

UHPP - Leichtbauprofile für den Einsatz bei Dach- und Deckenkonstruktionen großer Spannweiten

M-4-07/2014



Harald Knor
Institut für Holzbau und Holztechnologie
Technische Universität Graz



Harald Knor

UHPP – Leichtbauprofile für den Einsatz bei Dach- und Deckenkonstruktionen großer Spannweiten

MASTERARBEIT

zur Erlangung des akademischen Grades

Diplom-Ingenieur

Masterstudium Bauingenieurwissenschaften – Konstruktiver Ingenieurbau

Eingereicht an der

Technischen Universität Graz

Betreuer

Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Gerhard Schickhofer

Institut für Holzbau und Holztechnologie

DI Andreas Ringhofer

Institut für Holzbau und Holztechnologie

DI Markus Grabner

Institut für Holzbau und Holztechnologie

Graz, September 2014

*„Erfahrung nennt man die Summe
aller unserer Irrtümer.“*

Thomas Alva Edison

EIDESSTATTLICHE ERKLÄRUNG

AFFIDAVIT

Ich erkläre an Eides statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig verfasst, andere als die angegebenen Quellen/Hilfsmittel nicht benutzt, und die den benutzten Quellen wörtlich und inhaltlich entnommenen Stellen als solche kenntlich gemacht habe. Das in TUGRAZonline hochgeladene Textdokument ist mit der vorliegenden Masterarbeit identisch.

I declare that I have authored this thesis independently, that I have not used other than the declared sources/resources, and that I have explicitly indicated all material which has been quoted either literally or by content from the sources used. The text document uploaded to TUGRAZonline is identical to the present master's thesis.

Datum / Date

Unterschrift / Signature

Danksagung

Diese Seite ist all jenen Personen gewidmet, die mit ihrer tatkräftigen Unterstützung zum Gelingen dieser Arbeit beigetragen haben.

Besondere Anerkennung geht an den Leiter des Institutes für Holzbau und Holztechnologie der TU Graz, Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Gerhard Schickhofer.

Für die Betreuung von universitärer Seite sowie für die Hilfsbereitschaft und gute Zusammenarbeit bedanke ich mich bei Dipl.-Ing. Andreas Ringhofer und Dipl.-Ing. Markus Grabner, sowie bei Dipl.-Ing. Jörg Koppelhuber für die Unterstützung.

Recht herzlichen Dank an KommR. Zimmermeister Rudolf Oswald für die großartige Unterstützung und freundliche Beratung während meiner Studienzeit.

Ebenso bedanken möchte ich mich bei DI Dr. Richard Woschitz für wertvolle Ratschläge bei der Verfassung dieser Arbeit.

Ein großer Dank ergeht außerdem an alle Arbeitskollegen und Fachleute für konstruktive Vorschläge und hilfreiche Fachgespräche, von denen ich weiterhin profitieren kann.

An dieser Stelle möchte ich mich ganz besonders bei meinen Eltern und meiner Schwester bedanken, die immer eine verlässliche Stütze meines Lebens waren und mich in allen schwierigen Situationen unterstützt haben. Sie sind mir während meiner gesamten Ausbildungszeit immer mit Rat und Tat zur Seite gestanden.

Vielen Dank auch all meinen Freunden und Verwandten, die mich während meiner Ausbildungszeit begleitet und für eine ausgeglichene Work-Life-Balance gesorgt haben.

LIPA HVALA!

Kurzfassung

Die Geschichte des Holzbaus reicht sehr weit zurück, denn der Rohstoff hat sich im Bauwesen schon vor Jahrtausenden bewährt. Durch seine Vielseitigkeit, einfache Be- und Verarbeitbarkeit sowie Verfügbarkeit erlangte Holz in vielen Einsatzbereichen (Möbelbau, Schiffsbau, etc.) vor allem aber im Bauwesen, große Bedeutung. Bis heute erfreut sich Holz bei Planern und Bauherrn großer Beliebtheit und dessen Einsatz in Form von Holzwerkstoffprodukten im modernen Holzbau führen zu neuen Gestaltungsmöglichkeiten und Bauweisen. Dadurch ist auch die Holzbauindustrie - im Vergleich zu den vergangenen Jahrzehnten - gefragter und mehr gefordert. Flächige Holzwerkstoffe verbinden den Raumabschluss und das statische Tragwerk in einem Bauteil und bringen so den Vorteil, dass keine zusätzlichen Dach- und Deckenverkleidungen notwendig sind. [1]

Ziel dieser Arbeit ist die Entwicklung flächiger Tragsysteme aus flächigen Holzwerkstoffen für große Spannweiten. Nach einer Beschreibung bekannter Leichtbausysteme für Dach- und Deckenkonstruktionen, die momentan am Markt ausgeführt werden, beschäftigt sich das zentrale Kapitel dieser Arbeit mit Hohlkastenquerschnitten für den Einsatz als leistungsfähige Dachkonstruktionen. Beruhend auf denselben geometrischen Bedingungen werden drei Systeme, bestehend aus Brettsperrholz aus Fichtenholz (BSP), „Buchen-Furnier querlagig“ (BU) und Birken-Furniersperrholz (BI), untersucht. Dabei werden die Querschnittstragfähigkeiten der Hohlkastenelemente für verschiedene Konstruktionshöhen berechnet. Die Kastenprofile bestehen aus parallel verlaufenden Beplankungen (Gurte) und in regelmäßigen Abständen angeordneten Rippen (Stege), die über die gesamte Rippenlänge starr miteinander verklebt sind. Wärmedämmschicht, Auflast oder sonstige Einbauten tragen nicht zur Tragfähigkeit bei. Neben der Berechnung werden grundlegende konstruktive Überlegungen bzw. Lösungsvorschläge für die Elementverbindungen und die Auflagersituation angeführt.

Nachdem das prinzipielle Berechnungsverfahren mit den einzelnen Nachweisen genau aufgezeigt und erläutert wurde, ist für jedes System der drei zuvor genannten Ausgangswerkstoffe ein Querschnitt exemplarisch berechnet worden. Abschließend werden die erlangten Erkenntnisse dokumentiert, die Ergebnisse in einer Traglasttabelle zusammengefasst und miteinander verglichen, sowie deren Anwendung anhand eines fiktiven Beispiels veranschaulicht. Um das Themenfeld letztendlich abzurunden, werden darauffolgend baubetriebliche und bauwirtschaftliche Aspekte und Überlegungen angeführt.

Im abschließenden zusammenfassenden Kapitel werden Optimierungsmöglichkeiten der Konstruktion, sowie weiterer Forschungsbedarf und ein Ausblick gegeben.

Abstract

The history of timber construction is very old, because this raw material has been used for centuries. Today wood materials are more popular than ever – especially with builders and architects. That is why the timber building industry is in great demand and more challenged compared to past decades. Wood is a natural product and is considered as an attractive building material. Extensive wood materials connect brick partition and the static supporting structure in one component. So no additional roof and ceiling coverings are necessary.

The aim of this work was to design large-scale structural systems made of wood materials for large spans.

After a description of the most important lightweight systems for roof and ceiling structures the central chapter of this thesis deals with hollow box sections for high-performance roof structures.

The study comprises a comparison of three different systems made of: (a) cross-laminated timber (CLT), (b) "Buchen-Furnier querlagig" (BU) and (c) birch-veneer plywood, LVL (BI). Based on the same defined geometric parameters, the cross-section capacities of the hollow box elements are calculated for different heights of box systems.

The mentioned elements consist of parallel planking (belts) and ribs arranged at regular intervals, which are bonded rigidly together over the entire fin length. Thermal barrier coating, weighting or other installations do not contribute to load bearing capacity.

In addition to the calculations basic design considerations and solutions for the element connections are provided.

After explaining the basic calculations a cross section was calculated for each type of system (a), (b) and (c). Then the main results are documented, summarized and compared in a table. Their application is shown by using a fictitious example. Finally construction-related aspects and considerations are given.

Finally an optimization of the design, further research needs and an outlook are given. The conclusion can be drawn that timber is facing a positive future with great potential.

Sažetak

Povijest drvogradnje seže u daleku prošlost budući da je drvo kao sirovina već prije više stoljeća dokazalo svoju učinkovitost u građevini. Ono je danas u uporabi više nego ikad ranije. Osobito kod voditelja gradnje i arhitekata drveni proizvodi postaju sve omiljeniji. Time je i drvna industrija, u odnosu na prethodna stoljeća, sve više tražena te se za njom pokazuje sve veća potreba. Drvo kao prirodni proizvod odavno se koristi kao pogodan materijal u unutarnjem uređenju prostorija. Ravni drveni proizvodi povezuju strop i statički nosač konstrukcije u jednu građevnu cjelinu, a pritom je njihova prednost i u tome da nisu potrebne dodatne krovne i stropne presvlake.

Polazište ovog rada razvoj je ravnih potpornih sustava od drvnog materijala za velike raspone.

Nakon opisa najvažnijih lakih građevinskih materijala za krovne i stropne konstrukcije koji se trenutno nalaze na tržištu, u središnjem poglavlju rada predstavljeni su poprečni prerezi šupljih kutijastih nosača koji se primjenjuju kao učinkovita krovna konstrukcija.

Temeljeći se na istim geometričkim uvjetima, istražena su tri sljedeća sustava nosača: nosači od uslojenog križno lijepljenog drva (BSP), „bukva-furnir poprečno lijepljen“ (BU) i breza-furnir šperploča (BI). Pritom su izračunate nosivosti poprečnih presjeka šupljih kutijastih nosača na različitim konstrukcijskim visinama.

Kutijasti profili sastoje se od paralelno postavljenih pojaseva i ploča koje su raspoređene u ravnomjernim razmacima te su čvrsto zaljepljene duž cijele površine. Sloj toplinske izolacije, sloj za ujednačavanje pritiska i ostali ugradbeni dodatci ne pridonose nosivosti.

Pored izračuna navedena su i temeljena konstruktivna promišljanja, odnosno projedlozi u cilju dodatnih poboljšanja za povezivanje elemenata i situacije njihove ležajne površine.

Nakon što su točno navedeni i pojašnjeni principijalni postupci izračuna s pojedinačnim dokazima, za svaki sustav od tri polazna drvena materijala egzemplarno je izračunat njihov poprečni presjek.

Dobiveni rezultati naposljetku su dokumentarni, uneseni u tablicu izračuna nosivosti, međusobno uspoređeni te se dočarala njihova primjena na osnovu jednog fiktivnog primjera.

Kako bi tema ravnih krovnih konstrukcija bila u potpunosti zaokružena, navedeni su potom građevinsko – pogonski te građevinsko – gospodarski aspekti i promišljanja.

U završnom poglavlju sažeto je predstavljen rad te su iznesene mogućnosti optimiranja konstrukcija, kao i daljnje potrebe istraživanja i izgledi u budućnosti. Iz svega je rezultirao sljedeći zaključak: Drvna industrija ima mnogo potencijala i predstoji joj svijetla budućnost.

Inhaltsverzeichnis

KAPITEL 1: EINLEITUNG	1
1-1 MOTIVATION UND ZIEL DER ARBEIT	1
1-2 LEISTUNGSFÄHIGKEIT VON FURNIERSCHICHTHOLZ ANHAND EINER BALKENDECKE.....	3
1-3 STRUKTUR UND AUFBAU	7
KAPITEL 2: GRUNDLAGEN	9
2-1 ENTWICKLUNG DES HOLZHOCHBAUS.....	9
2-2 FURNIERSCHICHTHOLZ - FURNIERSPERRHOLZ	10
2-3 UHPP – ULTRA HIGH PERFORMANCE PLYWOOD	14
2-4 LEICHTBAU ALLGEMEIN	16
2-4.1 Leichtbauprofilträger aus Holz.....	17
2-5 DACH- UND DECKENSYSTEME	19
KAPITEL 3: LEICHTBAUPROFILE	21
3-1 ALLGEMEINES	21
3-2 VERGLEICHBARE SYSTEME.....	22
3-2.1 Kielsteg.....	22
3-2.2 Kerto-RIPA.....	28
3-2.3 Finnframe	31
3-2.4 Lignatur	35
3-2.4.1 Lignatur-Kastenelement (LKE).....	35
3-2.4.2 Lignatur-Flächenelement (LFE).....	36
3-2.4.3 Lignatur-Schalenelement (LSE).....	36
3-3 ZUSAMMENFASSUNG	40
KAPITEL 4: HOHLKASTENELEMENTE FÜR HALLENDÄCHER	43
4-1 EIGENSCHAFTEN UND CHARAKTERISTIK	44
4-2 BAUPHYSIK	47
4-2.1 Feuchteschutz	47
4-2.2 Wärmeschutz	48
4-2.3 Schallschutz.....	48
4-2.4 Brandschutz	49
4-3 BERECHNUNG.....	50
4-3.1 Überlegungen und Annahmen zu den Berechnungen	53
4-3.1.1 Lastaufstellung	54
4-3.1.2 Maßgebende Schnittkräfte.....	55

4-3.1.3	Berechnung der mitwirkenden Plattenbreite.....	57
4-3.2	Ermittlung der effektiven Biegesteifigkeit.....	59
4-3.2.1	n-Ziffern-Verfahren nach Schelling.....	60
4-3.2.2	Biegesteifigkeit von nachgiebig zusammengesetzten Biegeträgern	61
4-3.2.3	γ -Verfahren nach enBR.....	63
4-3.3	Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS).....	65
4-3.3.1	Biegung.....	65
4-3.3.2	Schub	66
4-3.3.3	Querbiegung.....	67
4-3.3.4	Stabilitätsnachweis – Beulen von Steg und Druckgurt.....	68
4-3.3.5	Einleitung der Auflagerkraft	69
4-3.4	Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS)	70
4-3.4.1	Verformung.....	70
4-3.4.2	Schwingungen.....	71
4-3.5	Brandnachweis.....	71
4-4	ELEMENTVERBINDUNGEN	73
4-4.1	Schubsteife Stossausbildung.....	73
4-4.2	Elementstoss	76
4-5	AUFLAGERBEREICHE	78
4-5.1	Auflagerdetails.....	78
4-5.1.1	Auflagerung direkt auf Holz	79
4-5.1.2	Auflagerung auf Betonwand/-rost.....	80
4-5.1.3	Auflagerung auf Stahlträger.....	80
	KAPITEL 5: HOHLKÄSTEN AUS BSP, BUCHE UND BIRKE.....	83
5-1	BERECHNUNG DES BSP-HOHLKASTENS	83
5-1.1	Ausgangssituation.....	83
5-1.1.1	Baustoffeigenschaften und Kennwerte	83
5-1.1.2	Geometrie, Querschnitt und Schnittkräfte	84
5-1.1.3	Ermittlung der effektiven Biegesteifigkeit.....	86
5-1.2	Nachweisführung	86
5-1.2.1	Biegung.....	87
5-1.2.2	Schub	88
5-1.2.3	Querbiegung.....	89
5-1.2.4	Stabilitätsnachweis – „Beulen“	89
5-1.2.5	Auflagerpressung.....	89
5-1.2.6	Durchbiegung.....	90
5-1.3	Zusammenfassung der Ergebnisse	90

