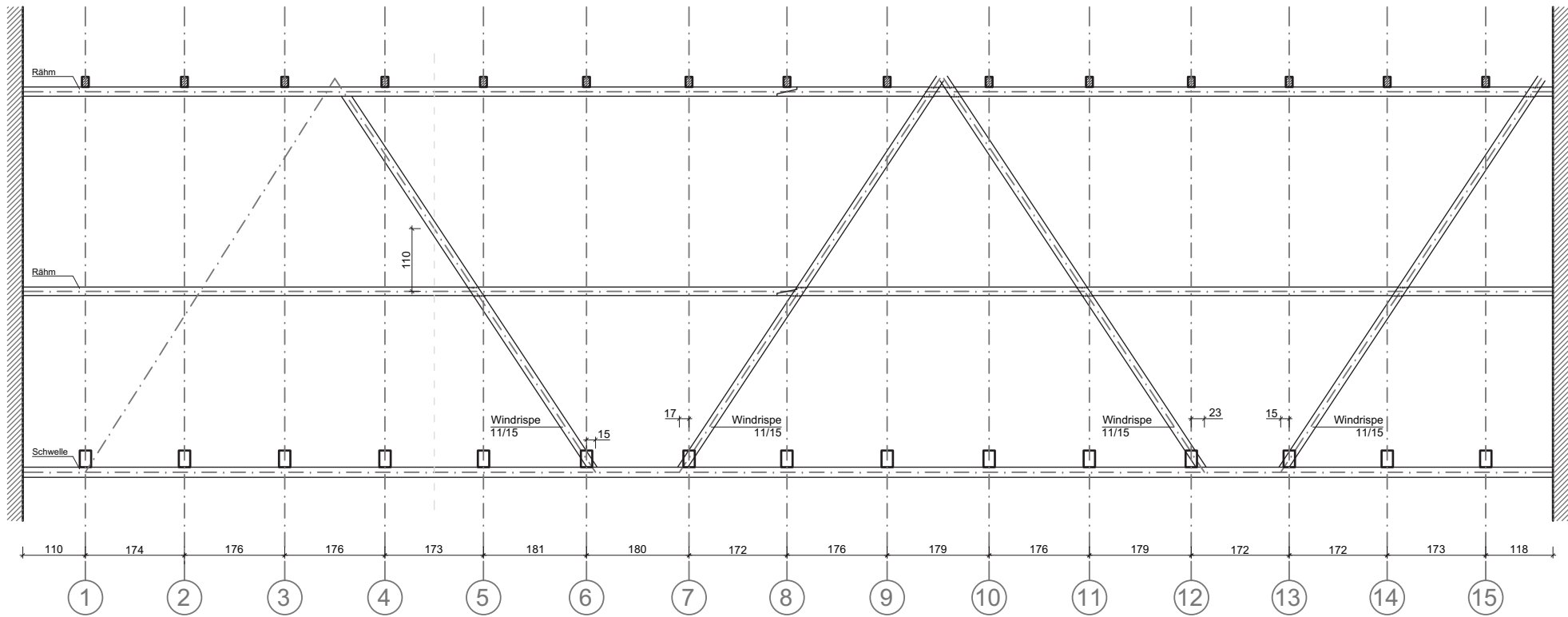
M 1:75

Datum: 03.12.10

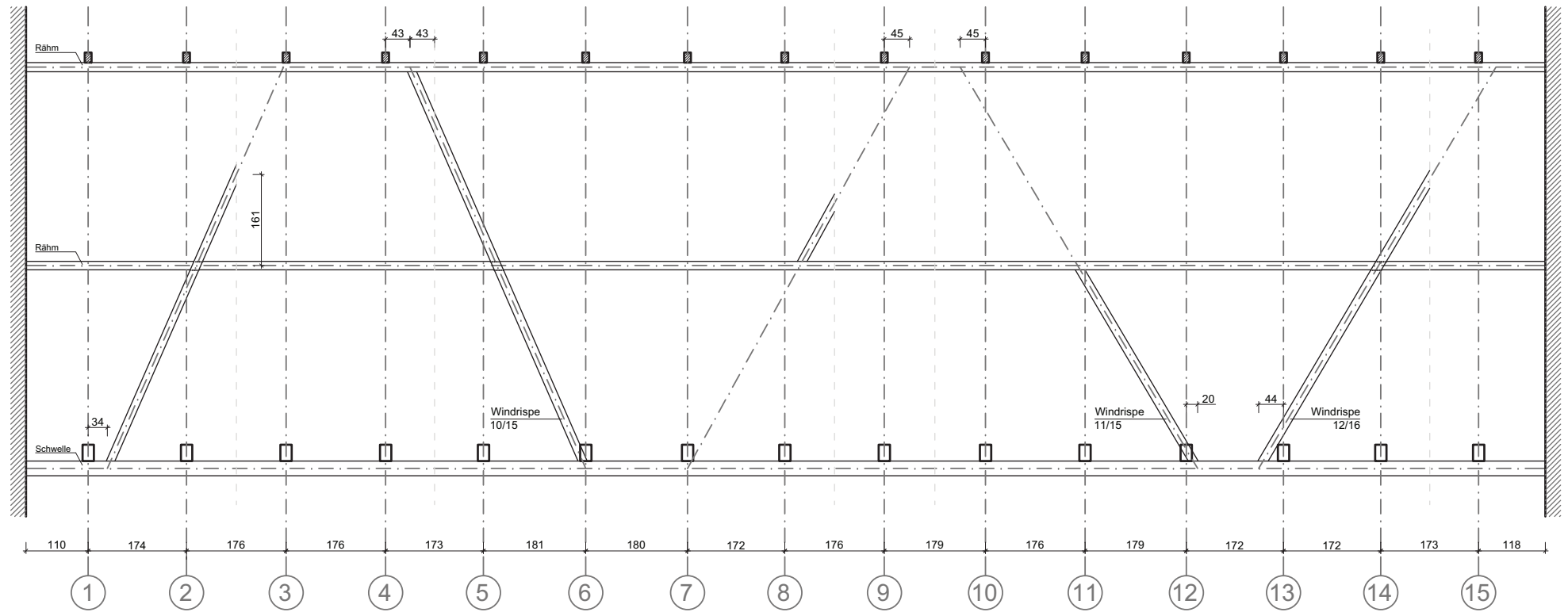
Zeichner: Schmid

Titel: 29.7/42 cm

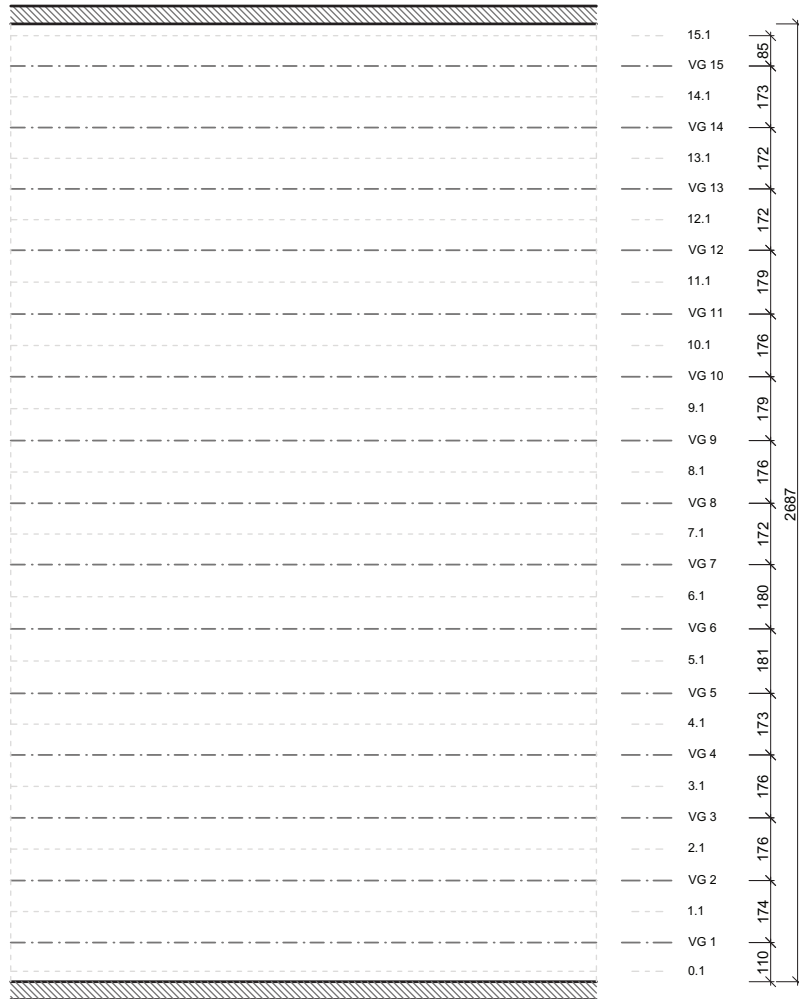
Stuhlwand Südseite (Blickrichtung Norden)



Stuhlwand Nordseite (Blickrichtung Norden)



Grundriss



A.9 Franziskanerkloster (Franziskanerplatz 14, Nr. 9 in Bild A.1)

A.9.1 Tragwerk

Zum Zeitpunkt der Aufnahmen für das Forschungsprojekt wurden der Großteil der Dachräume des Franziskanerklosters in Wohnraum umgewandelt. Jenes Dachtragwerk, welches an die Kirche anschließt, blieb davon verschont und wird hier vorgestellt.

Beim untersuchten Dachwerk handelt es sich um ein frühes Beispiel eines Kehlbalkendachs mit Stuhl. Konkret kann das ursprüngliche Tragwerk als Kehlbalkendach mit zweistöckigem, zweifach abgestrebt-stehendem Stuhl und Hahnenbalken bezeichnet werden (siehe Bild A.53). Die Bundtrame wurden in die Dippelbaumdecke der obersten Geschosßdecke integriert und sind daher nicht zugänglich. Die Stuhlwände werden durch Steig- und Fußbänder ausgesteift (siehe Bild A.53).

Im Zuge einer späteren Verbreiterung des Gebäudetraktes wurde auf einer Dachseite ein neues Tragwerk angefügt. Dieses besteht im Wesentlichen aus einer abgestrebt-stehenden Stuhlwand und zahlreichen Abstützungen auf das ursprüngliche Tragwerk (siehe Bild A.52). Aufgrund des nunmehr deutlich asymmetrischen Gesamttragwerks sahen sich die Zimmermeister veranlasst, in den Bestand schräg zu den Gespärren verlaufende, Stützböcke einzubauen, welche einen Pfettenstrang in der neu geschaffenen Dachfläche unterstützen.



Bild A.52 Links: hinzugefügte Stuhlwand, Rechts: Pfettenstrang (von Stützböcken getragen).

Fig. A.52 Left: added braced longitudinal wall, Right: purlin (supported by frames).



Bild A.53 Links: Stuhlwand im ersten Stockwerk, Rechts: Übersicht des zweiten Stockwerks.
Fig. A.53 Left: braced longitudinal wall in the first floor, Right: overview in the second floor.

A.9.2 Verbindungen

Als Verbindungen kamen fast ausschließlich Blätter (Weißschwänze) und Überblattungen die mit Holznägeln aus Eiche gesichert wurden zur Anwendung.

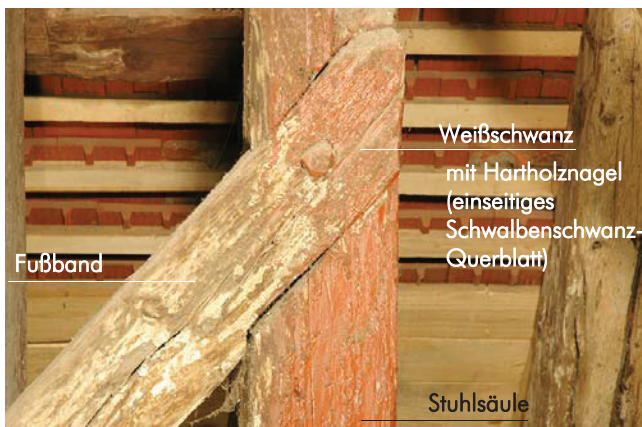


Bild A.54 Verbindungen.
Fig. A.54 Joints.



A.9.3 Schäden und Mängel

Im Anschlussbereich zum Kirchendach fehlen zahlreiche Bauteile (z. B. die Kehlbalken, siehe Bild A.55).

Im gesamten Dachwerk fehlen Bauteile (z. B. Fußbänder im ersten Stockwerk zwischen Stuhlwand und Bundtram), zahlreiche Verbindungen klaffen deutlich (siehe Bild A.56 Rechts).

Die Abstützungen der neueren Tragwerksteile (zum Zweck der Überdachung der Gebäudeverbreiterung) auf den Bestand sind zum Teil nicht fachgerecht hergestellt. Viele Verbindungen haben keine konstruktive Lagesicherung. Einzelne Abstützungshölzer lehnen lose im Tragwerk.

Einzelne Verbindungen und Sparrenfußpunkte sind infolge von Pilzbefall schwer geschädigt (siehe Bild A.57).



Bild A.55 Links: fehlender Kehlbalken, Rechts: Blick zum First – zahlreiche Kehlbalken wurden ersatzlos gekappt.
Fig. A.55 Left: missing collar beam, Right: view to the ridge – numerous collar beams were cut without replacement.



Bild A.56 Links: leicht geschädigter Stuhlsäulenfußpunkt, Rechts: klaffende Blattverbindung an einem Rähmstoß.
Fig. A.56 Left: partially damaged post base, Right: gaping lap at a collar plate butt.



Bild A.57 Geschädigter Sparrenfußpunkt und teilweise zerstörte Verbindung infolge von Pilzbefall.
Fig. A.57 Damaged rafter base and partially destroyed joint due to fungi.

Rechnung

Plan 02

Leergespärre 3.1 (Blickrichtung Süden)

Sparren
16/16 - 14/15 cm

Sparren
15/16 cm

Firstlatte
8/10 cm

Sparren
18/16 - 14/14 cm

Sparren
17/15 - 15/14 cm

Stütze fehlt in diesem Gespärre !

