

Holzbau

Vorlesungsmanuskript

Educational Material

Author(s):

Schneider, Jörg

Publication date:

1993

Permanent link:

<https://doi.org/10.3929/ethz-b-000442148>

Rights / license:

[In Copyright - Non-Commercial Use Permitted](#)

Holzbau

Wie keine andere Bauweise eignet sich der Holzbau dazu, den zugehenden Ingenieuren in die Kunst des Konstruierens einzuführen. Die in der Regel einfachen Systeme des Holzbaus bieten für die Berechnung der Schnittkräfte keine grossen Schwierigkeiten. Der Baustoff Holz jedoch zwingt mit seinen Eigenarten, seinen in weiten Grenzen schwankenden Festigkeiten und Verformungseigenschaften, seinen Mängeln und Fehlern zu einer angepassten, liebevollen konstruktiven Durcharbeitung aller Details. Nicht die Schnittkraft steht im Vordergrund des Interesses, auch nicht die Spannung im Stab, sondern meistens der Anschluss der Stäbe, die zweckmäßige Konstruktion.

Dieser Eigenart des Holzbaus entsprechend wird nicht so wenig über reine Vorlesungen verständlich wie gerade der Holzbau. Im Vordergrund des Unterrichts im Holzbau wird deshalb die Übung, die Diskussion zum konkreten Problem, das Abwägen von Vor- und Nachteilen einer Lösung, kurz - die eigentliche Arbeit stehen.

Der Zweck dieser Autografie ist der, das für diese Arbeit unumgängliche Wissen über den Baustoff, die Verbindungen, Eigenarten der Bemessung und über einige landläufige Konstruktionsformen bereitzustellen. Es wird von der Möglichkeit Gebrauch gemacht, das Wichtigste aufs Äusserste gerafft vorzutragen und weite Teile dem Selbststudium zu überlassen. So wird rasch der Zeitpunkt erreicht, wo wir konkrete Aufgaben des Holzbaus zapacken und lösen können.

Die vorliegende Autografie gliedert sich in die folgenden Kapitel

- 1 Grundlagen des Holzbaus
- 2 Verbindungen
- 3 Bemessung der Stabquerschnitte
- 4 Tragkonstruktionen aus Holz

Die ersten drei Kapitel bringen das Wissen, das letzte stellt ein Sammelalbum von Einzelheiten dar, die nicht mehr als lediglich Anregungen zu eigener konstruktiver Arbeit sein sollen.

Auch bei dieser Autografie haben meine Assistenten H.R. Müller und R. Schefer mit Rat und Tat geholfen, wofür auch zu dieser Stelle gedankt sein soll.

Zürich, Winter 81/82

J. Schneider

Der korrigierte Nachdruck 1993 eliminiert einige Schreibfehler, berücksichtigt vor allem aber die Anpassungen, die durch die neue Norm SIA 160 "Einwirkungen auf Tragwerke" verursacht werden.

Zürich, Winter 1992/93

J. Schneider

Holzbau

1 Grundlagen des Holzbaus

1.1 Holz als einheimischer Baustoff	1	1.32 Sortierung von Schnittholz	23
1.11 Der Wald in der Schweiz	1	1.33 Brett-schlitt-holz	24
1.12 Holzverarbeitende Industrie	1	1.34 Holzwerkstoffe	25
1.13 Wichtigste Bauhölzer	2	1.4 Holzschutz	27
1.14 Holz und Substitutionswerkstoffe	3	1.41 Materialwahl	27
1.15 Vor- und Nachteile des Holzbaus	4	1.42 Konstruktiver Holzschutz	28
1.2 Holz und Holzeigenschaften	7	1.43 Chemischer Holzschutz	29
1.21 Aufbau des Holzes	7	1.44 Brandeinwirkung	30
1.22 Dichte und Feuchtigkeitshaushalt	9	1.5 Bemessungskonzept Norm SIA 164	31
1.23 Quellen und Schwunden	9	1.51 Das traditionelle Bemessungskonzept nach alter Norm	32
1.24 Festigkeitseigenschaften	11	a) Nachweis der Tragsicherheit	32
a) Zug	11	b) Nachweis der Gebrauchstauglichkeit	32
b) Druck	12	1.52 Anpassung an das neue Bemessungskonzept der SIA	33
c) Biegung	13	1.53 Grundwerte der zul. Spannungen	34
d) Abscheren	13	1.54 Bemessungsspannungen	35
e) Einfluss der Holzfeuchte	14	a) Ansatz	35
f) Einfluss der Lastdauer	14	b) Lastdauerbeiwert C_D	36
1.25 Verformungsverhalten	15	c) Holzfeuchtebeiwert C_W	36
a) Kurzfristige Belastungen	15	d) Geometrisch bedingte Beiwerte	36
b) Kriechverformungen	16	1.55 Durchbiegungen	38
1.26 Strukturstörungen	17	a) Elastizitäts- und Schubmodul	39
a) Wuchsfehler	17	b) Kriechverformungen	39
b) Witterungsbedingte Schädigungen	18	c) Zulässige Durchbiegungen	39
c) Fehler aus Gewinnung und Transport	19	1.6 Literatur	40
d) Fehler aus Schädlingen	19		
1.3 Verwendungsformen von Holz	20		
1.31 Rundholz und Schnittholz	20		
a) Schnittarten	20		
b) Querschnittswerte	21		
c) Lieferlängen	22		

1.1 Holz als einheimischer Baustoff

1.11 Der Wald in der Schweiz

Das Eidg. Forstgesetz von 1876 bestimmt, dass die Gesamtfläche des Schweizerischen Waldes nicht zugestastet werden darf. Der Baumbestand ist jedoch dem Wechsel unterworfen. Jährlich wachsen über 5 Millionen m³ Holz, wovon z.T. etwa 4 Millionen geerntet werden. Holz steht also reichlich zur Verfügung. Holz ist, neben Kalk und Ton zur Zementherstellung und für die Ziegelproduktion und den verbreiteten Kiesvorkommen als Basis für die Betonherstellung, ein einheimischer Baustoff. Stahl, Aluminium und Kunststoffe aller Art sind auf ausländische Ressourcen angewiesen.

Der Wald bedeckt 27% der Gesamtfläche der Schweiz und damit rd. 11200 km². Davon sind 73% im öffentlichen Besitz (Bund, Kantone, Gemeinden und Korporationen), der Rest ist Privatwald. Tannen und Fichten stellen 72% aller Stämme, Föhren, Lärchen und Arven weitere 8%. Diesen 80% Nadelbäumen stehen 20% Laubbäume gegenüber, davon allein 17% Buchen und etwa 1% Eichen. Die restlichen 2% verteilen sich auf rund 20 weitere Arten von Laubbäumen.

Der Wald erfüllt vielerlei Funktionen im allgemeinen Interesse. Er dient zur Erholung der Bevölkerung, er schützt gegen Naturgefahren wie Erosion, Lawinen, Kriechschnee und Steinabgang und beeinflusst günstig den Wasserhaushalt, indem er Niederschlag zurückhält und bei Trockenheit abgibt. Er schützt auch vor Wind. Er bietet Schutz auch vor Zivilisationsgefahren wie Lärm, Staub und Grundwasser verschmutzung. Der Wald gliedert die Landschaft, produziert Sauerstoff und bietet gewissen Pflanzenarten und Tieren die notwendige Umwelt.

Die notwendige Pflege und laufende Verjüngung des Waldes ist auf die Holzverarbeitende Industrie angewiesen.

1.12 Holzverarbeitende Industrie

Die Holzverarbeitende Industrie beginnt in der Schweiz verteilt über das ganze Land bei den rd. 1200 Sägereien, die wertvolle Arbeitsplätze vorwiegend in ländlichen Gebieten bieten. Der Säger verarbeitet das Stammholz auf dem Vollgatter oder der Blockbandsäge zu Balken, Brettern und Latten. In Form von Schwarzen, Spreiseln und Sägespänen wird jeder Span gewulzt, vorwiegend in der Plattenindustrie oder als Energieträger.

Der Zimmermann verarbeitet Bauholz weiter. Ihm stehen heute mit dem modernen sog. Ingenieurbauholzbaun Möglichkeiten zur Verfügung, die den Holzbaun nicht nur bei landwirtschaftlichen Bau-

ten und Dachstühlen, sondern auch bei grossen Hallen usw. Konkurrenzfähig machen. Auch der Stahlbetonbau ist für Schalung und Sölgengerüst auf den Holzbaun und damit den Zimmermann angewiesen. Unter den Bauleuten ist zweifellos der Zimmermann derjenige mit der längsten Tradition und dem grössten Berufsstolz, stellt doch die Holzverarbeitung die grössten handwerklichen Anforderungen. Ähnliches gilt auch für Ingenieure, die sich heute wieder vermehrt dem Holzbaun widmen.

Der Schreiner verarbeitet Holz und Holzwerkstoffe (Platten etc.) zu Möbeln, Fenstern, Wänden und Decken. Parkettböden gehören zu den schönsten und dauerhaftesten Bodenbelägen.

Erhebliche Holzmenge gehen in die Zelluloseherstellung (vorwiegend Papier und Karton). Brennholz spielt z.T. nur eine sehr geringe Rolle.

Die Holzverarbeitende Industrie beschäftigt z.T. in rund 12000 Betrieben rund 80'000 Menschen.

1.13 Wichtigste Bauhölzer

Wir unterscheiden zunächst Nadelhölzer von Laubhölzern, die sich durch ihren Aufbau und die dadurch begründeten technologischen Eigenschaften unterscheiden, aber auch in Wuchstumsgeschwindigkeit und damit im Preis bemerkenswerte Unterschiede zeigen.

Zu den Nadelhölzern gehören vor allem die Weisstanne mit raschem Wuchstum. Sie liefert vergleichsweise billiges Holz. Ihr Holz ist harzarm und damit von kurzer Lebensdauer, falls der Witterung ausgesetzt. Sie wird bis 70 m hoch mit Stammdurchmesser bis gegen 2 m. Das Holz der Rottanne ist in geschältem Zustand kaum von den jüngeren der Weisstanne zu unterscheiden. Das Holz dieses auch als Fichte bezeichneten Baums zeigt Harzknäuel, ist jedoch ebenfalls nur gering harzhaltig und damit der Weisstanne von der Beständigkeit her gesehen nur schwach überlegen. Fichten werden bis 50 m hoch bei Stammdurchmesser bis ca 1,50 m. Weisstannen und Rottannen (Fichten) werden bei der Holzverwendung im Bauwesen praktisch nicht unterschieden: man redet von Tannenholz, gelegentlich auch abgekürzt von FiTa-Holz.

Das Holz der wesentlich langsamer wachsenden Lärche hingegen ist sehr widerstandsfähig, wurmsicher, hart und zähe. Lärchen werden bis 50 m hoch, bei Stammdurchmesser bis 1,20 m. Es findet wegen des hohen Preises im Holzbaun sehr selten Verwendung. Das Holz der Föhre oder Kiefer findet man im Bauwesen häufiger. Es ist wegen seines Harzreichtums wesentlich witterungsbeständiger als FiTa-Holz und im Preis erschaunlich. Die Föhre zeigt zudem vergleichsweise regelmäßigen Wuchs und gerad-

Die Stämme was für den Schnitt zu Bauholz besonders willkommen ist.

Aus Nordeuropa wird - vorwiegend in Bretter aufgeschnittener - auch Nordische Fichte und nördliche Föhre importiert, insbesondere des günstigen Preises wegen. Die technologischen Eigenschaften sind nicht signifikant verschieden von denjenigen einheimischer Hölzer.

In der Schweiz heimisch geworden, finden wir auch die Douglasie oder Douglas-Tanne, deren Holz qualitativ dem Fichte-Holz zugeordnet werden kann. Sie wurde als raschwachsender Nadelbaum seinerzeit aus dem westlichen Nordamerika eingeführt. Holz der Douglasie wird jedoch auch heute noch vorwiegend als Riß- und Halbriß-Holz (siehe später) von Nordamerika eingeführt. Ähnliches gilt für Heulock und Redwood als sehr gleichmäßiges und weitgehend astfreies Holz.

Die Verwendung von Laubhölzern beschränkt sich auf Eiche und Buche, und zwar wegen des hohen Preises vorwiegend für Einzelteile. Buchenholz ist hart und sehr widerstandsfähig in Bezug auf Abnutzung, jedoch empfindlich auf Feuchtigkeits- und Witterungseinflüsse. Buchen werden bis 35 m hoch bei Stamm-Durchmessern bis 1,10 m.

Das härteste, zähste und bei weitem beste, aber auch teuerste Bauholz ist Eichenholz. Eichen wachsen sehr langsam, erreichen jedoch Höhen bis 60 m bei Stamm-Durchmessern bis 1,80 m.

Die Holzbau-Norm SIA 164 unterscheidet im wesentlichen zwischen Nadelhölzern und Laubhölzern. Die Sortierung nach Qualitätsklassen ordnet die Holzarten den vorgeschriebenen Verwendungsarten und -Orten zu. Auch wird der Zimmermann bei der Auswahl geeigneter Holzarten mithelfen. Für den Ingenieur ist die Unterscheidung von Nadelholz nach drei verschiedenen Qualitätsklassen I (beste), II und III (schlechteste) ausreichend. Laubhölzer, also Buche und Eiche werden vom Ingenieur unter der Bezeichnung Hartholz zusammengefasst.

1.14 Holz und Substitutionswerkstoffe

Der Holzbau steht in Konkurrenz zum Stahlbau, zum Stahlbeton-/Spannbetonbau, zum Mauerwerksbau und zur Anwendung von Kunststoffen. Entscheidungskriterien sind u.a.

- Preis
- Instandhaltungskosten
- Feuerbeständigkeit
- Umbau-Möglichkeiten
- Abbruch-Kosten
- Wiederverwendbarkeit

Vermehrt beachtet werden sollte m.E. die Tatsache, dass es sich beim Holzbau um eine "autonome" Bauweise handelt, die vollständig auf schweizerischen Ressourcen beruht oder beruhen kann, sowie die weitere, weitgehend unbestrittene Tatsache, dass Leben und Wohnen in Holzbauten in ganz besonderem Maße angenehm und damit "menschlich" ist.

In gewissen Bereichen des Bauwesens, zB für Fundamente, Stauwäuren usw. ist freilich der Stahlbetonbau praktisch nicht zu ersetzen. Auch für Grossbrücken mag der Holzbau keine Chancen haben. In allen anderen Bereichen kann jedoch der Holzbau durchaus konkurrieren.

Noch bin vor etwa 30 Jahren gehörten auch in Mehrfamilienhäusern Holzdecken, Holztreppen, Dächer durchaus zum Normalen. Inzwischen finden wir jedoch hier fast überall Stahlbetondecken und oft Flachdächer. Besser sieht es in ländlichen Gegenden aus, wo der Zimmermann im Haus- und Chaletbau sein Auskommen finden kann.

Im Hallenbau hat sich das Holz in den letzten Jahren dank des sehr leistungsfähigen Ingenieurbau-Holzbaus bemerkenswertes Terrain zurückerobert und steht dort als ernst zu nehmender Konkurrent fest.

1.15 Vor- und Nachteile des Holzbaus

Einige der Gründe für die Förderung des Holzbaus in der Schweiz sind vorstehend erwähnt. Holzbau macht unabhängig von ausländischen Ressourcen und bringt Arbeit bis weit hinein in abgelegene Täler. Wir werten dies als Vorteil des Holzbaus. Holz ist "heimelig".

Holz hat, bezogen auf seine Dichte, ausserordentlich hohe Festigkeiten (siehe zB Baustatik, 2.31 ff), Reisslänge). Die Festigkeit parallel zur Faser, dividiert durch die Dichte, erreicht Werte, die hochwertigem Stahl nicht nachstehen. Ähnliches gilt für den Elastizitätsmodul. Holzbau verwendet demnach Bauteile, die leicht, tragfähig und zugleich steif sind. Dies sind wesentliche Eigenschaften für Montagebauweisen.

Holzbau ist eine typische Montagebauweise. Wesentliche Teile der Herstellung von Holzbauten können in der Werkstatt verlegt werden und sind damit ungunstigen Witterungseinflüssen entzogen. Einmal in der Werkstatt bereitgestellt, der Zimmermann nennt das "abgebunden", ist das Aufrichten in der Regel eine kurze Phase: wenige Tage, auch für grössere Bauwerke.

Zimmerereien sind im übrigen beweglich. Das auf Lager zu haltende Sortiment zu Balken und Brettern ist klein; kurze Lieferfristen sind die Regel,

ein Vorteil, der für eine rasche Realisierung von Bauwerken ins Gewicht fallen kann.

Holz ist praktisch resistent gegen korrosive Umgebung und chemische Einflüsse (typisches Beispiel: Salzlagerhallen, wo andere Bauweisen versagen).

Holz ist leicht zu bearbeiten und auch der Formgebung sind dank des modernen Holzleimbau kaum noch Grenzen gesetzt.

Holzbauteile sind schliesslich mehrfach wiederverwendbar und mögen nach endgültiger Erfüllung ihres Zwecks als Bauholz noch als Energie-lieferant dienen.

Trotz dieser Vorteile werden Holz und Holzprodukte oft nicht näher in Betracht gezogen, wenn es um Planung und Projektierung von Tragwerken geht. Einer der m.E. wesentlichsten Gründe ist die Tatsache, dass die Ingenieure in der Schweiz im allgemeinen durch Ausbildung und Praxis dem Stahlbeton- und Stahlbau wesentlich näher stehen als dem Holzbau. Dies führt zu Hemmungen, die gewiss ausserordentlich wichtige Aufgabe der Projektierung von Holztragwerken zu übernehmen. Freilich mag manches nicht gern Unkenntnis und fehlende praktische Erfahrung zugeben und wird versuchen, seine Hemmung hinter anderen "rationalen" Argumenten zu verstecken und sog. Nachteile des Holzbaus ins Feld zu führen, wie zB:

- die Anisotropie und Inhomogenität von Holz
- Schwänden und Quellen
- die Tendenz zur Rissbildung
- Beschränkte Lebensdauer
- Brandgefahr

An allen diesen Argumenten ist etwas Wahres. Holz ist nicht homogen wie zB. Stahl und seine Eigenschaften streuen in erheblichem Maß. Holz ist nicht volumenbeständig bei wechselnder Feuchtigkeit und neigt, insbesondere unter Bewitterung, zur Rissbildung, doch Holzbau-Kunst, ausgeübt durch Ingenieure und Zimmermann, kann diese ungunstigen Eigenschaften der Baustoffes Holz unschädlich machen. Wir sehen hier weniger Nachteile als eine Herausforderung, den Baustoff immer besser kennen zu lernen und in Kenntnis seiner Eigenschaften adäquat zu konstruieren.

Ihre Lebensdauer von Bauwerken darf nicht mit der Lebensdauer von Baustoffen gleichgesetzt werden. Freilich ist ein Betonklotz praktisch von unbegrenzter Lebensdauer. Für Stahlbeton- oder Spannbetontragwerke gilt diese Aussage nicht, ebenso wenig für Stahlbauten oder Holzbauten. In jedem Fall spielt der Unterhalt des betrachteten Bauwerks eine ausschlaggebende Rolle. Stahlbauten bedürfen periodisch eines neuen Anstrichs zur Verhinderung der Korrosion. Stahlbetontragwerke im Freien, insbesondere Brücken leiden ebenfalls unter korrosiven Ein-

flüssen, zB aus Tausalz, und auch Holzbauten müssen unterhalten werden, zB durch Nachziehen von Bolzen, Ersatz von Holzteilen, periodische Neuimpregnierung gegen Fäulnis und Schädlingsbefall etc.

Selbstgenüßigen Unterhalt vorausgesetzt, ist die Lebensdauer von Bauwerken in allen diesen Bauweisen von vergleichbarer Grössenordnung: 100 Jahre und mehr. Verglichen mit der effektiven Nutzungsdauer von Bauwerken ist dies in der Regel genügend. Oft werden Bauwerke wesentlich früher abgerissen, weil Form, Grösse, Abänderung etc. den geänderten Ansprüchen nicht mehr genügen.

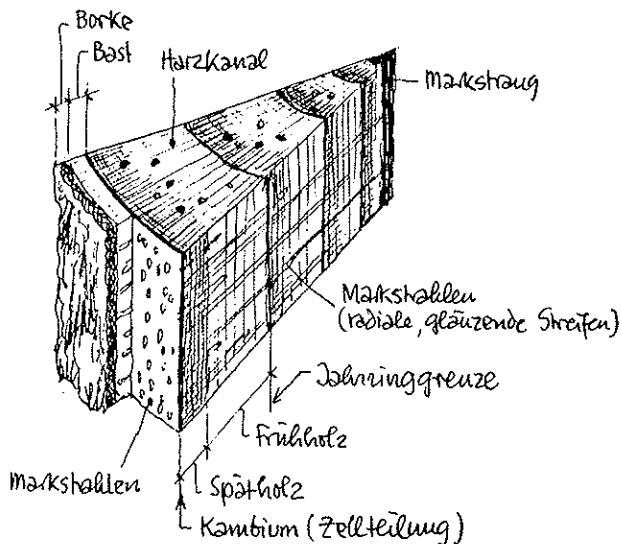
Bleibt die Brandgefahr. Holz brennt, Stahl und Beton nicht. Doch Stahl (und auch die Stahleinlagen in Stahlbeton- und Spannbetontragwerken) verlieren ihre Festigkeit bei Temperaturen über einigen hundert Grad Celsius. Holz, insbesondere grössere Querschnitte, wie sie im modernen Holzbau wieder vermehrt angewendet werden, verkohlen oberflächlich, wenige mm tief und schützen sich damit selbst. Unter dieser wärmedämmenden Schicht bleibt das Holz voll intakt und tragfähig, freilich nach Maßgabe des durch die verkohlte Schicht reduzierten Querschnitts. Der Feuerwiderstand von Holzbauten ist deshalb weit höher als derjenige ungeschützter Stahlbauten. Holz ist entflammbar (wenn auch recht schwierig bei grösseren Querschnitten), Stahl und Beton nicht. Das ist der Unterschied. Die Staudfemigkeit im Falle eines Brandes ist nicht gleichzusetzen mit Entflammbarkeit.

1.2 Holz und Holzeigenschaften

Die wesentlichste Grundlage der sog. Holzbaukunst ist Kenntnis der Materialeigenschaften des Baustoffes Holz. Ohne diese ist materialgerechtes Konstruieren nicht denkbar. Wir befassen uns deshalb zunächst mit diesem Aspekt:

1.21 Aufbau des Holzes

Am nachfolgend skizzierten Ausschnitt aus dem Stamm einer vierjährigen Föhre (beispielsweise) sind makroskopisch die folgenden Merkmale zu erkennen:



Im Kambium, welches nur mikroskopisch erkennbar ist, findet die Zellteilung statt. Nach innen scheiden sich hier Holzzellen, nach aussen Bastzellen ab, und zwar im Frühjahr eher grosse, dünnwandige Zellen (Frühholz), später eher kleine, dickwandigere Zellen (Spätholz), welche sich vom Frühholz in der Regel durch dunklere Farbe deutlich abheben. Bast und aussen die als Borke bezeichneten abgestorbenen Bastzellen schützen das Kambium und den Baum vor Witterungseinflüssen. Die nach innen abgeschiedenen Holzzellen dienen der Leitung und Speicherung von Nährstoffen und geben dem Stamm die nötige Festigkeit, zu welche die Spätholzzellen den grössten Anteil leisten. Bei harzhaltigen Hölzern sind mehr oder weniger grosse Harzkanäle zu entdecken, die sich gelegentlich ausweiten und sog. Harztaschen bilden. Zusätzlich sind, oft kaum sichtbar, Markstrahlen zu erkennen, die von der Rinde zum Mark hin laufen.

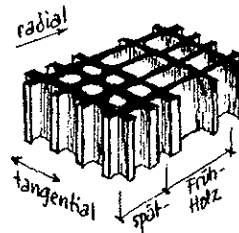
Die Jahringbreite wechselt je nach klimatischen Bedingungen des jeweiligen Jahres von ca 1 bis 10 mm und ist typisch für alle Bäume der entsprechenden Region. Aufgrund dieser Tatsache sind im übrigen Altersbestimmungen, zB von Siedlungen, bei denen Holzreste gefunden werden, möglich. Auch der Sonnenfleckenzyk-

lus ist, zu den typisch breiteren Jahrringen ablesbar.

Bei vielen Baumarten erfährt der innere Teil des Stamms im Laufe der Jahre eine Veränderung, die sog. Verkernung. Die innere, verkernete Zone besteht aus abgestorbenen Holzzellen, die sich nicht mehr an der Leitung der Nährstoffe beteiligen. Um den Kern herum liegt der sog. Splint, der lebende Teil des Stamms. Kern und Splint sind bei einigen Hölzern verschieden gefärbt, zB bei Lärche, Föhre und Eiche. Bei manchen Hölzern ist der Farbunterschied nur in feuchtem Zustand erkennbar, zB bei Fichte, Weissstanne und Buche (sog. Reifhölzer), bei manchen überhaupt nicht farblich unterscheidbar. Im Kern lagern sich Mineralien, Gerbstoffe und Harze ab, welche das Kernholz gegen Schädlinge und Zersetzung schützen. Kernholz ist gewerblich hochwertiger als Splintholz.

Mikroskopisch, aber auch schon mit einer starken Lupe, sind die Holzzellen erkennbar. Sie sind - in Stamm-Längsrichtung - oft mehrere mm lang, aber weniger als 0,1 mm im Durchmesser bei mikroskopisch dünner Wandstärke. Solche Zellen reihen sich in Stammrichtung faserartig aneinander.

Holz kann man sich in grober Vereinfachung als ein parallel zum Stamm ausgerichtetes Bündel dünnwandiger Röhren vorstellen. Die gedichtete Anordnung dieser Röhren begründet das ausgesprochen anisotrope Verhalten von Holz. Fast alle wesentlichen Eigenschaften von Holz sind stark von der Betrachteten Richtung abhängig.



So sind zB die Festigkeiten und der Elastizitätsmodul parallel zur Faser, also parallel zum Stamm, wesentlich grösser als die entsprechenden Werte in radialer Richtung (von der Rinde zum Mark) oder in tangentialer Richtung (tangential zu den Jahrringen). Dies ist bei Betrachtung der "Röhrenanalogie" ohne weiteres verständlich.

Wie man erkennt, ist Holz ein poröser Baustoff. Da die Holzsubstanz eine praktische Konstante Dichte von $\rho = 1,56 \text{ g/cm}^3$ hat, kann der Anteil an Holzsubstanz durch Wägen abso-lut trockenen Holzes, durch Ermittlung der sog. Darrdichte ρ_0 bestimmt werden. Der Holzsubstanz-Anteil ρ_0/ρ ist je nach Holzart, Wachstumsbedingungen, Standort usw stark unterschiedlich. Als Anhaltspunkt mag gelten:

Fichte, Tanne, Föhre	0,15 - 0,25 - 0,45
Lärche	0,20 - 0,30 - 0,50
Eiche und Buche	0,25 - 0,40 - 0,55

Der durch feste Holzsubstanz nicht ausgefüllte Raum ist Hohlraum, welcher im Darrzustand mit Luft gefüllt ist.

1.22 Dichte und Feuchtigkeitshaushalt

Eine wichtige Kennzahl von Holz ist die Darrdichte ρ_0 [kg/m³]. Sie wird durch Wägen absolut trockenen Holzes bestimmt aus

$$\rho_0 = \frac{m_0}{V_0}$$

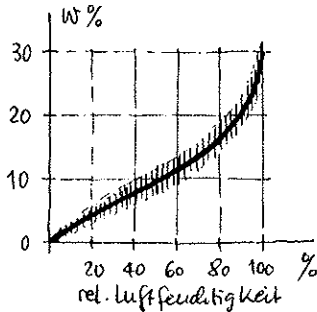
warin m_0 die Masse, V_0 das Volumen bedeuten. Die Messung erfolgt zu ast- und fellerfreien Proben.

Holz ist jedoch hydrophil und enthält immer eine gewisse Wassermenge, die, in % auf die Darr-Masse bezogen, beträgt

$$w\% = \frac{m_w - m_0}{m_0} \cdot 100$$

Hierin ist m_w die Masse eines Holzklotzes im feuchten, m_0 diejenige im gedarrten Zustand. Den Feuchtigkeitsgehalt kann man auch chemisch (feuchtigkeitsempfindliche Substanzen) oder mittels elektrischer Widerstandsmessung bestimmen.

Die Holzfeuchte von geschützt gelagertem Holz steht im sog. Holzfeuchte-Gleichgewicht mit der Luftfeuchtigkeit der Umgebung (Adsorption dampfförmigen Wassers aus der Umgebung). Bei Lagerung



unter 100% relativer Luftfeuchtigkeit enthält Holz zwischen 25% und 30% Wasser und zwar in den Holzfasern selbst (sog. Fasersättigung). Darunter nimmt die Holzfeuchte ab gemäß nebenstehendem Diagramm. Holz ist in der Lage, auch über die Fasersättigung

hinweggehende Wassermengen zu lagern, dies jedoch in den Poren selbst als tropfbares Wasser. Folgende Zahlenwerte sind charakteristisch:

Darrtrocken	0%
geheizte Räume	6-12%
ungeheizte Räume	9-15%
überdeckte offene Hallen	10-20%
allschalls der Witterung ausgesetzt	18-30%
frisch geschlagenes Holz	> 40%

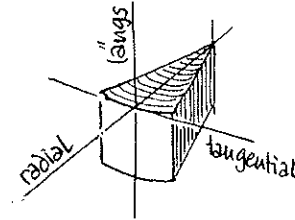
Wie man dieser Tabelle entnehmen kann, schwankt die Holzfeuchte bei eingeschautem Konstruktionsholz um $\pm(3-5)\%$, während die mittlere Holzfeuchte je nach Verwendungszweck bzw. Standort verschiedene ist.

1.23 Quellen und Schwinden

Holz quillt und schwindet mit steigendem bzw. fallendem Wassergehalt, jedoch nur zwischen dem Darrzustand und der Fasersättigung. Oberhalb der

Fasersättigung ist kein wesentliches Quellen und Schwinden mehr zu beobachten.

Quell- und Schwind-Maße sind weitgehend proportional zur Holzfeuchte-Änderung. Die spezifischen Quell- und Schwind-Maße (α in % pro % Holzfeuchte-Änderung) sind stark richtungsabhängig und



nur in geringem Maße von der Holzart abhängig. Am grössten ist das Quell- bzw. Schwindmaß in tangentialer Richtung. Es beträgt etwa das Doppelte der für die radiale Richtung gültigen Maße. In Längs-

richtung ist Quellen und Schwinden fast vernachlässigbar klein. Die folgenden Zahlenwerte können angenommen werden:

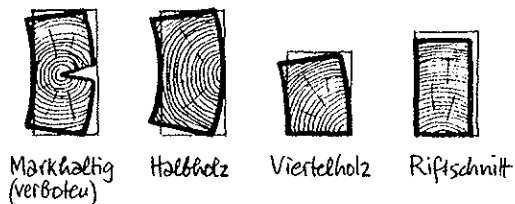
Holzart	α_i in % für $\Delta w = 1\%$			Volumen
	tangential	radial	Längs	
Nadelhölzer	0,32	0,16	0,01	0,50
Eiche	0,35	0,20	0,01	0,55
Buche	0,45	0,22	0,01	0,68
Verhältniszahlen	~ 2	1	$\sim \frac{1}{20}$	

Holz "arbeitet" also zB im Laufe des Jahres wegen der unter 1.22 erwähnten Holzfeuchte-schwankungen. Für $\Delta w = \pm 5\%$ ändern sich die Abmessungen in tangentialer Richtung zB um

Nadelhölzer	$\pm 5 \cdot 0,32 = \pm 1,6\%$
Eiche	$\pm 5 \cdot 0,35 = \pm 1,8\%$
Buche	$\pm 5 \cdot 0,45 = \pm 2,2\%$

Eine wichtige bautechnische Konsequenz dieses Verhaltens: zB Bolzen müssen nachziehbar sein und in gewissen Zeiten auch nachgezogen werden, um ein Lockern von Verbindungen zu vermeiden.

Das unterschiedliche Quellen und Schwinden von Holz in radialer bzw. tangentialer Richtung hat im übrigen die Tendenz zu Radialrisen zur Folge, denn der Umfang eines Stamms möchte sich beim Austrocknen waldfrischen Holzes stärker verkürzen als der Radius. Deshalb muss Holz bei Holzfeuchten aufgeschnitten werden, die bei der Fasersättigung oder darüber liegen (zB Wasserlagerung vor der Sägerei oder rasches Aufschneiden nach der Fällung). Aber auch bereits aufgeschnittenes Holz hat je nach Jahrring-Stellung ganz typisches Verformungsverhalten beim austrocknen (Verzerrungen, Verwinden, "Schlüssel" etc.):



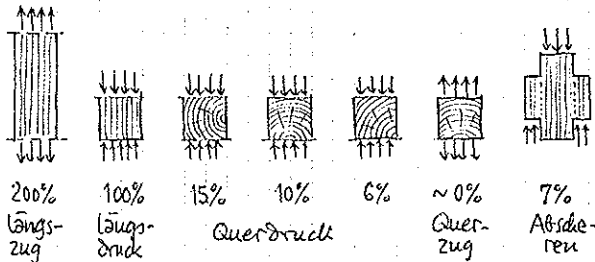
Markhölzig (verbotten) Halbholtz Viertelholz Riffschnitt

Man erkennt aus diesen Skizzen, dass bei markhaltigem Holz mit radialen Rissen zu rechnen ist, die insbesondere die Schubfestigkeit herabsetzen. Markhaltiges Holz ist deshalb als Konstruktionsholz nicht zugelassen.

Desweiteren ist davon auszugehen, dass Schnittholz nicht markhaltig ist. Wird bei Fasersättigung geschnitten und trocknet Holz ausschließlich natürlich oder künstlich auf zB $w = 12\%$ hinunter, nehmen "tangente" Maße um rd 6% , "radiale" Maße um rd 3% ab. Planmäßig auf 160×240 mm geschnittenes Halbholz hat also (neben dem aus der Skizze ersichtlichen "Schlüssel") zB nur noch die Abmessungen 155×230 mm. Dies ist bei der konstruktiven Durchbildung unter Umständen zu beachten, insbesondere dann, wenn zB durch Verbindungsmitel entprechende Verformungen behudert werden.

1.24 Festigkeitseigenschaften

Die Festigkeitseigenschaften von Holz sind von verschiedenen Einflüssen abhängig. Die wichtigsten sind Darrdichte ρ_0 , Feuchtigkeit $w\%$, Faserstellung und Beanspruchungsart (Zug, Druck, Schub bzw. Abscheren). Insbesondere bei Zug spielen Holzfehler (zB Äste) eine große Rolle. Ein grober Überblick ergibt:



Die folgenden Angaben beziehen sich zunächst auf Holz mit $w = 15\%$ und ohne Fehler:

a) Zug

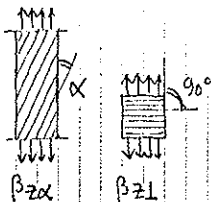
Die Zugfestigkeit längs zur Faser ist bei ungestörten Proben (zB keine Äste etc) sehr gross und stark vom Holzsubstanz-Gehalt oder der Darrdichte ρ_0 [kg/m^3] abhängig. Als Anhaltspunkt gilt

$$\beta_{z||} \approx (0,18 \div 0,22) \cdot \rho_0, \text{ bei } w \approx 15\%$$

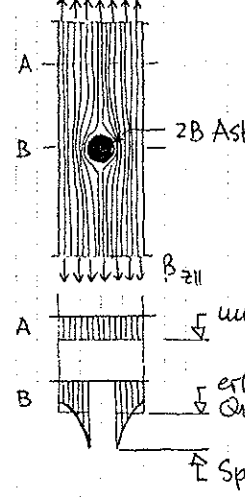
wobei die kleinere Zahl eher für Laubhölzer, die grössere eher für Nadelhölzer gilt. Typische Mittelwerte sind:

- Nadelhölzer $\beta_{z||} \approx 80 \text{ N/mm}^2$
- Laubhölzer $\beta_{z||} \approx 120 \text{ N/mm}^2$

ebenfalls für $w \approx 15\%$. Schrägfasrigkeit setzt die Zugfestigkeit ganz erheblich herab, zB bei 10° auf weniger als 20% der Werte parallel zur Faser. Senkrecht zur Faser (also für $\alpha = 90^\circ$) ist die Zugfestigkeit wegen unvermeidbarer Strukturstörungen praktisch Null.



Die Zugfestigkeit wird durch Strukturstörungen (zB Äste) stark herabgesetzt und zwar aus der kombinierten Wirkung



mehrerer Einflüsse: Schrägfasrigkeit im Bereich der Störung; Querschnittsschwächung durch die Störung selbst sowie Spannungskonzentrationen am Rand der Störungen, die sog. Kerbwirkung:

Durch Auslese (Festigkeitsklassen) müssen solche Einflüsse klein gehalten werden. Im übrigen sind bei Zugbeanspruchung grosse Sicherheitsvorgaben nötig.

b) Druck

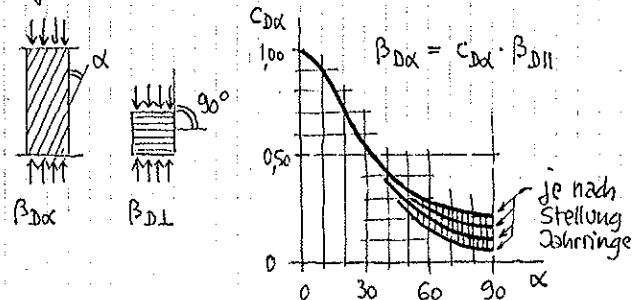
Die Druckfestigkeit längs zur Faser ist ebenfalls vom Holzsubstanz-Gehalt abhängig und beträgt für $w \approx 15\%$ etwa

$$\beta_{d||} \approx (0,08 \div 0,10) \cdot \rho_0$$

wobei wieder die kleinere Zahl eher für Laubhölzer, die grössere für Nadelhölzer repräsentativ ist. Typische Mittelwerte sind

- Nadelhölzer $\beta_{d||} \approx 40 \text{ N/mm}^2$
- Laubhölzer $\beta_{d||} \approx 50 \text{ N/mm}^2$

Der Abfall der Druckfestigkeit durch Schrägfasrigkeit ist weniger ausgeprägt als bei einer Zugbeanspruchung und kann den folgenden Diagramm entnommen werden:



Die Längsdruckfestigkeit von Proben mit Strukturstörungen (zB Ästen) ist in der Regel nur wenig kleiner als diejenige ungestörter Proben, da in der Regel zB Äste den Querschnitt nicht schwächen, sondern, da "härter", sogar Spannungen "anziehen". Die Querdrukfestigkeit $\beta_{d\perp}$ ist im übrigen kaum definierbar, sondern meist durch die Begrenzung von Verformungen gegeben (siehe 1.25).

c) Biegung

Ermittelt man die Biegefestigkeit von Holz unter Annahme der klassischen Biegelehre (siehe zB Baustatik Kap. 5.2) aus Biegebruchversuchen an Balken, erhält man Werte, die etwa in der Mitte zwischen der Zugfestigkeit und der Druckfestigkeit liegen:

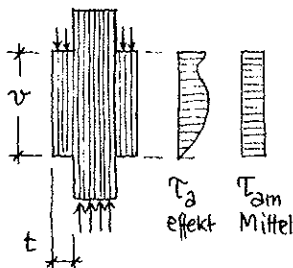
$$\beta_{BII} \approx \frac{1}{2} \cdot (\beta_{ZII} + \beta_{DII})$$

Die Spannungsverteilung im Holzbalken entspricht jedoch nur bei kleinen Spannungen den Formeln der Biegelehre. Der Biegebruch beginnt in der Regel mit einem Einklinken der Fasern auf der Biegedruckseite des Balkens, ohne dass die Druckzone wesentlich an Tragfähigkeit verliert. Die Null-Linie verschiebt sich dadurch jedoch nach unten, die Zugzone wird kleiner, die Spannungen auf der Zugseite steigen rasch an, bis schliesslich die Fasern auf der Zugseite - in der Regel bei einer Strukturstärkung - reißen, und zwar plötzlich und spröde.

Trotzdem wird der Spannungsverteilung die klassische Biegelehre zugrundegelegt. Durch vernünftige Festlegung zulässiger Spannungen wird der oben geschilderte Bruchvorgang berücksichtigt.

d) Abscheren

Die Scherfestigkeit von Holz wird vorzugsweise an speziellen Prüfkörpern gemessen. Die mittlere Scherfestigkeit hängt dabei stark von der Form, insbesondere von v/t ab sowie von der absoluten Grösse der Scherfläche selbst.



Die Scherfestigkeit parallel zur Faser ist ziemlich klein und beträgt etwa 5-8% der Druckfestigkeit β_{DII} .

Senkrecht zu den Fasern, also bei einer um 90° gedrehten Faserstellung, sind Scherbrüche kaum möglich. Bei solchen Versuchen wird das Holz in den Auflagerflächen eher zerquetscht, als dass ein Abscheren eintritt.

Die anhand oben skizzierter Prüfkörper ermittelten Scherspannungen werden im Prinzip auch als repräsentativ angesehen für die Begrenzung der Schubspannungen aus Biegung.

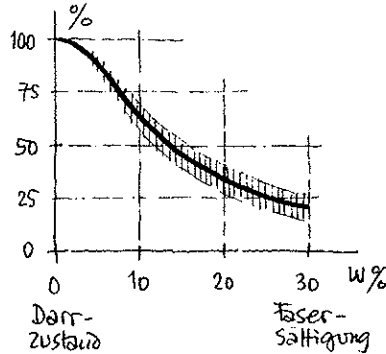
Im übrigen sind die ertragbaren Scherspannungen stark durch allfällige Risse (insbesondere zwischen Jährzungen - sog. Spiegelrisse) beeinflusst, sodass grosse Sicherheitsvorgaben nötig sind.

e) Einfluss der Holzfeuchte w

Der Einfluss der Holzfeuchte w auf die vorstehend diskutierten Festigkeiten ist erheblich. Aus Versuchsreihen an Rottanne hat sich zB ergeben:

- w = 0% : $\beta_{DII} = 81 \text{ N/mm}^2$
- w = 18% : $\beta_{DII} = 36 \text{ "}$
- w = 25% : $\beta_{DII} = 25 \text{ "}$

Als Anhaltspunkt mag folgendes Diagramm gelten, welches den Abfall sämtlicher Festigkeitsgrössen infolge Holzfeuchte charakterisiert:

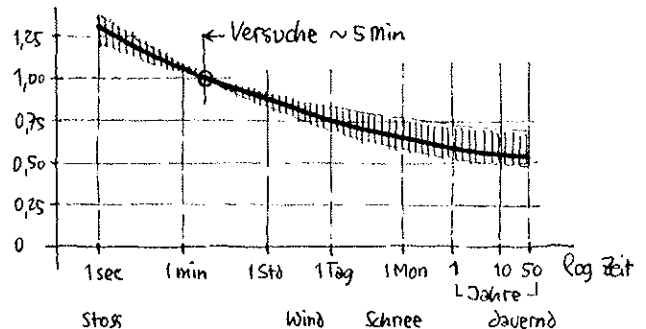


Man erkennt aus diesem Diagramm, dass die unter a) bis d) für w = 15% angegebenen Werte der verschiedenen Festigkeiten etwa 50% derjenigen gedarrter Proben entsprechen und für grosse Holzfeuchte weiter bis auf etwa die Hälfte absinken können.

Der Einfluss der Holzfeuchte muss deshalb bei der Bemessung von Holzbauteilen berücksichtigt werden. Dies geschieht mittels eines sog. Holzfeuchtebeiwerts.

f) Einfluss der Lastdauer

Alle vorstehend erwähnten Festigkeitswerte werden in Kurzzeitversuchen ermittelt, deren Dauer in der Größenordnung von Minuten liegt. Unter stossartigen Belastungen (Größenordnung Sekunden und Bruchteile davon) sind grössere Werte ertragbar, unter langfristigen Lasten (Tage, Jahre) führen schon kleinere Beanspruchungen zum Bruch. Dieser Effekt - obwohl leicht einsehbar - ist versuchstechnisch nur mit grossem Aufwand messbar. Angaben sind deshalb nicht sehr vielfältig. In der Regel werden sie auf der Basis einer logarithmischen Zeitskala gegeben und zeigen grosse Unterschiede:



Immerhin ist der Abfall der Festigkeiten für dauernd wirkende Lasten merklich und sollte berücksichtigt werden. Dies geschieht mit Hilfe eines Lastdauerbeiwerts.

1.25 Verformungsverhalten

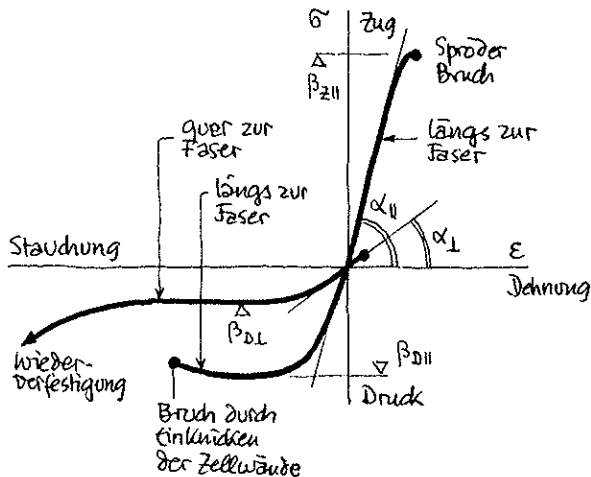
Das Verformungsverhalten von Holz kann für kurzfristige Belastungen durch Aufnahme von Spannungs-Dehnungs-Diagrammen bestimmt werden. Solange die Spannungen klein bleiben, kann die Gültigkeit des Hooke'schen Gesetzes (siehe zB Baustatik Kap 2.31 c)) angenommen werden und man redet von elastischen Verformungen, die via Elastizitätsmodul mit den Spannungen verknüpft sind.

Hinzu treten jedoch unter langfristigen Belastungen sog. Kriechverformungen, d.h. kurzfristig sich einstellende Verformungen vergrößern sich im Laufe der Zeit.

Wir betrachten zunächst kurzfristig sich einstellende Verformungen:

a) Kurzfristige Belastungen

Das Verhalten von Holz lässt sich in Spannungs-Dehnungs-Diagrammen beschreiben. Hierbei muss natürlich die Richtung der Beanspruchung in Bezug auf die Faserstellung des Holzes berücksichtigt werden. Wir erhalten im Prinzip das folgende:



Aus der Tangente zu die Diagramme kann auf die Elastizitätsmoduli geschlossen werden. Es ist

$$E_{II} = \tan \alpha_{II}$$

$$E_{I} = \tan \alpha_{I}$$

Die Werte streuen - wie die Festigkeiten in Abhängigkeit vorwiegend von der Darrdicke ρ_0 - in weiten Grenzen. Die folgenden Werte können als Anhaltspunkt dienen, wobei der herausgehobene Wert in der Regel Verformungsberednungen zugrunde gelegt wird:

Parallel zur Faser:

Nadelhölzer $E_{II} = 6000 - 10'000 - 16'000 \text{ N/mm}^2$
 Laubhölzer $E_{II} = 8000 - 12'500 - 22'000 \text{ "}$

Senkrecht zur Faser:

Nadelhölzer $E_{I} = 150 - 300 - 500 \text{ N/mm}^2$
 Laubhölzer $E_{I} = 300 - 600 - 900 \text{ "}$

Wie man erkennt, ist angesichts der grossen

Streuungen eine genaue Voraussage von Verformungen kaum möglich.

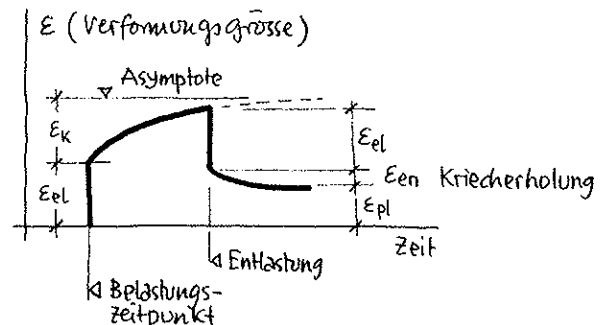
Für die Ermittlung von Verformungen aus Querkraft und Torsion ist der Schubmodul G einzusetzen. Dieser kann zB aus Torsionsversuchen ermittelt werden und beträgt - bei ebenfalls grossen Streuungen -

Nadelhölzer $G \approx 500 \text{ N/mm}^2$
 Laubhölzer $G \approx 1000 \text{ "}$

Der Einfluss der Holzfeuchte w auf diese Elastizitätszahlen ist klein. Bei Fasersättigung sind - im Gegensatz zum grossen Abfall der Festigkeiten - noch immer rd 80% der an trockenen Proben ermittelten Werte vorhanden.

b) Kriechverformungen

Unter langdauernden Lasten kommen zu den sich direkt bei der Belastung einstellenden elastischen Verformungen zeitabhängige plastische Verformungen hinzu. Diese Verformungs-Zunahme wird als Kriechen bezeichnet und ist bei allen Baustoffen zu beobachten, bei Holz und Beton bereits bei normalen, bei Stahl erst bei erhöhten Temperaturen. Schematisch lässt sich dieses Verhalten wie folgt charakterisieren:



Die Kriechverformung kann als vielfaches der elastischen Verformung angeschrieben werden:

$$\epsilon_k = \varphi \cdot \epsilon_{el}$$

Die Gesamtverformung beträgt damit für dauernd wirkende Lasten:

$$\epsilon_{tot} = \epsilon_k + \epsilon_{el} = \epsilon_{el}(1 + \varphi)$$

Bei einer Entlastung wird die elastische Verformung zurückgewonnen, die Kriechverformung jedoch nur zu einem kleinen, praktisch vernachlässigbaren Teil (ϵ_{en} , Kriecherholung, verzögerte Elastizität). Es bleibt auch im entlasteten Zustand eine bleibende plastische Verformung ϵ_{pl} zurück.

Die Kriechzahlen φ sind im Prinzip von der Beanspruchungshöhe (zB bezogen auf die Festigkeit unter Kurzzeitlast), der Beanspruchungsart und der Holzfeuchte w abhängig. Schlussige Versuchsergebnisse fehlen noch weitgehend. Für die üblicherweise auftretenden Spannungen (die

natürlich nur Bruchteile der entsprechenden Festigkeiten sind), kann angenommen werden, dass die Knechtzahlen zwischen 0,5 und 2,0 liegen, wobei der kleinere Wert für geschützte Bauteile und vorgeknetes Holz, der grössere für feucht eingebauten Holz oder nicht geschützte Bauteile gilt. Werden Bauteile während des Austrocknens beansprucht, ist mit noch grösseren Werten zu rechnen.

1.26 Holzfehler und Strukturstörungen

Im Vorstehenden war häufig von Holzfehlern und Strukturstörungen die Rede, die - teilweise durch entsprechende konstruktive Durchbildung von Holztragwerken, vorwiegend jedoch durch entsprechende Auslese - berücksichtigt werden müssen. Wir unterscheiden verschiedene Fehlerarten:

- Wundfehler
- Witterungsbedingte Schädigungen
- Fehler aus Gewinnung und Transport
- Fehler aus Schädlingen

a) Wuchsfehler

Einer der wichtigsten Wundfehler (da Unvermeidbar wohl besser als unerwünschte natürliche Eigenschaft bezeichnet) ist die sog. Astigkeit. Äste verkleinern zunächst geometrisch den Querschnitt, beeinflussen aber auch den Faserverlauf in Form lokaler Schrägfasrigkeit, unregelmässiger Jahringbreite und weiterer Diskontinuitäten. Der Einfluss ist von Grösse und Form, Anzahl und Lage der Äste im betrachteten Holzteil und durch die Beanspruchungsart gegeben.

Versuchsresultate zeigen, dass die Reduktion der Zugfestigkeit deutlich stärker ist als dem flächenmässigen Anteil der Äste entspricht. Bezeichnen wir mit A_0 die Querschnittsfläche des Astes, mit A die Querschnittsfläche ohne Ast, ist der Reduktionsfaktor mit guter Näherung durch

$$\left(1 - \frac{A_0}{A}\right)^2$$

gegeben. Beträgt die geometrische Querschnittsschwächung durch den Ast $A_0/A = 0,5$, sinkt also die Festigkeit der Holzprobe auf rund 25%. Bei Druckbeanspruchung ist die Schwächung geringer und kann etwa der geometrischen Schwächung gleichgesetzt werden.

Besonders ungünstig wirken sich Äste im Bereich von Verbindungen aus, wo in der Regel weitere Schwächungen und auch Kraftkonzentrationen auftreten. Hier muss der Zimmermann im Einzelfall aufpassen, während der Grad der Astigkeit generell durch Festigkeitsortierung unter Kontrolle gehalten wird.

Ein weiterer häufiger Wundfehler ist die sog. Drehwüchsigkeit. Hier laufen die Holzfasern

schräubenlinienförmig um die Stammachse herum. Aus drehwüchsigen Stämmen herausgeschnittene Balken neigen zum Verdrehen und haben, je nach dem Grad der Drehwüchsigkeit, eine mehr oder weniger ausgeprägte Schrägfasrigkeit, wodurch die Festigkeit abgemindert wird. Allzustark drehwüchsiges Holz muss demnach ausgeschieden werden.

In harzhaltigen Nadelhölzern (Fichte, Tanne, Lärche, Douglasie) treten oft flache, innerhalb eines Jahresrings liegende, mit Harz gefüllte, sog. Harztaschen auf. Durch diese werden das Holzgefüge gelockert, Jahresringe gekreuzt und Fasern umgelenkt, wodurch lokal Schrägfasrigkeit entsteht. Unangenehm ist dieser Holzfehler insbesondere deshalb, weil er - auch bei bereits aufgeschnittenem Holz - von aussen nicht immer erkennbar ist. Oft sind eigentliche Harzstellen zu beobachten, wo das Holzgewebe wie von Harz getränkt erscheint, ohne im engeren Sinn eine Harztasche zu bilden. Solches Holz ist schädhaft und auf jeden Fall auszuschneiden.

Ein weiterer Holzfehler wird unter dem Stichwort Reaktionsholz zusammengefasst. Reaktionsholz wird zur Korrektur der Wundrichtung angelagert und zwar bei Nadelhölzern auf der Druckseite des Stammes, bei Laubhölzern auf der Zugseite. Druckholz erscheint ausgeprägt gelb oder rotbraun, Zugholz (bei Laubbäumen) gelegentlich heller gefärbt. Reaktionsholz hat stets wesentlich höhere Dichte als normales Holz, ist von grösserer Härte, zeigt abnormal grosses Schwinden und Quellen. Reaktionsholz ist nur in geringem Anteil des Querschnitts zulässig und soll soweit möglich ausgeschieden werden.

b) Witterungsbedingte Schädigungen

Witterungsbedingte Schädigungen äussern sich im wesentlichen in Rissen, die u. U. teilweise wieder überwachsen und damit von aussen nicht sichtbar sein können.

Ringrisse (oder Schalenrisse) treten häufig bei sprunghaft wechselnder Jahresringbreite auf. Es handelt sich um die teilweise oder umlaufende Ablösung von Holzschichten entlang eines Jahresrings. Bretter mit Ringrisen fallen auseinander, bei Balken ist die Schubfestigkeit reduziert.

Frostrisse verlaufen radial ins Stamminnere und sind darauf zurückzuführen, dass sich der Stammumfang stärker zusammenziehen will, als es der Stammdurchmesser gestattet. Solche Risse können wieder überwachsen, bilden jedoch Ansatzpunkte für Fäulnis.

Trockenrisse entstehen unter extremen Verhältnissen durch Austrocknen der äusseren Stammschichten, wobei sich - wie bei Frostrisen - der Zusammen-

Zielung des Umlaufs der innere Kern widerseht. Im übrigen gilt das für Frostrisse gesagte.

Auch Blitzschlag kann feine bis schwere Risse erzeugen, die oft über die ganze Stammlänge durchgehen.

Rissiges Holz ist auszuschneiden. Dies gilt jedoch nicht für - meist nur oberflächliche - Schwundrisse, die vom Hirnholz ausgehen und erst nach dem Sägen auftreten und unvermeidbar sind.

c) Fehler aus Gewinnung und Transport

Beim unsachgemäßen Fällen von Bäumen können durch brusken Fall des Stammes auf harte Boden-erhebungen (Felsköpfe usw) Ausbüche und Anrisse entstehen, die oft kaum sichtbar sind. Ähnliche Schäden können durch unsachgemäßen Auf- und Ablass von Stämmen und Schnittholz entstehen. Schadhafte Holz muss ausgeschieden werden, auch dann, wenn man die Schädigung erst beim Auf-richten der Holzkonstruktion entdeckt.

Auch unsachgemäße Lagerung führt zu Schäden, insbesondere zum Verzug und Verwerfen auf-geschnitteneu Holzes. Das markhaltige Holz nicht verwendet werden darf, wurde schon unter 1.23 begründet.

d) Fehler aus Schädlingen

Insekten können sowohl den stehenden Baum, das gefällte Holz als auch erigebautes Holz befallen. Holzschädigende Käfer legen ihre Eier in Ritzen. Die schlüpfenden Larven sind die eigentlichen Schädlinge. Sie ernähren sich von Holzsubstanz und zerstören das Holz - von aussen oft unsichtbar - durch ihre Frassgänge. Oberflächlich sind befallene Hölzer nur durch Schlupflöcher erkennbar, durch die das geschlüpfte Insekt das Holz verlässt.

Der wichtigste Schädling ist der Hausbock, der - wie auch der sog. Klopfkäfer - trockenes Konstruktionsholz bevorzugt. Sog. Holzwespen befallen vorwiegend gefälltes Holz oder kranke Bäume.

Von Insekten befallenes Holz darf nicht verwendet werden. Werden fertige Konstruktionen nachträglich befallen, ist - bei rechtzeitiger Entdeckung - noch Rettung durch chemische Bekämpfung möglich.

Holzzerstörende Pilze bauen Lignin oder Zellulose oder beides ab und verursachen damit das, was im Volksmund Fäulnis genannt wird und sich in einem raschen Festigkeitsabfall äußert. Typische Vertreter sind der sog. echte Hauschwamm, der Kellerschwamm und der Porenschwamm. Schwämme bevorzugen feuchtes Holz und feuchte Umgebung. Durch Auslese gesunden Holzes, Einbau trockenem Holz, ausreichend "belüftete" Konstruktionsdetails, sowie durch chemische Holzschutzmittel (Austrich, Tränkung etc) lässt sich der Befall durch Schwämme verhindern.

1.3 Verwendungsformen von Holz

Holz findet im Bauwesen in verschiedenen Formen Verwendung. Wir unterscheiden

- Rundholz und Schnittholz
- Brettschichtholz
- Holzwerkstoffe

1.31 Rundholz und Schnittholz

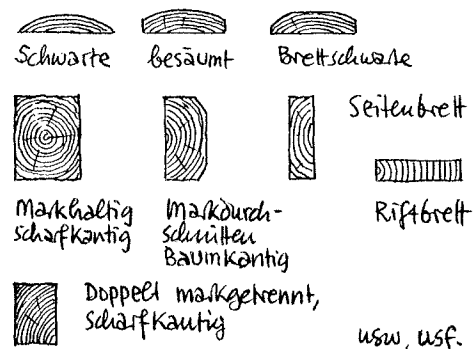
a) Schnittarten

Unter Rundware werden volle Rundhölzer, aber auch sog. Halb- und Viertelhölzer und ein- bzw beidseitig sägegestreifte Rundhölzer verstanden.

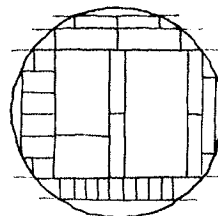


Rundware wird normalerweise nicht im Holzbau verwendet mit Ausnahme von Tragwerken des forstlichen Bauwesens (Stege, Brücken, Hütten, Hochsitze und Türme). Bei markhaltigem Holz ist Vorsicht geboten (siehe 1.23).

Ware mit Parallelschnitt wird durch Aufschneiden auf der Gatter- oder der Blockbaudsäge aus Rundholz gewonnen. Man unterscheidet Latten (mit den Querschnitten 24/48; 30/48; 30/60 bis ca 80/100 mm), Kanthölzer (6/14 ÷ 20; 8/12 ÷ 24; 10/10 ÷ 28 in Abstufungen von 2 cm bis rd. 20/28 cm) und Bretter (der Dicke 8 bis 40 mm und mindestens 80 mm Breite) bzw. Balken (mindestens 40 mm dick und jeweils doppelt so breit wie dick). Alle diese Formen werden, je nach Aufkemmung, aus dem gleichen Stamm gewonnen. Dabei treten zB auch Schwarten (besäumt oder unbesäumt) und baumkantiges Holz auf, welches in gewissen Grenzen zulässig ist:

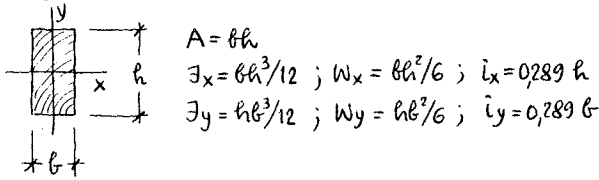


Es ist die grosse Kunst des Sägemeisters, aus einem gegebenen Stamm (der natürlich kegelförmig zum Zopfende hin dünner wird) so aufzuschneiden, dass die optimale Ausbeute zu Nutzholz entsteht. Verschiedene Arten der Trennung sind gebräuchlich je nach angestrebtem Sortiment.



b) Querschnittswerte

Die Querschnittswerte von scharfkantigem Schnittholz beugen bekanntlich



In folgender Tabelle sind die genannten Querschnitte von Latten grösserer Abmessungen und Kautholz nach steigender Querschnittsfläche A mit ihren Querschnittswerten angegeben :

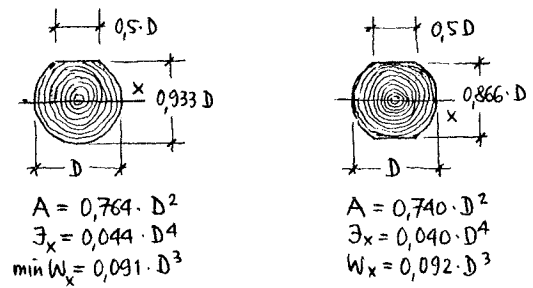
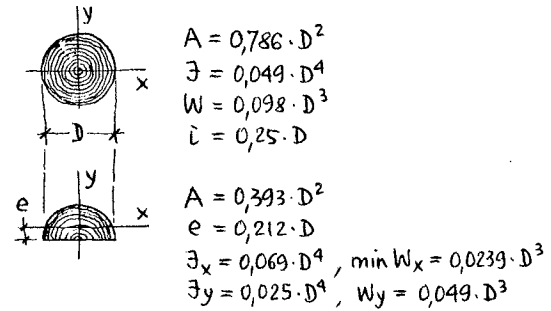
b/h cm/cm	A mm ² · 10 ³	W _x mm ³ · 10 ⁶	J _x mm ⁴ · 10 ⁶	W _y mm ³ · 10 ⁶	J _y mm ⁴ · 10 ⁶
• 6/6	36	0,360	108	0,360	108
6/10	60	0,100	5,00	0,0600	1,80
• 8/8	64	0,0850	3,41	0,0850	3,41
• 6/12	72	0,144	3,64	0,0720	2,16
• 8/10	80	0,133	6,67	0,107	4,27
6/14	84	0,196	13,7	0,0840	2,52
• 8/12	96	0,192	11,5	0,128	5,12
• 10/10	100	0,167	8,33	0,167	8,33
8/14	112	0,261	18,3	0,149	5,97
• 10/12	120	0,240	14,4	0,200	10,0
• 8/16	128	0,341	27,3	0,171	6,83
10/14	140	0,327	22,9	0,233	11,7
8/18	144	0,432	38,9	0,192	7,68
• 12/12	144	0,288	17,3	0,288	17,3
10/16	160	0,427	34,1	0,267	13,3
8/20	160	0,533	53,3	0,213	8,53
• 12/14	168	0,392	27,4	0,336	20,2
10/18	180	0,540	48,6	0,300	15,0
• 12/16	192	0,512	41,0	0,384	23,0
• 14/14	196	0,457	32,0	0,457	32,0
• 10/20	200	0,667	66,7	0,333	16,7
12/18	216	0,648	58,3	0,432	25,9
• 10/22	220	0,807	88,7	0,367	18,3
• 14/16	224	0,597	47,8	0,523	36,6
• 12/20	240	0,800	80,0	0,480	28,8
14/18	252	0,756	68,0	0,588	41,2
• 16/16	256	0,683	54,6	0,683	54,6
12/22	264	0,968	106	0,528	31,7
14/20	280	0,933	93,3	0,652	45,7
• 12/24	288	1,15	138	0,576	34,6
• 16/18	288	0,864	77,8	0,768	61,4
14/22	308	1,13	124	0,719	50,3
12/26	312	1,35	176	0,624	37,4
• 16/20	320	1,07	107	0,853	68,3
18/18	324	0,972	87,5	0,972	87,5
16/22	352	1,29	142	0,939	75,1
18/20	360	1,20	120	1,08	97,2
16/24	384	1,54	184	1,02	81,9
• 18/22	396	1,45	160	1,19	107
• 20/20	400	1,33	133	1,33	133
18/24	432	1,73	207	1,30	116
• 20/24	480	1,92	230	1,60	160
20/26	520	2,25	293	1,73	173
20/28	560	2,61	366	1,87	187
24/24	576	2,30	276	2,30	276
20/30	600	3,00	450	2,00	200
24/26	624	2,70	352	2,50	300
24/28	672	3,14	439	2,69	323
24/30	720	3,60	540	2,88	346
28/28	784	3,66	512	3,66	512

← Multiplikator

• Vorzugsquerschnitte

Die Querschnitte über etwa 20/28 sind nur in Sonderfällen zu verwenden, da nur schwer erhältlich, insbesondere in grösseren Längen. Man kann sich dies leicht klar machen durch Ermittlung des Stamm-φ zum Zopf für zB einen markfreien Balken von 28/28.