5-2	BERECHNUNG DES BU-HOHLKASTENS	93
5-2.1	Ausgangssituation.....	93
5-2.1.1	Baustoffeigenschaften und Kennwerte	93
5-2.1.2	Geometrie, Querschnitt und Schnittkräfte	94
5-2.1.3	Ermittlung der effektiven Biegesteifigkeit	95
5-2.2	Nachweisführung.....	96
5-2.2.1	Biegung	96
5-2.2.2	Schub	97
5-2.2.3	Querbiegung	98
5-2.2.4	Stabilitätsnachweis – „Beulen“	98
5-2.2.5	Auflagerpressung.....	99
5-2.2.6	Durchbiegung	99
5-2.3	Zusammenfassung der Ergebnisse.....	100
5-3	BERECHNUNG DES BI-HOHLKASTENS	102
5-3.1	Ausgangssituation.....	102
5-3.1.1	Baustoffeigenschaften und Kennwerte	102
5-3.1.2	Geometrie, Querschnitt und Schnittkräfte	103
5-3.1.3	Ermittlung der effektiven Biegesteifigkeit	104
5-3.2	Nachweisführung.....	105
5-3.2.1	Biegung	105
5-3.2.2	Schub	106
5-3.2.3	Querbiegung	107
5-3.2.4	Stabilitätsnachweis – „Beulen“	107
5-3.2.5	Auflagerpressung.....	108
5-3.2.6	Durchbiegung	108
5-3.3	Zusammenfassung der Ergebnisse.....	109
5-4	FAZIT	111
5-4.1	Zusammenfassung der Ausgangssituation.....	111
5-4.2	Systemunabhängiger Vergleich der Elemente.....	111
5-4.3	Anwendungsbeispiel der Tabelle.....	119
	KAPITEL 6: BAUBETRIEBLICHE UND BAUWIRTSCHAFTLICHE ASPEKTE.....	124
6-1	BAUBETRIEBLICHE ASPEKTE.....	125
6-1.1	Produktion	126
6-1.1.1	Fertigung - Vorfertigung	126
6-1.1.2	Technologie der Verklebung	131
6-1.1.3	Endbearbeitung.....	133
6-1.2	Logistik.....	134

6-1.2.1	Transportmöglichkeiten	134
6-1.2.2	Verladung.....	137
6-1.2.3	Lagerung	140
6-1.3	Montage	141
6-1.3.1	Gerätetechnik	141
6-1.3.2	Anschlagmittel und Anschlagpunkte	144
6-1.3.3	Montageablauf	147
6-2	BAUWIRTSCHAFTLICHE ASPEKTE	150
6-2.1	Materialkosten	151
6-2.2	Maschinenkosten	153
6-2.3	Lohnkosten.....	153
6-2.4	Elementkosten.....	154
6-3	ARGUMENTATION	155
KAPITEL 7: ABSCHLUSS		157
7-1	ZUSAMMENFASSUNG	157
7-2	AUSBLICK	160
ANHANG A VERZEICHNISSE		I
A-1	Literaturverzeichnis	I
A-2	Abbildungsverzeichnis.....	VIII
A-3	Tabellenverzeichnis	XIII
A-4	Abkürzungsverzeichnis.....	XV

KAPITEL 1: EINLEITUNG

Seit Jahrtausenden macht sich der Mensch den Rohstoff Holz als Baumaterial zu Nutze. Trotz steigender Verwendung von Beton und Stahl hat Holz nicht nur wegen seiner Nachhaltigkeit oder der vielen positiven Materialeigenschaften eine große Bedeutung im Bauwesen. Holz ist auch einer der vielseitigsten Werkstoffe und zeichnet sich durch relativ leichte Bearbeitbarkeit und hohe Belastungsaufnahme aus. Es vermittelt Gemütlichkeit und schafft eine gute raumklimatische Atmosphäre. Des Weiteren weisen Holzprodukte Eigenschaften wie geringes Gewicht, gute Dämmeigenschaften, etc. - im Vergleich zu Beton oder Ziegel - auf. Außerdem ist es ein heimisches Material und somit anwendungsnah verfügbar.

Holz ist einer von wenigen Baustoffen, der nachhaltig und ökologisch ist. Es ist der einzige nachwachsende Konstruktionsbaustoff und bildet durch eine nachhaltige Waldwirtschaft ein unschätzbare Bindeglied zwischen Ökologie und Ökonomie. Trotz der gesicherten Verfügbarkeit von Holz ist ein ressourcenschonender Einsatz auf Dauer von größter Wichtigkeit.

Bei der Wahl eines Baustoffes für energieeffiziente Bauwerke ist das Thema CO₂-Einsparung von entscheidender Bedeutung. Holz wird dieser Anforderung in ganz besonderer Weise gerecht, da es beim Wachsen genauso viel CO₂ aufnimmt wie es nach seiner Nutzung wieder abgibt. Es ist somit CO₂-neutral. Das bedeutet, dass Holz während seiner Nutzung CO₂ speichert, das ansonsten zur Klimaerwärmung beitragen würde. [2] Durch das veränderte Umweltbewusstsein der Bevölkerung gewinnen diese Vorteile vermehrt an Wichtigkeit. So kann eine Zunahme der Holzbauten in den letzten Jahrzehnten festgestellt werden. [3]

Das Image von Holzbauten ist in den letzten Jahren aus dem langen Schatten der „alternativen Behausung“ hervorgetreten. Die vielfältigen Einsatzmöglichkeiten sind heute aber längst noch nicht ausgeschöpft, und es entstehen ständig neue wertvolle Anwendungen und Weiterentwicklungen. Diese Arbeit soll mit der Ausarbeitung leistungsfähiger Systeme aus Holzwerkstoffplatten - für den Einsatz bei großen Spannweiten - einen Teil dazu beitragen.

1-1 MOTIVATION UND ZIEL DER ARBEIT

Aufgrund der Form des Baumes wird Holz vorrangig als stabförmiges Element eingesetzt. Ein Merkmal des modernen Ingenieurholzbaues ist jedoch - neben der aus diesem Begriff ableitbaren baustatischen Berechnung und Dimensionierung der Bauteile - die technologische Weiterentwicklung des Ausgangswerkstoffes hin zu einer mittlerweile breiten Palette von Holzwerkstoffen. Neben der Homogenisierung der Eigenschaften können damit auch die, durch die naturgemäß vorgegebenen Beschränkungen in den Abmessungen mehr oder weniger aufgehoben und flächige Produkte produziert werden. [4] Aufgrund ihrer hohen Materialfestigkeit und ihrer beinahe unbeschränkten Abmessungen werden aus Holzwerkstoffen gefertigte Profile und Platten immer öfter auch für tragende Konstruktionen im Ingenieurholzbau eingesetzt. Kompakte Leichtbauteile sind ein gut geeignetes Anwendungsfeld, da es hier stets um hochausgenutzte Konstruktionen geht.

Bei großvolumigen Bauten, wie Hallen, Industrie- und Gewerbebauten, stellt sich oft die Aufgabe, eine frei zu überspannende Gebäudebreite von mehr als 15 m, zu lösen. Bauwerke dieser Art basieren üblicherweise auf einem Haupt-Nebenträgersystem, bei dem die Hauptträger mit 5 bis 6 m Achsabstand Spannweiten zwischen 15 und 30 m überspannen. Dabei werden Sekundärträger beispielsweise auf gekrümmten Satteldachbindern oder aufwendigen Fachwerkstrukturen aufgelagert. [5]

Flächige und zugleich lastabtragende Konstruktionen, die ohne Primärkonstruktion auskommen (dargestellt in Abbildung 1.1), sind als Ergebnis der Literaturrecherche in Kapitel 3 angeführt. Die Herstelllänge der betrachteten Elemente beträgt allerdings nur maximal 18,0 m. Lediglich Kielsteg-Elemente werden bis zu einer Länge von 30,0 m angefertigt. Jedoch gibt es keine Lösungen für Spannweiten darüber hinaus.

Daher sollen flächige und zugleich lastabtragende Tragwerke entwickelt werden, mit denen Gebäudespannweiten bis zu 35,0 m direkt überspannt und somit eine Tragwerksebene gänzlich eingespart werden kann.

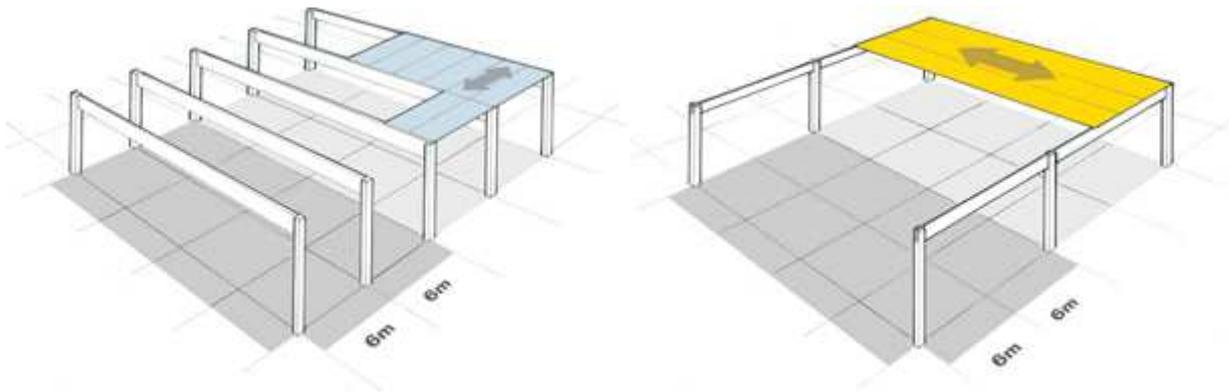


Abbildung 1.1: Haupt-Nebenträgersystem (links); lastabtragende flächige Elemente (rechts) [5]

Ein Ziel der Arbeit ist die Ausarbeitung leistungsfähiger Bauelemente (basierend auf Kastensystemen) für den flächigen Einsatz bei Dachkonstruktionen großer Spannweiten; vorwiegend eingesetzt für Hallenbauten.

Die Ermittlung der Tragfähigkeiten unterschiedlicher Querschnittshöhen und Varianten (Ausgangsprodukte) erfolgt auf Basis definierter Randbedingungen. Deren Ergebnisse werden in Traglasttabellen gegenübergestellt.

Neben den konstruktiven Überlegungen gibt es auch holztechnologische Besonderheiten zu beachten:

Holz ist ein natürlicher, nachwachsender Rohstoff, der den strengsten ökologischen und ökonomischen Anforderungen genügt. Dies tut er aber nur, wenn er fachmännisch - und für das jeweilige Einsatzgebiet angepasst - eingesetzt wird. Dabei kommt uns die große Vielfalt der Holzarten mit unterschiedlichen Eigenschaften entgegen. [6]

Zurzeit werden große Teile des Laubholzes im mitteleuropäischen Raum energetisch genutzt. Mittelfristig ist ein Anstieg des Laubholzanteils bei gleichzeitigem Rückgang der Nadelholzverfügbarkeit in Mitteleuropa zu erwarten. Gründe hierfür sind unter anderem der Klimawandel sowie das waldbauliche Umdenken von Nadelholz-Monokulturen zu Mischkulturen. Die Folge ist ein steigendes wirtschaftliches Interesse an laubholzbasierenden Produkten aus Buche und Birke für den Baubereich. Hinzu kommen hervorragende Festigkeitseigenschaften was mitunter ein Grund ist, warum momentan vermehrt Möglichkeiten für den Einsatz von Laubholzkonstruktionen erforscht werden.

Da bei Strukturdimensionierungen in der Regel eine bestimmte Steifigkeit oder Tragfähigkeit gefordert ist, ermöglicht eine Werkstoffalternative mit höherem Elastizitätsmodul bzw. größerer Festigkeit eine geringere Wanddicke oder Querschnittsfläche. [7] Laubholz, im Speziellen die Holzarten Buche und Birke, wird momentan noch wenig im konstruktiven Bereich eingesetzt. Die hohen Festigkeits- und Steifigkeitswerte bieten allerdings beste Voraussetzungen und viel Potential für den Einsatz von Laubholz

als Baumaterial und Konstruktionswerkstoff für tragende Zwecke. Dies geschieht hingegen bis jetzt nur in Pilotprojekten.

Seit 2013 betreibt das Unternehmen Pollmeier Massivholz GmbH das erste Furnierschichtholzwerk zur Laubholzverarbeitung. Mit der Neuentwicklung des hochfesten Werkstoffes Buche-Furnierschichtholz (BauBuche) stehen dem konstruktiven Ingenieurholzbau neue Möglichkeiten zur Verfügung.

Während die Birke als Pionierbaumart in Österreich einen verhältnismäßig geringen Anteil am Waldbestand aufweist, gehört sie im nordeuropäischen und asiatischen Raum zu den weitverbreitetsten Laubholzarten und wird vor allem in skandinavischen Ländern vermehrt genutzt. Die Vorteile dieser Holzart sind - wie aus vorangegangenen Arbeiten hervorgeht – vergleichsweise hohe Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften zu Nadelholz.

Daher wird neben Brettspertholz aus Fichte auch Buchen- und Birken-Furnierschichtholz (siehe dazu Punkt 2-3) als Ausgangsmaterial bei der Berechnung eingesetzt. Es sollen beanspruchungsoptimierte Leichtbauprofile für den Einsatz bei großen, frei überspannten Flächen entwickelt werden. Die Ausarbeitung beinhaltet grundlegende statisch-konstruktive Überlegungen zu Hohlkastenprofilen aus Fichten-Brettspertholz, Buchen- und Birken-Furnieren.

Im Zuge dieser Arbeit werden auch einfach handzuhabende Traglasttabellen zum Vergleich der drei Systeme erstellt. Diese beinhalten systemunabhängige Querschnittstragfähigkeiten und geometrische Eigenschaften der Profile. Um das Themengebiet abzurunden wird zugehörig ebenfalls eine baubetriebliche und bauwirtschaftliche Betrachtung durchgeführt. Eine etwaige bauphysikalische Analyse der Elemente ist jedoch nicht Teil dieser Arbeit.

Um die Leistungsfähigkeit von Laubholzprodukten zu zeigen, wird im nachfolgendem Abschnitt Buchen-Furnierschichtholz und Konstruktionsvollholz (KVH) aus Fichte, anhand der erforderlichen Abmessungen einer Balkendecke, gegenübergestellt.

1-2 LEISTUNGSFÄHIGKEIT VON FURNIERSCHICHTHOLZ ANHAND EINER BALKENDECKE

„Aus technologischer Sicht ist die Decke entscheidend für die Qualität und den Charakter einer Architektur. Welche Raumweite kann man überspannen? Mit welcher Stärke? Welche Materialien stehen für die Realisierung zur Verfügung? Und im Falle einer Holzdecke: Welche sind ihre besonderen Eigenschaften?“ [8]

Fragen, die sich bereits in der Entwurfsphase einer Balkendecke auftun. Um das hohe Potential von Pollmeier-Furnieren (BauBuche) an einem Beispiel zu veranschaulichen, wird nachfolgend ein Vergleich zwischen einer Balkendecke mit Trämen aus Konstruktionsvollholz (KVH) aus Fichte und BauBuche, auf Basis des Grenzzustandes der Tragfähigkeit, geführt.

„Gegenüber den gängigen tragenden Holzbauelementen wie FSH, BSH oder KVH aus Fichte/Tanne kann das Pollmeier FSH die Festigkeits-Vorteile der Buche voll ausspielen. Es kann nur noch von Stahl übertroffen werden – doch der ist auch zehnmal so schwer.“ [9]

Siehe dazu Tabelle 1.1.