Pfette
15/13 cm

Hahnenbalken
12/14 cm

Rähm
14/15 cm

Kehlbalken
12/15 cm

Rähm
17/15 cm

Rähm
14/15 cm

Kehlbalken
16/16 cm

Rähm
18/18 cm

Kehlbalken
12/14 cm

Rähm
16/15 cm

Rähm
16/16 cm

Aufschiebling
15/14 cm

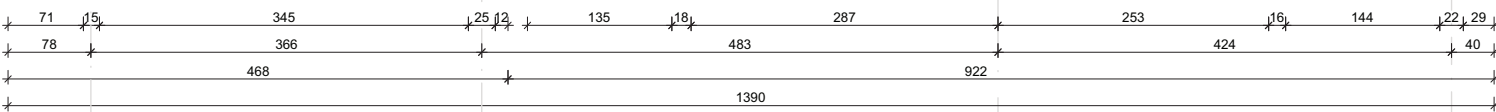
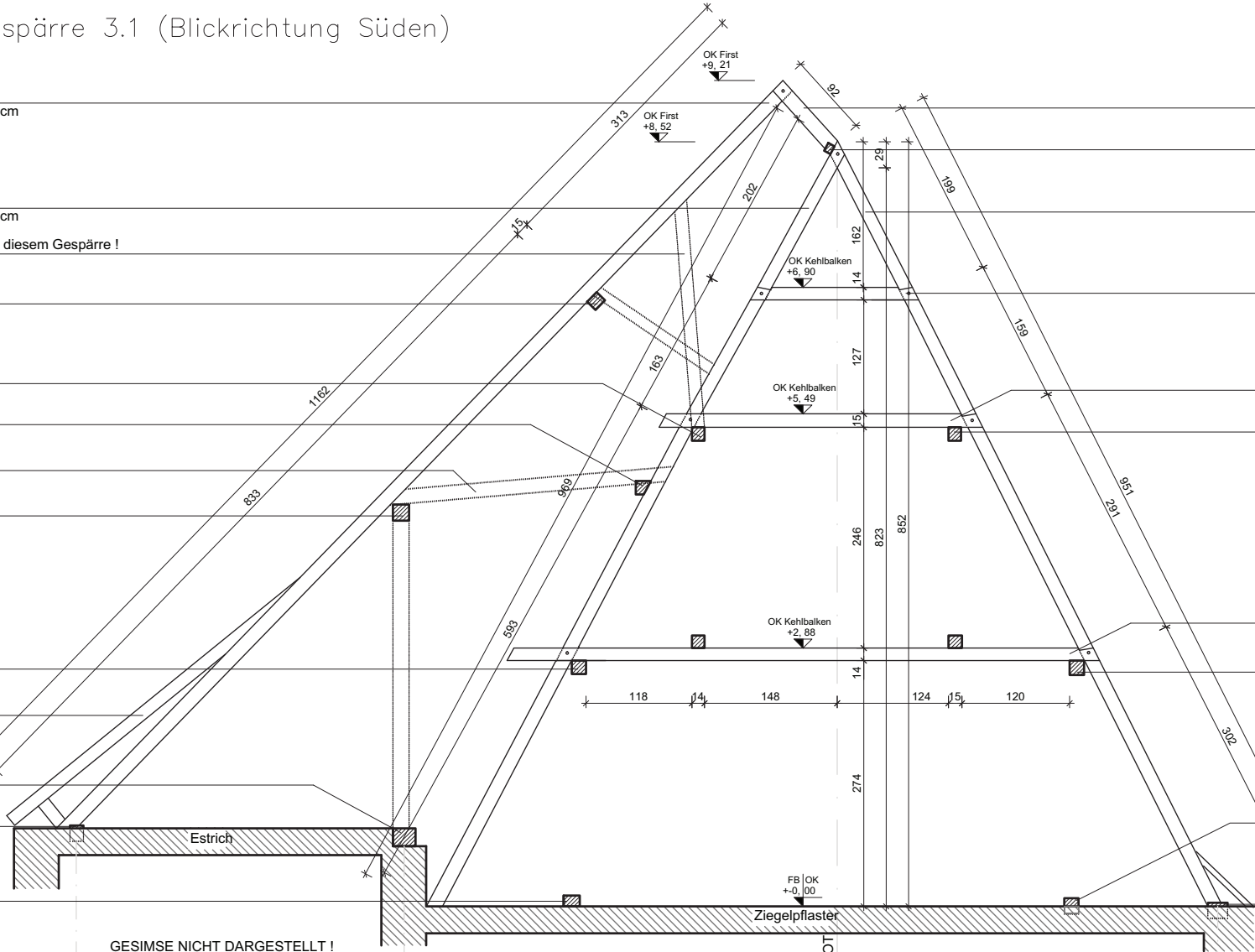
Mauerbank
25/20 cm

Mauerbank
16/17 cm

Mauerbank
15/17 cm

Mauerbank
18/12 cm

Mauerbank
22/17 cm



D(N)ACHHALTIGKEIT GRAZ
BESTANDSAUFNAHME
Franziskanerkloster

Leergespärre 3.1



M 1:50
03.12.10
Schmid
29.7/42 cm

Rechnung

Plan 03

Unterstützungsstruktur zwischen LG 3.2 und LG 3.3* (Blickrichtung Süden)

Sparren
16/16 - 14/15 cm

Pfette
15/13 cm

Rähm
18/18 cm

Rähm
14/14 cm

Aufschiebling
16/16 cm

Stuhlsäule
17/17 cm

Mauerbank
25/20 cm

Mauerbank
15/17 cm

Strebe
12/15 cm

Mauerbank
18/12 cm

Strebe
11/13 cm

Rähm
15/14 cm

Kehlbalken
16/17 cm

Rähm
16/16 cm

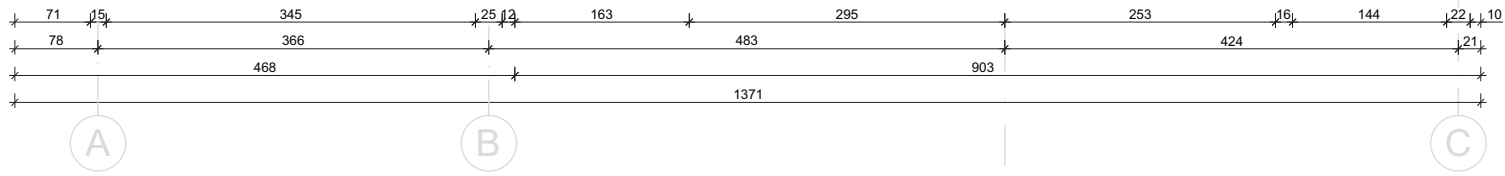
Sparren
14/17 cm

Mauerbank
16/17 cm

Bundtram
20/17 cm

Mauerbank
22/21 cm

GESIMSE NICHT DARGESTELLT !



D(N)ACHHALTIGKEIT GRAZ
BESTANDSAUFNAHME
Franziskanerkloster

Unterstützungs-
konstruktion



M 1:50
03.12.10
Schmid
29.7/42 cm

A.10 Palais Herberstein (Sackstraße 16, Nr. 10 in Bild A.1)

Das Dachwerk besteht aus einem Haupttrakt und vier vermutlich im 17. Jh. errichteten Nebentrakten (vgl. SCHWEIGERT (1979)). Im Zuge des Forschungsprojektes wurden die Dachwerke der Nebentrakte erfasst.

A.10.1 Tragwerke

- Nordtrakt (siehe Bild A.58)

Es handelt sich um ein asymmetrisches Kehlbalkendach mit einem einstöckigen liegenden Stuhl und einem Sparrenknecht in der südlichen Dachhälfte. Die Verbindungen des Stuhles wurden durchwegs gezapft ausgeführt. Bei den Verbindungen der Sparren mit den Kehlbalken handelt es sich um Weißschwänze. Der südseitige Sparrenknecht wurde mit einem Versatz an den Sparren angeschlossen. Die Bundtrame sind bis auf den westlichen Teil des Dachraumes größtenteils sichtbar.

- Mitteltrakt (siehe Bild A.59)

Es handelt sich um ein stark asymmetrisches Kehlbalkendach mit einem einstöckigen, liegenden Stuhl und Sparrenknechten in beiden Dachflächen. Die Verbindungen des Stuhles wurden durchwegs gezapft ausgeführt. Bei den Verbindungen der Sparren mit den Kehlbalken handelt es sich um Weißschwänze. Die Sparrenknechte wurden mit einem Versatz an die Sparren angeschlossen. Die Bundtrame sind bis auf den westlichen Teil des Dachraumes größtenteils sichtbar.

- Osttrakt (nördlicher Bereich, siehe Bild A.60)

Es handelt sich um ein asymmetrisches Kehlbalkendach mit einem westseitigen Sparrenknecht. Bei den Verbindungen der Sparren mit den Kehlbalken handelt es sich um Weißschwänze. Der Sparrenknecht wurde mit einem Versatz an den Sparren angeschlossen. Die Bundtrame sind in den Deckenbelag integriert und somit nur teilweise sichtbar.

- Osttrakt (südlicher Bereich, siehe Bild A.61)

Es handelt sich um ein asymmetrisches Kehlbalkendach mit einem einstöckigen liegenden Stuhl und einem Sparrenknecht in der westlichen Dachhälfte. Die Verbindungen des Stuhles wurden durchwegs gezapft ausgeführt. Bei den Verbindungen der Sparren mit den Kehlbalken handelt es sich um Weißschwänze. Der westseitige Sparrenknecht wurde mit einem Versatz an den Sparren angeschlossen. Die Bundtrame sind im gesamten Trakt sichtbar.

- Südtrakt (siehe Bild A.62)

Dieses Dachwerk kann als Kehlbalkendach mit liegendem Stuhl bezeichnet werden. Die Bundtrame der Leer- und Vollgespärre wurden bei der Errichtung in die Dippelbaumdecke integriert und sind somit nicht zugänglich (von der Beschützung und dem Ziegelbelag verdeckt). Auf der Südseite erfolgt die Entwässerung der Dachfläche mit Hilfe einer Innenrinne.



Bild A.58 Dachraum des Nordtraktes.

Fig. A.58 Attic of the northern wing.



Bild A.59 Dachraum des Mitteltraktes.

Fig. A.59 Attic of the middle wing.



Bild A.60 Dachraum des Osttraktes (nördlicher Bereich).
 Fig. A.60 Attic of the eastern wing (northern part).



Bild A.61 Dachraum des Osttraktes (südlicher Bereich).
 Fig. A.61 Attic of the eastern wing (southern part).



Bild A.62 Dachraum des Südtraktes.
 Fig. A.62 Attic of the southern wing.



A.10.2 Verbindungen

Die Verbindungen werden exemplarisch für den Nordtrakt dargestellt.

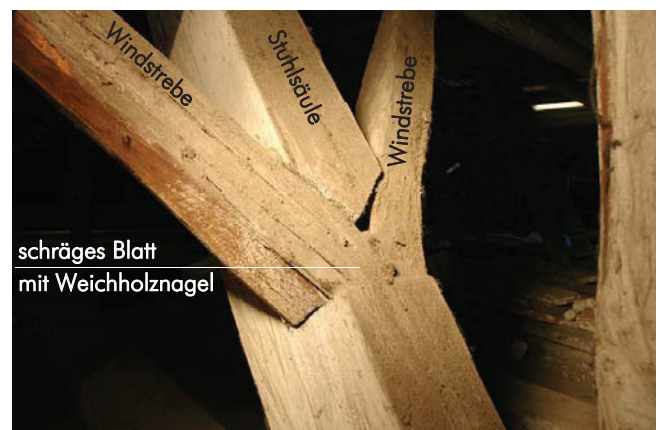
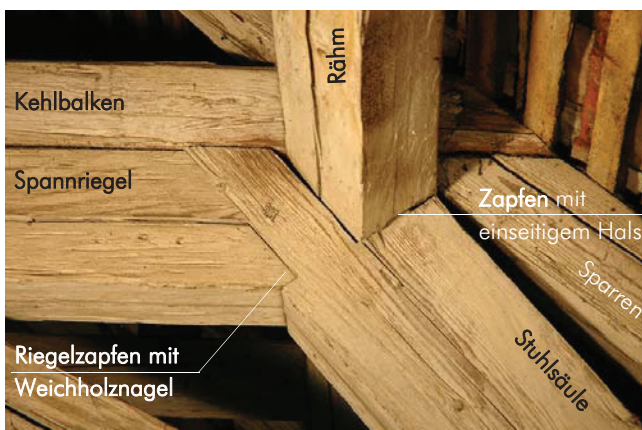
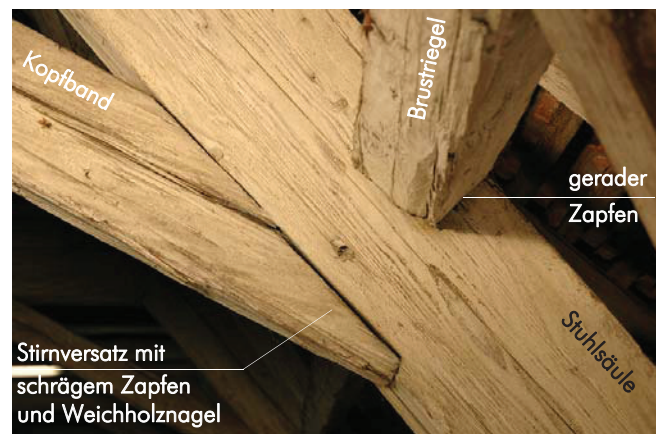
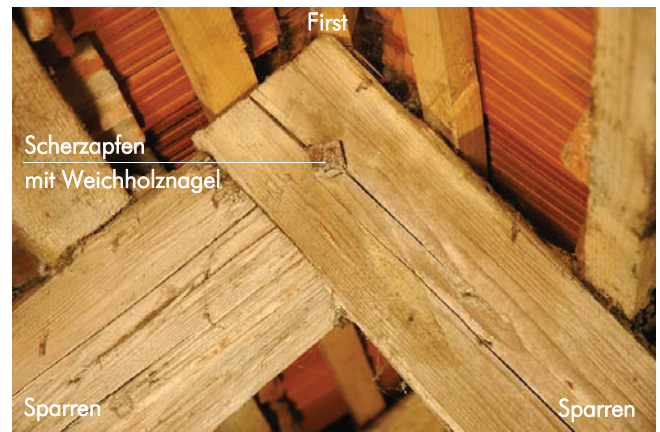


Bild A.63 Verbindungen.
Fig. A.63 Joints.

A.10.3 Schäden und Mängel

- Nordtrakt

Zahlreiche geschädigte Sparren- und Stuhlsäulenfußpunkte wurden in der Vergangenheit nicht fachgerecht instandgesetzt (siehe Bild A.64).

Einzelne Bauteile fehlen oder sind geschädigt (siehe Bild A.65).

- Südtrakt

Im Bereich der innenliegenden Rinne sind die Sparren- und Stuhlsäulenfußpunkte sowie Deckenbalkenköpfe infolge Pilzbefall teilweise massiv geschädigt (siehe Bild A.66 und Bild A.67). Diese Schäden sind auf Undichtigkeiten in der Vergangenheit zurückzuführen.



Bild A.64 Nicht fachgerechte Instandsetzungen an Sparren- und Stuhlsäulenfußpunkten.

Fig. A.64 Incompetent interventions at rafter and raking strut bases.



Bild A.65 Links: fehlendes Kopfband, Rechts: durch Pilzbefall geschädigter Stuhlsäulenfußpunkt.

Fig. A.65 Left: missing soulace, Right: damaged raking strut base due to fungi.



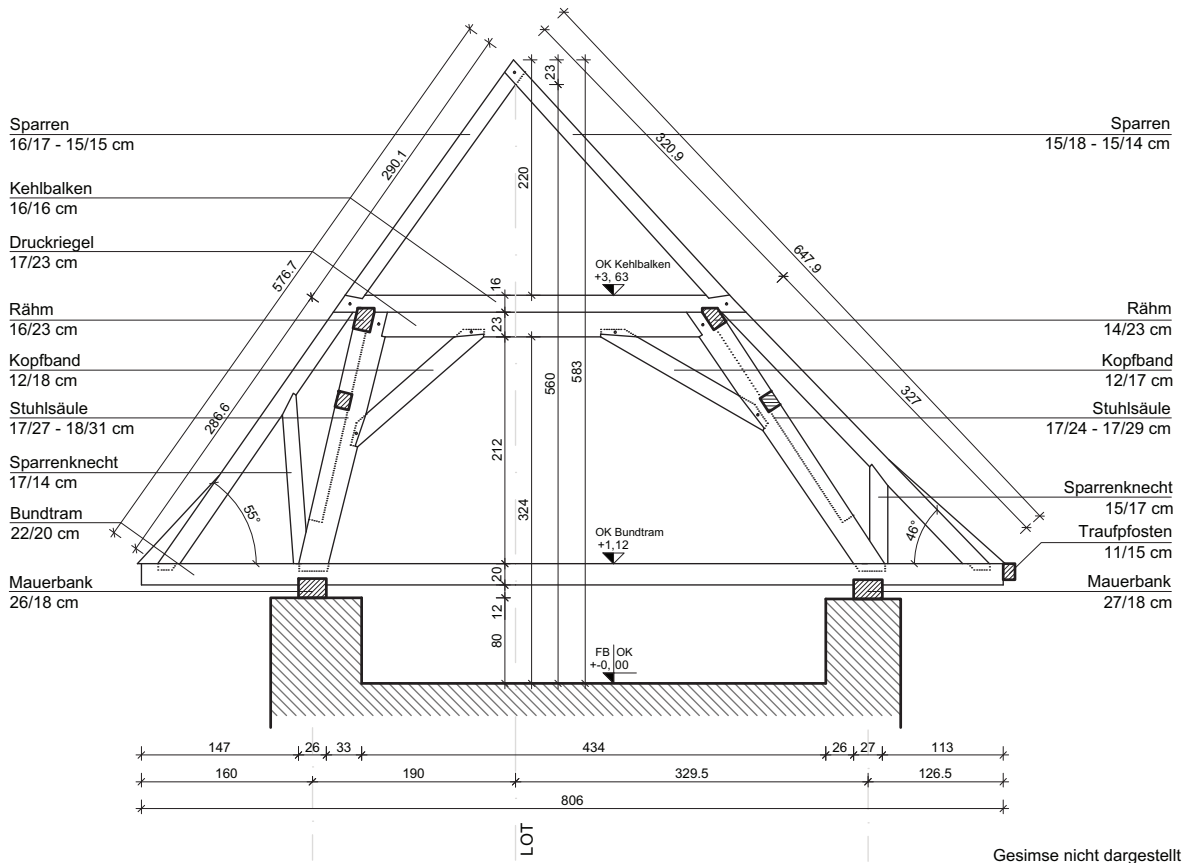
*Bild A.66 Infolge Pilzbefall stark geschädigte Sparren- und Stuhlsäulenfußpunkte.
Fig. A.66 Seriously damaged rafter and raking strut bases due to fungi.*