Die Querschnittswerte von Rundholz sind die folgenden :



Die folgende Tabelle gibt die wichtigsten Werte :

D cm	D			0,933D		0,866D	
	A mm ² · 10 ³	W mm ³ · 10 ⁶	J mm ⁴ · 10 ⁶	W mm ³ · 10 ⁶	J mm ⁴ · 10 ⁶	W mm ³ · 10 ⁶	J mm ⁴ · 10 ⁶
16	201	0,401	32,2	0,372	28,8	0,376	26,2
20	31,4	0,785	78,5	0,728	70,5	0,737	64,0
24	45,2	1,36	163	1,26	146	1,27	133
28	61,6	2,16	302	1,99	271	2,02	246
32	80,4	3,22	515	2,98	458	3,01	416
36	102	4,58	825	4,25	745	4,30	677
40	126	6,27	1257	5,82	1127	5,89	1022
44	154	8,35	1840	7,72	1660	7,86	1500
48	182	10,8	2602	10,1	2345	10,2	2120
52	212	13,8	3584	12,8	3217	12,9	2925

c) Lieferlängen

Holzlängen soll man so kurz wie möglich wählen, da der Rundholzstamm kegelförmig ist und der kleinste Durchmesser (Zopfdurchmesser) die einschneidbaren Querschnitte bestimmt. Dies ist insbesondere bei grossen Querschnitten zu beachten.

Latten werden in der Regel auf 4m abgelängt. Kautholzer sind bis ca 6m Länge leicht erhältlich. Ab 8m Länge werden in der Regel bereits Preiszuschläge verrechnet. Über 10m Länge Balken sind schwer erhältlich, geben u. Umständen Transportprobleme und Verziehen sich im übrigen leicht!

Der jeweils oberste Querschnitt, der alle Bedingungen bzgl A, W, J etc erfüllt, ist stets auch derjenige mit dem kleinsten Holzbedarf.

1.32 Sortierung von Schnittholz

Holzfehler und Strukturstörungen (siehe 1.26) müssen durch Auslese oder Sortierung auf ein annehmbares Maß zurückgeführt werden. In einem ersten Schritt werden die frisch geschlagene Stämme visuell beurteilt und die nicht für das Einschnneiden zu Nutzholz geeigneten Stämme ausgeschieden. Geeignete Stämme werden sodann vom Säger zu Schnittware verarbeitet. Erst in dieser Form erfolgt dann die Sortierung, und zwar je nach Verwendungszweck in

- Festigkeitsklassen (Festigkeitsortierung), oder
- Qualitätsklassen (Erscheinungsartortierung).

Im Rahmen dieser Vorlesung über Konstruktiven Holzbau, wo Holz eine tragende Funktion ausübt, wo es also auf seine Festigkeits- und Verformungseigenschaften sowie auf seine Dauerhaftigkeit ankommt, muss nach Festigkeitsklassen sortiert werden. Dabei werden drei Festigkeitsklassen

- FK I für Holz höherer Festigkeit
- FK II für Holz von normaler Festigkeit (normaler Konstruktionsholz)
- FK III für Holz geringerer Festigkeit

gebildet. Die Einteilung in eine der drei Klassen wird vom Fachmann aufgrund des Vorhandenseins bzw. des Ausmaßes von visuell erfassbaren und z.T. messbaren Merkmalen vorgenommen. Hierbei sind Sortierkriterien zu beachten, die in der StA Norm 164 - Holzbau, Kap. 4 festgehalten sind.

Zunächst sind Wuchsmarkmale, wie Jahringbreiten, Reaktionsholz-Anteil in %, Schrägfasrigkeit, Äste nach Größe, Lage und Astausbildungen, Überwollungen (Überwachsungen von Rissen und anderen Fehlstellen), Dürke von Harztaschen und das Vorhandensein von Harzstellen zu beachten.

Ohne spezielle Vereibungen sind keine Einschränkungen über Darrdichte, Feuchtdichte und Holzfeuchte zu beachten, da diese Größen nur mittels spezieller Messmethoden ermittelt werden können. Diese Größen werden demnach zur Klassierung nicht herangezogen, obwohl sie einen grossen Einfluss auf Festigkeit und Verformungseigenschaften haben. Allerdings spielen insbesondere die Holzfeuchte eine wichtige Rolle bei der eigentlichen Verarbeitung des Holzes, speziell bei der Herstellung von Brett-schichtverleimten Trägern.

Bei der Klassierung sind sodann allfällige biologische Schädigungen wie Pilz- und Insektenbefall zu beachten. Derart geschädigtes Holz ist in der Regel auszuschneiden.

Auch mechanische Schädigungen, zB Stauchungen und Quetschungen und Risse, vor allem aus dem Fällen und Transport hervorgehend, führen zum

Ausschluss. Das gleiche gilt für Risse aus un-sachgemässer Trocknung sowie Schälrisse. Eigentliche Schälrisse, die erst im Verlauf der Trocknung auf die Ausgleichsfeuchte entstehen, bilden jedoch nur ausnahmsweise ein Sortiermerkmal.

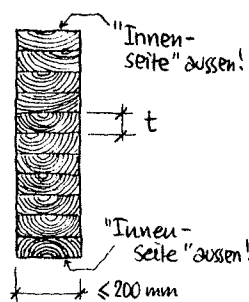
Verformungen von Schnittholz, wie Krümmung, Verwölbungen (Schüssel) vorwiegend von Brettern und Verdrehungen (Verwindungen) von Kautböcken, allerdings nicht direkt nach dem Einschnneiden, sondern erst unmittelbar vor dem Einbau beurteilt, sind weitere Sortierungskriterien.

Wohl eines der wichtigsten Kriterien für die Sortierung ist die Schnittart. So ist für FK I zB völlig markfreies, schärfkantiges Holz Voraussetzung, während zB für FK II (überlades Konstruktionsholz) markdurchschnittes, aber nicht markhaltiges Holz (siehe 1.31a) zulässig ist und auch Baumkante beschränkter Ausmasses toleriert wird. Allerdings wird auch markhaltiges Holz toleriert, wenn die Schubbeanspruchung die Hälfte der zulässigen Werte nicht überschreitet. Da jedoch gerade dies nicht vom Zimmermann beurteilt werden kann, sollte der Ingenieur bei der Ausschreibung von Holztragwerken auf FK II bestehen und dies insbesondere durch Ausscheiden allenfalls markhaltigen Holzes auch durchsetzen.

Schliesslich ist auch die Maßhaltigkeit ein Sortierkriterium. Wegen des unvermeidbaren Schwindens und Quellens von Holz sind die zugelassenen Toleranzen auf ± 2 bis 3% der Abmessungen bzw. maximal ± 5 mm festgelegt.

1.33 Brettschichtholz

Der moderne Ingenieur-Holzbau arbeitet in steigendem Maße mit Brettschichtholz, das heisst mit Querschichten, die aus Brettern zusammengeleimt werden. Nach dem Erfunden heisst diese Bauweise auch "Hetzer-Bauweise", die 1906 pa-

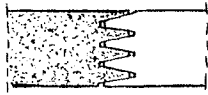


tentiert wurde. Die Brettbreite und damit auch die Breite von Brettschichtholz ist auf rd 200 mm begrenzt. Beim Verleimen ist immer "Aussen-seite" auf "Innenseite" zu leimen. Die äusseren Lamellen sollen jedoch stets ihre "Innenseite" nach aussen kehren (Querschubbeanspruchung aus Schwinden sind so kleiner).

Die Abmessungen von Brettschichtträgern sind in der Höhe nur durch die Einrichtungen der Zimmerer sowie durch Transport und Montage bedingt. Auf entsprechend eingerichteten Verleimungslehren können auch gekrümmte Träger hergestellt werden, wobei allerdings die Lamellendicke t entsprechend dem kleinsten Krümmungsradius r_i zu

$$t \leq r_i / 200, \text{ max } 33 \frac{1}{3} \text{ mm}$$

gewählt werden muss. Die Lamellen selbst werden in modernen Betrieben zunächst zu endlosen Brettern mittels sog. Keilzinkung zusammengefügt,



auf die gewünschte Länge abgelängt, beidseitig gehobelt, dies alles praktisch unmittelbar vor dem Verleimen. Der Leim wird

maschinell aufgetragen und dann die Lamellen eine nach der anderen in die Leire gelegt und schliesslich das Bretterpaket mit Zwingen zusammengespannt. Nach dem Aushärten kann der so hergestellte Brettsschichtträger aus der Leire herausgenommen und weiter bearbeitet werden (allseitiges Hobeln, Ablängen etc.).

Normalerweise werden Brettsschichtträger aus Brettern der FK II hergestellt. Da jedoch bei Brückenträgern die grössten Brückenspannungen oben und unten, also in den äussersten Lamellen auftreten, kann es gelegentlich vorteilhaft sein, diese durch Bretter der FK I zu bilden. Es sind dann höhere zulässige Spannungen zulässig.

Im übrigen sind die zulässigen Spannungen für Brettsschichtholz ohnehin etwa 20% grösser als für Schmittholz. Dies ist gerechtfertigt, weil durch die Lamellierung Störungen (zB Äste) auf eine Lamelle beschränkt bleiben und die Nachbarlamellen mit hoher Wahrscheinlichkeit nicht an der gleichen Stelle ebenfalls Störungen aufweisen.

Die durch die Verwendung von Brettsschichtholz empfundene Vorteile und Gestaltungsmöglichkeiten haben dem Holzbau einen sehr grossen Aufschwung gebracht und ihm Tragwerke erschlossen, die früher als völlig ausser Reichweite angesehen wurden. Hierzu gehören zB Bogentragwerke für Hallen von gegen 100 m freier Spannweite (Eisbahnüberdeckung Allmend Bern 1971: 86 m, Kunsteisbahn Kreuzlingen 1977: 72 m), Hängedächer unter Verwendung von Sperrholzbalunen als Zugglieder, Faltwerke, Schalen-tragwerke (zB hyperbolisches Paraboloid über der Kapelle St. Niklausen bei Kerns) etc.

1.34 Holzwerkstoffe

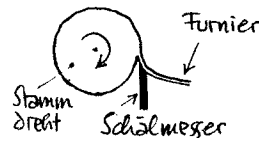
Die Anwendung von Schmittholz ist aus verschiedenen Gründen beschränkt (Abmessungen, Orthotropie, unterschiedliches Schwinden und Quellen etc.). Dies hat zur Entwicklung verschiedener Formen von Holzwerkstoffen geführt. Hierzu gehört im Grunde auch das unter 1.33 bereits besprochene Brettsschichtholz, im engeren Sinne jedoch:

- Lagenholz,
- Spanholz und
- Faserholz

wobei der Name bereits andeutet, in welchem Maße der Grundstoff Holz verkleinert wird, um ihn dann mit Hilfe von Leim und Pressen in die gewünschte

Form, in der Regel in Plattenform, zu bringen. In statisch-konstruktiver Hinsicht sind lediglich die unter den Oberbegriff Lagenholzer fallenden Platten von Bedeutung. Die einzelnen Lagen können dabei aus dünnen oder dickeren sog. Furnieren bestehen, aber auch aus nebeneinandergelagten dünnen Brettern usw. Lagenholz besteht aus mindestens drei Schichten, wobei die Faserrichtung der einzelnen Schichten gegeneinander verdreht wird. Lagenholz hat in der Regel - von der Mittelschicht ausgehend - symmetrischen Aufbau.

Eine Spezialform von Lagenholz ist das bekannte Sperrholz. Dieses besteht aus drei, fünf und mehr Schichten sog. Furniere, die auf speziellen Maschinen durch Abschälen vom Stamm entkleben.



Die Furniere sind in der Regel wenige mm dick, oft jedoch auch dünner als 1 mm. Als Holzarten kommen Buche und Douglas-Tanne (rel. billig), aber auch andere Laubbäuser infrage.

Die Festigkeit und das Verformungsverhalten von Sperrhölzern ist abhängig von den Eigenschaften des verwendeten Holzes, den Furnierdicken, der Anzahl der Schichten und deren Ausrichtung sowie den verwendeten Leimsorten. Grundsätzlich sind auch die Eigenschaften von Sperrhölzern richtungsabhängig, wobei sich die Unterschiede jedoch bei steigender Lagenzahl immer mehr ausgleichen. Bezieht man die Bezeichnungen Längs || und quer ⊥ auf die Faserstellung der Deckfurniere, lassen sich - bezogen auf die gesamte Plattendicke - etwa die folgenden Werte angeben, die natürlich wie üblich mit grossen Streuungen behaftet sind:

		Anzahl Lagen			
		3	5	7	
Elastizitätsmodul	$E_{ }$	8000	7000	6000	N/mm ²
	E_{\perp}	4000	4500	5000	"
Druckfestigkeit	$\beta_{D }$	40	35	30	N/mm ²
	$\beta_{D\perp}$	20	23	25	"
Zugfestigkeit	$\beta_{Z }$	65	60	55	N/mm ²
	$\beta_{Z\perp}$	30	40	50	"

Auch bei Sperrhölzern ist eine Reduktion der Festigkeiten unter langdauernden Lasten zu beobachten (siehe 1.24 f). Ebenso stellen sich unter langdauernden Lasten Kriechverformungen (siehe 1.25 b) ein. Auch eine Festigkeitsermässigung bei steigender Holzfeuchte ist - wenn auch etwas gemildert - ähnlich wie bei Schmittholz festzustellen.

Span- und Faserholz, aus weitgehend ungerichtet angeordneten Spänen bzw. Fasern durch Pressverleimung hergestellt und als Platten vertrieben, findet praktisch ausschliesslich in der Möbelindustrie und im Bausdreiner-Gewerbe seine Anwendung.

1.4 Holzschutz

Jeder Baustoff ist schutzbedürftig, so auch Holz in seinen verschiedenen Verwendungsformen (siehe 1.3). Geeignete Schutzmaßnahmen sollen sowohl die technische Funktionsfähigkeit, die Stabilität und Gebrauchstauglichkeit, aber auch unerwünschte Veränderungen des Aussehens abgrenzen und schädigender äusserer und innerer Einflüsse für möglichst lange Zeit gewährleisten. Zu beachten sind dabei Befall des Holzes durch holzerstörende (oder auch nur Verfärbende) Pilze und holzerstörende Insekten, Regen, Durchfeuchtung, direkte Sonneneinstrahlung, Wärme und Kälte, Feuer. Schutzmaßnahmen sind drei Gruppen zuzuordnen:

- geeignete Materialwahl (Holzart, Leimsorte etc)
- konstruktiver Holzschutz (durch zweckmäßige Ausbildung von Details etc)
- chemisch-physikalischer Holzschutz (durch Austriebe, Imprägnierung etc)

Grundsätzlich sind die beiden erstgenannten Massnahmengruppen ausreichend, wie jahrhundertalte Holzbauteile (gedeckte Holzbrücken, Dachstühle, Pfahlgründungen etc) beweisen. Im modernen Holzbau hat die dritte Gruppe stark an Bedeutung gewonnen, jedoch leider auch die Auswirkungen in den beiden traditionellen Gruppen tendenziell verringert. Richtig angewendeter chemisch-physikalischer Holzschutz ist so lange wirksam, als die angewendeten Substanzen, die sich im Holz oder an seiner Oberfläche anlagern, wirklich vorhanden sind. Dies ist nicht auf unbegrenzte Zeit gewährleistet. Chemisch-physikalische Massnahmen sind periodisch zu wiederholen. Demgegenüber sind Materialwahl und konstruktive Massnahmen im weit höheren Masse nachhaltig, sie wirken während der ganzen Lebensdauer des betrachteten Bauwerks. Ihnen soll deshalb grösste Aufmerksamkeit geschenkt werden.

1.41 Materialwahl

Aspekte für die Wahl geeigneter Materialien finden sich für Holz und Holzwerkstoffe in den vorstehenden Kapiteln: der Witterung ausgesetztes Holz soll möglichst harzhaltig sein; die Holzfeuchte soll bei der Bearbeitung möglichst bereits diejenige Feuchtigkeit aufweisen, die als Altersgewichtsfeuchte während der Nutzung des Bauwerks zu erwarten ist; Verwendung pilzresistenter Holzarten (Lärche, Redwood, unter Laubbäumen Bongossi, Eiche).

Bei der Wahl des geeigneten Leimtyps spielen wirtschaftliche Gesichtspunkte, Holzfeuchte bei der Verleimung, Witterungsexposition im Endzustand sowie verarbeitungstechnische Bedingungen eine maßgebende Rolle. Heute haben Kunstharzklebstoffe die Leime aus organischen Stoffen (Kaseinleime, Aluminleime) fast vollständig verdrängt. Verwendet

werden heute im konstruktiven Bauwesen vor allem Resorcinharzleime für bewitterte Konstruktionen und Harnstoffharzleime für vor Witterungseinflüssen geschützte Bauteile.

Schlüsslich ist auch bei der Wahl chemisch-physikalischer Massnahmen auf Zweck, Umweltbedürfnisse und Holzarten Rücksicht zu nehmen. Nicht jede Holzart nimmt Stoffe im Tränkverfahren gut auf. Bei bewitterten Bauteilen ist auf die Möglichkeit des sog. Auslaugens zB zu achten.

1.42 Konstruktiver Holzschutz

Die Hauptmerkmale des konstruktiven (oder baulichen) Holzschutzes sind

- Schutz vor Durchfeuchtung und Feuchtewechsel
- Schwänden und Quellen des Holzes nicht behindern (arbeiten lassen)

Durchfeuchtung von Holzbauteilen kann man verhindern oder reduzieren durch rasche Ableitung von Regenwasser, Vordächer oder Abdeckungen, die Regen fernhalten, Distanzierung von Holzbauteilen vom Erdboden (Rückfallwasser), Abisolieren (insbesondere von Hirnholz) von feuchten Bauteilen zB durch Dachpappe-Zwischenlage, bauphysikalisch korrekte Ausbildung von Wänden (Kondenswasser). Besonders schädlich wirken Dünger, Jauche, Fäkalien (Stallbauten). Man redet von "Luftig bauen". Holzteile sollen soweit möglich von Luft umspült sein, welche Feuchtigkeit wegzagen kann, sofern sie nicht feuchtigkeitsgesättigt ist. Der Grund für alle diese Massnahmen ist die Tatsache, dass holzverfärbende und holzerstörende Pilze besonders gut in feuchtem Klima gedeihen, im wesentlichen bei Holzfeuchten über 18 bis 20%. Holz, welches ständig unter Wasser ist (zB Pfähle im Grundwasser) sind jedoch nicht pilzgefährdet.

Feuchtewechsel führen zu Rissen, insbesondere von exponiertem Hirnholz ausgehend, zB bei Balkenköpfen, die dem Regen und wechselweise der Sonneneinstrahlung und damit starker Erwärmung ausgesetzt sind.

Holz muss im übrigen "arbeiten" können. Die Behinderung des Schwindens (zB durch Stahlteile) führt zu Rissen. In diesem kann sich unter geeigneten Bedingungen Wasser ablagern womit für die Bildung und Ausbreitung von Pilzen günstige Bedingungen gegeben sind. Daneben können natürlich Risse auch das Tragverhalten ungünstig beeinflussen. Die Behinderung des Quellens (zB durch Einbetonieren trockenen Holzes) kann zu Sprengrisse führen, aber auch wieder zum Einschluss von Feuchtigkeit, da der Luftzutritt behindert wird. Wie man erkennt, ist konstruktiver Holzschutz im wesentlichen immer "Vermeidung zu grosser Holzfeuchte" im

Hinblitz auf Bildung und Ausbreitung von schädlichen Pilzen (im Volksmund "Vermoderung" oder "Fäulnis").

Schädliche Insekten (insbesondere Trockenholz-insekten, siehe 1.26 d) können durch konstruktiven Holzschutz praktisch nicht bekämpft werden. Hier ist chemischer Holzschutz am Platz. In baulicher Hinsicht ist jedoch - wo immer möglich - für die Möglichkeit einer visuellen Kontrolle von Holzbauteilen zu sorgen. Auch sollten Bauteile für Nachbehandlungen zugänglich sein.

1.43 Chemischer Holzschutz

Chemischer Holzschutz ist eine Sache von Oberflächen-Anstrichen und Imprägnierung, mit dem Zweck, Pilzwachstum zu verhindern und schädlichen Insekten den Zutritt zu verwehren, zu vergiften. In beiden Fällen ist eine ausreichende Tiefenwirkung von ausschlaggebender Bedeutung. Diese hängt sehr stark von der Holzart, der Holzfeuchte und dem angewendeten Verfahren ab.

Holzimprägnierung geschieht durch Streichen, Spritzen oder Tauchen (u. Umständern unter Druck) mit entweder salzhaltigen wasserlöslichen oder ölhaltigen Präparaten. Erstere sind für frisches und leicht getrocknetes Holz geeignet und dringen durch Kapillarität mehr oder weniger tief in das Holz ein. Je nach Art werden sie jedoch bei Bewitterung des Holzes mehr oder weniger rasch ausgewaschen. Ölhaltige Präparate sind hingegen nicht für frisches Holz geeignet, da die eingekapselte Holzfeuchte ein kapillares Eindringen ölhaltiger Präparate verhindert.

Bei Anstrichen unterscheidet man Lasuraustriche und filmbildende Anstriche. Erstere lassen die Holzstruktur sichtbar, letztere decken sie weitgehend ab. Besonders zu beachten ist der Wasserdampfdiffusionswiderstand von Anstrichen. Ist dieser zu hoch, kann er im Holz enthaltene Feuchtigkeit einschliessen. Ist dieser zu klein, wird dem Eindringen von Feuchtigkeit zu wenig Widerstand entgegengesetzt. Erhöhtes Schwinden und Quellen ist die Folge.

Für Konstruktionsholz sind in der Regel Lasuraustriche mit relativ geringem Diffusionswiderstand, für Fenster und dergleichen eher filmbildende Anstriche mit größerem Diffusionswiderstand zu empfehlen. Auf jeden Fall ist jedoch die Eindringtiefe gering und damit die Schutzwirkung beschränkt, insbesondere bei Rissebildung im Anstrichfilm.

Schönlich spielt auch die Pigmentierung eine Rolle, nicht nur in Bezug auf das Aussehen, sondern auch in Bezug auf die

Erwärmung bei direkter Sonnenbestrahlung und die damit verbundene Möglichkeit von Rissen im Holz. Dunkle Farben sind zu vermeiden.

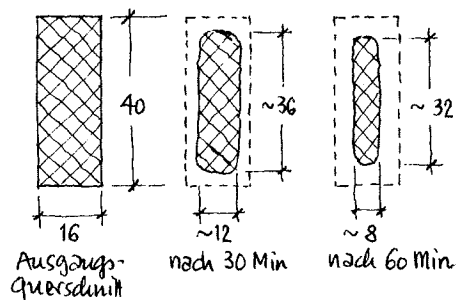
1.44 Brandeinwirkung

Holz zersetzt sich bei hohen Temperaturen und gibt brennbare Gase frei, die sich (unter Umständen auch selbst) entzünden können. Holz ist aber auch ein guter Isolator und setzt dem Eindringen von Wärme einen erheblichen Widerstand entgegen. Verstärkt gilt dies für verkohltes Holz, welches im Falle eines Brandes innenliegende Holzzone schützt.

Dieser Effekt kann durch Flammenschutz-Anstriche verstärkt oder gegebenenfalls sogar ersetzt werden. Solche Anstriche bilden bei höheren Temperaturen eine wärmeisolierende Schutz-Schaum-Schicht und hindern den Luftzutritt und verzögern damit die Entflammung und die Abbrand-Geschwindigkeit.

Der Brandwiderstand von Bauteilen wird gemessen zu der Zeit (in Minuten), die sie einem definierten Normbrand (Zeit-Temperatur-Verlauf normiert) widerstehen können. Für Tragelemente ist das demnach dreifache Zeit, die verstreicht, bis das Tragelement unter seiner Last versagt.

Bei Holztragelementen wird dabei der Querschnitt durch Abbrand im Verlaufe des Brandes reduziert, während die Festigkeit praktisch unverändert bleibt. Die Abbrandgeschwindigkeit beträgt für glattes, rinfreies Nadelholz ca 0,6 bis 0,8 mm/min, bei Eiche ist sie ungefähr halb so gross. Damit ergibt sich beispielsweise folgendes Bild:



Es ist aus dieser Skizze unmittelbar erkennbar, dass grosse Querschnitte günstigen Brandwiderstand haben. Feingliedrige Querschnitte sind ungünstig.

Brandwiderstände können mit den vorstehenden Angaben rechnerisch abgeschätzt werden. Dabei ist gegebenenfalls zu berücksichtigen, dass der Brand nicht allseitig angreift. Desweiteren sind natürlich die Beanspruchungsart (Biegung, Zug, Druck/Knicken und Schub zu beachten, wobei die effektiven Festigkeiten (siehe 1.29) einbezogen werden dürfen (keine Sicherheitsvorhalte).

1.5 Bemessungskonzept SIA 164

Auf der Grundlage der vorstehend geschilderten technologischen Eigenschaften des Baustoffes Holz wird die Bemessung von Holzbauten und Holzbau-teilen in der Schweiz durch die Norm SIA 164 des Schweizerischen Ingenieur- und Architekten-Vereins SIA geregelt.

Dass diese Vorlesung teilweise, die Norm SIA 164 auf weiten Strecken der Berechnung und Be-messung breiten Raum einräumt, darf nicht darüber hinwegtäuschen, dass Holzbau vor allem anderen eine konstruktive Aufgabe ist: Holzbauwerke sind also zunächst zu ent-werfen und durchzukonstruieren, unter Abschät-zung der nötigen Abmessungen mittels einfacher Formeln z.B. Beim Entwurf sind viele Gesichts-punkte, oft mit gegensätzlicher Tendenz zu be-achten und gegeneinander abzuwägen. Hierzu gehören

- Begrenzung von Querschnitten
- Begrenzung von Holzlängen
- Platzbedarf für Verbindungen
- Randbedingungen der Herstellung
- Anforderungen aus Transport
- Anforderungen der Montage
- Kosten und Preis
- Politische Gegebenheiten usw.

Alle diese Gegebenheiten und Argumente in einem Entwurf optimal aufeinander abzustim-men, ist letztlich Ingenieur-Arbeit.

Auf der Grundlage eines guten Entwurf sind viele konstruktive Gesichtspunkte zu berück-sichtigen, die sich zum Teil wieder aus den oben aufgeführten Argumenten herleiten, aber auch aus den unter 1.42 erwähnten Grundsätzen des konstruktiven Holzschutzes und gewissen Eigenschaften des Baustoffes Holz. Hieraus ergibt sich als wichtigster Grundsatz: Vermeiden von Zug quer zur Faser !!

Erst wenn Entwurf und konstruktive Durch-bildung ausreichend durchgedacht sind, kommt der Nachweis, dass das Entworfene gewissen Bedingungen und Regeln genügt. Diese Rei-henfolge ergibt sich im übrigen auch aus der Tatsache, dass fast alle Bemessungsregeln "impli-zit" formuliert sind, also eigentlich Nach-weisregeln sind.

Die Bemessung von Holztragwerken orientiert sich dabei an zwei zentralen Forderungen:

- genügende Tragsicherheit
- zufriedenstellende Gebrauchstauglichkeit

Während die aus der Forderung nach genügen-der Tragsicherheit hergeleiteten Regeln zum Schutze der Allgemeinheit aufgestellt wurden und damit als Muss-Vorschriften verbindlichen

Charakter haben, wird die Forderung nach zu-friedenstellender Gebrauchstauglichkeit vorwiegend vom Bauherrn vorgegeben. Entsprechende Re-geln der Norm sind deshalb als Soll-Vor-schriften zu verstehen und dürfen im Einzelfall den Gegebenheiten angepasst werden.

1.51 Das traditionelle Bemessungskonzept nach alter Norm

Die oben erwähnte Norm SIA 164 stammt im Prin-zip aus dem Jahr 1981 und stützt sich bei der Er-mittlung von Lasten und Kräften auf die noch ältere Belastungsnorm SIA 160 des Jahres 1970.

a) Nachweis der Tragsicherheit

Beim Tragsicherheitsnachweis wird der Nachweis erbracht, dass die aus Gebrauchslasten resultieren-den Beanspruchungen der Bauteile, der Verbin-dungsmittel und des Gesamttragwerks die ent-sprechenden zulässigen Werte nicht überschreiten.

Für Verbindungsmittel wird diese Bedingung in der Regel im Maß der Kräfte F (z.B. kN) ausgeschrieben:

$$\text{vorh } F \leq \text{zul } \bar{F}$$

Für die Beanspruchung von Holzbauteilen gilt in der Regel der Nachweis im Maß der Normal- bzw. Schubspannungen σ bzw. τ (z.B. in N/mm²):

$$\text{vorh } \sigma \leq \text{zul } \bar{\sigma}$$

$$\text{vorh } \tau \leq \text{zul } \bar{\tau}$$

Der Querschnitt gibt an, dass die zulässigen Werte aus sog. Grundwerten durch Multiplikation mit einer Reihe von Beiwerten (siehe 1.54) ermittelt werden, die ihrerseits die wesentlichen Einflüsse auf die Festigkeiten (Abmessungen, Lastdauer, Holzfeuchte etc.) in die Bemessung einbringen.

Bei der Ermittlung der vorhandenen als auch der zulässigen Werte sind selbstverständlich alle Schwä-chungen (Löcher, Einschnitte, Kerben etc.) als auch die zugehörigen Kerbwirkungen zu beachten.

b) Nachweis der Gebrauchstauglichkeit

Unter den Einwirkungen des normalen Gebrauchs sollen sich die Tragwerke zufriedenstellend ver-halten. Die Norm SIA 164 beschränkt sich in die-sem Zusammenhang auf einen Vergleich der vor-handenen Durchbiegungen mit den entsprechen-den zulässigen Werten:

$$\text{vorh } w \leq \text{zul } w$$

Die zulässigen Werte, die als Empfehlungen aufzu-fassen sind, werden in der Regel als Bruchteile der entsprechenden Spannweite des Bauteils angegeben (siehe Norm Art. 3.16 bzw. 1.55 c).

1.52 Anpassung an das neue Bemessungskonzept des SIA.

Der SIA hat sich mit der Herausgabe der neuen Norm SIA 160 Einwirkungen im Jahre 1989 ein neues Konzept gegeben, das in Baustatik, Kap. 9 ausführlich dargestellt ist. Das Dargestellte soll hier nicht wiederholt werden, doch sei festgehalten, dass der Tragfähigkeitsnachweis auf dem sog. mittleren Niveau gemäß

$$S_d \leq R / \gamma_R = R_d$$

erbracht wird (siehe Baustatik 9.4). Hierin sind S_d der sog. Bemessungswert der Beanspruchung, R der zugehörige Tragwiderstand und γ_R ein Widerstandsbeiwert, der Bauweisen-abhängig ist.

Der Wert von S_d wird als Kraft, Schnittgrösse (oder auch Spannung) aus mit gewissen Faktoren γ multiplizierten Kennwerten der Einwirkungen ermittelt gemäß

$$S_d = S(\gamma_G \cdot G_m, \gamma_Q \cdot Q, \sum \psi Q_r)$$

G_m steht für den Mittelwert von Eigenlasten, γ_G beträgt in der Regel $\gamma_G = 1.3$. Der Buchstabe Q steht für die sog. leitend wirkung, der zugehörige Faktor γ_Q beträgt in der Regel $\gamma_Q = 1.5$. Zusätzliche, sog. Begeit-einwirkungen Q_r werden mit ψ zwischen 0 und 1,3 multipliziert.

Die alte Holzbaunorm SIA 164 definiert nun jedoch weder die Tragwiderstände R , noch den Faktor γ_R , noch den Bemessungswert R_d für die verschiedenen Bemessungsprobleme. Man muss sich behelfen und einen Ausweg finden:

Wie man leicht erkennen kann, liegt das Vergleichsniveau S_d der neuen Normengeneration zwischen 30% und 50% über dem Vergleichsniveau der traditionellen Norm. Will man die Ergebnisse der Bemessung nicht drastisch verändern, muss also R_d etwa 30% bis 50% über den zulässigen Werten der Norm SIA 164 angesetzt werden. Die verantwortlichen Gremien haben im Sinne einer Übergangsregel festgelegt:

$$R_d = 1,5 \cdot \text{zul } \bar{F} \text{ bzw.}$$

$$R_d = 1,5 \cdot \text{zul } \bar{\sigma} \text{ bzw.}$$

$$R_d = 1,5 \cdot \text{zul } \bar{\tau}$$

Die zulässigen Werte der Norm SIA 164 dürfen also bei einem Vergleich mit den Bemessungswerten der neuen Norm um 50% erhöht werden.

Man kann natürlich auch die Bemessungswerte S_d nach der neuen Belastungsnorm SIA 160 durch 1,5 dividieren und dann direkt mit den zulässigen Werten vergleichen. Formal heisst das dann:

$$S = \frac{S_d}{1,5} \leq \text{zul } \bar{F} \text{ bzw. } \text{zul } \bar{\sigma} \text{ bzw. } \text{zul } \bar{\tau}$$

Ich schlage vorderhand vor, diesen zweiten Weg einzuschlagen. Es ist jedoch wichtig, dass man sich einmal ganz klar wird über dieses Konzeptlose Herumschieben von Faktoren, die letztlich natürlich am richtigen Ort stehen müssen und nicht vergessen gehen dürfen, soll die Bemessung sicher sein.

Wenn man nun aber schon mal am "wurschteln" ist, kann man vielleicht noch einen Schritt weitergehen und - zugunsten des meist kleinen Eigenlast-Anteils von Holzkonstruktionen - das Niveau $S = S_d / 1,5$ austeuern, indem man die Lastfaktoren γ_G , γ_Q und ψ weglässt und die Schnittgrössen S (also M , V , N etc) direkt aus den Kennwerten der Einwirkungen gemäß neuer Norm SIA 160 ermittelt. Wir setzen da mit

$$S = \frac{S_d}{1,5} \approx S(G_m, Q, \sum Q_r)$$

was numerisch eher sogar ein wenig auf der sicheren Seite liegt.

In diesem Sinn sind dann auch alle Beispiele dieser Autografie zu lesen. Man muss immer davon ausgehen, dass die dort verwendeten M , N , V bzw. die Grössen von M , von N , von V bzw. die Kräfte F in Verbindungen oder die Spannungen von σ und von τ aus den entsprechenden Bemessungswerten S_d durch Division mit 1,5 entstanden sind oder direkt aus den Kennwerten der Einwirkungen gemäß neuer Norm SIA 160 ermittelt wurden.

Wie vermerkt: das ist "wurschteln", und will mir kaum aus der Feder. Doch ist ein sauberer Weg nur über eine neue Norm SIA 164 Holzbauten zu schaffen. Es ist leider anzunehmen, dass diese nicht mehr entsteht, sondern durch die entsprechende Europäische Norm überholt wird.

1.53 Grundwerte der zulässigen Spannungen

Aus den Grundwerten der zulässigen Spannungen werden durch Berücksichtigung von Beiwerten (siehe 1.54) die maßgebenden zulässigen Werte ermittelt. Die Grundwerte wurden nun so festgelegt, dass für die häufigsten Nachweise die Beiwerte gerade gleich 1 sind. Die Grundwerte gelten also für langfristige Beanspruchungen in vor der Witterung geschützten Bauteilen (entsprechend einer Alterungswahrscheinlichkeit von 12 bis 15%).

Im folgenden werden die - alle Sicherheitsvorhalte berücksichtigenden - Grundwerte der zulässigen Spannungen in Übereinstimmung mit der Norm SIA 164 zusammengestellt, jedoch wenn

mithin anderes erwähnt ist, lediglich für die Festigkeitsklasse Fk-II (normaler Konstruktionsholz) und die Dimension N/mm^2 :

Für Normalspannungen parallel zur Faser gelten für

	[N/mm ²]	Schnittholz	Brettschichtholz
• Biegung σ_z		10,0	12,0
• Druck $\sigma_{ }$		8,5	10,0
• Zug $\sigma_{\perp }$		8,5	10,0

Bei den Grundwerten für Druckspannungen senkrecht zur Faser σ_{\perp} wird zwischen Werten "ohne Vorholz" und "mit Vorholz" unterschieden. Unter Vorholz wird dabei ein nicht unter Querschnittsspannungen stehender Überstand des Holzes von mindestens 100 mm Länge verstanden. Zudem gelten höhere Werte, wenn grössere Eindrückungen ohne Einfluss auf den Bestand des tragenden Bauteils sind. Es gelten folgende Werte in N/mm^2 :

[N/mm ²]	Nadelholz		Eiche
	Schnittholz	Brettschichtholz	Buche
• ohne Vorholz	1,2	1,2	3,5
• mit Vorholz	1,6	1,6	4,5
• Eindrückungen unbedeutend	2,0	2,5	4,5

Bei den Grundwerten für Schubspannungen wird zwischen solchen aus Abscheren (in Verbindungen) und solchen aus Querkraft unterschieden. Es gelten folgende Werte

[N/mm ²]	Nadelholz		Eiche
	Schnittholz	Brettschichtholz	Buche
• Abscheren τ_a	0,6	1,0	1,0
• aus Querkraft τ	1,0	1,2	1,3

Für andere Grundwerte (z.B. senkrecht zur Faser, Querszug) und andere Festigkeitsklassen siehe Norm SIA 164, Art. 3.14.

1.54 Bemessungsspannungen

a) Grundsatz

Aus den Grundwerten der zulässigen Spannungen (siehe 1.53 und Norm SIA 164, Art. 3.14) werden durch Multiplikation mit Beiwerten die für die Bemessung maßgebenden Werte $\bar{\sigma}$ und $\bar{\tau}$ ermittelt. Gleiches gilt für Grundwerte und maßgebenden Werte für die in Verbindungen aufnehmbaren Kräfte. Man unterscheidet zwischen

- Lastdauerbeiwert C_D
- Holzfeuchtebeiwert C_W und
- Geometrisch bedingten Beiwerten C_{Geo} .

Letztere haben verschiedenen Ursprung und sind von der absoluten Abmessung der Bauteile, von Schlaufrheiten oder von der Grösse von geometrisch gegebenen Störungen abhängig.

Grundsätzlich gilt

$$\text{zul } \bar{\sigma} = \text{zul } \sigma \cdot C_D \cdot C_W \cdot C_{Geo}$$

analog für Schubspannungen und Kräfte in Verbindungen. Diese zulässigen Werte sind mit den auf dem unter Abschnitt 1.52 dargestellten Weg ermittelten vorhandenen Spannungen bzw. Kräften zu vergleichen. Bei der Ermittlung der vorhandenen Werte sind Querschnittsschwächungen und gegebenenfalls der Einfluss von Kerben (Kerbwirkung) zu berücksichtigen.

b) Lastdauerbeiwert C_D

Der Lastdauerbeiwert C_D berücksichtigt den unter 1.24 f) diskutierten Abfall der Festigkeiten unter Langdauernden Einwirkungen. Die Norm SIA 164 gibt folgende Werte (Art. 3.15.2):

- Langfristig: Eigenlasten, ständige Lasten, Nutz- und Verkehrslasten, Lagergüter, Schnee usw. $C_D = 1,00$
- Kurzfristig: Windkräfte und kurzfristige Montagezustände u.ä. $C_D = 1,25$
- Stossartig: Anprallkräfte, Erdbeben u.ä. $C_D = 1,40$

c) Holzfeuchtebeiwert C_W

Holzfestigkeiten sind von der Holzfeuchte abhängig (siehe 1.24 e). Der Holzfeuchtebeiwert C_W berücksichtigt Abweichungen der Holzfeuchte von den bei der Festlegung der Grundwerte zugeordneten Holzfeuchten von 12-15%. Die Norm SIA 164 gibt folgende Werte (Art. 3.15.3):

- vor Witterungseinflüssen geschützt $C_W = 1,0$
- teilweise geschützt oder direkt bewittert $C_W = 0,8$
- für feuchte Bauteile oder solche unter Wasser $C_W = 0,6$

d) Geometrisch bedingte Beiwerte

Die Norm SIA 164 unterscheidet folgende geometrisch bedingten Beiwerte:

Höhenbeiwert C_H :

Der Höhenbeiwert berücksichtigt die Tatsache, dass Festigkeiten auch von der absoluten Grösse des Querschnittes abhängig sind und zwar insbesondere bei Zugbeanspruchung. Da eigentliche Zugstäbe in der Regel kleine Spannungen aufweisen (maßgebend ist der Platzbedarf der Verbindungen auf die Bemessung von Zugstäben), beschränkt sich die Norm SIA 164 auf die Angabe von Höhenbeiwerten für Biegeträger. In Art. 3.33.24 gibt die Norm für Trägerhöhen h

- $h \leq 300 \text{ mm}$: $C_H = 1,0$
- $h > 300 \text{ mm}$: $C_H = (300/h)^{1/9}$

wobei h in [mm] einzusetzen ist. Tabellarisch ausgewertet, ergibt sich das folgende:

h [mm]	≤ 300	500	1000	1500	2000
C_H	1,00	0,95	0,88	0,84	0,81

Die Tabelle zeigt, dass der Einfluss klein ist und nur bei höheren Brettschichtträgern wirklich maßgebend wird. Im übrigen muss der Höhenbeiwert C_H nicht mit dem Kippbeiwert K_D (siehe später) kumuliert werden. Nur der kleinere der beiden Werte ist einzusetzen.

Kippbeiwert K_D :

Der Kippbeiwert berücksichtigt die Kippgefahr von hohen, schlanken Trägern (siehe auch "Baustatik", Kap. 7.51). Bezeichnet man mit a den Abstand der sog. Kippcharakteristika eines Trägers (Stellen, wo der Träger gegen seitliches Ausweichen und Verdrehen gehalten ist), mit h die Trägerhöhe und mit b die Trägerbreite, lässt sich eine sog. Kipp schlaukheit λ_D definieren zu

$$\lambda_D = \frac{\sqrt{a \cdot h}}{b}$$

Der Kippbeiwert K_D ergibt sich in Funktion dieser Schlaukheit λ_D wie folgt (Norm SIA 164, Art 3.33 23):

- $\lambda_D \leq 10$: $K_D = 1,0$
- $10 < \lambda_D \leq 20$: $K_D = 1,5 - 0,05 \cdot \lambda_D$
- $\lambda_D > 20$: $K_D = 200 / \lambda_D^2$

Die Kippbeiwerte sinken für Kipp schlaukheiten über 10 relativ rasch ab, sodass der Einfluss sorgfältig beachtet werden muss:

λ_D	≤ 10	15	20	25	30	35	40
K_D	1,00	0,75	0,50	0,32	0,22	0,16	0,13

Eine Kumulation mit dem vorstehend eingeführten Höhenbeiwert C_H ist nicht nötig. Der kleinere der beiden Werte ist maßgebend.

Knickbeiwert K_K :

Der Knickbeiwert K_K berücksichtigt die Knickgefahr von Druckstäben und ist in Abhängigkeit der schon in "Baustatik", Kap. 7.21 c) eingeführten Knick schlaukheit λ_K

$$\lambda_K = \frac{e_k}{l}$$

gegeben wie folgt:

- $\lambda_K \leq 22$: $K_K = 1,0$
- $22 < \lambda_K \leq 96$: $K_K = 1,2 - 0,009 \cdot \lambda_K$
- $96 < \lambda_K \leq 200$: $K_K = 3100 / \lambda_K^2$

In Tabellenform heißt dies:

λ_K	≤ 22	25	50	75	100	125	150	175	200
K_K	1,00	0,98	0,75	0,53	0,31	0,20	0,14	0,10	0,08

Wie man erkennt, sinken auch die K_K -Beiwerte bei Schlaukheiten über 22 rasch ab, weshalb der Einfluss sorgfältig zu beachten ist.

Im Holzbau werden Knickstäbe oft mehrteilig aufgebaut. In solchen Fällen sind sog. ideale Schlaukheiten λ_{is} zu ermitteln. Mit diesen Werten werden die speziellen Eigenschaften mehrteiliger Druckstäbe berücksichtigt (siehe Norm SIA 164, Art. 3.323 und Kap. 4 dieser Autografie).

Kerbbeiwert C_K :

Der Kerbbeiwert C_K berücksichtigt Spannungskonzentrationen, die sich bei Einschnitten, Bohrungen und in Anschlusszonen von Stäben ergeben. Diese sind vor allem auf der Zugseite von Biegeträgern und in Zugstäben gefährlich, da Holz auf Zug spröde versagt. In Druckstäben und auf der Druckseite von Biegestäben kann eine Berücksichtigung der Spannungskonzentrationen unterbleiben, da Holz durch örtliches Stauchen und Einklinken der Fasern ein grosses Plastifizierungsvermögen aufweist und damit Spannungsspitzen abgebaut werden können.

Die Norm SIA 164 beschränkt sich in den Artikeln 3.21.1; 3.31 und 3.33 II auf den Hinweis, dass den Kerbwirkungen angemessen Rechnung zu tragen sei. Einen Hinweis auf mögliche Anordnungen des bisher noch nicht systematisch erforschten Kerbfaktors C_K gibt folgende Tabelle:

	Schnittholz C_K	Brettschichtholz C_K
- Bohrungen		
• kleine ϕ gut verteilt	0,8	0,9
• grössere Einzelbohrungen	0,7	0,8
- Nagelverbindungen	0,8	0,9
- Ringdübelverbindungen	0,5	0,6
- Einpress-Dübel	0,7	0,8
- Einseitiger Versatz	0,8	0,85

Der Kerbfaktor reduziert demnach die Grundwerte der zulässigen Spannungen ganz erheblich. Zusammen mit der im gleichen Querschnitt vorhandenen Querschnittsreduktion hat dies zur Folge, dass zB bei Zugstäben immer die Anschlusszone maßgebend wird, während im freien Bereich des Zugstabs die zulässigen Bemessungsspannungen bei weitem nicht ausgenutzt werden können.

1.55 Durchbiegungen

Der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit beschränkt sich gemäß Norm SIA 164 in der Regel auf den Nachweis, dass die vorhandenen Durchbiegungen w kleiner sind als festgelegte zulässige Werte w_{zul} . Dabei sind jedoch das Kriechen unter Langdauerlasten (siehe 1.25 b) durch Einführung einer Kriechzahl ϕ und die Verformungseigenschaften der Verbindungen (Schlupf, Verschiebungsmodul) zu berücksichtigen. Dies ist gelegentlich recht schwierig.

a) Elastizitäts- und Schubmoduli

Für die Berechnung von Stabverformungen sind die folgenden Elastizitätszahlen einzusetzen:

	$E_{ }$	E_{\perp}	G	
Nadelholz	10'000	300	500	N/mm ²
Eiche/Buche	12'500	600	1000	"

Die angegebenen Werte gelten für Holz der Festigkeitsklasse FK II, und zwar für Schnittholz und für Brettschichtholz. Vorausgesetzt sind geschützte Bauteile.

Sind Bauteile nur teilweise vor Witterungseinflüssen geschützt oder direkt dem Wetter ausgesetzt, sind die Werte auf das 0,9-fache, bei feuchten Bauteilen oder solchen unter Wasser auf das 0,8-fache abzumindern.

Bemerkenswert ist der vergleichsweise kleine Schubmodul, der es nötig macht, im Holzbau auch den Beitrag der Schubverformungen gelegentlich zu berücksichtigen.

Zahlenwerte für den Verschiebungsmodul von Verbindungen siehe Norm SIA 164 oder Kap. 2 dieser Autografie.

b) Kriechverformungen

Kriechverformungen unter langdauernden Lasten dürfen näherungsweise als das φ -fache der elastisch ermittelten Verformungen berechnet werden. Bezeichnet man die elastischen Durchbiegungen mit w_{el} , ist die Gesamtdurchbiegung einschliesslich der Kriechverformung demnach

$$w_{tot} = w_{el} + \varphi \cdot w_{el} = w_{el} \cdot (1 + \varphi)$$

wobei natürlich in diesem Zusammenhang nur dauernd wirkende Lasten zu berücksichtigen sind.

Als Kriechzahlen φ gibt die Norm SIA 164 in Artikel 3.162 folgende Werte:

- vor Witterung geschützte Bauteile
 - auf Gebrauchsfuchte vorkonditioniertes Holz $\varphi = 0,5$
 - leicht ange trocknet oder feucht eingebautes Holz $\varphi = 1,0$
- übrige Bauteile $\varphi = 2,0$

Das heisst, dass die unter Dauerlasten sich bei Belastung kurzfristig einstellenden elastischen Verformungen im Laufe der Zeit auf das 1,5 bis 3-fache anwachsen.

c) Zulässige Durchbiegungen

Die Norm SIA 164 gibt in Art 3.164 Empfehlungen für die Begrenzung von Durchbiegungen, und zwar als Bruchteile der jeweiligen Spann-

weite, wobei die Kriechverformungen zu berücksichtigen sind:

- Träger zur Unterstützung rissgefährdeter Bauteile $l/500$
- Träger im Allgemeinen $l/300$
- Pfeiler und Sparren in Dächern $l/200$

Bei Flachdächern sind u.U. kleinere Durchbiegungen einzuhalten, um Wassertümpel und damit erhebliche Mehrbelastungen zu vermeiden. Für auskragende Träger ist für l die doppelte Kragweite einzusetzen.

Gewisse Tragsysteme (z.B. Fachwerke) und Bauteile (z.B. Brettschichtträger) können "überhöht" werden, d.h. mit einer gewisse Durchbiegungen kompensierenden Vorkrümmung hergestellt werden. Wird dies getan, beispielsweise für alle ständigen Lasten einschliesslich der Kriechverformungen, genügt es, wenn die oben genannten zulässigen Durchbiegungen unter den Nutzlasten allein (Schnee, Wind, Verkehrslasten) eingehalten werden. Immerhin soll die Gesamtdurchbiegung infolge aller Einflüsse die 1,5-fachen Werte der zulässigen Durchbiegungen nicht übersteigen.

Überhöhungen müssen selbstverständlich in den Ausführungsplänen angegeben und bei der Herstellung auch wirklich realisiert werden.

1.6 Literatur

Bei der Ausarbeitung dieser Autografie ist eine Reihe von Büchern und Artikeln zu Rate gezogen worden. Diese Literatur kann in Spezialfällen weitere Hilfe bieten. Wesentliche Literaturstellen sind nachfolgend zusammengestellt:

- Norm SIA 164 Holzbau, SIA Zürich, 1981
- Einführung in die Norm SIA 164, Einführungskurs für Ingenieure 7. bis 9. Okt. 1981, Publikation Nr. 81-1, ETH, Baustatik und Stahlbau Prof. Dr. P. Dubas, E. Gehri, A. Steurer
- Holzbau-Tabellen, Herausgeber LIGNUM, Falkestr. 26, 8008 Zürich
- Entwurf und Bemessung von Schnittholzkonstruktionen mit neuzeitlichen Verbindungen, Schweiz. Arbeitsgemeinschaft für Holzforschung (SAH), Herausgeber: LIGNUM wie oben
- Holzbau-Atlas; Götz, Hoor, Möhler, Natheer, Institut für Internationale Architektur-Dokumentation GmbH, München 1978
- Statisches Nachweis von Holzkonstruktionen SIA/Lignum, IP Holz 841 d, 1991
- Brettschichtholz SIA/Lignum, IP Holz 842 d, 1991
- Bemessungsgrundlagen Verbindungen und Verbindungsmittel, Lignum, 1992 und dazugehörige Beispielsammlung.

Holzbau

2 Verbindungen

2.1 Einleitung	1	2.4 Sonderformen von Nagelverbindungen	25
2.11 Verbindungsarten	1	2.41 System Menig	25
2.12 Verbindungsmittel	1	2.42 Aug-Nail-System	27
2.13 Bemessungskonzept der Norm SIA 164	4	2.43 System Greim	30
a) Kraft-Verdruebung-Diagramm	4	2.44 Stahlblech-Fanenteile	31
b) Tragfähigkeit und zulässige Kräfte	5	2.5 Dübelverbindungen	33
c) Verformungen	5	2.51 Flachdübel	33
d) Regeln für Holzstärken	6	2.52 Ringdübel	36
2.2 Holzverbindungen	7	2.53 Bulldog-Dübel	39
2.21 Beispiele und Anwendungsformen	7	2.6 Leim-Verbindungen	42
2.22 Bemessung und Nachweise	12		
a) Hirnholzstoss	12		
b) Stoss schräg zur Faser	12		
c) Querdrukstoss	13		
d) Versatz	14		
2.3 Stabförmige Verbindungsmittel	16		
2.31 Allgemeines	16		
2.32 Nagelverbindungen	17		
a) Nagelanordnung	17		
b) Holzstärken	18		
c) zulässige Belastung	19		
d) Verformungen	19		
e) Kontrolle im Holz	20		
f) Nägel auf Zug	20		
2.33 Passbolzen und Passschrauben	21		
2.34 Bauschrauben	22		
a) Bauschrauben als Scherverbindung	22		
b) Bauschrauben auf Zug	22		
c) Simplex-Verbinder	23		
2.35 Holzschrauben	24		

2.1 Einleitung

2.11 Verbindungsarten

Die Verbindungen des Holzbaus bestimmen in der Regel die Abmessungen der Tragelemente, da sie relativ viel Platz erfordern und die Tragelemente im Anschlussbereich oft stark schwächen. Wir nehmen deshalb die Besprechung der Holzbau-Verbindungen voraus und gehen erst abschliessend auf die Bemessung der Tragelemente selbst ein.

Man unterscheidet zwischen

- Zimmermannsmässigen Verbindungen und
- Verbindungen des Ingenieurholzbaus.

Die Bezeichnungen deuten bereits an, dass die Verbindungen der ersten Gruppe dem traditionellen Holzbau zugehören. Sie können in jeder Zimmerei hergestellt werden und benötigen im wesentlichen nur Säge, Stemmeisen und Bolzen (heute in der Regel durch entpredende Maschinen ersetzt). Zimmermannsmässige Verbindungen sind in der Regel wenig leistungsfähig und im Prinzip nur für die Übertragung von Druckkräften zwischen Holzern geeignet (Stoss senkrecht und schräg zur Faser, Versatz usw.). Durch geschickte Anordnung der Verbindungsformen sind jedoch auch Zugstäbe und Zugstösse möglich.

Unter Verwendung von Stahl, Stahlguss usw. wurden im Laufe der Zeit - im wesentlichen von Ingenieuren - leistungsfähigere Verbindungen entwickelt, die dem Holz in der Form des Ingenieurholzbaus ein wesentlich grösseres Anwendungsfeld erschlossen haben. Verbindungen des Ingenieurholzbaus setzen jedoch eine wesentlich stärkere Mechanisierung der Zimmereien voraus. Es braucht zusätzlich zum traditionellen Handwerkzeug, Ringdübelfräsmaschinen, Hobelmaschinen, Keilzinken-Fräsmaschinen, Pressen, Leimaufragsmaschinen, Verleimungs-böden etc.

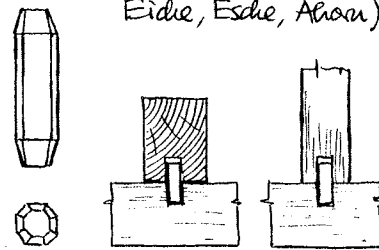
Die begriffliche Trennung in diese beiden Verbindungsarten ist jedoch nicht sehr scharf. Manches, was vor 50 Jahren neu- und ingenieurmässig war, gehört heute zur Tradition. Wir werden deshalb dieses Kapitel nicht im zugeordneten Sinn gliedern, sondern eher von der Wirkungsweise von Verbindungen ausgehen.

2.12 Verbindungshilfsmittel

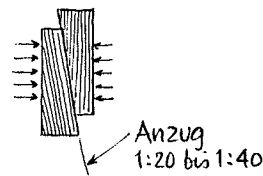
Dem Zimmermann stehen eine Reihe von typischen Hilfsmitteln zur Verfügung, um Verbindungen in ihrer Lage zu sichern, ohne dass ihnen wesentliche Kraftübertragende Wirkung zukommt. Ein Teil dieser Hilfsmittel war Ausgangspunkt der Entwicklung ingenieurmässiger Verbindungen und wird heute - oft in verbesserter Form - als

tragendes Element eingesetzt. Zu diesen Hilfsmitteln gehören unter anderem:

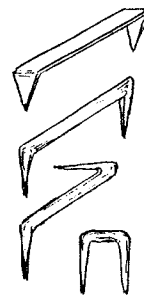
* Holznägel oder Dolle: Adrecksige oder runde Holzstäbe aus zähem Holz (zB Eiche, Esche, Alnus), die in vorgebohrte Löcher getrieben werden und zur gegenseitigen Lage-sicherung benachbarter Holzern dienen.



* Keile: meist aus Eiche, zum saften, kraftschlüssigen Ausfüllen von Ausschnitten. Vorsicht: lockern sich u.U. durch Schwinden. Nachtreiben und sichern gegen Herausfallen.



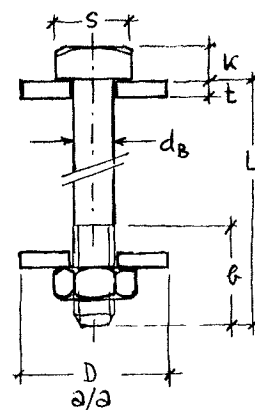
* Klammern: aus Flach- oder Rundstahl, meist geschmiedet.



Bauklammer (oft versenkt im Tragelement belassen)
Gerüstklammer, meist zum Heften beim Aufrieten
Winkelklammer

Krampe, zB zur Sicherung von Flachreisen auf Holz

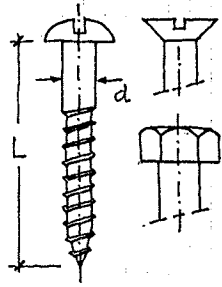
* Bauschrauben: Im Holzbau unabdingbar sind gross bemessene Mutterschrauben (rund oder quadratisch). Mehrisches Gewinde, meist Kopf vierkant, Mutter sechs-eckig. Gewindelänge b so wählen, dass nachziehen möglich ist. Wichtigste Abmessungen siehe nachstehende Tabelle:



Bezeichnung	M 12	M 14	M 16	M 18	M 20	M 22
d _B mm	12	14	16	18	20	22
k mm	8	9	10,5	13	13	16
b mm	50	50	55	60	65	70
L _{min}	140	160	160	160	200	230
L _{max}	400	500	700	750	750	750
A mm ²	113	154	201	254	314	380
A _{sp} mm ² *	84	117	157	199	245	296
D mm	45	52	58	68	79	92
t mm	4	5	5	6	7	8
a mm	40	50	60	70	80	90

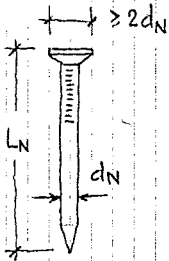
* A_{sp} = wirksamer Querschnitt im Gewinde.

*** Holzschrauben:** Verschiedene Kopfformen, zB Halbrund-, Senk- und Sechskant- (Schlüssel-) Schrauben. Selten Vierkant. Für tragende Verbindungen des Holzbaus sollten die Holzschrauben aus Stahl (in der Regel verzinkt) bestehen. Übrige Abmessungen sind der folgenden Tabelle zu entnehmen:



Schaft- ϕ d [mm]	Längen [mm]		
	Halbrund	Senk-	Sechskant
6	20-130	20-130	20-60
8	30-130	30-150	25-100
10	-	40-150	30-140
12	-	-	40-200
16	-	-	60-200
20	-	-	80-200

*** Nägel:** Im zimmermannsmäßigen Holzbau in der Regel nur zur Heftung bzw. Sicherung verwendet, im ingenieurmäßigen Holzbau auch eindeutig als Nagel.



Normale Nägel werden aus gezogenem Stahldraht von $R_{t2} \geq 600 \text{ N/mm}^2$ durch Aufstücken des Kopfes hergestellt.

Die zwei Zahlen der Nagelbezeichnung (zB 42/110) geben den Durchmesser d_N in $\frac{1}{10}$ mm und die Länge in mm. Die folgenden Abmessungen sind üblich:

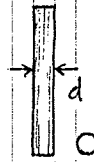
d_N	28	31	35	40	45	50	55	65	70	75	85
L_N	60	75	90	100	110	130	150	180	230	245	275
	70	80		120	140	160	200	215	260	300	
a	24	24	24	25	30	35	40	55	60	70	80

Entsprechend der Nagelbezeichnung ist d_N in $\frac{1}{10}$ mm; L_N in mm eingetragen. Die Zeile mit der Bezeichnung a gibt die minimale Holzdicke, in welche die entsprechenden Nägel ohne Vorbohren geschlagen werden dürfen. Dies gilt, wie man sich leicht vorstellen kann, nur für Nadelholz. Bei Laubhölzern ist stets vorzubohren, bei Nadelholz nur, wenn die obigen Holz-dicken d unterschritten sind (Ausnahmen: Schalungsbretter und Nageltägen).

Für Sonderfälle gibt es eine Reihe von Sonder-nägeln, zB mit schraubenförmigem oder gerilltem Schaft (größerer Ausziehwiderstand), Nägel mit plattenförmigem Schaft (Dachpappnägeln). Auch für maschinelle Nagelung gibt es Sonderformen, sowie für die Nagelung von Blechen auf Holz (zB sog. Alulam rivets aus Kanada usw.).

Unter Nägeln laufen im Ingenieurbau auch Nagelplatten und Nagelkissen. Diese werden jedoch später an geeignetem Ort behandelt.

*** Bolzen:** Unter dem Begriff fallen alle zylinderförmigen Stäbe ohne besondere Kopf- und Spitzenausbildung. Die Durchmesser variieren von 4 mm bis ca 30 mm. Bolzen werden gelegentlich auch als Stabdübel bezeichnet. Sie werden in Knapp vorgebohrte Löcher geschlagen und wirken im Prinzip wie Nägel, allerdings praktisch ohne Auszieh-widerstand. Als Werkstoff ist Stahl und Holz möglich.



*** Dübel:** Während Dübel aus Hartholz in runder und eckiger Form schon immer im Zimmermannsmäßigen Holzbau verwendet wurden, werden im Ingenieurbau Einlas- und Einpreßdübel aus Stahl in verschiedenen Formen verwendet. Besprechung dieser Formen am geeigneten Ort.

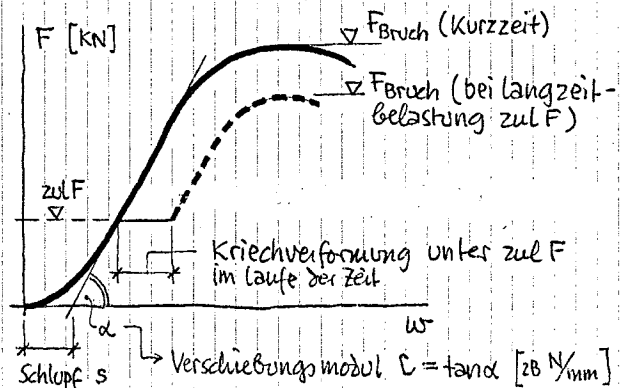
*** Leim:** Schließlich gehören auch die verschiedenen Leime zu den Verbindungshilfsmitteln. Im konstruktiven Holzbau finden wir heute fast ausschließlich Kunstharz-Leime. Für geschützte Bauteile vorwiegend sog. Harzstoffharzleime, für bewitterte Bauteile vor allem Resorzinharzleime.