Tabelle 1.1: Biegefestigkeit, Dichte und E-Modul von BauBuche im Vergleich zu anderen Materialien [9]

Material	char. Biegefestigkeit $f_{m,k}$ [N/mm ²]	normierte Biegefestigkeit $f_{m,k} / \gamma$	Elastizitätsmodul E_{mean} [N/mm ²]	normierter E-Modul E_{mean} / γ	char. Rohdichte γ [KN/m ³]
BauBuche	70	10,29	16.800	2.471	6,8
Furnierschichtholz aus Fichte	48	10,00	13.800	2.875	4,8
Brettschichtholz aus Fichte (GL24h)	24	5,11	11.600	2.468	4,7
Baustahl (S235)	235	2,99	210.000	2.675	78,5



Abbildung 1.2: Foto eines Furnierschichtholzes „Buchen-FSH längslagig“ (BauBuche)

Annahmen für die Berechnung der Holztramdecke:

- Geschoßdecke für Wohngebäude; daraus folgt eine anzusetzende Nutzlast von 2,0 KN/m² gemäß ÖNORM B 1991-1-1 Tabelle 2 [10]
- Zusätzlich zum Eigengewicht wird eine angenommene Ausbaulast von ebenfalls 2,0 KN/m² angenommen. Dies entspricht in etwa folgendem möglichen Aufbau mit schwimmendem Estrich:

Tabelle 1.2: Schichtaufbau einer Tramdecke mit schwimmendem Estrich

Schicht	cm
Korklinoleum	0,50
Zementestrich	5,00
Trennschicht	-
Trittschall-Dämmplatte TDPS 55	5,50
Trennschicht	-
gebundene Beschüttung	4,00
Holzspanplatte	1,90
Tram mit dazwischen liegender Dämmung	lt. Statik
Lattung auf Schwingbügel	4,00
GK-Platte	1,50
Gesamtstärke ohne Tram:	22,4

- Gleichmäßiger Achsabstand der Träme $e = 56 \text{ cm}$.
In Abbildung 1.3 wird der Querschnitt mit Aufbau nach Tabelle 1.2 dargestellt.

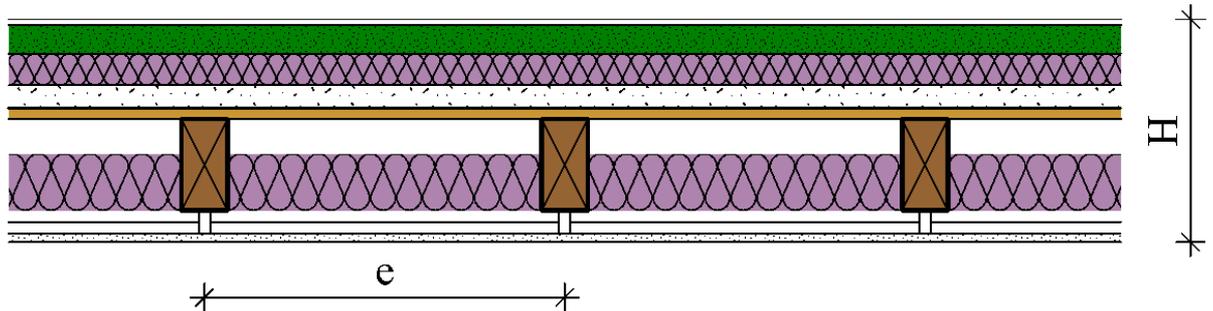


Abbildung 1.3: Querschnitt einer Holztramdecke mit schwimmendem Estrich

- Gelenkig gelagertes Einfeldträgersystem mit Gleichlast und einer Spannweite von $L = 5,0 \text{ m}$

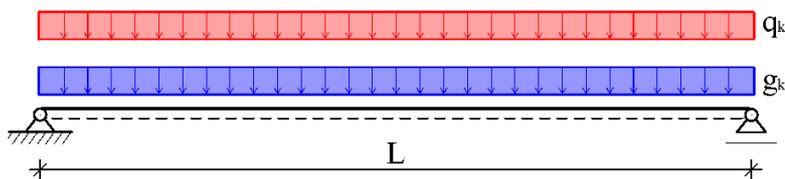


Abbildung 1.4: Statisches System der Balkendecke

- Die Nachweise werden nur für den Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS), ohne Berücksichtigung des Schwingungs- und Verformungsverhaltens geführt. Es wird davon ausgegangen, dass die Träger auf der Oberseite durch die Beplankung gegen ein seitliches Ausknicken gehalten sind.

Im Rahmen der Berechnung wurden Querschnitte mit einem hohen Ausnutzungsgrad (Ausnutzungsgrad: Einwirkung/Widerstand) für das Konstruktionsvollholz ermittelt. Anschließend wurden für die Träme aus BauBuche Querschnitte, mit beinahe der gleichen Ausnutzung definiert, um einen aussagekräftigen Vergleich zu erhalten. Es ist anzumerken, dass für die Querschnitte zwar auf die annähernd gleiche Ausnutzung geachtet wurde, jedoch unter Berücksichtigung verkaufsfähiger Abmessungen.

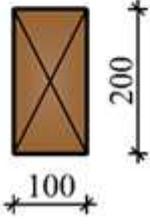
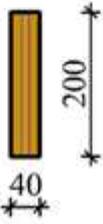
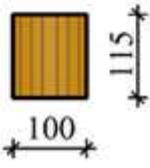
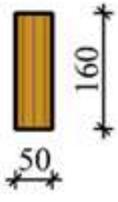
Berechnet wurden:

- erforderliche Dimensionen von KVH
- Abmessungen des BauBuche-Trägers bei gleichbleibender Konstruktionshöhe
- Abmessungen des BauBuche-Trägers mit identer Querschnittsbreite des KVH-Trägers
- Dimensionen eines optimierten Buchen-Querschnittes

In Tabelle 1.3 sind die Ergebnisse der Berechnungen zusammengefasst und die jeweiligen Querschnitte der Systeme miteinander verglichen. Daraus ist ersichtlich, dass eine Einsparung der Querschnittsfläche von bis zu 64 %, bei Verwendung von Buchen-FSH längslagig anstatt KVH aus Fichte, möglich ist.

Mit angenommenen Materialpreisen (KVH: 320 €/m³; Buchen-FSH längslagig: 514 €/m³) lassen sich die Kosten an tragendem Konstruktionsmaterial bezogen auf die Deckenfläche [€/m²] berechnen. Ein Kostenvergleich zeigt, dass Träme aus BauBuche bis zu knapp 40 % (auf Grund geringerer Querschnitte) günstiger sind.

Tabelle 1.3: Gegenüberstellung der Querschnitte aus KVH und „Buchen-FSH längslagig“

	KVH	BauBuche		
		gleiche Höhe	gleiche Breite	optimal
$f_{m,k}$ [N/mm ²]	24	70		
Abmessungen (b x h)	100 x 200 mm	40 x 200 mm	100 x 115 mm	50 x 160 mm
Querschnittsfläche	20000 mm ²	8000 mm ²	11500 mm ²	8000 mm ²
Skizze				
Ausnutzung η	94 %	78 %	94 %	97 %
Einsparung der Querschnittsfläche gegenüber KVH		60 %	42,5 %	60 %
Konstruktionsmaterial je Deckenfläche [€/m ²]	11,40	7,30	10,60	7,30
Preisunterschied	100 %	136 %	108 %	136 %

Ein Vergleich der berechneten Systeme mittels Querschnittsskizzen der Balkendecke ist in Abbildung 1.5 dargestellt. Daraus ist ersichtlich, dass theoretisch eine Einsparung der Konstruktionshöhe bis zu 85 mm möglich ist. Das entspricht in diesem Fall einer Einsparung der Bauteildicke von rund 20 %.

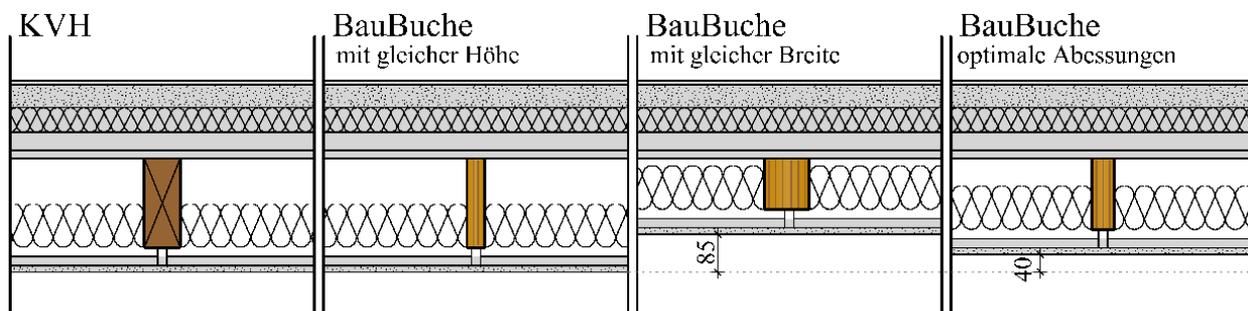


Abbildung 1.5: Vergleichende Darstellung von Tramdeckenquerschnitten aus KVH und BauBuche

1-3 STRUKTUR UND AUFBAU

Die Masterarbeit ist folgendermaßen gegliedert:

Zunächst werden in Kapitel 2 die für diese Arbeit notwendigen Grundlagen beschrieben und ein kurzer einleitender Einblick zu folgenden Themen gegeben: Entwicklung des Holzhochbaus, Furnierschichtholz - Furniersperrholz, UHPP – Ultra High Performance Plywood (Ultra hochfestes Sperrholz), Leichtbau Allgemein sowie Dach- und Deckensysteme

In Kapitel 3 finden sich zusammengefasst miteinander vergleichbare flächige Konstruktionssysteme aus Holz als Resümee der Literaturrecherche. Diese bekannten Produkte dienen als Vorlage für die Entwicklung der Hohlkastensysteme.

In Kapitel 4 wird auf Allgemeines wie Eigenschaften und Charakteristik, sowie bauphysikalische Besonderheiten von Hohlkastenprofilen eingegangen. In diesem Abschnitt sind der Berechnungsablauf und die einzelnen Nachweise entsprechend dem Stand der Technik für Hohlkastenquerschnitte erläutert. Des Weiteren werden Elementverbindungen sowie die Auflagersituation betrachtet.

Darauf aufbauend werden in Kapitel 5 Bemessungen für jedes System für maximale Querschnittstragfähigkeit durchgeführt. Die produktspezifische Berechnung erfolgt nach demselben Rechenschema (mit getroffenen Annahmen und Randbedingungen), allerdings exemplarisch nur für das jeweilige Element mit der Querschnittshöhe von 800 mm. Am Ende dieses Abschnittes sind die Ergebnisse der durchgeführten Berechnungen zusammengefasst und grafisch dargestellt. Abschließend wird die Anwendung der Traglasttabelle im Zuge eines praxisnahen Beispiels gezeigt.

In Kapitel 6 wird zum einen auf baubetriebliche Überlegungen, wie Produktion, Transport und Montage eingegangen, zum anderen werden auch bauwirtschaftliche Betrachtungen angeführt.

Am Ende dieser Arbeit werden in Kapitel 7 noch einmal die wichtigsten Ergebnisse zusammengefasst und ein kurzer Ausblick zu dieser Thematik gegeben. Darüber hinaus werden Vorschläge für weitere bzw. genauere Untersuchungen zu dieser Thematik und Potentiale der Elemente angeführt.

KAPITEL 2: GRUNDLAGEN

2-1 ENTWICKLUNG DES HOLZHOCHBAUS

Schon Jahrhunderte lang leben, wohnen und bauen die Menschen mit dem Werkstoff Holz. Die ursprüngliche Holzbauweise war der Blockhausbau. Rundhölzer, die an zwei oder vier Seiten behauen waren, wurden waagrecht übereinander gelegt und an den Ecken kreuzweise miteinander verbunden. Nachteil dabei war der große Materialaufwand. Mit der Zeit erkannte man, dass massive Bauteile nicht durchgehend erforderlich sind und die Bauzeit erheblich verkürzt werden kann, wenn nur die notwendigen, tragenden Elemente massiv ausgeführt werden und die restliche Wandfläche verkleidet und mit leichteren Baustoffen ausgefüllt wurde. So entstand schon vor hunderten von Jahren die Skelettbauweise. Die Auflösung der vollen/massiven Deckenkonstruktion geschah vor allem wegen der Herstellungsmöglichkeit aus kleinen vorgefertigten Teilen. Auf diese Weise entstanden zunächst Decken aus Mann an Mann verlegten Balken (Doppelbaumdecke), und später daraus die Tramdecke.

Die nächste Entwicklungsstufe war das Fachwerkhaus, welches sich aus dem Ständerbau heraus kristallisierte. Aus Schwellen, Ständern und Rähmen wurden Fachwerke zusammengestellt, welche die Tragkonstruktion des Bauwerkes bildeten. Mit Erfindung großformatiger Bauplatten Anfang des 20. Jahrhunderts - die Vorgänger der heutigen Sperrholz- und OSB-Platten - und durch die Produktion von Holzwerkstoffen wurde die Basis für die Holzrahmen-Bauweise geschaffen. [11] und [12]

In den letzten Jahrzehnten kam es aufgrund von erhöhten bauphysikalischen und brandtechnischen Anforderungen und Dank einschlägiger Ergebnisse intensiver Forschungsarbeit zu grundsätzlichen Veränderungen der Konstruktionen. Die Entwicklung von der traditionellen Zimmermannsarbeit hin zum Ingenieurholzbau wurde durch den laufenden Fortschritt der Technik vor allem in der Verbindungstechnik geprägt. Die Entwicklung neuer Verbindungsmittel und -methoden ermöglichte wirtschaftliche Anschlüsse und Stöße mit hohen Wirkungsgraden. (Wirkungsgrad η : Kennwert für die Leistungsfähigkeit einer Verbindung) [13, p. B.4/9]

„Als eine der wichtigsten Erfindungen im Bereich des ingenieurmäßigen Holzbaus ist das von Otto Hetzer eingeführte Zusammenfügen dünner Holzquerschnitte mittels Verklebung zu hohen, tragfähigen, in der Natur nicht vorkommenden Querschnitten, zu sehen.“ [14]

Das von ihm stammende Patent für gebogene, verleimte Holzbauteile wurde bereits vor über 100 Jahren (1906) ausgestellt.

Die wirtschaftliche Nutzung von Holz bzw. die durch die Verarbeitung anfallenden Reststoffe, die normalerweise keine stoffliche Verwendung finden, haben die Entwicklung zahlreicher neuer Holzwerkstoffe bewirkt. Dies ist ökonomisch und ökologisch gleichermaßen von Bedeutung, da es zu einer verbesserten Ausnutzung des Rohstoffs Baum führt. Die Entwicklung flächiger Produkte auf Holzbasis war für die Vorfertigung im großen Stil entscheidend.

Der wesentliche Unterschied - im Vergleich zu den historischen Bauweisen (Blockbau, etc.) - liegt darin, dass andere Methoden und Materialien sowie Herstellungsprozesse entwickelt wurden. Durch die Entwicklung und Herstellung von Leimholz und Holzwerkstoffen wird für den modernen Holzbau eine breite Produktpalette (BSH, BSP, KVH, OSB, etc.) mit vielen Anwendungsmöglichkeiten geboten. Zudem hat Holz als Baumaterial in den letzten Jahren an Bedeutung gewonnen. Der Holzbau ist heutzutage vor allem im Einfamilienhausbau mehr denn je eine Alternative zur herkömmlichen Massivbauweise oder dem Stahlbau. [15]

Das wachsende gesellschaftliche Bewusstsein für Ressourcenschonung hat auch beim Bauen ein Umdenken herbeigeführt. Gleichzeitig haben technische Entwicklungen völlig neue Formen der Gestaltung von Holzbauten möglich gemacht. [16]

Mit der Verbindung von digitalen Planungs- und Fertigungswerkzeugen schien mit einem Mal alles möglich. Architekten stellten mit Verwunderung fest, dass jede ihrer Skizzen nun auch umsetzbar war. [17, p. 4]

Zu Beginn dieser Entwicklung lagen die Neuerungen im Holzbau vor allem bei stabförmigen Bauteilen. Flächige Produkte und Konstruktionen bauten später darauf auf, und sind mittlerweile für Produktionsprozesse nicht mehr wegzudenken. Der Vorfertigungsgrad spielt im Holzbau eine zentrale Rolle, da die Bauzeit ein ausschlaggebender Kostenfaktor ist.