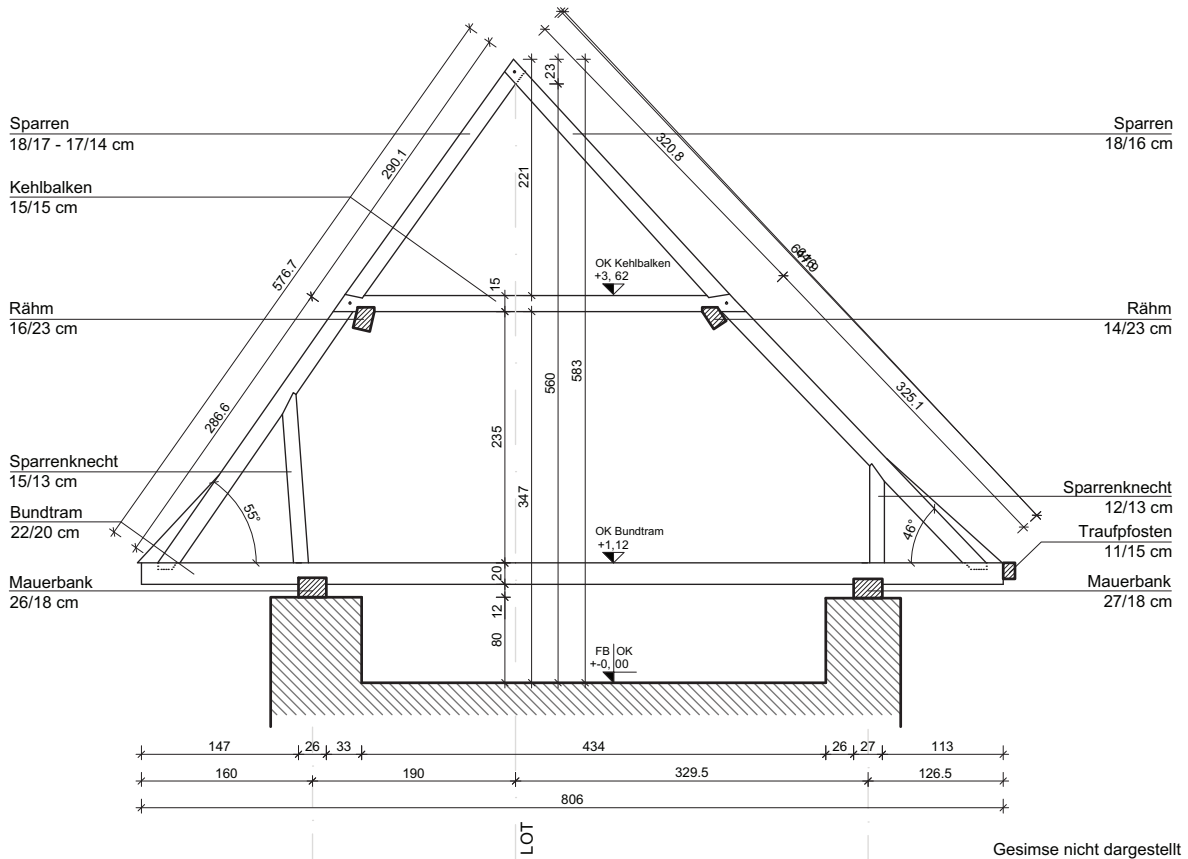
*Bild A.67 Zerstörter Auflagerbereich der Dippelbaumdecke.
Fig. A.67 Destroyed support areas of the „Dippelbaum“-ceiling.*

MITTELTRAKT

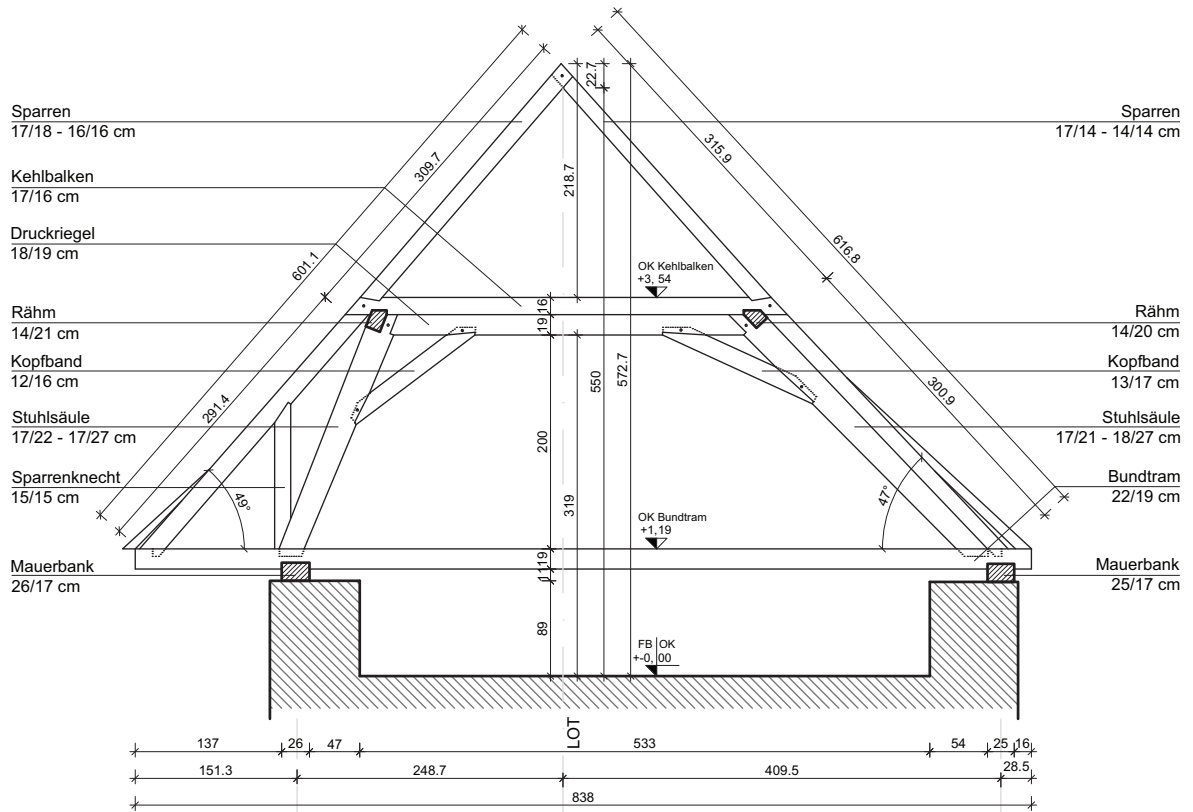
Vollgespärre 11 (Blickrichtung Westen)



Leergespärre 10.3 (Blickrichtung Westen)



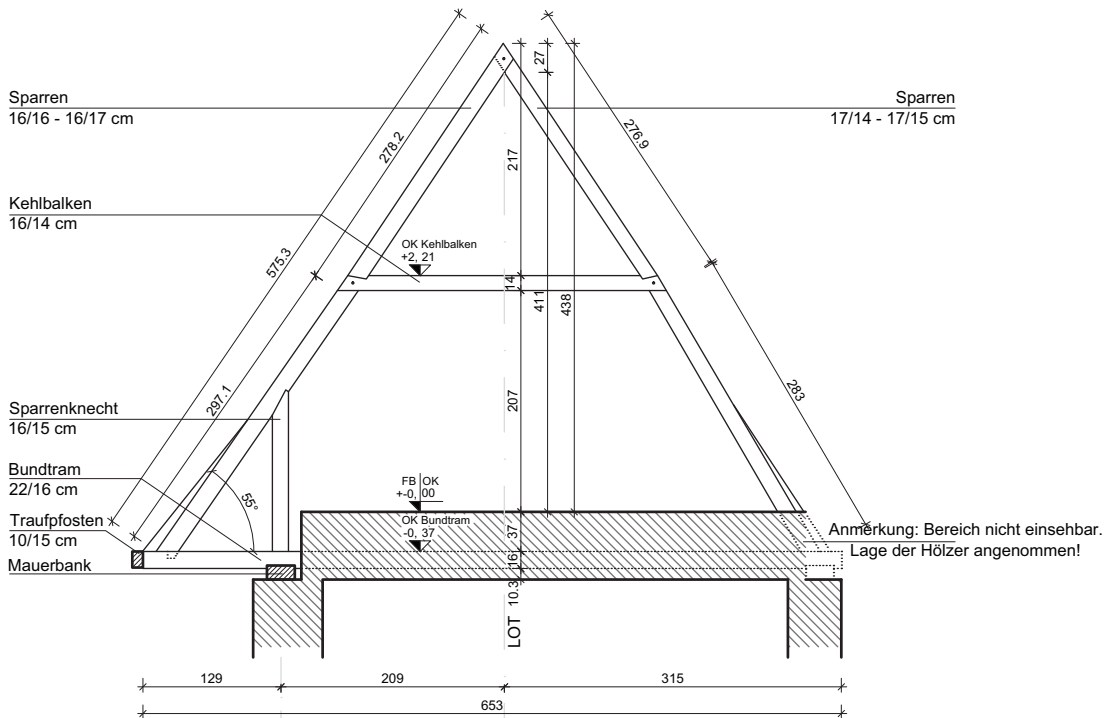
OSTTRAKT (südlicher Bereich)
Vollgespärre 2 (Blickrichtung Norden)



Anmerkung: Auf die Darstellung eines Leergespärres wird verzichtet. Die Querschnitte sind ident mit jenen des dargestellten Vollgespärres. Im Leergespärre fehlen die Stuhlsäulen, Druckriegel und Kopfbänder.

Gesimse nicht dargestellt

OSTTRAKT (nördlicher Bereich)
Gespärre 4 (Blickrichtung Norden)

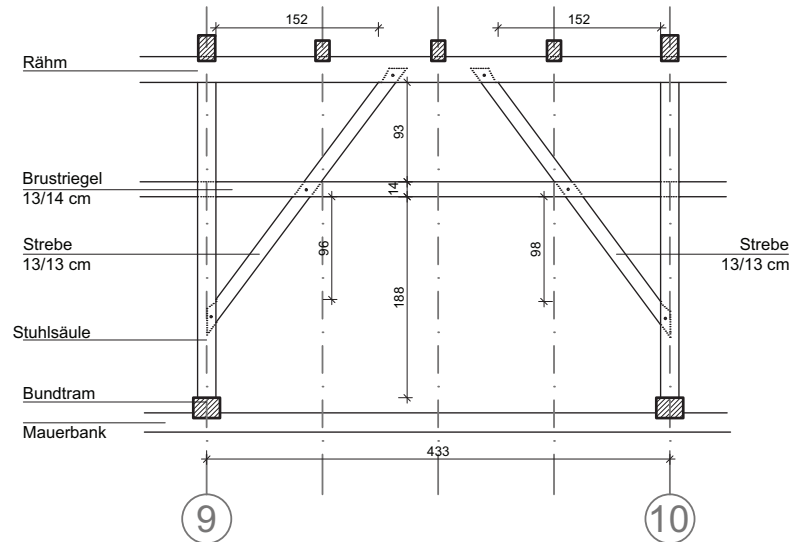


Anmerkung: Bereich nicht einsehbar.
Lage der Hölzer angenommen!

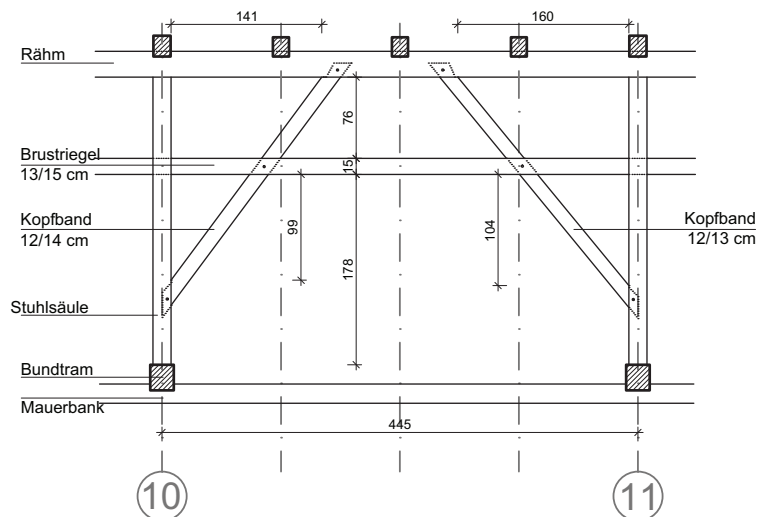
Gesimse nicht dargestellt

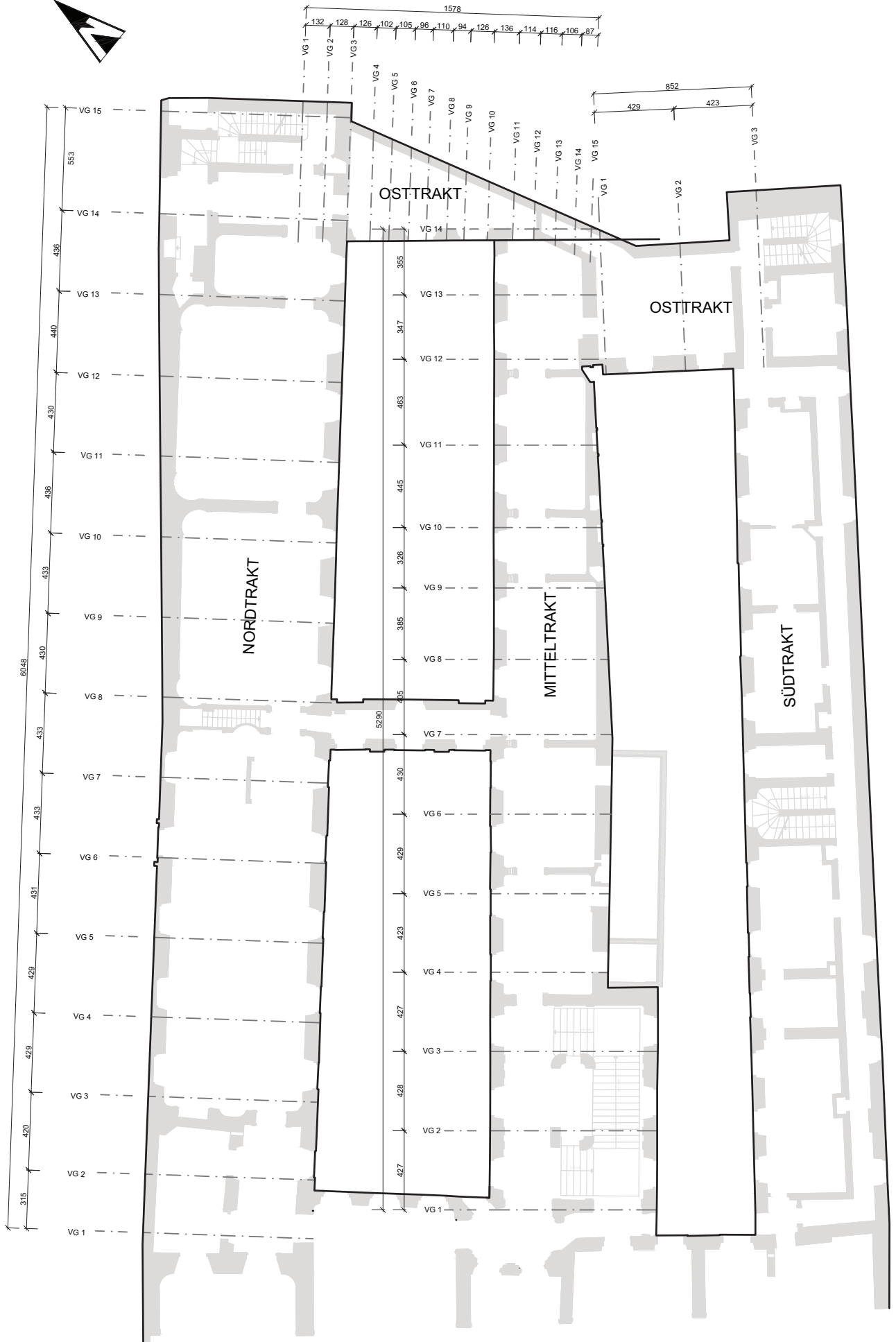
Plan 03	Projekt:	D(N)ACHHALTIGKEIT GRAZ		Maßstab:	M 1:50	
		BESTANDSAUFNAHME		Vollgespärre 2	Datum:	03.12.10
		Sackstraße 16		Gespärre 4	Gezeichnet:	Schmid
					Format:	29,7/42 cm