2.13 Bemessungskonzept SIA 164

Die Norm SIA 164 enthält nun fünf die wichtigsten Verbindungstypen die nötigen Angaben. Auch hier ist zu unterscheiden zwischen dem Tragfähigkeitsnachweis und dem Nachweis der Gebrauchstauglichkeit über die Ermittlung von Verformungen. Allerdings können die Verformungen (bzw die Steifigkeit) von Verbindungen auch die Tragfähigkeit von Traglelementen beeinflussen, was gegebenenfalls (zB bei mehrteiligen Druckstäben) zu beachten ist:

a) Kraft-Verschiebungs-Diagramm

Ein typisches Kraft-Verschiebungs-Diagramm einer Verbindung zeigt folgende Abbildung:



Man erkennt aus diesem Diagramm die folgenden Eigenschaften: Fast alle Verbindungen zeigen einen gewissen Schlupf (Ausnahme: Leimverbindungen). Die Tangente zu das Diagramm etwa bei der zulässigen Last $zul F$ kennzeichnet den Verschiebungsmodul C der Verbindung. Je grösser C , desto steifer die Verbindung. Die Bruchlast einer Verbindung wird in der Regel im Kurzzeitversuch ermittelt. Eine langfristig wirkende Belastung führt jedoch zu Kriechverformungen und im allgemeinen zu einer Reduktion der Tragfähigkeit. Zusätzlich gibt die Fläche unter der Kurve ein Maß für das sog. Arbeitsvermögen der Verbindung.

b) Tragfähigkeit und zulässige Kräfte

Die zulässige Last einer Verbindung wird in der Regel aus der Bruchlast ermittelt, die man in Kurzzeitversuchen beobachtet. Sicherheitsgrade der Größenordnung 2 bis 3 sind typisch. Die Norm SIA 164 gibt sog. Grundwerte der zulässigen Belastung von Verbindungen, die für langfristige Lasten in geschützten Bauteilen gelten. Aus diesen Grundwerten $zul F$ werden die maßgebenden Werte $zul \bar{F}$ ermittelt durch Multiplikation mit den Lastdauerbeiwerten C_D und den zu treffenden Holzfeuchtebeiwerten C_W . Damit ist

$$zul \bar{F} = zul F \cdot C_D \cdot C_W$$

Die Größen von $zul F$ entnimmt man der Norm oder den folgenden. Die Beiwerte C_D und C_W sind unter 154 b) und c) festgehalten.

In der Regel ist nicht nur das Verbindungsmittel selbst, sondern auch das Holz im Anschlussbereich zu untersuchen (Nettoquerschnitt nach Abzug von Schindrungen, Kerbbeiwerte etc). Hier macht sich oft auch bemerkbar die unterschiedliche Tragfähigkeit eines Verbindungsmittels auf Zug bzw Druck.

Bei gleichzeitiger Verwendung schlupffreier Verbindungsarten in einer Verbindung erfolgt die Verteilung der Kräfte aufgrund der Steifigkeiten. Bei zwei Verbindungsarten A und B ergibt sich damit

$$zul \bar{F} = \left[\frac{C_A}{C_A + C_B} \cdot zul F_A + \frac{C_B}{C_A + C_B} \cdot zul F_B \right] \cdot C_D \cdot C_W$$

In der Regel wird man jedoch auf diesen Einfluss verzichten und die ganze Kraft dem steiferen Verbindungsmittel zuweisen.

c) Verformungen

Die Verformungen von Verbindungen unter Arbeitslasten werden nach Norm SIA 164 entweder durch die Angabe von Schlupfmaßen oder durch Angabe von Verschiebungsmodul C erfasst. Diese gelten in der Regel für Kurzzeitig wirkende Lasten.

ten. Bezeichnet man mit F die in der Verbindung wirkende Totallast und mit F_p die dauernd wirkende ständige Last (Eigellast und dauernd wirkende Nutzlasten - siehe 1.52), so wie mit φ die Kriechzahl (siehe 1.55 b)), ergibt sich die Verformung der Verbindung total zu

$$w = s + \frac{F}{C} \cdot \left[1 + \varphi \cdot \frac{F_p}{F} \right]$$

Hierin ist s der sog. Schlupf und C der Verschiebungsmodul. Für einige Verbindungen überwiegt s und das zweite Glied ist vernachlässigbar (zB Versatz), für andere ist s vernachlässigbar (zB für Nägel, Bolzen, Passschrauben), für eine dritte Gruppe (Bauschrauben, Einlassdübel) sind beide zu berücksichtigen. Angaben finden sich später bei der Besprechung der jeweiligen Verbindung.

d) Regeln für Holzstärken

Bei der versuchstechnischen Ermittlung der Tragfähigkeit und des Verformungsverhalten von Verbindungen werden natürlich ganz bestimmte geometrische Verhältnisse zwischen Verbindungsmittel (zB Nagel) und den Dicken der zu verbindenden Hölzer gewählt. Die Versuchsergebnisse werden selbstverständlich durch diese Wahl beeinflusst und die aus Versuchen hergeleiteten Grundwerte der zulässigen Belastung von Verbindungsmitteln gelten nur, wenn die bei der Ausführung festgelegten geometrischen Verhältnisse einigermaßen den Versuchsbedingungen entsprechen.

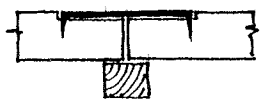
Dies ist zumindest einer der Gründe, warum die Norm SIA 164 auch Bedingungen für die Dicke der zu verbindenden Hölzer sowie die Größe der Abstände der einzelnen Verbindungsmittel untereinander und zu den Holzrändern hin enthält. Solche Bedingungen sind, genauso wie die zulässige Belastung der Verbindungsmittel, sorgfältig einzuhalten.

2.2 Holzverbindungen

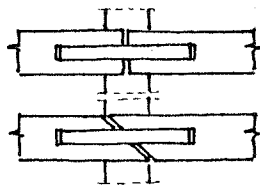
Die sog. Holzverbindungen sind in der Regel typisch für den zimmermannsmäßigen Holzbau. Grundprinzip ist die Übertragung der Kräfte auf Druck von einem Stab auf den anderen oder auf die Unterlage. Stahlelemente, wie Bauschrauben, Klammern, Flachisen, Nägel, aber auch Dolle (siehe 2.12) dienen in der Regel nur zur Lagesicherung.

2.2.1 Beispiele und Anwendungsformen

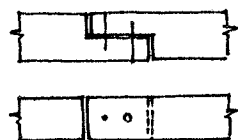
Die folgenden Skizzen zeigen aus der Vielfalt des traditionellen zimmermannsmäßigen Holzbaus häufige Formen. Sie dienen als Ideensammlung und zur Einführung der zugehörigen Fachausdrücke:



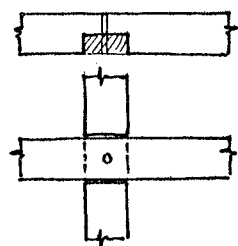
Stumpfer Stoss von Balken über Schwelle, mit Bauklammer gesichert



ende schräg geschnitten zur Verbesserung der Auflagerung.

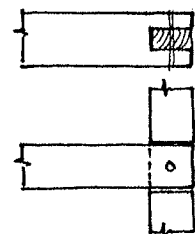


sog. Blattstoss, mit Nägeln gesichert

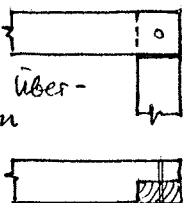


sog. Kreuzblatt

Jeder der beiden durchlaufenden Stäbe wird auf die Hälfte geschwächt. Sicherung mit Nagel, Holznagel etc.

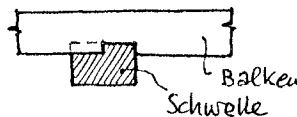
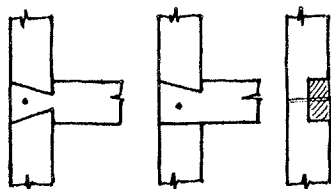


einsätige Überblattungen

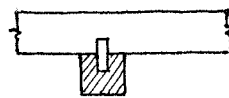


Schwalbenschwanz bzw. Weisschwanz

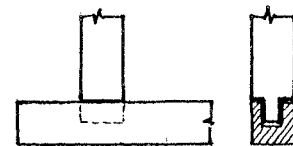
Aufnahme geringer Zugkräfte möglich



Verkämmerung (zur Sicherung der Stäbe gegen Verschieben).



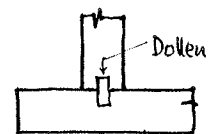
Einfacher: Sicherung mit Dolle



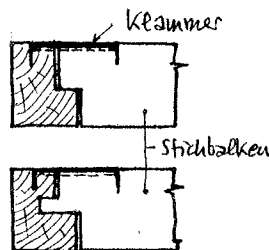
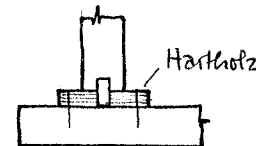
Pfostenverbindung mit Zapfen auf Schwelle. Sehr häufig im Riegelbau. Allerdings Schwächung der Anschlussfläche auf rd 2/3 des Stützenquerschnitts.



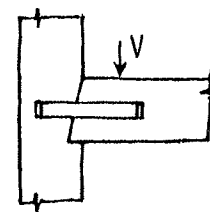
Günstiger: Dolle, die Schwächung ist damit auf den Dolle-Querschnitt begrenzt und praktisch vernachlässigbar.



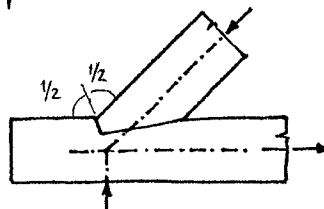
Falls Querdruck maßgebend, Hartholz zwischenschieben, mit Nägeln (verbolzen) gesichert



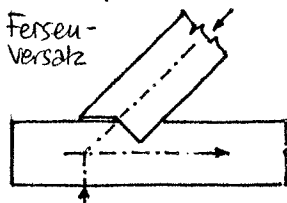
Brüstung (Querverbindung in einer Ebene zwischen tragendem und getragenen Balken - sog. Stichbalken). Gesichert mit Bauklammer. Oft auch zusätzlich mit Zapfen.



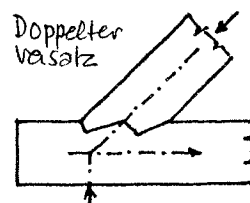
Rechtwinkliger Versatz, gesichert mit Bauklammer.



Versatz: einfacher Stirnversatz (Sicherung durch Bauklammer, Bauschraube, seitlich aufgenageltes Brett nicht gezeichnet).



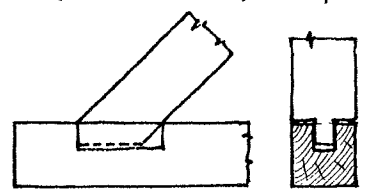
Fersenversatz



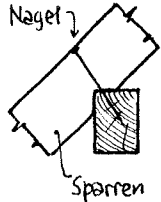
Doppelter Versatz

Der Versatz gehört zu den wichtigsten zimmermannsmäßigen Verbindungen. Sorgfältige "Zentrierung" nötig!

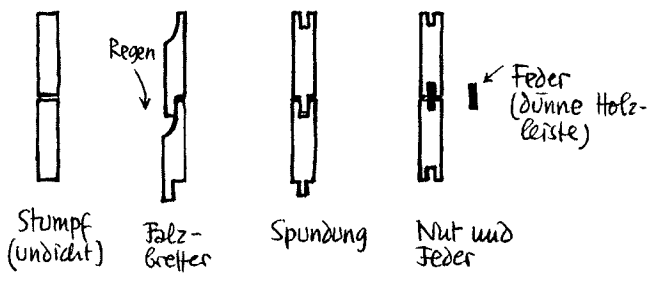
In die gleiche Reihe gehört, allerdings mit sehr geringem Winkelgrad, der sog. Schrägzapfen.



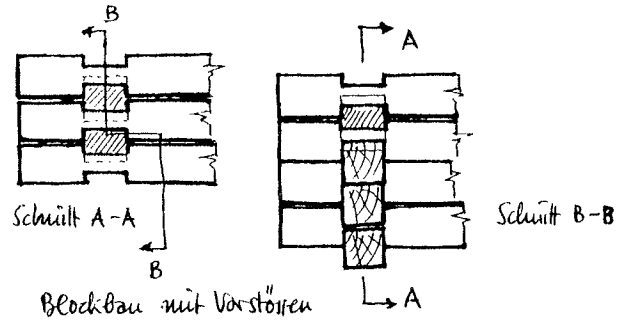
Sparrenklau (zur Auflagerung von Sparren auf Pfette). Nicht zu tief einschneiden wegen Schwächung, aber Vorsicht auf Schrägdruck. Gesichert mit Nagel.



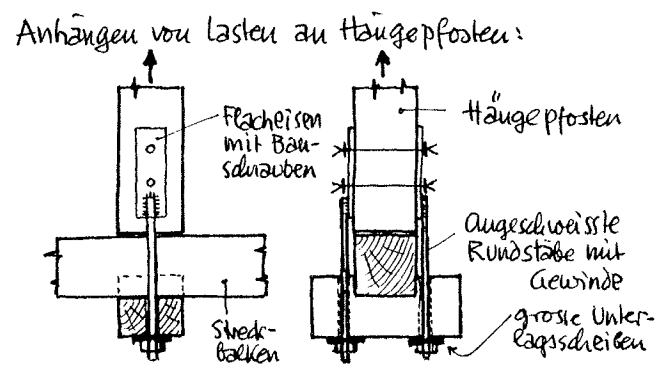
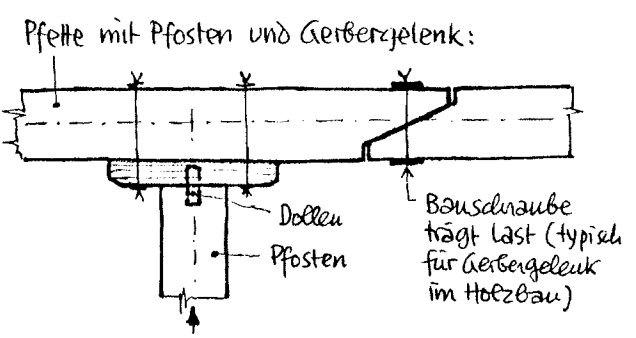
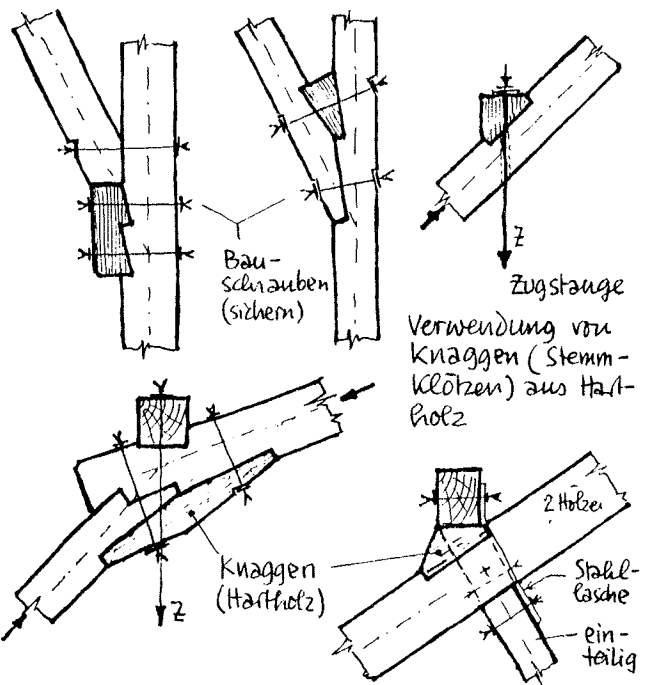
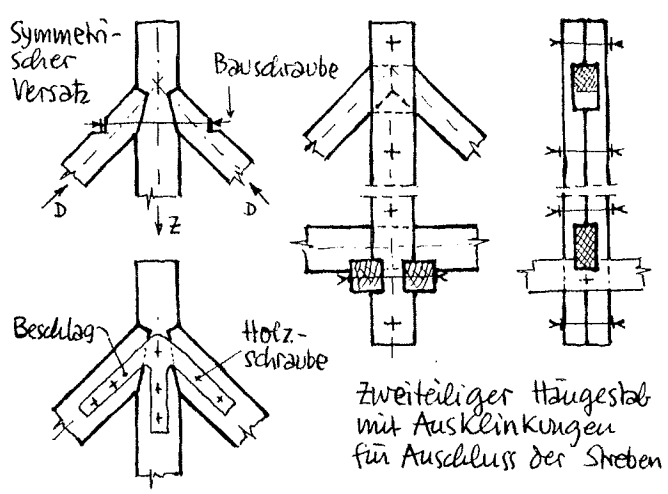
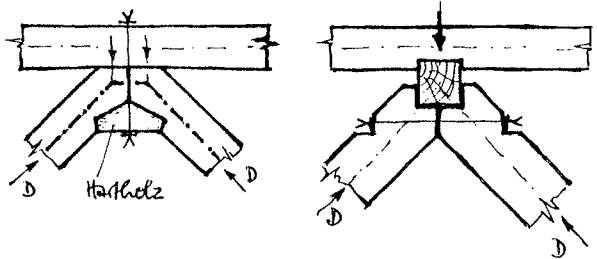
Brettverbindungen:

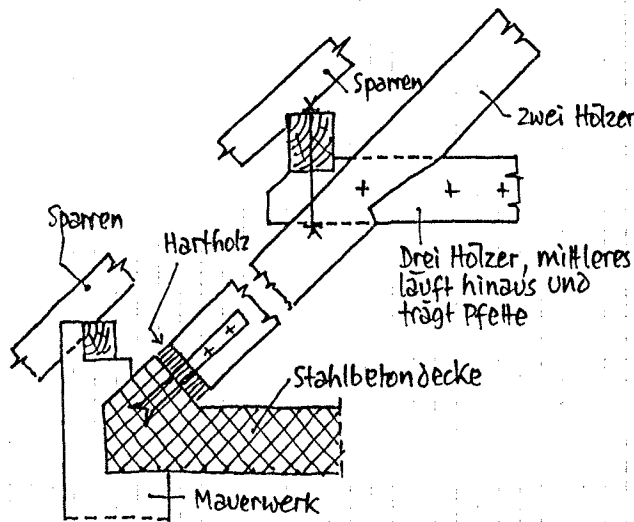
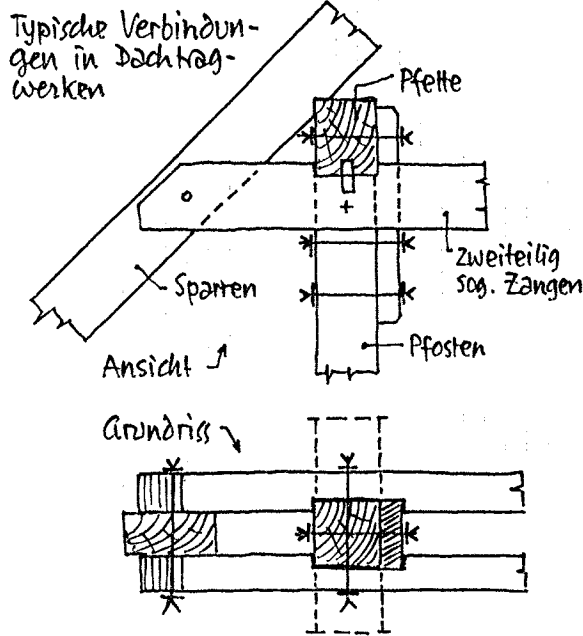
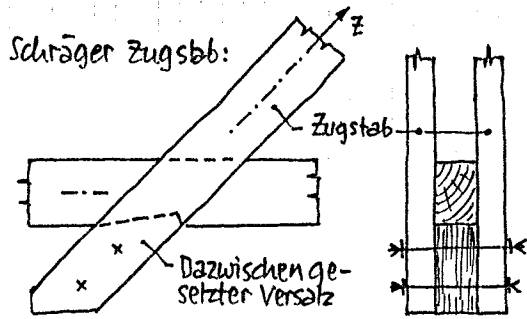


Blockbau-Verbindungen:



Die vorstehend skizzierten Armformen typischer Holzverbindungen werden vom Zimmermann bzw. vom Ingenieur in vielfältigster Art und Weise kombiniert und abgewandelt. Die nachfolgenden Skizzen etwas komplexerer Fälle sollen einen Eindruck von den Möglichkeiten geben:



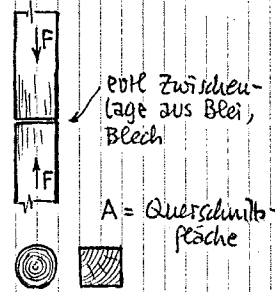


Mit diesem Beispiel wird diese willkürliche Ansammlung von Skizzen abgebrochen. Es wäre jedoch gut, wenn sich der Leser intensiv in das dargestellte eindenkt, sich den Kraftfluss vorstellt und die Art und Weise, wie die Kräfte von einem Stab auf den anderen übertragen werden. Er wird damit einerseits die nachfolgend auch in seiner Berechnung dargestellten Grundfälle überall wieder entdecken, andererseits fähig werden, selbst angepasste Lösungen für gegebene Probleme zu entwickeln. Und gerade das ist das Fassziemernde am Zimmermannsmäßigen Holzbau.

2.22 Bemessung und Nachweise

a) Hirnholzstoss

Unter Hirnholzstoss versteht man einen Schnitt senkrecht zur Faser. Setzt man Stäbe Hirnholz auf Hirnholz aufeinander, redet man von einem Hirnholzstoss.



Die vorhandene Normalspannung ist

$$\text{vorh } \bar{\sigma}_H = \frac{F}{A_n}$$

wobei A_n die Netto-Querschnittsfläche des Stosses ist (evtl. Dollen etc abgezogen).

Bei Stoss Hirnholz auf Hirnholz ohne Zwischenlage behägt

$$\text{zul } \bar{\sigma}_H = 0,8 \cdot \text{zul } \bar{\sigma}_{dH} \cdot c_D \cdot c_W \quad (\text{siehe 1.54}),$$

für Schnittholz Fk II, langfristige Lasten und vor Witterungseinflüssen geschützte demnach

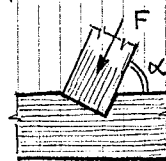
$$\text{zul } \bar{\sigma}_H = 6,8 \text{ N/mm}^2$$

Wind eine (lastverteilende) Zwischenlage zB aus Blei, Blei etc zugeordnet, dürfen die zulässigen Spannungen um 25% erhöht werden.

Es ist mit einem Schlupf von $s = 1,0 \div 1,5 \text{ mm}$ zu rechnen.

b) Stoss schräg zur Faser

Beim Fersenversatz, aber auch bei den Details auf Spalte 9 unten und auf Spalte 10 liegt oft die zu

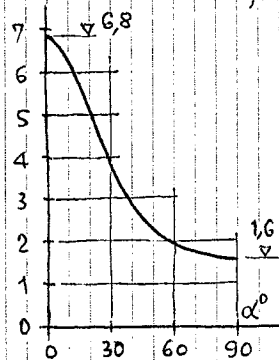


übertragende Kraft F unter einem Winkel α schräg zur Faser! Die vorhandene Spannung in der Netto-Ausschlussfläche A_n behägt

$$\text{vorh } \bar{\sigma}_{d\alpha} = \frac{F}{A_n}$$

Diese muss kleiner bleiben als die zulässige Spannung, deren Grundwert

$$\text{N/mm}^2 \quad \text{zul } \bar{\sigma}_{d\alpha} = \frac{0,8 \cdot \bar{\sigma}_{dH} \cdot \bar{\sigma}_{dL}}{0,8 \bar{\sigma}_{dH} \cdot \sin^2 \alpha + \bar{\sigma}_{dL} \cdot \cos^2 \alpha} \quad \text{ist.}$$

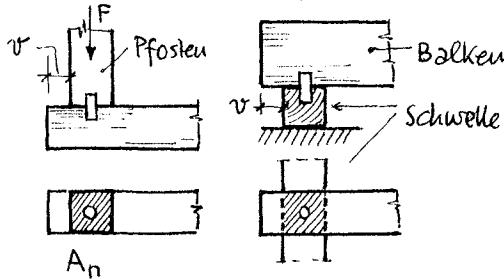


Dies ergibt für Fk II, langfristige Lasten, geschützte Bauwerke und ausreichendes Vorholz $v \geq 100 \text{ mm}$ den nebenstehenden Verlauf

Für andere Verhältnisse sind die Werte mit c_D und c_W zu multiplizieren und gegebenenfalls zu kürzeres Vorholz anzupassen.

c) Querdruckstoss

Querdruckstöße kommen vor bei Pfosten auf Schwel-
len und bei Balkenauflägern:



In jedem Fall beträgt die vorhandene Querdruck-
spannung

$$\text{vorh } \sigma_{d\perp} = \frac{F}{A_n}$$

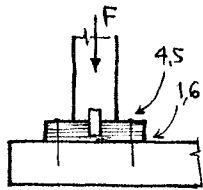
wobei F beim Balkenauflager die Auflagerkraft
entspricht. Die zulässige Spannung beträgt

$$\text{zul } \bar{\sigma}_{d\perp} = \text{zul } \sigma_{d\perp} \cdot C_D \cdot C_W$$

wobei Holzart und Vorholzlänge v zu berücksich-
tigen sind (siehe 1.53). Unter Vorholz wird der
nicht unter Querdruck stehende Überstand v
verstanden. Ist $v < 100 \text{ mm}$, sind die zulässigen
Spannungen geringer. Es gilt für langfristige
Lasten und geschützte Bauteile

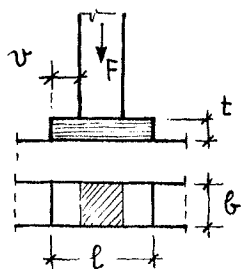
zul $\bar{\sigma}_{d\perp}$ N/mm ²	Nadelholz		Eiche
	Schnitt- holz	Brettschicht- holz	Buche
• ohne Vorholz	1,2	1,2	3,5
• mit Vorholz	1,6	1,6	4,5
• Eindrückungen unbedenklich	2,0	2,5	4,5

Ergeben sich Schwierigkeiten mit der Einhaltung
dieser Spannungen, kann oft durch Anordnung
einer Hartholz-Zwischenschicht die Situation wesentlich ver-
bessert werden, ohne A_n zB



durch Vergrößern der Quer-
schnittsfläche des Pfostens
zu vergrößern (siehe Spalte 8
und Spalte 10), da die Quer-
druckspannung auf Hartholz wesentlich grösser sein
darf als auf Nadelholz.

Freilich muss die Zwischenschicht ausreichend dick
sein (Lastverteilung, Beauspachungen). Es lässt
sich herleiten:



$$t \geq 0,80 \cdot \sigma_1 \cdot v$$

$$t \geq 0,35 \cdot \sqrt{\sigma_1 \cdot v \cdot l}$$

wobei alle Abmessungen in
mm und

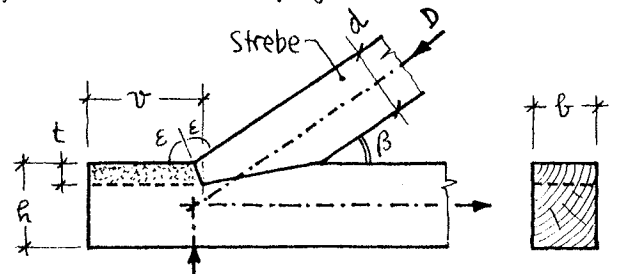
$$\sigma_1 = \frac{F}{b \cdot l} \text{ in N/mm}^2$$

einzusetzen sind. Dies sind
in der Regel sehr grosse Werte
und oft schwer zu realisieren.

d) Versatz

Obwohl der Versatz zu den ältesten Verbin-
dungsmitteln des Holzbaus gehört und sich
bei sorgfältiger Ausbildung bestens bewährt
hat, gehen die Ansichten über seine Wir-
kungsweise und seine Bemessung unter
Fachleuten immer noch auseinander. Dies
liegt vor allem daran, dass die Passgenauig-
keit der bearbeiteten Fledern unterschiedlich
beurteilt wird und das Schwinden und Quel-
len sowie Verdrehungen das Kräfteprofil stark
beeinflussen.

Die durch Normen geforderten Nachweise sind
deshalb immer "nominelle" Nachweise, die
von gewissen Modellvorstellungen ausgehen.
Die Norm SIA 164 fordert für den sog. ein-
fachen Versatz das folgende:



$$v \geq \frac{D \cdot \cos \beta}{b \cdot T_a \cdot C_D \cdot C_W} \geq 150 \text{ mm}$$

$$t \geq \frac{D \cdot \cos \beta}{b \cdot \sigma_{d\alpha} \cdot C_D \cdot C_W} \quad (\text{mit } \alpha = \beta/2)$$

$$d \geq \frac{D}{b \cdot \sigma_{d\alpha} \cdot C_D \cdot C_W} \quad (\text{mit } \alpha = \beta)$$

Der Grundwert der zulässigen Scherspannung T_a
ist dabei $T_a = 0,6 \text{ N/mm}^2$ und $\sigma_{d\alpha}$ ist nach b)
für den angegebenen Winkel zu ermitteln.

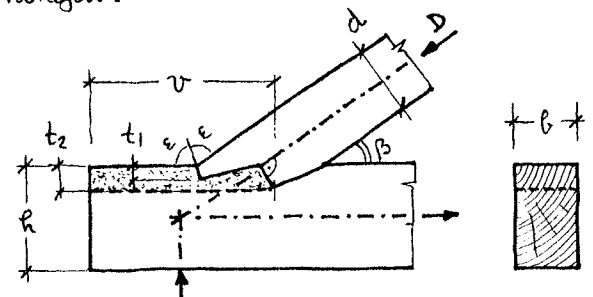
Zusätzlich besteht die Bedingung

$$h \geq 4t \text{ für } \beta \leq 50^\circ$$

$$h \geq 6t \text{ für } \beta \geq 60^\circ > \text{dazwischen interpolieren}$$

In der Regel ist die Vorholzlänge v für die
Ausbildung des Versatzes bestimmend

Für den doppelten Versatz gelten folgende Bezeich-
nungen:



Mit diesen Bezeichnungen gelten die gleichen

Formeln wie für den einfachen Versatz. Für t ist $t = t_1 + t_2$ einzusetzen sowie $\alpha = \frac{3}{4} \cdot \beta$ für die Festlegung von σ_{da} bei der Ermittlung von t . Es soll zusätzlich gelten:

$$\begin{aligned} t_1 &\leq t_2 - 10 \text{ mm} \\ h &\geq 6t_1 \\ h &\geq 4t_2 \end{aligned} \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} t_1 &\leq t_2 - 10 \text{ mm} \\ h &\geq 6t_1 \\ h &\geq 4t_2 \end{aligned}} \right\} \text{unabhängig von } \beta.$$

Damit sind die Nachweisformeln gegeben. Ein Beispiel soll den Bemessungsprozess erläutern. Gegeben seien auf der Basis von Kap. 1.52 z.B.:

$$\begin{aligned} D &= 50 \text{ kN} \\ b &= 160 \text{ mm} \\ \beta &= 40^\circ \rightarrow \cos \beta = 0,77 \\ \text{langfristige Lasten} &: C_D = 1,0 \\ \text{direkt bewilligt} &: C_W = 0,8 \end{aligned}$$

Für den einfachen Versatz ist damit:

$$\begin{aligned} v &\geq \frac{50 \cdot 10^3 \cdot 0,77}{160 \cdot 0,6 \cdot 1,0 \cdot 0,8} = 500 \text{ mm} \\ t &\geq \frac{50 \cdot 10^3 \cdot 0,77}{160 \cdot 5,0 \cdot 1,0 \cdot 0,8} = 60 \text{ mm} \\ &\quad \uparrow \sigma_{da} \text{ für } \alpha = 40^\circ/2 = 20^\circ \text{ lt. b)} \\ d &\geq \frac{50 \cdot 10^3}{160 \cdot 2,8 \cdot 1,0 \cdot 0,8} = 140 \text{ mm} \\ &\quad \uparrow \sigma_{da} \text{ für } \alpha = \beta = 40^\circ \text{ lt. b)} \\ h &\geq 4 \cdot 60 = 240 \text{ mm} \end{aligned}$$

Für einen doppelten Versatz gilt analog:

$$\begin{aligned} v &\geq 500 \text{ mm} \\ t &\geq \frac{50 \cdot 10^3 \cdot 0,77}{160 \cdot 4,1 \cdot 1,0 \cdot 0,8} = 73 \text{ mm} \quad \left\{ \begin{array}{l} t_1 = 30 \text{ mm} \\ t_2 = 43 \text{ mm} \end{array} \right. \\ &\quad \uparrow \sigma_{da} \text{ für } \alpha = \frac{3}{4} \cdot \beta = 27^\circ \text{ lt. b)} \\ d &\geq 140 \text{ mm} \\ h &\geq 6 \cdot 30 = 180 \text{ mm} \text{ maßgebend} \\ h &\geq 4 \cdot 43 = 172 \text{ mm} \end{aligned}$$

Zeichnet man diese beiden Möglichkeiten auf, erkennt man, dass der doppelte Versatz vom Platzbedarf her geringere Anforderungen stellt. Hinzu kommen natürlich die Ansprüche an die Genauigkeit der handwerklichen Arbeit, die selbstverständlich sind. Die ermittelten Abmessungen der Hölzer auf Norm-Maße und die Einschnitttiefen auf vernünftige Werte aufzurunden.

2.3 Stabförmige Verbindungsmittel

2.3.1 Allgemeines

Nägeln, Bolzen und Schrauben (siehe 2.12) sind sog. stabförmige Verbindungsmittel. Sie sind in ihrer Grundform schon sehr alt. Der moderne Stahlstift hat lediglich gegenüber dem alten Holznagel beträchtlich höhere Tragfähigkeit.

Gemeinsame Merkmale stabförmiger Verbindungsmittel sind

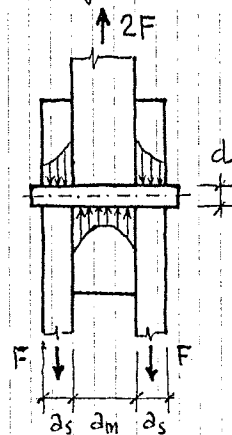
- zylindrische Form
- Beanspruchung senkrecht zur Achse des Verbindungsmittels
- Vorwiegend auf Biegung beansprucht
- Kraftübertragung zwischen Holz und Stab über sog. Lochleibungsdruck
- Rand- und Zwischenabstände zwischen Verbindungsmitteln sind wichtig.

Die Tragfähigkeit von Verbindungen, die von stabförmigen Verbindungsmitteln abhängen, ist in der Regel abhängig von

- der Anzahl der Stäbe in der Verbindung,
- deren Dicke d ,
- der Länge des Stabes oder der Dicke der zu verbindenden Hölzer
- der Anzahl der beanspruchten "Schmitte"
- dem Winkel zwischen Kraft und Faser

abhängig. Dazu kommen wie üblich Holzart, Lastdauer, Holzfeuchtigkeit sowie die Festigkeitseigenschaften des Verbindungsmittels selbst.

Die Wirkungsweise stabförmiger Verbindungsmittel lässt sich gut an der folgenden sog. zweischmittigen Verbindung erklären:



Wie man erkennt, wird der Verbindungsstab zweimal, in zwei Schichten mit je der Kraft F beansprucht, womit das Verbindungsmittel $2F$ übertragen kann.

Je steifer der Verbindungsstab ist, das heißt, je dicker in Bezug auf die Gesamtlänge der zu verbindenden Hölzer, desto gleichmäßiger ist die sog. Lochleibungs-Spannung über die Länge verteilt. Die auf den Stab wirkenden Spannungen beanspruchen ihn auf Biegung, wobei die Biegemomente im wesentlichen proportional zur Stablänge, der Biegeversteifung des be-

Kanten Gründen proportional zur 3. Potenz der Stabdicke d und zur Festigkeit des Stabmaterials ist. Legt man gewisse Proportionen zwischen Stabdicke und Holzstärke fest (was zB bei Nägeln durch geometrische Gründe von vorneherein gegeben ist), ist zu erwarten, dass die Tragfähigkeit eines Schnittes im Prinzip gegeben ist durch

$$F = K \cdot d^\alpha$$

Dieser einheitliche Ansatz ist typisch für die Norm SIA 164, wobei die Konstante K und der Exponent α vom jeweiligen Verbindungsmittel abhängig ist.

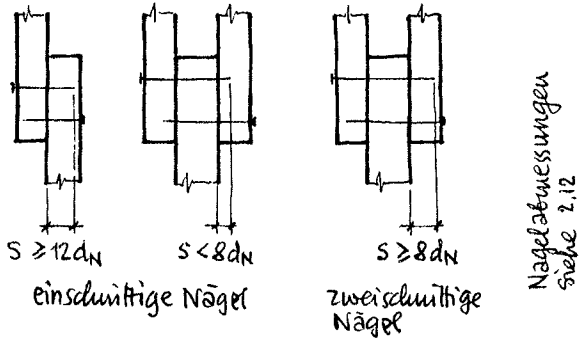
Im übrigen ist leicht einzusehen, dass auch die Steifigkeit bzw der Verschiebungsmodul der Verbindung grundsätzlich eine ähnliche Form haben muss.

Zusätzlich zum Nachweis der zulässigen Tragkraft der Verbindungsmittels selbst ist natürlich auch die Beanspruchung der Hölzer im Verbindungsbereich unter Berücksichtigung allfälliger Schwächungen und Kerbwirkungen zu überprüfen.

2.32 Nagelverbindungen

a) Nagelanordnung

Man unterscheidet einschmittige und zweischnittige Verbindungen, wobei als Grundsatz gilt, dass ein Schnitt nur dann als tragend gezählt werden darf, wenn der Nagel mindestens um s in das benachbarte Holz eindringt, wobei d_N der Durchmesser des Nagels ist. Demnach gilt das folgende:



In Nagelverbindungen sind gewisse Nagelabstände einzuhalten. Dies darf man nicht dem Zufall überlassen. Man zeichnet deshalb Nagelbilder und nagelt entsprechend, unter Umständen nach Schablonen.

Bei der Festlegung der Nagelabstände ist zunächst zu unterscheiden, ob die Nägel vorgebohrt werden oder nicht. Sodann ist zwischen Abständen in Faserrichtung und senkrecht dazu zu unterscheiden. Bei Randabständen ist im

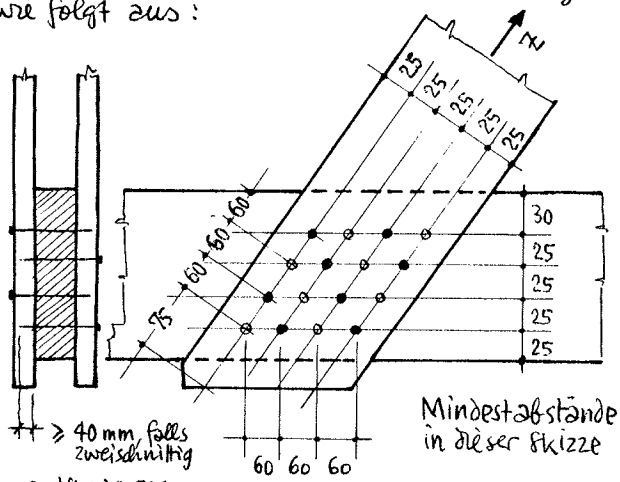
übrigen zu berücksichtigen, ob der Rand "belastet" oder "nicht belastet" ist.

Es gelten folgende Werte:

		ohne Vorbohrung	mit Vorbohrung
Abstand vom Nagel zu Nagel		12 d _N	7 d _N
	⊥	5 d _N	4 d _N
Abstand vom belasteten Rand		15 d _N	10 d _N
	⊥	6 d _N	6 d _N
Abstand vom unbelasteten Rand		9 d _N	7 d _N
	⊥	5 d _N	4 d _N

Die grössten Abstände sollen in Faserrichtung 40 d_N und senkrecht zur Faser 20 d_N nicht überschreiten.

Ein typisches Nagelbild für d_N = 5 mm (Beispielsweise) sieht dann ohne Vorbohrung wie folgt aus:



- von vorne,
- o von hinten geschlagen

Die Nägel werden beim Nageln um mindestens einen halben Nageldurchmesser seitlich von der Systemlinie versetzt.

b) Holzstärken

Bei Nagelverbindungen müssen gewisse Mindestholzstärken eingehalten werden, einerseits um die Spaltgefahr zu bannen, andererseits im Hinblick auf die Tragfähigkeit von Nagelverbindungen selbst. Die Norm SIA 164 gibt hierfür folgende Werte:

$$\min a = (3 + 0,8 \cdot d_N) \cdot d_N \geq 24 \text{ mm}$$

für Massivholz und Brettstichholz, sowie 2/3 dieses Wertes für gekneuzte Brettlagen in Nagelträgern und Brettsperrholz. In diesem letzteren Fall muss jedoch die Dicke eines Brettes oder die Dicke des Brettsperrholzes mindestens 18 mm betragen.

Die sich aus obestehender Formel ergebenden Werte sind in der Tabelle unter 2.12 eingetragen.

c) Zulässige Belastung

Der Grundwert der zulässigen Belastung eines Nagels auf Abscheren beträgt gemäß Norm SIA 164 pro Schnitt

$$F_N = 50 \cdot d_N^{1,7}$$

worin F_N in N für d_N in mm. Dieser Wert ist unabhängig vom Winkel zwischen Kraft und Faserstellung. Für die üblichen Nagel-Durchmesser ergibt sich:

d_N	3,1	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5	6,5	7,0	7,5	8,5	mm
F_N	340	420	530	640	770	910	1200	1370	1540	1900	N

Diese Werte sind gültig für geschützte Bauteile und langfristige Lasten ($c_D = 1,00$; $c_W = 1,00$). Sind diese Voraussetzungen nicht erfüllt, ergibt sich mit den zutreffenden Werten von c_D und c_W

$$\text{zul } \bar{F}_N = F_N \cdot c_D \cdot c_W$$

In der unter a) skizzierten Verbindung sind insgesamt 16 Nägel vorhanden, je 8 von beiden Seiten. Sofern diese zweischneitig wirken ($s \geq 8d_N = 40 \text{ mm}$), sind demnach 32 Schnitte wirksam, die bei $d_N = 5 \text{ mm}$ in geschützter Umgebung kurzfristig beispielsweise

$$\text{zul } \bar{F}_N = 32 \cdot 770 \cdot 1,25 \cdot 1,0 = 30.800 \text{ N} \approx 30,8 \text{ kN}$$

übertragen können.

Die zulässige Belastung von Nagelgruppen ist um 10% zu reduzieren wenn mehr als 10 Nägel hintereinander angeordnet werden. Mehr als 20 Nägel in einer Reihe sind zu vermeiden.

Bei vorgebohrten Nägeln ist bei Kraftangriff parallel zur Faser eine Erhöhung der zulässigen Belastung um 20% gestattet.

Eine zusätzliche Erhöhung um 20% ist im übrigen zulässig für (stets vorgebohrte) Nägel in Eiche oder Buche.

Weitere Regeln und Hinweise auf Spezialfälle enthält die Norm SIA 164.

d) Verformungen

Die Verformung von Nagelverbindungen ist durch einen Schlupf von

$$s = 0,5 \div 1,0 \text{ mm}$$

sowie pro Nagel und Schnitt durch einen Verschiebungsmodul von

$$C = 40 d_N^{1,7} \quad \text{in N/mm}$$

gekeimzeichnet. Diese Werte gelten für kurzfristige Lasten.

Für die unter a) skizzierte Verbindung ist deshalb unter einer kurzfristig wirkenden Last $Z = 30 \text{ kN}$ bei 32 Schnitten eine Verschiebung von

$$w \approx 0,5 + \frac{30 \cdot 000}{32 \cdot 40 \cdot 5^{1,7}} = 0,5 + 1,5 \approx 2 \text{ mm}$$

zu erwarten.

Bei Vorbohrung darf mit einem Verschiebungsmodul von

$$C = 60 \cdot d_N^{1,7} \quad \text{N/mm}$$

gerechnet werden.

e) Kontrolle im Holz

Für die Kontrolle der Beanspruchung im Holz im Bereich der Ausschlüsse ist der Netto-Querschnitt zugrunde zu legen und die Kerbwirkung zu berücksichtigen. Die Beanspruchungen sind jedoch in der Regel klein.

Für den unter a) skizzierten Anschluss ergibt sich zB bei Seitenlötlern 50/140 und vier Nägeln $d_N = 5 \text{ mm}$ quer zur Kraftrichtung eine Netto-Querschnittsfläche von

$$A_n = 50(140 - 4 \cdot 5) = 6000 \text{ mm}^2$$

Diese Querschnittsfläche wird durch zB

$$\frac{Z}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ kN}$$

kurzfristig beansprucht, womit

$$\text{vorh } \sigma = \frac{15 \cdot 10^3}{6000} = 2,5 \text{ N/mm}^2$$

Dieser Spannung steht ein zulässiger Wert gegenüber, der bei einem Kerbfaktor

$$c_k = 0,8 \quad (\text{siehe 1,54 d)})$$

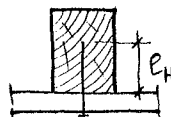
mit $c_D = 1,25$ beträgt

$$\text{zul } \bar{\sigma}_{211} = 8,5 \cdot 0,8 \cdot 1,25 = 8,5 \text{ N/mm}^2$$

Wie man erkennt, ist man in diesem Beispiel noch weit von einer vollen Ausnutzung des Querschnitts entfernt.

f) Nägel auf Zug

Nägel haben auf Herausziehen nur einen sehr geringen und unzuverlässigen Widerstand, der im übrigen durch Schwunden des Holzes weiter vermindert wird. Glattschäpftige Nägel dürfen kurzfristig mit



$$F_{N,z} = 1,0 \cdot d_N \cdot l_H$$

belastet werden, sofern sie in trockenem Holz eingeschlagen wurden. In dieser Formel ergibt sich mit d_N und l_H in mm die zulässige Kraft $F_{N,z}$ in N. Falls die Nägel in leicht ausgetrocknetes Holz eingeschlagen werden und das Holz weiter austrocknen kann, muss die Kraft mindestens auf die Hälfte herabgesetzt werden.

2.33 Passbolzen und Passschrauben

Unter Passbolzen werden runde, bleuchte oder verzinkte Stahlzylinder verstanden, die in Knapp sitzend vorgebohrte Löcher getrieben werden. Passschrauben haben die unter 2.12 für Bauschrauben angegebenen Abmessungen und werden ebenfalls in Knappe Bohrlocher gesetzt.

Für Passbolzen- und Passschraubenverbindungen gilt in mancher Beziehung Ähnliches wie für Nagelverbindungen, sodass wir uns hier kurz halten können.

Ähnlich wie für Nägel sind minimale Abstände einzuhalten. Es gilt nach Norm SIA 164 folgendes mit d_s = Durchmesser (≤ 30 mm):

Abstand von Bolzen zu Bolzen bzw Schraube	Faser	$6,0 \cdot d_s$
	⊥ Faser	$3,5 \cdot d_s$
Abstand vom belasteten Rand	Faser	$8,0 \cdot d_s$
	⊥ Faser	$5,0 \cdot d_s$
Abstand vom unbelasteten Rand	Faser	$6,0 \cdot d_s$
	⊥ Faser	$3,5 \cdot d_s$

Bei einschmittigen Verbindungen soll die minimale Holzdicke betragen

$$\begin{aligned} \min a &= 4,5 d_s \text{ bei Kraftangriff || Faser} \\ &= 6,0 d_s \text{ bei Kraftangriff } \perp \text{ Faser} \end{aligned}$$

Bei mehrschmittigen Verbindungen sollen die Aussenholzer

$$\min a = 4,0 d_s \text{ bzw } 5,3 d_s, \text{ die Innenholzer}$$

$$\min a = 6,0 \cdot d_s \text{ bzw } 8,0 d_s$$

jeweils erster Wert für Kraftangriff || zur Faser, zweiter für solchen ⊥ zur Faser. Dazwischen darf interpoliert werden.

Sofern diese Bedingungen eingehalten sind, beträgt der Grundwert für die zulässige Belastung von Passbolzen und Passschrauben pro Schnitt:

	M12	M14	M16	M18	M20	M22	
$F_{S } = 44 \cdot d_s^{1,7}$	3,01	3,91	4,90	5,99	7,16	8,43	KN
$F_{S\perp} = 50 \cdot d_s^{1,5}$	2,08	2,62	3,20	3,82	4,47	5,16	KN

für Kraftangriff parallel bzw senkrecht zur Faser. Hierin ist wieder d_s in mm einzusetzen, womit sich F_s in N ergibt.

Für $d_s = 20$ mm ergibt sich damit beispielsweise

$$F_{S||} = 7165 \text{ N} = 7,17 \text{ KN}$$

$$F_{S\perp} = 4472 \text{ N} = 4,47 \text{ KN}$$

Greift die Kraft unter einem Winkel α schräg zur Faser an, ist in Funktion von α linear zu interpolieren.

Die Werte gelten wieder für langfristige Be-

lastung und geschützte Bauteile. Sind diese Voraussetzungen nicht erfüllt, ergibt sich mit den zutreffenden Werten von C_D und C_W

$$\text{zul } F_s = F_s \cdot C_D \cdot C_W$$

Bei Bolzen oder Schrauben in Eiche und Buche dürfen die Werte um 20% erhöht werden. Sie sind jedoch zu reduzieren, falls mehr als 5 Bolzen oder Schrauben in einer Reihe angeordnet sind, und zwar um 2% pro Bolzen bzw Schraube. Mehr als 10 Bolzen bzw Schrauben in einer Reihe dürfen nicht in Rechnung gestellt werden.

Der Schlupf einer Passbolzen- bzw Passschraubenverbindung ist nahezu Null. Der Verschiebungsmodul beträgt - wie bei vorgebohrten Nägeln - für kurzfristige Belastung

$$C = 60 \cdot d_s^{1,7} \text{ N/mm}$$

pro Schnitt.

Die Norm SIA 164 enthält Tabellen mit allen interessierenden Werten.

2.34 Bauschrauben

a) Bauschrauben als Scherverbindung

Werden Bauschrauben (wie die vorstehend beschriebenen Passbolzen oder Passschrauben oder wie Nägel) als Scherverbindung verwendet, gelten die unter 2.33 angegebenen Holzdrücken und Abstände. Lediglich die Grundwerte der zulässigen Belastung sind mit

	M12	M14	M16	M18	M20	M22	
$F_{B } = 40 \cdot d_B^{1,7}$	2,73	3,55	4,46	5,45	6,51	7,66	KN
$F_{B\perp} = 45 \cdot d_B^{1,5}$	1,87	2,36	2,88	3,44	4,02	4,72	KN

und 10% kleiner als bei Passbolzen. Dies liegt daran, dass Bauschrauben in Löcher mit bis zu 1mm Lochspiel eingesetzt werden, womit der saftige Sitz und die Einspannung im Holz nicht mehr voll gewährleistet ist.

Zur Sicherung der Tragwirkung, die sich ohnehin erst bei größeren Verformungen einstellt, sind im übrigen stets Unteralagscheiben (siehe 2.12) zuzuordnen.

Der Schlupf s der Verbindung liegt etwa beim doppelten Wert des Lochspiels, also bei $s = 1,0$ bis $2,0$ mm. Der Verschiebungsmodul ist gleich gross wie bei Passbolzen bzw. Passschrauben.

b) Bauschrauben auf Zug

Werden Bauschrauben (oder entsprechende Gewindestangen) auf Zug in Richtung der Schraubenachse beansprucht, zB beim Anhängen von Lasten (siehe zB 2.21, Spalte 10), ist zu beachten, dass der maßgebende Querschnitt der Schraube

im Gewinde liegt (A_{sp} = Spannungsquerschnitt siehe 2.12, Spalte 2 unten). Dieser ist natürlich kleiner als der nominelle Querschnitt A des Schraubenschafts.

Im übrigen bestimmt auch die Grösse der Unterscheibe A_{us} die zulässige Zugkraft in der Bauschraube, da die Kraft ausreißend bis auf die zulässige Druckspannung im Holz quer oder schräg zur Faser abgemindert werden muss. Die zulässige Zugkraft in einer Bauschraube beträgt damit

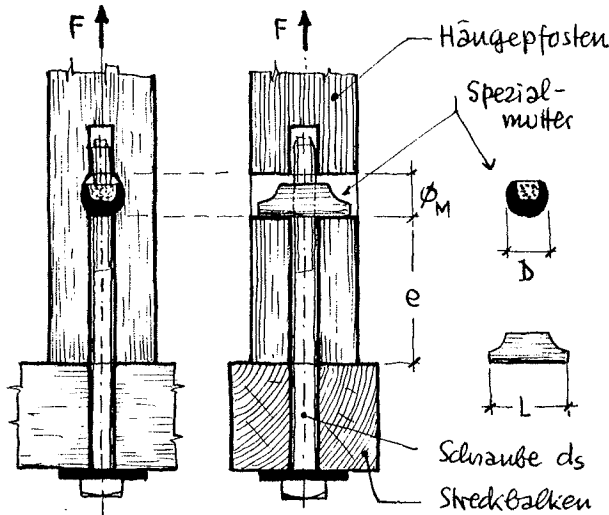
$$F_{Bz} = A_{sp} \cdot \text{zul } \sigma_t$$

$$F_{Bz} = A_{us} \cdot \bar{\sigma}_{da}$$

wobei der kleinere Wert maßgebend ist. Der Wert $\bar{\sigma}_{da}$ kann 2.27 b) entnommen werden unter Berücksichtigung von c_D und c_W . Die zulässige Zugspannung $\text{zul } \sigma_t$ im Spannungsquerschnitt A_{sp} hängt vom Schrauben-Material ab. Für übliche Qualitäten gilt $\text{zul } \sigma_t = 150 \text{ N/mm}^2$.

c) SIMPLEX-Verbinden

Für Zugverbindungen, zB zwischen Hängepfosten und Streckbalken (siehe zB Spalte 10 unten) gibt es für mäßig grosse Kräfte den sog. SIMPLEX-Verbinden handelsüblich zu kaufen:



Kernstück der Verbindung ist eine in ein rundes Bohrloch passende Schraubennutter aus Cussstahl. Überdie Abmessungen sind die folgenden:

Schraube d_s mm	8	12	16	20	24	30
Spezialmutter:						
D mm	14	22	30	38	48	58
L mm	30	52	74	92	112	136
ϕ_M mm	15	24	32	40	50	60
Abstand e mm	60	80	110	140	160	210
zul F KN	2,5	6,5	10	16	20	32

Der Simplex-Verbinden ist in der Norm SIA 164 nicht geregelt. Die in vorstehender Tabelle angegebene zulässige Belastung $\text{zul } F$ ist je -

doch im Rahmen dieser Norm durchaus vertretbar (Angaben der Lieferfirma).

Besonders zu beachten sind die Pressungen unter der Unterscheibe und die Spannung im Holz im Bereich des Lochs für die Spezialmutter, wobei auch die Kerbwirkung zu beachten ist.

Als Beispiel für den entsprechenden Nachweis sei $d_s = 20 \text{ mm}$ gewählt. Wegen der Länge der Spezialmutter mit $L = 92 \text{ mm}$ ist mindestens ein Pfostenquerschnitt von $100/100$ erforderlich. Der Nettoquerschnitt beträgt im Lochbereich

$$A_n = 100(100 - 40) = 6000 \text{ mm}^2$$

Die Normalspannung im Nettoquerschnitt beträgt unter $\text{zul } F = 16 \text{ KN}$

$$\text{vorh } \bar{\sigma}_{zll} = \frac{16 \cdot 10^3}{6000} = 2,67 \text{ N/mm}^2$$

Als zulässige Spannung ergibt sich mit

$$\text{zul } \bar{\sigma}_{zll} = 8,5 \text{ N/mm}^2$$

einem Kerbfaktor von

$$c_k = 0,7 \text{ (siehe 1,54 d)}$$

für Dauerlast und direkt bewittelte Bauteile

$$\text{zul } \bar{\sigma}_{zll} = 8,5 \cdot 0,7 \cdot 0,8 = 4,76 \text{ N/mm}^2.$$

Die hier untersuchte Situation ist demnach zulässig. Allerdings müsste der Zimmermann bei der Ausführung darauf achten, dass im kritischen Bereich nicht auch gerade noch ein zusätzlich schwächender Ast ist.

2.35 Holzschrauben

Holzschrauben (siehe 2.12) werden im Prinzip wie einschneittige Nägel (siehe 2.32) verwendet. Die Norm SIA 164 behandelt Holzschraubenverbindungen deshalb auch in mancher Beziehung ähnlich wie Nagelverbindungen.

Dies gilt vor allem für die minimalen Holzabmessungen und die Abstände der Holzschrauben untereinander und von den Rändern, für die die für vorgebohrte Nägel gültigen Werte unverändert übernommen werden.

Die zulässige Belastung von Holzschrauben hingegen entspricht genau den für Bauschrauben (siehe 2.34) zulässigen Werten, wobei lediglich für d_B die Schaftdicke d der Holzschraube einzusetzen ist. Das gleiche gilt für Schlupf und Verformungsmodul der Verbindung.

Für Holzschrauben auf Zug in Schaftrichtung gilt entgegen

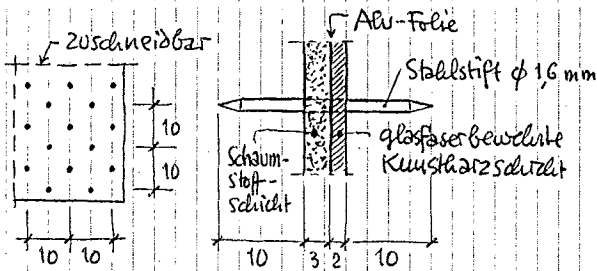
$$F_{H,z} = 3 \cdot d \cdot l_a \text{ N bei } d \text{ und } l_a \text{ in mm}$$

wobei l_a die wirksame, das heisst wirklich auf Zug einwirkende (fassende) Länge des Schraubengewindes ist. Natürlich ist dieser Wert weit grösser als für Nägel (siehe 2.32 f)).

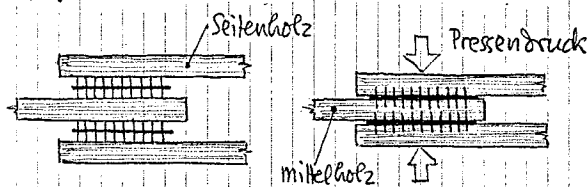
2.4 Sonderformen von Nagelverbindungen

2.4.1 System Menig

Das System Menig arbeitet mit sog. Menig-Nagelplatten. In eine zweischichtige, rund 5 mm dicke und auf rd 3 mm zusammenpressbare Halteplatte sind in Abständen von $10/\sqrt{2} = 7,07$ mm beidseitig zugespitzte Drahtstifte von 1,6 mm Durchmesser eingesetzt:



Die nur für die Verbindung von Nadelhölzern geeigneten Nagelplatten werden (auf Maß zugeschnitten) zwischen die zu verbindenden Hölzer gelegt. Durch Pressdruck werden dann die Stifte eingedrückt. Die Halteplatte sorgt dafür, dass die Stifte beidseitig gleichmäßig ins Holz eingreifen:



Menig-Nagelplatten gibt es im Standardformat von 500 x 750 mm, die man auf beliebige kleinere Formate zuschneiden kann. Als kleinste Größe sollen jedoch 35 cm² bzw. mindestens 50 mm Breite nicht unterschritten werden. Größere Seitenlängen als 250 mm sind zu vermeiden.

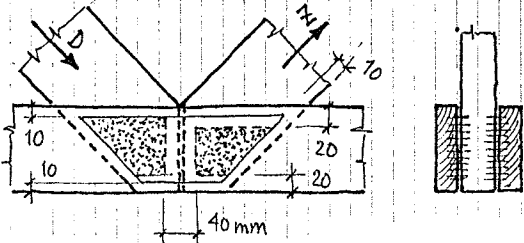
Die Holzstärken sollen in folgenden Grenzen liegen:

- Seitenhölzer : $24 \leq d \leq 80$ mm
- Mittelhölzer : $38 \leq d \leq 80$ mm

Die Nagelplatten sollen kleiner als die Kontaktfläche der zu verbindenden Hölzer sein und zwar sollen folgende Randabstände eingehalten werden:

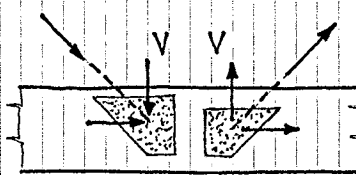
- Beauspindete Ränder : 20 mm
- unbeauspindete " : 10 mm

Ist dies - zB aus technischen Gründen - nicht möglich, sind diese Randabstände redumensich bei der Ermittlung der wirksamen Anschlussfläche in Abzug zu bringen. Ein typischer Knoten eines "dreischichtigen" Fachwerks sieht damit wie folgt aus:



Eingetragen ist in vorstehender Skizze die effektive Größe der Nagelplatte und zugeordnet die wirksame Anschlussfläche, die sich aus der Beachtung der Randabstände zum belasteten Rand ergeben. Zu beachten ist in vorstehender Skizze zusätzlich zweierlei: einmal sind die Stäbe nicht "zentriert", d.h. die Stäbe kreuzen sich nicht in einem Punkt, zum anderen ist auch die Anschlussfläche nicht zentrisch, das heißt mit ihrem Schwerpunkt auf der Stäbe, platziert. Beides erzeugt Biegemomente in den Stäben, was bei deren Bemessung zu berücksichtigen ist.

Zudem ist zu beachten, dass bei Menig-Knoten die durchlaufenden Hölzer auch die Funktion sog. Knotenplatten übernehmen müssen, indem sie die Übertragung der Kräfte aus der einen Stäbe in die andere besorgen. Dies erzeugt neben den bereits erwähnten Biegemomenten zusätzlich



erhebliche Querkräfte V in den durchlaufenden Hölzern zwischen den beiden Anschlussflächen. Entsprechende Schubspannungen

τ müssen kleiner als zulässige Werte bleiben, die gemäß 1.53 in der Größenordnung von $\tau_{\text{zul}} = 10 \text{ N/mm}^2$ liegen.

Schliesslich interessiert natürlich die zulässige Anschlusskraft, für welche allerdings die Norm SIA 164 keine Angaben liefert. Aus Versuchen hat sich ergeben, dass mit Anschluss-Scherspannungen von $\tau = 1,0 \text{ N/mm}^2$ in Faserrichtung und mit $0,75 \text{ N/mm}^2$ quer zur Faser gerechnet werden darf. Mit $A_w =$ wirksamer Anschlussfläche (beachte 2x die in oberscheider Skizze markierte Fläche, da Nagelplatten in zwei Ebenen), ergibt sich damit

$$F_{\text{MII}} = 1,0 \cdot A_w$$

$$F_{\text{MI}} = 0,75 \cdot A_w$$

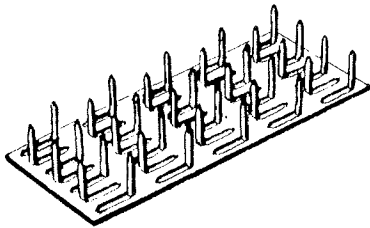
jeweils in N für A_w in mm². Für andere Winkel α zwischen Kraft und Faserrichtung darf geradlinig interpoliert werden.

Menig-Nagelplatten werden vorwiegend bei der Herstellung von Leichtem Fachwerkbrüdern verwendet und haben sich als zweckmäßig und zuverlässig erwiesen. Besonders von Vorteil ist, dass von der eigentlichen Verbindung oberflächlich nichts sichtbar ist.

Für die Ausführung von Menig-Knotenplattenverbindungen sind spezielle Einrichtungen und insbesondere Pressvorrichtungen nötig, sodass spezialisierte Betriebe für die Ausführung zuzuziehen sind.