Der Werkstoff Holz als nachwachsender Rohstoff hat nicht nur in ökologischer Hinsicht Vorteile gegenüber mineralischen Baustoffen. Ein wesentliches Merkmal sind die Vorteile eines guten Raumklimas in Holzhäusern. Holz als Konstruktionsmaterial zeichnet sich auch dadurch aus, dass die Bearbeitung mit einfachen Werkzeugen möglich ist. [8]

2-2 FURNIERSCHICHTHOLZ - FURNIERSPERRHOLZ

Furnierschicht- und Furniersperrholz zählen zu Holzwerkstoffprodukten, welche in vielen Anwendungsbereichen eingesetzt werden: Bauwesen, in der Transportmittelindustrie und in zahlreichen Spezialbereichen.

„Laut Holzlexikon 1993 ist die Bezeichnung Holzwerkstoff ein Sammelbegriff für verschiedene Produkte, die durch Zerlegen des Holzes und anschließendes Zusammenfügen, meist unter Zugabe anderer Stoffe (z. B. Kunstharz, PU-Klebstoff, mineralische Bindemittel, etc.) entstehen.“ [18, p. A.6/83]

Die Vorteile der Holzwerkstoffe sind - neben relativ großen und variablen Abmessungen - das gleichmäßigere Festigkeits- und Verformungsverhalten und - durch den Ausschluss bzw. die Verteilung von Wachstumsfehlern (Holzmerkmalen) - eine geringere Streuung der mechanischen Kennwerte. Dies wird durch die sogenannte Homogenisierung - Zerkleinerung des Rohstoffes Holz und das anschließende Zusammenfügen - erreicht.

„Unter Homogenisierung wird grundsätzlich das Bestreben verstanden, durch geeignete Maßnahmen die Streuung einer Holzeigenschaft zu reduzieren.“ [18, p. A.6/15]

Allgemein kann festgehalten werden: Je größer der Zerlegungsgrad bzw. je kleiner das Ausgangsmaterial ist, desto größer wird der Homogenisierungseffekt innerhalb des Holzwerkstoffes und umso homogener sind dessen Eigenschaften. Die Einteilung und Gliederung von Holzprodukten ist abhängig vom Zerlegungsgrad des Ausgangsproduktes und der Orientierung bzw. Art der Anordnung. Man unterscheidet zwischen Brett, Furnier, Span und Holzfaser. Siehe Abbildung 2.1.

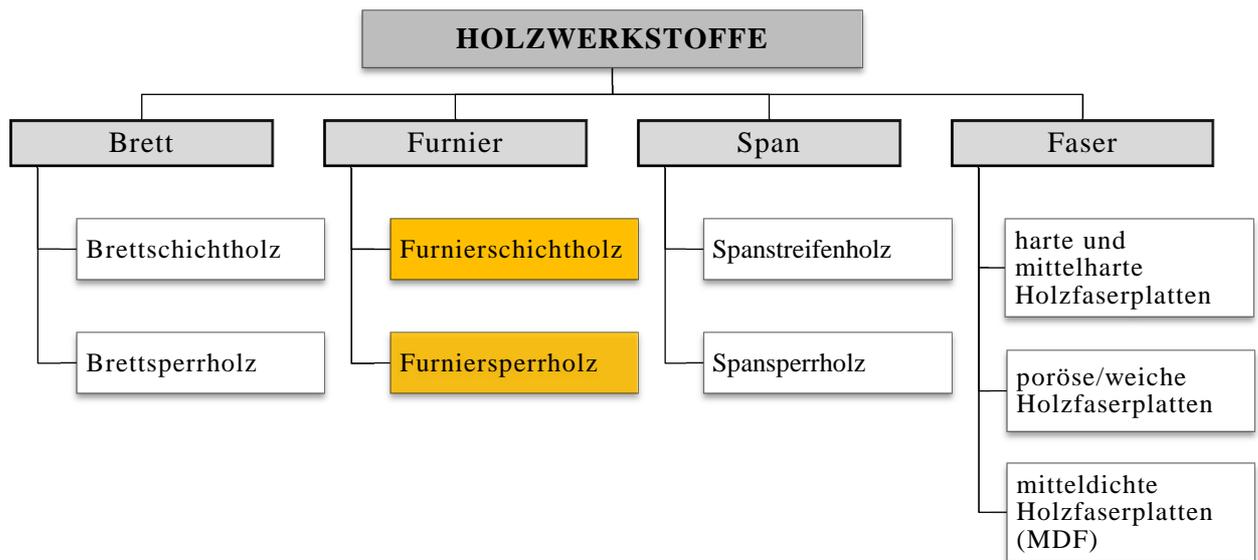


Abbildung 2.1: Holzwerkstoffe, gegliedert nach Ausgangsmaterial und Zerlegungsgrad [18, p. A.6/84]

Die folgenden Ausführungen beschränken sich auf die Herstellung und Besonderheiten von flächigen Holzwerkstoffprodukten aus Furnieren. Auf die zuvor erwähnten anderen Ausgangsprodukte sowie stabförmige Holzwerkstoffe (BSH, KVH, etc.) wird hier nicht näher eingegangen.

Nach der Art der Herstellung von Furnieren unterscheidet man Säge-, Messer- und Schäl furnier. Im Bauwesen werden zur Herstellung von Furnier-Holzwerkstoffen fast ausschließlich Schäl furniere verwendet. Dafür geeignet sind zerstreutporige Laubhölzer wie Rotbuche, Birke und Pappel (daneben noch Rosskastanie und viele tropische Holzarten). Am wirtschaftlichsten der drei Methoden zur Furnierherstellung ist das Schälen. Es erfordert geringeren Zeitaufwand und ergibt eine größere Ausbeute, im Vergleich zum Säge- oder Messerverfahren. Abfallprodukte (Sägenebenprodukte) entstehen beim Schälverfahren nur in kleinem Umfang durch das Anschälen und dem nicht zu verarbeitenden Kern. [18]

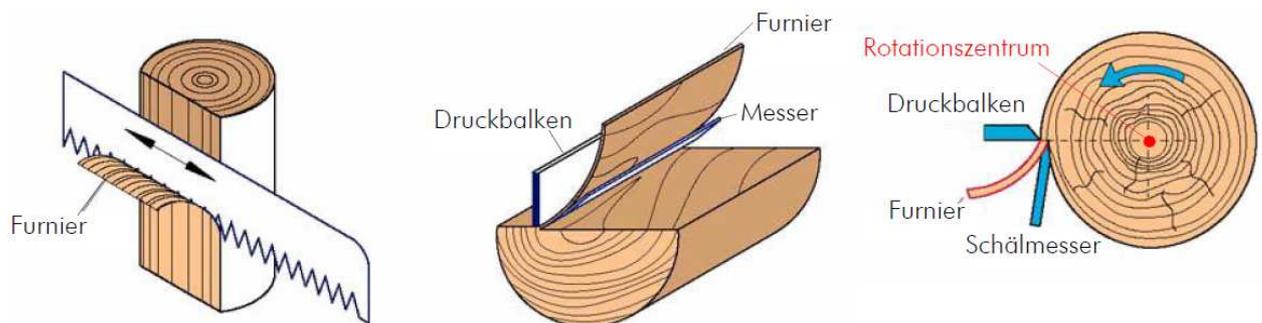


Abbildung 2.2: Furnierherstellung: Sägefurnier (links); Messerfurnier (Mitte); Schäl furnier (rechts) [18]

Flächige Furnierprodukte werden nach der Anordnung (Orientierung) der Lagen unterschieden. Die mechanischen Eigenschaften der Platten hängen von der Faserrichtung der Einzelschichten ab. Daher muss differenziert werden zwischen:

- (i) Furnierschichtholz (FSH), bei dem alle Lagen faserparallel geschichtet sind, und
- (ii) Furniersperrholz (FSP) mit orthogonalem Aufbau, wobei die einzelnen Lagen abwechselnd gegeneinander (im Winkel von 90 °) versetzt ausgerichtet sind. Die Anforderungen an FSP sind in der ÖNORM EN 636 geregelt. [19]

Jeweils eine FSH- und eine FSP-Platte sind in Abbildung 2.3 exemplarisch abgebildet.

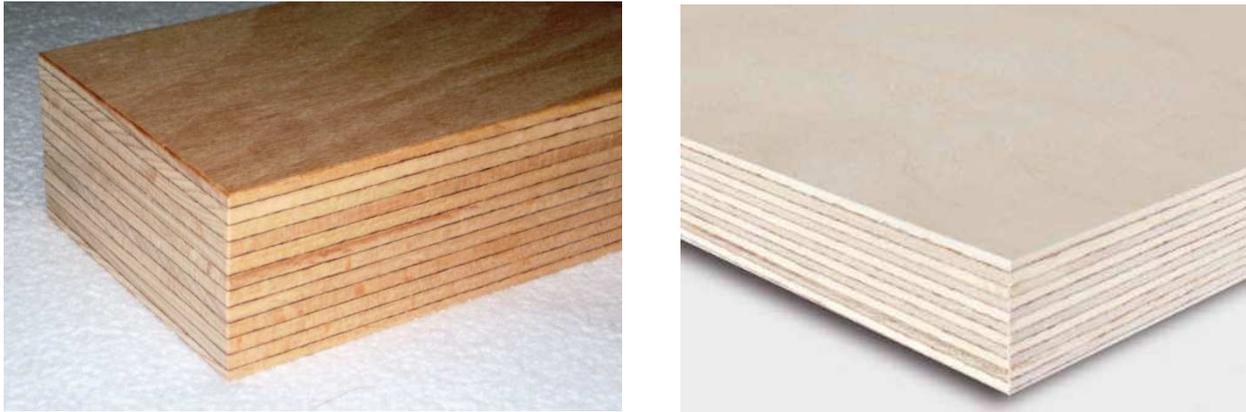


Abbildung 2.3: *Furnierschichtholz (links); Furniersperrholz (rechts) [20]*

Bei der Produktion von Furnierschichtholz (FSH) und Furniersperrholz (FSP) werden Fehlstellen und große Schwankungen der Eigenschaften des natürlich gewachsenen Holzes durch gezielte Verfahrensschritte (siehe Abbildung 2.4) während der Verarbeitung, eingeschränkt und verteilt. Nach diversen Vorbereitungsschritten der Stämme (Entrinden, Dämpfen, etc.) werden diese in eine Drehbank eingespannt, und einzelne Furniere in der Länge des jeweiligen Stammumfanges abgeschält. Die einzelnen Schäl furniere haben eine Stärke von 1,5 bis 4,5 mm und werden aus bis zu 3,3 m langen Stämmen produziert. [21] Durch Nachbearbeitungsschritte werden diese zu großflächigen, endlosen Furnieren für die Weiterverarbeitung vorbereitet. [18]

Hauptsächlich kommen bei der Herstellung Phenolharze und Resorcinharze zum Einsatz. Je nach Wahl des Klebstoffes, für die Verklebung der einzelnen Schichten zu FSH oder FSP, gibt es Platten für den Trocken-, Feucht- und Außenbereich. Bei der Verklebung werden Fehlstellen auf die Dicke der Furnierstärke begrenzt. [22] Dadurch kommt es zu einer Materialvergütung des Ausgangsproduktes, folglich zu höherer Dimensionsstabilität und teilweise deutlich verbesserten Festigkeitswerten, dank eines homogenen Aufbaus. [18, p. A.6/83ff]

Für den jeweiligen Plattenaufbau werden üblicherweise Furniere mit gleicher Dicke und Holzart verwendet. Dabei liegt die Rohdichte der fertigen Platten etwa um 10 bis 15 % höher als die Rohdichte der verwendeten Holzart (zumeist Fichte), was auf den Pressvorgang während der Herstellung und den Klebstoffeintrag zurückzuführen ist. [23, p. 76ff] Auch die Maßänderungen von Sperrholz unter dem Einfluss von Temperaturänderungen sind sehr klein.

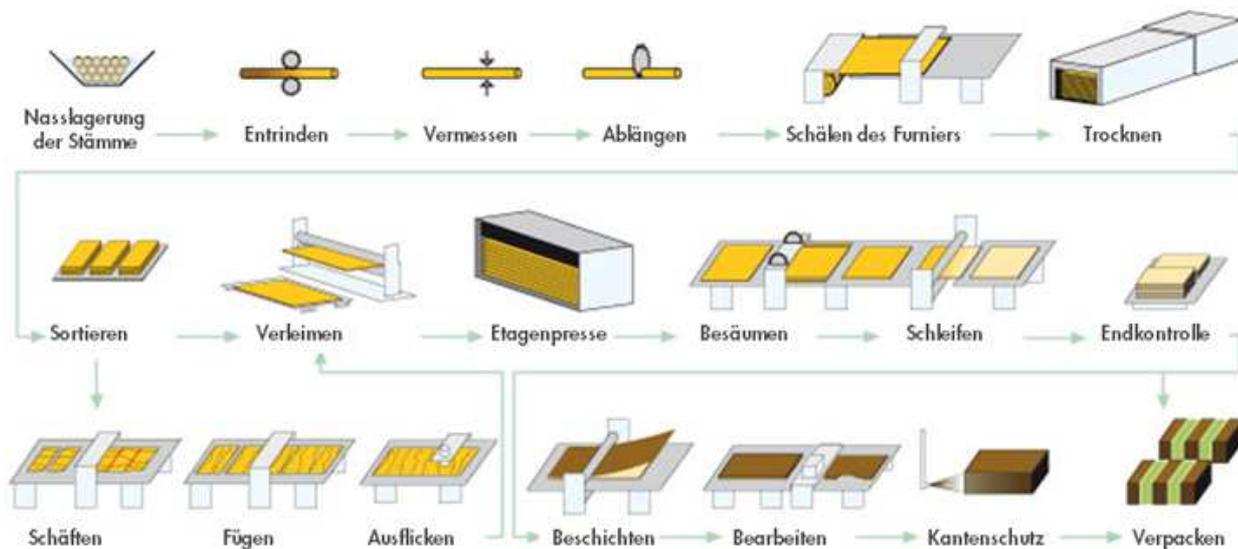


Abbildung 2.4: *Schematische Darstellung des Herstellungsprozesses von Furniersperrholz [20]*

Je nach Werk und Anwendungszweck variiert der Herstellungsprozess von Sperrholz minimal. Firmeninterne Managementsysteme der Hersteller sichern eine kontinuierliche, hochwertige und effiziente Produktion. Dabei werden Parameter wie Furnierdicke, Klebstoffverteilung, Maßgenauigkeit, Gesamtdicke, Klebstofffestigkeit, etc. ständig überwacht und kontrolliert.

Durch den orthogonalen Aufbau von Furniersperrholz-Platten können bei plattenförmiger Beanspruchung (siehe Abbildung 4.1) Lasten in zwei Hauptrichtungen abgetragen werden.

„Der Standardaufbau von Furniersperrholz ist dadurch gekennzeichnet, dass die Decklagen stets den gleichen Faserverlauf aufweisen. Dabei ist die Anzahl der Lagen zumeist ungerade, um einen symmetrischen Aufbau hinsichtlich der Plattendicke zu erhalten, was für die Formstabilität wesentlich ist.“ [18, p. A.6/119]

Die gesperrte Struktur bewirkt einen Absperreffekt des natürlichen Quell- und Schwindverhaltens von Holz und bringt damit den Vorteil einer geringen Empfindlichkeit gegenüber Feuchtigkeitsänderungen in der Plattenebene. [23]

Neben dem kreuzverklebten Standardsperrholz ist eine Vielzahl von Sperrhölzern mit Spezialaufbau für spezifische Anforderungen der Endprodukte erhältlich. Darunter fällt auch das für die weiteren Ausführungen betrachtete „Buchen-FSH“ des Unternehmens Pollmeier Massivholz GmbH & Co.KG. Das Furnierschichtholz (die sogenannte „BauBuche“) ist sowohl als faserparallel verleimte Platte (Buchen-FSH längslagig) als auch mit circa 20 % Querlagen (Buchen-FSH querlagig) - Abbildung 2.5 - erhältlich. [24] Dabei werden einzelne benachbarte Lagen abwechselnd sowohl faserparallel als auch normal aufeinander verklebt. Der genaue Aufbau und die Verteilung der längs- und querorientierten Lagen ist in der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung Z-9.1-838 [25] geregelt, und wird in Tabelle 5.16 dargestellt.