NORDTRAKT
Stuhlwand VG 9 – VG 10 (Blickrichtung Norden)



MITTELTRAKT
Stuhlwand VG 10 – VG 11 (Blickrichtung Norden)





Plan 05

D(N)ACHHALTIGKEIT GRAZ
BESTANDSAUFNAHME
Sackstraße 16

Grundriss



M 1:200
03.12.10
Schmid
29,7/42 cm

A.11 Holzfeuchten

In den zehn detailliert aufgenommenen Objekten wurden rund 200 Holzfeuchtemessungen durchgeführt. Alle Messungen erfolgten mit einem multifunktionalem Computer-Messgerät (Gann Hydromette M 4050) mit Ramm-Elektrode (M 18) für Tiefenmessungen in starken und harten Hölzern. Der Mittelwert aller Messungen (durchgeführt im Frühjahr und Sommer) betrug rund 16 % (16,3), wobei eine deutliche Abnahme der Holzfeuchten mit steigendem Abstand zur Bundtramebene festgestellt wurde. So beträgt der Mittelwert der Holzfeuchtemessungen auf Bundtramebene 17 % (17,3), auf der ersten Kehlbalkenebene nur noch 16 % (15,8) und knapp unter dem First 14 % (13,8). Nach Norden weisende Dachflächen weisen in der Regel zwischen 0,5 und 2 % höhere Holzfeuchten als jene der Südseite auf. Mit Ausnahme einzelner geringer Überschreitungen in zwei Objekten lagen sämtliche Messwerte unter 20 % relative Holzfeuchte. In der Musikuniversität wiesen die Mauerbänke und in der Franziskanerkirche generell die Sparrenfußpunkte Feuchten von über 20 % auf. Dies ist auf die Verschmutzung der Bauhölzer und die mangelhafte Durchlüftung zurückzuführen.

Die gemessenen Werte wurden mit den Werten aus der ÖNORM B 4100-2 (2004) verglichen. Diese besagt laut Abschnitt 3.3.2.4 Feuchte und Schwindmaße:

„(1) Als Gleichgewichtsfeuchte im Gebrauchszustand gilt die nach einer gewissen Zeitspanne im Mittel sich einstellende Feuchte des Holzes und der Holzwerkstoffe im fertigen Bauwerk. Als Gleichgewichtsfeuchte gelten folgende Werte der Holzfeuchte:

- a) bei allseitig geschlossenen Bauwerken
 - mit Heizung (9 ± 3) %
 - ohne Heizung (12 ± 3) %
- b) bei überdeckten offenen Bauwerken (15 ± 3) %
- c) bei Konstruktionen, die der Witterung allseitig ausgesetzt sind (18 ± 6) %“

Da es sich bei den untersuchten Dachwerken um überdachte, aber offene Bauwerke (kein Unterdach) handelt, sollte die Holzfeuchte im Bereich von 15 ± 3 % liegen, was auch der Fall ist.

A.12 Resümee der Erfassungen der Dachwerke des UNESCO-Weltkulturerbes Graz

Die in MEISEL U. A. (2011 S. 207ff) angeführten Objekte (siehe auch Bild A.1) befinden sich fast ausschließlich im Besitz beziehungsweise der Verwaltung der Landesimmobiliengesellschaft (LIG), Bundesimmobiliengesellschaft (BIG), dem Land Steiermark und der Stadt Graz. Mit Ausnahme von drei Liegenschaftseigentümern zeigten alle anderen privaten Besitzer der betroffenen Objekte kein Interesse an einer Zusammenarbeit beziehungsweise verwiesen auf die Tatsache, dass die Dachräume bereits ausgebaut und somit unzugänglich seien.

Das GRAZER ALTSTADTERHALTUNGSGESETZ 2008 (GAEG 2008, § 3) fordert unter anderem, dass der bauliche Zustand der Dachtragwerke in der Kernzone 1 regelmäßig zu erheben ist. Hierfür sind zahlreiche weitere Bestandserfassungen, Schadensbefragungen und Zustandsbeurteilungen notwendig. Da sich jedoch die meisten Objekte in Privatbesitz befinden, ist der Zugang zu den Objekten nur mittels behördlicher Vorschriften vollständig erreichbar.

Im Zuge der 35 Begehungen wurde auch geprüft, ob offensichtliche Schäden vorliegen und/oder das Tragwerk stark verschmutzt ist. Für 25 Objekte wurde Instandsetzungsbedarf festgestellt (vgl. MEISEL U. A. (2011 S. 209)).

Für die zehn hier vorgestellten und im Detail erfassten Objekte wurde eine Zustandsbeurteilung nach Kapitel 3 durchgeführt. Bild A.68 zeigt, dass für 50 % der im Durchschnitt rund 400 Jahre alten Objekte Handlungsbedarf innerhalb der nächsten Monate vorlag. In allen untersuchten Dachwerken sind Instandsetzungen erforderlich.

Die Mehrzahl der erforderlichen Instandsetzungsmaßnahmen beinhalten Reparaturen der durch Feuchte geschädigten Bauteile und Verbindungen. Bei nahezu allen Kehlbalkendächern weisen die Knotenpunkte an der Traufe Schäden auf. Die Tragfähigkeit der Verbindungen zwischen den Sparren und Bundtramen kann durch handwerkliche Reparaturen meist vollständig wiederhergestellt werden.

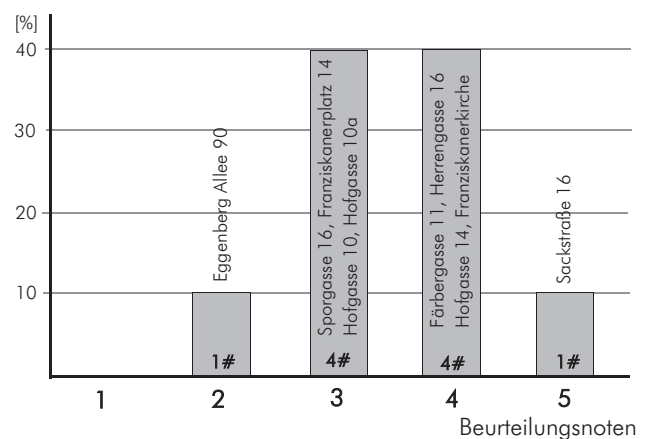


Bild A.68 Ergebnisse der Zustandsbeurteilungen (vgl. MEISEL U. A. (2011 S. 209)).

Fig. A.68 Results of the site evaluations (see MEISEL U. A. (2011 p. 209)).

ANHANG B

HERLEITUNGEN DER INGENIEURMODELLE

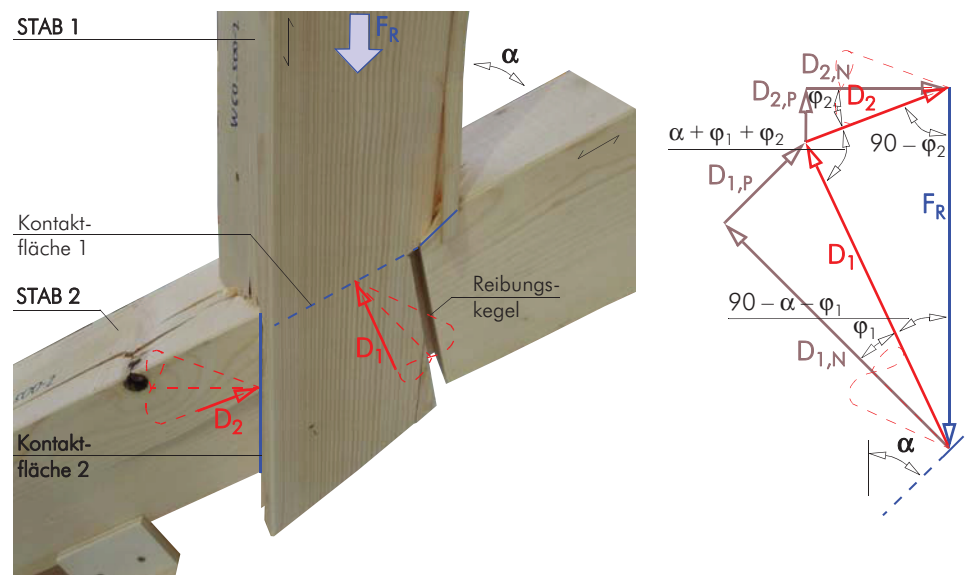


Bild B.1 Prüfkörper W60_500-2 während der Prüfung, mit Darstellung des Kraftflusses und Gleichgewichts im Verbindungsbereich.

Fig. B.1 Sample W60_500-2 during testing, view of the equilibrium of forces in the area of the joint.

B HERLEITUNGEN DER INGENIEURMODELLE

Im Kapitel 4D *Tragfähigkeit und Verformungsverhalten von druckbeanspruchten Blattverbindungen* wurde ein Ingenieurmodell zur Ermittlung der Tragfähigkeit vorgestellt. Zur Erleichterung der Nachvollziehbarkeit dieses Modells werden hier zusätzliche Hinweise und Herleitungen angegeben.

Derivations of the engineering models. In Chapter 4D *Load-bearing capacity and load-bearing behaviour of lap joints loaded in compression*, an engineering model for the determination of the load-bearing capacity is presented. Additional details and derivations are given here to facilitate the traceability of this model.

B.1 Tragfähigkeit von druckbeanspruchten Blattverbindungen

Um die Tragfähigkeit von druckbeanspruchten Weißschwänzen und Überblattungen vorhersagen zu können, wurde folgendes Ingenieurmodell entwickelt. Basis dieses Modells sind neben den charakteristischen Bruchlasten insbesondere die in Abschnitt 4D.2.4 erläuterten Bruchmechanismen und das folgende Modell zum Kraftfluss (siehe Bild B.2).

- Charakteristischer Wert der Normalkraft-Tragfähigkeit (für Druckbeanspruchung)

$$F_{Rk} = \text{Minimum} \begin{bmatrix} F_{Rk, VM1} & \dots & \text{Querdruck Stab 2} \\ F_{Rk, VM2} & \dots & \text{Biegung Blatt} \\ F_{Rk, VM3} & \dots & \text{Schub Vorholz} \\ F_{Rk, VM4} & \dots & \text{Schub vertikal} \end{bmatrix} \quad (0.1)$$

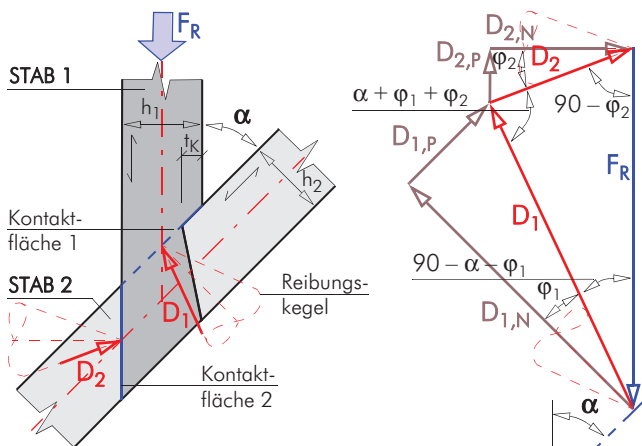


Bild B.2 Kraftfluss und Gleichgewicht im Verbindungsbereich (aktio in blau, reaktio in rot).

Fig. B.2 Equilibrium of forces in the area of the joint (actio in blue, reaction in red).

- Bemessungswert der Normalkraft-Tragfähigkeit

$$F_{Rd} = \frac{F_{Rk} \cdot k_{mod}}{\gamma_M} \quad (0.2)$$

- Ermittlung $F_{Rk, VM1}$ (Querdruck Stab 2, Kontaktfläche 1)

$$A_1 = \begin{cases} (b_1 - t_B) \cdot \left(\frac{h_1}{\sin \alpha} + 2 \cdot 3 \text{ cm} \right) + t_B \cdot \left(\frac{t_K}{\sin \alpha} + 3 \text{ cm} \right) \\ (b_1 - t_B) \cdot \left(\frac{h_1}{\sin \alpha} + 2 \cdot 3 \text{ cm} \right) \quad \text{für } t_K \approx 0 \end{cases} \quad (1.1)$$

$$D_{1,N} = f_{c, 90, k} \cdot k_{c, 90} \cdot A_1 \quad \text{mit } k_{c, 90} = 1,5 \quad (1.2)$$

$$D_1 = \frac{D_{1,N}}{\cos \varphi_{1, k}}$$

$$\frac{F_{Rk, VM1}}{\sin(\alpha + \varphi_{1, k} + \varphi_{2, k})} = \frac{D_1}{\sin(90 - \varphi_{2, k})} \quad \text{Sinussatz}$$

$$F_{Rk, VM1} = \begin{cases} \frac{D_{1,N}}{\cos(90 - \alpha)} & \text{für } (90 - \alpha) \leq \varphi_k \\ \frac{D_{1,N} \cdot \sin(\alpha + \varphi_{1, k} + \varphi_{2, k})}{\cos \varphi_{1, k} \cdot \sin(90 - \varphi_{2, k})} & \text{für } (90 - \alpha) > \varphi_k \end{cases} \quad \begin{matrix} \text{Reibungswinkel in Kontaktfläche 1} \\ \text{gerade oder nicht voll aktiviert} \end{matrix} \quad (1.3)$$

- $D_{i,N/P}$... Kontaktkräfte, in der Kontaktfläche i, N... normal / P... parallel
- φ_i ... Reibungswinkel in der Kontaktfläche i
- $f_{m,k} / f_{c,90,k}$... Festigkeiten gemäß ON EN 338 (2009)
- $f_{r,k} = 0,8 \text{ N/mm}^2$... gemäß ON EN 1995-1-1 6.1.7 (2009)

- Ermittlung $F_{Rk,VM2}$ (Biegung Blatt, Stab 1)

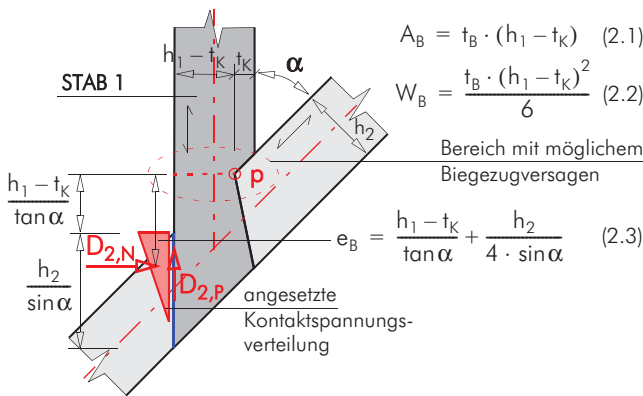


Bild B.3 Berechnungsannahmen und Hilfsgrößen.
Fig. B.3 Calculation assumptions and auxiliary values.