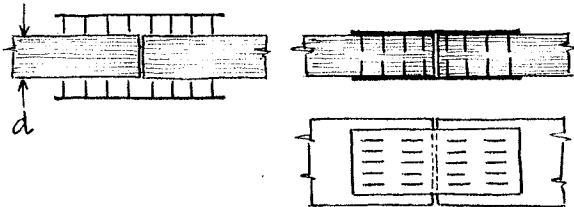
2.42 Gang-Nail-System

Auch das Gang-Nail-System verwendet Nagelplatten, hier jedoch aus dünnen, galvanisch verzinkten Stahlblechen, aus welchen nagelförmige Schlitzte herausgestanzt und einseitig in Form von Nägeln herausgebogen werden:



Gang-Nail-Platten gibt es in verschiedenen Größen und verschiedenen Blechdicken bzw. Nagellängen.

Auch Gang-Nail-Platten werden mit Pressen in die zu verbindenden Hölzer eingepresst, hier jedoch beidseitig, womit "einschichtige" Konstruktionen möglich werden:



Die in den Hölzern wirkenden Kräfte werden demnach durch die Nägel "aus dem Holz herausgenommen" und im gelochten Blech "über die Stossstelle geführt" und dann wieder an das nächste Holz "abgegeben". Die gelochten Stahlbleche wirken demnach als Lashen, die den Stoss überbrücken, und gleichzeitig als gemeinsamer "Nagelkopf" aller Nägel.

Bei der Bemessung von Gang-Nail-Verbindungen sind demnach die zwei Funktionen zu beachten:

- 1) Übertragung der Kräfte vom Holz via Nagel auf die Lochplatte, wobei die wirksame Ausschlussfläche wieder aus der Brutto-Kontaktfläche des Blechs mit dem Holz durch Abzug eines 10 mm breiten Randstreifens von den freien Kanten und Berührungsflächen der Hölzer gewonnen wird.
- 2) Weiterleitung der Kräfte in der Lochplatte, wobei die Richtung der Kräfte in Bezug auf die Richtung der Schlitzte zu beachten ist.

Eine Gang-Nail-Verbindung kann aus beiden Gründen (zB im Versuch) zu Bruch gehen:

- durch Ausreißen oder Abschieben der Nägel
- durch Bruch der als Knotenbleche wirkenden, durch die Löcher geschwächten Bleche.

Es ist Sache einer korrekten Bemessung und Anordnung der Gang-Nail-Platten, dieses Verhalten mit genügender Sicherheit zu verhindern. In diesem Sinne sind die nachfolgenden Angaben zu beachten.

Gang-Nail-Platten gibt es in drei verschiedenen Typen mit den folgenden charakteristischen Werten:

Bezeichnung:		GN 20	GN 18	GN 14
Blechstärke	mm	1,00	1,25	2,00
Nagellänge	mm	9,5	14,3	20,2
Nagelabstand	Längs mm	14,3	19,8	33,1
	quer mm	6,3	7,1	9,5

Die Längen und Breiten der Platten sind jeweils ein vielfaches der entsprechenden Nagelabstände mit den folgenden Minimal-Abmessungen:

GN 20 : 25/58 mm
 GN 18 : 35/59 mm
 GN 14 : 38/100 mm

} längere Seite stets in Längsrichtung.

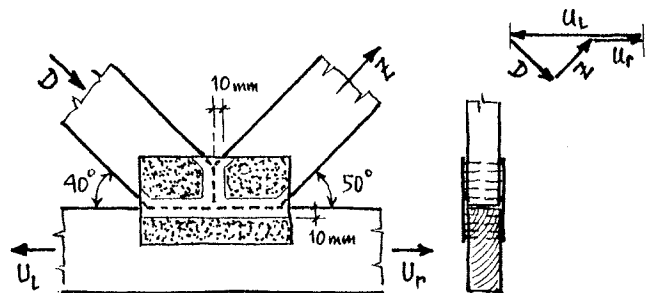
Die Holzdicke d muss natürlich der Nagellänge angepasst werden:

GN 20 : $d \geq 30$ mm
 GN 18 : $d \geq 35$ mm
 GN 14 : $d \geq 47$ mm

Die von einer Gang-Nail-Platte übertragbare Kraft F [N] kann - wie bei der Menig-Nagelplatte - aus der wirksamen Ausschlussfläche A_w bestimmt werden. Es gilt damit

$$F_{GN} = \tau \cdot A_w$$

Auch hier ist die wirksame Ausschlussfläche durch Abzug eines 10 mm breiten Abstands zu Holzrändern aus der eigentlichen Kontaktfläche ermittelt werden, wobei die gekennzeichnete Fläche zweimal gezählt werden darf, da beidseitig Platten angeordnet sind.



Bei der Festlegung der zulässigen Scherspannung τ [N/mm²] sind zwei Winkel zu berücksichtigen, und zwar

α = Winkel zwischen Kraft und Plattenlängsrichtung

β = Winkel zwischen Kraft und Faserrichtung.

Für die obestehende Figur ergibt sich beispielsweise für den Ausschluss von

Z: $\alpha = 50^\circ$, $\beta = 0$

D: $\alpha = 40^\circ$, $\beta = 0$

($U_L - U_R$): $\alpha = 0$, $\beta = 0$

Die zulässige Scherspannung τ ergibt sich

beispielsweise für die stärkste Gang-Nail-Platte AN 14 (aus der in Deutschland erteilten Zulassung) aus folgender Tabelle in N/mm²:

τ [N/mm ²]	α zwischen Kraft und Plattenrichtung						
	0°	15°	30°	45°	60°	75°	90°
β = 0°	1,20	1,12	1,04	0,96	0,88	0,80	0,72
↑ 15°	0,86	0,86	0,86	0,86	0,86	0,80	0,72
↑ >30°	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60

Winkel zwischen Kraft und Faserrichtung

Obige Tabelle gilt mit guter Genauigkeit auch für den Typ AN 18 (schwächere, aber mehr Nägel pro Flächeneinheit).

Für die Kontrolle der Beanspruchung der Lochplatte werden zunächst die einseitig eines als kritisch angesehenen Schnittes der Länge a zugreifenden Kräfte in eine Komponente N (senkrecht zum Schnitt) und eine solche V (parallel zum Schnitt) zerlegt. Durch Division mit der Schnittlänge a erhält man bezogene Kräfte

$$n = \frac{N}{a} \quad \text{und} \quad v = \frac{V}{a}$$

jeweils in N/mm. Diese Werte werden mit zulässigen Werten zu n und zu v verglichen, die von der Lage des Schnittes bzw dem Winkel γ zwischen Schnitt und Plattenlängsrichtung abhängig sind gemäß folgender (für den Typ AN 14 geltender) Tabelle:

γ°	zul n N/mm	zul v N/mm
0	53	46
15	53	49
30	53	53
45	53	63
60	88	74
75	123	66
90	158	58
105	123	30
120	88	30
135	53	30
150	53	30
165	53	30
180	53	46

Für die kleineren Typen AN 18 und AN 20 gelten kleinere Werte (siehe entsprechende Unterlagen). Sofern n und v gleichzeitig auftreten, muss folgende Interaktionsformel erfüllt sein:

$$\left(\frac{n}{\text{zul } n}\right)^2 + \left(\frac{v}{\text{zul } v}\right)^2 \leq 1$$

Ist n eine Druckkraft, wird dem Blech häufig nur die halbe Größe zugewiesen in der Annahme, dass die andere Hälfte direkt durch

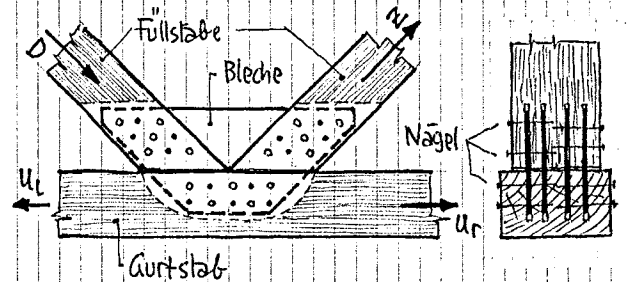
Druckkontakt zwischen den Holzern übertragen wird. Dies ist - kleinstmögliche Spaltbreiten beim Zusammenbau vorausgesetzt - unmittelbar vor dem Bruch einer Druckverbindung sicher der Fall.

Auch Gang-Nail-Platten werden vorwiegend bei der Herstellung Leichter Fachwerkbünder verwendet. Wegen des "einschichtigen" Aufbaus eines solchen Bünders ergibt sich ein sehr geringer Holzbedarf und damit eine äusserst wirtschaftliche Bauweise.

Aber auch hier sind spezielle Einrichtungen für den Zusammenbau, insbesondere geeignete Pressen nötig, sodass die Herstellung nur in spezialisierten Werkstätten möglich ist.

2.43 System Greim

Auch die Verbindungen nach dem System Greim werden vorwiegend im Fachwerkbau eingesetzt. Die Füllstäbe werden dabei - in der Regel aus Schnittholz - gleich breit gewählt und so zugeschnitten, dass sie knotenzentriert an die Gurtstäbe stumpf anschliessen. Mit dünnen, in festlegbarem Abstand zueinander laufenden Kreisägeblättern werden die Stäbe im Bereich der Knoten mit mehreren, max 2 mm breiten Schlitzern versehen, in die verzinkte Stahlbleche als Knotenplatten eingeschoben werden können. Die Bleche haben eine Dicke von 1,0 bis 1,75 mm. Dann werden von beiden Seiten Nägel von 2,5 bis ca 4,2 mm Durchmesser durch Holz und Bleche getrieben, was ohne Vorbohren möglich ist:



Wie man unschwer ersieht, entspricht jeder ein Blech durchdringende Nagel einer zwei-schnittigen Nagelverbindung. In der skizzierten Verbindung ist beispielsweise der Zugstab Z insgesamt mit 9 Nägeln abgeschlossen (4 von vorne, 5 von hinten), die je zwei Bleche durchdringen, insgesamt also 18 Durchdringungen, die je als zwei Schnitt zählen. Die Verbindung des Zugstabs ist demnach 36-schnittig. Jeder Nagel trägt also viermal, wodurch eine ausserordentlich tragfähige und steife Verbindung entsteht.

Für Holzdicke (der durch Sägeschnitte getrennten Lamellen) sowie Nagelabstände gilt das für

Nagelverbindungen unter 2.32 festgehaltenen. Da die Verhältnisse in solchen Verbindungen besonders günstig sind, dürfen die dort angegebenen Grundwerte der zulässigen Nagelbelastung um 10% erhöht werden.

In der vorne skizzierten Verbindung ergibt sich demnach bei Verwendung von Nägeln 4,0/100 eine zulässige Zugkraft in der Zugdiagonale von

$$zul Z = 36 \cdot 110 \cdot 50 \cdot 4^{1,7} = 20900 \text{ N} = 20,9 \text{ kN}$$

↑ Erhöhung um 10%

Es ist jedoch zusätzlich zu prüfen, ob die Knotenbleche nicht überbeansprucht werden. Dies geschieht nach den Regeln des Stahlbaus. Bei Verwendung der speziellen Arcim-Bleche und Einhaltung gewisser Bedingungen ist dies jedoch nicht zu befürchten.

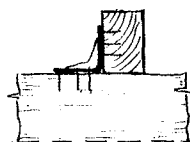
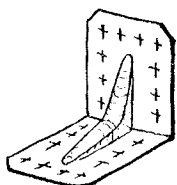
Natürlich muss bei Zugstäben die Schwächung des Brutto-Querschnitts durch die Schlitzlöcher und die Kerbwirkung berücksichtigt werden. Bei Druckstäben ergibt sich eine unter Umständen maßgebende Schwächung, weil im Anschlussbereich die Biegesteifigkeit durch das Schlitzieren erheblich reduziert wird. Siehe hierzu Kap 3.

Das System Arcim ist, wie auch das System Menig und das Gang-Nail-Verfahren, patentiert. Die Herstellung ist vom Vorhandensein der speziellen Säge- bzw. Schlitzmaschine abhängig und damit nur in entsprechend eingerichteten Betrieben möglich, wenigstens wenn man zu einer industriellen Fertigung denkt. In einfachen Fällen können entsprechende Blech-Holz-Verbindungen natürlich in jeder einigermaßen eingerichteten Zimmerei hergestellt werden.

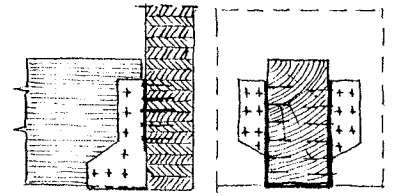
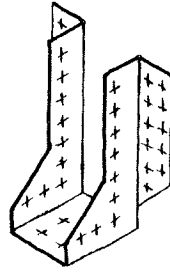
2.44 Stahlblech-Formteile

Seit einigen Jahren sind fabrikmäßig vorgefertigte, verzinkte Stahlblech-Formteile auf dem Markt erhältlich, mit denen Anschlüsse von Holzern untereinander auf einfache Weise ohne aufwendige Holzbearbeitung hergestellt werden können.

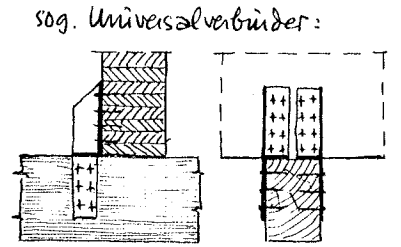
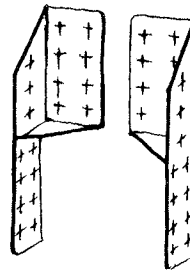
Es ist unverkennbar und nach meiner Meinung bedauerlich, dass damit die Holzbaukunst ins gewissermaßen Primitive abgeleitet. Man sollte deshalb versuchen, ohne diese Hilfsmittel auszukommen, was in der Regel möglich ist. Im Sinne einer anzustrebenden Vollständigkeit sollen trotzdem einige typische Vertreter dieser Verbindungshilfsmittel vorgestellt werden:



Winkel-Ver-
binder mit
Rippen-Verstär-
kung



Balkenschuh zur Befestigung von Balken zB an Brettstichtträgern

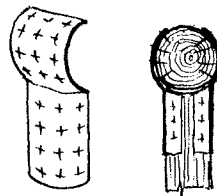


sog. Universalverbinder:

für das Anhängen von Balken.

Die Nagelung dieser Verbinder durch die im Blech vorgebohrten Löcher erfolgt mit der erforderlichen Nagelanzahl in der Regel mit gerippten oder schraubenförmigen Nägeln, um ein Herausziehen zu verhindern.

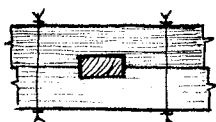
Auch für Rundholz-Konstruktionen, wie sie im forstlichen Bauwesen oft vorkommen, gibt es vorgeformte Verbindungsbleche, von denen hier eine der vielen Varianten, alle auf verschiedene Holzdurchmesser angepasst, skizziert ist.



Eine spezielle Richtung des modernen Holzbaus verwendet im übrigen Stahlteile und Konstruktionselemente aus Stahl in grossem Ausmaß. Holz spielt in dieser Art des Holzbaus - etwas überspitzt formuliert - nur noch die Rolle einer Verkleidung von Stahlkonstruktionen. In architektonischer Hinsicht gelingen oft faszinierende Konstruktionen, das ist durchaus zuzugeben, doch von materialgerechter Holzbaukunst kann hier keine Rede mehr sein.

2.5 Dübel-Verbindungen

Als Urform der Dübel gilt der sog. "Zimmermanns-Dübel", das sind rechteckige Hartholzklotze, die in vorbereitete Aussparungen eingesetzt werden. Aus diesen wurden moderne Formen entwickelt, die entweder in ausgefräste Aussparungen eingelassen werden (sog. Einlass-Dübel), oder die mit scharfen Zähnen oder Spitzen ins Holz eingepresst werden (sog. Einpress-Dübel):



Zimmermanns-Dübel
oft auch in Form von Hartholzkeilen. Schrauben zur Sicherung



Einlassdübel
Ringdübel aus Stahl
Scheibendübel aus Hartholz oder Stahl

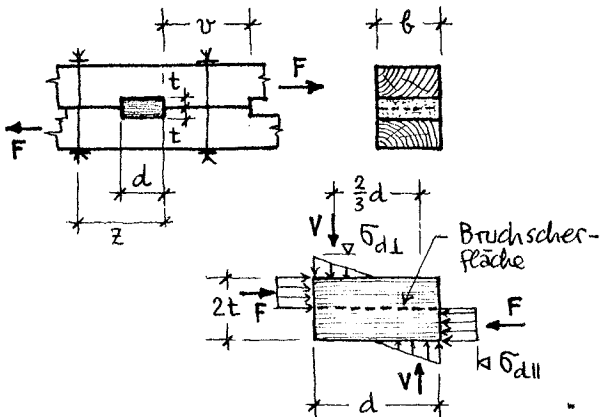


Einpressdübel
zB Bulldog-Dübel
Geka-Dübel etc

Dübel dienen zur schubfesten Verbindung von übereinandergelegten Balken (verdübelter Balken siehe Kap 3) oder für die Verbindung von Stäben zB in Fachwerkknoten. Sie haben dort eine ähnliche Funktion wie Nägel, Bolzen und Schrauben, nur ist ihre Tragfähigkeit in der Regel wesentlich grösser.

2.51 Flachdübel

Unter dem Begriff "Flachdübel" werden sowohl Zimmermanns-Dübel als auch scheibenförmige Dübel aus Hartholz oder Stahl zusammengefasst. Wir betrachten die Wirkungsweise am rechteckigen Zimmermanns-Dübel:



Die Tragfähigkeit einer Flachdübel-Verbindung wird durch eine Reihe von Größen beeinflusst, die wir unter den Titeln "Dübel",

"Holzteil" und "Schraube" diskutieren:

Der Dübel ist auf Abscheren gefährdet. Die zugehörige Scherspannung muss kleiner als die zulässige Scherspannung bleiben. Daraus ergibt sich

$$\tau_a = \frac{F}{b \cdot d} \leq \text{zul } \bar{\tau}_a$$

Stirnseitig darf die Längsspannung zulässige Werte nicht überschreiten:

$$\sigma_{dII} = \frac{F}{b \cdot t} \leq \text{zul } \bar{\sigma}_{dII}$$

Unter der Wirkung der beiden Kräfte F, die das Kräftepaar F · t bilden, will der Dübel aufkippen. Er wird durch das Kräftepaar V · 2/3 d niedergehalten. Daraus folgt

$$V = 1,5 \cdot F \cdot \frac{t}{d}$$

woraus die Querspannung bei dreieckförmiger Verteilung folgt zu

$$\sigma_{dI} = \frac{2 \cdot V}{b \cdot \frac{1}{2} d} = \frac{6 \cdot F \cdot t}{b \cdot d^2} \leq \text{zul } \bar{\sigma}_{dI}$$

Der Holzteil ist durch die gleichen Längsspannungen beansprucht wie der Dübel. Das gleiche gilt für die Querspannungen. Da das Holzteil in der Regel aus Tannenhholz, der Dübel jedoch aus Hartholz besteht, müssen die beiden Bedingungen für das (weniger tragfähige) Nadelholz erfüllt sein.

Zudem kann das sog. Vorholz zurücken den Dübeln abscheren. Die zugehörige Bedingung lautet:

$$\tau_a = \frac{F}{b \cdot v} \leq \text{zul } \bar{\tau}_a$$

Schlüssler ist die Zugbeanspruchung der das Aufkippen des Dübels verhindernden Schraube zu kontrollieren. Dabei ist zu berücksichtigen, dass die Schraubkraft F_B am Hebelarm z wirkt, um das Kippmoment F · t zu kompensieren. Daraus folgt:

$$F_{B,z} = \frac{F \cdot t}{z} \leq \text{zul } \bar{F}_{B,z}$$

Zur Schraube, deren zulässige Kraft nach 2.34 b) ermittelt werden kann, gehört natürlich die ausreichend bemessene Unterlagscheibe.

Die folgenden Grundwerte der zulässigen Spannungen sind einzuhalten:

zul τ_a :	Nadelholz	0,6 N/mm ²	} siehe 1.53 und Norm SIA Art. 3.244
	Hartholz	1,0 N/mm ²	
zul σ_{dII} :		8,5 N/mm ²	
zul σ_{dI} :		2,0 N/mm ²	

Setzt man diese Werte in vorstehende Formeln ein, ergibt sich die zulässige Kraft F im Dü-

Bel unter der Voraussetzung, dass

$$d \geq 8,5 \cdot t$$

$$v \geq 1,7 \cdot d$$

ist, in N zu

$$\text{zul } \bar{F} = 8,5 \cdot b \cdot t \cdot C_D \cdot C_W$$

womit mit den Beiwerten C_D und C_W (siehe 1.54) Verhältnisse berücksichtigt werden, die von langfristigen Lasten und geschützter Lage abweichen. Sind die Bedingungen bzgl. d und v nicht eingehalten, ist die Kraft F entsprechend proportional abzumindern.

Die Zugkraft $F_{B,z}$ in der Schraube ergibt sich aus der vorhandenen Kraft F zu

$$F_{B,z} = F \cdot \frac{t}{z}$$

womit die Schraube und die zugehörige Unterlagschraube bemessen werden können. Damit ist das Problem für Zimmermanns-Dübel gelöst.

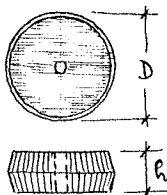
Runde Schweißdübel aus Hartholz oder Stahl, die in entsprechend ausgefräste Aussparungen eingesetzt werden sind im Verhältnis zum Durchmesser D ziemlich dick, sodass die Scherspannung T_a bzw. die Querdrukspannung σ_{\perp} maßgebend wird. Auf analogem Weg wie vorstehend für den Zimmermannsdübel gezeigt, lassen sich zulässige Dübelkräfte gewinnen. Der kleinste der vier folgenden Werte ist maßgebend:

$$\text{zul } F \leq 4,25 \cdot D \cdot h$$

$$\text{zul } F \leq 0,39 \cdot \frac{D^3}{e}$$

$$\text{zul } F \leq 0,60 \cdot D^2 \cdot \left[\frac{e}{D} \left(1 + \frac{h}{D} \right) - 0,79 \right]$$

$$\text{zul } F \leq 0,79 \cdot D^2$$



Für Stahl-Schweißdübel fällt die letzte der vier Bedingungen weg (Abscheren des Dübelkörpers). Die Größe e ist der Dübelabstand.

Die vorstehenden Werte sind mit $C_D \cdot C_W$ zu multiplizieren, wenn es sich nicht um langfristige Lasten und geschützte Bauwerke handelt.

Die das Aufkippen des Dübels verhin- dernde Schraube wird durch das Zentrumsloch des Dübels gesteckt. Die nötige Schraubenkraft $F_{B,z}$ ergibt sich proportional zur vorhandenen Dübelkraft F zu

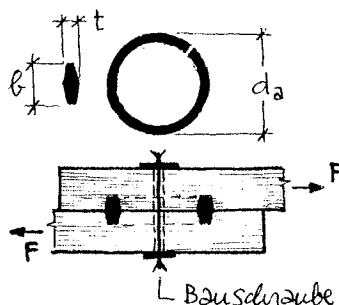
$$F_{B,z} = 0,85 \cdot F \cdot \frac{h}{D}$$

womit auch Schraube und Unterlagschraube bemessen werden können.

Festzuhalten ist, dass mit Flachdübeln der vorstehend beschriebenen Art nur Kräfte in Faserlängsrichtung übertragen werden können (Laschenstöße, verdübelte Balken). Der Anschluss von Stützstäben (zB in Fachwerken) ist hiermit nicht möglich.

2.52 Ringdübel

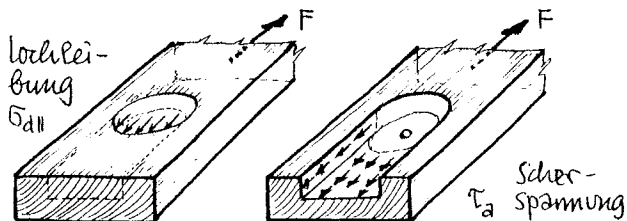
Ringdübel gehören zu den am häufigsten verwen- deten Dübelformen. Wie schon der Name sagt, haben sie Ringform und greifen je hälftig in die zu verbindenden Hölzer ein; in welche eine ringförmige Nut ge- fräst wird.



Ringdübel bestehen aus Stahl und sind geschlitzt, damit sie dem "atmen" des Holzes keinen Wider- stand entgegenzusetzen.

Die Kraftübertragung vom Holz auf den

Ringdübel erfolgt via sog. Lochleitungs- spannung. Diese selbst wird im Vorholz durch Scherspannungen aufgebaut:



Die Scherspannungen im sog. Kern, der beim Fräsen der Nut innen stehen bleibt, bleiben zuser Ansatz, weil sich bei Versuchen zeigt, dass der Kern bereits weit vor dem eigent- lichen Bruch der Verbindung abscherd und zur Bruchlast nichts beiträgt.

Die in Wirklichkeit ungleichmäßig über die Kontaktfläche verteilte Lochleitungs- spannung kann in erster Näherung als über den Durch- messer d_a und die Eingreiftiefe $b/2$ gleich- mäßig verteilt angenommen werden. Sie muss kleiner als ein zulässiger Wert $\text{zul } \bar{\sigma}_{\perp}$ bleiben:

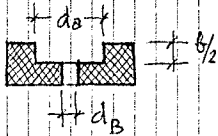
$$\sigma_{\perp} = \frac{F}{d_a \cdot b/2} \leq \text{zul } \bar{\sigma}_{\perp}$$

Die so auf den abscherenden Holzteil übertrage- ne Dübelkraft muss nun in der zugeordneten Scherfläche A_a übertragen werden. Die entspre- chende Scherspannung T_a muss kleiner als ein zulässiger Wert $\text{zul } \bar{T}_a$ bleiben

$$T_a = \frac{F}{A_a} \leq \text{zul } \bar{T}_a$$

Schlüsslich ist natürlich nachzuweisen, dass die Kraft im geschwächten Stab unter Bedi- tung der Kerbwirkung übertragen werden kann. Dies geschieht durch Prüfung der Bedingung

$$\sigma_{\perp} = \frac{F}{A_{\text{netto}}} \leq \text{zul } \bar{\sigma}_{\perp} = \text{zul } \bar{\sigma}_{\perp} \cdot C_D \cdot C_W \cdot C_K$$



worin A_{netto} die nebenstehend skizzierte Restfläche des Holzquerschnitts ist. Kerbbeiwert c_k siehe (5.7.4)

Damit ist grundsätzlich die Wirkungsweise beschrieben.

Die Norm SIA 164 hat in Art. 3.24.3 für Ringdübeltypen mit

$b \geq 0,25 \cdot d_a$
und Holzstücken

$a \geq 1,5 \cdot b$ bzw. ≥ 30 mm für einseitigen,

$a \geq 2,0 \cdot b$ bzw. ≥ 50 mm für beidseitigen

Ringdübeleingriff die zulässige Kraft parallel zur Faser für einen Ringdübel normiert auf

$$zul F_{DII} = 12 \cdot d_a^{1,5}$$

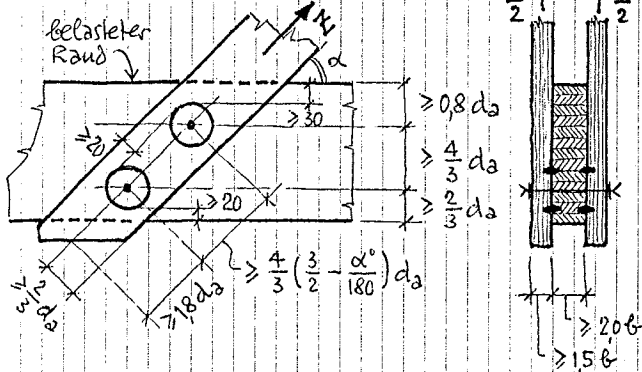
wobei d_a in mm einzusetzen ist, um die zulässige Kraft in N zu ermitteln.

Winkt die entsprechende Kraft unter dem Winkel α zur Faserrichtung, ergibt sich die zulässige Kraft zu

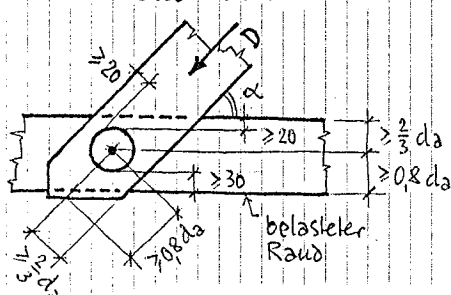
$$zul F_{D\alpha} = zul F_{DII} \left(1 - \frac{\alpha}{180}\right),$$

wird also für den Fall einer Kraft \perp zur Faser auf die Hälfte reduziert ($\alpha = 90^\circ$).

Voraussetzung für diese Kräfte ist die Einhaltung gewisser Abstände zwischen den Dübeln und zu den Rändern:



Die hier dargestellte Situation ist allerdings selten. Normalerweise wird ein Stab nur mit einem Dübel zugeschlossen. Wir skizzieren diese Situation für einen Druckstab, womit auch die Lage des belasteten Randes und der Überstand ändern:



Da die Norm keine Tabelle für Ringdübel enthält, soll hier für gängige Größen das wichtigste zusammengefasst werden:

Bezeichnung RD... = d_a	60	80	100	120	140	160	180	200
b mm	18	22	26	30	36	40	48	50
t mm	4	5	6	6	7	8	8	8
zul F [kN]								
$\alpha = 0^\circ$	5,6	8,6	12,0	15,8	19,9	24,3	29,0	33,9
$\alpha = 90^\circ$	2,8	4,3	6,0	7,9	9,9	12,1	14,5	17,0
a Mittelholz \geq	50	50	55	60	75	80	95	100
a Seitenholz \geq	30	33	40	45	55	60	70	75
Holzbreiten:								
$\alpha \leq 30^\circ$	100	120	140	160	190	220	240	270
$\alpha > 30^\circ$	110	130	150	180	210	240	270	300
Schraube M...	12	14	14	16	16	18	18	20
US a/t	40/4	50/5	50/5	60/5	60/5	70/6	70/6	80/7

Unter der Annahme von RD 140 ist die vorstehend skizzierte Verbindung in der Lage, bei $\alpha = 45^\circ$ beispielsweise die Kraft

$$zul D = 2 \cdot 19,9 \left(1 - \frac{45}{180}\right) = 29,8 \text{ kN}$$

zu übertragen. Die notwendigen Holzquerschnitte sind

Mittelholz: $\square 75/210$

Seitenholz: $2 \times \square 55/210$

Als Schraube ergibt sich

M 16, US 60/s

Die ermittelte Kraft gilt für langfristige Lasten und für vor Witterungseinflüssen geschützte Bauteile. Ist dies nicht der Fall, ist mit $c_d \cdot c_w$ zu multiplizieren. Dies gilt für die Werte F der Tabelle ebenfalls.

Als Schlupf von Ringdübelverbindungen ist

$$s = 1 \text{ mm}$$

einzusetzen. Der Verschiebungsmodul behält pro Ringdübel unter Kurzfristiger Belastung

$$C_{II} = d_a^2 \text{ in N/mm bei } d_a \text{ in mm}$$

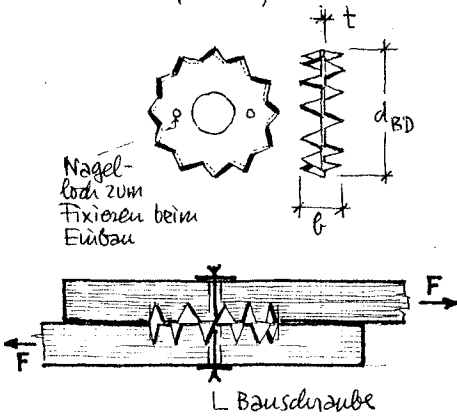
Bei Beanspruchung quer zur Faser ist der halbe Wert einzusetzen.

Ringdübel führen zu grossen Schwächungen der Stäbe im Anschlussbereich und zu grossen Spannungskonzentrationen (rel. kleiner Kerbfaktor). Deshalb haben Ringdübel für Fachwerk-Konstruktionen zu Bedeutung verloren. Auch sind die bei grösseren Ringdübeln erforderlichen grossen Holzbreiten oft unerwünscht.

Mit 25 Nägeln 4,5/120 lässt sich bei Holzbreiten von 140 mm und Holzstücken von rd 40 mm ein zweifelhafteiger Anschluss herstellen, der eine Kraft von $D = 25 \cdot 2 \cdot 50 \cdot 4,5^{1,7} = 32 \cdot 240 \text{ N} = 32,24 \text{ kN}$ trägt (siehe 2.32). Man erkennt hieraus, dass Nägel hier günstiger und Holzsparender sind.

2.53 Bulldog-Dübel

Von den vielen Einpress-Dübeln ist der Bulldog-Dübel praktisch der einzige, der verwendet wird. Es handelt sich hierbei um - meist runde - Stahlplatten mit aus Rande herausgebogenen scharfen Zähnen, die sich in die zu verbindenden Hölzer einpressen, wenn die Verbindung mit



einer Presse zusammenge-drückt wird. Die zu jedem Bulldog gehörige Schraube genügt nicht zur Erzeugung der nötigen Einpressdrucks.

Auch ist die Verwendung von Bulldog-Dübeln (wie aller Ein-

pressdübel) auf Nadelholz beschränkt. In Hart-hölzern ist ein Einpressen unmöglich.

Während Ringdübel-Verbindungen bereits bei relativ kleinen Verschiebungen durch Abstreifen des Kerns und dann der Vorholzes versagen (sog. sprödes Verhalten), sind Bulldog-Verbindungen wesentlich duktiler. Bei steigender Belastung "gleitet" der Verbinder, das Holz im Bereich der Zähne zerquetschend, bei gleichzeitigem Umbiegen von Zähnen. Bei wachsendem Verschiebungsweg verlieren die Zähne ihren Griff. Mittlerweile ist jedoch auch die Bauschraube zum Anliegen an der Verbindung gekommen und trägt mittlerweile voll mit. Im Gegensatz zur Ringdübelverbin-dung trägt die Bauschraube voll mit und die Tragfähigkeiten von Bulldog und Schraube addieren sich.

Während die zulässige Last der Bauschraube nach Kap 2.34 leicht ermittelbar ist, kann der Bei-trag des Bulldog-Dübels nur aus Versuchen gewonnen werden. Derartige Versuche fördert auch die Norm SIA 164.

Aus solchen Versuchen ergibt sich folgender Ansatz:

$$F_{BD \parallel} = 7,5 \cdot d_{BD}^{1,5} + 40 \cdot d_B^{1,7} \cdot \frac{\lambda}{6}$$

$$F_{BD \perp} = 7,5 \cdot d_{BD}^{1,5} + 45 \cdot d_B^{1,5} \cdot \frac{\lambda}{6}$$

Hierin sind d_{BD} der Nenn-Durchmesser des Bulldog-Dübels, d_B der Schaft-Durchmesser der Bauschraube und

$$\lambda = \frac{d_m}{d_B} \leq 6$$

die Schlaukhheit der Bauschraube, wovon d_m die Dicke des Mittelholzes ist. Größere

Schlaukhheiten als $\lambda = 6$ dürfen nicht einge-setzt werden.

Diese Ansätze sind nur gültig, wenn be-stimmte Holzstärken nicht unterschritten wer-den:

$$d \geq 0,45 \cdot d_{BD} \text{ für einseitigen Eingriff}$$

$$d \geq 0,60 \cdot d_{BD} \text{ für beidseitigen Eingriff}$$

Die Holzbreite soll mindestens 40 mm breiter sein als der Durchmesser des Bulldogs, bei Winkeln α zwischen Kraft und Faser $\alpha > 30^\circ$ sogar 60 mm breiter.

Ausserdem sind folgende Abstände einzuhal-ten, jeweils bezogen auf Dübelmitte:

- zwischen Dübeln: \parallel Faser: $1,2 \cdot d_{BD}$ bzw. $6 \cdot d_B$
 \perp Faser: $1,2 \cdot d_{BD}$
- Abstand vom be- \parallel Faser: $1,5 \cdot d_{BD}$ bzw. $8 \cdot d_B$
auspundeten Rand: \perp Faser: $5 \cdot d_B$
- Abstand vom unbe- \parallel Faser: $1,2 \cdot d_{BD}$ bzw. $6 \cdot d_B$
auspundeten Rand: \perp Faser: $0,5 \cdot d_{BD} + 20 \text{ mm}$

Bulldog-Dübel werden in Durchmessern von 50 bis 165 mm angeboten. Hinzu kommen zwei quadrati-sche und ein ovaler Dübel, für die bei der Ermitt-lung der zulässigen Dübelkraft ein äquivalenter Durchmesser definiert wird.

Nachfolgend werden alle interessierenden Größen zusammengestellt:

Bezeichnung BD ... = d_{BD}	50	62	75	95	117	140	165	70- 130
b mm	10	17	19	25	30	31	33	25
t mm	1,0	1,2	1,25	1,25	1,5	1,6	1,8	1,5
zul F [kN]								
• Dübel allein:	2,65	3,66	4,87	6,94	9,49	12,4	15,9	7,50
• inkl. Schraube:								
\parallel Faser:	4,17	5,94	7,66	9,73	13,8	16,7	20,8	10,8
\perp Faser:	3,43	4,83	6,22	8,29	11,5	14,4	18,1	9,01
\geq Mittelholz \geq	40	60	60	60	80	80	80	60
\geq Seitenholz \geq	30	45	45	45	60	60	60	45
Holzbreiten:								
$\alpha \leq 30^\circ$	90	100	120	140	160	180	210	140
$\alpha > 30^\circ$	110	110	140	150	180	200	230	180
Schraube M...	12	12	16	16	20	20	24	20
US d/t	40/4	40/4	60/5	60/5	80/7	80/7	100/8	80/7

Auch hier sind die zulässigen Kräfte mit $c_D \cdot c_W$ zu multiplizieren, wenn die Verhältnisse nicht kurz-fristigen Lasten und geschützter Umgebung entsprechen.

Eine Verbindung entsprechend Spalte 37 unten mit $\alpha = 45^\circ$ und 2 BD 140 trägt damit (bei linearer In-terpolation zwischen \parallel und \perp Faser)

$$\text{zul.D} = \frac{1}{2} (16,7 + 14,4) \cdot 2 = 31,1 \text{ kN}$$

und benötigt

Mittelholzer: $\#$ 80/200

Seitenholzer: $2 \times \#$ 60/200

sowie als Schraube:

M 20, US 80/7

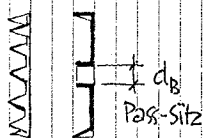
Ein Vergleich mit dem entsprechenden Ringdübel-Anschluss (Spalte 38) zeigt etwa gleichen Holzbedarf.

Der Schlupf und der Verschiebungsmodul hängen stark vom starken Anziehen der Bauschraube ab (nachziehen nach Abschwünden!!). Zuverlässige Größenordnungen für s und c können nicht angegeben werden.

Auch bei Bulldog-Dübeln wird durch das Loch für die Bauschraube und das Einschlneiden der Zähne der Querschnitt geschwächt. Mit guter Näherung kann als Schwächung durch den Eingriff der Dübels die Teilfläche zu $\frac{1}{2} \cdot d_{BD} \cdot b/2 = d_{BD} \cdot b/4$ gesetzt werden.

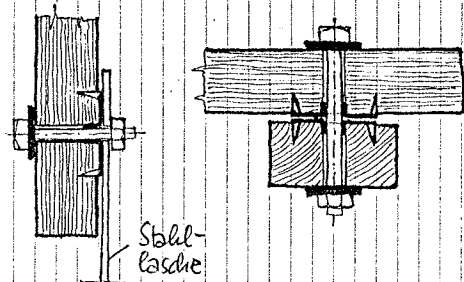
Bulldog-Dübel werden vor allem bei Fachwerken sowie -fläczen einfacher Handhabung wegen - für viele Anschlussprobleme im Zimmerergewerbe eingesetzt, im übrigen auch bei Anschlüssen von (leicht abgeflachten) Rundhölzern an Schnittholz.

Einsitzige Bulldog-Dübel verdienen besondere Erwähnung. Bei diesen sind die Zähne nur nach einer Seite hin aufgebogen und das Zentrumstoch passt - mit eingepresster Verstärkung - genau zur Bauschraube:



Die Kraft geht dabei vom Holz über die Zähne in den einseitigen Dübel und von dort über den Pass-Sitz auf die Schraube via Lochleitungsstärkung.

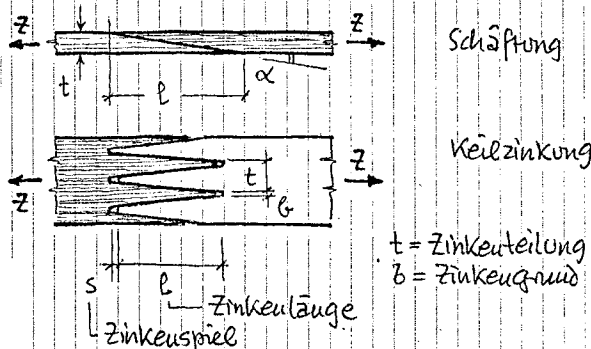
Damit wird im Prinzip das Bolzenloch verstärkt. Im übrigen lassen sich damit Hölzer an Stalleisen anschließen und demontierbare Verbindungen herstellen:



2.6 Leim-Verbindungen

Leim-Verbindungen spielen - abgesehen von der Verleimung von Brettern zu Brettstichtholz und der sog. Keilzinkung - im Tragenholzbau nur eine geringe Rolle.

Die Festigkeit von Leim-Verbindungen ist für reine Scher- bzw. Schubbeanspruchung am größten und sinkt, sobald Zugspannungen senkrecht zur Leimfläche auftreten, sofort auf vergleichsweise kleine Werte ab. Der Schäftungs- bzw. Zinkenwinkel α spielt deshalb eine grosse Rolle:



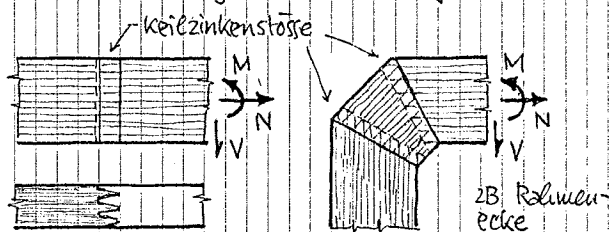
t = Zinkenweite
b = Zinkenmund

Für den Schäftungswinkel wird $l/t \sim 10$ angestrebt. Für die Keilzinkung werden drei Gruppen unterschieden:

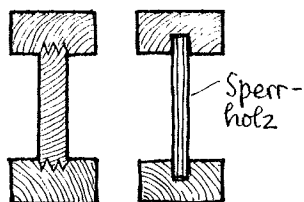
- Mini: $l \sim 7,5 \text{ mm}$, $b = 0,2 \text{ mm}$
- Midi: $l \sim 22 \text{ mm}$, $b = 1,0 \text{ mm}$
- Maxi: $l \sim 50 \text{ bis } 60 \text{ mm}$, $b = 2,0 \text{ mm}$

Als Flankenneigung wird 1:7 angestrebt, was $t \sim b + l/3,5$ entspricht.

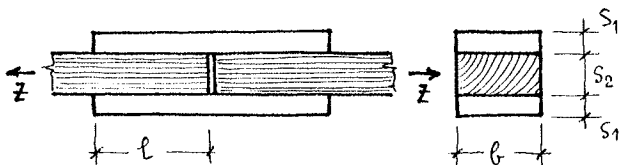
Bei Wahl der geeigneten Leimsorte und korrekter Ausführung der Verleimungsarbeiten (Holzauswahl, Trocknung, Hobeln, Leimauftrag, Pressdruck etc.) kann davon ausgegangen werden, dass die Verleimung stärker ist als das Holz in unmittelbarer Nachbarschaft der Leim-Kontaktfläche. Für einen Keilzinkenstoss ist deshalb die Holzfestigkeit im Zinkenmund unter Berücksichtigung der Querschnittschwächung maßgebend. Die Schwächung beträgt einschliesslich Verbundwinkel etwa 20% (Norm SIA 164, Art. 3.25 32). Man kann deshalb Spannungs nachweise ganz normal führen (natürlich unter Berücksichtigung eines allfälligen Winkels α zwischen Kraft und Faserstellung) und die zulässigen Spannungen um rd 20% abmildern, um die Schwächung durch eine Keilzinken-Verbindung zu berücksichtigen:



Weitere Beispiele sind Stegtträger, die aus Schnittholz mit Verwendung eines speziellen Keilzinkenform hergestellt werden, oder wo Sperrholzstege in gekästete Nuten eingeleimt werden. Maßgebend ist in jedem Fall die Festigkeit der durch die Leimung zugeschlusenen Hölzer oder Holzwerkstoffe:



Etwas spezielle Verhältnisse liegen vor beim verleimten Laschenstoß:



Hier ist die Scherfestigkeit der Leimverbindung von der Geometrie des Stoßes abhängig. Unter Berücksichtigung eines erheblichen Sicherheitsabstandes wird vorgeschlagen, die mittlere Scherbeanspruchung τ_a der Leimfuge wie folgt anzusetzen:

$$\tau_a = 5 \cdot \sqrt[3]{\frac{s_1}{l^2}} \quad \text{N/mm}^2, \quad s_1 \text{ \& } l \text{ in mm.}$$

Die durch den Stoß aktivierbare Normalspannung σ_{z11} beträgt aus naheliegenden Gründen

$$\sigma_{z11} = \frac{2 \cdot \tau_a \cdot l}{s_2} = 10 \cdot \frac{\sqrt[3]{s_1 \cdot l}}{s_2}$$

Für den naheliegenden Fall $s_1 = 0,5 s_2$ ergibt sich daraus

$$\sigma_{z11} = 7,9 \cdot \sqrt[3]{\frac{l}{s_2^2}}$$

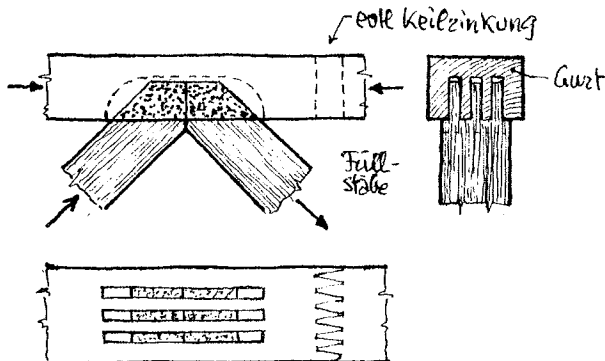
Es zeigt sich, dass für zunehmende Stoßlängen und Holzdicke nur geringe Spannungen im zu stoßenden Holz zulässig sind. Zum Beispiel ergibt sich für $l = 800 \text{ mm}$ und $s_2 = 120 \text{ mm}$ nur

$$\sigma_{z11} = 7,9 \cdot \sqrt[3]{\frac{800}{120^2}} = 3,01 \text{ N/mm}^2,$$

das sind kaum 30% der zulässigen Spannungen in einem Brett-schichtträger. Laschenstöße sind also stets zu wenig beanspruchte Stellen zu legen.

Für Brett-schichtträger schliesslich ist die Regel einfach: vorausgesetzt, dass gewisse Regeln bzgl. Brett-dicke, Brett-breite, Schnittart eingehalten werden und die Herstellung nach den Regeln der Kunst erfolgt, darf damit gerechnet werden, dass die Festigkeitseigenschaften in jeder Beziehung dem Ausgangsmaterial entsprechen.

Endlich werden auch Fachwerke mittels Leimverbindungen zusammengefügt, und zwar werden die Füllstäbe mittels Zinken in die durchgehenden (evtl. durch Keilzinken gestossenen) Gurte eingeleimt:



Im Bereich der Knoten darf das Holz praktisch keine Äste aufweisen, muss also im Prinzip die Anforderungen der FKI erfüllen. Im Knotenbereich werden - allerdings auf kleiner Fläche - Hölzer mit nicht paralleler Faserführung miteinander verleimt. Solche Verbindungen werden zusätzlich durch unterschiedliches Schwinden und Quellen des Holzes beansprucht, sodass die nutzbare Scherspannung τ_a zwischen den Hölzern relativ klein ist. Es wird empfohlen, unter den Lasten des normalen Gebrauchs

$$\tau_a = 0,3 \text{ bis } 0,6 \text{ N/mm}^2$$

nicht zu überschreiten. Damit lassen sich Regeln für die Geometrie der Verbindung entwickeln, die bei den entsprechend standardisierten Fachwerken dieses Typs normalerweise eingehalten sind.

Holzbau

3 Bemessung von Stäben

3.1 Zugstäbe	1	3.44 Steghäger	36
3.11 Zentrischer Zug	1	a) Verleimte Steghäger aus Massivholz	36
3.12 Zug mit Biegung	2	b) Verwendung von Sperrholzstegen	37
3.2 Druckstäbe	4	c) Genägelte Steghäger	39
3.21 Zentrischer Druck	4	d) Sag. Nägelhäger	41
a) Einteilige Druckstäbe	5	3.45 Fächernetzhäger	44
b) Mehrteilige Druckstäbe	6	a) Querschnitt und Ausführung	44
c) Ein Beispiel	10	b) Querschnittsaufbau	46
3.22 Druck mit Biegung	11	c) Ermittlung der Stabkräfte	47
3.3 Biegestäbe	14	d) Bemessung der Stäbe	47
3.31 Einaxtige Biegung	14	e) Durchbiegungen	48
a) Normalspannungen	14		
b) Schubspannungen	17		
c) Durchbiegungen	18		
d) Bemessungsformeln	22		
3.32 Zweiaxige Biegung	23		
3.4 Zusammengesetzte Träger	26		
3.41 Möglichkeiten	26		
3.42 Verdübelter Balken	27		
a) Wirkungsweise	27		
b) Bemessung	28		
c) Bestimmung der Verdübelung	30		
d) Beispiel	31		
e) Andere Formen	32		
3.43 Brett-schicht-häger	32		
a) Bemessung und Spannungswahlweise	32		
b) Gekrümmte Brett-schicht-häger	33		
c) Variable Trägerhöhe	35		

Die Beanspruchung im maßgebenden, geschwächten Querschnitt lässt sich - statisch äquivalent - auf zwei Arten beschreiben (siehe auch Baustatik Kap. 5.25):

- Exzentrischer Zug : N, Y_A
- Zug mit Biegung : $N, M_x = N \cdot Y_A$

Mit dieser Beanspruchung könnte jetzt mittels der dreigliedrigen Spannungsformel (siehe Baustatik, Kap. 5.22, 5.24 und 5.25) die größte Zugspannung, hier sicher am unteren Rand bei $y = -110/2 = -55 \text{ mm}$, ermittelt werden. Unter Berücksichtigung von $X_A = 0$ fällt ein Glied weg, und wir erhalten mit den Netto-Querschnittswerten

$$\text{vorh } \sigma = \frac{N}{A_n} + \frac{N \cdot Y_A}{I_{xn}} \cdot y$$

Diese Spannung, zusammengesetzt aus einem aus der Normalkraft allein herrührenden Anteil

$$\text{vorh } \sigma_{z11} = \frac{N}{A_n}$$

und einem Anteil aus Biegung

$$\text{vorh } \sigma_b = \frac{N \cdot Y_A}{I_{xn}} \cdot y$$

muss natürlich kleiner als die zulässige Spannung sein, also:

$$\text{vorh } \sigma_{z11} + \text{vorh } \sigma_b \leq \text{zul } \bar{\sigma}$$

Nun ist im Holzbau jedoch die zulässige Spannung für Zug $\text{zul } \bar{\sigma}_{z11}$ verschieden von derjenigen für Biegung $\text{zul } \bar{\sigma}_b$. Deshalb muss der Nachweis modifiziert werden, im Prinzip dadurch, dass die vorstehende Bedingung durch $\text{zul } \bar{\sigma}$ unter Einsetzen der jeweils zutreffenden Werte dividiert wird:

$$\frac{\text{vorh } \sigma_{z11}}{\text{zul } \bar{\sigma}_{z11}} + \frac{\text{vorh } \sigma_b}{\text{zul } \bar{\sigma}_b} \leq 1$$

Ist diese Bedingung eingehalten, ist die Beanspruchung zulässig.

Wir zeigen das Vorgehen am vorne schon vorbereiteten Beispiel. Es sei $N = 55 \text{ kN}$ aus Wind in einer bei Witterung ausgesetzten Konstruktion aus Schnittholz FK II. Damit ergibt sich folgende Zahlenrechnung:

$$\begin{aligned} N &= 55 \text{ kN} \\ Y_A &= -\left[80 - \frac{110}{2}\right] = -25 \text{ mm} \\ y &= -55 \text{ mm} \quad (\text{maßgebende Faser}) \\ A_n &= 110 \cdot 160 = 17,6 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \\ I_{xn} &= \frac{110^3 \cdot 160}{12} = 17,75 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \end{aligned} \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} N \\ Y_A \\ y \\ A_n \\ I_{xn} \end{aligned}} \right\} \begin{array}{l} \text{Querschnitts-} \\ \text{werte im Bereich} \\ \text{der Schwächung} \end{array}$$

$$\text{vorh } \sigma_{z11} = \frac{55}{17,6} = 3,13 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{vorh } \sigma_b = \frac{55 \cdot 10^3 \cdot 25}{17,75 \cdot 10^6} \cdot 55 = 4,26 \text{ N/mm}^2$$

$$C_D = 1,25 \quad (\text{Wind ist kurzfristige Last})$$

$$C_W = 0,80 \quad (\text{der Witterung ausgesetzt})$$

$$C_k = 0,8 \quad (\text{geschl.})$$

$$\text{zul } \bar{\sigma}_{z11} = 8,5 \cdot 1,25 \cdot 0,80 \cdot 0,8 = 6,8 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{zul } \bar{\sigma}_b = 10,0 \cdot 1,25 \cdot 0,80 \cdot 0,8 = 8,0 \text{ N/mm}^2$$

Damit ergibt sich

$$\frac{3,13}{6,8} + \frac{4,26}{8,0} = 0,46 + 0,53 = 0,99 < 1$$

Die Situation ist demnach unter den geschilderten Umständen gerade noch zulässig.

Ein nicht geschwächter Querschnitt würde demgegenüber eine Normalkraft aus Wind von

$$N = 160^2 \cdot 8,5 \cdot 1,25 \cdot 0,80 \cdot 10^{-3} = 218 \text{ kN}$$

zuverlässig übertragen können. Das ist praktisch viermal mehr. Man erkennt daraus, wieviel an zulässiger Last durch Schwächungen und Exzentritäten verloren geht.

3.2 Druckstäbe

Druckstäbe sind immer auf Knicken zu untersuchen. Die Knicklänge l_k ist dabei in der Regel die theoretische Stablänge l zwischen räumlich gehaltenen Knotenpunkten einzusetzen (siehe auch Baustatik Kap. 7).

Die Knicksteifigkeit λ_k ergibt sich bekanntlich durch Division der Knicklänge l_k durch den Trägheitsradius i :

$$\lambda_k = \frac{l_k}{i} \quad i = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

Da in der Regel die Querschnitte von Druckstäben nicht rund oder quadratisch sind, müssen zwei Trägheitsradien i_x und i_y beachtet werden, wobei der kleinere - zur grösseren Schlankheit führende - weit maßgebend ist. Gelegentlich sind auch die Knicklängen für das Ausknicken in den beiden Richtungen y bzw x unterschiedlich. Dann ist die grössere Schlankheit maßgebend.

Die Schlankheiten sind nach Möglichkeit klein zu halten und sind im Holzbau auf $\lambda_k \leq 150$, im Brückenbau auf $\lambda_k \leq 120$ begrenzt. Für Windverbände (kurzfristige Lasten) darf λ_k bis auf 200 erhöht werden.

Schwächungen von Druckstäben (vor allem in den äusseren Bereichen von Querschnitten) müssen berücksichtigt werden, hingegen müssen Kerbfaktoren wegen der Duktilität von Holz gegenüber Druckspannungen nicht eingeführt werden.

3.2.1 Zentrischer Druck

Zentrische Beanspruchung darf nur angenommen werden, wenn diese im Rahmen baupraktischer Genauigkeit auch wirklich gegeben ist. Ge- wisse, unvermeidbare Exzentritäten sind im

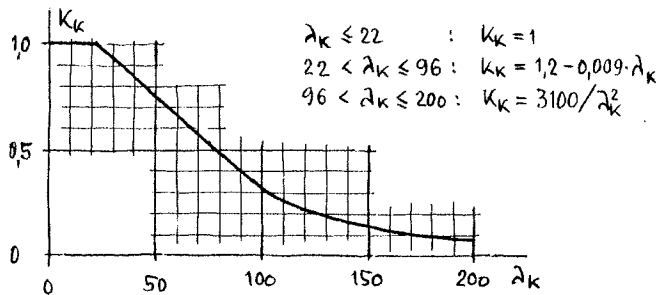
Knickbeiwert K_k (siehe 1.54 d)) bereits berücksichtigt. Bei grösseren Exzentrizitäten, zB aus exzentrischer Krafteinleitung, Krümmen Druckstäben oder aus Quersbelastung (siehe Baustatik Kap 7.32) ist ein Druckstab auf Druck mit Biegung zu untersuchen (siehe 3.22).

a) Einteilige Druckstäbe

Der Nachweis einteiliger, unverschwächter Druckstäbe ist sehr einfach. Es ist lediglich nachzuweisen, dass die vorhandene Druckspannung σ_{dII} kleiner ist als die mit dem Knickbeiwert K_k abgeminderte zulässige Druckspannung $zul \bar{\sigma}_k$ ist:

$$vorh \bar{\sigma}_k = \frac{N}{A} \leq zul \bar{\sigma}_{dII} \cdot K_k \cdot C_D \cdot C_W = zul \bar{\sigma}_k$$

Der Knickbeiwert K_k ist von der Schlankheit λ_k abhängig (siehe 1.54 d), Norm SIA 164, Art 3.32.2 oder nach folgendes Diagramm):



Als Beispiel: $N = 40$ kN (Druck) aus langfristigen Lasten in geschützter Umgebung ($C_D = 1, C_W = 1$). Als Knicklänge gilt $l_k = 4,5$ m, als Querschnitt soll $\bar{A} 16/20$ gewählt werden. Die Überprüfung läuft wie folgt ab:

$$i_{min} = \sqrt{\frac{J_{min}}{A}} = \sqrt{\frac{d \cdot b^3}{12 \cdot b \cdot d}} = 0,289 \cdot b = 0,289 \cdot 160 = 46 \text{ mm}$$

$$\lambda_k = \frac{4500}{46} = 98 \rightarrow K_k = 0,32$$

$$vorh \bar{\sigma}_k = \frac{40 \cdot 10^3}{160 \cdot 200} = 1,25 \text{ N/mm}^2$$

$$zul \bar{\sigma}_k = 8,5 \cdot 0,32 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 2,72 \text{ N/mm}^2$$

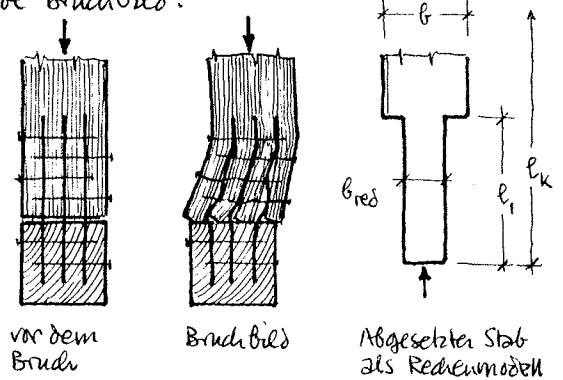
Der gewählte Querschnitt ist also gut ausreichend und könnte (nur durch Probieren lösbar) auf zB $\bar{A} 14/14$ reduziert werden.

Schwächungen von Druckstäben, insbesondere im mittleren Drittel der Knicklänge und in den Auskantungszonen des Querschnitts, sind sehr gefährlich und sollten vermieden werden. Liegebauelemente liegt man auf der sicheren Seite, wenn man annimmt, dass die Abmessungen im verschwächten Teil auf die ganze Stablänge durchgehen.

Spezielle Erwähnung verdienen in diesem Zusammenhang Druckstäbe in Fachwerken, die (zB mittels Greim-System siehe 2.43) verschwächt angeschlossen werden.

Wir nehmen im folgenden diesen Fall an, wo der Stab im Endbereich durch Schlitz in mehrere schmale Lamellen aufgeteilt wird. Die Summe

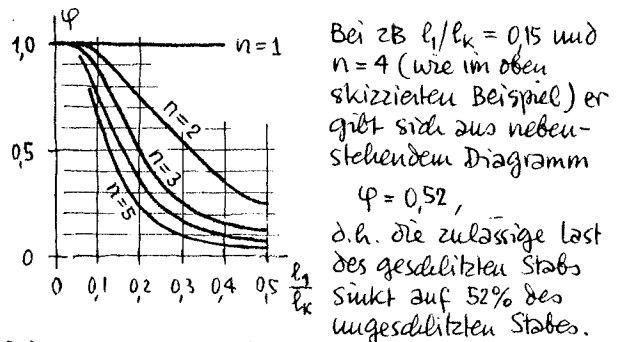
der Trägheitsmomente dieser Lamellen ist natürlich kleiner als dasjenige des ungeschlitzten Stabs. Auch sind die auf Druck beanspruchten Bleche in den Schlitzern relativ locker gehalten und neigen ihrerseits zum Ausknicken. Im Versuchen zeigte sich gelegentlich das folgende Bruchbild:



Das Problem kann auf dasjenige eines sog. Abgesetzten Stabs zurückgeführt werden, der auf eine Länge l_1 (Ausschlusslänge) eine reduzierte Breite b_{red} besitzt. Diese wird so bestimmt, dass sie zum gleichen Trägheitsmoment führt wie die Summe der Lamellen zusammen aufbringen. Bei gleichen Lamellendicken ergibt sich:

$$b_{red} = b / \sqrt[n]{n^2}$$

wobei n die Anzahl der Lamellen ist. Der Einfluss lässt sich durch Einführen eines zusätzlichen Abwinderungsfaktors φ bei der zulässigen Knickspannung $zul \bar{\sigma}_k$ erfassen, wobei φ von n und l_1/l_k abhängig ist gemäß folgendem Diagramm:

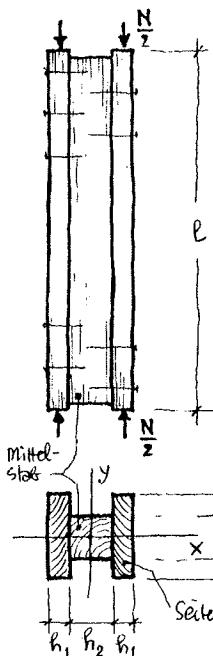


Wie man erkennt, ist der Einfluss beachtlich und darf nicht vernachlässigt werden.

b) Mehrteilige Druckstäbe

Im Holzbau, insbesondere bei Fachwerken, werden Druckstäbe oft aus mehreren Einzelstäben zusammengesetzt. Die Einzelstäbe können dabei kontinuierlich, das heisst auf ganze Länge des Druckstabs miteinander verbunden werden oder nur - mittels Zwischentrüben - in gewissen Abständen zusammengehalten sein. Im letzteren Fall spricht man von gespreizten Stäben. In beiden Fällen entstehen in der Regel doppelt-symmetrische Querschnitte, deren Ver-

halten von der betrachteten Axe und der Steifigkeit der Verbindungsmittel abhängig ist. Wir betrachten zwei typische Fälle, zuerst den aus drei Stäben bestehenden, kontinuierlich verbundenen Druckstab:



Für das Knicken um die x-Axe (die sog. Materialaxe), also in Richtung der y-Axe des Querschnitts, kann ein solches Stab wie ein einseitiger Druckstab (siehe a)) behandelt werden. Es ist dabei:

$$A = 2 \cdot b_1 \cdot h_1 + b_2 \cdot h_2$$

$$J_x = 2 \cdot \frac{b_1 \cdot h_1^3}{12} + \frac{b_2 \cdot h_2^3}{12}$$

$$i_x = \sqrt{\frac{J_x}{A}} \rightarrow \lambda_{Kx} = \frac{l_{Kx}}{i_x}$$

Bei der Berechnung von λ_{Kx} ist natürlich als Knicklänge l_{Kx} diejenige einzusetzen, die für die betrachtete Ausbiegung in y-Richtung aus der Lage der Wendepunkte der Knickbiegelinie resultiert. Der weitere

Ablauf des Nachweises entspricht vollständig dem unter a) Dargestellten.