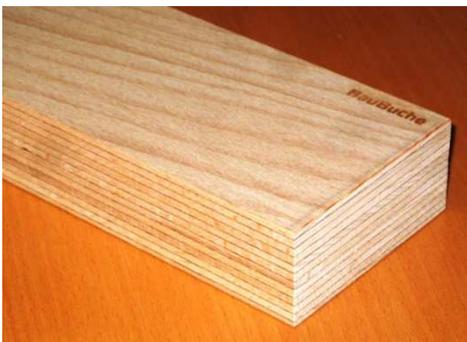


Abbildung 2.5: Buchen-FSH längslagig (links); Buchen-FSH querlagig (rechts) [24]

Aufgrund der Querlagen und der dadurch gesperrten Struktur kann Sperrholz zur Ausbildung aussteifender Dach-, Decken- und Wandscheiben verwendet werden. Eine weitere Möglichkeit für die Verwendung besteht in (vorgefertigten) geklebten Hohlkasten- oder Stegträgerelementen. Siehe dazu Kapitel 4.

Nach dem Erscheinungsbild und der Qualität der Oberfläche (Güte der Deckfurniere) wird Sperrholz gemäß der Norm EN 635 [26] in die Klassen I bis IV eingeteilt. Berücksichtigt werden dabei die natürlichen Merkmale des Holzes, wie Ästigkeit, Risse und Verfärbungen sowie Produktionsfehler (z.B.: Leimdurchschlag) und Bearbeitungsgrad (Rauhigkeit).

Im Prinzip ist die biologische Beständigkeit von Sperrholz so gut wie die Holzart aus der die Platte gefertigt ist. Die Witterungsbeständigkeit von unbeschichtetem Sperrholz mit unversiegelten Kanten unter feuchten Bedingungen ist begrenzt. Um einen ausreichenden Schutz gegen Witterungseinflüsse zu erreichen, ist in bestimmten Anwendungsfällen eine Oberflächenbehandlung notwendig. Die einzelnen Platten können mit Beschichtungen für die spezifischen Anforderungen des jeweiligen Endprodukts

geliefert werden. Der Imprägnierungsfilm wird unter hohem Druck und hoher Temperatur auf beide Oberflächen der Platte gepresst. Beschichtete Sperrholzplatten besitzen zudem eine höhere Resistenz gegen Abrieb, Chemikalien, Insekten- und Pilzbefall. [27]

Für Furniersperrholz und Furnierschichtholz sind praktisch beliebige, d.h. nur durch Fertigungsanlagen und Transportmöglichkeiten beschränkte, Dimensionen möglich. Aufgrund ihrer beinahe unbeschränkten Abmessungen und der höheren Materialfestigkeit - im Gegensatz zu Schnittholz - werden aus Schichtholz gefertigte Profile und Platten immer öfter für tragende Konstruktionen im konstruktiven Ingenieurbau eingesetzt. Sperrholz ist ein vielseitig einsetzbares Plattenprodukte auf Holzbasis, das auch als Baumaterial und Konstruktionswerkstoff vermehrt verwendet wird.

2-3 UHPP – ULTRA HIGH PERFORMANCE PLYWOOD

UHPP steht für „Ultra Hochfestes Sperrholz“ und beschreibt jenes neue Forschungsfeld, worin auf bionischen Prinzipien beruhende Leichtbauprofile analysiert und entwickelt werden, die in Form von beanspruchungsoptimierten Querschnitten zum Einsatz kommen. Für „Plywood“ selbst kommen leistungsfähige Sperr- und Furnierschichtholz-Platten aus schälbaren Laubhölzern in Betracht, die mit hervorragenden Festigkeitseigenschaften für den konstruktiven Holzbau vielseitig eingesetzt und genutzt werden können. Anwendungsbeispiele werden in Abbildung 2.6 gezeigt.



Abbildung 2.6: Anwendungsbereiche von UHPP: Leichtbauträger – „I-beam“ (links) [28]; Fachwerkkonstruktion (Mitte) [24]; Hohlkästen (rechts) [9]

Für die Herstellung von Sperrholz eignen sich etwa 100 verschiedene Holzarten, davon etwa 85 % Laubholz. Im Zuge dieser Arbeit werden allerdings nur Buche und Birke als Ausgangsprodukte betrachtet.

*„Rotbuche ist Österreichischer Baum des Jahres 2014. Der gemeinnützige Verein Kuratorium Wald und das Lebensministerium haben im Rahmen der Aktion Baum des Jahres für das Jahr 2014 die Rotbuche (*Fagus sylvatica*) auserwählt.“ [29]*

Buchen- und Birkensperrholz haben erstklassige Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften (angeführt in Tabelle 5.15 und Tabelle 5.29). Dadurch sind sie prädestiniert für den Einsatz im konstruktiven Bereich, wo hohe Anforderungen an die Tragfähigkeit gestellt werden. [27] Bis dato konnten sie aber ihre Festigkeitseigenschaften nicht optimal ausspielen, weil die Verarbeitung von Laubholz allgemein etwas komplizierter und kostenintensiver ist als jene von Nadelholz. Dadurch konnten Laubholz-Produkte für den konstruktiven Holzbau, bis vor einigen Jahren, preislich nicht konkurrenzfähig hergestellt werden. [9]

Das Unternehmen Pollmeier Massivholz GmbH betreibt die leistungsfähigsten Laubholzsägewerke Europas und hat sich bewusst auf eine einzige Holzart spezialisiert - Die europäische **Buche**. Dabei wurde als Ausgangsmaterial nicht Schnittholz, sondern Schälurniere gewählt. 2011 erfolgte die Neuentwicklung des hochfesten Werkstoffes Buche-Furnierschichtholz (BauBuche). Bereits zwei Jahre später wurde das erste Furnierschichtholzwerk zur Laubholzverarbeitung für eine standardisierte und vollautomatisierte Massenproduktion in Betrieb genommen.

Der BauBuche steht Birken-Sperrholz gegenüber:

Die **Birke** zählt zu den ältesten Bäumen Europas. Ihr Vorkommen erstreckt sich über die gesamte Nordhalbkugel. Mit nur 1,6 % [30] hat sie in Österreich zwar keinen maßgebenden Anteil am Ertragswald, ist aber in Skandinavien und in Russland, im Vergleich zum mitteleuropäischen Raum, von sehr hoher forstwirtschaftlicher Bedeutung. [31]

Birke besitzt eine gleichmäßige Holzstruktur und dank dieser, ausgezeichnete Festigkeits-, Schäl- und Verklebungseigenschaften. Als tragendes Bauholz wird es im mitteleuropäischen Raum allerdings noch kaum eingesetzt, sondern hauptsächlich als Furnierholz für Vertäfelungen und Parkett oder als Ausstattungsholz für Möbel genutzt.

Birkensperrholz ist heute im skandinavischen Raum eines der modernsten Plattenprodukte auf Holzbasis mit viel Potential im konstruktiven Bereich, aber es bedarf noch einiger Forschungsarbeit. [27]

Mit dem Rundschälverfahren von gedämpften Laubholzstämmen kann ein effizienter und wirtschaftlicher Produktionsprozess erreicht werden. Zur Herstellung dieser Sperrhölzer werden mindestens sechs Furniere, mit jeweils 2 - 3,7 mm Stärke, kreuzweise verklebt und in Hinsicht auf ihre Plattendicke symmetrisch aufgebaut.

„Das mit wasserfestem Phenolharz kreuzweise oder faserparallel verleimte und gepresste Furnierschichtholz spielt in einer eigenen Liga, was Maßhaltigkeit, Festigkeit und Oberflächenqualität betrifft.“ [9]

Da für den Großteil der Laubholzprodukte für den konstruktiven Einsatz (z.B. Brettschichtholz, Brettsperrholz, Furnierschichtholz) eine Verklebung notwendig ist, wird hier kurz auf die Grundlagen der Verklebung, speziell für Laubholz, eingegangen. Holzwerkstoffe für tragende Zwecke werden, um kontrollierte Bedingungen bei der Verklebung sicherzustellen, ausschließlich im Werk hergestellt, um so die Tragfähigkeit der Bauteile garantieren zu können. Zudem kann so ein hohes Maß an Präzision und eine Qualitätssicherung bei der Verklebung garantiert werden.

Bis dato wurde Laubholz im konstruktiven Bereich kaum eingesetzt. Daher sind auch die Klebstoffe, die zurzeit verwendet werden, für traditionell verwendetes Nadelholz entwickelt worden. Die Verklebungsqualität ist aber von der Art und Menge der Holzinhaltstoffe abhängig. Siehe dazu die Erläuterungen unter 6-1.1.2. Daher muss das Klebstoffsystem auf die Holzart speziell abgestimmt werden.

Alle für den konstruktiven Holzbau relevanten Klebstoffe gehören der Gruppe der chemisch abbindenden (synthetischen) Klebstoffe an. Diese können zusätzlich in ein- und zweikomponentige Systeme unterteilt werden.

Zudem gibt es folgende Einflussfaktoren auf die Festigkeit der Klebeverbindung: Es wird unterschieden zwischen den

- stofflichen Einflüssen der Fügeteile bzw. des Klebstoffs,
- den technologischen Einflüssen der Klebstoffvorbereitung,
- der Klebstoffverarbeitung bzw. des Zustands der Fügeteiloberfläche und
- den geometrischen Einflüssen der Fügeteile und den Gebrauchseinflüssen der Beanspruchungsart bzw. der Umweltbedingungen.

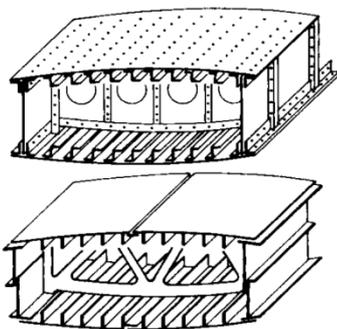
Da, wie schon erwähnt, immer mehr Laubholz im konstruktiven Holzbau genutzt wird, wird aktuell auch in Bezug auf eine geeignete kraftschlüssige Klebeverbindung geforscht. Siehe dazu auch [31].

2-4 LEICHTBAU ALLGEMEIN

Leichtbau ist zunächst als Absichtserklärung zu verstehen, aus funktionalen oder ökonomischen Gründen das Gewicht zu reduzieren oder zu minimieren, ohne die Tragfähigkeit, die Steifigkeit oder andere Funktionen der Konstruktion zu schmälern oder, was schließlich dasselbe bedeutet: die Tragfunktionen ohne Gewichtszunahme zu verbessern.

Alle Bemühungen des Leichtbaus sind primär darauf gerichtet, das Eigengewicht einer Struktur zu minimieren. Als Einschränkung ist dabei zu berücksichtigen, dass hierdurch weder die Funktion noch die Sicherheit und Langlebigkeit beeinträchtigt werden dürfen. Wird der Leichtbau jedoch nur als das Streben nach dem minimalen Eigengewicht charakterisiert, so wird man letztlich der Komplexität der Aufgabenstellung (Steifigkeit, Eigenfrequenz, Körperschall, Lebensdauer, etc.) nicht gerecht.

Beim Leichtbau unterscheidet man drei grundsätzliche Bauweisen:



- Die Differentialbauweise zählt zu den klassischen konstruktiven Aufbautechniken im Strukturleichtbau, bei dem alle Einzelteile additiv und punktuell verbunden werden.
- Im Gegensatz zur Integralbauweise, bei der eine absolute Minimierung der strukturbildenden Einzelteile angestrebt wird. Dies erreicht man durch das Konzept der „Einstückigkeit“ – also das Bauteil möglichst aus einem Stück zu fertigen – umso das Minimalgewicht zu erreichen.
- Eine Kombination der Beiden stellt die integrierende Bauweise dar. Vor dem Hintergrund des Schädigungsverhaltens und der Notwendigkeit zur Reparatur, Austauschbarkeit oder zum Recycling gilt es, die Integration sinnvoll zu begrenzen. [7] und [32]

Abbildung 2.7: *Differentialbauweise (oben); Integralbauweise (unten)*

Der moderne Leichtbau ist letztlich auch geprägt durch den Fortschritt in den Materialwissenschaften, welcher zu Hybridlösungen (Multi-Material-Design) und neuen Herstelltechnologien geführt hat. Davon abgesehen sind die Bauweisen hinsichtlich ihrer Alterung, Rissbildung und -ausbreitung recht unterschiedlich zu beurteilen. So fließt auch die Technologie über Werkstoff-, Herstellungs-, Wartungs- und Reparaturaufwand erheblich in die Gesamtkosten mit ein.

Bauweise und Werkstoff sind damit nicht nur technologisch aufeinander angewiesen, sie lassen sich auch nicht voneinander unabhängig bewerten. Je nach Werkstoff empfehlen sich verschiedene Fertigungs- und Fügeverfahren. [7]

Abhängig von den Anforderungen werden auch unterschiedliche Entwurfsstrategien verfolgt:

- Form- oder Funktionsleichtbau, bei dem integrative Konstruktionslösungen, dünnwandige Querschnittsgeometrien und eindeutige Kraftleitungspfade umgesetzt werden;
- Fertigungsleichtbau, bei dem alle technologischen Möglichkeiten ausgeschöpft werden, um das Ziel der Funktionsintegration (Einstückigkeit) bei geringstem Materialeinsatz und minimalem Fügeaufwand zu realisieren;
- Stoffleichtbau, bei dem spezifisch schwere Werkstoffe durch leichtere Werkstoffe mit möglichst hohen Gütekennzahlen substituiert werden;
- Sparleichtbau, mit dem Ziel, hohe Kosten zu vermeiden durch eine gerade noch ausreichende Werkstoffqualität, minimalen Werkstoffeinsatz und vereinfachte Herstellung. [32]

2-4.1 LEICHTBAUPROFILTRÄGER AUS HOLZ

Leichte Biegeträger brauchen ein Querschnittsprofil, das großes Trägheitsmoment oder Widerstandsmoment bei kleinem Flächenaufwand verspricht. Darum ist große Profilhöhe bei geringer Dicke erwünscht. Dennoch darf das Profil nicht zu dünnwandig ausfallen, da es sonst im Druckbereich zu lokalem Stabilitätsversagen kommen kann.

Wird die Stegslankheit (Höhe zu Dicke) vorgeschrieben, so erhält man eine Bedingung für die optimale Stabschlankheit (Länge zu Höhe) als Funktion des Strukturkennwertes und eine Aussage zur optimalen Flächenaufteilung des Profils. [7, p. 538]

Holzbausträger in Form von I-Trägern bzw. Doppel-T-Profilen haben in den letzten Jahren immer mehr an Bedeutung gewonnen. Dabei erfolgt die Verbindung (Verklebung) von Einzelteilen mit kleinen Abmessungen zu zusammengesetzten Biegeträgern. Deren Anwendungsbereiche sind identisch mit jenen von Trägern aus Schnitt- und Brettschichtholz. Eingesetzt werden sie vorwiegend als Schalungsträger sowie bei Decken- und Dachsystemen (Geschossdeckenträger, Sparren, Pfetten etc.) und Wandsystemen (als beidseitig beplankte Riegel für die Leichtbauweise). Dadurch können, auf Grund der geometrischen Form, Wärmebrücken reduziert werden. Ihr Vorteil gegenüber Vollholzträgern liegt im günstigeren Verhältnis von Eigengewicht zu Belastbarkeit. Bei gleicher Tragfähigkeit und Spannweite bringt ein I-Querschnitt rund 40 % Volumensparnis an Holz und Holzwerkstoffen (somit auch Ersparnis an Eigengewicht) im Vergleich zu einem Vollholzträger mit sich. Weiters zeichnen sie sich durch Maßgenauigkeit und Formstabilität aus.