Aus dem Momentengleichgewicht um „p“ kann abgeleitet werden:

$$M = D_{2,N} \cdot e_B - D_{2,P} \cdot \frac{h_1 - t_K}{2}$$

$$D_{2,P} = D_{2,N} \cdot \mu_2 = D_{2,N} \cdot \tan \varphi_2$$

$$\sigma_{\text{vorh}} \approx \frac{M}{W_B} - \frac{N}{A_B}$$

$$N = D_{2,P}$$

$$f_{m,k} = \frac{D_{2,N} \cdot e_B - D_{2,N} \cdot \tan \varphi_2 \cdot \frac{h_1 - t_K}{2}}{W_B} - \frac{D_{2,N} \cdot \tan \varphi_2}{A_B}$$

$$f_{m,k} = D_{2,N} \cdot \left(\frac{e_B - \tan \varphi_2 \cdot \frac{h_1 - t_K}{2} - \tan \varphi_2}{W_B} - \frac{\tan \varphi_2}{A_B} \right)$$

$$D_{2,N} \approx \frac{f_{m,k} \cdot k_m}{\left[\frac{e_B - \tan \varphi_{2,k} \cdot (h_1 - t_K)/2 - \tan \varphi_{2,k}}{W_B} - \frac{\tan \varphi_{2,k}}{A_B} \right]} \quad (2.3)$$

mit $k_m = \begin{cases} 1,4 & \dots \text{Bereich um „p“ merkmalsfrei (vor Ort prüfen)} \\ 1,0 & \dots \text{Bereich um „p“ nicht merkmalsfrei} \end{cases}$

$$D_2 = \frac{D_{2,N}}{\cos \varphi_{2,k}}$$

$$\frac{F_{Rk,VM1}}{\sin(\alpha + \varphi_{1,k} + \varphi_{2,k})} = \frac{D_2}{\sin(90 - \alpha - \varphi_{1,k})} \quad \text{Sinussatz}$$

$$F_{Rk,VM2} = \begin{cases} \infty & \text{für } (90 - \alpha) \leq \varphi_k \\ \frac{D_{2,N} \cdot \sin(\alpha + \varphi_{1,k} + \varphi_{2,k})}{\cos \varphi_{2,k} \cdot \sin(90 - \alpha - \varphi_{1,k})} & \text{für } (90 - \alpha) > \varphi_k \end{cases} \quad (2.4)$$

- Ermittlung von $F_{Rk,VM3}$ (Schub Vorholz, Stab 2)

Hier wird näherungsweise davon ausgegangen, dass das Versagen infolge einer Interaktion aus Rollschub und Querkzug eintritt. Der Verlauf der Rollschubspannungen wird konstant, jener der Querkzugspannungen dreiecksförmig angenommen. Beide Spannungen wirken rechnerisch auf einer rechteckigen Fläche mit den Abmessungen $h_2 \cdot L_{ef}$.

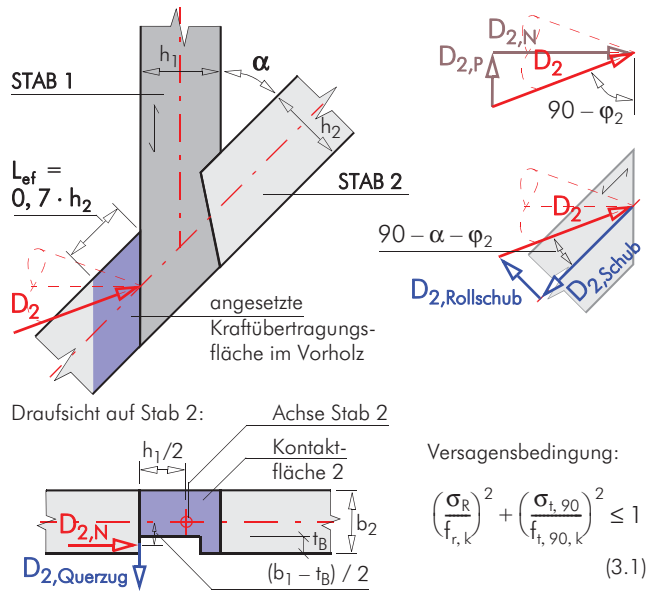


Bild B.4 Berechnungsannahmen und Hilfsgrößen.
Fig. B.4 Calculation assumptions and auxiliary values.

Torsionsmoment aus exzentrischer Krafteinleitung

$$M_T \approx D_{2,N} \cdot (b_1 - t_B) / 2 \quad D_{2, \text{Querkzug}} \approx \frac{M_T}{h_1/2} = \frac{2 \cdot M_T}{h_1}$$

$$D_{2, \text{Querkzug}} = \frac{D_{2,N} \cdot (b_1 - t_B)}{h_1}$$

mit $D_{2,N} = D_2 \cdot \cos \varphi_{2,k}$

$$D_{2, \text{Querkzug}} = \frac{D_2 \cdot \cos \varphi_{2,k} \cdot (b_1 - t_B)}{h_1}$$

$$D_{2, \text{Rollschub}} = D_2 \cdot \sin(90 - \alpha - \varphi_2)$$

$$\sigma_{\text{Querkzug}} = \frac{D_{2, \text{Querkzug}}}{h_2 / \sin \alpha \cdot L_{ef} \cdot 2} \quad \text{mit 2 ... dreiecksförmig}$$

$$\sigma_{\text{Rollschub}} = \frac{D_{2, \text{Rollschub}}}{h_2 / \sin \alpha \cdot L_{ef}} \quad \text{konstanter Spannungsverlauf}$$

$$\sigma_{\text{Querkzug}} = \frac{D_2 \cdot \cos \varphi_{2,k} \cdot (b_1 - t_B)}{h_2 / \sin \alpha \cdot L_{ef} \cdot 2 \cdot h_1}$$

$$\sigma_{\text{Rollschub}} = \frac{D_2 \cdot \sin(90 - \alpha - \varphi_2)}{h_2 / \sin \alpha \cdot L_{ef}}$$

eingesetzt in die Versagensbedingung

$$\left(\frac{\sigma_{\text{Rollschub}}}{f_{r,k}} \right)^2 + \left(\frac{\sigma_{\text{Querkzug}}}{f_{t,90,k}} \right)^2 \leq 1$$

$$\left(\frac{D_2 \cdot \sin(90 - \alpha - \varphi_2)}{f_{r,k} \cdot h_2 / \sin \alpha \cdot L_{ef}} \right)^2 + \left(\frac{D_2 \cdot \cos \varphi_{2,k} \cdot (b_1 - t_B)}{f_{t,90,k} \cdot h_2 / \sin \alpha \cdot L_{ef} \cdot 2 \cdot h_1} \right)^2 \leq 1$$

$$D_2^2 \cdot A^2 + D_2^2 \cdot B^2 \leq 1$$

Aus der Versagensbedingung kann abgeleitet werden:

$$D_2 = \sqrt{\frac{1}{A^2 + B^2}} \quad (3.2)$$

mit

$$A = \frac{\sin(90 - \alpha - \varphi_{2,k})}{f_{r,k} \cdot h_2 \cdot L_{ef}} \quad (\text{infolge Rollschub}) \quad (3.3)$$

$$B = \frac{\cos \varphi_{2,k} \cdot (b_1 - t_B)}{f_{t,90,k} \cdot h_1 \cdot h_2 \cdot L_{ef} \cdot 2} \quad (\text{infolge Querkzug}) \quad (3.4)$$

$$\frac{F_{Rk,VM3}}{\sin(\alpha + \varphi_{1,k} + \varphi_{2,k})} = \frac{D_2}{\sin(90 - \alpha - \varphi_{1,k})} \quad \text{Sinussatz}$$

$$F_{Rk,VM3} = \begin{cases} \infty & \text{für } (90 - \alpha) \leq \varphi_k \\ \frac{D_2 \cdot \sin(\alpha + \varphi_{1,k} + \varphi_{2,k})}{\sin(90 - \alpha - \varphi_{1,k})} & \text{für } (90 - \alpha) > \varphi_k \end{cases} \quad (3.5)$$

- Ermittlung von $F_{Rk,VM4}$ (Schub vertikal, Stab 1)

Hier wird näherungsweise davon ausgegangen, dass das Versagen ausschließlich infolge Rollschub eintritt. Weißschwanzverbindungen übertragen einen Teil der Kontaktkräfte im Kerbenbereich. Das verringert die Rollschubbeanspruchung im Stab 1. Dieser Effekt wird ingenieurmäßig mit dem Faktor k_K berücksichtigt. Liegt keine Kerbe vor, ist k_K mit $-0,2$ zu berücksichtigen.

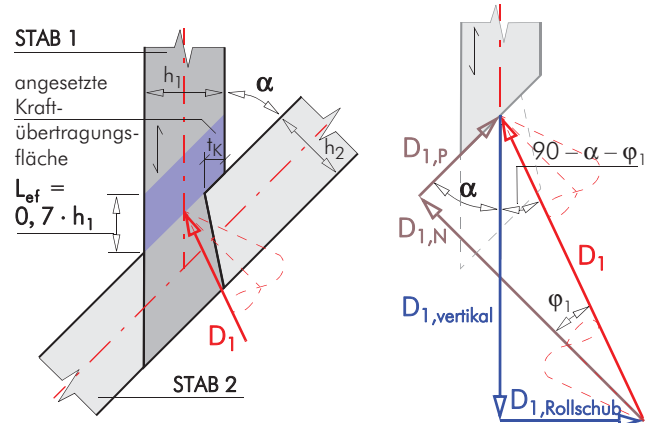


Bild B.5 Berechnungsannahmen und Hilfsgrößen.

Fig. B.5 Calculation assumptions and auxiliary values.

$$D_1 = \frac{D_{1, \text{Rollschub}}}{\sin(90 - \alpha - \varphi_{1,k})}$$

$$\sigma_{\text{Rollschub}} = \frac{D_{1, \text{Rollschub}}}{h_1 \cdot L_{ef}} \cdot (1 + k_K)$$

$$\sigma_{\text{Rollschub}} = \frac{D_1 \cdot \sin(90 - \alpha - \varphi_{1,k})}{h_1 \cdot L_{ef}} \cdot (1 + k_K) \leq f_{r,k}$$

$$D_1 = \frac{f_{r,k} \cdot h_1 \cdot L_{ef} \cdot (1 + k_K)}{\sin(90 - \alpha - \varphi_{1,k})} \quad (4.1)$$

mit

$$k_K = \begin{cases} -0,2 & \text{für } t_K < 10 \text{ mm} \\ \frac{t_B \cdot t_K}{h_1 \cdot (b_1 - t_B)} & \text{für } t_K \geq 10 \text{ mm} \end{cases} \quad (4.2)$$

Flächenverhältnis = ca. Kraftverteilung zwischen Kerbe und Rest

$$\frac{F_{Rk,VM4}}{\sin(\alpha + \varphi_{1,k} + \varphi_{2,k})} = \frac{D_1}{\sin(90 - \varphi_{2,k})} \quad \text{Sinussatz}$$

$$F_{Rk,VM4} = \begin{cases} \infty & \text{für } (90 - \alpha) \leq \varphi_k \\ \frac{D_1 \cdot \sin(\alpha + \varphi_{1,k} + \varphi_{2,k})}{\sin(90 - \varphi_{2,k})} & \text{für } (90 - \alpha) > \varphi_k \end{cases} \quad (4.3)$$

ANHANG C

MONTAGE UND DETAILS DES DACHWERKS DER ALTEN UNIVERSITÄT IN GRAZ

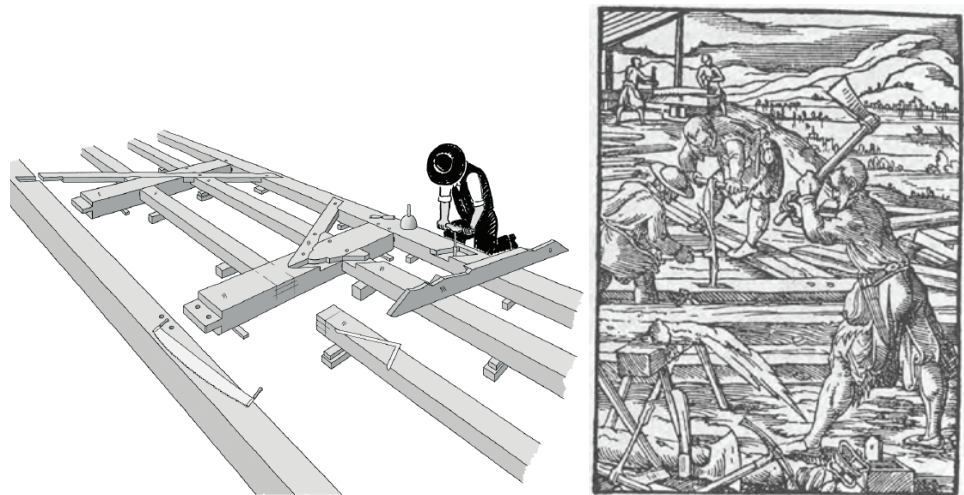


Bild C.1 Links: Abbinden einer Fachwerkwand, KING U. LOHRUM (2000 S. 22),
 Rechts: Holzschnitt „Der Zimmermann“ aus AMMAN U. SACHS (1568).
Fig. C.1 Left: assembly of a half-timbered wall, KING A. LOHRUM (2000 p. 22),
 Right: wood engraving „The Carpenter“ in AMMAN A. SACHS (1586).

C MONTAGE UND DETAILS DES DACHWERKS DER ALTEN UNIVERSITÄT GRAZ

In der vom Verfasser betreuten Masterarbeit von ORTNER (2014) wurde unter anderem auch der Montagevorgang des 1609 errichteten Dachwerks der Alten Universität in Graz untersucht. Derartige Analysen können wesentlich zum Verständnis der konstruktiven Durchbildung und Verbindungsausbildung beitragen. Zudem werden hier Explosionszeichnungen aller wesentlichen Knoten vorgestellt.

Erection process and details of the roof structure of the Old University Graz. The determination of the erection process of the roof structure of the Old University in Graz, erected in 1609, is one part of the master thesis of ORTNER (2014) supervised by the author. Such an analysis can improve the knowledge of the reasons for the construction and joints used. Additionally exploded views of all important connections are presented.

C.1 Vorbereitung und Abbund

Das 1609 errichtete Dachwerk der Alten Universität Graz kann als Kehl balkendach mit zweistöckigem, zweifach liegendem Stuhl mit mittiger, hängewerksartig abgestrebter Hängesäule bezeichnet werden. Zur Aussteifung wurden paarweise Windstreben in den Stuhlwänden angeordnet. Die Rähme sind in die Dachneigung gedreht eingebaut und fünfeckig behauen. Durchlaufende Bundtrame liegen nur in den Vollgespärren vor, dazwischen wurden die Sparrenfußpunkte in kurze Stichbalken eingezapft, die ihrerseits auf die doppelten Mauerbänke aufgekämmt wurden.

Nach der Beschaffung und dem Behauen der Bauhölzer wurden diese auf dem Schnürboden abgebunden und mit Abbundzeichen versehen (siehe Bild C.1, vgl. BINDING (1991), FISCHER-KOHNERT (1999), GERNER (1992), SCHULLER U. A. (2004)). Die Abbundzeichen erleichterten das Wiederauffinden der Bauhölzer während des Aufrichtens des Dachwerks.

Infolge des Abbunds der Gespärre auf dem Schnürboden konnten alle Verbindungen weitgehend unabhängig von den Abmessungen der einzelnen Stäbe passgenau hergestellt werden. Für alle Stäbe, die rechtwinkelig oder gar schräge zur Gespärreebene verlaufen sollten, war der Abbund erschwert und manchmal nicht so präzise möglich. Auftretende Passungenauigkeiten wurden bei der Montage zumeist ohne große Genauigkeitsansprüche behoben, oder die Verbindungen wurden bereits zuvor mit Spiel hergestellt. Häufig betrifft dies untergeordnete Verbindungen, beispielsweise jene zwischen den Brustriegeln und Windstreben (siehe Bild C.2).



Bild C.2 Brustriegel-Windstreben-Knoten mit Passungenauigkeit.

Fig. C.2 Nogging piece-strut-node with missfit.