Für das Knicken um die y-Axe, also in Richtung der x-Axe, spielt die Steifigkeit der Verbindung der Stäbe eine Rolle:

Bei starrer Verbindung (nur bei Verleimung der Stäbe realisierbar) ergibt sich als Trägheitsmoment für die y-Axe nach Baustatik, Kap. S.23d)

$$J_{y0} = 2 \cdot b_1 \cdot h_1 \cdot \left(\frac{h_1+h_2}{2}\right)^2 + \frac{b_2 \cdot h_2^3}{12} + 2 \cdot \frac{b_1 \cdot h_1^3}{12}$$

während die Querschnittsfläche A wie oben aus der Summe der Einzelflächen bestimmbar ist. Hieraus lässt sich wieder der Trägheitsradius i_y

$$i_{y0} = \sqrt{\frac{J_{y0}}{A}}$$

und die Schlankheit λ_{ky} unter Einführung der für das Knicken um die y-Axe maßgebenden Knicklänge l_{ky} ermitteln. Der weitere Nachweis folgt wieder dem unter a) beschriebenen Vorgehen.

Für den anderen Grenzfall, nämlich praktisch vollständige Nachgiebigkeit der Verbindung, aber unter Voraussetzung der gleichen Knickbiegelinie aller drei Einzelstäbe fällt bei der Ermittlung des Trägheitsmoments J_y das erste Glied weg und es bleibt lediglich

$$J_{y0} = 2 \cdot \frac{b_1 \cdot h_1^3}{12} + \frac{b_2 \cdot h_2^3}{12}$$

womit i_{y0}, λ_{ky} etc wie vor bestimmbar sind.

Normalerweise geschieht die Verbindung der Stäbe jedoch mit Nägeln, Ringdübeln, Bulldog-Dübeln und dergleichen, die eine gewisse

Nachgiebigkeit aufweisen, die durch den sog. Verschiebungsmodul C (siehe 2.13 a) und bei den entsprechenden Verbindungstypen) gegeben ist. Es ist ohne weiteres einzusehen, dass dadurch das wirksame Trägheitsmoment $eff J_y$ des zusammengesetzten Stabs zwischen den beiden vorstehend geschilderten Grenzwerten liegt. Wir können diesen Wert durch Abmildern des erwähnten ersten Glieds ausetzen wie folgt:

$$eff J_y = \frac{2 \cdot b_1 \cdot h_1}{1+k} \cdot \left(\frac{h_1+h_2}{2}\right)^2 + \frac{b_2 \cdot h_2^3}{12} + 2 \cdot \frac{b_1 \cdot h_1^3}{12}$$

womit mit $k=0$ die starre Verbindung (Verleimung), mit $k=\infty$ der völlig nachgiebig verbundene mehrteilige Druckstab erfasst ist. Der Koeffizient k muss demnach die Steifigkeit der Verbindung beschreiben und wird im Normalfall zwischen 0 und ∞ liegen. Damit lässt sich auch der sog. Wirkungsgrad η der Verbindung definieren als

$$\eta = \frac{eff J_y}{J_{y0}}$$

$\eta=1$ charakterisiert dann die starre, $\eta=0$ die völlig nachgiebige Verbindung.

Das Problem ist damit auf die Festlegung der Verbindungsmittel und die Ermittlung des zugehörigen Koeffizienten k zurückgeführt. Es sind verschiedene Wege möglich, die hier jedoch nicht im einzelnen beschrieben werden sollen. Wir folgen der Norm SIA 164, Art 3.32.3:

Bezeichnet man mit \bar{F} die - unter Berücksichtigung von Lastdauer und Holzfeuchte ermittelte - zulässige Kraft eines gewählten Verbindungsmittels (zB eines Bulldog-Dübels), mit n_v die Anzahl der auf die ganze Stablänge l für den Anschluss eines Seitenstabs zugeordneten Verbindungsmittel (zB 5) und mit C den Verschiebungsmodul eines Verbindungsmittels (zB $C=25000 \text{ N/mm}$), beträgt die "mittlere Steifigkeit" der Fuge für die Stablänge l

$$c = \frac{n_v \cdot C}{l} \quad [\text{N/mm}^2]$$

Damit lässt sich (gemäß Norm) der Koeffizient K ermitteln aus

$$K = \frac{\pi^2 \cdot E_{II} \cdot b_1 \cdot h_1}{c \cdot l^2}$$

womit $eff J_y$ festliegt, und auch η bestimmbar ist. Damit läuft der Nachweis mit den "ideellen" Werten

$$i_{y, id} = \sqrt{\frac{eff J_y}{A}} \quad \text{und}$$

$$\lambda_{ky, id} = \frac{l_{ky}}{i_{y, id}} = \frac{\lambda_{ky}}{\sqrt{\eta}}$$

wie vorstehend beschrieben. Die Norm fordert zusätzlich eine minimale Anzahl von Verbindungsmitteln, um dem zusammengesetzten Stab eine gewisse Mindeststeifigkeit zu geben. Diese ist

von einer willkürlich zugesetzten Querkraft V vom Betrag

$$V = \frac{\lambda_{y, id}}{2000} \cdot N$$

also von Schlauheit und vorhandener Normalkraft N abhängig gemacht. Aus dieser ergibt sich der Schubfluss T zu

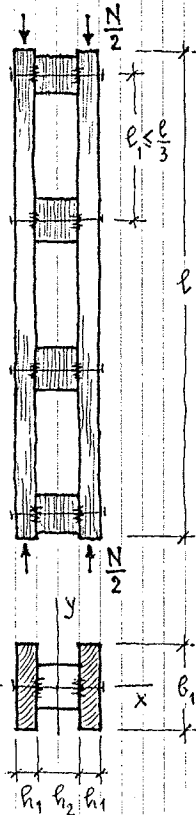
$$T = V \cdot \frac{b_1 \cdot h_1 \cdot (h_1 + h_2)}{2 \cdot \text{eff } J_y} \cdot \frac{1}{1+k}$$

und damit die Forderung

$$n_v \geq \frac{T \cdot l}{z_{\text{eff}} \cdot F}$$

Wie man erkennt, ist das ganze ein typischer Nachweis, wo man alle Größen kennen muss, um die Situation als ausreichend sicher nachweisen zu können.

Besteht die Verbindung der beiden Seitenhölzer lediglich aus - in Abständen $l_1 \leq l/3$ angeordneten - Zwischenhölzern, bleibt für das Knicken um die x -Achse, also in y -Richtung, alles beim alten. Es ist (unter Beachtung, dass der Zwischenstab fehlt), lediglich



$$A = 2 \cdot h_1 \cdot b_1$$

$$J_x = 2 \cdot \frac{h_1 \cdot b_1^3}{12}$$

$$i_x = \sqrt{\frac{J_x}{A}} \rightarrow \lambda_{Kx} = \frac{l_{Kx}}{i_x}$$

womit der Nachweis gemäß a) erbracht werden kann.

Für das Knicken um die (jeht materialfreie) y -Achse, also in x -Richtung, gelten zunächst die gleichen Formeln wie für den kontinuierlich verbundenen Stab, lediglich ist (rechnerisch) in allen diesen Formeln $b_2 = 0$ zu setzen (fehlender Mittelstab).

Man ermittelt also zunächst J_{y0} und $\text{eff } J_y$ und daraus den Wirkungsgrad η zu

$$\eta = \frac{\text{eff } J_y}{J_{y0}}$$

Sodann werden zwei Schlauheiten λ_{ky} und λ_1 bestimmt und zwar einerseits für den Gesamtstab unter Annahme starrer Verbindungen via

$$i_{y0} = \sqrt{\frac{J_{y0}}{A}} \quad \text{zu}$$

$$\lambda_{ky} = \frac{l_{Ky}}{i_{y0}}$$

und mit dem Trägheitsradius

$$i_1 = \frac{1}{\sqrt{12}} \cdot h_1 = 0,289 \cdot h_1$$

Die Schlauheit λ_1 des Einzelstabs der Länge l_1 zu

$$\lambda_1 = \frac{l_1}{i_1}$$

Damit ergibt sich schließlich die ideale Schlauheit $\lambda_{ky, id}$ zu

$$\lambda_{ky, id} = \sqrt{\frac{\lambda_{ky}^2}{\eta} + \lambda_1^2}$$

Für diese Schlauheit entnimmt man dem Diagramm unter a) den Knickbeiwert K_K und führt damit wie üblich den Spannungsnachweis.

c) Ein Beispiel

Das unter b) Dargestellte bedarf eines Beispiels. Gegeben sei eine langfristige Normalkraft $N = 20'000 \text{ N}$ in einer vor Witterungseinflüssen geschützten Konstruktion. Der die Normalkraft übertragende Stab hat eine Länge von 3 m welche für beide Richtungen auch der Knicklänge entspricht. Der Stab habe nebenstehende Konfiguration mit $h_1 = 40 \text{ mm}$, $h_2 = 120 \text{ mm}$, $b_1 = 160 \text{ mm}$. Die Bindehölzer haben einen Abstand von $l_1 = 0,75 \text{ m}$. Zwischen Seitenholz und Bindehölzern sind je 9 Nägel $45/110$ mit $d_N = 4,5 \text{ mm}$ zugeordnet. Der Nachweis läuft damit wie folgt:

$$A = 2 \cdot 40 \cdot 160 = 12,8 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

$$\text{vor } \sigma_K = \frac{20'000}{12,8 \cdot 10^3} = 1,56 \text{ N/mm}^2$$

Knicken um x -Achse:

$$J_x = 2 \cdot \frac{40 \cdot 160^3}{12} = 27,3 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$i_x = \sqrt{\frac{27,3}{12,8} \cdot 10^3} = 46,2 \text{ mm}$$

$$\lambda_{Kx} = \frac{3000}{46,2} = 64,9 \rightarrow K_K = 0,62$$

$$\text{zul } \sigma_K = 0,62 \cdot 8,5 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 5,23 \text{ N/mm}^2 > 1,56 \text{ OK}$$

Knicken um y -Achse:

$$J_{y0} = 2 \cdot 160 \cdot 40 \cdot \left(\frac{40+120}{2}\right)^2 + 2 \cdot \frac{160 \cdot 40^3}{12} = 83,63 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$i_{y0} = \sqrt{\frac{83,63}{12,8} \cdot 10^3} = 80,8 \text{ mm} \rightarrow \lambda_{ky} = \frac{3000}{80,8} = 37,1$$

$$\text{Nägel: } n_v = 5 \cdot 9 = 45 \text{ (5 Bindehölzer)}$$

$$45/110 \quad C = 40 \cdot 4,5^{1,7} = 516 \text{ N/mm}$$

$$\text{zul } \bar{F} = 50 \cdot 4,5^{1,7} \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 645 \text{ N}$$

Daraus mit $l = 3000 \text{ mm}$ und $E_{II} = 10'000 \text{ N/mm}^2$ (siehe 1.5.5 a):

$$c = \frac{45 \cdot 516}{3000} = 7,74 \text{ N/mm}^2$$

$$K = \frac{\pi^2 \cdot 10'000 \cdot 160 \cdot 40}{7,74 \cdot 3000^2} = 9,07$$

$$\text{eff } J_y = \frac{2 \cdot 160 \cdot 40}{1 + 9,07} \cdot \left(\frac{40+120}{2}\right)^2 + 2 \cdot \frac{160 \cdot 40^3}{12} = 9,84 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$\eta = \frac{9,84}{83,63} = 0,118$$

$$i_1 = 0,289 \cdot 40 = 11,56 \text{ mm} \rightarrow \lambda_1 = \frac{750}{11,56} = 64,9$$

Damit ergibt sich

$$\lambda_{ky, id} = \sqrt{\frac{37,1^2}{0,118} + 64,9^2} = 126 \rightarrow K_{kr} = 0,20$$

$$\text{zul } \bar{\sigma}_{kr} = 0,20 \cdot 8,5 \cdot 10 \cdot 10 = 1,66 \text{ N/mm}^2 > 1,56 \text{ OK}$$

Schlüsslich ist zu prüfen, ob die Anzahl der Verbindungsmitel ausreicht. Hierzu

$$V = \frac{126}{2000} \cdot 20'000 = 1260 \text{ N}$$

$$T = 1260 \cdot \frac{160 \cdot 40 (40 + 120)}{2 \cdot 9,34 \cdot 10^6} \cdot \frac{1}{1 + 9,07} = 6,51 \text{ N/mm}$$

$$n_v = 45 \geq \frac{6,51 \cdot 3000}{645} = 30,3 \text{ OK}$$

Damit sind also alle Bedingungen erfüllt und der gewünschte Stab mit allen seinen Einzelheiten genügend.

Das Beispiel zeigt im übrigen durch Einsetzen anderer Werte zB für die Anzahl der Bindelholzer, die Anzahl der Nägel etc den Einfluss der jeweiligen Größen. Es zeigt auch den erheblichen Rechenaufwand für den Nachweis, der natürlich durch Bereitstellung von Diagrammen etc verringert werden kann.

Ordnet man statt der 5 Bindelholzer einen durchgehenden Mittelstab mit den Abmessungen $b_2 = 40 \text{ mm}$ und $h_2 = 120 \text{ mm}$ zu und wählt man Nägel 40/100 im Abstand von 75 mm, ergibt sich im übrigen eine zulässige Last für den Druckstab von $\text{zul } N = 39,6 \text{ kN}$ (Kontrolle zur Übung). Bei etwas weniger Nagelaufwand und kaum mehr Holzbedarf steigt demnach die zulässige Stabkraft auf etwa das Doppelte.

Für andere Formen des Druckstabaufbaus enthält schlüsslich die Norm SIA 164 die notwendigen Hinweise.

3.22 Druck mit Biegung

In Druckstäben treten oft zusätzlich Biegemomente auf und zwar aus Querbelastung, aus "planmäßigen" Exzentritäten e sowie aus ungewollten Anfangsverformungen e_0 (Krumme Stäbe, Inhomogenitäten etc). Derartige Probleme haben wir in der Baustatik unter dem Stichwort "Probleme 2. Ordnung" im Kap. 7.3 behandelt. Wir haben dort gesehen, dass sich unter der Wirkung gleichzeitig vorhandener Druckkräfte eine Vergrößerung vorhandener Auslenkungen einstellt. Unter 7.3.2 haben wir dort für häufige Fälle Näherungslösungen bereitgestellt für das maximale Biegemoment M unter Berücksichtigung der Effekte 2. Ordnung, die wir mit sehr guter Näherung wie folgt zusammenfassen können:

$$M = [M_I + N \cdot e_0] \cdot \frac{1}{1 - F/F_E}$$

Hierin ist

$$M_I = M_q + N \cdot e$$

das planmäßig wirkende maximale Biegemoment aus Querbelastung (zB q in kN/m) und planmäßiger Exzentrität e . N ist die wirkende Normkraft und e_0 die ungewollte Anfangsverformung eines (anfänglich zB bereits krummen Stabs). Im Vergrößerungsfaktor

$$\frac{1}{1 - F/F_E}$$

ist F die normalerweise mit einem Sicherheitsfaktor vergrösserte Normalkraft N und F_E die Euler'sche Knicklast des betrachteten Stabs.

Die aus M herrührenden Biegespannungen $\text{vorh } \bar{\sigma}_b$ müssen nun, überlagert mit den aus der Druckkraft herrührenden Spannungen $\text{vorh } \bar{\sigma}_{dII}$, kleiner als ein zulässiger Wert bleiben. Im Holzbau ist hier wieder - wie unter 3.12 - zu beachten, dass die zulässigen Spannungen für Druck verschieden sind von denjenigen für Biegung, was zu der dort eingeführten Schreibweise des Nachweises führt.

Für Stäbe unter Druck mit gleichzeitiger Biegung um die x -Achse des Querschnitts, bei denen durch geeignete Maßnahmen ein Ausweichen senkrecht zur betrachteten Verformungsebene ausgeschlossen ist, gilt dann beispielsweise analog zu 3.12:

$$\frac{\text{vorh } \bar{\sigma}_{dII}}{\text{zul } \bar{\sigma}_{dII}} + \frac{\text{vorh } \bar{\sigma}_b}{\text{zul } \bar{\sigma}_b} \leq 1$$

wobei die vorhandenen Spannungen aus N und M unter Berücksichtigung der Querschnittschwächen zu ermitteln sind. Die hierfür benötigten Größen F und F_E sind gemäß Norm SIA 164 mit

$$F = 20 \cdot N \text{ bzw. } F_E = 0,8 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E_{II} \cdot J_x}{l_{xx}^2}$$

einzusetzen.

Als ungewollte Anfangsverformung e_0 sind gemäß Norm SIA 164 im übrigen für Schnittholz PKI und Brettstahlholz die folgenden Werte zu übernehmen:

$$\lambda_k \leq 85 : e_0 = l_k / 270$$

$$\lambda_k > 85 : e_0 = \frac{l_k}{60} \left(1 - \frac{66}{\lambda_k}\right)$$

Für andere Fälle siehe Norm, Artikel 3.33.42.

Die Norm gestattet im übrigen auch einen vereinfachten Nachweis unter Vernachlässigung ungewollter Anfangsverformungen und fordert

$$\frac{\text{vorh } \bar{\sigma}_{dII}}{\text{zul } \bar{\sigma}_k} + \frac{\text{vorh } \bar{\sigma}_b}{\text{zul } \bar{\sigma}_b} \leq 0,9$$

wobei mit $\text{zul } \bar{\sigma}_k$ im Nenner des ersten Quotienten die zulässige Knickspannung gemäß 3.21 steht, also die mit dem Knickbeiwert K_k abgeminderte zulässige Druckspannung und $\text{vorh } \bar{\sigma}_b$ nur mit dem planmäßigen Biegemoment M_I zu ermitteln ist.

Als Beispiel für das Vorstehende wählen wir den unter 3.21 a) untersuchten Druckstab mit $N=40 \text{ kN}$, $l_k=4,50 \text{ m}$ und dem Querschnitt $\varnothing 16/20$ unter den dort geschilderten Umständen. Zusätzlich nehmen wir an, dass eine Querbewehrung von $q=1,0 \text{ kN/m}$ herrsche und die Druckkraft plausmäßig mit einer Exzentrizität von $e=20 \text{ mm}$ eingeleitet werde (z.B. durch einen Versatz). Nach dem vereinfachten Nachweis ergibt sich

$$M_I = 1 \cdot \frac{4,5^2}{8} + 40 \cdot 0,02 = 3,33 \text{ kNm}$$

$$J_x = \frac{200 \cdot 160^3}{12} = 68,3 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \quad (\text{Annahme: Biegung um schwache Achse})$$

$$\text{vorh } \sigma_y = \frac{3,33 \cdot 10^6}{68,3 \cdot 10^6} \cdot 80 = 3,90 \text{ N/mm}^2$$

und den dort zugefügten Zahlenwerten

$$\frac{1,25}{2,72} + \frac{3,90}{10,0} = 0,85 < 0,9 \text{ ok}$$

Der ausführliche Nachweis ist umständlicher:

$$F_E = 0,8 \cdot \frac{\pi^2 \cdot 10'000}{98^2} \cdot 160 \cdot 200 \cdot 10^{-3} = 263 \text{ kN}$$

$$F = 2,0 \cdot 40 = 80 \text{ kN}$$

$$e_0 = \frac{4500}{60} \left(1 - \frac{66}{98}\right) = 25 \text{ mm}$$

$$M = [3,33 + 40 \cdot 0,025] \cdot \frac{1}{1 - 80/263} = 6,22 \text{ kNm}$$

$$\text{vorh } \sigma_y = \frac{6,22 \cdot 10^6}{68,3 \cdot 10^6} \cdot 80 = 7,29 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{1,25}{8,5} + \frac{7,29}{10,0} = 0,88 < 1,0 \text{ ok}$$

Auf beiden Nachweiswegen zeigt sich, dass der Stab den Anforderungen genügt.

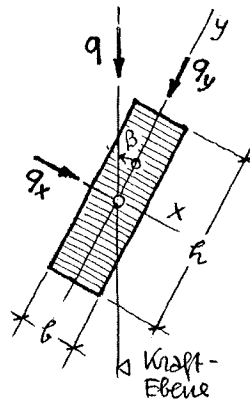
3.3 Biegestäbe

Für Biegestäbe sind in der Regel drei Nachweise erforderlich, nämlich

$\text{vorh } \sigma \leq \text{zul } \bar{\sigma}$	Normalspannungen
$\text{vorh } \tau \leq \text{zul } \bar{\tau}$	Schubspannungen
$\text{vorh } w \leq \text{zul } w_0$	Durchbiegung

Wir beschränken uns im folgenden auf die im Holzbau bei weitem vorherrschenden Rechteckquerschnitte.

Normalerweise zerlegen wir die in der Kraft-Ebene (siehe Baustatik, Kap. 5.12) wirkende Belastung q eines Biegestabes in die Richtungen der beiden Hauptachsen x und y des Querschnitts. Der Index der beiden Komponenten q_x und q_y orientiert sich am Index der jeweiligen Achse. Dabei ist zu beachten, dass der Index der zugehörigen Querschnittskräfte gleich, derjenige der zugehörigen Biegemomente vertauscht ist. Die Richtung der zugehörigen Durchbiegung stimmt hingegen



wieder mit demjenigen der Belastungskomponente überein:

$$q_x = q \cdot \sin \beta \rightarrow V_x, M_y, w_x$$

$$q_y = q \cdot \cos \beta \rightarrow V_y, M_x, w_y$$

Die Schnittgrößen werden – am jeweils zutreffenden statischen System (dieses ist für q_x und q_y oft verschieden) – nach den Methoden der Baustatik bestimmt.

In vielen Fällen fällt die Kraft-Ebene mit der y -Achse zusammen, das heißt, der Winkel β ist gleich Null. Man redet dann von einaxiger Biegung, dem häufigsten Normalfall. In diesem Fall kann man die Indices auch weglassen, da kaum eine Verwechslungsgefahr besteht. Wir behandeln diesen Fall zuerst:

3.31 Einaxige Biegung

a) Normalspannungen

Aus der in der y -Achse wirkenden Belastung ergibt sich am zugehörigen statischen System im maßgebenden Schnitt das dem Absolutbetrag nach grösste Biegemoment $\max M_x$. Aus diesem ergeben sich die Normalspannungen

$$\text{vorh } \sigma = \frac{\max M}{J_x} \cdot y$$

Der Absolutbetrag der grössten Randspannungen ergibt sich mit $y = h/2$, wobei man in der

Regel das Vorzeichen für die beiden in Frage kommenden Ränder nach der Ausladung festlegt. Zur Vereinfachung der Zahlenrechnung definieren wir das sog. Widerstandsmoment des Querschnitts W_x zu

$$W_x = \frac{J_x}{h/2} = \frac{bh^3}{12 \cdot h/2} = \frac{bh^2}{6}$$

Damit ist der Absolutbetrag der Randspannung vorh σ_B aus Biegung gegeben durch

$$\text{vorh } \sigma_B = \frac{\max M_x}{W_x}$$

Die Widerstandsmomente W_x sind im übrigen in der Tabelle unter 1.31 b) tabelliert für über die Querschnittsabmessungen.

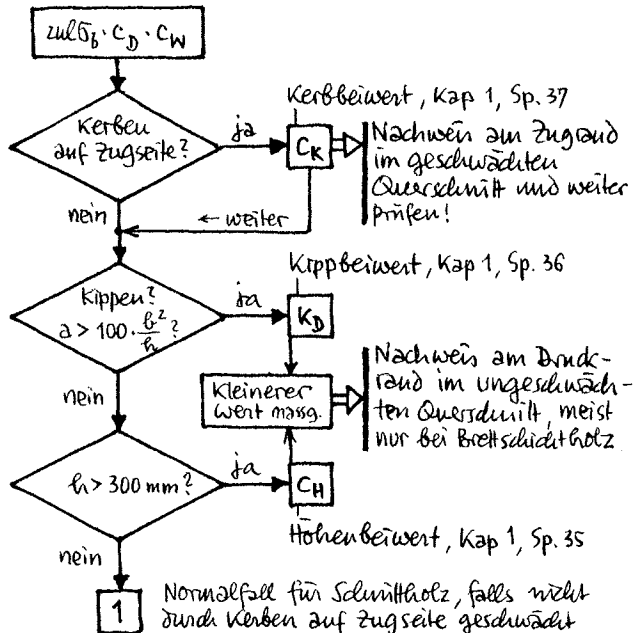
Die vorhandene Randspannung aus Biegung vorh σ_B muss nun kleiner sein als die zulässige Biegespannung zul $\bar{\sigma}_B$. Diese ergibt sich aus dem Grundwert der zulässigen Biegespannung zul $\bar{\sigma}_B$

$$\begin{aligned} \text{zul } \bar{\sigma}_B &= 10,0 \text{ N/mm}^2 \text{ Schnittholz FK II} \\ &= 12,0 \text{ " Brett-schichtholz} \end{aligned}$$

durch Multiplikation mit den Beiwerten C_D und C_W (siehe 1,54 b) und c)) zu

$$\text{zul } \bar{\sigma}_B = \text{zul } \bar{\sigma}_B \cdot C_D \cdot C_W$$

Zusätzlich sind jedoch noch eine Reihe von geometrischen bedingten Beiwerten zu berücksichtigen, die sich aus folgender Übersicht ergeben:



Bei der "mittleren Frage" Kippen? ist a der Abstand der sog. Kipplagerungen des Brüstgestabs (Stellen, wo der Stab gegen Kippen gehalten ist).

Mit diesen Beiwerten lässt sich nun der Nachweis erbringen. Als Beispiel wählen wir einen Brett-schichtträger unter Eigellast $q = 3,6 \text{ kN/m}$ und $p = 7,0 \text{ kN/m}$ bei einer Spannweite von $l = 9,00 \text{ m}$

unter geschützten Umständen. Die Belastung sei vorwiegend langfristig. Es ist

$$\max M_x = 10,6 \cdot \frac{9,00^2}{8} = 107,3 \text{ kNm}$$

Der Träger sei an den Enden sowie in den Drittelspunkten gegen Kippen gehalten, jedoch weise er keine Kerben am Zugrand auf. Damit ist C_k nicht weiter zu beachten.

Eine erste Schätzung ergibt $b = 120 \text{ mm}$, $h = 750 \text{ mm}$. Hierfür ist:

$$100 \cdot \frac{120^2}{750} = 1920 < a = 3000 \rightarrow \text{Kippen ist zu berücksichtigen!}$$

$$\lambda_D = \frac{\sqrt{3000 \cdot 750}}{120} = 12,5$$

$$K_D = 1,5 - 0,05 \cdot 12,5 = 0,88 \text{ nach Kap. 1, Sp. 36.}$$

Der Höhenbeiwert ist $C_H > K_D$, sodass letzterer maßgebend wird. Damit ergibt sich schließlich

$$\text{zul } \bar{\sigma}_B = 12,0 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,88 = 10,6 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{vorh } W_x = 120 \cdot 750^2 / 6 = 11,25 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

$$\text{vorh } \sigma_B = 107,3 / 11,25 = 9,54 \text{ N/mm}^2 < \text{zul } \bar{\sigma}_B \text{ OK}$$

Der gewählte Querschnitt könnte also, von den Biegespannungen her gesehen, noch etwas verringert werden.

Der vorstehend beschriebene Nachweis lässt sich, sofern geometrische Beiwerte (C_k, K_D, C_H) keine Rolle spielen, umformen in eine Bemessungsformel. Aus

$$\text{zul } \bar{\sigma}_B \geq \text{vorh } \sigma_B = \frac{\max M_x}{\text{vorh } W_x}$$

ergibt sich dabei

$$\text{vorh } W_x \geq \text{erf } W_x = \frac{\max M_x}{\text{zul } \bar{\sigma}_B}$$

Für Schnittholz FK II ergibt sich mit $\text{zul } \bar{\sigma}_B = 10 \text{ N/mm}^2$, $\max M_x$ in kNm und W_x in $\text{mm}^3 \cdot 10^{-6}$ die folgende, dimensionsgebundene Formel:

$$\text{vorh } W_x \geq \text{erf } W_x = \frac{0,1}{C_D \cdot C_W} \cdot \max M_x$$

Die Bemessung erfolgt dann beispielsweise für einen einfachen Balken mit $q_y = 5 \text{ kN/m}$, $l = 4,5 \text{ m}$ für langfristige Lasten ($C_D = 1$) und der Witterung ausgesetzter Konstruktion ($C_W = 0,8$) wie folgt:

$$\max M = 5 \cdot \frac{4,5^2}{8} = 12,67 \text{ kNm}$$

$$\text{erf } W_x = \frac{0,1}{1 \cdot 0,8} \cdot 12,67 = 1,58 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

Aus der Tabelle unter 1.31 b) finden wir hierzu diejenigen Querschnitte, für die $\text{vorh } W_x \geq \text{erf } W_x$ ist, im Beispiel

- □ 16/24 (knapp unterschritten)
- □ 18/24
- □ 20/24

welcher dieser Querschnitte der günstigste ist, hängt von weiteren Umständen ab, unter anderem von den sich aus Schubspannungen und Durchbiegung ergebenden Forderungen.

Wir kommen auf die Frage der Bemessung unter d) zusammenfassend zurück.

b) Schubspannungen

Aus der in der y-Axe wirkenden Belastung ergibt sich zum zugehörigen statischen System, meist unmittelbar neben den Auflagern, die dem Absolutbetrag nach grösste Querkraft $\max V_y$. Aus dieser ergeben sich die Schubspannungen

$$\text{vorh } \tau = \frac{\max V_y \cdot S_{ax}}{b(z) \cdot J_x}$$

Die grössten Schubspannungen ergeben sich in einem Schnitt auf Höhe der Balkenaxe (siehe Baustatik, Kap 5.32 a)). Es ergibt sich damit

$$\text{vorh } \tau = 1,5 \cdot \frac{\max V_y}{A}$$

worin A die Querschnittsfläche des betrachteten Rechteckquerschnitts ist.

Die vorhandene maximale Schubspannung $\text{vorh } \tau$ muss von kleiner sein als die zulässige Schubspannung $\text{zul } \bar{\tau}$. Diese ergibt sich wieder aus dem Grundwert der zulässigen Schubspannung $\text{zul } \tau$

$$\begin{aligned} \text{zul } \tau &= 1,0 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Schnittholz FK II} \\ &= 1,2 \text{ " } \quad \text{Breitenschichtholz} \end{aligned}$$

Durch Multiplikation mit den Beiwerten c_D und c_W (siehe 1.54 b) und c) zu

$$\text{zul } \bar{\tau} = \text{zul } \tau \cdot c_D \cdot c_W$$

Geometrische Beiwerte sind hier nicht zu berücksichtigen.

Für das unter a) behandelte Beispiel eines Brett-Schnittträgers heisst dies beispielsweise:

$$\max V_y = 10,6 \cdot \frac{9,0}{2} = 47,7 \text{ kN}$$

$$A = 120 \cdot 750 = 90 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

$$\text{zul } \bar{\tau} = 1,2 \cdot 1 \cdot 1 = 1,2 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{vorh } \tau = 1,5 \cdot 47,7 / 90 = 0,8 \text{ N/mm}^2 < \text{zul } \bar{\tau} \quad \text{OK}$$

Der Querschnitt ist also auf Schub ausreichend.

Auch hier lässt sich der Nachweis in eine Bemessung umformulieren. Es ergibt sich, wie man leicht herleiten kann, für $\max V_y$ in kN und A in $\text{mm}^2 \cdot 10^{-3}$ für Schnittholz FK II die folgende dimensionsgebräuchene Formel:

$$\text{vorh } A \geq \text{erf } A = \frac{1,5}{c_D \cdot c_W} \cdot \max V_y$$

Für das unter a) eingeführte Beispiel ist demnach

$$\max V_y = 5 \cdot \frac{4,5}{2} = 11,25 \text{ kN}$$

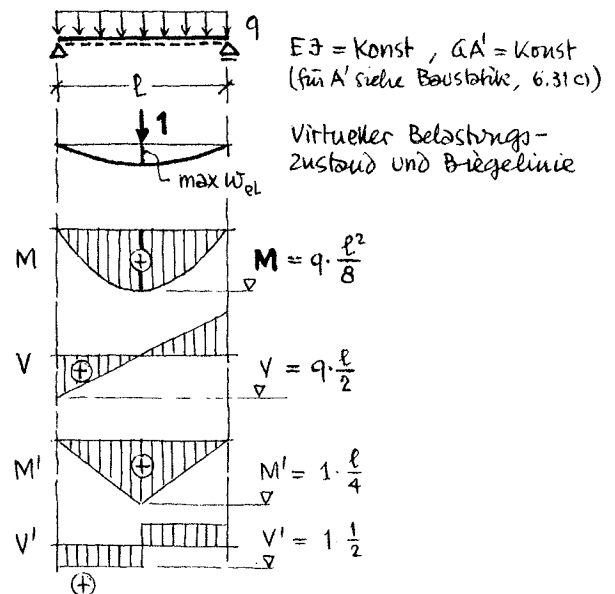
$$\text{erf } A = \frac{1,5}{1,0 \cdot 0,8} \cdot 11,25 = 21,1 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

Die Tabelle 1.31 b) zeigt, dass die wegen der Einhaltung der Biegespannungen infrage kommenden Querschnitte weit grössere Querschnittsflächen $\text{vorh } A$ aufweisen, Schub also für die Bemessung nicht maßgebend ist. Wir kommen auf Bemessungsfragen zusammenfassend unter d) zurück.

c) Durchbiegungen

Aus der in der y-Axe wirkenden Belastung ergibt sich zum zugehörigen statischen System in der Regel im Bereich der Feldmitte eines Trägers die grösste Durchbiegung $\max w$. Diese kann nach den Regeln der Baustatik, Kap 6 ermittelt werden, wobei zusätzlich zum Einfluss der Biegemomente wegen des geringen Schubmoduls G von Holz auch der Querkraftanteil berücksichtigt werden muss, und der Einfluss des Kriechens (siehe 1.55 b)) unter langdauernden Lasten einzubeziehen ist.

Wir betrachten zunächst die elastischen Verformungen zu einem einfachen Balken unter Überlast q und stützen uns auf Baustatik, Kap 6.32:



Es ergibt sich (zB mit Hilfe der Tabelle der Arbeitsintegrale, siehe Baustatik Kap 6.32 e):

$$\begin{aligned} \max w_{el} &= \frac{1}{EJ} \cdot \left[\frac{1}{3} \cdot l \cdot (1+0,5^2) \cdot M \cdot 1 \cdot \frac{l}{4} \right] + \dots \\ &\quad + \frac{1}{GA'} \cdot \left[2 \cdot \frac{l}{2} \cdot V \cdot \frac{1}{2} \cdot 1 \cdot \frac{l}{2} \right] \\ &= \frac{5MP^2}{48EJ} + \frac{V \cdot l}{4GA'} \\ &= \frac{MP^2}{EJ} \cdot \left[\frac{5}{48} + \frac{V \cdot l}{4GA'} \cdot \frac{EJ}{MP^2} \right] \end{aligned}$$

Im Klammerausdruck können wir V und M durch q und l ausdrücken. Damit ergibt sich

$$\max w_{el} = \frac{MP^2}{EJ} \cdot \left[\frac{5}{48} + \frac{E}{\alpha} \cdot \frac{J}{A'l^2} \right]$$

Zusammen mit dem die Biegebeanspruchung des Stabs charakterisierenden Faktor MP^2/EJ repräsentiert das erste Glied in der Klammer die elastische Verformung aus Biegemomenten, das zweite Glied diejenige aus Querkraften. Das erste Glied ist dabei von der Form der Momentenfläche abhängig (im vorliegenden Fall Parabel);

Während das zweite Glied unverändert auch z.B. für eine Einzellast in Feldmitte eines einfachen Balkens als auch für gleichmäßig verteilte Last in Feldern von Durchlaufträgern gilt. Verallgemeinern wir diese Zufälligkeit, kommen wir zu folgendem Ansatz:

$$\text{noch } w_{el} = \frac{M \cdot l^2}{E \cdot I} \cdot \left[c + \frac{E}{\alpha} \cdot \frac{\int}{A \cdot l^2} \right]$$

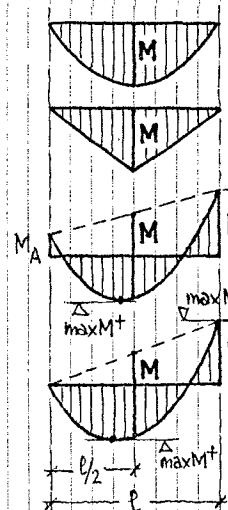
wobei c ein von der Form der Momentenfläche abhängiger dimensionsloser Koeffizient ist. Nehmen wir diesen auch noch vor die Klammer, erhalten wir

$$\text{noch } w_{el} = c \cdot \frac{M \cdot l^2}{E \cdot I} \cdot \left[1 + \frac{1}{c} \cdot \frac{E}{\alpha} \cdot \frac{\int}{A \cdot l^2} \right]$$

Die eckige Klammer entspricht dabei einem Vergrößerungsfaktor f_v , mit dem wir die Verformung aus Biegung allein multiplizieren müssen, um die gesamte elastische Verformung zu erhalten. Wir kommen auf

$$f_v = \left[1 + \frac{1}{c} \cdot \frac{E}{\alpha} \cdot \frac{\int}{A \cdot l^2} \right]$$

Später zurück und betrachten zunächst den Faktor c. Für den einheitlich betrachteten Fall "gleichmäßig verteilte Belastung auf einfachem Balken" ist offenbar $c = 5/48 = 0,104$. Für andere Formen der Momentenfläche lassen sich die zugehörigen c-Werte relativ leicht ermitteln. Für häufige Fälle ergibt sich das folgende, wobei M die absolute Größe der Biegemomente unter Gebrauchslast charakterisiert und in die Formel einzusetzen ist.



$c = 0,104$

$c = 0,083$

$c \approx 0,104 - 0,0625 \cdot \frac{M_A + M_B}{M}$

wobei M_A und M_B in der skizzierten Form positiv einzusetzen sind.

$c \approx 0,104 - 0,060 \cdot \frac{M_B}{M}$

gleiche Bemerkung wie vor.

In den beiden letzten Fällen ist $\max M \neq M$

Für den Vergrößerungsfaktor f_v können wir nun auf den hier vorausgesetzten Rechteck-Querschnitt $b \cdot h$ und das für Nadelholz gültige Verhältnis (1.55 a) E/G spezialisieren:

$$\frac{E_{II}}{\alpha} = \frac{10'000}{500} = 20$$

Weiter ist für Rechteckquerschnitte $A' = \frac{E}{\alpha} \cdot A$ (siehe Baustahlte, 6.31 c), womit

$$\frac{\int}{A \cdot l^2} = \frac{8h^3 \cdot 6}{12 \cdot 5 \cdot bh \cdot l^2} = 0,1 \cdot \frac{h^2}{l^2}$$

also von der Schlankheit des Stabes abhängig ist. Damit ergibt sich, der die Schubverformung er-

fassende Vergrößerungsfaktor f_v zu

$$f_v = \left[1 + \frac{1}{c} \cdot 20 \cdot 0,1 \cdot \left(\frac{h}{l} \right)^2 \right] = \left[1 + \frac{2}{c} \cdot \left(\frac{h}{l} \right)^2 \right]$$

Für den einfachen Balken unter Gleichlast ergibt sich damit (gültig für $c = 0,104$):

h/l	0,025	0,05	0,075	0,10	0,125	0,15
l/h	40	20	13,3	10	8	6,7
f_v	1,01	1,05	1,11	1,19	1,30	1,43

Für schlauke Träger (h/l klein) ist der Faktor demnach fast vernachlässigbar, für vergleichsweise hohe Träger kann er erheblich werden.

Die elastische Verformung unter kurzzeitig wirkenden Lasten beträgt damit

$$\text{noch } w_{el} = c \cdot \frac{M \cdot l^2}{E \cdot I} \cdot f_v$$

Hierin ist der Elastizitätsmodul parallel zur Faser, also E_{II} gemäß 1.55 a) einzusetzen. Dieser ist für den weiter ausgesetzte Konstruktionen mit 0,9, für Bauteile unter Wasser mit 0,8 abzumindern. Mit dem bekannten Holzfeuchtebeiwert c_w lässt sich E_{II} ansetzen zu

$$E_{II} = 10'000 \cdot \sqrt{c_w} \text{ N/mm}^2$$

Zu lösen bleibt damit lediglich noch das Problem des Kriechens unter dem dauernd wirkenden Anteil der Belastung. Bezeichnen wir mit δ das Verhältnis der Kriecherzeugenden Dauerlasten zur Gesamtlast

$$\delta = \frac{\text{Dauerlast}}{\text{Gesamtlast}}$$

lässt sich die Gesamtverformung $\max w$ einschließlich Kriecheinfluss in Anlehnung an 1.55 b) durch Vergrößerung der elastischen Kurzzeitverformung mit

$$(1 + \delta \cdot \varphi)$$

ermitteln, worin φ die Kriechzahl ist, welche der Norm 51A 164 oder 1.55 b) entnommen werden kann. Damit ergibt sich endlich

$$\max w = c \cdot \frac{M \cdot l^2}{E_{II} \cdot I} \cdot (1 + \delta \cdot \varphi) \cdot f_v$$

Diese Durchbiegung muss kleiner bleiben als ein zulässiger Wert, der in der Regel mit

$$zul w = \frac{l}{n}$$

als Bruchteil der Trägerspannweite angesetzt wird mit $n = 500$ bis 200 je nach Aussehen.

Nehmen wir im unter a) eingeführten Beispiel an, dass die Hälfte der Nutzlast zusammen mit der Eigenlast langfristig wirken, ergibt sich

$$\delta = \frac{3,6 + 0,5 \cdot 7}{10,6} = 0,67$$

Für φ setzen wir $\varphi = 0,5$, da das Brettschichtholz für die Herstellung des Trägers auf Gebrauchsfuch-

te vorkonditioniert wird (siehe 1.55 b)). Der Koeffizient c ist für einen einfachen Balken unter Gleichlast zu $c = 0,104$ einzusetzen. Schließlich gilt für M das Moment in Balkenmitte, also

$$M_x = 107,3 \text{ KNm}$$

Der Stribeinfluss lässt sich für

$$\frac{h}{l} = \frac{750}{9000} = 0,083$$

mit

$$f_v = 1,14 \quad (\text{Tabella})$$

einschätzen. Damit ergibt sich mit

$$I_x = \frac{120 \cdot 750^3}{12} = 4218 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$\max w = 0,104 \cdot \frac{107,3 \cdot 10^6 \cdot 9000^2}{10'000 \cdot 4218 \cdot 10^6} \cdot (1 + 0,67 \cdot 0,5) \cdot 1,14 = 33 \text{ mm}$$

Setzt man die zulässige Durchbiegung als

$$\text{zul } w = \frac{l}{300} = \frac{9000}{300} = 30 \text{ mm}$$

zu, wäre also der Brettstichtträger leicht unterbemessen. Man könnte allerdings den Träger um 20 mm überhöhen (siehe 1.55 c) und müsste dann die zulässige Durchbiegung nur unter Nutzlasten allein einhalten. Unter $p = 7 \text{ KN/m}$ ergäbe sich dann beispielsweise

$$M_x = 7 \cdot \frac{9^2}{8} = 70,9 \text{ KNm}$$

Weiter ist jetzt

$$\delta = \frac{0,5 \cdot 7}{7} = 0,5$$

womit sich die Durchbiegung $\max w_p$ aus Nutzlast allein zu

$$\max w_p = 0,104 \cdot \frac{70,9 \cdot 9000^2}{10'000 \cdot 4218} \cdot (1 + 0,5 \cdot 0,5) \cdot 1,14 = 20 \text{ mm}$$

ergibt. Mit Überhöhung ist also der Träger noch als ausreichend zu betrachten.

Auch der Durchbiegungsnachweis lässt sich in eine Bemessungsformel, hier für das Trägheitsmoment I_x , umformen. Aus

$$\text{zul } w = \frac{l}{n} \geq c \cdot \frac{M_x \cdot l^2}{E_{II} I_x} \cdot (1 + \delta \varphi) \cdot f_v$$

ergibt sich unter Einbezug des Einflusses der Holzfeuchte auf den Elastizitätsmodul gemäß früher eingeführtem Ansatz

$$E_{II} = 10'000 \cdot \sqrt{c_w} \quad \text{N/mm}^2$$

folgender Ausdruck, der erf I_x in $\text{mm}^4 \cdot 10^6$ liefert, sofern M_x in KNm und l in m eingesetzt werden:

$$\text{vol } I_x \geq \text{erf } I_x = \frac{c \cdot n}{10 \cdot \sqrt{c_w}} \cdot M_x \cdot l^2 \cdot (1 + \delta \varphi) \cdot f_v$$

In der Größe n äußern sich die Anforderungen an die Begrenzung der Durchbiegungen. Der Faktor f_v ist - da die Balkenhöhe noch nicht

bekannt ist - zunächst aufgrund einer Schätzung der Höhe des Balkens anhand der vorne eingeführten Formel festzulegen.

Für das auf Spalte 16 unten eingeführte Beispiel ergibt sich bei einer Forderung

$$\text{zul } w = \frac{l}{300}$$

$n = 300$, während $c = 0,104$ ist. Der Balken ist der Witterung ausgesetzt, wovon $c_w = 0,8$ folgt. Schließlich sei $\delta = 0,5$ und $\varphi = 1,0$ (leicht getrocknetes Holz eingebaut). Der Faktor f_v schließlich kann zu $f_v = 1,05$ zugesezt werden. Damit folgt

$$\text{erf } I_x = \frac{0,104 \cdot 300}{10 \cdot \sqrt{0,8}} \cdot 12,67 \cdot 4,5 \cdot (1 + 0,5 \cdot 1,0) \cdot 1,05 = 313,2 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

Daraus ergibt sich, dass die unter a) in Aussicht genommenen Querschnitte alle nicht genügen, sondern ein Querschnitt

FK II

gewählt werden muss, wenn man auch die Durchbiegungsbegrenzung einhalten will.

d) Bemessungsformeln

Um erste Anhaltspunkte für die Abmessungen eines Brüstgestäbes zu erhalten, können wir die unter a) bis c) hergeleiteten Bemessungsformeln heranziehen. Diese lauten:

$$\text{erf } W_x = \frac{0,1}{c_b \cdot c_w} \cdot \max M_x \cdot 10^6$$

$$\text{erf } A = \frac{1,5}{c_b \cdot c_w} \cdot \max V_y \cdot 10^3$$

$$\text{erf } I_x = \frac{c \cdot n}{10 \cdot \sqrt{c_w}} \cdot M_x \cdot l^2 \cdot (1 + \delta \varphi) \cdot f_v \cdot 10^6$$

warin $\max M$ und M_x in KNm , $\max V_y$ in KN und l in m einzusetzen sind, um erf W_x in mm^3 , erf A in mm^2 und erf I_x in mm^4 zu erhalten.

Für den durch folgende, häufig vorkommende Bedingungen charakterisierten Fall:

- einfacher Balken mit $h \leq l/10$, FK II
- gleichförmig verteilte, langfristige Last
- vor Witterungseinflüssen geschützt
- Holz leicht getrocknet eingebaut,
- zul Durchbiegung $\text{zul } w = l/n$

ergeben sich folgende einfache Ausdrücke:

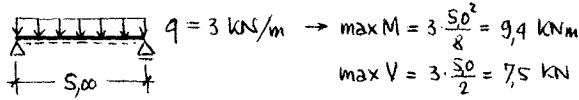
$$\text{erf } W_x = 0,1 \cdot \max M_x \cdot 10^6 \quad [\text{mm}^3]$$

$$\text{erf } A = 1,5 \cdot \max V_y \cdot 10^3 \quad [\text{mm}^2]$$

$$\text{erf } I_x = \frac{n}{60} \cdot \max M_x \cdot l^2 \cdot 10^6 \quad [\text{mm}^4]$$

wobei als Maßeinheiten für Kräfte KN und für Längen m einzusetzen sind. Damit ist eine Bemessung rasch erledigt.

Als Beispiel für die Anwendung dieser Formeln ein typischer Fall, z.B. für ein Deckengebälk, mit $z_{ulw} = l/300$:



erf $W = 0,1 \cdot 9,4 = 0,94 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$
 erf $A = 1,5 \cdot 7,5 = 11,25 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$
 erf $J = \frac{300}{60} \cdot 9,4 \cdot 5 = 235 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$

Aus der Tabelle unter 1.31 b) findet man als billigsten Querschnitt (min A), der alle Bedingungen erfüllt:

⊠ 20/26 Fk II

Man hat natürlich die Tendenz, den - kleineren - Vorzugsquerschnitt ⊠ 20/24 zu verwenden. Da die Durchbiegung via erf J maßgebend war für die Bemessung, könnte mit der allgemeiner gültigen Formel unter Einführung zutreffender Werte für S, φ, f_v der Anspruch an erf J überprüft werden.

Die vorstehenden Bemessungsformeln dürfen im übrigen auch für Brettstütztträger verwendet werden, wobei die erforderlichen Querschnittswerte (mit Ausnahme von erf J_x in der komplizierteren Form) um rund 20% reduziert werden dürfen.

3.32 Zweiaxige Biegung

Von zweiaxiger oder schiefer Biegung spricht man dann, wenn die Kraft-Ebene nicht mit der y-Axe eines Rechteckquerschnitts zusammenfällt. Wie schon auf Seite 14 festgestellt, rechnet man die Belastung um in die zwei parallelen zu den Achsen x und y des Querschnitts wirkenden Komponenten q_x und q_y , wobei der Index sich von der zugehörigen Achse herleitet. Aus den beiden Komponenten ergeben sich zu den zugehörigen statischen Systemen die Schnittkräfte und Durchbiegungen, und zwar aus

$q_x = q \cdot \sin \beta \rightarrow V_x, M_y, w_x$
 $q_y = q \cdot \cos \beta \rightarrow V_y, M_x, w_y$

Diese Größen sind die Grundlage für die nötigen Nachweise.

Für den Nachweis der Normalspannungen sind gekemmt die Biegespannungen $\text{vorh } \sigma_{bx}$ und $\text{vorh } \sigma_{by}$ zu ermitteln sowie die zugehörigen zulässigen Spannungen $\text{zul } \sigma_{bx}$ und $\text{zul } \sigma_{by}$ unter Beachtung von Lastdauer-, Holzfeuchte- und geometrischen Beiwerten. Für die zulässigen Spannungen gelten die unter 3.31 a) gegebenen Hinweise, während die vorhandenen Werte mit den zugehörigen Widerstandsmomenten zu ermitteln sind:

$\text{vorh } \sigma_{bx} = \frac{\max M_x}{W_x}$; $\text{vorh } \sigma_{by} = \frac{\max M_y}{W_y}$

Mit diesen Werten ist nachzuweisen, dass die folgende Bedingung erfüllt ist:

$\frac{\text{vorh } \sigma_{bx}}{\text{zul } \sigma_{bx}} + \frac{\text{vorh } \sigma_{by}}{\text{zul } \sigma_{by}} \leq 1$

Der Nachweis ist nicht im Sinne einer Bemessung umkehrbar. Der nötige Querschnitt kann nur durch Probieren gefunden werden. Allerdings enthalten die Holzbau-Tabellen und andere Handbücher praktische Diagramme für eine erste Vorbemessung.

Die vorhandenen Schubspannungen $\text{vorh } \tau$ ermitteln wir der Einfachheit halber aus der resultierenden Querkraft $\max V$

$\max V = \sqrt{\max V_x^2 + \max V_y^2}$

zu $\text{vorh } \tau = 1,5 \cdot \frac{\max V}{A}$

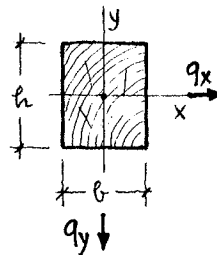
und vergleichen diesen Wert mit der unter 3.31 b) angegebenen zulässigen Schubspannung $\text{zul } \tau$.

Schlüsslich sind die Durchbiegungen $\text{vorh } w_x$ und $\text{vorh } w_y$ nach den unter 3.13 c) angegebenen Formeln zu ermitteln. Die maximale Durchbiegung $\max w$ ergibt sich dann durch vektorielle Addition zu

$\max w = \sqrt{\text{vorh } w_x^2 + \text{vorh } w_y^2}$

Dieser Wert ist wieder mit der zulässigen Durchbiegung z_{ulw} zu vergleichen.

Als Beispiel wählen wir einen sog. Kopfbandträger (siehe Kap 4.11d), welcher vertikal mit $q_y = 12,4 \text{ kN/m}$, horizontal mit $q_x = 3,4 \text{ kN/m}$ belastet ist. Für q_y gilt die Spannweite $l = 3,0 \text{ m}$ (Kopfbandwirkung), für q_x ist mit $l = 5,0 \text{ m}$ zu rechnen. Damit ergibt sich:



$\max M_x = 12,4 \cdot \frac{3,0^2}{8} = 14,0 \text{ kNm}$
 $\max M_y = 3,4 \cdot \frac{5,0^2}{8} = 10,6 \text{ kNm}$
 $\max V_x = 3,4 \cdot \frac{5,0}{2} = 8,5 \text{ kN}$
 $\max V_y = 12,4 \cdot \frac{3,0}{2} = 18,6 \text{ kN}$

Wir nehmen weiter an, dass der Stab in geschützter Umgebung liegt ($c_w = 1,0$), dass q_x aus Wind herrührt ($c_D = 1,25$ für q_x), q_y jedoch langfristigen Charakter hat ($c_D = 1,00$ für q_y) und dass das Holz leicht vorge trocknet eingebaut wird.

Nach einigem Probieren scheint ein Querschnitt

⊠ 24/26 $A = 62,4 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$
 $W_x = 2,70 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$, $W_y = 2,50 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$
 $J_x = 352 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$, $J_y = 283 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$

ausreichend zu sein. Für diesen Querschnitt werden nun die nötigen Nachweise geführt.

Nachweis der Bregespannungen:

$$\text{vorh } \sigma_{bx} = \frac{14,0}{2,70} = 5,2 \text{ ; zul } \bar{\sigma}_{bx} = 10,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 10,0$$

$$\text{vorh } \sigma_{zy} = \frac{10,6}{2,50} = 4,2 \text{ ; zul } \bar{\sigma}_{zy} = 10,0 \cdot 1,25 \cdot 1,0 = 12,5$$

Damit folgt:

$$\frac{5,2}{10,0} + \frac{4,2}{12,5} = 0,86 < 1 \text{ ok}$$

Nachweis der Schubspannungen:

$$\text{max } V = \sqrt{8,5^2 + 18,6^2} = 20,5 \text{ kN}$$

$$\text{vorh } \tau = 1,5 \cdot \frac{20,5}{62,4} = 0,49 \text{ N/mm}^2 < \text{zul } \tau = 1,0 \text{ ok}$$

Die Durchbiegungen betragen:

$$\text{vorh } w_x = 0,104 \cdot \frac{10,6 \cdot 10^6 \cdot 5000^2}{10'000 \cdot 283 \cdot 10^6} \cdot 1,05 = 10,2 \text{ mm}$$

$$\text{vorh } w_y = 0,104 \cdot \frac{14,0 \cdot 10^6 \cdot 3000^2}{10'000 \cdot 352 \cdot 10^6} \cdot (1+1,0 \cdot 1,0) \cdot 1,17 = 8,7 \text{ mm}$$

$$\text{max } w = \sqrt{10,2^2 + 8,7^2} = 13,4 \text{ mm}$$

Für Dachtragwerke (dem das Beispiel entnommen ist) gilt als zulässige Durchbiegung

$$\text{zul } w = l/200.$$

Beziehen wir den errechneten Wert auf die Kunze-re Spannweite $l = 3000 \text{ mm}$, ergibt sich

$$\text{zul } w = 3000/200 = 15 \text{ mm.}$$

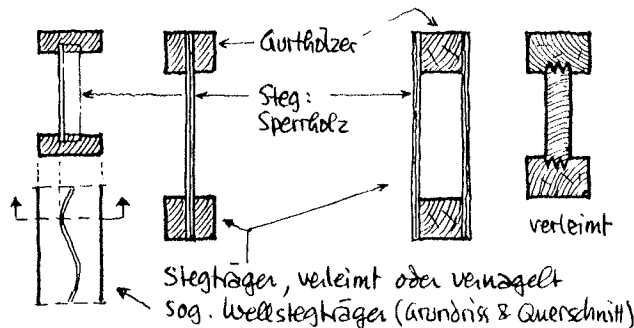
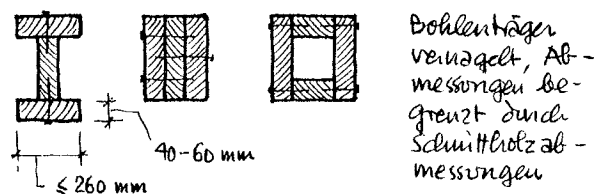
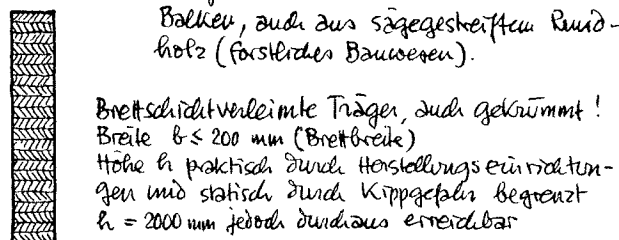
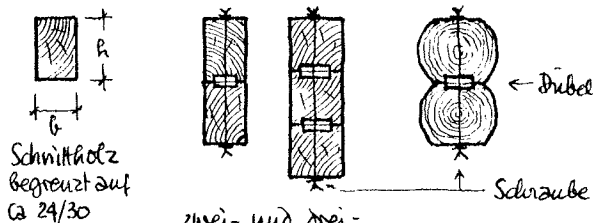
Die vorhandene Durchbiegung ist demnach zulässig.

3.4 Zusammengesetzte Träger

Für größere Spannweiten und Lasten werden die normalen, aus dem Stamm geschuittenen Schnittholzer nicht mehr aus und zwar wegen ihrer Längenbegrenzung und der Begrenzung der Querschnittsabmessungen. Schon früh hat sich deshalb der Zimmermann um zusammengesetzte Träger bemuhlt. Typische Beispiele sind verubelte und verzahnte Träger und Bogen, Hangewecke, Sprengwerke und eine ganze Reihe von Fachwerkartigen Tragsystemen. Mit Hilfe der modernen Verbindungsmittel des Ingenieurholzbaus, insbesondere Nägel und Leim, stehen dem Holzbau heute in dieser Hinsicht fast alle Türen offen.

3.4.1 Möglichkeiten

Typische Querschnittsformen, insbesondere für Tragelemente, die auf Biegung (und Schub) beansprucht sind, sind die folgenden



Hinzu kommen alle Möglichkeiten von Fachwerkträgern aus Brettern, Bohlen und Kanthölzern, verbunden mit den in Kap. 2 beschriebenen Verbindungsmitteln, insbesondere Nägel, Bolzen, Dübel, Nagelplatten etc.

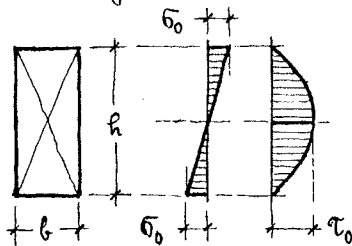
3.42 Verdübelter Balken

Verdübelte Balken waren lange das einzige Mittel des Zimmermanns, die natürliche Grenze von Schnittholz zu überspringen. Sie sind jedoch aufwendig in der Herstellung und benötigen vergleichsweise viel Holz. Sie kommen deshalb heute nur noch dort in Betracht, wo zB verleimte Träger nicht herstellbar und auch nicht von Unterverfahren beziehbar sind.

a) Wirkungsweise

Die Wirkungsweise eines verdübelten Balkens lässt sich leicht durch Vergleich eines Vollholzträgers mit gleichem Umriss erklären

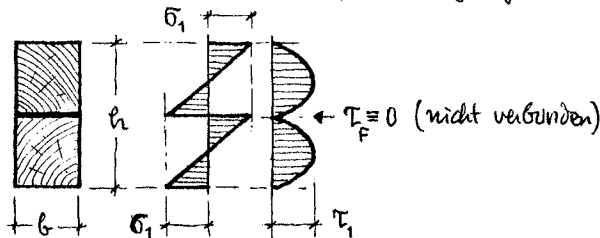
Vollholzträger:



Querschnittswerte:

$$\begin{aligned} A_0 &= bh & \rightarrow & \tau_0 \\ W_0 &= bh^2/6 & \rightarrow & \sigma_0 = M/W_0 \\ J_0 &= bh^3/12 & \rightarrow & w_0 \end{aligned}$$

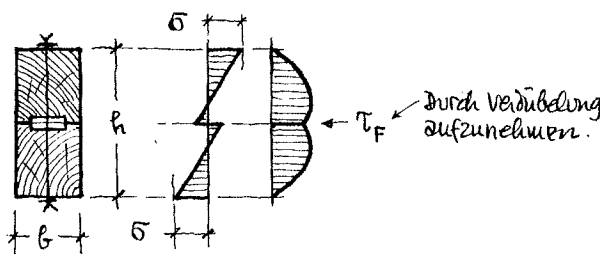
Zwei Einzelbalken: lose aufeinandergelegt!



Querschnittswerte:

$$\begin{aligned} A_1 &= A_0 \\ W_1 &= 2 \cdot b \cdot \left(\frac{h}{2}\right)^2/6 = bh^2/12 \rightarrow \sigma_1 = 2 \cdot \sigma_0 = \sigma_0/0,5 \\ J_1 &= 2 \cdot b \cdot \left(\frac{h}{2}\right)^3/12 = bh^3/48 \rightarrow w_1 = 4 \cdot w_0 = w_0/0,25 \end{aligned}$$

Verdübelter Balken:



Querschnittswerte:

$$\begin{aligned} A &= A_0 & \rightarrow & \tau_F = \tau_0 \cdot \gamma \\ W &= \beta \cdot W_0 & \rightarrow & \sigma = \sigma_0 / \beta \\ J &= \eta \cdot J_0 & \rightarrow & w = w_0 / \eta \end{aligned}$$

Die in vorstehenden Ausdrücken eingeführten

Koeffizienten γ, β, η beziehen die "winksauren" Querschnittswerte des verdübelten Balkens auf diejenigen eines Vollholzträgers gleichen Umrisses. Durch Vergleich mit dem Grenzfall zweier lose aufeinandergelegter Einzelbalken sehen wir, dass die Koeffizienten in folgenden Grenzen liegen müssen:

$$\begin{aligned} 0 &< \gamma < 1 \\ 0,5 &< \beta < 1 \\ 0,25 &< \eta < 1 \end{aligned}$$

Theoretische Untersuchungen zeigen, dass zwischen den drei Koeffizienten genau definierte Zusammenhänge bestehen:

$$\begin{aligned} \beta &= 3\eta / (1+2\eta) \\ \gamma &= (4\eta - 1) / 3\eta \end{aligned}$$

Damit erhält der schon unter 3.21 b) eingeführte Wirkungsgrad η der Schubverbindung zwischen den beiden Balken eine Art Schlüsselstellung. Ist η bekannt, lassen sich τ_F (und damit die Verdübelung), die maximale Randspannung σ und die Durchbiegung des verdübelten Balkens aus den Werten des Vollquerschnitts gleicher Umrissfläche ermitteln.

Die Größe des Wirkungsgrads η hängt nun von einer Reihe von Einflüssen ab, u.a. von der

- Tragkraft und Steifigkeit der Verdübelung
- Spannweite des Balkens
- Belastungsart

Im Prinzip können die Ansätze der Norm SIA 164, Art. 3.32-33 verwendet werden, um η zu bestimmen. Für die normalen Verhältnisse gestattet jedoch die Norm, vereinfacht zu rechnen, indem sie η zu

$$\eta = 0,65$$

festlegt. Damit wird automatisch

$$\begin{aligned} \beta &= 0,85 \\ \gamma &= 0,82 \end{aligned}$$

und alle gewünschten Querschnittsgrößen sind bestimmbar.

b) Bemessung

Die Bemessung eines verdübelten Balkens benützt im Prinzip die gleichen Formeln, wie sie unter 3.31 hergeleitet und in 3.31 d) zusammengestellt sind, allerdings ist folgendes zu beachten:

- Die Schubspannung in der Verbindungsfuge τ_F muss auf die Tragkapazität der Verbindungsmittel (Zimmermannsdrübel, Ringdrübel, Einpressdrübel) begrenzt bleiben.
- Bei der Kontrolle der Normalspannungen muss die Schwächung durch das Schrägenbohr einschliesslich entopfernder Verbauung beachtet werden.