Die Verbindung zwischen Gurt und Steg zu einem I-Querschnitt erfolgt bei Schalungsträgern üblicherweise durch eine Pressverklebung mit Keilzinkenverbindung. Die Stöße der Gurte in Längsrichtung werden ebenfalls mittels Keilzinkenverbindung ausgebildet.

Bei Schalungsträgern, hergestellt aus Holz und Holzwerkstoffen, variieren je nach speziellem Anwendungsgebiet und Hersteller bzw. Produkt die Dimensionen sehr stark. Genaue Informationen können den jeweiligen Zulassungen entnommen oder direkt beim Hersteller nachgefragt werden.

Industriell gefertigte Schalungsträger aus Holz sind für die Verwendung in Traggerüsten und Schalungen für den Betonbau vorgesehen. Sie werden hauptsächlich in Richtung der Trägerhöhe belastet. Das Tragvermögen (Biegung, Querkraft etc.) wird auf Basis von Prüfungen ermittelt und ist in den jeweiligen Zulassungen für Schalungsträger geregelt. [18, p. A.6/74ff]

Die bekanntesten bzw. verbreitetsten Schalungsträgersysteme sind:

Doka



Abbildung 2.8: Schalungsträger von Doka: H20 top [www.doka.at]

Peri



Abbildung 2.9: Schalungsträger von Peri: GT24 [www.peri.at]

MM&Kaufmann



Abbildung 2.10: Schalungsträger von MM & Kaufmann: HT20 plus [www.mm-kaufmann.com]

Wiehag



Abbildung 2.11: Schalungsträger von Wiehag: H20 [www.wiehag.com]

Eine Besonderheit von Schalungsträgern sind die Schutzkappen an den Trägerenden, die die Gurte vor Absplitterung schützen und so die Lebensdauer der Träger erhöhen. Sie können als Kunststoff- oder Stahlkappen ausgeführt sein. Eine simplere und kostengünstigere Möglichkeit bieten abgerundete Ecken und Trägerenden.

Weitere Beispiele für Profilträger aus Holz sind in [18, p. A.6/74ff] unter „4.7.2 I-Querschnitte im Hochbau“, [33, pp. 282-283] unter „IV Bauprodukte – 4. Zusammengesetzte Querschnitte“ und [34, p. 81ff] „2.4 Profilträger“ angeführt und genauer beschrieben.

2-5 DACH- UND DECKENSYSTEME

Der Entwurf und die Planung von Tragwerken für kommerziell genutzte Geschossbauten werden neben statisch-konstruktiven Anforderungen von zahlreichen weiteren Faktoren beeinflusst. Dies sind z. B. die Forderung nach stützenfreien Grundrissflächen und effizienter Raumnutzung, die Integration des technischen Ausbaus, der Brand- und Schallschutz, sowie die Wirtschaftlichkeit und die Nachhaltigkeit im Hinblick auf eine lange Nutzungsdauer. [35]

Bei Dach- und Deckensystemen unterscheidet man zwischen drei Funktionsschichten:

- dem Fußbodenaufbau,
- der Tragstruktur und
- der Deckenuntersicht.

Diese sind in Abbildung 2.12 anhand des Tramdeckenaufbaues aus 1-2 (Abbildung 1.3) dargestellt.

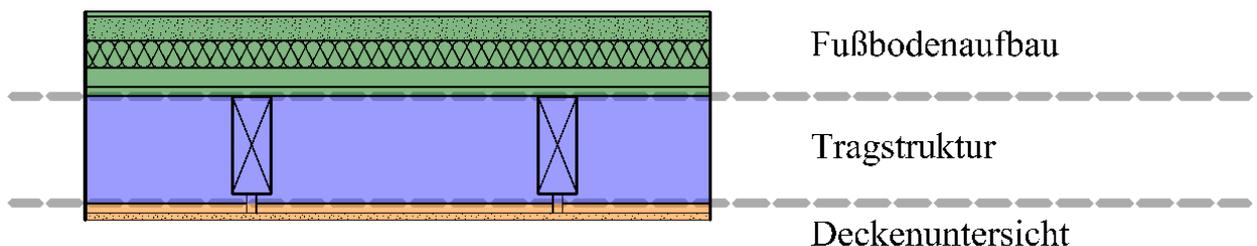


Abbildung 2.12: Funktionsschichten eines Deckensystems anhand einer Tramdecke

Da die gewählte Tragstruktur die dominanteste Schicht ist, werden die Deckensysteme auch nach dieser Tragschicht benannt. Speziell im Holzbau gibt es demzufolge die Balkendecke, die Holzrahmendecke, die Massivholzdecke und die Holz-Beton-Verbunddecke. Eine gute Übersicht samt Beschreibung dieser Systeme ist in der Zeitschrift „Zuschnitt 54“ [8] zu finden.

Bei den Holzrahmendecken unterscheidet man zwischen Rippen- und Hohlkastendecken. Bei beiden Systemen gehört die flächige Beplankung (siehe Abbildung 2.13) aus Dreischichtplatten, Furnierschichtholz oder OSB-Platten mit zum statischen Querschnitt. Bei der Rippendecke findet dieser Verbund von Beplankung und Rippen nur auf einer Seite – oben oder unten – statt, bei der Hohlkastendecke auf beiden Seiten. Nachteil von Balkendecken ist die geringe Quersteifigkeit und die Lasteinleitung von Einzellasten auf mehrere Balken. Die Vorteile der Holzrahmendecken sind hingegen ihr geringes Gewicht, der geringe Holzeinsatz, und dass es eine sofort begehbare und belastbare Deckenkonstruktion ist. [8] Die in Kapitel 5 und 6 beschriebenen Hohlkastenelemente basieren auf den Grundlagen dieses Deckensystems.

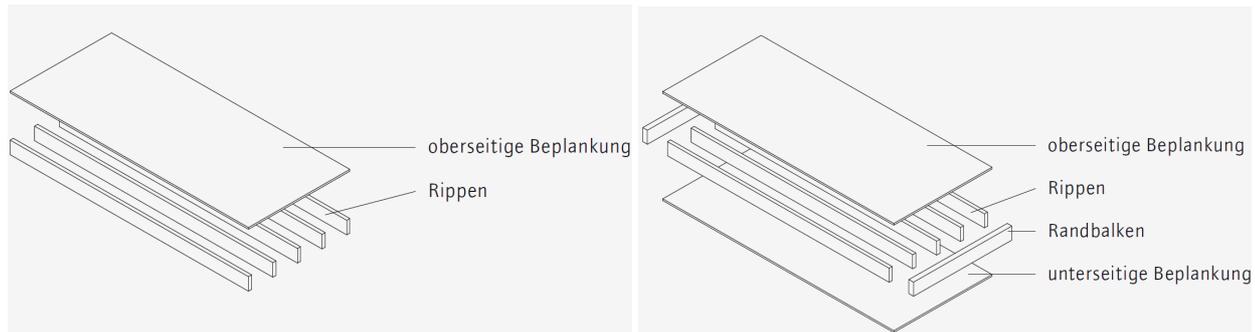


Abbildung 2.13: Holzrahmendecke: Rippendecke (links); Hohlkastendecke (rechts)

Anforderungen an Ästhetik, Schallschutz, Brandschutz und die zu überspannenden Raumweiten beeinflussen die Wahl des Deckensystems und des Schichtaufbaus. Um die Erfüllung der bauphysikalischen Anforderungen gewährleisten zu können, sind entsprechende Aufbauten zu wählen.

Auf www.dataholz.com [36], einem Online-Bauteilkatalog, sind an die vierzig bauphysikalisch und ökologisch geprüfte Aufbauten für Holzdecken angeführt. Die Kennwerte können als Grundlage für die Nachweisführung gegenüber österreichischen Baubehörden herangezogen werden. Weitere Aufbauten sind beispielsweise auch im Online-Bauteilkatalog des Unternehmens Binderholz GmbH [37] oder über das Detailverwaltungstool von Metsä Wood Deutschland GmbH [38] zu finden.

Im Weiteren werden Entwicklungen von Deckensystemen - besonders hinsichtlich der Multifunktionalität und der Nachhaltigkeit - aufgezeigt.

KAPITEL 3: LEICHTBAUPROFILE

3-1 ALLGEMEINES

Ein Grundprinzip der Natur ist, „körpereigene Masse“ vorrangig dort „anwachsen“ zu lassen, wo die größte Belastung auftritt: Axiom der gleichmäßigen Oberflächenspannung. An Stellen mit geringerer Belastung findet dagegen eine Materialabnahme statt. Als Beispiel dient der Baum mit der sogenannten Epinastie (Epinastie bezeichnet unterschiedlich starkes Wachstum von Blattoberseite zur Blattunterseite [18, p. A.2/13]) - wie in Abbildung 3.1 dargestellt. In vielerlei Hinsicht gibt die Bionik bewährte Richtungen in Bezug auf Form, Gestalt und Topologie vor, wie Bauteile oder Strukturen optimiert werden können. [32, p. 66] Nach dem Vorbild der Natur wird bei Leichtbauprofilen Material gezielt dort eingesetzt, wo es statisch notwendig ist, bzw. wo es zu Spannungskonzentrationen kommt – siehe Abbildung 3.1. Dadurch kommt es zu einem ausgezeichneten Verhältnis von Tragfähigkeit zu Eigengewicht.

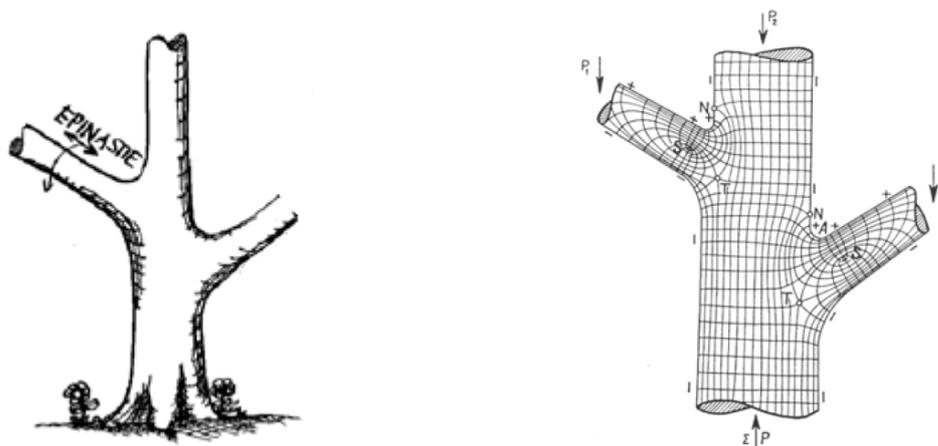


Abbildung 3.1: Epinastie (unterschiedlich starkes Wachstum von Blattober- zur Blattunterseite) [18, p. A.2/13] (links); Kraftfluss bei einer Astgabelung eines Baumes [13, p. B.4/22] (rechts)

Dieses Vorbild der Natur kann bei Biegeträgern - speziell in Form von Kasten- oder I-Profilen - zu Nutze gemacht werden, in dem in Bereichen mit großen Spannungen größere Querschnittsflächen zur Aufnahme von Zug- oder Druckkräften zur Verfügung stehen. Die Gurte (Beplankung) sind durch dünne Stege miteinander verbunden. Siehe Abbildung 3.2. Dabei übernehmen im Holzbau häufig Holzwerkstoffplatten gleichzeitig tragende, aussteifende und raumabschließende Funktionen.



Abbildung 3.2: Kastenquerschnitt (links); I-Querschnitt (rechts)

3-2 VERGLEICHBARE SYSTEME

Im Zuge der Literaturrecherche wurden unterschiedliche Systeme mit vergleichbarem Konstruktionsprinzip von flächigen Holztragwerken betrachtet. Einige der bekanntesten Systeme sind im folgenden Abschnitt angeführt. Aufgrund der großen Anzahl von Anbietern und der daraus resultierenden Fülle von Konstruktionsvarianten - abgesehen von den Aufbauten und Verbindungen - werden hier nur einige Ausführungsmöglichkeiten näher beschrieben. Der folgende Abschnitt umfasst Erläuterungen zu systematischen Merkmalen (Vor- und Nachteile, Statik, Planung, Produktion und Bauphysik).

Einige der Lösungen der einzelnen Hersteller unterscheiden sich nur geringfügig und basieren auf dem gleichen Prinzip der flächenbildenden und lastabtragenden Konstruktion. [14]

3-2.1 KIELSTEG

[5] und [39]

Hersteller:

Kulmer Holz-Leimbau GesmbH

Hart 56

8212 Pischelsdorf

www.kulmerbau.at

www.kielsteg.at



Abbildung 3.3: Darstellung eines Kielsteg-Elementes [21]

Kielsteg-Elemente sind ungesperrte, leichte, einachsig gespannte Flächentragsysteme aus Holz. Sie bestehen aus einem Ober- und Untergurt aus Schnittholz sowie Stegen aus Sperrholz oder OSB. Die charakteristische Krümmung der Stege in Form eines Bootskieles gibt dem Bauelement seinen Namen.

Typische Anwendungsbereiche sind Dach- und Deckenkonstruktionen mit großen Spannweiten (z.B. Hallen-, Gewerbe-, und Industriebauten). Wirtschaftlich effiziente Geschoßdecken sind ab 5 Metern und bis zu 30 Metern Spannweite, bei Elementdicken von 228 mm bis 800 mm, unterstützungsfrei möglich. Zudem können Auskragungen mit thermischem Schott von bis zu 10 Metern ausgeführt werden.

Kielsteg ist ein industriell herstellbares Bauelement aus Holz und wird vom Familienbetrieb Kulmer Holz-Leimbau GesmbH in Pischelsdorf, Österreich produziert. Als Stegmaterial werden in Abhängigkeit von der Bauteilhöhe entweder Bau-Furniersperrholzplatten des Typs BFU100 oder OSB-Platten des Typs OSB/3 eingesetzt. Bau-Furniersperrholzplatten als Stegmaterial finden lediglich bis zu einer Bauteilhöhe von 380 mm Verwendung, Kielsteg-Elemente der Bauhöhe 485 mm bis 800 mm weisen dagegen OSB-Platten als Stege auf. Die Stegplatten werden in der Produktion stumpf aneinander gereiht, wobei die Stöße über die Elementbreite längs versetzt werden.

Für die Verklebung der mittels Keilzinkenverbindung zu quasi endlosen Lamellen zusammen gefügten Gurte mit den jeweiligen Stegplatten wird MUF Klebstoff der Emissionsklasse E1 verwendet. Die von MINDA realisierte Kielstegfertigungsanlage ist neben der Vierseiten-Hobelmaschine eines der beiden Herzstücke der Produktion. Die Anlage produziert Kielsteg-Elemente in Dicken von 228 mm bis 800 mm

und in Rohstranglängen von 17,5 m bis 30,0 m und hat - im Einschichtbetrieb mit einer Presse - eine Kapazität von ca. 40.000 m² pro Jahr. [40]

Die Hobelmaschine ist eine Sondermaschine die den variablen Parametern der Kielstegdimensionen angepasst ist. Es werden Ober- und Unterseite sowie die Verbindungsprofile entlang der vier Längskanten in einem einzigen Arbeitsgang gefräst. Die Hobelung von Kielstegelementen mit Überhöhung kann nach kurzer Umstellzeit, wobei sich der Hobeltisch der Krümmung anpasst, durchgeführt werden. [40]



Abbildung 3.4: Fertigungsanlage (links), (Mitte) und Hobelmaschine (rechts) der Firma Kulmer Leimbau GesmbH

Kielsteg-Bauelemente werden wahlweise gerade oder mit einem Radius von 970 m produziert. Mit der Herstellung von überhöhten Elementen werden die Anforderungen des Grenzzustandes der Gebrauchstauglichkeit bei Dach- und Deckenkonstruktionen mit großen Spannweiten erreicht.