C.2 Montageablauf

Die zuvor abgebundenen Bauteile wurden mit Kranen und Winden auf die Mauerkrone gehoben. Nach dem Ausrichten der Mauerbänke und Bundtrame konnte eine erste Arbeitsplattform errichtet werden (siehe Bild C.3).

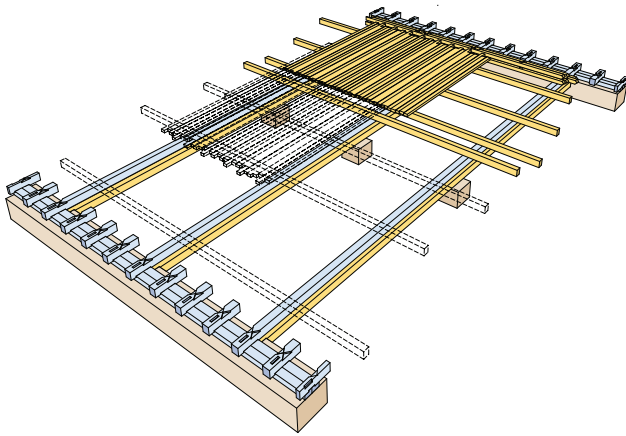


Bild C.3 Schritt 1: Mauerbänke, Bundtrame, Stichbalken und erste Arbeitsplattform, vgl. ORTNER (2014).

Fig. C.3 Step 1: wall-plates, tie-beams, interrupted tie-beams and first working platform, see ORTNER (2014).

Auf dieser Arbeitsplattform konnten nun die Bauteile Stuhlsäulen, Kopfbänder und Spannriegel eines Vollgespärres im Liegen zusammengesteckt und danach auf die Fußschwellen aufgesetzt werden. Die Abbundzeichen mussten dazu sichtbar sein, das heißt oben oder seitlich eingeschlagen worden sein. Aus der Anordnung der Abbundzeichen sind Rückschlüsse auf die Montageabfolge möglich. Die Stühle wurden vorerst von den Windstreben und Brustriegeln stabilisiert (siehe Bild C.4).

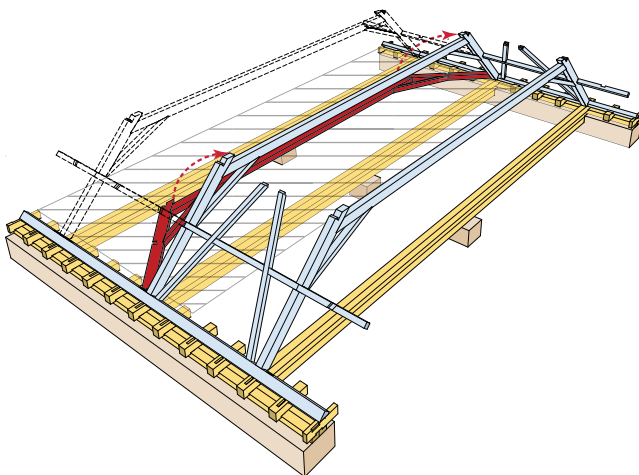


Bild C.4 Schritt 2: Fußschwellen, liegender Stuhl des ersten Stockwerks sowie Brustriegel, vgl. ORTNER (2014).

Fig. C.4 Step 2: lower plates, trapezoidal portal frames of the first floor including nogging pieces, see ORTNER (2014).

Nach dem Aufrichten der liegenden Stühle wurden die restlichen Windverbände eingebaut und die Rähme sowie die beiden Längsbalken aufgelegt (siehe Bild C.4).

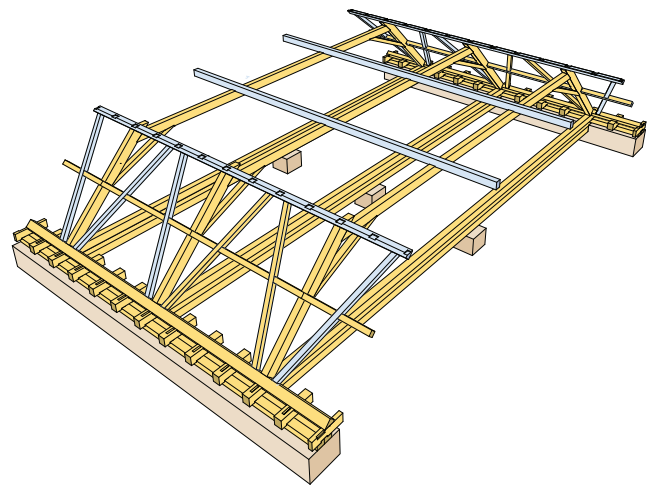


Bild C.5 Schritt 3: Windverbände, Rähme und Längsbalken, vgl. ORTNER (2014).

Fig. C.5 Step 3: struts, collar plates and longitudinal beams, see ORTNER (2014).

Danach konnte die erste Kehlbalke aufgelegt werden. Diese bildete gleichzeitig die Arbeitsplattform für das nächste Stockwerk (siehe Bild C.6).

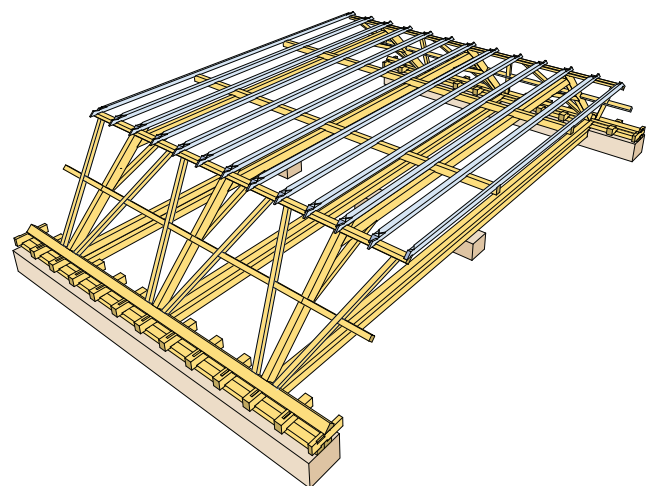


Bild C.6 Schritt 4: Kehlbalke der ersten Kehlbalkebene, vgl. ORTNER (2014).

Fig. C.6 Step 4: collar beams of the first collar beam floor, see ORTNER (2014).

Wie schon zuvor, wurden nun die Fußschwellen auf die Kehlbalke aufgelegt und der liegende Stuhl des zweiten Stockwerkes aufgebaut (siehe Bild C.7).

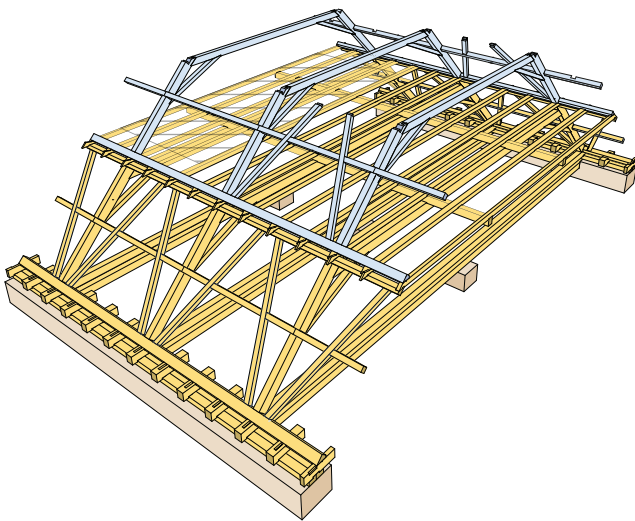


Bild C.7 Schritt 5: Fußschweller, liegender Stuhl des zweiten Stockwerks sowie Brustriegel, vgl. ORTNER (2014).

Fig. C.7 Step 5: lower plates, trapezoidal portal frames of the second floor including nogging pieces, see ORTNER (2014).

Nach der Montage der restlichen Windstreben und der Rähme wurde die zweite Kehlbalkenlage aufgelegt, die wiederum gleichzeitig die zweite Arbeitsplattform bildete (siehe Bild C.8).

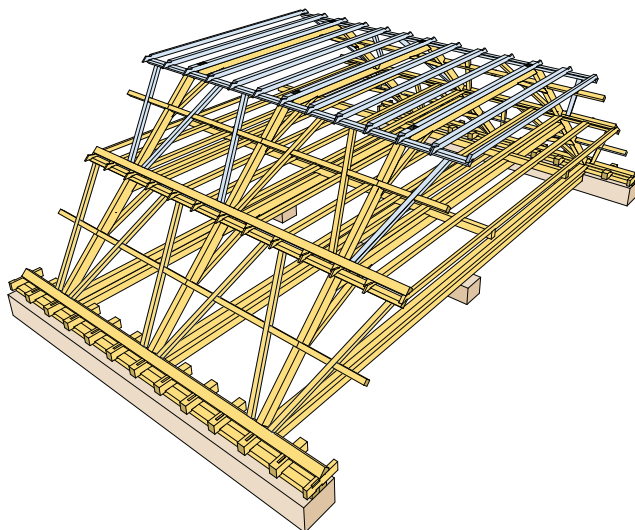


Bild C.8 Schritt 6: Windverbände, Rähme und Kehlbalken der zweiten Kehlbalkenebene, vgl. ORTNER (2014).

Fig. C.8 Step 6: struts, collar plates and collar beams of the second floor, see ORTNER (2014).

Die Ausbildungen der Verbindungen deuten darauf hin, dass nun die Sparren und Hahnenbalken der Vollgespärre aufgezogen und montiert wurden (siehe Bild C.9). Wie erwähnt liegen an den Sparren-Kehlbalken beziehungsweise Sparren-Hahnenbalken-Knoten tatsächlich schräge Zapfenverbindungen vor. Die Zapfenlöcher in den Sparren wurden wenige Zentimeter länger ausgestemmt als tatsächlich benötigt. Dadurch konnten Ungenauigkeiten beim Abbund und der Montage ausgeglichen werden.

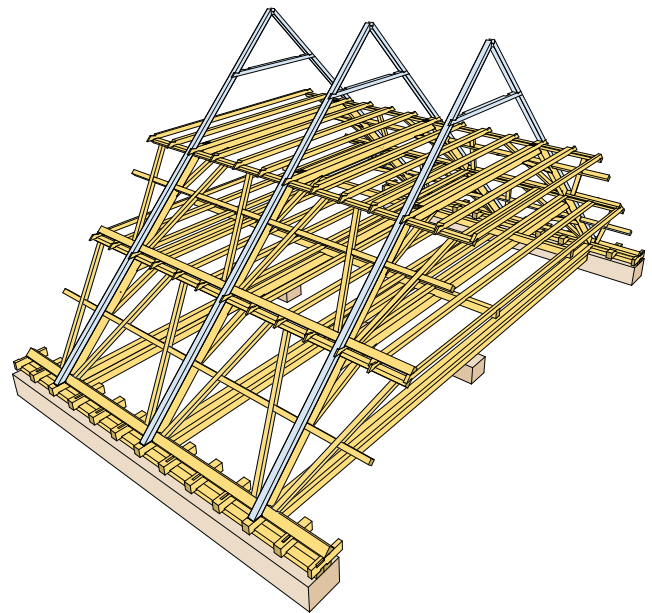


Bild C.9 Schritt 7: Sparren und Hahnenbalken der Vollgespärre, vgl. ORTNER (2014).

Fig. C.9 Step 7: Rafters and collar beams of the principal trusses, see ORTNER (2014).

Die Abstreben der Hängesäulen konnten nun eingebaut werden. Danach wurden die zweiteiligen Hängesäulen beidseitig eingeschoben und mit geschmiedeten Bolzen miteinander verbunden (siehe Bild C.10).

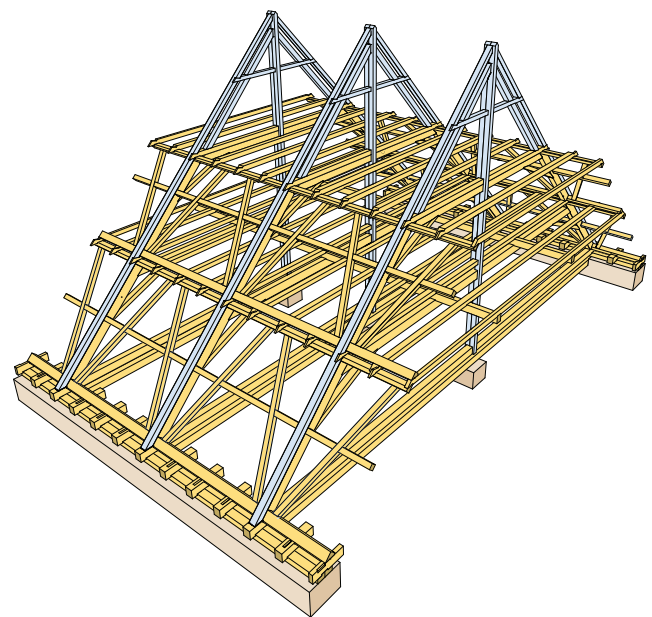


Bild C.10 Schritt 8: Streben des dritten Stockwerkes und Hängesäulen, vgl. ORTNER (2014).

Fig. C.10 Step 8, struts of the third floor and queen posts, see ORTNER (2014).

In weiterer Folge konnten die Sparren und Hahnenbalken der Leergespärre aufgerichtet werden (siehe Bild C.11).

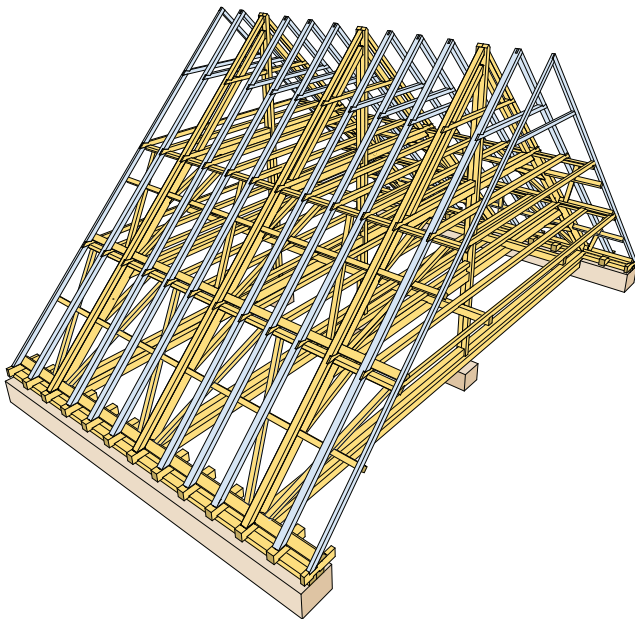


Bild C.11 Schritt 9: Sparren und Hahnenbalken der Leergespärre, vgl. ORTNER (2014).

Fig. C.11 Step 9: rafters and collar beams of the secondary trusses, see ORTNER (2014).

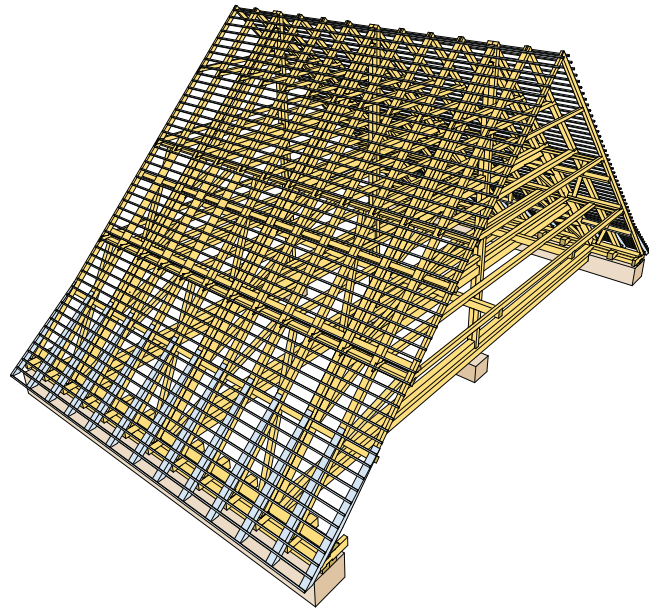


Bild C.12 Schritt 10: Aufschieblinge und Dachlattung, vgl. ORTNER (2014).