Wir greifen den ersten Punkt zuerst auf, indem

wir auf Kap. 2 zurückgreifen und die zulässige Kraft in den Verbindungsmitteln auf den durch minimale Abstände definierten Platzbedarf beziehen, also die "mittleren" Nennspannungen τ_m

$$\tau_m = \frac{F}{A}$$

ermitteln. Für Flachdübel (oder Zimmermanns-Dübel siehe 2.51) ergibt sich

$$\tau_m = \frac{8,5 \cdot b \cdot t}{(d+v) \cdot b} = \frac{8,5 \cdot t}{8,5 \cdot t + 1,7 \cdot 8,5 \cdot t} = 0,37 \text{ N/mm}^2$$

Ringdübel leisten demgegenüber (siehe 2.52):

$$\tau_m = \frac{12 \cdot d_a^{1,5}}{2 \cdot d_a \cdot 2 \cdot \frac{2}{3} \cdot d_a} = \frac{4,5}{\sqrt{d_a}} \quad \text{N/mm}^2 \text{ für } d_a \text{ in mm}$$

Für die verschiedenen Ringdübel-Durchmesser ergibt sich damit:

RD	60	80	100	120	140	160	180	200	mm
τ_m	0,58	0,50	0,45	0,41	0,38	0,36	0,34	0,32	N/mm ²

Im Bereich der auf übliche Balkenbreiten abgestimmten Ringdübel-Durchmesser ist also dieser Verbindungstyp nicht leistungsfähiger als der alte Zimmermannsdübel.

Für Bulldog-Dübel (siehe 2.53) ergibt sich ein-Schliesslich der zugehörigen Schraube die folgende Tabelle:

BD	50	62	75	95	117	140	165	70/30	mm
τ_m	0,64	0,80	0,66	0,61	0,62	0,55	0,50	0,49	N/mm ²

Bulldog-Dübel sind also leistungsfähiger, doch in ihrem Verankerungsverhalten weniger günstig als Ringdübel. Man tut deshalb gut daran, die Schubspannungen τ_F im verdübelten Balken auf etwa

$$\tau_F \leq 0,35 \text{ N/mm}^2$$

zu begrenzen. Diese Zahl ist $\tau = 1,0 \text{ N/mm}^2$ gegenüberzustellen, die der Bemessung der Querschnittsfläche A (siehe 3.31 b) zugrundegelegt wurde.

Beziehen wir alles auf den Querschnitt $b \cdot h$ des gedachten Vollholz-Querschnitts, wird also die Querschnittsfläche A_0 unter Beachtung von $\gamma = 0,82$ betragen müssen

$$\text{vorh } A_0 \geq \text{erf } A_0 = 0,82 \cdot \frac{1,0}{0,35} \cdot \frac{1,5}{c_D \cdot c_W} \cdot \max V$$

$$= \frac{3,5}{c_D \cdot c_W} \cdot \max V$$

wobei sich A_0 in $\text{mm}^2 \cdot 10^{-3}$ ergibt für V in kN (wie unter 3.31 d). Dies ist mehr als doppelt soviel, als bei einem Vollholz-Querschnitt gleichen Umfisses nötig wäre (wenn es ihn gäbe).

Für die Bemessung eines verdübelten Balkens auf Einhaltung der Brückspannungen ist neben dem Koeffizienten $\beta = 0,85$ die Schwächung durch das Schraubenloch und die zugehörige Kerbwirkung zu beachten. Nehmen wir an, dass der Lochdurchmesser $0,13 \cdot b$ beträgt und der Kerbwert mit $c_K = 0,8$ richtig eingeschätzt ist, ergibt sich, wieder auf den Vollholzquerschnitt $b \cdot h$

bezogen, die folgende Forderung:

$$\text{vorh } W_0 \geq \text{erf } W_0 = \frac{1}{0,8 \cdot (1-0,13)} \cdot \frac{1}{0,85} \cdot \frac{0,1}{c_D \cdot c_W} \cdot \max M$$

$$= \frac{0,17}{c_D \cdot c_W} \cdot \max M$$

in $\text{mm}^3 \cdot 10^{-6}$ für M in kNm. Dies ist 70% mehr als für einen äquivalenten Vollholz-Querschnitt.

Bei der Bemessung auf Durchbiegung schliesslich ist $\eta = 0,65$ zu beachten, wobei allerdings die Lochschwächung unberücksichtigt bleiben darf. Damit ergibt sich analog

$$\text{vorh } \mathcal{E}_0 \geq \text{erf } \mathcal{E}_0 = \frac{1}{0,65} \cdot \frac{c \cdot \eta}{10 \cdot \sqrt{c_W}} \cdot M \cdot l \cdot (1 + \delta \varphi) \cdot f_V$$

wieder in $\text{mm}^4 \cdot 10^6$ für m und kNm. Dies ist wieder gut 50% mehr als ein Vollholz-Querschnitt erfordern würde.

Für die unter 3.31 d) definierten Bedingungen ergeben sich - analog zusammengestellt wie dort - die folgenden Bedingungen:

$$\text{erf } W_0 = 0,17 \cdot \max M \quad [\text{mm}^3 \cdot 10^{-6}]$$

$$\text{erf } A_0 = 3,5 \cdot \max V \quad [\text{mm}^2 \cdot 10^{-3}]$$

$$\text{erf } \mathcal{E}_0 = \frac{\eta}{40} \cdot \max M \cdot l \quad [\text{mm}^4 \cdot 10^{-6}]$$

wieder für kN bzw. m. Im Vergleich zu den dort angegebenen Formeln erkennt man die höheren Anforderungen an den Holzbedarf.

c) Bestimmung der Verdübelung

Hat man den Querschnitt aufgrund der vorstehenden Formeln bestimmt (liegt also b und h fest), ist die im zu $\max V$ gehörigen Schnitt (meist beim Auflagen) vorhandene Schubspannung τ_F bestimmbar zu

$$\text{vorh } \tau_F = 0,82 \cdot 1,5 \cdot \frac{\max V}{b \cdot h} = 1,23 \cdot \frac{\max V}{b \cdot h}$$

Nun wird - abgestimmt auf die Balkenbreite - der Dübeltyp gewählt und dessen zulässige Kraft z_{ulF} nach Kap 2 bestimmt. Der Dübelabstand e bis hin zum nächsten Dübel lässt sich damit aus der Bedingung

$$\text{vorh } \tau_F \cdot b \cdot e \leq z_{ulF}$$

bestimmen zu

$$e \leq \frac{z_{ulF}}{\text{vorh } \tau_F \cdot b} = 0,81 \cdot \frac{z_{ulF}}{\max V} \cdot h$$

Entsprechend den gegen die Balkenmitte hin abnehmenden Querschnitten (siehe Querkraftfläche) darf dieser Abstand der Dübel gegen die Balkenmitte hin vergrößert werden, wobei jedoch aus konstruktiven Gründen ein maximaler Abstand von etwa

$$\max e = 1,5 \cdot h$$

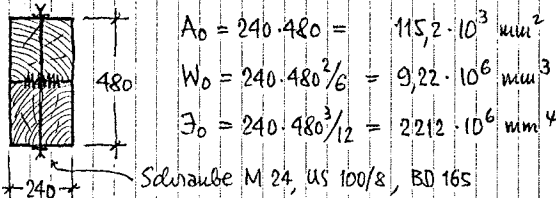
nicht überschritten werden sollte. Damit ist die Verdübelung bestimmt.

d) Beispiel

Als Beispiel wählen wir einen einfachen Balken mit $l = 6,0$ m und einer gleichmäßig verteilten Last von $q = 10$ kN/m, wovon $q = 4$ kN/m als langfristige zu betrachten sind. Als zulässige Durchbiegung ist $zul\ w = l/300$ ($\rightarrow n = 300$) anzusetzen. Das Holz wird leicht getrocknet eingebaut ($q = 0,5$). Schliesslich sei der Balken in vor Witterungseinflüssen geschützter Lage ($c_w = 1$). Damit ergibt sich:

$$\begin{aligned} \max M &= 10 \cdot 6^2/8 = 45 \text{ kNm} \\ \max V &= 10 \cdot 6/2 = 30 \text{ kN} \\ \delta &= 4/10 = 0,4 \quad ; \quad f_v \approx 1,10 \text{ (geschätzt)} \\ erf\ A_0 &= 3,5 \cdot 30 = 105 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \\ erf\ W_0 &= 0,17 \cdot 45 = 7,65 \cdot 10^6 \text{ mm}^3 \\ erf\ J_0 &= \frac{1}{0,65} \cdot \frac{0,104 \cdot 300}{10} \cdot 45 \cdot 60 \cdot (1 + 0,4 \cdot 0,5) \cdot 1,10 \\ &= 1710 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

Der folgende Querschnitt erfüllt alle diese Bedingungen:



Wir wählen Bulldog-Drübel BD 165. Hierfür ist

$$zul\ F_{BD} = 20,8 \text{ kN (Tabelle unter 2.53)}$$

und der Drübelabstand beim Auflager

$$e \leq 0,81 \cdot \frac{20,8}{30} \cdot 480 = 270 \text{ mm}$$

Dieser Abstand darf gegen Balkenmitte hin umgekehrt proportional zum Querkraftverlauf vergrössert werden, soll jedoch

$$e = 1,5 \cdot 480 = 720 \text{ mm}$$

nicht übersteigen.

Als Übung ermittle man einen Brettschichtträger gleicher Leistungsfähigkeit und vergleiche den Holzbedarf.

e) Andere Formen

Auch dreiteilige Verdübelte Balken sind denkbar und von der Norm StA 164 her gebildet. Sie sind jedoch mit $\eta = 0,33$; $\beta = 0,60$ und $\gamma = 0,90$ sehr holzaufwendig und deshalb nicht zu empfehlen.

Im forstlichen Bauwesen werden im übrigen auch verdübelte Balken aus sägegestreiftem Rundholz (siehe 3.41) verwendet. Für die Bemessung des dort skizzierten Querschnitts kann man die vorstehend hergeleiteten Formeln verwenden, wenn man

$$\begin{aligned} b &\approx 0,75 \cdot D \\ h &\approx 1,70 \cdot D \end{aligned}$$

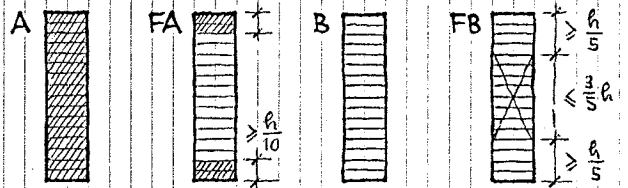
mit $D =$ Durchmesser des Rundholzes einsetzt.

3.43 Brettschichtträger

Für die auch als Hetzer-Träger bezeichneten Brettschichtträger ist vieles für die Bemessung Wichtiges bereits unter 3.3 schon gesagt. Wir können dort anknüpfen:

a) Bemessung und Spannungsnachweise

Bei der Bemessung von Brettschichtträgern ist zunächst zu beachten, wie und mit welchen Festigkeitsklassen die Träger aufgebaut werden:



Alle Bretter aus FK I mit Keilzinkenstössen

10% oder min. 2 Lamellen der Zug- und Druckzone aus FK I, alle mit Keilzinkenstössen

Alle Bretter aus FK II mit Keilzinkenstössen

Alle Bretter aus FK II, im mittleren Teil dürfen Bretter stumpfgestossen werden

Die Bezeichnung A bzw B bezieht sich auf die Festigkeitsklasse in den maßgebenden Zonen des Brettschichtträgers. Der Vorsatz F steht für "flexion" - Biegung -, wo in den auf Biegung besonders beanspruchten Zonen besondere Anforderungen gestellt werden.

Da für Durchbiegungen maßgebende Elastizitätsmodul E_{II} sowie die zulässigen Normalspannungen befragen für die verschiedenen Aufbau-Typen nach Norm StA 164

	A	FA	B	FB	$\frac{N}{\text{mm}^2}$
E_{II}	11'000	11'000	10'000	10'000	"
zul σ_{II}	14	14	12	12	"
zul $\sigma_{II} = \text{zul } \sigma_{dII}$	11	10	10	8	"

während, unabhängig vom Aufbau

zul $\sigma_{d\perp}$ ohne Vorholz ($v < 100 \text{ mm}$)	12	$\frac{N}{\text{mm}^2}$
zul $\sigma_{d\perp}$ mit Vorholz oder bei Endauflagerung ($v \geq 100 \text{ mm}$)	1,6 (25)	"
zul τ_a Abscheren	1,0	"
zul τ Schraub	1,2	"

ist, wobei der in Klammern gesetzte Wert dann zulässig ist, wenn grössere Einwirkungen nachweisbar ohne Einfluss auf den Bestand des Bauteils sind.

Alle Spannungen sind mit Lastdauer- und Holzfeuchte-Beiwert (siehe 1.54 b) und c)) sowie mit einer Reihe von geometrischen bedingten Beiwerten (siehe 1.54 d)) zu multiplizieren, um die Bemessungsspannungen $\bar{\sigma}$ bzw $\bar{\tau}$ zu erhalten.

Die unter 3.31 hergeleiteten Bemessungsformeln basieren auf kleineren Werten für E_{II} , σ_b und T (10.000, 10 und 10). Die durch die Formeln gestellten Anforderungen können deshalb proportional abgemindert werden. Damit ergibt sich aus 3.31 d):

$$\text{erf } W_x = \frac{10}{\text{zul}\sigma_b} \cdot \frac{0,1}{c_b \cdot c_w} \cdot \max M_x$$

$$\text{erf } A = \frac{1,0}{\text{zul}T} \cdot \frac{1,5}{c_b \cdot c_w} \cdot \max V_y$$

$$\text{erf } J_x = \frac{10.000}{E_{II}} \cdot \frac{c_n}{10 \cdot c_w} \cdot M_x \cdot l \cdot (1 + \delta\varphi) \cdot f_v$$

Wahm $\max M_x$ und M_x in kNm, $\max V_y$ in kN und l in m einzusetzen sind, um die Querschnittswerte in $\text{mm}^3 \cdot 10^{-6}$ bzw. $\text{mm}^2 \cdot 10^{-3}$ und $\text{mm}^4 \cdot 10^{-6}$ zu erhalten.

Es zeigt sich jedoch, dass diese Formeln nur einen ersten Anhaltspunkt geben können, da normalerweise zusätzlich geometrisch bedingte Beiwerte (c_H und K_D) zu beachten sind. Auch können Brettstichtträger überhört werden, um den Durchbiegungsanteil aus ständigen Lasten zu kompensieren (siehe 1.55c). Damit sinken die Ansprüche an J_x . Aus diesen Gründen ist stets ein zu die überschlägliche Bemessung ausschliessender Spannungsnachweis und ein Durchbiegungsnachweis nötig. Siehe hierzu insbesondere 3.31 a) und c).

b) Gekrümmte Brettstichtträger

Ein besonderer Vorteil der Brettsticht-Bauweise ist, dass Träger gekrümmt werden können und auch variable Bauhöhe möglich ist. Dabei sind jedoch einige zusätzliche Einflüsse zu beachten:

Durch das Krümmen der Brett-Lamellen beim Verleimen gekrümmter Träger werden Biegespannungen in jede Lamelle eingetragen und im Brettstichtträger quasi "eingefroren". Diese Zusatzspannungen $\sigma_{b,c}$ hängen von der Lamellendicke t und dem Krümmungsradius r ab. Nach Baustatik, Kap. 5.41 b) ist mit $\varrho = r = \text{Krümmungsradius}$

$$\varrho = \frac{1}{\delta} = \frac{EJ}{M} = r$$

wahm M das aus Krümmung erzeugte Biegemoment in der Lamelle ist, welches die gesuchten Biegespannungen $\sigma_{b,c}$ erzeugt. Es ist bekanntlich

$$\sigma_b = \frac{M}{J} \cdot \frac{t}{2} = \frac{EJ}{r \cdot J} \cdot \frac{t}{2} = E \cdot \frac{t}{2r}$$

Dieser Wert wird durch Kriechen des Holzes leicht abgemindert, wobei sich zeigt, dass dieser Einfluss je grösser ist, je grösser das Verhältnis t/r ist. Versuche haben gezeigt, dass der Abminderungsfaktor ψ etwa proportional zu t/r zu-

gesehen werden kann zu

$$\psi = 1 - 30 \cdot \frac{t}{r}$$

Damit wird nach Abklingen dieses Kriech- bzw. Relaxationsvorgangs

$$\sigma_{b,c} = \psi \cdot E \cdot \frac{t}{2r} = (1 - 30 \cdot \frac{t}{r}) \cdot E \cdot \frac{t}{2r}$$

Setzen wir nun beispielsweise $E_{II} = 11.000 \text{ N/mm}^2$ und $t = r/200$, ergibt sich:

$$\sigma_{b,c} = (1 - 30 \cdot \frac{1}{200}) \cdot 11.000 \cdot \frac{1}{400} = 23 \text{ N/mm}^2$$

Wie man erkennt, ist diese Zusatzspannung von erheblicher Grössenordnung. Allerdings handelt es sich nicht um eine aus Lasten herrührende Spannung, sondern um Zusatzspannungen, für die - von der Tragsicherheit her gesehen - andere Maßstäbe gelten. Die Norm STA 164 fordert in diesem Zusammenhang die Abminderung der zulässigen Biegespannungen mit dem Krümmungs-Beiwert c_c entsprechend

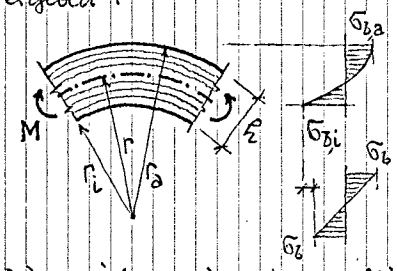
$$c_c = 1 - 40 \cdot \frac{t}{r}$$

und fordert zusätzlich die Begrenzung der Lamellendicke auf

$$t \leq r/200$$

wobei $t = 33 \text{ mm}$ (auch bei geraden Brettstichtträgern) nicht überschritten werden soll. Damit ist der Beiwert c_c auf kleinstens $c_c = 0,8$ begrenzt. Der Krümmungs-Beiwert c_c muss jedoch nicht mit den geometrisch bedingten Beiwerten c_H , K_D oder c_K (siehe 1.54 d)) kumuliert werden.

Zusätzlich sind Einflüsse zu beachten, die sich aus der Krümmung des Brettstichtträgers selbst ergeben:



Erstens handelt es sich um die Tatsache, dass die Biegespannungen am Innenseite eines Trägers grösser sind als am Aussenrand.

Dieser sich aus dem Bernoulli'schen Satz vom Ebenbleiben des Querschnitts (siehe Baustatik Kap. 5.14) ergebende Effekt wird erfasst durch

$$\sigma_{b,i} = \sigma_b \cdot (1 + \frac{h}{2r}) ; \sigma_{b,a} \approx \sigma_b$$

wahm σ_b die zu einem gleichbelasteten, geraden Träger gehörige Biegespannung ist. Am Aussenrand kann die geringe Reduktion der Spannung vernachlässigt werden.

Zweitens ergeben sich in gekrümmten Trägern auch Spannungen in radialer Richtung, also senkrecht zur Faser. Diese Radialspannung ist proportional zur Biegespannung σ_b und ist zusätzlich abhängig von der Balkenhöhe h und dem

Krümmungsradius r und beträgt absolut

$$\sigma_{\perp} = |\sigma_{\parallel}| \cdot \frac{r}{4r}$$

Diese Radialspannung kann sowohl eine Druck- wie auch eine Zugspannung sein. Es ist leicht vorstellbar, dass es sich um eine Zugspannung handelt, wenn am Innenseite Zugspannungen σ_{\parallel} auftreten (also im oben skizzierten Fall), während es sich um Druckspannungen handelt, wenn am Innenseite Druckbrügespannungen auftreten (umgekehrte Pfeilrichtung der oben eingezeichneten Biegemomente M). Während die zulässigen Querschnittsspannungen zul σ_{\perp} zwar klein, aber selten maßgebend werden, sind die Querschnittsspannungen bekanntlich besonders gefährlich und sind auf eine Größenordnung von

$$\text{zul}\sigma_{\perp} = 0,15 \text{ N/mm}^2$$

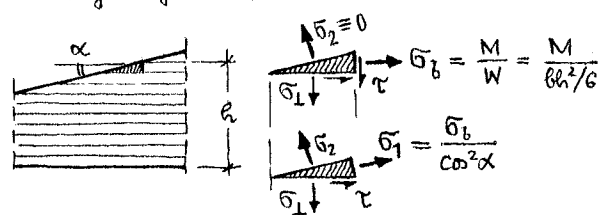
(siehe Norm SIA 164, Art. 3.14 24) zu begrenzen. Daraus ergibt sich eine Begrenzung der Biegespannung σ_{\parallel} auf

$$\sigma_{\parallel} \leq 0,15 \cdot \frac{4r}{h} = 0,6 \cdot \frac{r}{h} \text{ N/mm}^2$$

was natürlich nur gilt für den Fall, dass Bruegungsspannungen σ_{\parallel} auf der Innenseite des Trägers auftreten. Bei normalen Verhältnissen r/h ist diese Begrenzung maßgebend.

c) Variable Trägerhöhe

Schlussloch werden Brettschichtträger oft mit variabler Balkenhöhe ausgeführt. Dabei werden Lamellen schräg zugeschnitten:



Aus dem Vergleich der beiden skizzierten Dreiecke ergibt sich die Spannung parallel zum Rand von

$$\sigma_{\parallel} = \frac{\sigma_{\perp}}{\cos^2 \alpha}$$

welche mit der zulässigen Spannung schräg zur Faser (Winkel α) zu vergleichen ist. Die Bedingungen der Norm SIA 164 führen (hier ohne Ableitung) zu folgender Bedingung:

$$\text{vorh}\sigma_{\parallel} \leq \text{zul}\sigma_{\parallel} \cdot \frac{1}{1 + \alpha \cdot \tan^2 \alpha}$$

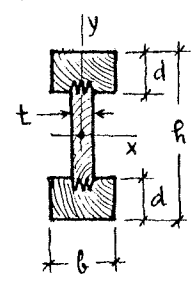
wobei für α am Druckrand $\alpha \approx 10$ und für α am Zugrand $\alpha \approx 240$ zu setzen ist. $\text{zul}\sigma_{\parallel}$ ist der mit den Beiwerten c_D und c_W multiplizierte Grenzwert der zulässigen Biegespannung $\text{zul}\sigma_{\parallel}$, während der Bruch als zusätzlicher geometrischer Beiwert gedeutet werden kann.

3.44 Stegträger

Bei der Bemessung von Stegträgern (siehe 3.41) ist der konstruktive Aufbau zu berücksichtigen. Im folgenden werden die verschiedenen Formen gekemmt betrachtet:

a) Verleimte Stegträger aus Massivholz

Bei der Bemessung verleimter Stegträger aus Schnittholz kann mit einem vollkommenen Zusammenwirken von Ausholzern und Steg gerechnet werden. Die Querschnittswerte ergeben sich zu



$$A = 2bd + t(h-2d)$$

$$J_x = 2 \cdot \frac{bd^3}{12} + \frac{t(h-2d)^3}{12} + \frac{bd}{2}(h-d)^2$$

$$\text{max} S_{ax} = \frac{bd}{t} \cdot \frac{h-d}{2} + \frac{(h-2d)^2}{8}$$

Gehen wir davon aus, dass solche Querschnitte vorwiegend für Bruegträger verwendet werden, ergeben sich mit den maximalen Schnittkräften $\text{max} M_x$ und $\text{max} V_y$ die folgenden Spannungen:

$$\text{vorh}\sigma_{\parallel} = \frac{\text{max} M_x}{J_x} \cdot \frac{h}{2}$$

$$\text{max} \tau = \frac{\text{max} V_y}{J_x} \cdot \frac{\text{max} S_{ax}}{t}$$

Diese Werte müssen kleiner bleiben als die mit den Beiwerten c_D und c_W (siehe 1.54 b) & c)) multiplizierten Grenzwerte der zulässigen Spannungen (siehe 1.53).

Bei der Berechnung der Durchbiegungen w kann die unter 3.31 c) hergeleitete Formel verwendet werden. Lediglich der durch f_v erfasste Schubfluss ist entsprechend der Schubfläche $A' = ht$ (siehe Baustatik 6.31 c)) zu modifizieren auf

$$f_v = \left[1 + \frac{1}{c} \cdot 20 \cdot \frac{J_x}{ht^2} \right]$$

und wird damit von größerem Einfluss. Die Durchbiegung ergibt sich damit wie früher zu

$$\text{vorh} w = c \cdot \frac{M \cdot l^2}{E_{II} \cdot J_x} \cdot (1 + \delta \varphi) \cdot f_v$$

wobei

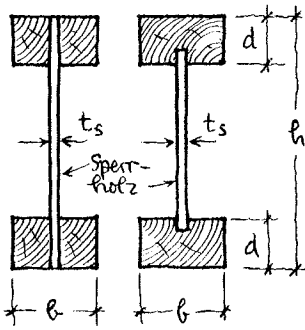
$$E_{II} = 10'000 \cdot \sqrt{c_W} \text{ N/mm}^2$$

einzusetzen ist und c bzw M von 3.31 c) übernommen werden kann. Damit sind alle nötigen Ergänzungen gegeben für diesen Trägertyp.

Bei Verwendung von Schnittholz für den Steg ist die Trägerhöhe auf $h = 500$ bis 600 mm begrenzt. Für den Steg (und natürlich auch für die Ausholzer) kann natürlich auch Brett-schnittholz verwendet werden, womit der Anwendungsbereich wächst bei gleichbleibenden Formeln.

b) Verwendung von Sperrholzstegen

Auch bei Verwendung von Sperrholzstegen aus Furnier-Sperrholz oder Brettsperrholz lässt sich die Bauhöhe von Stegträgern vergrößern. Dabei wird aus praktischen Gründen (Verdunst) die Faserstellung der Aussenfurniere der meist fünf- bis siebenlagigen Furnierplatten parallel zu den Äußerungen gelegt. Beim Spannungsnachweis ist zu berücksichtigen,



das der E-Modul von Sperrholz geringer ist als derjenige von Massivholz. Dieser kann, bezogen auf die Sperrholzdicke t_s , zu etwa $\frac{1}{3}$ derjenigen von Massivholz angesehen werden. Die unter a) hergeleiteten Formeln bleiben

gültig (für den rechts dargestellten Querschnitt genau, für den linken mit sehr guter Näherung), wenn wir mit einer ideellen Stegbreite von

$$t = 0,6 \cdot t_s$$

rechnen. Als zulässige Biegespannung σ_{Bz} ist der für die Festigkeitsklasse der Äußerungen gültige Wert einzusetzen.

Die Schubspannungen sind, auf die effektive Stegstärke t_s bezogen, natürlich kleiner als die mit der ideellen Stegstärke berechneten Werte. Es ist

$$\text{vorh } \tau = \frac{\max V_y}{\int x} \cdot \frac{\max S_{Ax}}{t} \cdot \frac{t}{t_s}$$

Die zulässigen Schubspannungen $\tau_{\bar{t}}$ sind hingegen für Sperrholz grösser als diejenigen für Massivholz. Die Norm SIA 164 gibt hierfür keine Werte. Es kann jedoch angenommen werden, dass

$$\text{zul } \tau = 1,8 \cdot C_D \cdot C_W \quad \text{N/mm}^2$$

zulässig ist.

Auch für die Ermittlung der Durchbiegungen sind die unter a) angegebenen Formeln gültig, wobei in f_v für t die Größe t_s gesetzt werden darf.

Hohe Stegträger sind auf Kippen gefährdet und müssen in gewissen Abständen a am Druckquerschnitt gegen Kippen gehalten werden. Der Kippnachweis kann dabei näherungsweise durch einen Nachweis gegen seitliches Ausknicken ersetzt werden. Hierfür ermitteln wir die Druckspannung $\text{vorh } \sigma_K$ im Schwerpunkt des Druckquerschnitts zu

$$\text{vorh } \sigma_K = \frac{\max M_x}{\int x} \cdot \frac{h-d}{2}$$

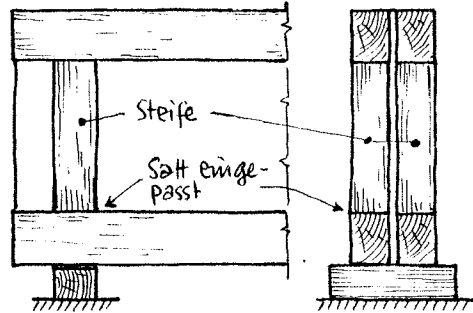
und vergleichen diesen Wert mit der zulässigen Knickspannung

$$\text{zul } \bar{\sigma}_K = \text{zul } \bar{\sigma}_{\text{III}} \cdot K_K \cdot C_D \cdot C_W$$

gemäß 3.21 a). Der Knickbeiwert ergibt sich aus dem dort angegebenen Diagramm für

$$\bar{\lambda}_K = \frac{a}{0,289 \cdot b}$$

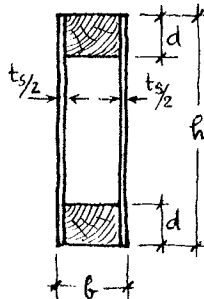
Ein Ausbeulen (siehe Baustatik Kap 7.52) der dünnen Stege ist nicht zu befürchten, solange die Stegdicke dicker als $h/75$ ist und in Abständen von $a \leq 2h$ sog. Steifen zugeordnet werden. Solche sind insbesondere auch im Auflagerbereich nötig, um die Auflagerkraft sicher in den Steg einzuleiten:



Stegträger werden gelegentlich auch als Kastentäger mit beidseitig aufgeleimten Sperrholzstegen ausgeführt. Auch hierfür gelten die vorstehenden Bemessungshinweise, wenn

$$t = 0,6 \cdot 2 \cdot \frac{t_s}{2} = 0,6 \cdot t_s$$

gesetzt wird. Derartige Träger sind in der Lage, auch Torsionsmomente aufzunehmen (siehe Baustatik Kap. 5.34 b)) und sind weit weniger kippgefährdet als einseitige Stegträger. Auf diese Einzelheiten kann hier jedoch nicht weiter eingegangen werden. Auch bei diesen Trägerformen sind jedoch zur Einleitung der Auflagerkräfte Steifen analog obiger Skizze einzuleimen.



Eine Sonderform des Stegträgers bilden die sog. Wellstegträger, wo der Sperrholzsteg im Grundriss etwa nach einer Sinuskurve gewellt ist. Dadurch wird ein erhöhter Widerstand des Stags gegen Ausbeulen erreicht und auch eine bessere Stabdfestigkeit. Wellstegträger werden industriell - die Äußerungen durch Keilzinken gestossen - praktisch endlos hergestellt und können auf die gewünschten Längen abgelängt werden. Im Auflagerbereich sind lediglich wieder Steifen zuzuordnen, um die Auflagerkräfte in den normalerweise sehr dünnen Steg einzuleiten.

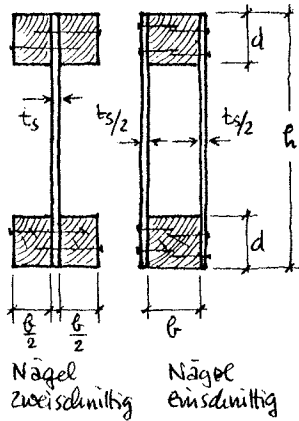
Da der Steg gewellt ist, kann er jedoch praktisch keine Normalspannungen aufnehmen, weshalb $\int x$ unter Annahme von $t=0$ zu ermitteln ist.

Eine weitere Sonderform sind die sog. Kämpf-Stegträger, bei denen der Steg aus zwei oder drei sich unter flachem Winkel kreuzenden Brettlagen besteht, die miteinander verleimt sind. Auch diese

wenden industriell hergestellt, sind jedoch heute wegen des grösseren Holz- und Herstellungsaufwandes stark durch Brettstichtträger konkurrenziert.

c) Genagelte Stegträger

Stegträger der beiden folgenden Typen können auch durch Vernagelung der Sperrholzstege mit den Gurtnungen hergestellt werden. Dabei sind die Nägel mit 0,8 bis 0,9 d_N vorzubohren. Bei der Ermittlung



der Spannungen und Verformungen solcher Träger ist jedoch die Nachgiebigkeit der Verbündungen zu berücksichtigen. Der Berechnungsgang folgt im Prinzip dem unter 3.21 b) Dargestellten, wobei für V die Querkraft aus äusseren Lasten einzusetzen ist. Im folgenden werden die nötigen Formeln nicht

hergeleitet, sondern einfach angegeben. Eine Überprüfung ist bei einiger Fantasie möglich, da die Formeln einige Näherungen enthalten, die nicht offensichtlich sind:

Zunächst ermitteln wir einen Näherungswert für den Koeffizienten k aus folgender, dimensionsgebundener Formel

$$k = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot b \cdot d \cdot (h-d)}{\max V \cdot l^2}$$

warin E = 10'000 N/mm², die Querschnittsdimensionen b, d und h sowie die Trägerlänge l in mm und die Querkraft max V in N einzusetzen ist.

Damit ergibt sich das wirksame Trägheitsmoment zu

$$\text{eff } J_x = \frac{2 \cdot b \cdot d}{1+k} \cdot \left(\frac{h-d}{2}\right)^2 + t \cdot \frac{b^3}{12} + 2 \cdot \frac{b \cdot d^3}{12}$$

womü wieder aus den unter b) erwähnten Gründen t = 0,6 · t_s zu setzen ist.

Nun wählt man den Nageltyp und ermittelt die zulässige Anschlusskraft zul F_N pro Nagelschnitt nach 2.32 c) zu

$$\text{zul } \bar{F}_N = 50 \cdot d_N^{1,7} \cdot c_D \cdot c_W \text{ in N für } d_N \text{ in mm.}$$

Bei Vorbohren der Nägel kann dabei statt 50 die Zahl 60 gesetzt werden.

Damit ergibt sich schliesslich die auf die ganze Trägerlänge l für den Anschluss eines Anortes nötige Anzahl n_V der Nagelschnitte aus

$$n_V = \frac{b \cdot d \cdot (h-d) \cdot l}{2 \cdot \text{eff } J_x \cdot (1+k)} \cdot \frac{\max V}{\text{zul } \bar{F}_N}$$

Diese Anzahl Schnitte wird gleichmässig über die ganze Trägerlänge l verteilt, wobei zu beachten

ist, dass jeder Nagel im links skizzierten Querschnittstyp bei genügender Länge zwei Schnitte, im rechts skizzierten Typ nur je einen Schnitt brängt.

Damit ist die Vernagelung bestimmt und das wirksame Trägheitsmoment eff J_x bekannt. Damit ergibt sich die Durchbiegung zu

$$\text{vorh } w = c \cdot \frac{M \cdot l^2}{E_H \cdot \text{eff } J_x} \cdot (1 + \delta_p) \cdot f_v$$

Bei den Spannungen wirkt sich ebenfalls der nachgiebige Anschluss aus. Es ist deshalb im Gurtholz am Rand des Trägers

$$\text{vorh } \bar{\sigma}_b = \frac{\max M_x}{\text{eff } J_x} \cdot \left[\frac{1}{1+k} \cdot \frac{h-d}{2} + \frac{d}{2} \right],$$

im Schwerpunkt des Gurtholzes

$$\text{vorh } \bar{\sigma}_k = \frac{\max M_x}{\text{eff } J_x} \cdot \frac{1}{1+k} \cdot \frac{h-d}{2},$$

sowie am Trägertrand im Sperrholz

$$\text{vorh } \bar{\sigma}_{bs} = \frac{\max M_x}{\text{eff } J_x} \cdot \frac{h}{2} \cdot \frac{t}{t_s}$$

Für die beiden ersten Werte gilt in Bezug auf zulässige Spannungen das unter b) Gesagte, während für die Randspannung im Sperrholz ein Wert von zul σ_{bs} = 9,0 N/mm² angenommen werden kann.

Die maximale Schubspannung im Sperrholzsteg schliesslich ergibt sich zu

$$\text{vorh } \tau = \frac{\max V_y}{t_s \cdot \text{eff } J_x} \cdot \left[\frac{b \cdot d}{1+k} \cdot \frac{h-d}{2} + t_s \cdot \frac{h^2}{8} \right]$$

und soll kleiner als der unter b) angegebene Wert von zul τ = 1,8 N/mm² bleiben.

Ein Zahlenbeispiel soll das ganze erläutern. Wir wählen einen einfachen Balken mit

$$\begin{aligned} l &= 8 \text{ m} \\ h &= 0,9 \text{ m} \\ b &= 120 \text{ mm}, d = 120 \text{ mm} \\ t_s &= 12 \text{ mm} \rightarrow t = 0,6 \cdot 12 = 7 \text{ mm} \end{aligned} \quad \left. \begin{array}{l} \text{links skizzierter} \\ \text{Aufbau} \end{array} \right\}$$

sowie q = 7 kN/m langfristig in geschützter Umgebung. Daraus folgt

$$\max V_y = 7 \cdot \frac{8}{2} = 28 \text{ kN}$$

$$k = \frac{\pi^2 \cdot 10'000 \cdot 120^2 \cdot (900-120)}{28 \cdot 10^3 \cdot 8000^2} = 0,62$$

$$\begin{aligned} \text{eff } J_x &= \frac{2 \cdot 120^2}{1+0,62} \cdot \left(\frac{900-120}{2}\right)^2 + 7 \cdot \frac{900^3}{12} + 2 \cdot \frac{120 \cdot 120^3}{12} \\ &= 3164 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

Wir wählen als Nageltyp 50/130 mit d_N = 5 mm und bohren die Nagellocher vor. Damit ist

$$\text{zul } \bar{F}_N = 60 \cdot 5^{1,7} = 926 \text{ N}$$

Damit ergibt sich die Anzahl Schnitte n_V zu

$$n_V = \frac{120^2 \cdot (900-120) \cdot 8000}{2 \cdot 3164 \cdot 10^6 \cdot (1+0,62)} \cdot \frac{28 \cdot 10^3}{926} = 265$$

Da jeder Nagel zwei Schnitte brängt, braucht es

für den Anschluss der beiden Auerhölzer je $265/2 = 133$ Nägel auf ganze Trägerlänge, also einen Nagel-Abstand von

$$e = \frac{8000}{133} = 60 \text{ mm},$$

von jeder Seite also einen Abstand von 120 mm.

Die Spannungen ergeben sich für

$$\max M_x = 7 \cdot \frac{8^2}{8} = 56 \text{ kNm}$$

zu

$$\text{vorh } \sigma_z = \frac{56}{3164} \cdot \left[\frac{1}{1+0,62} \cdot \frac{900-120}{2} + \frac{120}{2} \right] = 5,3 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{vorh } \sigma_k = \frac{56}{3164} \cdot \frac{1}{1+0,62} \cdot \frac{900-120}{2} = 4,3 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{vorh } \sigma_{zs} = \frac{56}{3164} \cdot \frac{900}{2} \cdot \frac{7}{12} = 4,7 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{vorh } \tau = \frac{28 \cdot 10^3}{12 \cdot 3164 \cdot 10^6} \cdot \left[\frac{120^2}{1+0,62} \cdot \frac{900-120}{2} + 12 \cdot \frac{900^2}{8} \right] = 3,45 \text{ N/mm}^2$$

Während die Normalspannungen ~ ausreichende Kipphalterungen (siehe 6)) vorausgesetzt - alle kleiner als die zulässigen Werte sind, ist der Steg mit

$$\text{vorh } \tau = 3,45 > 1,8 \text{ N/mm}^2 \text{ (siehe 6)}$$

deutlich überbeansprucht. Entweder müsste der Steg dicker gemacht werden oder es müsste auf den rechts skizzierten Querschnittstyp übergegangen werden, wobei die Sperrholzdicke auf 12 mm belassen werden könnte. Damit ändert natürlich auch die Veranlagung.

Die Durchbiegung ergibt sich übrigens für den (nun als zu schwach erkannten) Träger mit $C=0,104$ (siehe 3.31c) und

$$f_v = \left[1 + \frac{1}{0,104} \cdot 20 \cdot \frac{3164 \cdot 10^6}{900 \cdot 12 \cdot 8000^2} \right] = 1,88$$

sowie $\sigma_{ip} = 0,5$ (Annahme) zu

$$\text{vorh } w = 0,104 \cdot \frac{56 \cdot 8000^2}{10^6 \cdot 3164} \cdot (1+0,5) \cdot 1,88 = 33 \text{ mm}.$$

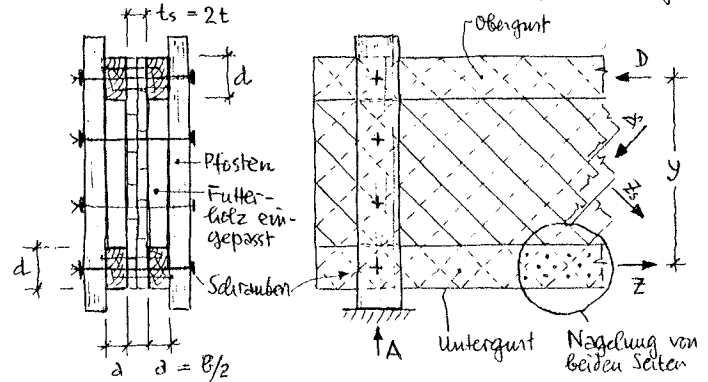
Dies entspricht $l/240$, was $\geq B$ für einen Dachträger als zulässig angesehen werden könnte.

d) sog. Nagelträger

In der Praxis findet man gelegentlich sog. Nagelträger, bei denen der Steg (anstelle des Sperrholzes) aus schräg verlaufenden und miteinander sowie mit den Gurtingen vernagelten Brettern zusammengesetzt ist. Die Herstellung solcher Nagelträger ist sehr einfach und braucht keine besonderen Vorrichtungen oder Werkzeuge. Allerdings ist der Holzbedarf - insbesondere für den Steg - sehr groß, was die Wirtschaftlichkeit und die Konkurrenzfähigkeit gegenüber Brettaltdachträgern und Stegtäjern beeinträchtigt.

Die zweckmäßigste Form dieser Nagelträger ist diejenige mit innenliegendem Steg, welcher aus zwei

sich kreuzenden Brettenschichten besteht. Die Gurt-hölzer bestehen aus Balken. Am Auflager sind in gewissen Abständen sind vertikale Pfosten nötig:



Aus der begrenzten Länge L_N der Nägel (siehe 2.12) und der auf die Nageldicke d_N abzustimmenden Dicke t der Stegbretter ergeben sich die praktisch möglichen Abmessungen, die in folgender Tabelle zusammengestellt sind.

Nägel d_N/L_N	Steg t	Gurting a	mind
4,5/120	20	40	120
5,0/140	24	50	120
5,5/160	27	60	140

Die angegebene minimale Breite der Gurting mind gilt für zwei übereinander angeordnete Nagelreihen.

Für jede zusätzliche Nagelreihe sind 40 mm zuzuschlagen.

In statischer Hinsicht ist ein solcher Nagelträger ein sehr engmaschiges, ineinandergeschichtetes Strebenfachwerk (siehe Baustatik, 4.41a)). Die Kräfte in den Stegbrettern tragen im betrachteten Schnitt mit D_s und Z_s zusammen die Querkraft V , während die Gurtkräfte D und Z das Biegemoment M übernehmen. Es ist offensichtlich

$$Z = D = M/y,$$

wobei die Eigensteifigkeit der Gurthölzer und der entsprechende Beitrag zur Aufnahme von Biegemomenten vernachlässigt bleibt. Mit

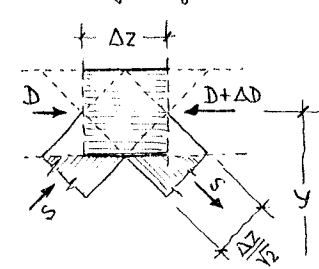
$$A_G = 2ad = bd$$

ergibt sich damit

$$\text{vorh } \sigma_{zII} = \text{vorh } \sigma_{dII} = \frac{M}{y \cdot A_G}.$$

Diese Spannungen müssen kleiner als die zulässigen Zug- bzw. Druckspannungen bleiben, wobei Querschnittschwächungen usw berücksichtigt werden müssen (Nettoplächen, Korbbewerte).

Zur Ermittlung der Beanspruchung von Stegbrettern und Nagelung betrachten wir folgende Skizze.



Es ist offensichtlich die Kraft S in jedem Stegbrett

$$S = \Delta D / \sqrt{2}.$$

Daraus ergibt sich die Normalspannung in den Stegbrettern durch Division mit der Quer-

Schnittfläche $t \cdot \Delta z / \sqrt{2}$ zu

$$\sigma_s = \frac{\Delta D}{t \cdot \Delta z}$$

Bedeutet man, dass aus bekannten Gründen

$$\frac{\Delta D}{\Delta z} = \frac{\Delta M}{y \cdot \Delta z} \approx \frac{1}{y} \cdot \frac{dM}{dz} = \frac{V}{y}$$

ist, ergibt sich

$$\sigma_s = \frac{V}{t \cdot y}$$

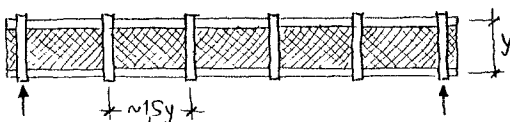
Diese Spannung ist in der Regel klein und ohne Belang für die Bemessung.

Die Nagelung zwischen Steg und Gurtnungen muss auf der Strecke Δz die Kraft ΔD aufnehmen. Mit der zulässigen Nagelkraft zu F_N (siehe 2,32 c) ergibt sich die auf der Strecke Δz notwendige Anzahl Schnitte zu

$$\text{erf } n = \frac{\Delta D}{\text{zul } F_N} = \frac{V}{\text{zul } F_N} \cdot \frac{\Delta z}{y}$$

Bei zweischmittigen Nägeln (Normalfall) sind demnach auf der Länge Δz halb so viele Nägel zu schlagen und zwar je zur Hälfte von beiden Seiten unter Beachtung der erforderlichen Rand- und Zwischenabstände.

In Abständen von etwa $1,5 \cdot y$ sind im übrigen Pfosten anzubringen, die - wie auf Spalte 42 skizziert - gegenseitig mittels Schrauben verbunden werden und so den Träger versteifen:

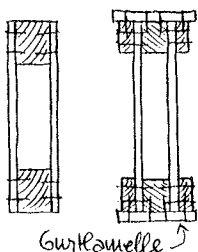


Der Obergurt (Druckgurt) des schlanken Trägers muss - wie übrigens derjenige jeden Stegträgers - gegen seitliches Ausweichen (Kippen) durch geeignete Verbände gehalten werden.

Für die Berechnung der Durchbiegungen von Nagelträgern setzt man in der Regel lediglich das Tragheitsmoment der Gurtnungen ein entsprechend

$$J_x = 2 \cdot A_G \cdot \left(\frac{y}{2}\right)^2 + 2 \cdot \frac{2ad^3}{12} = \frac{1}{2} A_G (y^2 + \frac{d^2}{3})$$

Damit bleibt der Verformungsanteil aus Stegbeanspruchung und Nagelschlupf unberücksichtigt, aber auch die versteifende Wirkung der mit jeweils mehreren Nägeln angeschlossenen Stegbretter. Diese Einflüsse dürften sich etwa ausgleichen.



Die nebenstehenden Nagelträgerformen findet man gelegentlich in der Praxis. Sie sind bzgl. Nagelung unproblematischer, jedoch statisch unvorteilhaft (entweder Torsion im Gurtnetz oder Ruffähigkeit gegen wechselnde Querkräfte).

3.45 Fachwerkträger

Auch Fachwerkträger gehören zu den aus Einzelteilen zusammengesetzten Trägern. Holz wird in den Stäben von Fachwerkträgern vorwiegend parallel zur Faser beansprucht, also in einer Art und Weise, die den Holzeigenschaften ganz besonders gut entspricht. Verwendet wird in der Regel Schmittholz (Bretter, Balken, Kautholz), welches mit den verschiedenen zur Verfügung stehenden Verbindungsmitteln miteinander verbunden wird. Dabei gehen normalerweise die den Umris bildenden Aumthölzer durch, werden also in den Knoten nicht gestossen, sondern - falls nötig - allenfalls zwischen den Knoten. Die Füllstäbe (Streben, Pfosten) gehen von Knoten zu Knoten.

Beim Entwurf von Fachwerkträgern und bei ihrer Berechnung sowie bei der Bemessung der Stäbe und Verbindungsmittel sind eine Reihe von Gestaltungsmerkmalen zu beachten, auf die nachfolgend eingegangen werden soll.

a) Umriss und Ausföhung

Der Umriss von Fachwerkträgern folgt in der Regel weitgehend dem Verwendungszweck des Fachwerks. Der Untergurt liegt meist horizontal und geht gerade von Auflager zu Auflager durch. Der Obergurt hingegen folgt zB der Dachneigung, wodurch Dreieck- oder Trapez-Fachwerke entstehen oder liegt auch horizontal, zB bei Brücken oder bei Flachdächern, was zu Parallelgurt-Fachwerken führt.

Die Bauhöhe h der Fachwerke, d.h. der Abstand der Axen der Gurtnungen, soll nicht zu knapp gewählt werden. Normal ist $1/8$ bis $1/2$ der Spannweite.

Die Fachwerkstreben sollen nicht zu flach liegen, da die Strebenkräfte im Prinzip umgekehrt proportional zum Tangens der Strebenneigung gegenüber der Horizontalen sind. Schliesslich sollen Druckstäbe eher kurz sein wegen der Kündgefahr.

Schliesslich bestimmt auch die Wahl der Verbindungsmittel die Ausföhung. Mit Zimmermannsmässigen Verbindungsmitteln (Versatz, Querdrukstoss) sind beispielsweise Druckkräfte leicht und billig, Zugkräfte überhaupt nicht anzuschliessen.

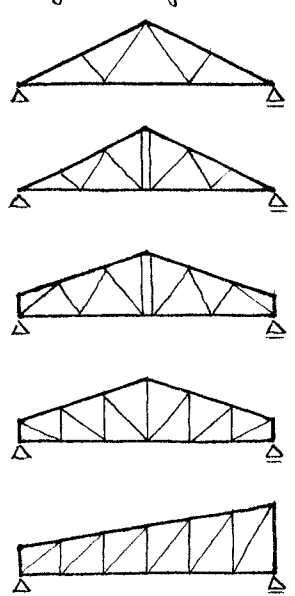
Fachwerk-Knoten werden im übrigen je komplizierter, je mehr Stäbe in ihnen zusammenlaufen und gegenseitig ihre Kräfte austauschen. Man soll deshalb wenn immer möglich das Minimum ausstreben: das ist der den Knoten ungestossen durchlaufende Gurtstab zuzüglich der zwei im Minimum nötigen Füllstäbe.

Erstlich sind die Stäbe mit ihren Stäbaxen

auf den Knoten zu zentrieren. Jeder exzentrische Anschluss erzeugt unerwünschte Biegemomente und vergrößert damit Spannungen und Verformungen. Das Zentrieren macht jedoch oft Schwierigkeiten, zB bei gekrümmten Ästen, zB im First eines Dreieck-Fachwerks oder deswegen, weil man auf Symmetrie der Ausföhrung besonderen Wert legt.

Die erwäulenten Argumente föhren beispielsweise zu folgenden Fachwerkformen. Für die Ausföhrung sind jeweils weitere Varianten denkbar, zB eine Verdichtung im Hfubereich auf kleinere Knotenabstände usw.:

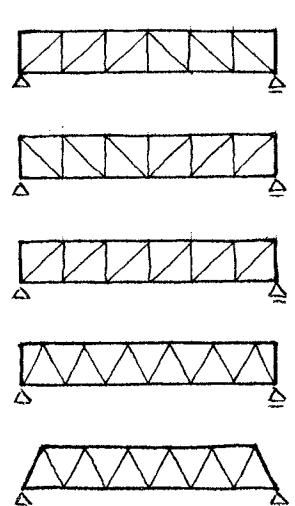
Geneigter Obergurt:



Schwierigkeiten im First wegen Anschluss von 4 Stäben. Beherrbar durch doppelte Föhrung eines Firstpfostens. Dadurch jedoch keine Zentrierung. Ungünstige Zone am Auflager durch Anheben der Traufe lösbar (steilere Strebenneigung).

Variante für Ausföhrung, hier wieder (beherrbar) mit Schwierigkeiten im Trägermitte im First und am Untergurt-Knoten.

Parallelgurt - Fachwerke:



lange Druckstreben können durch wechseln der Richtung vermieden werden. Der Wunsch nach Symmetrie der Ausföhrung schafft in Trägermitte Schwierigkeiten, die behoben werden können durch Kompromiss.

Symmetrische Formen sind leichter zu erzeugen mit sog. Streben-fachwerken usw.

Aus diesen wenigen Beispielen dürfte klar geworden sein, was mit den vorstehend aufgeführten Gesichtspunkten gemeint ist.

Zur Illustration des Gesichtspunktes "Druckstäbe" wird empfohlen, in vorstehenden Skizzen alle unter vertikaler Last Druckkräfte tragenden Stäbe farblich anzulegen.

b) Querschnitts-Aufbau

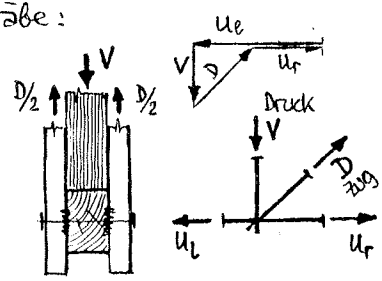
Es ist im Holzbau in der Regel nötig, sich kreuzende Stäbe in mehreren Lagen zuzuordnen, und zwar wegen der Wirkungsweise der Verbindungen.

Alle Stäbe in einer Ebene zuzuordnen, gelingt nur mit den folgenden Verbindungsmitteln:

- Gang-Nail (Kap. 2.42)
- Greim-System (Kap. 2.43)
- Zinken der Füllstäbe (Kap. 2.6)

Mit allen drei Systemen sind jedoch nur vergleichsweise kleine Kräfte ausschliessbar, sodass derartige Fachwerke auf kleine Spannweiten bzw. Belastungen beschränkt sind.

Die nächste Stufe ist die Anordnung der Stäbe in drei Ebenen, wobei die beiden äusseren symmetrisch sind, also zum gleichen Stab gehören. Es entstehen dadurch zT. zweiteilige Stäbe:

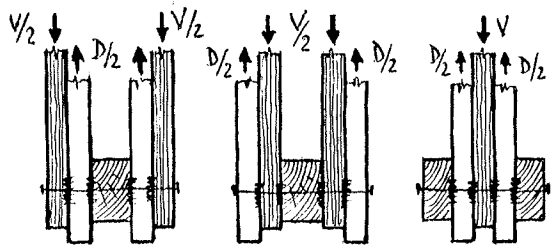


Man nimmt normalerweise den Gurt und den Druck-Füllstab einteilig in die Mitte und führt den Zugstab zweiteilig. Aber auch das Gegenteil ist

möglich und - zB bei Laugen Druckstäben - oft günstig. Als Verbindungsmittel stehen zur Verfügung:

- Querdruckstoss bzw. Versatz für Druckstab
- Nägel, Bolzen, Schrauben, Ring- und Eimpressdübel für den Zugstab
- oder für Druck- und Zugstab
- Menig-Nagelplatten (Kap. 2.41)

Die nächste Stufe der Aufteilung im Querschnitt sind fünf Lagen, wobei zwei Stäbtypen zweiteilig, einer einteilig wird. Für den oben skizzierten Knoten sind damit zB die folgenden Lösungen möglich:



Die Beispiele lassen sich vervielfachen, doch ist das Prinzip wohl klar. Als Verbindungsmittel stehen Nägel, Bolzen, Schrauben, Ring- und Eimpressdübel zur Verfügung.

Grundsätzlich sind auch sieben Lagen möglich und früher oft ausgeführt worden. Dabei ist

dann ein Stabtyp - meist der Aurtstab - dreiteilig und die anderen zweiteilig.

c) Ermittlung der Stabkräfte

Der Ermittlung der Stabkräfte darf ein der Geometrie des Fachwerks entsprechendes Gelenkfachwerk (siehe Baustatik Kap. 4.4) zugrundegelegt werden. Hierbei wird angenommen, dass alle im Knoten zusammengeführten Stäbe gelenkig angeschlossen seien. Dies ist natürlich in Wirklichkeit nicht der Fall, denn die Aurten laufen biegesteif durch und die Anschlüsse der Füllstäbe sind je nach Art des Verbindungsmittels alles andere als reibungsfrei gelenkig. In Wirklichkeit treten deshalb zu den am Gelenkfachwerk ermittelten Stabkräften (Zug bzw. Druck) noch Biegemomente und Querkräfte auf, die zu Zusatzspannungen in Stäben und Verbindungen führen.

Es ist einleuchtend, dass diese Nebenspannungen je grösser werden, je dicker die Aurtbölzer im Vergleich zur Höhe des Fachwerkträgers sind. Die Norm $\sigma_{IA} 164$ gestattet deshalb die Stabkraftermittlung am Gelenkfachwerk nur solange, als die Aurtfläche kleiner ist als $\frac{1}{7}$ der Höhe des Fachwerks und sofern die zulässigen Spannungen in den Aurtbölzern höchstens zu $\frac{1}{3}$ ausgenutzt werden. Hält man sich an diese Grenzen, ist demnach die Ermittlung der Stabkräfte - zumindest in statisch bestimmten Fachwerken, auf die man sich normalerweise beschränken kann - einfach und folgt den in Baustatik, Kap. 4.4 angegebenen Möglichkeiten.

d) Bemessung der Stäbe

Die Bemessung der Stäbe ist in allen Einzelheiten unter 3.1 und 3.2 behandelt worden. Wir haben uns nur daran zu erinnern, dass die Spannungen in den Aurtstäben kleiner bleiben müssen als $\frac{1}{3}$ der dort als zulässig eingeführten Werte.

Es ist jedoch zu beachten, dass die Ermittlung der Stabkräfte am Gelenkfachwerk voraussetzt, dass Lasten nur in den Knoten zugreifen. Dies ist jedoch oft nicht von vorneherein der Fall, weshalb insbesondere die Aurtungen zwischen den Knoten zugreifende Einzellasten und verteilte Lasten erst auf die Knoten übertragen müssen. Dadurch entstehen vor allem Biegemomente, die bei der Bemessung der Stäbe bzw. beim Spannungsnachweis beachtet werden müssen.

Man nimmt in der Regel an, dass die zwischen den Knoten belasteten Stäbe die Lasten als einfache Balken auf die Knoten übertragen. Unter verteilten Lasten q entstehen dadurch Biegemomente der Grösse:

$$\max M = \frac{q \cdot a^2}{8}$$

aus Einzellasten F in der Mitte zwischen den Knoten solche der Grösse

$$\max M = \frac{F \cdot a}{4}$$

wobei a der Abstand der Knoten ist. Es entsteht damit im Druckgurt Druck mit Biegung (siehe 3.22), im Zuggurt Zug mit Biegung (siehe 3.12). Der Nachweis wird damit unständlicher, doch glücklicherweise kann oft schon ein kurzer Überschlag zeigen, dass der Effekt vernachlässigt werden kann.

e) Durchbiegungen

Die Durchbiegungen von Fachwerken sind normalerweise klein und führen zu einem erheblichen Teil vom Schlupf und von der Verformung der Anschlüsse her. Die Berechnung der Verformungen ist grundsätzlich mit Hilfe der Arbeitsgleichung möglich, wobei nur die Normalkraftintegrale berücksichtigt werden. Stabkräfte und Dehnsteifigkeit EA_i sind über die Stablänge l_i konstant, sodass sich aus der Arbeitsgleichung (siehe Baustatik, Kap. 6.32a) durch kurze Umrechnung und Erweiterung ergibt

$$\text{vorh } w = \sum_{i=1}^n N'_i \cdot \left[\frac{N_i}{EA_i} \cdot l_i + \left(s + \frac{N_i}{C} \right) \cdot 2 \right] \quad \text{nur bei Füllstäben}$$

Hierin ist die Summe über alle n Stäbe zu bilden, worin N'_i die virtuellen Stabkräfte aus der Grösse „1“ am Ort und in Richtung der gesuchten Verschiebung sind und N_i die Stabkräfte aus den verformungserzeugenden Lasten. Die beiden letzten Terme bedeuten Schlupf und Verformung der Anschlüsse und sind nur für die Füllstäbe, dort jedoch zweifach, also für jedes Stabende, einzuführen. C ist der Verschiebungsmodul für die jeweilige Verbindung.

Für Parallelgurt-Fachwerke kann man näherungsweise auch mit folgender Formel die Durchbiegung abschätzen:

$$\text{vorh } w \approx \left[0,4 \cdot \frac{\max \sigma_a}{E_{II}} \cdot \frac{l^2}{h} + 4 \cdot n \cdot s \right] \cdot (1 + \delta \cdot \varphi)$$

worin $\max \sigma_a = \max N/A$ im stärksten beanspruchten Aurtstab, l die Spannweite des Fachwerks, h die Höhe des Fachwerks zwischen den Aurtachsen, $E_{II} = 10'000 \text{ N/mm}^2$, n die Anzahl der Füllstäbe und s der Schlupf der Füllstab-Verbindung ($10 \div 20 \text{ mm}$) sind. Die Grösse $\delta \varphi$ entspricht dem unter 3.31 c) eingeführten Wert. Die Formel gibt im Rahmen der überhaupt möglichen Vorhersage-Genauigkeit erstaunlich gute Resultate. Man kann sich damit die unständliche Ermittlung von N'_i und die Auswertung der Summenformel ersparen. Fachwerke sind im übrigen überlöslich.

Holzbau

4 Tragkonstruktionen aus Holz

4.1 Typische Tragssysteme	1	4.4 Hallenragwerke	30
4.1.1 Durchlaufende Träger	1	4.5 Holzene Brücken	32
a) Gelenkträger	1	4.5.1 Projektionsunterlagen	33
b) Koppelpfeifen	2	4.5.2 Fohrbahn	34
c) Strebenbalken	3	a) Aufbau und Details	34
d) Kopfbausträger	4	b) Bemessung des Tragbelags	35
4.1.2 Hängeweike und Sprengweike	5	4.5.3 Haupttragssysteme	36
a) Übersicht	5	a) Einfache Balken, Gelenkträger usw.	36
b) Statische Berechnung	5	b) Sprengweike	37
c) Abschätzung der Durchbiegung	7	c) Hängeweike und Bögen	38
4.1.3 Bogenragwerke	8	d) Fachweike	38
4.1.4 Rahmenragwerke	8	4.5.4 Widerlager, Joche und Pfeiler	39
4.1.5 Flächenragwerke	9	4.6 Kostenschätzungen	41
4.2 Decken und Wände	10		
4.2.1 Holzbalkendecken	10		
4.2.2 Holzwände	12		
4.2.3 Skelett- und Riegelbauten	14		
4.2.4 Holzstapelbau	17		
4.3 Dachragwerke	18		
4.3.1 Allgemeines	18		
a) Dachaufbau	18		
b) Statische Systeme	19		
c) Belastungen	20		
4.3.2 Spandächer	21		
a) Einfaches Spandach	21		
b) Kellbalkendächer	25		
4.3.3 Pfeildächer	27		
a) Strebenloses Pfeildach	27		
b) Abgestreutes Pfeildach	28		
c) Weitgespannte Dachstuhl	28		
d) weitere konstruktive Hinweise	29		

4.1 Typische Tragsysteme

Tragsysteme werden aus Stäben zusammengebaut, deren Querschnittsbemessung im Kap. 3 behandelt wurde. Da im Holzbau Stützen im Fundament nur schwer biegesteif anzuschließen sind und auch sonst biegesteife Verbindungen (im Gegensatz zum Stahlbeton- und Stahlbau) selten sind, muss der Ausreifung von Tragsystemen besondere Aufmerksamkeit geschenkt werden. Dabei muss stets der räumliche Zusammenhang gesehen werden, denn Tragwerke sind stets durch räumlich wirkende Kräfte beansprucht, auch wenn für die statische Berechnung räumliche Systeme fast immer in (mehrere) ebene Systeme zerlegt werden. Entsprechende Hinweise finden sich in Baustatik, Kap. 3.3 und 3.41. Es wird empfohlen, die entsprechenden Passagen nachzulesen.