Die Breite des Regelements beträgt 120 cm. Zur Planung des Bauprojektes ist eine Elementbreite bedingt durch die Überfaltung von 116,5 cm + Fuge anzusetzen. Passstücke werden gesondert auf Anfrage in jeder beliebigen Breite hergestellt.

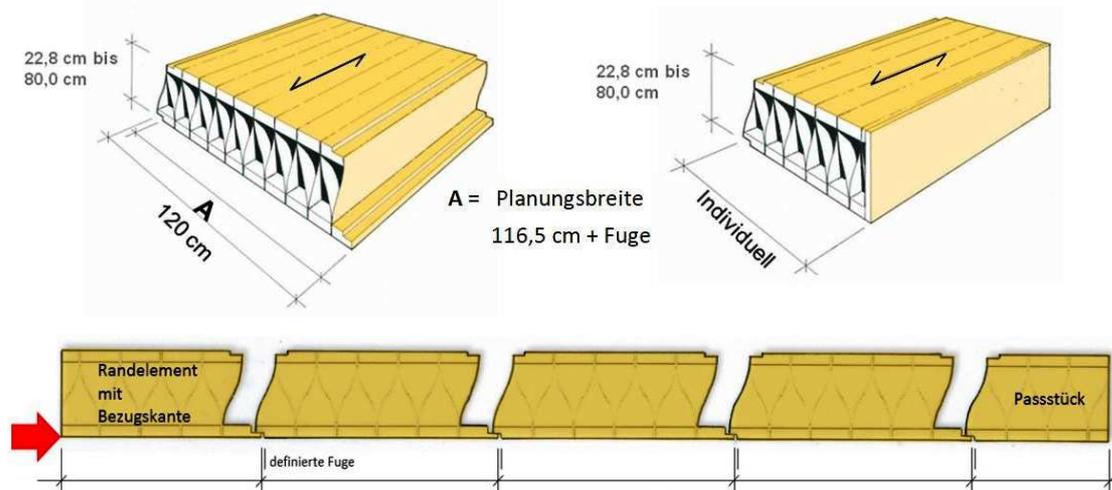
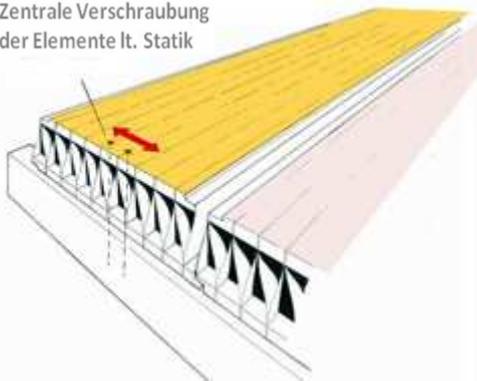


Abbildung 3.5: Kielsteg-Element (oben, links); Passstück (oben, rechts); Planungsbreite (unten) [5]

Kielsteg-Elemente sind ungespernte Bauteile, die eine Hauptspannrichtung aufweisen. Wegen des natürlichen Schwind- und Quellverhaltens von Holz unterliegen diese einer definierten Dimensionsänderung in der Breite, welche in Abhängigkeit der Klimakonditionen, denen die Konstruktion ausgesetzt ist, steht. Die Holzfeuchte (Einbaufeuchte) der Kielsteg-Elemente liegt bei 12 % ± 1 %. In der Nutzung sind Schwankungen der Holzfeuchtigkeit bis zu ± 6 % - laut [41] - möglich, was zu einer Dimensionsänderung je Element in seiner Breite von 1 % führen kann. Daher liegt das einzustellende Fugenmaß bei 5 bis zu 10 mm, je nach Anforderung und Einsatzgebiet. Abhängig von Nutzung und dem zu erwartenden Gebäudeklima strukturiert die Bauteilfuge, als Schattenfuge, die Oberfläche im Sichtbereich.

Zentrale Verschraubung
der Elemente lt. Statik



Mit der in Abbildung 3.6 dargestellten Verschraubung von Kielsteg-Konstruktionen wird gezielt das Schwind- und Quellverhalten berücksichtigt um Spannungen zu vermeiden. Die Befestigung am Auflager der einzelnen Elemente erfolgt konzentriert in Elementmitte. Damit ist das Bewegen jedes einzelnen Elementes in seiner Breite, ausgehend von der zentralen Verschraubung nach beiden Seiten gewährleistet.

Abbildung 3.6: Verschraubung von Kielsteg-Elementen [5]

Das charakteristische Erscheinungsbild der Oberfläche wird stark von den verwendeten Stegmaterialien - OSB oder Sperrholz – sowie durch die breiteren Gurte bei größeren Bauhöhen der Kielsteg-Elemente geprägt.

Die „gestreifte“ Oberfläche - durch die Längsstruktur der Stegkanten - der Kielsteg-Elemente ist gehobelt und naturbelassen. Mit der modernen Fertigungsanlage ist eine gleichbleibende und kontrollierte Qualität - Sichtqualität in Anlehnung an ÖNORM B 2215 [42] - lieferbar.

Die Bemessung bei Biegebeanspruchung erfolgt in Anlehnung an die EN 1995-1-1 Punkt 9 [43], Biegestäbe mit schmalen Stegen, als rechnerisch idealisierter Querschnitt. Für die Bemessung auf Querkraft ist die Idealisierung der Kielsteg-Geometrie zu einem I-Querschnitt mit geraden Stegen nicht ohne entsprechende Anpassungen möglich. Der Einfluss von Stegkrümmung und Stegchlankeit auf die Schubtragfähigkeit wird im Wesentlichen über eine abgeminderte Schubfestigkeit der Stege erfasst. Die Stege bilden durch ihre Krümmung eine schalenartige Form, wodurch es gleichzeitig zu einer natürlichen Stützwirkung der Stege kommt und das Beulrisiko erheblich gesenkt wird. Nichts desto trotz sind Nachweise der Stegstabilität am Auflager gesondert zu führen.

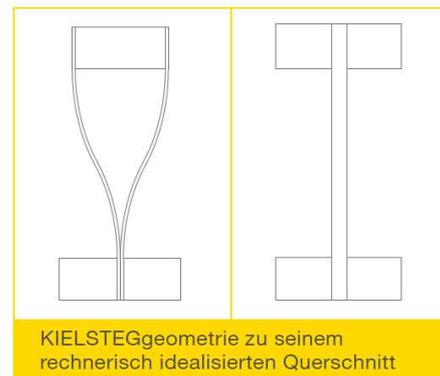


Abbildung 3.7: Idealisierter Kielsteg-Querschnitt [21]

Das exakte Nachweisverfahren ist in der allgemein bauaufsichtlichen Zulassung Z-9.1-831 [44] geregelt.

Die Haupteinsatzbereiche der KIELSTEG-Bauelemente stellen Decken- und flach geneigte Dachkonstruktionen innerhalb der Nutzungsklassen (NKL) 1 und 2 dar. Die Verwendung als frei bewitterter Bauteil (NKL 3) ist nicht zulässig.

Durchbrüche von 25 x 25 cm dürfen ohne Verstärkung des Elementes ausgeführt werden, sofern die Tragfähigkeit des Elementes im Nettoquerschnitt gegeben ist. Bei der Ausführung von größeren Öffnungen sind Wechselhölzer laut statischen Erfordernissen zu berücksichtigen.

In den von der Firma Kulmer Holz-Leimbau GesmbH zur Verfügung gestellten Bemessungsdiagrammen und Tabellen [39] sind gleichmäßig verteilte Auflasten und mögliche Spannweiten für Einfeldträgersysteme unter Berücksichtigung unterschiedlicher Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit gegenübergestellt. Das Eigengewicht der Elemente ist in die Diagramme bereits eingearbeitet und muss bei den Auflasten nicht mitberücksichtigt werden.

Nachstehend sind eine Bemessungstabelle und ein Lastdiagramm exemplarisch angeführt.

KSE 485 43/108 REI30

Dachelement		
Spannweite NKL 1	Spannweite NKL 2	Flächenlast
11,2 m	11,1 m	6,0 kN/m ²
11,6 m	11,6 m	5,5 kN/m ²
12,2 m	12,1 m	5,0 kN/m ²
12,8 m	12,7 m	4,5 kN/m ²
13,4 m	13,3 m	4,0 kN/m ²
14,3 m	14,2 m	3,5 kN/m ²
15,2 m	15,2 m	3,0 kN/m ²
16,4 m	16,4 m	2,5 kN/m ²
18,0 m	17,5 m	2,0 kN/m ²
18,8 m	18,0 m	1,5 kN/m ²
19,5 m	18,7 m	1,0 kN/m ²

Anmerkung:

Die Diagramme und Tabellen dienen lediglich der Abschätzung der Elementhöhen sowie der Vorbemessung und ersetzen keine statische Berechnung für den jeweiligen Einzelfall.

Abbildung 3.8: *Beispiel einer Kielsteg-Lasttabelle [5, p. 22]*

Einsatz als Dachelement:

Einfeldträger unter Gleichlast, Gesamtverformung $W_{g,fin} + W_{q,fin} = w = l/300$

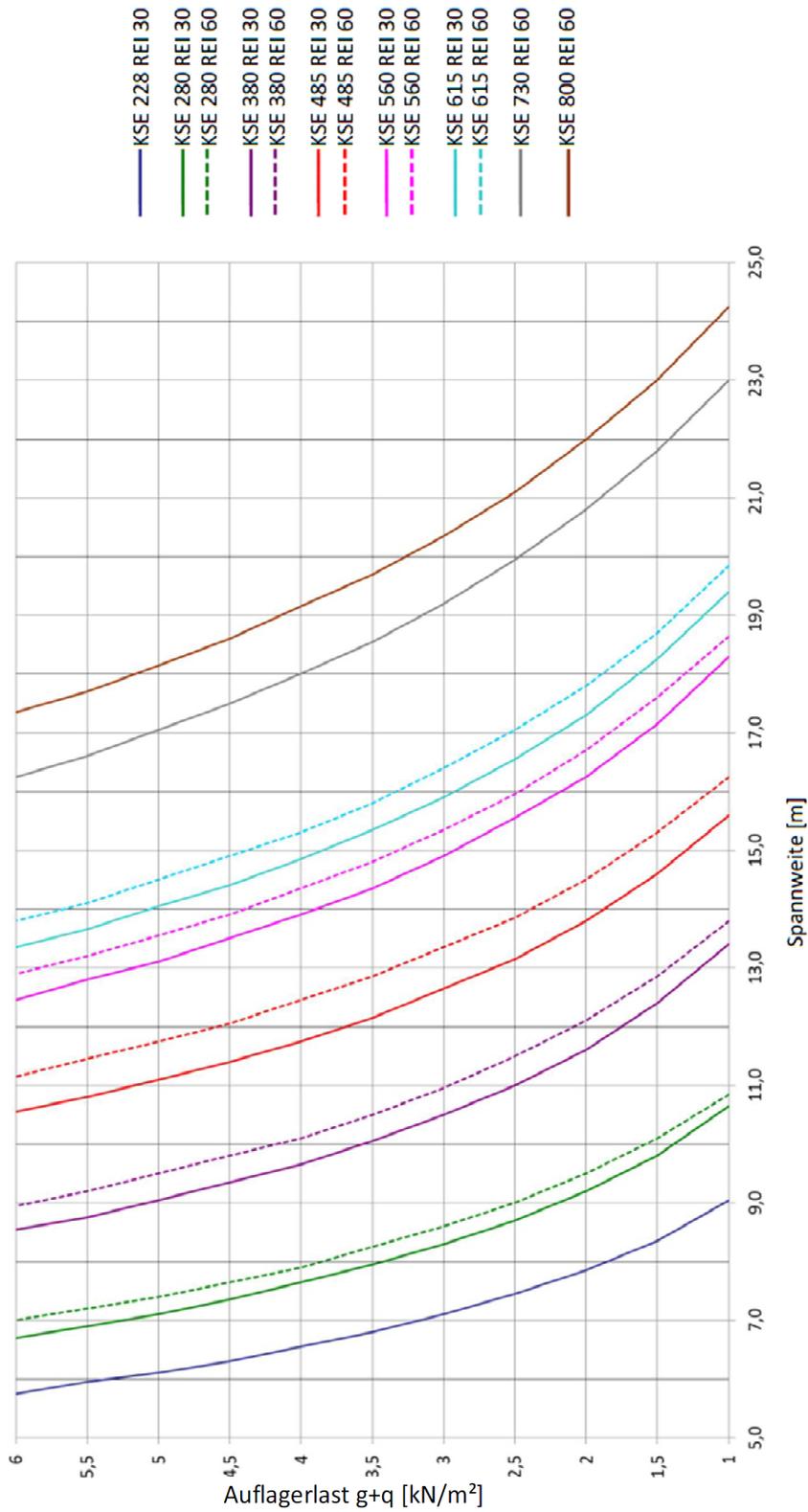


Abbildung 3.9: Beispiel eines Kielsteg-Lastdiagramms [39]

Die Elemente erreichen eine Brandwiderstandsdauer von REI 30 (Bezeichnung lt. ÖNORM EN13501-2: 5.2 [45] – siehe Abkürzungsverzeichnis). Durch den Zellenaufbau mit oberer und unterer Vollholzgurtlage ist zur Bemessung der Brandwiderstandsdauer und der Resttragfähigkeit lediglich der Abbrand der brandzugewandten Gurtlage zu berücksichtigen. Auf Wunsch kann bei entsprechender Dimensionierung eine Brandwiderstandsdauer von REI 60, ohne zusätzliche Beplankung an der Sichtseite, erreicht werden. Kielsteg-Elemente sind auf der Untersichtseite entlang der Längskanten mit einem Stufenfalz versehen. Das Falzprofil verschließt optisch die Bauteilfuge und gewährleistet durch das im Falz eingeklebte Brandfugenband die Brandsicherheit.

Dachkonstruktionen mit Kielsteg-Elementen sollten nie ohne Dämmung ausgeführt werden, da wegen ihrer luftgefüllten Zellen bereits ein Wärmedurchgangskoeffizient von 0,76-0,41 W/m²K - je nach Elementhöhe - erreicht wird, und dies zur Sekundärkondensation unter der Dachdeckung führen kann.

Auskragungen stellen häufig bauphysikalische Kompromisslösungen dar, weil es technisch oft schwierig ist, Kragkonstruktionen thermisch zu entkoppeln. Die Kielsteg-Zellenbauweise ermöglicht, eine thermische Entkoppelung, mit geringem Anteil an Wärmebrücken, zwischen dem kalten Vordach zur warmen Gebäudedeckung.

Tabelle 3.1: Steckbrief Kielsteg [5]

Bezeichnung	Kielsteg
Hersteller	Kulmer Holz-Leimbau GesmbH
Verwendung	Geschoßdecken und Dachkonstruktionen
Bauweise	Zellenbauweise mit Ober- Untergurt aus Fichte und Stegen aus Sperrholz oder OSB
Holzart	Fichte
Oberfläche	Industrie- oder Sichtqualität; gehobelt und naturbelassen
Abmessungen	B = 1.200 mm, H = 228 bis 800 mm
Länge	5,00 m bis 30,00 m
Brandwiderstand	Standard: REI 30; REI 60 möglich
Holzfeuchte	Einbaufeuchte der Elemente 12 % ± 3 %

3-2.2 KERTO-RIPA

[1], [22] und [46]

Hersteller:

Metsä Wood Deutschland GmbH

Louis-Krages-Straße 30

D-28237 Bremen

www.metsawood.de



Abbildung 3.10: Kerto-RIPA [9]

Kerto-Rippen- und Kastenelemente erlauben die Konstruktion stützenfreier Spannweiten von bis zu 18,0 m. Die Elementdicke (150 - 600 mm) hängt dabei von der statischen Notwendigkeit ab. Ausgangsmaterial bei der Fertigung ist das Furnierschichtholz KERTO-Q. Es besteht aus mehreren Nadelholz-Furnierschichten (in der Regel Fichtenholz), das in Finnland aus eigener Forstwirtschaft gewonnen wird.