Fig. C.12 Step 10: Tilting fillets and roofing lath, see ORTNER (2014).

Im letzten Arbeitsgang wurden die Aufschieblinge mit geschmiedeten Nägeln befestigt und die Dachlattung aufgenagelt (siehe Bild C.12).

C.3 Detailausbildung

Um die Ergebnisse des Forschungsvorhabens „HOLZ-HOLZ-Verbindungen“ (siehe WALLNER U. A. (2014)) berücksichtigen zu können, wurden in der Arbeit von ORTNER (2014) Weißschwänze als Verbindungen zwischen den Sparren und Kehlbalken beziehungsweise Hahnenbalken angenommen.

Tatsächlich kamen im vorliegenden Dachwerk schräge Zapfenverbindungen an diesen Knoten zur Anwendung. Alle anderen Verbindungen entsprechen dem Bestand. Planliche Darstellungen des Dachwerks sind dem ANHANG A zu entnehmen.

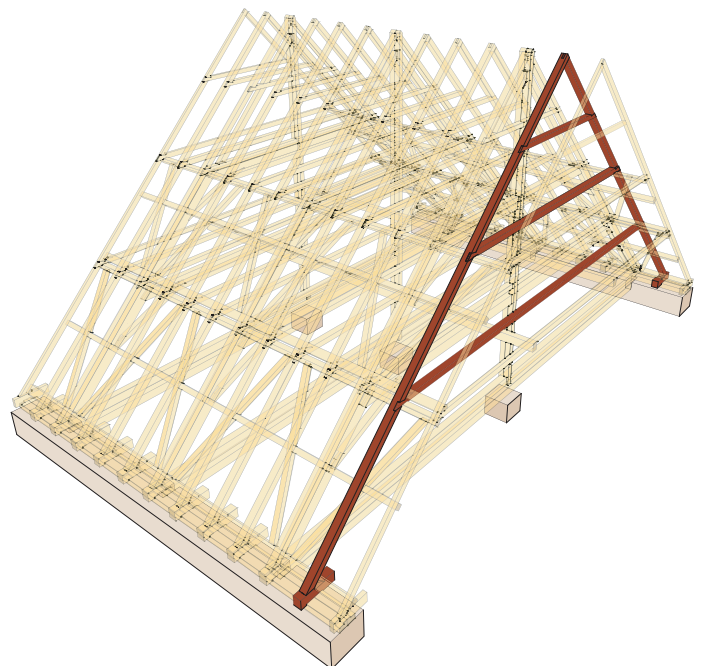
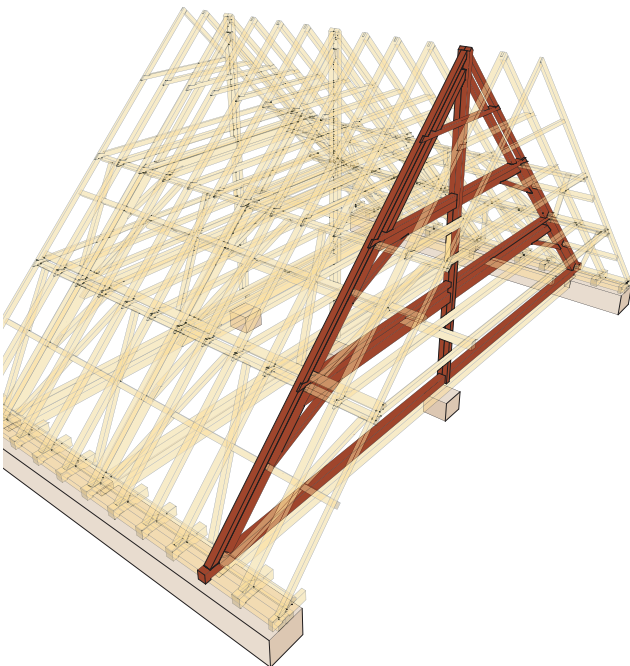


Bild C.13 Links: Hervorhebung eines Vollgespärres, Rechts: Hervorhebung eines Leergespärres, vgl. ORTNER (2014).

Fig. C.13 Lefts: set off a principal truss, Right: set off a secondary truss, see ORTNER (2014).

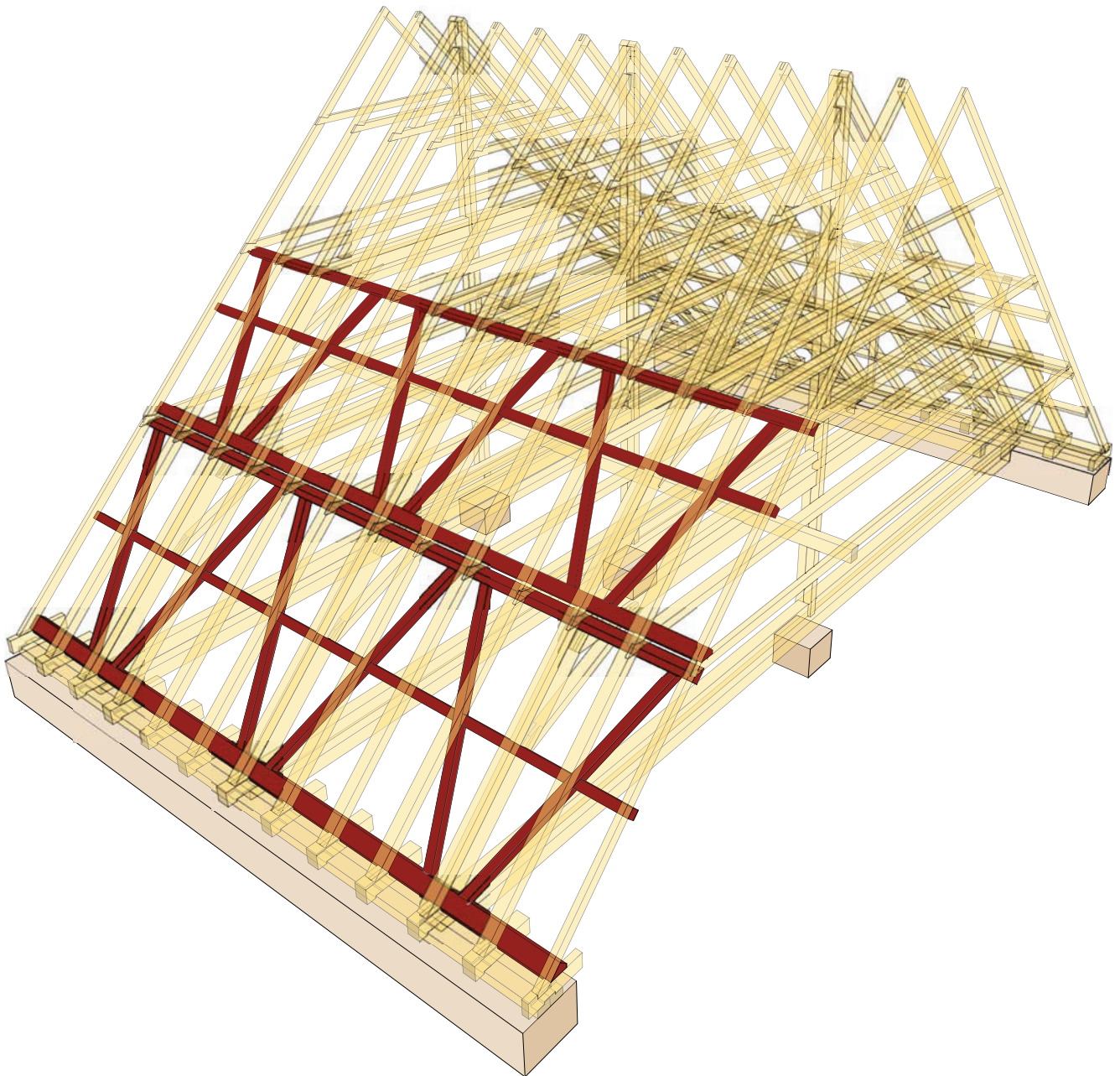


Bild C. 14 Stuhlwände beider Stockwerke, vgl. ORTNER (2014).
Fig. C. 14 Braced longitudinal walls of both floors, see ORTNER (2014).

- Details im Fußpunktbereich

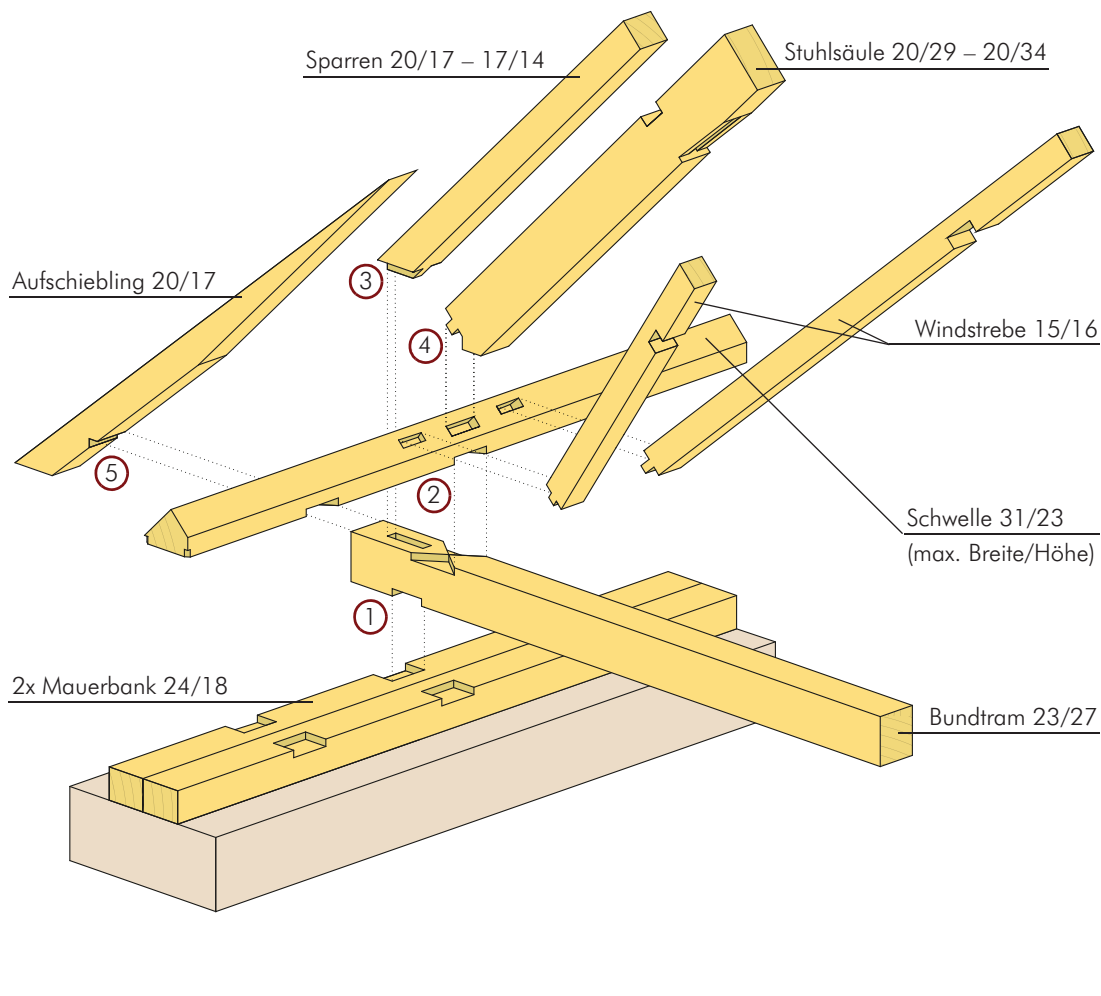


Bild C.15 Explosionszeichnung des Fußpunktbereichs, Abmessungen in [cm], vgl. ORTNER (2014).
 Fig. C.15 Explosion view of the roof base area, dimensions in [cm], see ORTNER (2014).

- Details der liegenden Stühle im Bereich zwischen den beiden Stockwerken

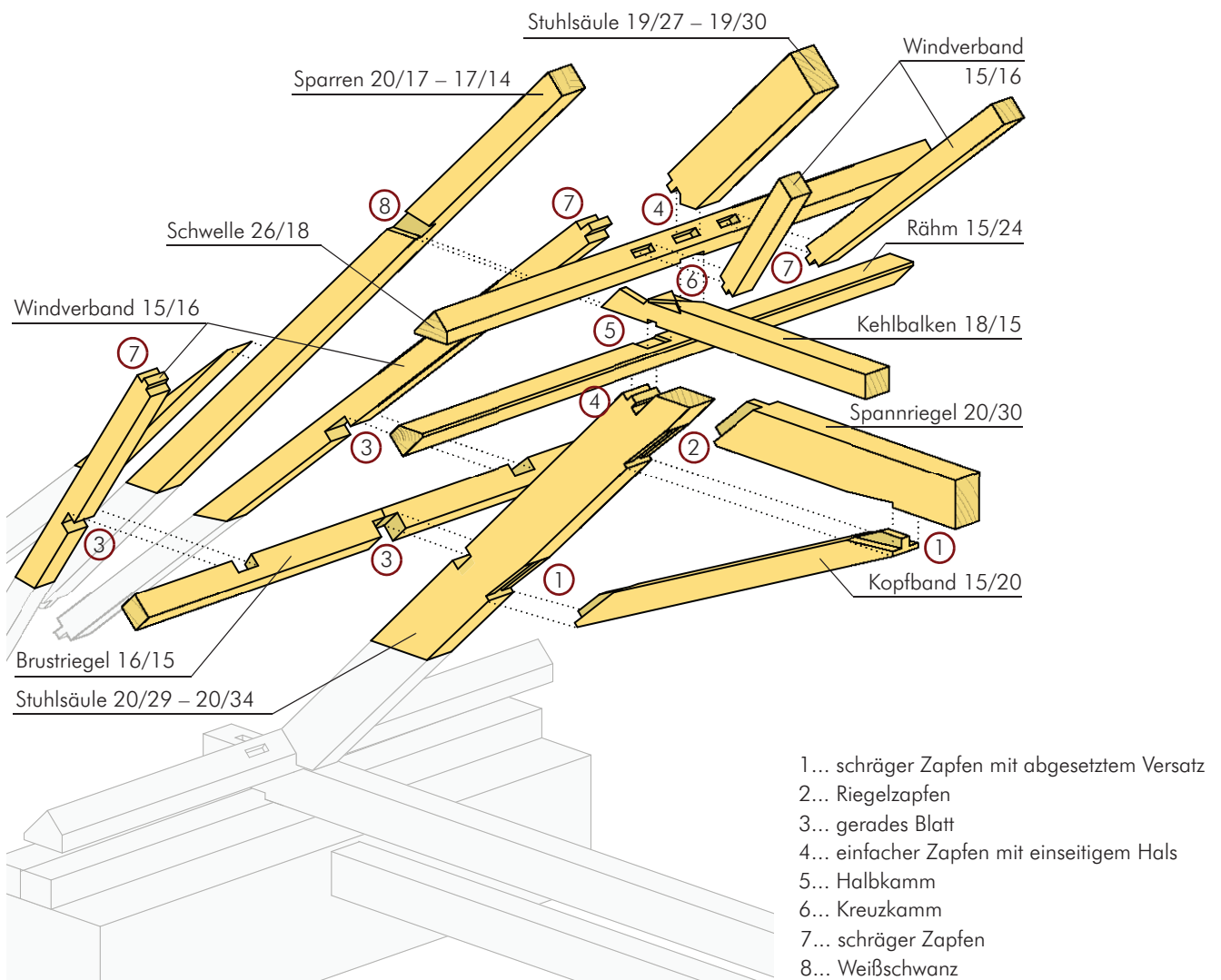
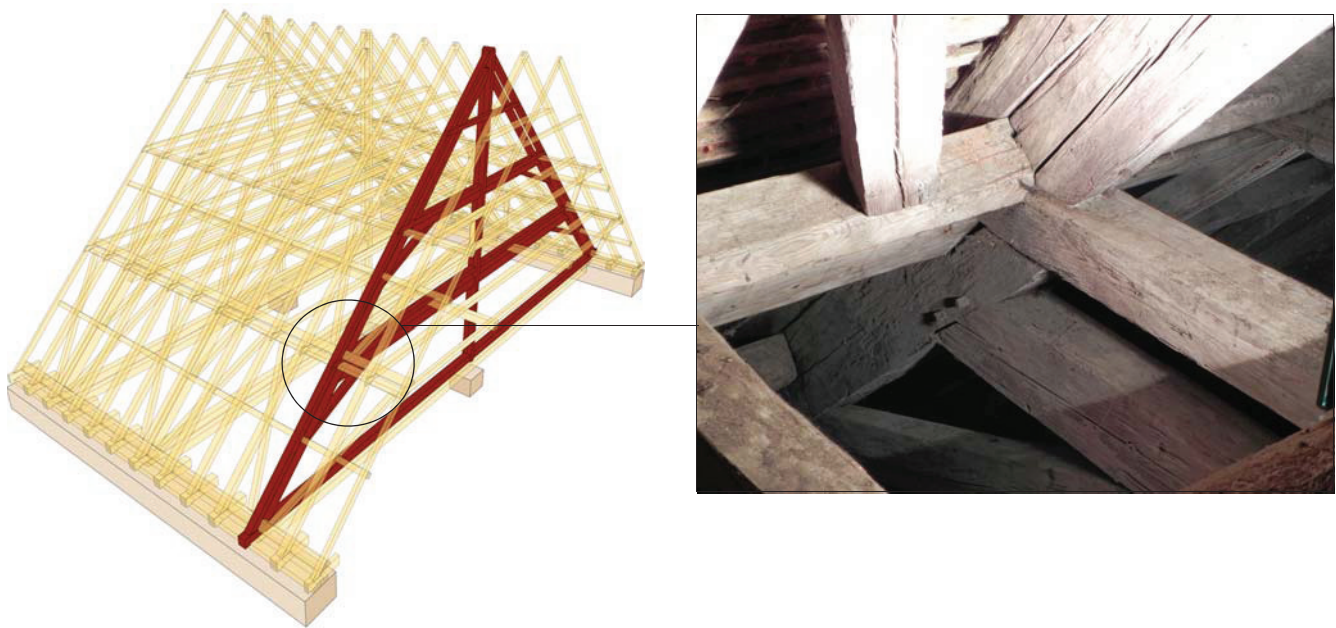