Bei der Bildung von Tragsystemen des Holzbaus ist stets die natürliche Begrenzung der Abmessungen von Silivitholz nach Länge, Breite und Höhe zu beachten. Diese Grenzen werden durch die Verwendung verleimter Stäbe ausgeweitet, zum Mindesten was Länge und Höhe anbelaugt. Doch ergeben sich auch für solche Elemente Grenzen durch den Transport und die Montage der im Werk vorgefertigten Bauteile.

4.11 Durchlaufende Träger

Der einfache Balken ist im Holzbau selten günstig, da die Durchbiegungen bei steigender Spannweite rasch maßgebend werden. Im Holzbau arbeitet man deshalb wenn immer möglich mit durchlaufenden Trägern oder sucht Stäbe zusätzlich zu unterstützen. Die Begrenzung der Stablänge und die Schwierigkeit, Stäbe biegesteif zu stoßen, führt damit jedoch in der Regel zu Gelenkträgern verschiedenster Formen:

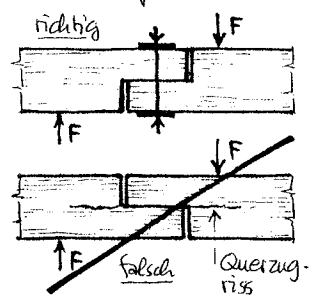
a) Gelenkträger

Gelenkträger wurden in Baustatik, Kap. 4.23, ausführlich besprochen. Durch die Gelenke werden die Momenten-Nullpunkte festgelegt. Durch geschickte Wahl der Gelenklage kann eine günstige Momentenverteilung erzwungen werden, bei der die Absolutwerte der negativen Momente über der Stütze mehr oder weniger gleich denjenigen der positiven Feldmomente sind. Im Vergleich zum gleichlangen Einfeldträger sinken dabei die Ausprünge zu das Widerstandsmoment des Querschnitts (siehe 3.31 a)) auf die Hälfte, diejenigen zu das Trägheitsmoment auf rund 40%. Bei gleichgrossen Stützweiten sind die Endfelder maßgebend und erfordern dort einen grösseren Querschnitt als die Innenfelder. Wenn immer möglich wird man deshalb die Spannweite der Endfelder kürzer wählen als diejenigen der Innenfelder. Bei $L_E \approx 0,8 \cdot L_I$ sind die Verhältnisse weitgehend ausgeglichen.

Die Durchbiegung von Gelenkträgern kann unter Beachtung der Form der Momentenfläche mit den

Angaben unter 3.31 c) ermittelt werden. Es zeigt sich dabei, dass es unter Umständen günstig ist, die Gelenklage aus der für den Momentenausgleich günstigen Lage noch etwas gegen die Feldmitte hin zu verschieben, weil dadurch die Durchbiegungen noch etwas kleiner bzw. die Ausprünge zu des Trägheitsmoment des Querschnitts geringer werden.

Die Gelenke sind im übrigen so auszubilden, dass die Querkraft im Gelenk durch eine Bauschraube mit

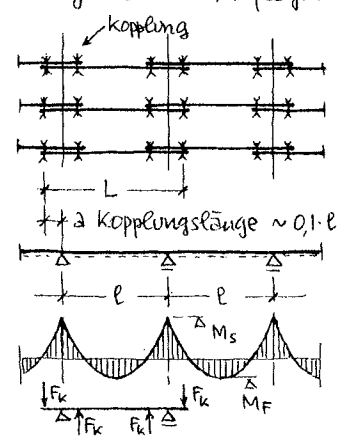


grosser Unterlagscheibe (siehe 2.21, Sp. 10 unten) gefaßt wird. Bei der (oft intuitiv als zweckmäßiger angesehenen) umgekehrten Ausbildung sind Querschnitte zu erwarten und damit ein Versagen des ganzen Trägers. Im übrigen ist

die am oben angegebenen Ort skizzierte Lösung natürlich noch besser (wenn auch arbeitsaufwendiger) als die hier skizzierte.

b) Koppelpfetten

Eine besondere Form des Durchlaufträgers ist die bei sog. Sparrenpfetten - d.h. in der Dachebene horizontal laufenden, die Dachhaut tragenden Balken - häufig angewandte Kopplung der beidseitig über die Auflager auskragenden Balken.



Damit stellt für die Aufnahme der negativen Biegemoments M_s über den Auflagern der doppelte Holzquerschnitt zur Verfügung. Koppelpfetten können deshalb auf das Feldmoment M_f des durchlaufenden Trägers bemessen werden (siehe Baustatik Kap 8.23), während das Stützenmoment automatisch als aufnehmbar gelten

kann. Die Durchbiegung wird mit der normalen (oben skizzierten) Momentenfläche und dem Trägheitsmoment des Einzelstabs bestimmt. Die sog. Kopplungskraft hängt von der Kopplungslänge a (siehe Skizze) ab und ergibt sich zu

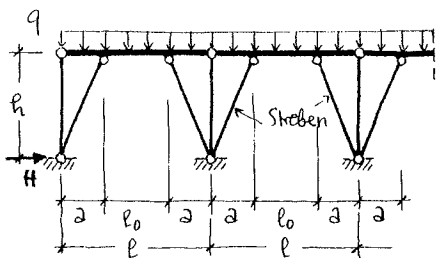
$$F_k = \frac{M_s}{2a}$$

Die Kopplung kann mittels (zureichend bemessener) Nägel oder mit Passschrauben, Bulldog- oder Ringdübeln erfolgen.

Als Kopplungslänge a wählt man in der Regel $a \approx 0,1 \cdot l$, womit die Einzelstäbe um den Platzbedarf für die Kopplung länger werden als $L \geq 1,2 \cdot l$. Diese Länge hält man auch für das Endfeld bei, womit die Kopplungslänge für das dort absolut grössere Stützenmoment günstigerweise grösser wird.

c) Strebenbalken

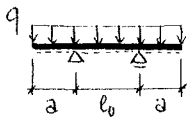
Bei sog. Strebenbalken wird die Spannweite der Balkens durch Einbau von Zwischenstützen verkleinert.



Hierdurch werden die Biegemomente und Durchbiegungen verkleinert und zudem eine horizontale Aussteifung des Systems

gegen Verschieben erreicht. Strebenbalken werden bei Pfeilern und Trägern im Hallenbau und in Dachtragwerken verwendet.

In statischer Hinsicht ist das System (n-1) fach statisch unbestimmt, wobei n die Zahl der Streben ist. Vernachlässigt man die Stützung auf den vertikalen Stützen, entsteht im Prinzip eine Reihe von Auslegerträgern (siehe Baustatik, Kap 4.21 b) mit einem Biegemoment über dem Strebenanschluss von



und einem Feldmoment in Feldmitte von

$$M_F = q \cdot \frac{l_0^2}{8} - M_S = q \cdot \frac{l_0^2}{8} \cdot [1 - 4 \cdot (\frac{a}{l_0})^2]$$

Die getroffene vereinfachende Annahme ist für kleine Verhältnisse a/l_0 weitgehend zutreffend, da der Träger von der Vertikalstütze dann abheben will. Bei einem Verhältnis $a/l_0 = 0,5$ wird das negative Biegemoment über dem Strebenanschluss gerade $q l_0^2/8$. Bei größeren Verhältnissen a/l_0 wird der Träger auf den vertikalen Stützen aufliegen, womit ein Dreifeldträger entsteht, für $a = l_0$ zB mit dem absolut grössten Biegemoment von $M = q a^2/8,6$ (siehe Baustatik Kap. 8.23 e)).

Für die Praxis wird empfohlen, einen solchen Strebenbalken für das Grössere der beiden folgenden Biegemomente

$$M = q \cdot \frac{l_0^2}{8}$$

$$M = q \cdot \frac{a^2}{8}$$

wie einen einfachen Balken zu bemessen. Die Durchbiegungen sind normalerweise nicht maßgebend.

Die Streben sind unter Beachtung ihrer Länge auf Knickkern zu bemessen, wobei sicherheitshalber angenommen wird, dass die ganze Last durch die Streben abgeleitet wird. Die Strebenkraft beträgt damit

$$F_s = q \cdot \frac{l}{2} \cdot \sqrt{1 + (\frac{a}{h})^2}$$

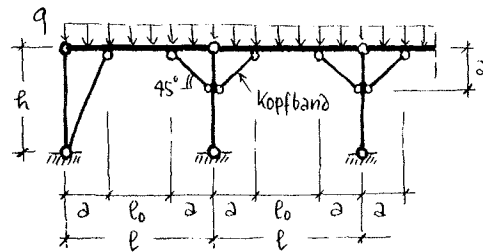
Bei der Endstützung ist im übrigen die entsprechende Horizontalkraft

$$H = q \cdot \frac{l}{2} \cdot \frac{a}{h}$$

zu beachten und in der Unterkonstruktion aufzunehmen während sich bei den Innenstützungen die Horizontalkräfte der beiden Streben gegenseitig aufheben

d) Kopfbandträger

Die Streben des Strebenbalkens behindern häufig die Nutzung des Raums, in dem sie stehen. Die Streben werden deshalb oft höher aufgesetzt, wodurch der schon seit altersther bekannte sog. Kopfbandträger entsteht:



Bei nicht zu stark verschiedenen Spannweiten darf auch hier der eigentliche Träger wie der Strebenbalken vereinfacht als einfacher Balken mit den dort angegebenen Biegemomenten bemessen werden. Die Kopfbänder müssen die Kraft

$$F_k = \sqrt{2} \cdot q \cdot \frac{l}{2}$$

aufnehmen und werden mit Versatz, bei kleinen Kräften mit Zapfenversatz (siehe 2.21, Sp. 9 oben) abgeschlossen. Bei der Endstützung ist jedoch noch wie vor eine Strebe bis zu den Stützenfüssen hinunterzuführen, da ein Kopfband die vertikale Stütze sonst stark auf Biegung beanspruchen würde. Ist diese Strebe unerwünscht, muss das Endfeld um a verkürzt oder das Endfeld für

$$M = q \cdot \frac{(l_0 + a)^2}{8}$$

als einfacher Balken bemessen werden.

Bei ungleichen Spannweiten (und auch bei feldweise unterschiedlichen Lasten) gliedern sich die Horizontal-Komponenten der Kopfbandkräfte nicht aus und die Stütze wird zusätzlich auf Biegung beansprucht. Bezeichnen wir mit dem Index l alle Größen links der betrachteten Stütze, mit dem Index r alle Größen rechts, ergibt sich bei gleichem a in der Stütze ein Biegemoment von

$$M = \frac{1}{2} \cdot [q_l \cdot l_l - q_r \cdot l_r] \cdot \frac{a(h-a)}{h}$$

welches im - durch den beidseitigen Versatz geschwächtem - Stützenquerschnitt zusätzlich zur Normalkraft aufgenommen werden muss. Bei grossem M wird dies schwierig, sodass Kopfbandträger zu vermeiden sind, wenn benachbarte Spannweiten um mehr als 20% voneinander abweichen.

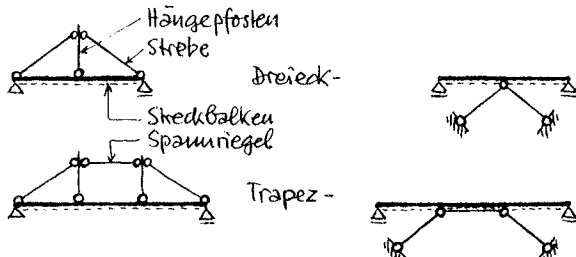
Kopfbandträger genügen normalerweise auch für die Aussteifung von normalen Dachstühlen gegen kleinere Kräfte (zB aus Wind) in Balkenrichtung. Dabei wirken - der verwendeten Anschlüsse wegen - nur die auf Druck beanspruchten Kopfbänder. Durch zug- und druckfeste Anschluss (zB durch seitliches Aufnageln von aus Brettern gebildeten Kopfbändern) kann dies verbessert werden.

4.12 Hängewerke und Sprengwerke

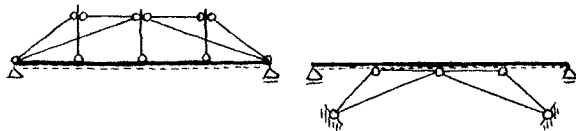
Zur Überbrückung grösserer Spannweiten werden im Zimmermannsmässigen Holzbau Hängewerke und Sprengwerke verwendet. Erstere sind "in sich verspannt" und äusserlich statisch bestimmt gelagert, letztere stützen sich "äusserlich", zB auf zusätzliche Widerlager, zB.

a) Übersicht

Die folgenden Systemskizzen zeigen auf der linken Seite Hängewerke, auf der rechten Seite Sprengwerke. Die dick ausgezogenen Linien sind auf Biegung beansprucht und bei Hängewerken zusätzlich auf Zug. Dünn ausgezogene Stäbe sind Zug- oder Druckstäbe. Die Kreise deuten kraftschlüssige Verbindungen an.



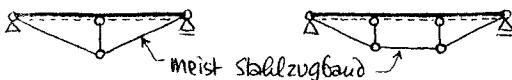
Kombinierte Formen schädeln oben skizzierte Grundtypen ineinander:



Sog. Hängesprengwerke gleichen im Anblick und einzelnen Konstruktionsdetails Hängewerken, sind jedoch - statisch gesehen - Sprengwerke:



Der bei Verstärkungen (zB von Brücken) häufig angewandte Unterspannte Balken ist - statisch gesehen - ein umgekehrtes Hängewerk:



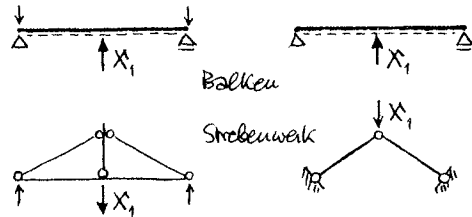
Ihr Anwendungsgebiet finden Hängewerke in Dachstühlen über grossen, stützenfreien Räumen und bei - eher schmalen - Brücken. Sprengwerke finden wir fast ausschliesslich bei Brücken, wo das Flussprofil genügend Platz für das separat abgestützte Strebenwerk lässt. Das Gleiche gilt für die Unterspannten Balken.

b) Statische Berechnung

Statisch gesehen sind Dreieck- und Trapez-Hängewerke bzw. Sprengwerke, sowie die skizzierten Hängesprengwerke und die unterspannten Balken einfach

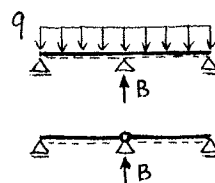
statisch unbestimmt. Die skizzierten kombinierten Formen sind zweifach statisch unbestimmt. Dies erkennt man leicht, wenn man zählt, wieviele Druckstreben bzw. Spannriegel man jeweils eliminieren muss, um das System statisch bestimmt zu machen.

Beider Ermittlung der Schnittkräfte machen die einfach aufgehängten oder einfach unterstützten Systeme keine grossen Schwierigkeiten, wenn man als überzählige Grösse X_1 die Stützkraft zwischen Balken und Strebenwerk einführt:



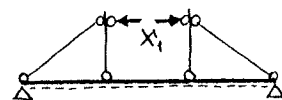
Die überzählige Grösse X_1 lässt sich aus der Verformungsbedingung "Durchbiegung des Balkens = Durchbiegung des Strebenwerks" mit Hilfe des in der Baustatik, Kap. 8 eingeführten Kraftgrössenverfahrens ermitteln. Bei der Ermittlung der Verformungsgrössen ist beim Balken die Beschränkung auf den Einfluss der Biegemomente zulässig, während bei der Ermittlung der Verformungsgrössen des Strebenwerks lediglich der Normalkraftfluss, allerdings unter Berücksichtigung der Verformung des Strebenauschlusses an beiden Strebenenden, beachtet werden muss.

Für normale Fälle reicht jedoch auch eine Näherung, bei der der Balken als Zweifeldträger oder gar nur als zug- und druckfest verbundene Kette von zwei einfachen Balken betrachtet wird.



aufzunehmen. Die Berechnung der Stabkräfte in diesem Strebenwerk benutzt dann lediglich Gleichgewichtsbedingungen (Baustatik, Kap 4 und speziell 4.42 a).

Bei Trapez-Hängewerken und -Sprengwerken führt man am besten die Kraft im Spannriegel als überzählige Grösse X_1 ein. Als Verformungsbedingung gilt die Erhaltung des Abstands der Hängepfostenköpfe, korrigiert um die Verkürzung des Spannriegels. Mit den



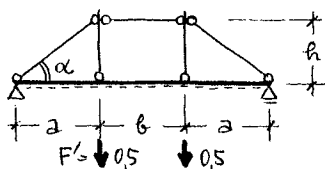
Regeln der Baustatik, Kap. 8 können die Schnittkräfte im Streckbalken und im Strebenzug ermittelt werden, wobei wieder bei der Ermittlung der Verformungsgrössen der Beitrag der Normalkräfte und die Verbindungs-Verformung bei Streben und Spannriegel berücksichtigt werden sollten. Auch hier ist eine sehr gute Näherung möglich, indem man die Grösse X_1 zu einem günstig gewählten

statisch bestimmten Ersatzsystem abschätzt. Dieses bilden wir durch Einführung eines gedachten Gideuks im mittleren Bereich des Streckbalkens, zB in Feldmitte des Hängewerks. Dies ist in Kap. 4.31 der Baustatik für Hängewerke und unter Kap. 4.24 für Sprengwerke gezeigt worden und bedarf hier Keiner weiteren Erläuterung. Auch die dort gezeigten Beispiele sind typisch für den Holzbau.

Bei der Bemessung des Strebewerks ist natürlich die Knickgefahr der Druckstäbe zu beachten. Zusätzlich ist durch räumliche Abstufung der Hängestützen von Hängewerken bzw durch horizontale Aussteifung des Balkens bei Sprengwerken ein seitliches Ausweichen des ebenen Tragsystems zu verhindern.

c) Abschätzung der Durchbiegung

Bei der Berechnung der Durchbiegungen von Hänge- und Sprengwerken sind die Beiträge aus Normalkräften und die Verformung der Verbindungen zu berücksichtigen sowie die Beiträge der Biegemomente im Streckbalken. Die Durchbiegung des Systems an den Stellen der Hängepfosten lässt sich dabei



gut allgemein zu beschreiben, da für diese Werte der Beitrag der Biegemomente vernachlässigt. Für die Ermittlung der Durchbiegung

mit Hilfe der Arbeitsgleichung führen wir zwei virtuelle Kräfte $F' = 0,5$ ein, die zusammen an der symmetrischen Verformung die Arbeit $2 \cdot 0,5 \cdot w$ erbringen. Es ist dann

$$w = \sum_{\text{alle Stäbe}} N_i \left[\frac{N_i}{EA_i} \cdot l_i + \left(s + \frac{N_i}{C} \right) \cdot 2 \right]$$

Die Erklärung der einzelnen Terme findet sich unter 3.45 e). Hieraus lässt sich - hier ohne Ableitung - folgende einfache Formel herleiten, in der für die Gesamtverformung jeder Verbindung das Doppelte des Schlupfs von $s = 1,0 \div 2,0$ mm und ein mittleres Spannungsniveau σ_m in den Druck- und Zugstäben angenommen wurde. Es ist damit

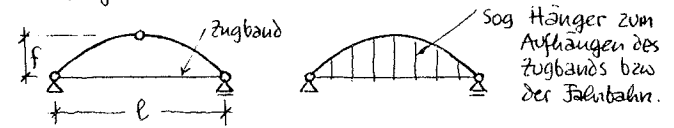
$$w \approx \left[\frac{\sigma_m}{E_H} \cdot \frac{2a^2 + 2h^2 + 2b^2}{h} + s \cdot \frac{6a + 2h}{h} \right] \cdot (1 + \delta \varphi)$$

Die runde Klammer ist wieder der Knickinfluss unter Dauerlasten. Es zeigt sich normalerweise, dass die Verformung der Verbindungen den grössten Beitrag an die Verformung des Hängewerkes leistet. Die Verformung insbesondere aus Verbindungsschlupf kann im übrigen durch Überlösen kompensiert werden.

Hinzuzuzählen zur oben abgeschätzten Durchbiegung unter den Hängepfosten ist die Durchbiegung des Streckbalkens auf der Strecke b , die nach Kap. 3.31 c) ermittelt werden kann.

4.13 Bogentragwerke

Für Brücken über etwa 12 m Spannweite und die Überdeckung grossen stützenfreier Räume eignen sich Bogentragwerke besonders gut. Die Regel ist der Bogen mit Zugband (aus Holz oder Stahl), entweder als Zweigelenkbogen oder als Dreigelenkbogen mit einem Scheiteltgelenk in der Mitte:



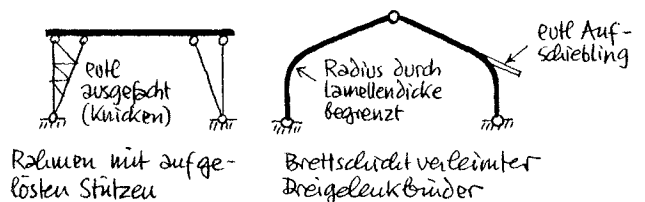
Die Form des Bogens ist in der Regel eine quadratische Parabel und damit Drucklinie für gleichmäßig verteilte Lasten (siehe Baustatik, Kap. 4.22 c), 4.32 und 8.25). Aus verteilten Lasten sind damit die Biegemomente im Bogen null oder sehr klein. Unsymmetrische Lasten und Einzellasten führen zu Biegemomenten, die jedoch - im Vergleich zum einfachen Balken gleicher Spannweite - immer noch bescheiden sind.

Für die Bemessung des Bogens sind in der Regel die Durchbiegungen unter unsymmetrischen Lasten und Einzellasten maßgebend sowie die Knickgefahr unter der Bogen-Normalkraft. In der Bogenebene kann als Knicklänge l_k näherungsweise $l_k = 1,25 \cdot s$ gesetzt werden mit $s = 0,5 \cdot l \cdot \left[1 + \frac{8}{3} \cdot \left(\frac{f}{l} \right)^2 \right]$. Gegen das Ausklammern aus der Bogenebene sind die in der Regel sehr schmalen Bogen durch Knickverbände oder seitliche Abstützungen in engen Abständen zu halten.

Wegen der Begrenzung der transportierbaren Längen ist über $l = 20$ m der Dreigelenkbogen bevorzugt, es sei denn, man wolle die Schwierigkeiten eines brügesteifen Stosses (zB verleimte Läden, siehe 2.6) in Kauf nehmen. Dies ist bei Spannweiten über rd 40 bis 50 m jedoch auch beim Dreigelenkbogen unvermeidbar.

4.14 Rahmentragwerke

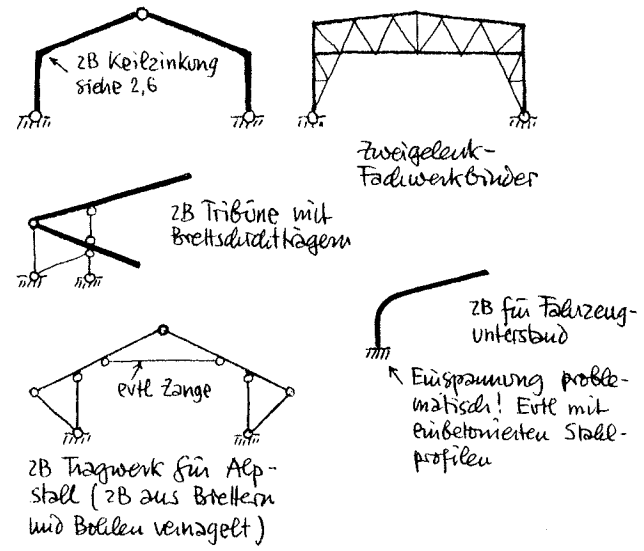
Für Rahmentragwerke gilt in mancher Beziehung Ähnliches wie für Bogentragwerke. Auch hier sind Zwei- und Dreigelenk-Lösungen möglich. Da die Rahmenform jedoch nicht der Drucklinie zu den Lasten entspricht, sind grössere Biegemomente, insbesondere in den Rahmenecken, zu erwarten. Hingegen passt sich die Rahmenform besser der Raumnutzung an. In der Regel steht heute der Brettstichtverleimte Binder im Vordergrund, unter Umständen mit sog. aufgelösten Stützen. Aber auch Fachwerkrahmen sind möglich. Die nachfolgenden Skizzen geben einige Anregungen:



Rahmen mit aufgelösten Stützen

Brettstichtverleimter Dreigelenkbinder

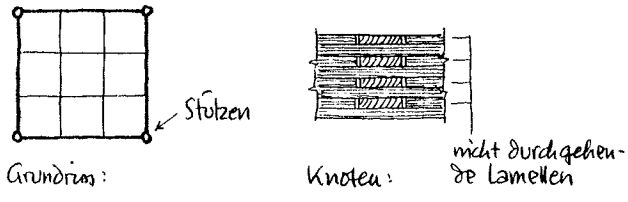
Weitere Beispiele für Rahmentragwerke:



Deutlich wird, dass mit Rahmentragwerken eine gute Anpassung an die Nutzung möglich ist und auch architektonisch befriedigende Bauwerke erstellt werden können.

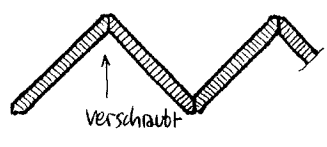
4.15 Flächentragwerke

Mit Holz sind auch - teilweise unerhört schöne und elegante - Flächentragwerke möglich, zB durch Kreuzweise Verleimung von Brettern zu Trägernosten:



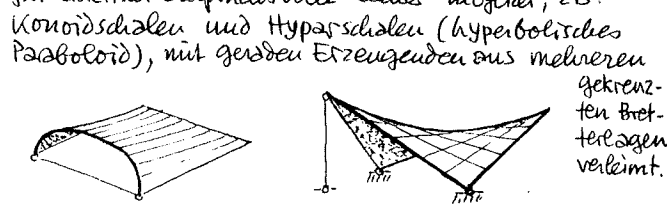
Begrenzung der Abmessungen durch Transport beachten.

Flächentragwerke entstehen auch durch "geneigten" Zusammenbau von schmalen Brettschichtträgern zu Faltwerken; da sich die Träger gegenseitig stützen, ist ein Kippen nicht möglich und die Träger können sehr schmal sein (Vorsicht: Transport und Montage).



Auch im "Kistenbau" unter Verwendung von Sperrholzplatten sind interessante Lösungen, insbesondere für demontable Bauwerke, möglich, zB durch räumlichen Zusammenbau von ebenen Dreieckflächen. Prüfung auf "Stetigkeit" und damit grundsätzliche Brauchbarkeit zu Kartonmodellen!

Schließlich sind räumlich gekrümmte Konstruktionen für ästhetisch ansprechende Dächer möglich, zB.



4.2 Decken und Wände

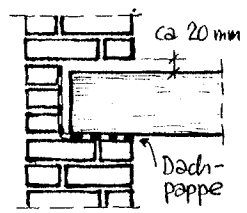
Decken und Wände werden - vor allem in ländlichen Gebieten und im Chaletbau - noch oft in Holz ausgeführt, wenngleich auch dort Stallobeton für Decken und Mauerwerk für Wände immer häufiger anzutreffen sind.

4.21 Holzbalkendecken

Holzbalkendecken bestehen - statisch gesehen - praktisch ausschließlich aus einfachen Balken mit darübergelegter und mit den Balken vernagelter Bodenschalung. Als Spannweite soll wenn immer möglich die kleinere Abmessung der zu überdeckenden Räume gewählt werden. Balkenabstand und Dicke der Bodenschalung müssen aufeinander abgestimmt werden. Normal sind Abstände zwischen 0,60 m und 0,90 m. Größere Abstände sind meist unwirtschaftlich.

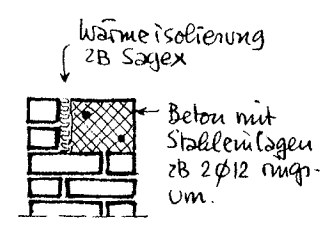
Das Gebälk einer Decke soll - zB mit Bauklammern - für kleinere Kräfte zug- und druckfest miteinander verbunden werden, damit - zusammen mit der Bodenschalung - eine steife Scheibe entsteht, die auch den Wänden einen gewissen Halt gibt.

Die Auflagerung der Balken soll "luftumspült" sein. Dies ist insbesondere bei der Auflagerung von Holzbalkendecken auf Mauerwerk zu beachten. Die Balkenköpfe dürfen also keinesfalls einbetoniert oder eingewinkelt werden, sondern sollen in leicht größeren Aussparungen liegen, wobei die Lagerfläche und die Stirnfläche gegen Feuchtigkeit abzuisolieren ist. Die Balken werden in der Nische mit Holzkeilen verkeilt, welche ihrerseits mit einem



Nagel gesichert werden. Die Balkenköpfe müssen zudem mit einem Holzschutzmittel gestrichen werden.

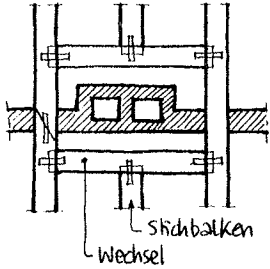
Oftmals wird auch über allen Mauerwerkswänden ein sog. Ringanker in Stallobeton geführt, der



allen Mauern einen Halt gibt und für die Balkenlage eine ebene Lagerfläche bietet. Auch hier werden die Balken auf Dachpappe gelegt und beim Weitermauern

jeder Kontakt mit dem Mauerwerk vermieden durch Ausbildung der erwähnten Nische. Während der Ringanker auf innenliegenden Wänden auf ganze Mauerbreite durchgelastet, muss bei Außenwänden, wie oben skizziert, die schlechtere Wärmeisolierung des Betons durch zusätzliche Wärmedämmschichten ausgeglichen werden.

Im Bereich von Treppen und Kaminen muss das Giebelk "ausgewechselt" werden. Der sog. Stichbalken liegt dabei einseitig auf Mauerwerk auf, während er auf der anderen Seite mit Zapfen oder Brustzapfen (siehe Brüstung, 2.21) in einem anderen Balken eingreift. Sog. Wechsel greifen zu beiden Enden in andere Balken ein. Die Verbindungen werden normalerweise mit versenkter Bauklammer gesichert.



In statischer Hinsicht sind Holzbalkendecken problemlos. Es sind die zulässigen Bräge- und Schraubspannungen einzuhalten, sowie die zulässigen Durchbiegungen (siehe Bemessung 3.31 d).

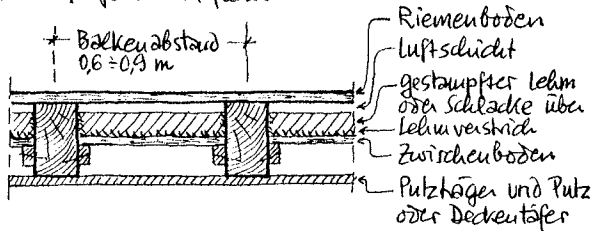
Bei Wohnhausdecken, aber teilweise auch bei Decken über Ställen, sind jedoch zusätzlich die Forderungen nach ausreichender

- * Schalldämmung (zwischen bewohnten Räumen)
- * Wärmeisolierung (gegen unbeheizte Seiten)

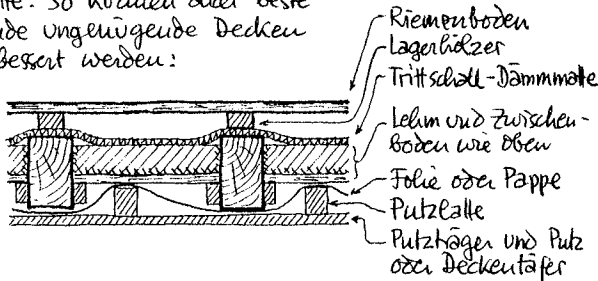
zu beachten.

Bei der Beurteilung der Schalldämmung ist zu unterscheiden zwischen Luftschall (Sprechen, Musik etc.) und Körperschall (z.B. Trittschall). Die Luftschalldämmung einer Decke ist weitgehend proportional zu ihrem Gewicht (einschließlich Putz etc.). Sie wird zudem durch Spalten und Ritzen in der Decke stark beeinträchtigt. Körperschall hingegen sollte man weitgehend an der Quelle bekämpfen, z.B. durch Sprunzteppiche. Isolierende Zwischenschichten sollen den eigentlichen Fußboden von der Unterkonstruktion, aber auch von den Wänden, abisolieren.

Die traditionelle Decke mit guter Luftschalldämmung hat den folgenden Aufbau:

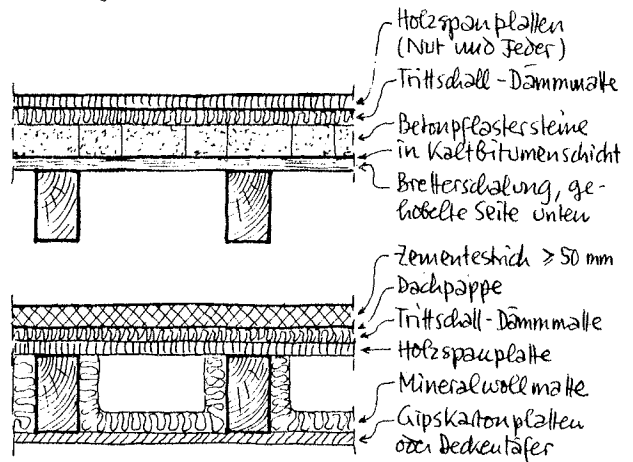


Die Schalldämmung kann verbessert werden durch Trennung der Tragdecke von der Putzschicht sowie durch zusätzliche Anordnung einer Trittschall-Dämmmatte. So können auch bestehende ungenügende Decken verbessert werden:



Auch das Aufbringen eines trockenen Sandeschlüttings, in welche Lagerholzer eingelegt werden, welche dann den Riemenböden halten, kann zu einer besseren Luftschalldämmung beitragen.

Moderne Decken benutzen Holzspanplatten, womit insbesondere auch das bekannte Klauen von Holzbalkendecken eliminiert werden kann. Typische Formen sind die folgenden:



Eine ausreichende Wärmeisolierung flächenhafter Bauteile erzeugt man durch Anordnung von dicken Mineralwollmatten geringer Dichte, durch Schaumstoffplatten (z.B. Sagex) und durch "stehende" Luftschichten (in denen keine Luftzirkulation möglich ist). Auf der "warm"seite der Isolierschichten ist in der Regel eine sog. Dampfsperre nötig, um Kondensation von Luftfeuchtigkeit in der Dämmschicht und damit Verlust an Isolationsvermögen zu vermeiden. Handelsübliche Matten sind oft schon werkseitig mit einer Dampfsperre versehen.

Wärmeisolierende Decken sind vorwiegend über Kellerräumen und unter ungeheizten Dachräumen nötig, also an Stellen, wo die Schalldämmung eine untergeordnete Rolle spielt. Wir können deshalb im wesentlichen die vorstehend skizzierten Deckenquerschnitte beibehalten, wenn wir die gewichtsbearbeitenden Schichten durch leichte, dicke Wärmeisolierende Schichten ersetzen oder ergänzen.

Die vorstehenden Skizzen sind im übrigen lediglich als Beispiele zu verstehen. Handbücher führen viele weitere Möglichkeiten auf und geben u.U. auch Zahlenwerte für die Dämmeigenschaften.

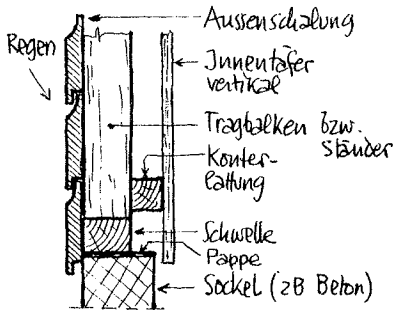
4.22 Holzwände

Zentrales Element von Holzwänden ist die möglichst geschlossene raumabschließende Bretterschicht. Diese muss auf ein tragendes Gerüst aus Balken aufgenagelt werden.

Wettseitige Bretterschichten werden dabei in der Regel horizontal gelegt. Bei Verwendung des Spindelprofils ergeben sich dabei weitgehend rechteckige Läden. Raumseitiges Wändtäfer wird meist vertikal gestellt, wobei mit Nut- und Kamm-Profil ebenfalls ebene Flächen entstehen.

Brett-Brücken sind auf den Abstand der Tragbalken abzustimmen. Normal sind Abstände von 1,0 m bis etwa 1,50 m. Je nach Brettstellung sind sog. Konter-

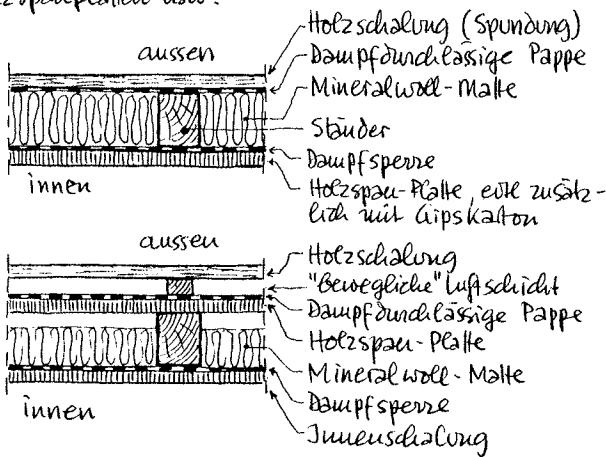
latten nötig, die zu die Tragbalken mit Holzschrauben oder Bauschrauben angeschlossen werden. Der prinzipielle Aufbau - hier noch ohne wärmedämmende, schalldämmende und winddichtende Zwischenschichten - ist damit der folgende:



Natürlich muss die Schwelle mit dem Sockel und dem Tragbalken geeignet verbunden werden. Dabei ist vor allem auch auf Windsogkräfte zu achten, die vom Dach über die Hand in Sockel und Fundament abgeleitet werden müssen. Dies ist insbesondere bei Bauten mit leibter Dachhaut nötig.

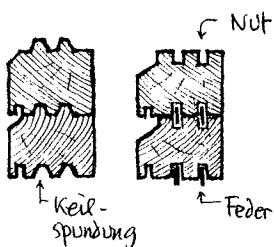
Winddichtigkeit wird durch Zwischenlage einer in engen Abständen befestigten Dachpappe erzeugt, zusätzliche Wärmeisolierung - wie bei Decken - durch dicke, leichte Wärmedämm-Matten oder Schaumstoffplatten. Hierbei ist wieder in der Regel eine Dampfsperre auf der Warmseite nötig.

Damit entstehen folgende Wandquerschnitte, hier skizziert in modernen Formen unter Verwendung von Holzspanplatten usw:



Bei Innewänden ohne Wärmeschutzfunktion kann die Dampfsperre entfallen. Die Mineralwoll-Matte wird vorteilhafterweise durch schwerere Schichten ersetzt (Luftschalldämmung).

Beim Vollholz-Blockbau besteht die ganze Wand massiv aus Holz. Die Wärmedämmung ist in der Regel ausreißend und die Luftschalldämmung nicht schlecht. Voraussetzung ist allerdings, dass die Fugen gut abgedichtet sind. Dies ist durch



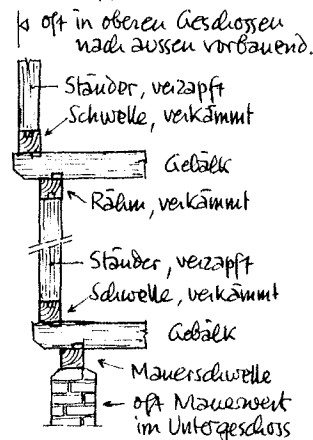
keilförmige Spundung oder durch Nut und Feder bis zu einem gewissen Grad erreichbar. Durch Schwänden und Quellen des Holzes sowie das Verdrehen

einzelner Balken sind jedoch auf die Dauer Undichtheiten zu befürchten. In Wohnbauten sollte deshalb von vornherein ein inneres Windtäfel und eine dazwischenliegende Dampfsperre angeordnet werden.

4.23 Skelett- und Riegelbauten

In Skelett- und Riegelbauten bilden Decken und Wände eine aufeinander abgestimmte konstruktive Einheit

Die traditionellen Riegelbauten (Fachwerkbauten) gehören zu den schönsten Ergebnissen der Zimmermannskunst, werden jedoch heute, abgesehen von Restaurationen, nicht mehr hergestellt. Im Prinzip handelt es sich um Skelett-Bauten, bestehend aus den Elementen Schwelle, Gebälk, Pfosten (oder Stiel oder Ständer) und Rähm, alles kunstvoll verzapft oder verkämmt.



Da ein solches Ständerwerk jedoch nicht stabil ist, müssen zusätzlich Streben, Kopfbänder, Fußbänder etc zugeordnet werden, die Fachwerkbauten ihr typisches Gepräge geben. Alle Strebenhölzer werden mit Blatt, Kreuzblatt, Schwalbenschwanz und Weisschwanz (siehe 2.21) miteinander verbunden. Die Zwischenräume oder Gefache werden ausgefacht,

entweder mit Backsteinmauerwerk oder mit Flechtwerk und strohbewehrter Lehmfüllung, wobei das Holzwerk sichtbar bleibt und oft mit Ornamenten und Schnitzzügen reich verziert ist.

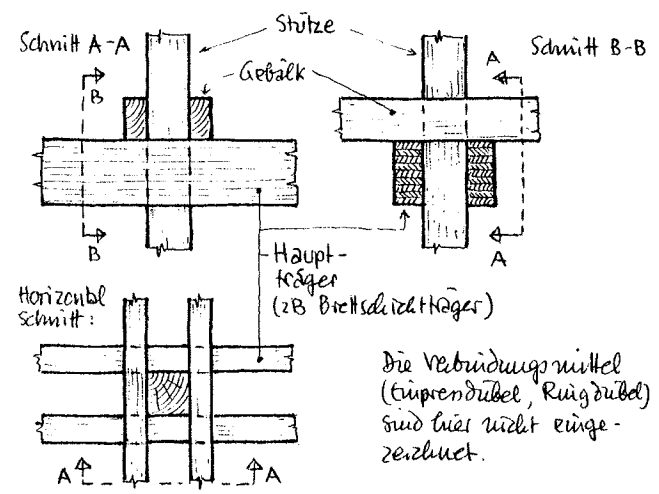
Die Art der Verankerung des Ständerwerks durch Streben, Kopf- und Fußbänder ist landschafts-lich verschieden, lag jedoch offensichtlich innerhalb gewisser Regeln im Ermessen des Zimmermeisters, der - je nach gestalterischer Kraft - das für die Stabilisierung nötige oft auch zu einer begeisterten schönen geometrischen Zeichnung des Gebäudes machte.

Es ist hier nicht der Platz, auf diese vorwiegend im deutschsprachigen Raum anzutreffenden Konstruktionsformen im Detail einzugehen (siehe hierzu beispielsweise Klöckner, Alte Fachwerkbauten, Verlag Callwey, München, 1978). Lediglich ein Hinweis und Wunsch: Hinter mancher Bauernhaus-Fassade ist ein Fachwerk versteckt, das im Zuge gewandelter Wertvorstellungen verputzt wurde, um ein massives Bauwerk vorzutäuschen. Solche Fachwerke und damit alte Zimmermannskunst wieder sichtbar zu machen, kann bei nötigen Renovationen gelingen. Jedem Freund des Holzbaus sollte dies ein Anliegen sein.

In neuerer Zeit ist ein Wiederaufleben der Holzskelett-Bauweise zu beobachten und zwar sowohl in Bergregionen beim Bau von Ferienwohnungen als auch bei Einfamilienhäusern und Versammlungszentren, Kirchen usw. Dieser moderne Skelett-Bau macht sich die modernen Verbindungsmittel Schrauben, Bolzen, Empendübel und Ringdübel zunutze und verwendet Brett-schicht verleimte Träger, wo immer dies wirtschaftlich vertretbar ist. Der Grund ist vor allem der, dass solche verleimten Träger weit weniger zum Verziehen und Verdrehen neigen als normales Schnittholz.

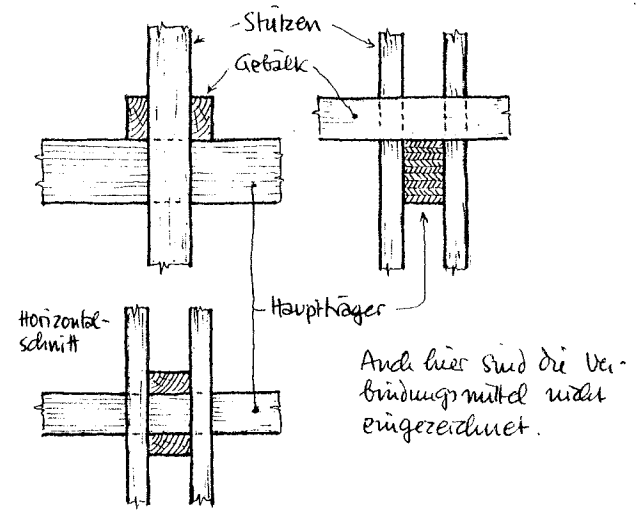
Insbesondere für grössere Bauwerke mit oft wiederkehrenden Details wurden eigentliche Skelett-Bau-Systeme entwickelt, die - in ausgefeilter Modularen Ordnung und Maßordnung - auch die letzten Details berücksichtigen. Es kann hier nicht darum gehen, diese Systeme hier darzustellen, wir wollen hier lediglich die wichtigsten Konstruktionsprinzipien behandeln, die solchen Skelett-Konstruktionen zugrundeliegen. Hervorstechendstes Konstruktionsmerkmal ist - den modernen Verbindungsmitteln entsprechend - die sog. zungenartige Anordnung der Hölzer, wobei nach Möglichkeit sowohl die Stützen als auch die Balken über mehrere Felder bzw. Knoten durchlaufen. Hierbei werden entweder die Balken oder die Stützen mehrteilig geführt.

Bei einteiligen Stützen ergeben sich Knoten der folgenden Art:



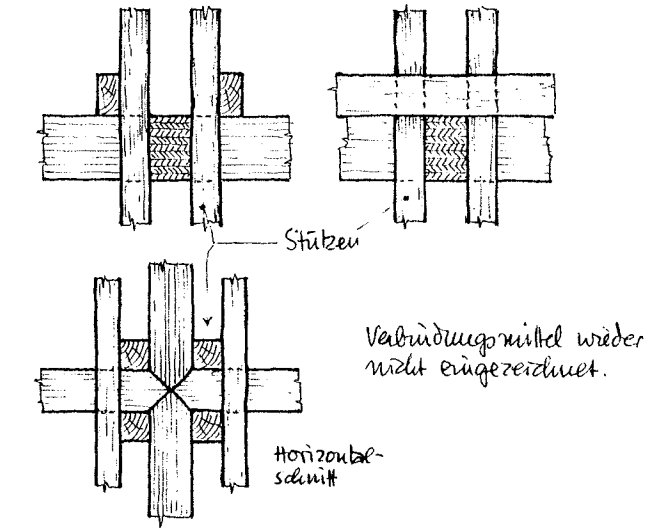
Die in der Skizze mit Gebälk zugeschriebenen Hölzer nehmen bei jedem Knoten die Stütze in die Zange, werden jedoch dann in den für Holzbalkendecken üblichen Abständen als Einzelbalken auf die Hauptträger ausgelegt und bilden die Tragbalken der Decke (siehe 2.21). In der Stützebene werden die für die Stabilisierung des Skeletts nötigen Streben zugeordnet und an Hauptträger bzw. Gebälk mit den gewählten Verbindungsmitteln angeschlossen. Wände liegen ebenfalls in der Stützebene, wobei die Stützendicke die Abmessung der Wände zwischen den beiden Schalen bestimmt (siehe 2.22).

Ganz analog können auch die Stützen zweiseitig geführt werden, wobei normalerweise der Hauptträger in die Zange genommen wird. Dabei entstehen Knoten von folgendem Typ

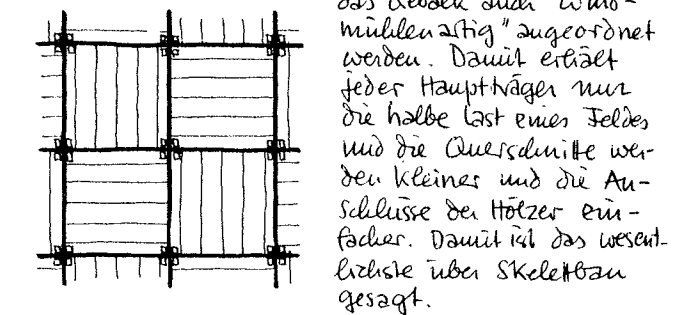


Für Streben, Decken und Wände gilt im Prinzip das schon vorher ausgeführte.

Schliesslich können die Stützen auch vierfach geführt werden, womit Hauptträger in zwei Richtungen möglich sind, allerdings in der Regel nur als einfache Balken zwischen zwei Knoten. Dabei entstehen Knoten von folgendem Typ:



Für die Anordnung von Streben, Wänden und Decken gilt wieder das vorstehend gesagte. Da jetzt jedoch Hauptträger in zwei Richtungen vorhanden sind, kann



4.24 Holztafelbau

Aus dem Skelettbau hat sich - im Sinne einer möglichst weitgehenden Verlagerung der notwendigen Arbeiten von der Baustelle in die vorwitterungseinflüssen geschützte Werkstatt - der sog Holztafelbau entwickelt. Im Prinzip bestehen diese Tafeln aus einem umlaufenden Holzrahmen, evtl dazwischenliegenden aussteifenden Riegeln und einer beidseitigen Bepflankung mit Brettern, Holzspanplatten, Gipskartonplatten usw. Im Idealfall enthalten diese Tafeln je nach Funktion die notwendige Isolierung, elektrische und sanitäre Installationen, Türen und Fenster und für Dachplatten sogar die eigentliche Dachhaut.

Die Abmessungen der Tafeln sind durch den Transport begrenzt und übersteigen in der Breite selten etwa 2,50 m. Wandelemente sind geschlosshoch, Deckenelemente so lang, dass sie die zu bildenden Räume als einfacher Balken zu überbrücken vermögen. In statischer Hinsicht können bei entsprechender Verbrüdung zwischen Rippen und Holzspanplatten (zB bei Nagelprelleimung) die letzteren mitgerechnet werden, sodass im Prinzip ein I-Querschnitt entsteht. Für die Verbrüdung



der einzelnen Tafeln wurden spezielle, für das jeweilige System typische Verbindungen entwickelt, die

sich rasch (zB durch Einstecken von Stahlkeilen in Stahlaschen oder Ähnliches) bei der Montage schließen lassen.

Es kann hier nicht darum gehen, solche Tafelbausysteme in allen Details vorzustellen. Hierzu muss man auf entsprechende Prospekte und Systemzeichnungen zurückgreifen, aus denen auch die Kombinierbarkeit von Platten und die Möglichkeiten der Raumaufteilung hervorgehen.

Ein weiterer Schritt der Industrialisierung gelingt mit der Vorfertigung von ganzen Raumelementen und Raumzellen, die - in immer noch tauschbarer Breite - einfach auf vorbereitete Sockel nebeneinandergestellt und miteinander verbunden werden. Derartige Elemente finden vorwiegend für demontierbare, eingeschlossene Baukörper Verwendung, zB für Schulbauten, Kindergärten, Baracken usw. Auch hier kann auf die Details nicht eingegangen werden.

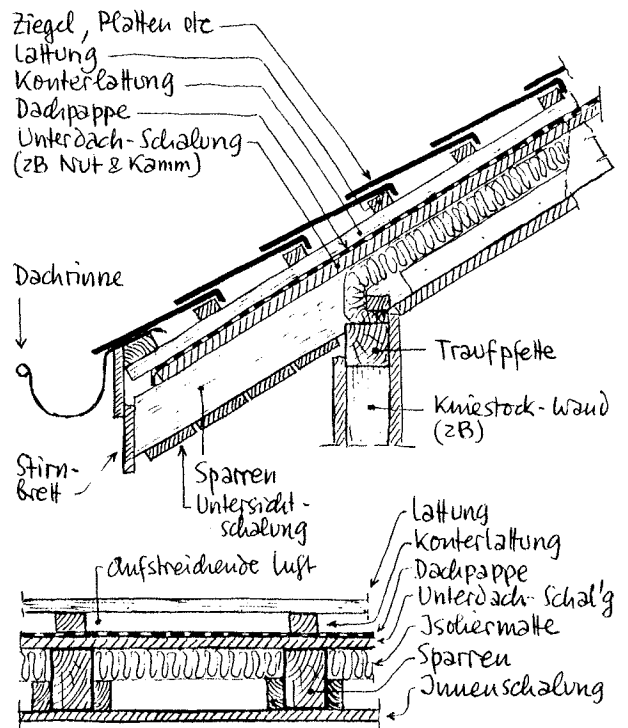
4.3 Dachtragwerke

Der folgende Abschnitt behandelt Dachtragwerke des Zimmermannsmäßigen Holzbaus, wie sie im Hochbau bei praktisch allen geneigten Dächern anzutreffen sind.

4.31 Allgemeines

a) Dachaufbau

In grundsätzlicher Hinsicht besteht ein Dach aus Sparren, Latten und Ziegeln. Es erfüllt in dieser elementaren Form jedoch lediglich die Funktion des Schutzes vor Meteorwasser. Schon bei Schneetreiben kann es vorkommen, dass Schnee unter den Ziegeln hindurch in den Dachraum geblasen wird. Um dies zu verhindern, ist ein sog. Unterdach nötig. Zusätzlich wird man heute in beheizten Gebäuden eine Wärmeisolierung anordnen. Unter Beachtung aller Anforderungen hat ein Dach deshalb etwa den folgenden Aufbau:



Natürlich wird dieser Aufbau vielfältig abgewandelt werden müssen je nach Dachform, Typ der Dachbedeckung, Ansprüchen zu Isolierung und Innenschalung usw. Aber das Prinzip ist immer das gleiche. Auch kann man, je nach Funktion des Daches, einzelne Elemente weglassen, zB die Innenschalung in reinen Speicher-Räumen, wo die Sparren sichtbar bleiben dürfen. Auch die Untersichtschalung im Bereich der Ausragung und des Stirnbretts sind lediglich eine Frage der Ästhetik.

Die, die Ziegel bzw. die Dachhaut tragende, Lattung hat in der Regel die Querschnittsabmessungen 24 x 48 mm (sog. Dachlatten). Sie wird mit Nägeln auf der Konterlattung bzw. direkt auf den Sparren befestigt. Ihr Abstand ergibt sich aus der Art der vorgesehenen Dachindeckung. Die Dachlatten müssen sowohl die Lasten aus Dachhaut und Schnee als auch die Windkräfte auf die Sparren übertragen. Während der Bauarbeiten müssen sie die Last von "Mann und Beschrift" tragen, was den Sparrenabstand nach oben auf etwa 0,8 m begrenzt. Bei grösseren Lasten (z.B. Schnee in höheren Lagen) müssen die Sparren enger gesetzt werden. Ein noch vernünftiges Minimum ist etwa 0,5 m Axabstand der Sparren.

b) Statische Systeme

Die traditionellen, zimmermannsmässigen Dachkonstruktionen lassen sich nach ihrer statischen Wirkungsweise und ihrer entwicklungs-geschichtlichen Herkunft entsprechend in zwei grundsätzlichen verschiedenen Gruppen einteilen und zwar in sog. Pfettendächer und in sog. Sparrendächer.

Zu Pfettendächern bilden die sog. Pfetten zusammen mit Stützen und gegebenenfalls Streben einen sog. Dachstuhl, auf dem die Sparren als einfache Balken, oft auskragend oder als über mehrere Pfetten durchlaufende Balken frei aufliegen. Sie werden mit einem langen Sparrennagel auf den Pfetten befestigt. Die Pfetten liegen horizontal und sind oft als Kopfbausträger (siehe 4.11.4) ausgebildet. Das Pfettendach geht auf das schräg geneigte Flachdach des Mittelmeer-Raums zurück.



Sparren als einfache Balken, oft auskragend oder als über mehrere Pfetten durchlaufende Balken frei aufliegen. Sie werden mit einem langen Sparrennagel auf den Pfetten befestigt.

Die Pfetten liegen horizontal und sind oft als Kopfbausträger (siehe 4.11.4) ausgebildet. Das Pfettendach geht auf das schräg geneigte Flachdach des Mittelmeer-Raums zurück.

Zu Sparrendächern bildet jedes Sparrenpaar (= Gespärre) einen Dreigelenkrahmen, der auf die Unterkonstruktion nicht nur vertikale Kräfte, sondern auch einen sog. Horizontalschub abgibt. Während jedes Sparrenpaar in der Ebene stabil ist, muss es gegen Auskippen aus der Ebene durch sog. Wüdrispen (schräg unter die Sparren genagelte Bretter oder Bohlen) gesichert werden. Das Sparrendach geht auf das durch Stalgen gehaltene Zeltdach nomadischer Völker zurück.



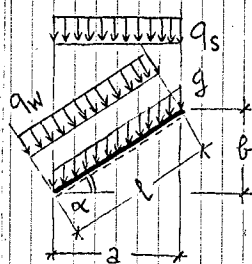
auf die Unterkonstruktion nicht nur vertikale Kräfte, sondern auch einen sog. Horizontalschub abgibt. Während jedes Sparrenpaar in der Ebene stabil ist, muss es gegen Auskippen aus der Ebene durch sog. Wüdrispen (schräg unter die Sparren genagelte Bretter oder Bohlen) gesichert werden.

Beide Konstruktionsformen wurden natürlich je nach Spannweite, Grundriss des Gebäudes usw. variiert. Die wichtigsten Formen werden in den Abschnitten 4.32 und 4.33 im Detail besprochen.

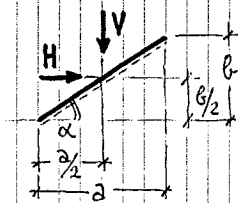
Beide Konstruktionsformen wurden natürlich je nach Spannweite, Grundriss des Gebäudes usw. variiert. Die wichtigsten Formen werden in den Abschnitten 4.32 und 4.33 im Detail besprochen.

c) Belastungen

Dächer werden durch ständige Lasten g (Ziegel, Unterdach, Sparren etc), durch Windkräfte q_w und Schneelasten q_s belastet. Dabei ist zu beachten, dass, obwohl alle Grössen z.B. in KN/m^2 ausgedrückt werden, Bezugsflächen und Richtung nicht übereinstimmen, also eine algebraische Addition nicht zulässig ist. Die Eigenlast des Daches bezieht sich naturgemäss auf den m^2 der schrägen Dachfläche und wirkt vertikal, die Windkräfte beziehen sich ebenfalls auf die Dachfläche, wirken jedoch senkrecht zu ihr, während Schneelasten vertikal wirken, aber auf den m^2 der horizontalen Grundfläche bezogen werden. Oftmals ist es sinnvoll, mit horizontalen und vertikalen Komponenten der zu einer gegebenen Länge l gehörigen Resultierenden zu rechnen. Diese betragen, statisch äquivalent zu obestehender Situation:



Oftmals ist es sinnvoll, mit horizontalen und vertikalen Komponenten der zu einer gegebenen Länge l gehörigen Resultierenden zu rechnen. Diese betragen, statisch äquivalent zu obestehender Situation:



$$H = b \cdot q_w$$

$$V = a \cdot \left[\frac{q}{\cos \alpha} + q_s + q_w \right]$$

Die Grösse der Lasten bzw. Kräfte kann z.B. der Norm SIA 160 entnommen werden.

Die Eigenlasten hängen naturgemäss von der gewählten Dachindeckung und vom Aufbau des Daches ab und liegen - einschliesslich Latten, Sparren, Schalung etc - zwischen 0,4 und 1,5 KN/m^2 Dachfläche.

Für Schneelasten auf Dächern gilt nach SIA 160 mit h_0 = Höhe über Meer

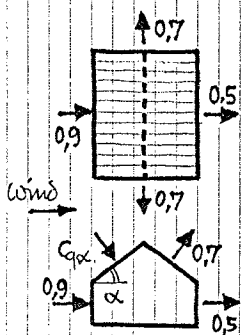
$$q_s = \xi_i \cdot \left[1 + \left(\frac{h_0}{350} \right)^2 \right] \cdot 0,4 \text{ KN/m}^2 \geq \xi_i \cdot 0,9 \text{ KN/m}^2$$

Der Beiwert ξ_i berücksichtigt Dachform und Neigung des Daches. Normalerweise gilt $\xi_i = 0,8$. Sind Dächer steiler als 60° , darf mit einem Abgleiten des Schnees gerechnet werden ($\xi_i = 0$). In relativ schneereichen Gegenden (Pessim, Glarnerland) kommt zu h_0 ein Zuschlag von bis zu 500 m, im Engadin z.B. darf man von h_0 200 m abziehen (siehe hierzu Norm SIA 160).

Windkräfte wirken nur bei direkt aufgeblasenen Flächen als Druck. Auf dem wind abgewandte Gebäudeflächen, auf Flächen, zu denen der wind parallel vorbeistreicht und auf flache Dächer wirkt der wind als sog. Die Windkräfte q_w werden mit sog. Windbeiwerten C_q aus dem sog. Staudruck q_r ermittelt. Dieser ist für normale Gebäudehöhen zu

$$q_r = 0,9 \text{ KN/m}^2$$

zugeseht. Die Windbeiwerte C_w sind stark von der Gebäudeform abhängig. Für übliche Gebäudeformen können die folgenden Werte als Anhaltspunkte dienen:



Front-, Rück- und Seitenwände sowie dem Wind abgewandte Dachfläche C_p -Werte gemäß Skizze. Für Dachfrontseite:

$$0 \leq \alpha \leq 20^\circ : C_{p\alpha} = -1,0$$

$$20 < \alpha \leq 50^\circ : C_{p\alpha} = \frac{5 \cdot \alpha - 200}{100}$$

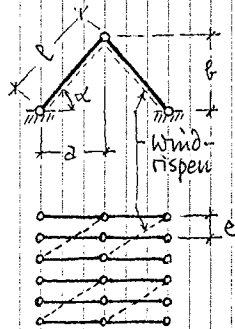
$$50 < \alpha \leq 90^\circ : C_{p\alpha} = \frac{\alpha}{100}$$

Damit ist klar, dass immer mit Sogkräften auf Dächern gerechnet werden muss, die betragsmäßig bis zur Größe des Staudrucks zuzunehmen sind. Im übrigen ist zu beachten, dass die Beiwerte Mittelwerte über größere Teilflächen sind. Lokal (z.B. an Dachrändern und Gebäudekanten) können die Windkräfte noch weit größer werden und auch rüttelnd wirken, worauf bei der Konstruktion (z.B. durch dichtere Nägelnung) Rücksicht zu nehmen ist.

4.32 Sparrendächer

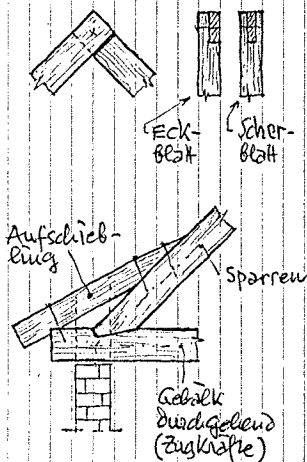
a) Einfaches Sparrendach

Einfache Sparrendächer sind - statisch gesehen - drei-Gelenk-Rahmen (siehe Baustatik, Kap. 4.22). Jedes der

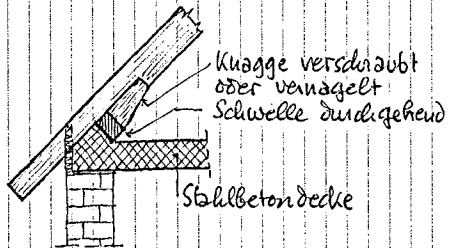


in relativ engen Abständen ($0,5 \pm 0,8$ m) gesetzten Sparrenpaare ist in seiner Ebene stabil. Gegen Umkippen aus der Ebene sind jedoch Windrispen nötig, die in der Regel unter die Sparren genagelt werden.

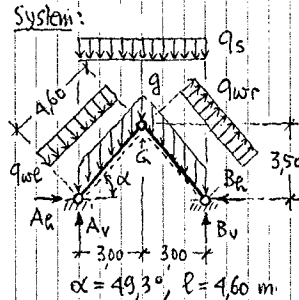
Die Verbindung der beiden Sparren jedes Gespärres geschieht mittels Blatt oder Scherblatt, gesichert durch einen Nagel. Der Fußpunkt ist in der Regel nur mit einem sog. Aufschiebling lösbar, wo nur sich eine gebogene Dachfläche ergibt.