Bild C.16 Explosionszeichnung der liegenden Stühle zwischen den beiden Stockwerken, Abmessungen in [cm], vgl. ORTNER (2014).
 Fig. C.16 Explosion view of the trapezoidal portal frames between the floors, dimensions in [cm], see ORTNER (2014).

- Details des liegenden Stuhls im zweiten Stockwerk

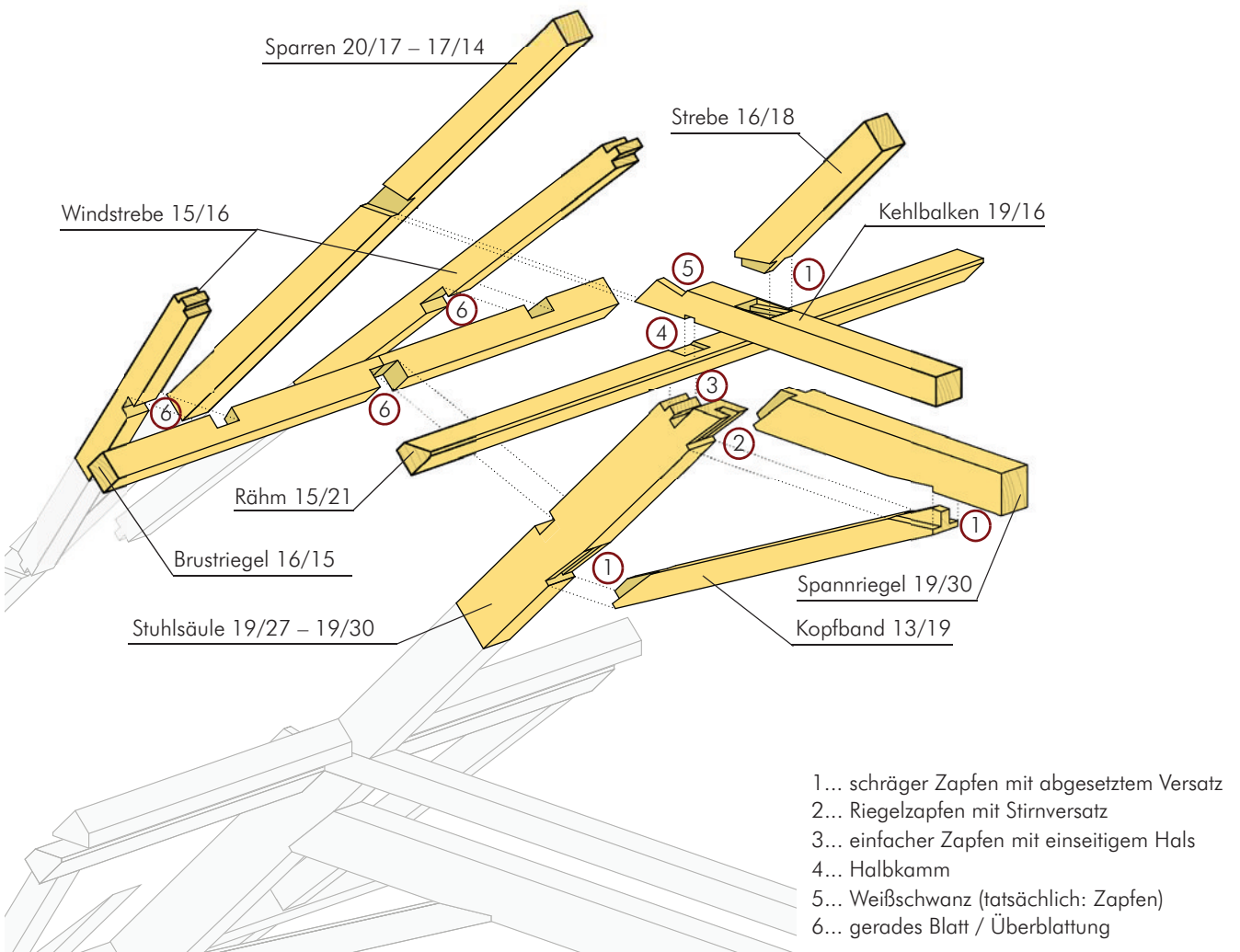
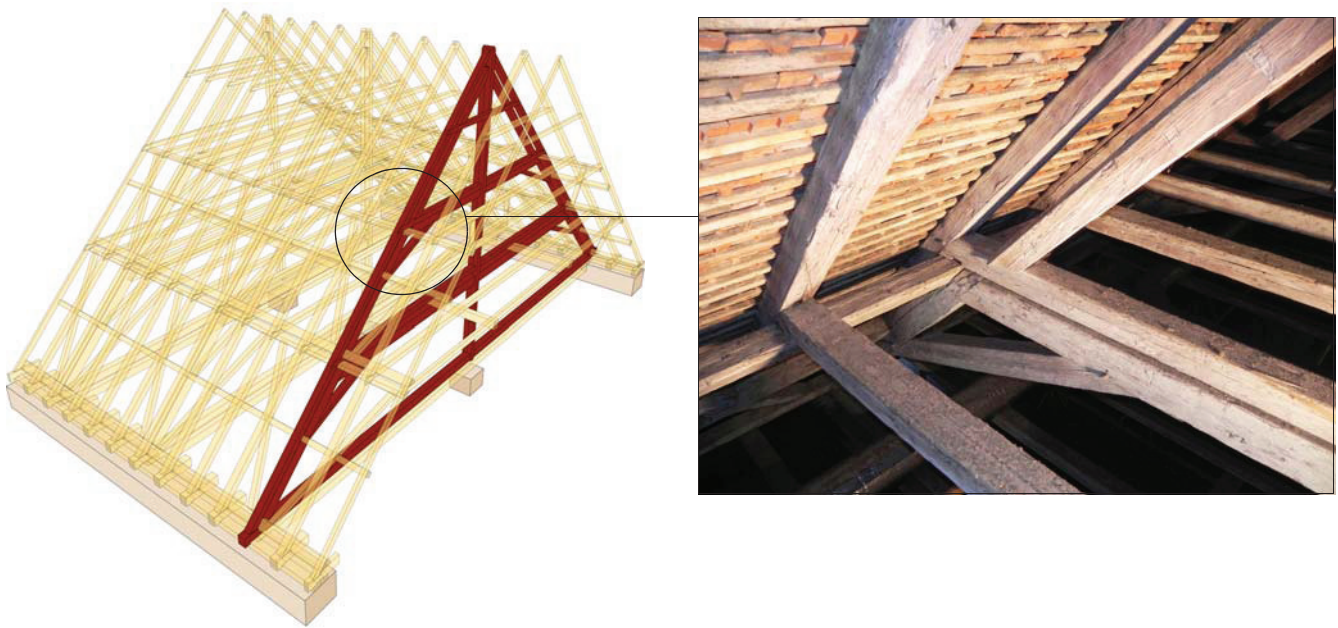


Bild C.17 Explosionszeichnung des liegenden Stuhls im zweiten Stockwerk, Abmessungen in [cm], vgl. ORTNER (2014).

Fig. C.17 Explosion view of the trapezoidal portal frame in the second floor, dimensions in [cm], see ORTNER (2014).

- Details im Firstbereich

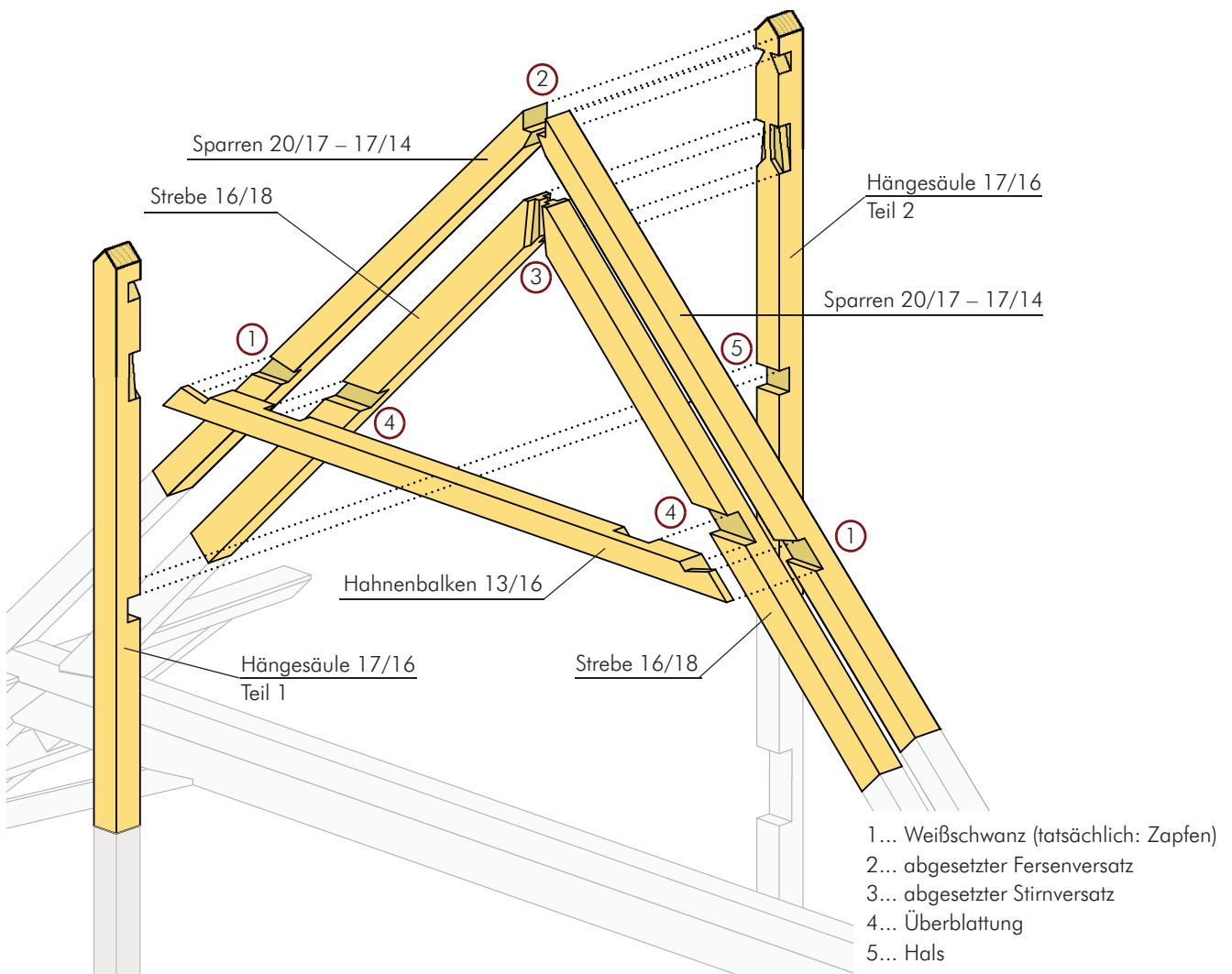
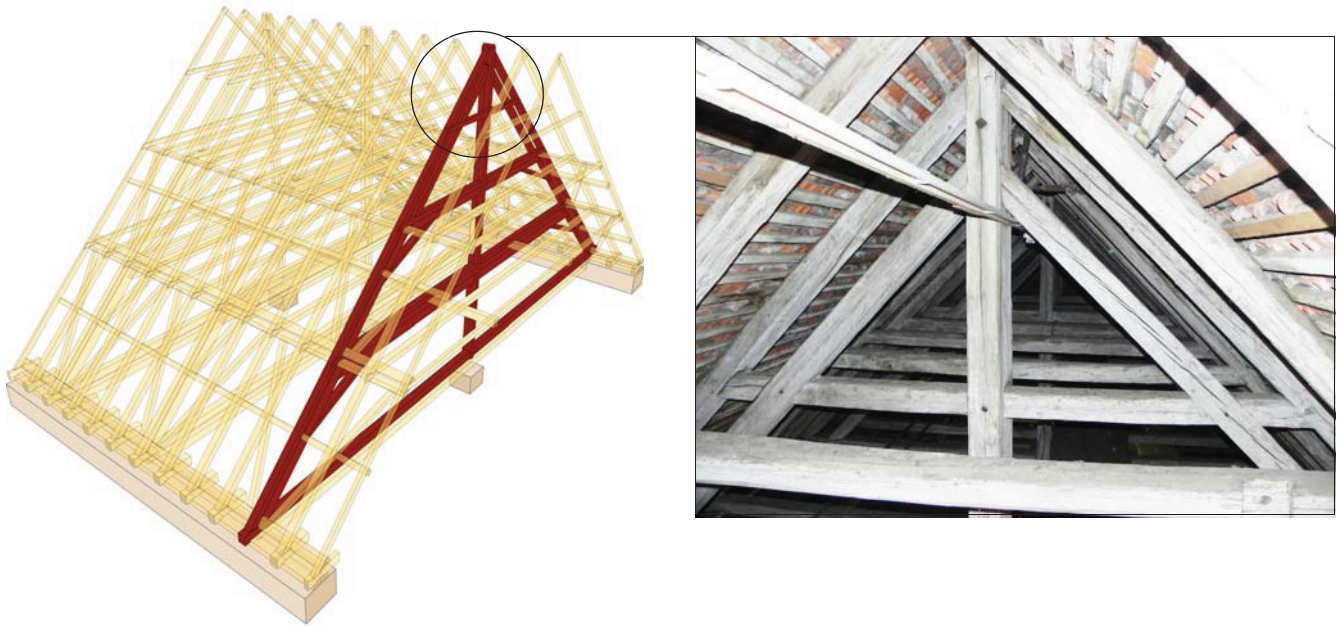


Bild C.18 Explosionszeichnung des Firstbereichs, Abmessungen in [cm], vgl. ORTNER (2014).

Fig. C.18 Explosion view of the ridge area, dimensions in [cm], see ORTNER (2014).