Will man den Aufschiebling vermeiden, muss man in der Regel mit Knaggen arbeiten; das wird jedoch in der Regel recht aufwendig.



Für die Bemessung der Sparren sind die Schnittkräfte zu ermitteln. Dies soll an einem Beispiel gezeigt werden. Es sei die nebenstehende Geometrie gegeben sowie als Dachausbildung ein Falzziegeldach mit $g = 0,7 \text{ KN/m}^2$ Dachfläche. Das Dach sei auf $h_0 = 590$ m und um Abgleiten des Schnees sei verhindert. Das Holz werde leicht getrocknet ein-gebaut und als zulässige Durchbiegung gelte $z_{ulw} = l/200$ bei $\delta \mu = 0,5$. Damit gilt für Wind von links mit Angaben von 4.31 c):



Belastung:

$$g = 0,70 \text{ KN/m}^2 \text{ Dachfläche}$$

$$q_s = 0,8 \cdot [1 + (590/350)^2] \cdot 0,4 = 1,23 \text{ KN/m}^2 \text{ Grundfläche}$$

$$q_{wl} = 0,9 \cdot (5 \cdot 49,3 - 200) / 100 = 0,42 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{wr} = 0,9 \cdot 0,7 = 0,63 \text{ KN/m}^2$$

Auflagerkräfte:

Wir folgen dem Vorgehen von Baustatik Kap. 4.21 a) und machen uns das unter 4.31 c) gezeigte zunutze:

$$\Sigma \rightarrow = 0 = A_g - B_g + (0,42 + 0,63) \cdot 3,5$$

$$\Sigma \uparrow = 0 = A_v + B_v - 0,7 \cdot 4,6 \cdot 2 - 1,23 \cdot 6,0 - 0,42 \cdot 3,0 + 0,63 \cdot 3,0$$

$$\Sigma M_A = 0 = B_v \cdot 6,0 - 0,7 \cdot 4,6 \cdot 2 \cdot 3,0 - 1,23 \cdot 6,0 \cdot 3,0 - 0,42 \cdot 4,6^2 / 2 + 0,63 \cdot [3,0 \cdot 4,5 - 3,5^2 / 2]$$

$$M_B = 0 = B_v \cdot 3,0 - B_g \cdot 3,5 - 0,7 \cdot 4,6 \cdot 1,5 - 1,23 \cdot 3,0^2 / 2 + 0,63 \cdot 4,6^2 / 2$$

Die Auflösung ergibt:

$$B_v = 6,88 \text{ KN/m}$$

$$B_g = 4,81 \text{ KN/m}$$

$$A_g = 1,17 \text{ KN/m}$$

$$A_v = 6,31 \text{ KN/m}$$

wobei die Bezugslänge "1 m" längs zur Traufe gilt. Die Kontrollgleichung stellt man am besten als Momentenbedingung um das Firstgelenk A auf, was hier nicht gezeigt wird.

Schnittkräfte:

Die größten Querkräfte bzw. Normalkräfte sind an den Fußpunkten der Sparren zu erwarten. Für den linken Fußpunkt ergibt sich, wie man leicht einstellt:

$$N = -6,31 \cdot \sin \alpha - 1,17 \cdot \cos \alpha = -5,55 \text{ KN/m}$$

$$V = +6,31 \cdot \cos \alpha - 1,17 \cdot \sin \alpha = +3,23 \text{ KN/m}$$

Für den rechten Fußpunkt gelten, mit den zugehörigen Auflager-

Kräfte, unter Beachtung der Vorzeichen, die gleichen Formeln; es ergibt sich

$$N = -6,88 \cdot \sin \alpha - 4,84 \cdot \cos \alpha = -8,37 \text{ kN/m}$$

$$V = -6,88 \cdot \cos \alpha + 4,84 \cdot \sin \alpha = -0,82 \text{ kN/m}$$

Das maximale Biegemoment ergibt sich ohne Zweifel in der Mitte des linken Sparrens, da der rechte durch Windkräfte entlastet wird. Dort ist

$$\max M = 6,31 \cdot 1,5 - 1,17 \cdot 1,75 - 0,70 \cdot \frac{4,6}{2} \cdot \frac{1,5}{2} - 1,23 \cdot \frac{1,5^2}{2} - 0,42 \cdot \frac{2,3^2}{2}$$

$$= 3,72 \text{ kNm/m}$$

Die Normalkraft beträgt zu dieser Stelle

$$N = \sin \alpha \cdot [-6,31 + 0,70 \cdot 2,3 + 1,23 \cdot 1,5] - 1,17 \cdot \cos \alpha$$

$$= -2,93 \text{ kN/m}$$

Das maximale Biegemoment kann auch mit der in Baustatik, Kap. 4.21 a) angegebenen Formel ermittelt werden. Diese ergibt mit den angegebenen Größen:

$$\max M = \frac{30^2}{8} \cdot \left[\frac{0,70}{\cos \alpha} + \frac{0,42}{\cos^2 \alpha} + 1,23 \right] = 3,70 \text{ kNm/m}$$

also im Rahmen der Rundungfehler, das gleiche. Damit wäre also für die Ermittlung des maximalen Biegemoments die vorgängige Berechnung der Auflagerkräfte nicht nötig.

Bemessung:

Für die Bemessung der Sparren ist wieder die dem Wind zugewandte Seite maßgebend. Für Windbeanspruchung gilt $c_D = 1,25$. Unter Vernachlässigung der Normalkraft ergibt sich mit bekannten Formeln:

$$e \cdot f W_x = 0,1 \cdot 3,72 / 1,25 = 0,30 \cdot 10^6 \text{ mm}^3/\text{m}$$

$$e \cdot f A = 1,5 \cdot 3,23 / 1,25 = 3,9 \cdot 10^3 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$e \cdot f J_x = \frac{200}{60} \cdot 3,72 \cdot 4,6 = 57 \cdot 10^6 \text{ mm}^4/\text{m}$$

Bei einem Sparrenabstand von $e = 0,7 \text{ m}$ genügt

$$\text{D. 12/16, } e = 0,7 \text{ m, Fk II}$$

mit (siehe 1.31 a):

$$\text{vol } W_x = 0,51 \cdot 10^6 / 0,7 = 0,73 \cdot 10^6 \text{ mm}^3/\text{m} > 0,30 \cdot 10^6$$

$$\text{vol } A = 19,2 \cdot 10^3 / 0,7 = 27,4 \cdot 10^3 \text{ mm}^2/\text{m} > 3,9 \cdot 10^3$$

$$\text{vol } J_x = 41,0 \cdot 10^6 / 0,7 = 58,6 \cdot 10^6 \text{ mm}^4/\text{m} > 57 \cdot 10^6$$

Im Anschluss an die Bemessung sind in der Regel noch Nachweise zu führen. Wir fassen diese unter einer Überschrift

Nachweise:

Zusammen (die vorstehend benützte Anordnung der Berechnung in "System - Belastung - Auflagerkräfte - Schnittkräfte - Bemessung - Nachweise" ist typisch für statische Berechnungen und sollte - wenn passend - grundsätzlich angewendet werden).

Als wichtigster Nachweis ist ein Spannungsnachweis in Sparrenmitte unter Berücksichtigung der Normalkraft und der Knickgefahr nötig. Knicken aus der Gespärne-Ebene ist dabei durch die Lattung und die Windrispen verhindert, sodass nur ein Ausknicken senkrecht zur Dachfläche zu betrachten ist. Als Knicklänge ist anzunehmen

$$l_k = l = 4,60 \text{ m}$$

Darzus lässt sich mit dem maßgebenden Träg-

heitsradius des Sparrens

$$i = \sqrt{I_x/A} = 0,289 \cdot h = 0,289 \cdot 160 = 46,2 \text{ mm}$$

die Schlankheit

$$\lambda_k = \frac{4600}{46,2} = 100$$

ermitteln. Hierfür gilt gemäß 3.21 a)

$$k_x = 3100/100^2 = 0,31$$

womit

$$\text{zul } \bar{\sigma}_k = 8,5 \cdot 0,31 \cdot 1,0 \cdot 1,25 = 3,3 \text{ N/mm}^2$$

Die zulässige Biegespannung beträgt

$$\text{zul } \bar{\sigma}_b = 10,0 \cdot 1,0 \cdot 1,25 = 12,5 \text{ N/mm}^2$$

Die vorhandenen Spannungen sind

$$\text{vol } \sigma_{d11} = \frac{2,93 \cdot 10^3}{27,4 \cdot 10^3} = 0,11 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{vol } \sigma_b = \frac{3,72 \cdot 10^6}{0,73 \cdot 10^6} = 5,10 \text{ N/mm}^2$$

Die Nachweisbedingung lautet damit (siehe 3.22):

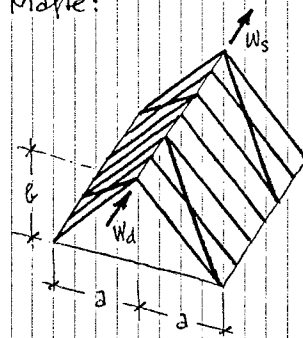
$$\frac{0,11}{3,3} + \frac{5,10}{12,5} = 0,44 < 0,9 \text{ OK}$$

Der Sparren ist also auf Druck mit Biegung nicht gefährdet. Maßgebend ist die Durchbiegung.

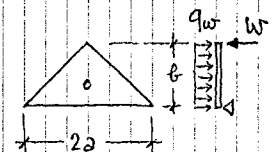
Zusätzlich wären nachzuweisen bzw. zu beweisen der Versatz am Fußpunkt (rechtes Auflager maßgebend, da dort Auflagerkräfte ungünstiger) und evtl. andere Verbindungen (Aufschiebling, Knaggenanschluss). Schließlich sind die

Windrispen

und deren Veranlagung festzulegen. Die Windrispen dienen gleichzeitig zur Aussteifung der Sparren und zur Aufnahme der auf den Giebel wirkenden Windkräfte:



Man nimmt an, dass der Giebel im First durch Dach und Windrispen gestützt sei:



Die Stützkraft W ergibt sich zu

$$W = \frac{2 \cdot h}{3} \cdot q_w$$

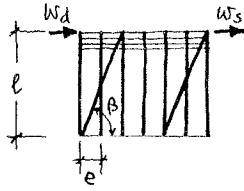
Es ist zu beachten, dass nicht nur Winddruck auf den dem Wind zugewandten Giebel wirkt, sondern auch Windseg auf den dem Wind abgewandten Giebel. Die aufzunehmende Stützkraft beträgt demnach

$$W_d + W_s = q_r \cdot (0,9 + 0,5) \cdot \frac{2 \cdot h}{3} = 1,4 \cdot q_r \cdot \frac{2 \cdot h}{3}$$

wobei die in der Klammer stehenden Werte die Winddruckbeiwerte gemäß 4.31 c) sind.

Jede Dachfläche mit den in ihr wirkenden Windrispen beteiligt sich zur Hälfte an der Aufnahme dieser Kraft. Die Dachfläche selbst kann als Fadr-

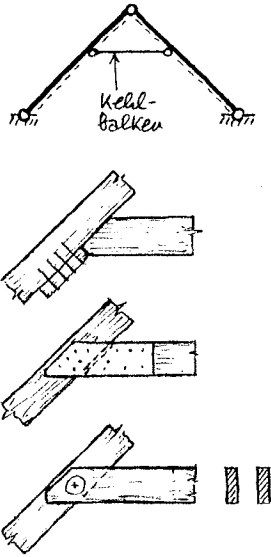
werk angesehen werden, in welchem die Sparren die Vertikalstäbe, die Windrispen die Stroben und im Bereich des Firstes die Lattung die Funktion der Gurtung übernimmt. Die Summe aller Windrispenkräfte ist

$$\Sigma N = \frac{W_d + W_s}{\cos \beta}$$


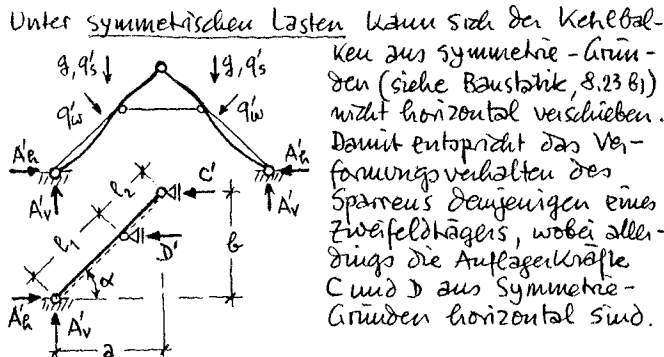
womit β die Neigung der Windrispen in der Dachfläche ist. Jede im Bereich des Firstes endende Windrispe (im skizzierten Beispiel 4) beteiligt sich zu der Aufnahme dieser Kraft und muss für ihren Anteil im Endbereich abgeschlossen werden. Wie man der Formel entnimmt, sollte β nicht zu gross sein, zB 60° nicht übersteigen. Die Windrispen werden nicht nur im Endbereich mit Nägeln abgeschlossen, sondern mit jedem kreuzenden Sparren mit mind. 2 Nägeln verbunden, womit - zusammen mit der Lattung - die ganze Dachfläche als Scheibe wirken kann.

b) Kehlbalkendächer

Es zeigt sich, dass Sparrendächer nur für relativ kleine Gebäudebreiten möglich bzw. wirtschaftlich sind. Eine wesentliche Verbesserung ist möglich durch Einbau eines sog. Kehlbalkens in jedes Gespärre. Diese Kehlbalkenlage dient gleichzeitig als Träger des Dachbodens, welches ohnehin bei grösseren Dächern nötig ist. Kehlbalken sollten so abgeschlossen werden, dass sie den Sparren nicht schwächen, zB wie gezeichnet mit Brett und Nägeln im Prinzip eines Versatzes, mit Laschen, oder auf ganze Länge als Zaunen zB mit Einpress-Drübeln, wobei die Verbindung auf die Normalkraft im Kehlbalken und die vorhandene Querkraft aus Lasten zu bemessen ist.

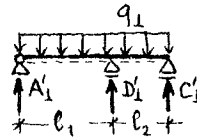


Die statische Wirkungsweise eines Kehlbalkendachs hängt von der Lastanordnung ab.



Unter symmetrischen Lasten kann sich der Kehlbalken aus Symmetrie-Gründen (siehe Baustatik, 8.23 B) nicht horizontal verschieben. Damit entspricht das Verformungsverhalten des Sparrens demjenigen eines Zweifeldträgers, wobei allerdings die Auflagerkräfte C und D aus Symmetrie-Gründen horizontal sind.

Für die Berechnung der Schnittkräfte kann ein solches Sparren unter den senkrecht zur Balkenaxe wirkenden Komponenten der Lasten ganz normal als Durchlaufträger berechnet werden (siehe zB Baustatik, Kap. 8.23 e). Die einzuführende Belastung q_{\perp} setzt sich dabei aus der Eigenlast g und den symmetrischen Lastanteilen q'_s und q'_w von Schnee und Wind zusammen. Unter Beachtung des Winkels α ergibt sich die in die Berechnung einzuführende Belastung q_{\perp} zu



$$q_{\perp} = g \cdot \cos \alpha + q'_s \cdot \cos^2 \alpha + q'_w$$

Die sich aus dieser Berechnung ergebenden Biegemomente und Querkräfte entsprechen denjenigen des Sparrens. Die Auflagerkräfte sind jedoch nur die Komponenten der Kräfte senkrecht zur Stabaxe. Aus diesen ergibt sich

$$C' = C_{\perp} / \sin \alpha$$

$$D' = D_{\perp} / \sin \alpha$$

Die Kräfte A'_h und A'_v ergeben sich aus den Komponentengleichgewichtsbedingungen zu

$$A'_v = g(l_1 + l_2) + (q'_s + q'_w) \cdot a$$

$$A'_h = C' + D' - q'_w \cdot b$$

Damit sind die Probleme für symmetrische Lasten geklärt.

Für antisymmetrische Lasten muss die Kraft im Kehlbalken aus Antimetrie-Gründen Null sein und das Verformungsverhalten des Sparrens entspricht vollständig dem des einfachen Sparrendaches (siehe a). Damit können auch die Auflagerkräfte und Schnittkräfte wie dort ermittelt werden, allerdings nun mit den antisymmetrischen Lastanteilen q''_s und q''_w allein.

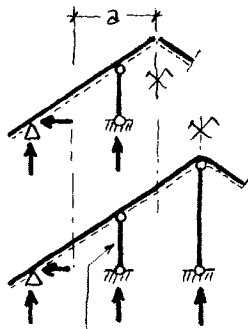
Die Auflagerkräfte und Schnittkräfte aus symmetrischen Lastanteilen (g, q'_s, q'_w) sind nun mit denjenigen aus den antisymmetrischen Lastanteilen (q''_s, q''_w) zu überlagern. Auf dieser Basis sind dann Bemessung und Nachweise zu führen.

Wind des Kehlgebälks, zB durch Einbau eines horizontal liegenden Verbaudes und geeignete Befestigung desselben an den Giebelwänden gegen horizontales Verschieben gehalten, entsteht das - statisch günstigere - unverrückliche Kehlbalkendach, welches auch für die antisymmetrischen Lastanteile funktioniert wie unter Symmetrischen Lasten beschrieben. Der Sparren wirkt dann auch für die Lastanteile q''_s und q''_w als Zweifeldträger. Der im Kehlgebälk liegende Verbaud wird durch die zu den beiden Dachflächen gehörenden Stützkräfte $2 \times D''$ beansprucht. Die Anordnung der Windrispen und ihre Bemessung folgt dem unter a) Ausgeführten.

4.33 Pfettendächer

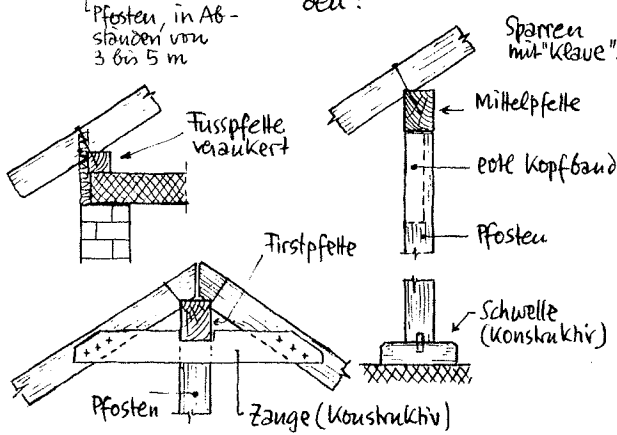
a) Strebenloses Pfettendach

Beim strebenlosen Pfettendach erfolgt die Aussteifung der Dachebene durch unverschiebbliche Befestigung der Sparrenfußpunkte auf einer Trauf- oder Fuß-Pfette, die ihrerseits fest auf der Unterkonstruktion verankert werden muss. Die Pfetten-Ebenen wirken für die Sparren als

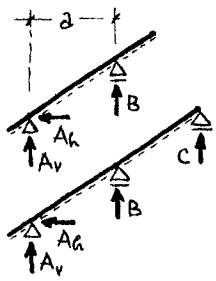


Pendel-Ebenen und nehmen deshalb - auch aus Windkräften - nur vertikale Kräfte auf. Alle horizontalen Kräfte werden am Sparrenfußpunkt abgegeben.

Die Konstruktions-Details mögen den folgenden Skizzen entnommen werden:



Die in normalen Abständen zugeordneten Sparren liegen (mit sog. Sparrenklaue) auf den Pfetten auf und werden dort - in der Regel mit Längsnägeln - gesichert. Statisch wirken sie als Auslegerträger oder Durchlaufträger. Die Berechnung



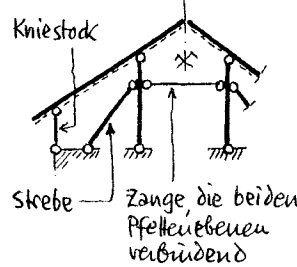
der Schnittkräfte sollte keine Schwierigkeiten machen (siehe z.B. Baustatik Kap 4.21 a). Unter Umständen rechnet man auch - wie beim Kellbalkendach - mit den Komponenten der Belastung senkrecht zur Stabachse.

Die Auflagerkräfte ergeben sich automatisch z.B. in kN/m

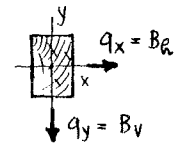
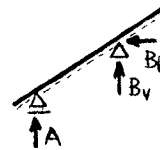
und entsprechen der Belastung der Pfetten. Diese werden häufig als Strebenbalken (4.11 c) oder als Kopfbandträger (siehe 4.11 d) ausgebildet und übernehmen in dieser Form auch die Aussteifung des Daches senkrecht zur Ebene der Sparren, verhindern also eine Verschiebung der Pfetten in Pfettenrichtung. Windrispen sind in diesem Falle nicht nötig. Berechnung und Bemessung der Hölzer dürfte unproblematisch sein.

b) Abgestrebttes Pfettendach

liegt die Fußpfette hoch, z.B. auf einem sog. Kniestock, können dort keine horizontalen Kräfte abgegeben werden, da der Kniestock wie eine



Pendelwand wirkt. Die Horizontalkräfte werden dann an der Mittelpfette abgegeben. Die beiden Komponenten B_v und B_h der Sparren-Auflagerkraft beanspruchen die Pfette auf zweiachsige Brückung (siehe 3.32):

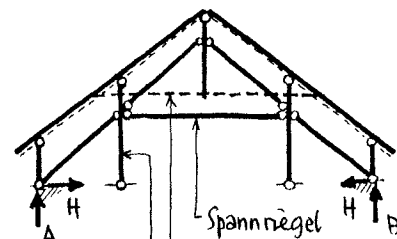


Die Pfette muss - auch gegen Horizontalkräfte gesichert -

auf dem Pfosten befestigt werden. Das entsprechende Konstruktions-Detail findet sich, auch bzgl. Anordnung und Befestigung der Zaugen, unter 2.21 auf Spalte 11 (zweite Skizze von oben). Die Bemessung einer solchen Pfette ist unter 3.32 gezeigt, wobei beachtet wurde, dass für q_y die Pfette als Kopfbandträger mit reduzierter Spannweite (4.11 d) wirkt, während für q_x als Spannweite der Pfostenabstand maßgebend ist. Die Streben sekundär leiten die Horizontalkräfte aus den Pfetten in die Unterkonstruktion ab. Da sie normalerweise mittels Versatz an die Pfosten und damit nur druckfest angeschlossen sind, arbeitet jeweils nur die auf der dem Wind abgekehrten Seite zugeordnete Strebe, welche via Zauge auch die Kräfte aus der Luv-seitigen Pfette erhält. Deswegen darf die Zauge nicht fehlen. Für die Aussteifung des Dachstuhls senkrecht zur Sparrenebene gilt das unter a) angeführte.

c) Weitgespannte Dachstühle

Gelegentlich darf die Unterkonstruktion nicht durch Lasten aus den Pfosten der Pfettenstänge belastet werden. In solchen Fällen kann die unter b) eingezeichnete Zauge durch einen kräftig bemessenen Spannriegel ersetzt werden. Dadurch entsteht



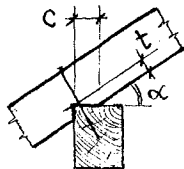
mit den Streben zusammen ein Hängewerk. Auch die Firstpfette kann mit Streben abgefangen werden, womit praktisch alle Lasten auf die Außenwände abgegeben werden, allerdings bei grossen

Spannriegel
Zauge (konstruktiv)
Pfosten, praktisch ohne Last (nur aus asymmetrischen Lasten wenig).

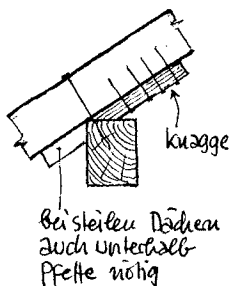
sem Horizontalschub H, der sicher durch die Unterkonstruktion aufgenommen werden muss. Ideenskizzen für konstruktive Ausbildung von Details - auch für den Fall, dass an die Pfosten noch Lasten (z.B. aus der Decke) angehängt werden sollen, finden sich unter 2.21, insbesondere auf den Spalten 10 und 11. Solche, weitgespannten Dachstühle, z.B. über Kirchenräumen gehören seit Alters her zu den Meisterwerken der Zimmermannskunst. Wegen der Vielfalt der möglichen Formen müssen wir es hier bei Andeutungen bewenden lassen.

d) Weitere konstruktive Hinweise

Die wesentlichsten Holzeinsparungen bei Dachkonstruktionen sind durch eine sparsame Bemessung der Sparren zu erzielen. Hierbei sind Pfettenabstand und damit die Spannweite der Sparren, Sparrenabstand und das Verhältnis von Breite zu Höhe b/h des Sparrenquerschnitts zu beachten. Ungünstig wirkt sich oft die Schwächung durch die sog. Sparrenklau aus, insbesondere bei grossen Auskragungen. Die Einschnitttiefe t und damit die Schwächung des Querschnitts steht in Beziehung zur Auflagerlänge c, und zwar wie folgt:

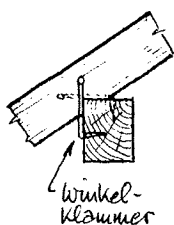
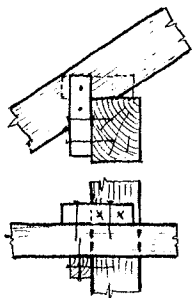


$$t = c \cdot \sin \alpha$$



Da im Auflagerbereich die Querdrukpressung auf der Pfette unter den zulässigen Werten zu halten ist, ergeben sich bei schwer belasteten Dächern oft grosse Schwächungen, die sich durch Anordnung einer Auflagerknagge vermeiden lassen. Natürlich ist der Nagelausschluss ausreichend zu bemessen, und zwar auf die

"schiebende" Komponente der Auflagerkraft $A \cdot \sin \alpha$. Bei hohen Sparren reichen zudem oft die zur Verfügung stehenden Nagellängen nicht aus, um den Sparren auf der Pfette zu befestigen. In solchen Fällen



kann man mit quadratischen Bindehölzern oder Winkelklammern (2.12) weiterkommen, die man jedoch paarweise anordnen muss, um einen sicheren Halt zu erzielen. Auch gibt es spezielle Stahlblech-Forniteile (siehe 2.44), die aber meiner Meinung nach immer in gewissem Sinne Fremdkörper im Holzbau sind.

he 2.44), die aber meiner Meinung nach immer in gewissem Sinne Fremdkörper im Holzbau sind.

44 Hallentragwerke

Hallentragwerke aus Holz sind - insbesondere seit dem Aufkommen der Leimbauweise - oft wirtschaftlicher als entsprechende Stahl- oder Stahlbetonkonstruktionen (einschliesslich Spannbeton und Vorfabrikation). In Bezug auf die Brandgefahr ist durch die Entwicklung von Brandschutz-Ausstrichen (siehe 1.44) mancher Einwand entkräftet.

Zur Einsparung von Gewicht wird praktisch immer eine leichte Dachindeckung gewählt (z.B. Wellblech). Damit ist oft die Dachneigung vorgegeben. Die Dachform ihrerseits bestimmt dann meist auch die Tragkonstruktion: Sparrenpfetten parallel zur Trauf- und Firstlinie, ausgebildet als Gelenkträger oder Koppelpfetten (siehe 4.11 a) und b)), unterstützt durch sog. Binder in nicht zu grossen Abständen. Als Binder kommen Dreieckstrahler und -Bogen (siehe 4.13 und 4.14) oder Brett-schlittträger in verschiedenen Formen bzw. Fachwerkträger (siehe 3.45) in Betracht.

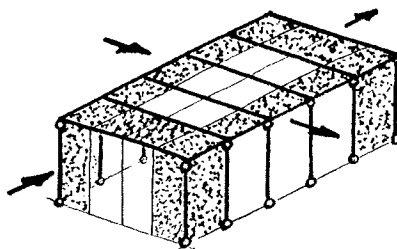
Besondere Bedeutung verdient die Einwirkung des Windes und zwar aus zweierlei Gründen:

- * Sicherung der Konstruktion gegen Abheben
- * Aussteifung der ganzen Konstruktion.

Hallentragwerke sind in der Regel sehr leicht und oft mit grossen Öffnungen versehen oder sogar einseitig überhaupt offen. Die nach oben gerichteten Windkräfte (siehe Belastungs-Norm SIA 160) sind damit oft weitaus grösser als die Eigenlast der Konstruktion. Sämtliche Konstruktionselemente (Dachhaut, Sparren, Laten, Sparrenpfetten, Binder) sind deshalb gegen Sog zu sichern und allfällige Zugkräfte bis in die Fundamente zu leiten. Dies muss man mit aller Sorgfalt machen: Wind ist mindestens so gefährlich wie Schnee (im Gegensatz zu ziegelgedeckten Dächern, wo gegebenenfalls die Ziegel einfach wegfliegen).

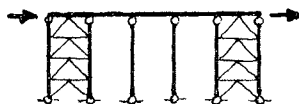
Die Aussteifung von Hallentragwerken für horizontale Windkräfte ist in der Regel für die beiden Richtungen längs und quer zu untersuchen, wobei jedesmal die horizontalen Kräfte von ihrem Angriffspunkt (Fassadenkonstruktion) bis in die Fundamente zu verfolgen sind.

Im ungünstigsten Fall besteht die Konstruktion aus Bindern auf Peubelstützen. Es sind dann in allen Wänden und in der Dachfläche (meist fachwerkartige) Verbände nötig, die auf die in der

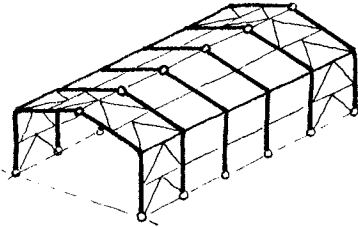


Skizze markierten Flächen beschützt bleiben können. Wichtige Hinweise finden sich auch in Baustatik, Kap. 3.3.

Die Verbände werden in der Regel als K-Fachwerke (siehe Baustatik, Kap. 4.41 a)) ausgebildet, wie dies nebenstehend skizziert ist.



Ist der Binder (zB als Dreigelenkrahmen) in der Lage, in seiner Ebene Windkräfte zu übernehmen (und wird er auch auf diese Kräfte bemessen), so können die entsprechenden Verbände wegfallen. Es verbleibt dann zB die folgende Situation. Bei in ihrer Ebene

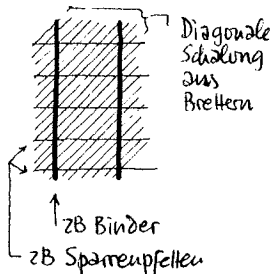


gekürzten Verbänden (hier zB in der Dachebene) entstehen bei Beanspruchung Abwindkräfte, die bei der Bemessung der Binder zu beachten sind.

Wie man der vorstehenden Skizze

entnehmen kann, entstehen solche Verbände unter Hinzufügen von Diagonalen zu den normalen Konstruktionselementen (Sparrspfellen, Pfosten, Holme) des Tragwerks. Die Wahl der Ausführungsform wird im wesentlichen durch den Wunsch nach einfachen Knoten bestimmt.

Steife Scherwände, die die Funktion eines Verbandes übernehmen können, entstehen auch durch Aufhängen einer Holzschalung in diagonalen Richtung. Diese Diagonalschalung entspricht



eigentlich "verschmierter" Diagonalen eines Fachwerks. Durch farbiges Anlegen von jeweils zwei Brettern, die auf Kreuzungspunkten von Binder und Sparrspfellen liegen, wird diese Wirkungsweise in nebenstehender Skizze deutlich.

Von einer ausführlichen Beschreibung der Möglichkeiten des Baus von Holzhallen muss hier abgesehen werden. Kenntnis der Elemente des Holzbaus und konstruktive Fantasie führen bei sorgfältiger Entwurfsarbeit zu schönen Lösungen. Das Studium der Literatur über ausgeführte Beispiele und die sachkundige Betrachtung bestehender Bauten geben hierzu weitere Anregungen.

4.5 Hölzerne Brücken

Der Holzbrückenbau besitzt in der Schweiz eine lange Tradition. Er erreichte im 17. und 18. Jahrhundert seinen Höhepunkt mit meistört Künen und weitgespannten Brücken, gekrönt mit dem Bau einer Brücke über den Rhein bei Schaffhausen mit 119m Spannweite in den Jahren 1754 bis 1757. Der Baumeister Hans-Ulrich Arubenmann aus Teufen im Appenzell Aemuri mit dieser und anderen von ihm gebauten Brücken und vielen bedeutenden Dachstühlen eine ausserordentliche konstruktive Fantasie und höchstes handwerkliches Können. Von einer Berechnung dieser Tragwerke war damals noch keine Rede. Bemessen wurden die Stäbe aufgrund eines tiefen Einfühlungsvermögens in das Kräftepiel von Tragwerken, gestützt gelegentlich durch das Studium kleiner Modelle, womit seinerzeit Arubenmann auch den grossen Rat von Schaffhausen von seiner Idee überzeugte. Nachrechnungen solcher alter Konstruktionen mit den modernen baustatischen Methoden unter Verwendung des Computers zeigen in der Regel eine ausserordentlich gleichmässige Ausnutzung aller Hölzer. Fast nichts ist unnötig, und fast nichts eindeutig zu schwach bemessen.

Der Holzbrückenbau ging mit der Entwicklung von Stahlbau, Stahlbetonbau und Spannbetonbau und schwerer werdendem Verkehr zurück und beschränkt sich heute auf den Bau kleinerer Brücken für leichten Verkehr (Fussgängerstege, Feldwegbrücken, Waldwegbrücken, Hofzufahrten etc) sowie Not-, Behelfs- und Baustellenbrücken. In diesen Bereichen sind hölzerne Brücken oft wirtschaftlich überlegen, auch dann, wenn man das Argument geringerer Lebensdauer (ungerechtfertigterweise) gelten lässt.

Hölzerne Brücken bestehen grundsätzlich aus

- * der Fahrbahnkonstruktion bestehend aus Verschleiss- und Tragbelag mit Gehweg und Geländer
- * den Hauptträgern bzw der Haupttragkonstruktion gebildet durch verschiedene Systeme (siehe 4.12 und 4.13 sowie 3.45)
- * Querstägern welche die Hauptträger verbinden und Lasten verteilen, indem sie für gleiche Durchbiegung benachbarter Träger sorgen
- * Windverbänden welche die horizontalen Lasten (Wind, Bremskräfte) aufnehmen
- * Widerlagern bzw Joche, welche die Lasten aus der Haupttragkonstruktion auf den Baugrund übertragen.

Die vorstehenden Elemente bilden die eigentliche Brückenkonstruktion. Sie muss grundsätzlich so ausgebildet werden, dass sie eine beliebige räumliche Kräftegruppe auf die Fundation abtragen kann. Dabei betrachtet man wie üblich ebene Tragsysteme, deren räumlichen Zusammenhang man jedoch nicht aus den Augen verlieren darf.

4.51 Projektierungsgrundlagen

Von ausschlaggebender Bedeutung ist eine vernünftige Festsetzung der Belastungen, da sowohl die Gesamtlast als auch die grössten Radlasten die Bemessung dominieren.

Die Belastungsnorm SIA 160 enthält Angaben für die Belastung von Strassenbrücken sowie für Fussgängerstege. Im Gegensatz mit für Brückentypen, die für Holzbrücken von Interesse sind. Es ist deshalb nötig, mit dem Bauherrn zu vereinbaren, welcher Fahrzeugtyp im ungünstigsten Fall die Brücke benutzen soll. Dabei ist natürlich auch zB zu Feuerlöschfahrzeugen zu denken, die gegebenenfalls die Brücke passieren müssen, wenn keine anderen Wege zur Verfügung stehen. Beschränkungen der Nutzlast sind dann natürlich durch Signaltafeln anzuzeigen.

Die folgenden Hinweise für Lasten aus landwirtschaftlichen Geräten können bei der Festlegung der anzunehmenden Belastungen behilflich sein. In der Regel sind drei Zahlen angegeben, die sich auf leichte, mittlere bzw. schwere Geräte desselben Typs beziehen:

	Gesamtgewicht in KN			max. Achslast in KN		
	l	m	s	l	m	s
Traktor mit schwerstem Arbeitsgerät (Pflug)	30	35	45	25	30	40
Traktor mit Druckfab bzw. Einachs-Anhänger beladen	65	80	95	35	45	55
Zweiaxianhänger beladen	70	80	90	35	40	45
Mährescher	40	55	80	30	40	55

Aufgrund dieser Zahlen scheint es vernünftig, drei Kategorien zu bilden und der Bemessung eine dieser Kategorien zugrunde zu legen. Dabei wird noch oben ein gewisser "Unsicherheitszuschlag" eingerechnet. Als Vorschlag mag gelten:

	Einheit	Kategorie		
		I	II	III
Gesamtlast F_a	KN	70	100	140
max. Achslast F_a	KN	40	60	80
max. Radlast F_R	KN	20	30	40
Radaufstandsfläche A_d	m	0,2	0,3	0,4

Lasten für normale Strassenbrücken sind der Belastungsnorm SIA 160 zu entnehmen. Entsprechende Radlasten sind wesentlich höher und liegen zwischen 60 und 90 KN.

Falls dies ungünstiger ist, sollten die Brücken der oben angeführten Kategorien auch für eine gleichmäßig verteilte Nutzlast vom Betrag

$$p = 4 \text{ KN/m}^2 \text{ (bzw. Schnee, falls ungünstiger)}$$

untersucht werden, wobei die ungünstigere Beanspruchung maßgebend ist.

Beide Lastarten sind mit einem Stosszuschlag $\varphi\%$ zu vermehren, welcher älteren Vorschlägen folgend, zu

$$\varphi\% = 5 \cdot \frac{100 + L}{10 + L}$$

von der Spannweite L [m] des untersuchten Bauelements abhängig gemacht ist. Wie man sieht, ist dieser, dynamische Effekte abdeckende, Zuschlag ziemlich gross (bei $L=4,0$ m zB $\varphi\% = 37\%$).

Fussgängerstege sollten mit $p=4 \text{ KN/m}^2$ bzw. mit einer Einzellast von $F=10 \text{ KN}$ bemessen werden. Ein Stosszuschlag kann entfallen.

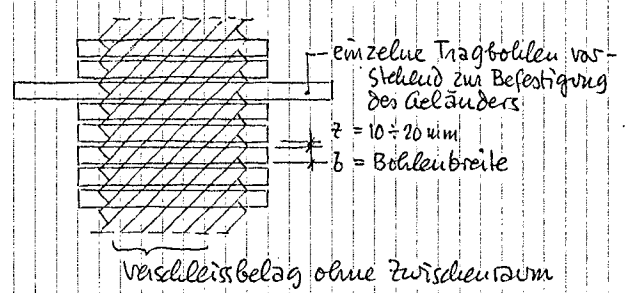
Die zulässigen Spannungen für die Holzbauteile sind in der Norm - unabhängig vom Bauwerkstyp - festgelegt. Alle Angaben dieser Autografie sind demnach auch für hölzerne Brücken gültig. Allerdings ist zu beachten, dass Brücken in aller Regel der Wirkung ausgesetzt sind und deshalb $c_w = 0,8$ berücksichtigt werden muss. Sind einzelne Bauteile unter Wasser (zB Jodre von Brücken), ist sogar $c_w = 0,6$ zu setzen.

Die Begrenzung der zulässigen Durchbiegungen auf kleine Werte, zB $zul_{w} = l/400$ wird schliesslich auch die Schwingungsbegrenzbarkeit von Brücken unter Kontrolle gehalten.

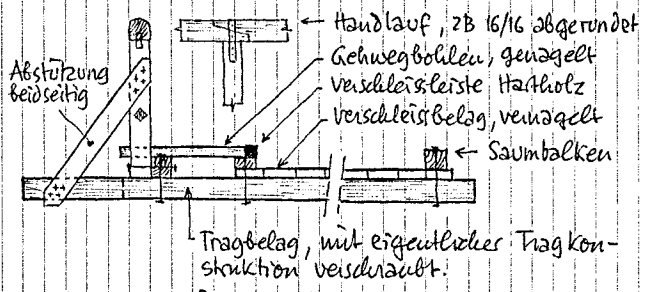
4.52 Fahrbahn

a) Aufbau und Details

Zentrales Element der Fahrbahn ist der aus mindestens 80 mm starken Bolzen gebildete Tragbelag. Die Bolzen werden mit 10 bis 20 mm Zwischenraum verlegt, damit Wasser rasch wegfließen kann. Über diesen Tragbelag kommt bei stark befahrenen Brücken ein sog. Verschleissbelag. Dieser wird in der Regel schräg, ohne Zwischenraum verlegt und mit dem Tragbelag vernagelt. Der Verschleissbelag sollte 30 bis 40 mm dick sein. Im Anmudrin sieht demnach die Fahrbahn wie folgt aus:



Der Querschnitt sieht dann, mit den üblichen Ausbau-Details, wie folgt aus:



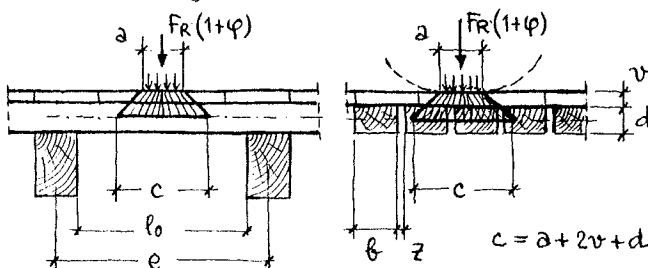
Links ist die Ausbildung mit Gehweg dargestellt, rechts eine einfache Lösung ohne Gehweg und Geländer.

In der skizzierten Form liegt der Tragbelag quer zur Brückenlängsrichtung, was der Normalfall ist (Hauptträger in Brückenrichtung). Je nach Haupttragssystem kann jedoch auch ein Verlegen des Tragbelags in Brückenrichtung zweckmäßig sein. Dann müssen natürlich Querträger in engen Abständen liegen, damit der Tragbelag nicht zu dick wird.

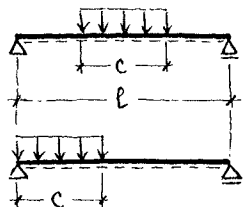
Für den Tragbelag und den Verschleissbelag, die beide der Witterung unmittelbar ausgesetzt sind, muss unbedingt witterungsbeständiges Holz verwendet werden, zB Lärchenholz oder Föhrenholz (siehe 1.13). Die Fahrbaumkonstruktion sollte im übrigen so ausgebildet werden, dass der Verschleissbelag ausgetauscht werden kann, ohne die eigentliche Tragkonstruktion in Mitleidenschaft zu ziehen.

b) Bemessung des Tragbelags

Die Dicke des Tragbelags ist abhängig von der Grösse der Radlast F_R (siehe 4.51), der Radauflandsfläche und dem Abstand der den Tragbelag unterstützenden Hauptträger (bzw Querträger bei Längsgelegtem Tragbelag). Die Situation ist damit die folgende:



Die Radlast F_R , mit dem Stosszuschlag φ vermindert, verteilt sich im Verschleissbelag und im Tragbelag etwa unter 45° bis in die Mitte der Tragbohlen. Als Spannweite des Tragbelags ist entweder der Abstand e der Hauptträger oder $1,1 \cdot l_0$ der lichten Weite einzusetzen. Damit haben wir statisch die folgende Situation mit den angegebenen grössten Schnittgrössen (die man leicht nachprüfen kann):



$$\max M = F_R(1+\varphi) \cdot \frac{l}{4} \cdot \left(1 - \frac{c}{2l}\right)$$

$$\max V = F_R(1+\varphi) \cdot \left(1 - \frac{c}{2l}\right)$$

Aus diesen Schnittgrössen ergeben sich nach 3.31 d) mit $C_D = 1,0$, $C_W = 0,8$ und $n = 400$ sowie $\Delta p = 0$ die erforderlichen Querschnittswerte der auf die Breite C mittragenden Tragbohlen. Damit gelten folgende Bedingungen

$$erf W = \frac{0,1}{0,8} \cdot \max M = 0,125 \cdot \max M$$

$$erf A = \frac{1,5}{0,8} \cdot \max V = 1,90 \cdot \max V$$

$$erf E = \frac{0,104 \cdot 400}{10 \cdot \sqrt{0,8}} \cdot \max M \cdot l \cdot 1,2 = 5,6 \cdot \max M \cdot l$$

In diesen Formeln sind die Grössen M, V und l in KN, und m einzusetzen, um die Querschnittswerte in $mm^2 \cdot 10^{-3}$ für A und $mm^3 \cdot 10^{-6}$ bzw $mm^4 \cdot 10^{-6}$ für W und E zu erhalten. Die vorhandenen Werte sind auf die Breite c

$$vorh W = \frac{c \cdot d^2}{6} \cdot \frac{b}{b+z}$$

$$vorh A = c \cdot d \cdot \frac{b}{b+z}$$

$$vorh E = \frac{c \cdot d^3}{12} \cdot \frac{b}{b+z}$$

Damit ist eine geschätzte Tragbelags-Dicke d rasch überprüfbar.

Detaillierte Untersuchungen zeigen, dass die Anordnung eines Verschleissbelags wider Erwarten kaum zu einer Erhöhung des gesaukten Holzbedarfs führt wegen seiner günstigen lastverteilenden Wirkung. Weiter zeigt sich, dass die Stützweite l des Tragbelags klein sein muss, damit die Tragbohlen nicht zu dick werden. Als Richtwerte mögen für die drei unter 4.51 definierten Kategorien folgende Zahlen gelten:

- Kat. I: $l < \sim 1,20 \text{ m}$
- II: $l < \sim 0,80 \text{ m}$
- III: $l < \sim 0,50 \text{ m}$

Damit ist die Bemessung des Tragbelags geklärt.

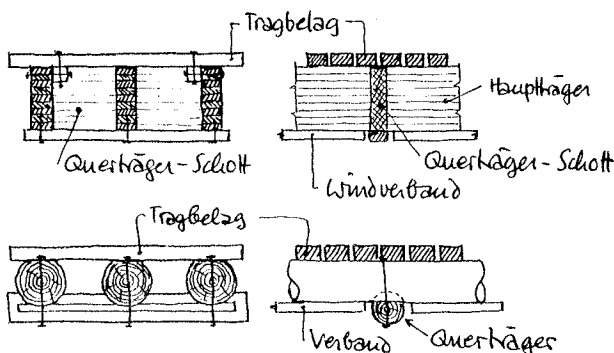
4.53 Haupttragssysteme

Die unter 4.52 besprochene Fahrbaumkonstruktion wird von der eigentlichen Tragkonstruktion der Brücke getragen. Für diese bestehen viele Möglichkeiten:

a) Einfache Balken, Gelenkträger usw.

Kräftige Vollholztäger, Brett-schichtträger, verdübelte Balken, Fachwerkträger, aber auch einseitig bearbeitete Rundholzprofile usw werden in den durch den Tragbelag geforderten Abständen e angeordnet und laufen über die ganze Brückenlänge als Hauptträger durch. Bei Spannweiten über etwa 5 m werden in Feldmitte, bei grösseren Spannweiten in den Drittelpunkten, Querträger angeordnet, die für ein Zusammenwirken aller Hauptträger sorgen und damit konzentrierte Lasten auf mehrere Träger verteilen.

Damit ergeben sich folgende Querschnitte:



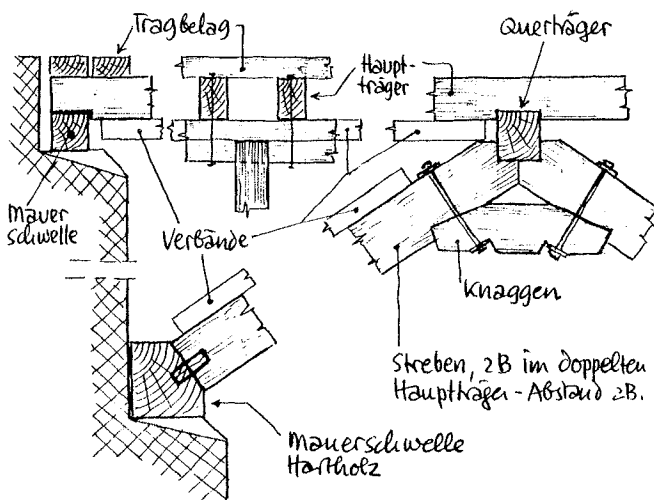
Der Windverbaud besteht in der Regel aus gekrenzten Stäben und wird unter die Hauptträger geschraubt. Querstäbe werden in einfachen Fällen ebenfalls unter die Hauptträger geschraubt. Bei größeren Hauptträger-Höhen sollten jedoch auch die Zwischenräume zwischen den Hauptträgern durch "Schotte" ausgefüllt werden.

Für die Bemessung der Hauptträger kann in der Regel angenommen werden, dass sich alle Hauptträger gleichmäßig an der Aufnahme der Gesamtlast F_G der Fahrzeuge beteiligen. Dies setzt voraus, dass - zB durch die vergleichsweise schmale Fahrbahn - die Fahrzeuge praktisch in Brückenaxe fahren. Bei der Ermittlung der Schnittkräfte ist natürlich im Längssinn die jeweils ungünstigste Laststellung aufzusuchen. Dabei kann im übrigen angenommen werden, dass sich die Gesamtlast F_G auf zwei Achsen aufteilt, die ca 3,5 bis 4,5 m auseinander liegen.

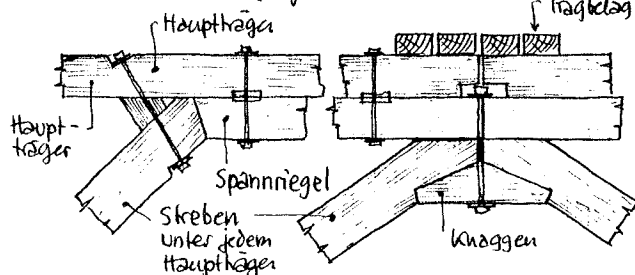
b) Sprengwerke

Bei größeren Spannweiten kann jeder Hauptträger des unter a) beschriebenen Brückentyps durch ein Sprengwerk (siehe 4.12) unterstützt werden, da diese unter den Hauptträgern liegen. Sprengwerke erzeugen jedoch einen erheblichen Horizontalschub, der durch kräftige Widerlager aufgenommen werden muss. Sprengwerke sind im übrigen nur für die Überbrückung tieferer Einschnitte geeignet, da die Konstruktionshöhe relativ gross ist.

Die folgende Skizze zeigt eine Unterstützung durch ein Dreieck-Sprengwerk, wobei durch Anordnung eines Quertägers nicht jeder Längsträger einzeln unterstützt werden muss:



Details für ein kombiniertes Dreieck-Trapez-Sprengwerk könnten wie folgt aussehen:

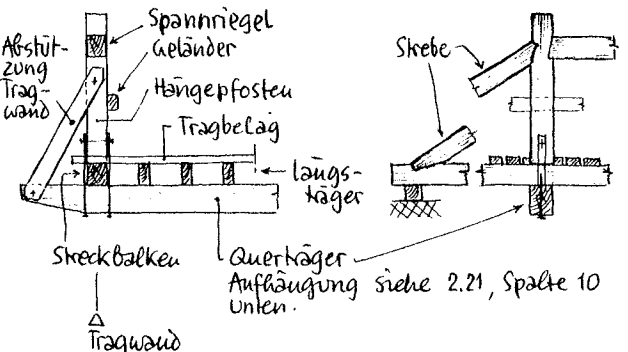


In vorstehender Skizze sind die notwendigen Verbände nicht eingezeichnet. Diese sind jedoch unbedingt nötig, damit die einzelnen Sprengwerk-Scheiben nicht aus ihrer Ebene ausweichen.

Die Skizzen können natürlich nur Anregungen für eine konstruktive Durcharbeitung geben. Auf keinen Fall handelt es sich hier um allgemein gültige Rezepte.

c) Hängewerke und Bögen

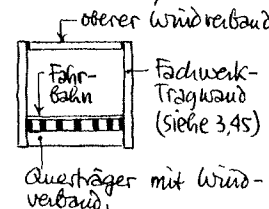
Hängewerke oder Bogenträgerwerke liegen in der Regel über der Fahrbahn, können also nur seitlich der Fahrbahn zugeordnet werden. Die beiden Tragwände werden durch aufgehängte Querstäger miteinander verbunden. Diese tragen Längsträger, die in den durch die Fahrbahnkonstruktion geforderten Abständen liegen. Die Situation ist die folgende:



Die Tragwand kann auch als Bogenträger (siehe 4.13) ausgebildet werden. In diesem Fall liegen die Quertäger in vergleichsweise engen Abständen, sodass zu prüfen wäre, ob nicht die Längsträger wegfallen könnten, wobei dann der Tragbelag in Brückenlängsrichtung gedreht werden müsste und direkt auf den Quertägern aufliege. Das ist auch eine wirtschaftliche Frage, die durch Variantenstudium und Kostenschätzung zu beantworten ist.

d) Fachwerke

Mit den bis hierher besprochenen Tragsystemen ist man auf Spannweiten bis etwa 15m beschränkt. Eine Ausweitung ist wirtschaftlich noch möglich, wenn man die Tragwände als Fachwerke ausbildet. Diese erreichen dann jedoch eine Bauhöhe, die einen oberen Windverbaud gestattet.

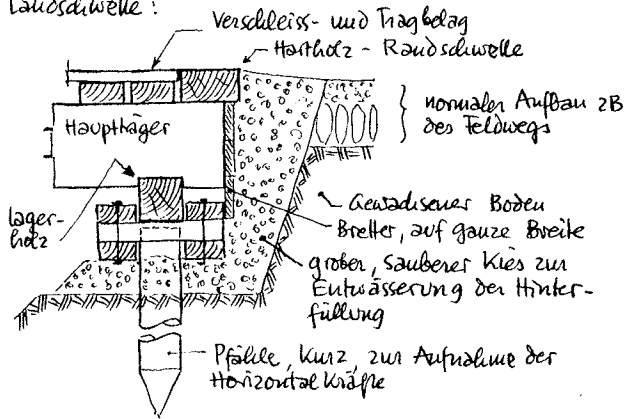


Damit entsteht im Prinzip eine Röhre, deren vier Wände durch Fachwerke gebildet werden und durch die der Verkehr hindurch fährt. An dieser Stelle können derartige Brückentypen nicht im Detail beschrieben werden (siehe Literatur und Beispiele).

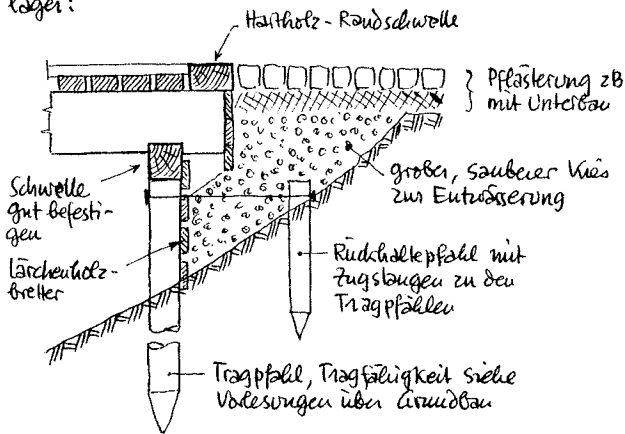
4.54 Widerlager, Joche und Pfeiler

Widerlager, Joche und Pfeiler müssen die (räumlich wirkenden) Kräfte aus der Brücke in den Baugrund ableiten und den Zutritt von Feuchtigkeit aus dem Boden in die Konstruktion so gut wie möglich unterbinden (Dauerhaftigkeit).

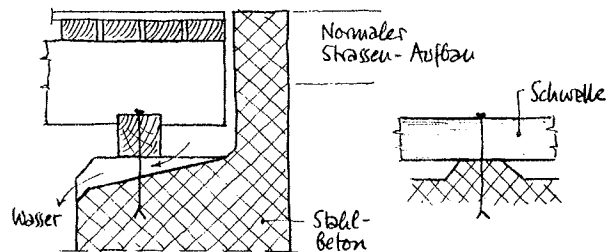
Die einfachste Möglichkeit, ein Widerlager für eine kleine Brücke herzurichten, ist die Anordnung einer sog. Laubschwelle:



Dauerhafter ist das folgende geramte hölzerne Widerlager:



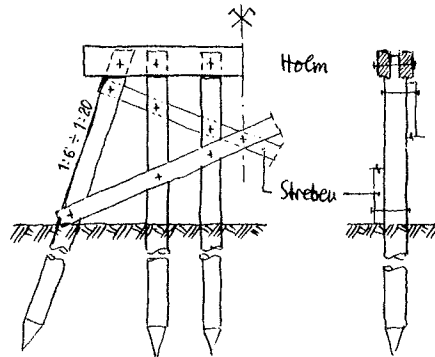
Die weitaus dauerhafteste Lösung ist ein betoniertes Widerlager:



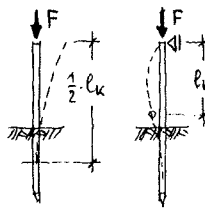
Derartige Widerlager unterscheiden sich praktisch nicht von solchen für massive Brücken (siehe entsprechende Vorlesungen).

Über mehrere Felder durchlaufende Brücken benötigen Zwischenpfeiler, auf denen das Tragwerk aufliegt. Die einfachste Form ist ein hölzernes Pfahljoch in einwändiger Bauweise. Derartige Joche sind jedoch durch Eisgang, Gschwemmsel etc stark gefährdet und werden deshalb oft im Bereich des Holzwassers verschlakt. Sicherer sind mehrwändige Joche oder

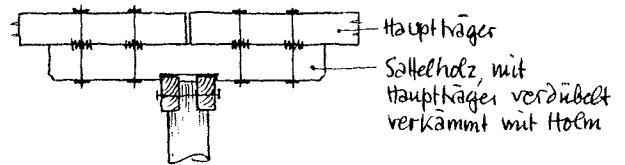
massive Pfeiler. Die nachfolgenden Skizzen zeigen einige Möglichkeiten:



Derartige Pfahljoche sind auf Kurden aus ihrer Ebene sehr empfindlich, wenn sie nicht am Jochkopf horizontal unverschieblich gehalten werden. Dies erreicht man durch Fixieren der Hauptträger an den Widerlagern und Längsverbindung aller Hauptträger über die ganze Brückenspanne.

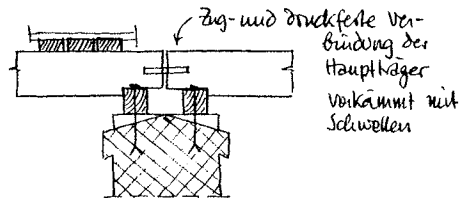


Wegen der schmalen Auflagerfläche ist ein Stoss der Hauptträger auf einwändigen Pfahljochen schlecht möglich. Es werden deshalb oft Sattelholzer angeordnet:



Zweiwändige Joche sind im Prinzip einwändige Joche, die paarweise nebeneinander stehen und untereinander mit Streben und Traversen verbunden sind. Sie müssen unbedingt verschlakt werden, das sich Gschwemmsel nicht verfangen kann.

Bei Auflagerung auf massiven Zwischenpfeilern werden zwei Schwellen angeordnet:



Mit diesen Skizzen sind wieder lediglich Möglichkeiten angedeutet zur Anregung konstruktiver Fantasie. Normal-Lösungen gibt es nicht.

4.6 Kostenschätzungen

Für die Kosten von Holzkonstruktionen sind die

- Materialpreise, die
- Höhe der Stundenlöhne, sowie der
- Arbeitsstunden-Aufwand

maßgebend. Hierzu kommen Abschreibungen auf Produktionsrichtungen (Werkstatt, Maschinen etc.) Sozialkosten, Allgemeinkosten (Büropersonal etc.) sowie Zuschläge für Risiko und Gewinn.

Die Kosten werden vom Unternehmer aufgrund der Pläne und des vom Ingenieur aufgestellten Leistungsverzeichnisses (Deviz) ermittelt. Hierbei wird der zufallende Verschnitt zu den von der Sägerei gelieferten Hölzern berücksichtigt und die in der Konstruktion enthaltenen Stahlteile und Verbindungsmittel eingerechnet. Eine wichtige und schwierige Aufgabe ist die Schätzung des Arbeitsstunden-Aufwands. Diese geschieht aufgrund von Erfahrungszahlen, die aus der Nachkalkulation abgewählter Bauvorhaben gewonnen werden. Die Zahlen schwanken jedoch in weiten Grenzen je nach Art und Umfang der Arbeiten und sind ziemlich unsicher.

Aufgrund der ermittelten Kosten legt dann der Unternehmer den sog. Angebotspreis fest. Die Differenz zwischen Kosten und Preis spiegelt das Interesse des Unternehmers an der Übernahme des Auftrags und ist von Angebot und Nachfrage im entsprechenden Sektor des Baugewerbes abhängig. Im Normalfall liegt der Preis etwa in der Höhe der Kosten. Ist das Interesse des Unternehmers klein, liegen die Preise über den Kosten. Im Extremfall - aber volkswirtschaftlich bedenklich - liegen die Preise unter den Kosten z.B. dann, wenn der Unternehmer die Arbeit unbedingt braucht, z.B. um seinem Personal Beschäftigung zu geben.

Die vorstehenden Bemerkungen spiegeln die komplexe Situation stark vereinfacht wider und es ist offensichtlich, dass dieses Problem im Rahmen einer Vorlesung über Holzbau nicht eingehend behandelt werden kann.

Im Verlauf von Entwurf und Projektierung stellt man jedoch häufig der Situation gegenüber, zwei oder mehrere aus sich mögliche Tragsysteme oder zwei mögliche Ausführungsarten oder Lösungen miteinander vergleichen zu müssen. Sind diese technisch gleichwertig, wird die kostengünstigere Lösung bevorzugt. Hierzu sind Kostenschätzungen nötig, die wenigstens für Vergleiche einigermaßen zuverlässig sein müssen. Hierfür dienen die nachfolgenden Angaben:

Die Kosten lassen sich in der Regel auf den m³ eingebauten Holzes beziehen, bei flächenhaften Elementen (Schalung, Isolierstoffe) auf den m² und enthalten in dieser Form alle Aufwendungen des Unternehmers einschließlich Verbindungsmittel, Abbau in der Werkstatt und Anfrichten der Konstruktion auf der Baustelle.

Für die hier vorliegenden Bedürfnisse legen wir zunächst Grundkosten fest, die wir sodann mit einem Grundfaktor und mit - zu kumulierenden - Teilfaktoren multiplizieren. Die Grundkosten entsprechen etwa der Preisbasis 1990, die Faktoren sind weitgehend von der Preisbasis unabhängig:

Konstruktionsholz FK II: Grundkosten 1400 Fr/m³

Schnittholz (siehe 1.31): Grundfaktor 1,0

Holzart:

Fichte/Tanne: 1,0

Lärche & Föhre: 1,4

Eiche: 1,8

Querschnittsabmessungen:

klein: 1,1

mittel: 1,0

gross: 0,9

übergross: 1,0

Bearbeitungsaufwand:

gering: 0,9

normal: 1,0

gross: 1,1

sehr gross: 1,3

Zusammengesetzte Träger: Grundfaktor 1,5

Verdübelter Balken: 0,9

Böhlenträger: 1,0

Fachwerkträger:

einfach: 0,9

Kompliziert: 1,1

Stegträger: 1,3

Brettschichtträger B & FB: Grundfaktor 1,8

Querschnittsabmessungen:

klein: 1,2

mittel: 1,0

gross: 0,8

Trägerform:

parallel: 1,0

variable Höhe: 1,7

gekrümmt & variable Höhe: 2,5

Schalungen: Grundkosten 60 Fr/m²

Bretterschalung: Grundfaktor 1,0

Qualitätsklasse:

QK II: 1,0

QK III: 0,8

Bearbeitung:

ungehobelt d=24 mm: 0,7

einseitig gehobelt: 0,9

beidseitig gehobelt: 1,1

Nut und Kamm: 1,2

Spanplatten 16 mm: Grundfaktor 1,0

roh, stumpf gestossen: 0,7

geschliffen, Nut und Feder: 1,0

Sperrholzplatten d=16 mm: 1,6

Knochenplatten d=30 mm: 1,6

Zementgebundene Spanplatten: 0,9 ÷ 1,3

Dämm- und Isolierstoffe: Grundkosten 20 Fr/m²

"Kraftpapier": 0,4

Dampfsperre: 0,5

Isoliermatte 60 mm: 1,0

100 mm: 1,3

Mineralwolle: 0,7

Korkschiefschüttung 60 mm: 1,0

Blähtonkugeln 60 mm: 1,4

Alle Zahlenwerte überschlägig! → nur für Vergleiche!!