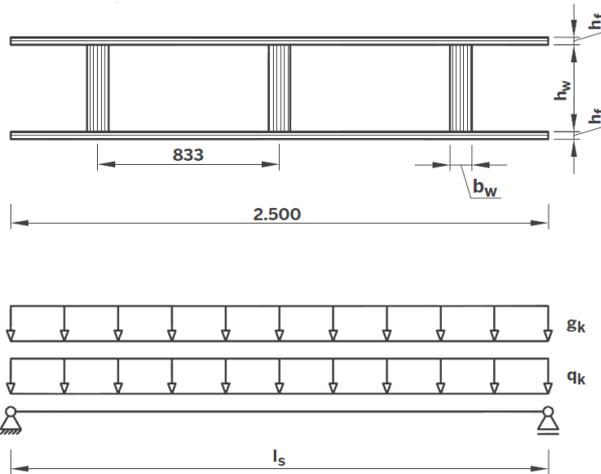
Die einzelnen Schäl furniere (vgl. 2-2) sind jeweils 3 mm dick und werden mit Phenolharzen - die eine dunkelbraune Einfärbung aufweisen - in einem Durchlaufverfahren mit versetzten Stößen verklebt. Dadurch können an der Oberfläche dunkle Kleberdurchschläge auftreten. Je nach Bedarf werden die bis zu 26 m langen und 2,5 m breiten Kerto-Platten zugeschnitten.

Für einen Holzwerkstoff haben Kerto-Furnierschichthölzer hohe Festigkeitswerte (wie in Tabelle 1.1 dargestellt). Das liegt daran, dass die natürlichen Fehlstellen des Holzes bei der Verarbeitung minimiert, verteilt und durch die Verklebung auf eine Dicke von 3 mm begrenzt werden. BSH-Querschnitte können somit durch, im Schnitt bis zu 40 % kleinere Kerto-Querschnitte [22] ersetzt werden. Dabei liegt die Materialersparnis bei selben Anforderungen und Ausgangsparametern mit Kerto im Vergleich zu BSH bei bis zu 51 %. Die Deckfurniere aus 2 bis 3,2 mm starken Furnierlagen im Wechsel mit dunklen Klebefugen bilden den fein linierten Charakter der Oberfläche. Durch die geschliffenen Decklagen können die Elemente ohne zusätzliche Verkleidung auch im Sichtbereich verwendet werden. Für besondere ästhetische Anforderungen besteht die Möglichkeit, die Oberfläche mit verschiedenen Holzfurnieren zu veredeln, oder für Akustikdecken mit Akustikbohrungen zu versehen.

Werden Kerto-RIPA Elemente im Außenbereich eingesetzt, sind geeignete Holzschutzmaßnahmen wie konstruktiver und erforderlichenfalls chemischer Holzschutz zu treffen. Bei ungeschützter Bewitterung öffnen sich die herstellungsbedingten Schälrisse mehr oder weniger stark. Folglich bekommen die Kerto-Platten eine raue Oberfläche. Zudem sind im Bereich der Schäftungsfugen leichte Furnierablösungen möglich. Bei Platten ohne Licht- und Feuchteschutz wird Vergrauung, Bläue etc. wie bei Nadelvollholz oder Sperrholz auftreten.

Kerto-Platten weisen bei Auslieferung eine Holzfeuchte von 9 % auf. Bei sachgemäßer Anwendung können Schwindverformungen wie Verdrehungen und Risse vermieden werden. [22]

Alle statischen Kennwerte (Zug-, Biege- und Druckfestigkeiten sowie die Elastizitätsmodule) für Kasten- und Rippelemente sind in der Kerto-RIPA Broschüre [1] angeführt. Zudem steht online ein Vordimensionierungsprogramm unter www.metsawood.de/downloads [38] zur Verfügung. Exemplarisch ist mit Abbildung 3.11 und Abbildung 3.12 ein Auszug daraus zur Veranschaulichung dargestellt.



GRENZZUSTAND DER TRAGFÄHIGKEIT (ULS) ¹

h _f [mm]	b _w [mm]	h _w [mm]	g _{k,E} [kN/m ²]	E _{el,ULS} · 10 ¹¹ [Nmm ²]	l _s = 5.0 – 6.0 [m]			l _s > 6.0 [m]		
					R _{M,k} [kNm]	R _{V,k} [kN]	E _{el,ULS} · 10 ¹¹ [Nmm ²]	R _{M,k} [kNm]	R _{V,k} [kN]	
27	45	200	0,32	42,3 + 7,0	93,36 + 14,28	16,98 – 0,26	· (l _s - 5)	51,0	110,28	16,68
		240	0,33	60,0 + 9,7	112,43 + 16,75	20,45 – 0,38		72,0	132,26	20,00
		300	0,35	93,0 + 14,5	142,59 + 20,46	25,94 – 0,61		111,0	166,77	25,22
		360	0,36	135,0 + 20,4	174,64 + 24,14	31,77 – 0,89		160,0	203,13	30,72
		400	0,38	168,0 + 24,8	197,04 + 26,59	35,85 – 1,11		199,0	228,39	34,54
		450	0,39	216,0 + 31,0	226,20 + 29,63	41,15 – 1,42		254,0	261,10	39,48
		450	0,40	271,0 + 37,8	256,66 + 32,67	46,69 – 1,76		318,0	295,09	44,62
		600	0,43	404,0 + 53,5	321,47 + 38,69	58,48 – 2,55		470,0	366,86	55,48
Aufnehmbare Auflagerkraft R _{sup,k} [kN] = 6,30 + 0,21 · l _{sup}										
27	75	200	0,36	47,2 + 7,0	104,09 + 14,16	29,91 – 0,66	· (l _s - 5)	55,9	120,79	29,14
		240	0,38	67,6 + 9,7	126,82 + 16,60	36,45 – 0,97		80,0	146,36	35,31
		300	0,40	107,0 + 14,5	163,52 + 20,23	46,99 – 1,54		125,0	187,28	45,18
		360	0,43	157,0 + 20,4	203,33 + 23,83	58,43 – 2,25		183,0	231,25	55,78
		400	0,45	198,0 + 24,8	231,60 + 26,21	66,56 – 2,80		229,0	262,26	63,26
		450	0,47	257,0 + 31,0	268,88 + 29,17	77,27 – 3,56		295,0	302,92	73,07
		450	0,49	325,0 + 37,8	308,31 + 32,10	88,60 – 4,42		372,0	345,70	83,39
		600	0,54	494,0 + 53,5	393,63 + 37,90	113,10 – 6,42		560,0	437,59	105,56
Aufnehmbare Auflagerkraft R _{sup,k} [kN] = 8,82 + 0,29 · l _{sup}										

¹ bezogen auf einen I-Querschnitt

Abbildung 3.11: Kerto-RIPA System /Bezeichnung (oben); Traglasttabelle: Kastenelement Dach [1] (unten)

KASTENELEMENTE QUERSCHNITTE DACH, ERFORDERLICHE RIPPENHÖHE h _w (h _f = 27 [mm])																	
g _k [kN/m ²]	s _k [kN/m ²]	l _s = 7,0 [m]		l _s = 8,0 [m]		l _s = 9,0 [m]		l _s = 10,0 [m]		l _s = 11,0 [m]		l _s = 12,0 [m]		l _s = 13,0 [m]		l _s = 14,0 [m]	
		b _w [mm]	b _w [mm]	b _w [mm]	b _w [mm]	b _w [mm]	b _w [mm]	b _w [mm]	b _w [mm]	b _w [mm]	b _w [mm]	b _w [mm]	b _w [mm]	b _w [mm]	b _w [mm]	b _w [mm]	
0,5	0,8							200	200					300	300	360	360
	1,0	200	200	200	200	200	200	240	240	240	240	300	300	360	360	400	400
	1,3									300	300			360	360	400	400
	1,5							240	300	240	300			360	360	400	400
1,0	0,8							200	200					300	300	360	360
	1,0	200	200	200	200	240	200	240	240			300	300	360	360	400	400
	1,3		200		200					300	300			360	360	400	400
	1,5	240		240			240	300	300			360	360	400	400	450	450
1,5	0,8							200	200					300	300	360	360
	1,0	200		240			300		300	300			360	360	400	400	450
	1,3		200		200		300	240	300	300			360	360	400	400	450
	1,5	240		300		360		360	360			400	360	400	450	450	500
2,0	0,8							200	200					300	300	360	360
	1,0	240		300		360		240	360			450	360	450	400	500	450
	1,3		200		360		300		300	400		360	450	400	450	500	450
	1,5	300		360	240		300	400	300		450	360	400	500	450	600	500

Abbildung 3.12: Kerto-RIPA Bemessungstabelle: Kastenelement Dach [1, p. 13]

Die Rippen- und Kastenelemente können bis Gebäudeklasse 4 [47] eingesetzt werden. [1]

Die Deckenelemente können gemäß der Kerto-Zulassung (Z-1.9-100 [48]) mittels „Warmbemessung“ im Rahmen der statischen Berechnung oder durch Wahl entsprechender Bekleidungen in die verschiedenen Feuerwiderstandsklassen eingestuft werden. Aufgrund des individuellen Aufbaus mit zusätzlichen Beplankungen, lassen sich REI 30 bis REI 60 Einstufungen sehr einfach realisieren.

Bauphysikalisch betrachtet kann die unterseitige Beplankung aus Kerto-Q als luftdicht definiert werden. Kerto-Furnierschichtholz hat mit $\lambda = 0,13 \text{ W/mK}$ die gleiche Wärmeleitfähigkeit wie Vollholz aus Fichte.

Tabelle 3.2: Steckbrief Kerto-Ripa [1]

Bezeichnung	Kerto-RIPA
Hersteller	Metsä Wood Deutschland GmbH
Verwendung	Geschoßdecken und Dachkonstruktionen
Bauweise	Rippen- oder Kastenelemente aus Furnierschichtholz
Holzart	Fichte
Oberfläche	Decklagen aus 2 - 3,2 mm breiten Furnieren im Wechsel mit dunklen Klebefugen
Abmessungen	B = 2.500 mm, H = 150 bis 600 mm
Länge	bis 18,00 m
Brandwiderstand	je nach Aufbau: REI 30 oder REI 60
Holzfeuchte	bei Auslieferung 8 % - 10 %

3-2.3 FINNFRAME

[2], [49] und [50]

Hersteller:

Metsä Wood Deutschland GmbH
Louis-Krages-Straße 30
D-28237 Bremen
www.metsawood.de



Abbildung 3.13: Finnframe [1]

Beim Finnframe-Bausystem von Metsä Wood werden die Holzprodukte Kerto-Furnierschichtholz (Z 9.1-100 [48]) und Finnjoist-Träger (FJI) zu einem Bauteil miteinander kombiniert. Diese bilden, zusammen mit fertig ausgearbeiteten Anschlussdetails, die Grundlage für ein modernes Holzbausystem. Die vorgefertigten Holzbauteile eignen sich für den Einsatz als Wand- und Decken- sowie als Dachelemente. Wobei das Finnframe-Dach vor Ort aus Finnjoist Sparren aufgebaut werden kann oder aus vorgefertigten, großformatigen Finnframe-Elementen. Diese einfache und wirtschaftliche Holzbautechnik mit geringem Quell- und Schwindverhalten garantiert höchste Formstabilität.

Der Steg der FJI-Träger (Z 9.1-533) besteht aus OSB-Platten gemäß EN 300 [51] und EN 12369-1 [52]. Sie werden bei der Herstellung der Elemente zuerst an den langen Seiten mit Nut bzw. Feder versehen. Anschließend werden die Platten quer zur Faserrichtung in Streifen geschnitten, wobei die Streifenhöhe die spätere Trägerhöhe bestimmt. Nach Anfasen der Längskanten wird auf die gefrästen Querkanten Klebstoff aufgetragen und der Steg auf die erforderliche Trägerlänge zusammengefügt. Gleichzeitig werden Kerto-S Platten für die Gurte in Streifen geschnitten, in die mittig eine Nut für den OSB-Steg gefräst wird. Anschließend erfolgt der Klebstoffauftrag in die Nut. Beim Zusammensetzen des Trägers werden durch Aufbringen von Seitendruck zwei Gurte aus Kerto-S auf den OSB-Steg gepresst. Zum Aushärten des Klebstoffes kommen die zugeschnittenen Träger bei ca. 70 ° C in eine Trockenkammer.

Die fertigen Träger werden bei der Weiterverarbeitung als Stege für die großformatigen Finnframe-Elemente, bei denen Kerto-Q Platten als ein- oder zweiseitige Beplankung verwendet werden, eingesetzt. Der Faserverlauf der Kerto-Q-Beplankung ist vorwiegend in Bauteil-Längsrichtung. Sie haben primär aussteifende Funktion, so dass bei entsprechender Verbindung der Elemente untereinander – vergleichbar mit den Ausführungen unter Abschnitt 4-4 - die Decken- bzw. Dachkonstruktion als Scheibe beansprucht werden kann. Davon abgesehen ist die Beplankung für die Biegetragfähigkeit – im Verhältnis zu den Finnjoist-Stegträgern, deren Biegesteifigkeit größer ist als die der „dünnen“ Platten – wenig relevant. So ist dieses System, vor allem bei einseitiger Beplankung, eher weniger als herkömmliches Rippensystem zu betrachten, sondern viel mehr als Tragwerk aus Einzelstäben mit Aufbau – ähnlich der traditionellen Tramdecke.



Bei bestimmten Anschlusssituationen (z.B. mit hoher Querkraftbelastung) können Stegverstärkungen die Tragfähigkeit verbessern. Dazu werden links und rechts vom Steg Holzwerkstoffplatten, z. B. Kerto-Q, angebracht und diese mittels Nagel oder Schrauben mit dem Steg verbunden. Eine Verklebung der Stegverstärkung erhöht die Steifigkeit. Die Holzwerkstoffplatten sollten mit einem Abstand von ca. 5 mm zum oberen oder unteren Gurt eingebaut werden (siehe Darstellung daneben).

Abbildung 3.14: FJI-Stegverstärkung [2]

In den Finnframe-Bauteilkatalogen für Dach- und Deckenkonstruktionen, in [49] und [50], sind unterschiedliche Aufbauten – je nach Anforderung und Verwendungszweck - und dementsprechende bauphysikalische Kennwerte angeführt.

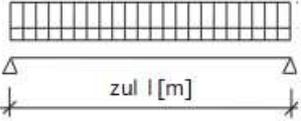
Die Vordimensionierung der Träger erfolgt über charakteristische Schnittgrößen bzw. Tragfähigkeitsangaben oder über die Spannweite als Eingangsparameter anhand von Bemessungstabellen wie in Abbildung 3.15 exemplarisch dargestellt.

GURTBREITE x PROFILHÖHE		CHARAKT. MOMENT-TRAGFÄHIGKEIT	BIEGESTEIFIGKEIT	CHARAKT. QUERKRAFT-TRAGFÄHIGKEIT	SCHUBSTEIFIGKEIT
b	h	$M_{R,k}$	EI_{mean}	$V_{R,k}$	GA_{mean}
mm	mm	kNm	$Nmm^2 \cdot 10^{12}$	kN	$N \cdot 10^6$
FJI	58 x 200	10,08	0,404	9,59	1,59
FJI	89 x 200	15,65	0,625	9,91	1,59
FJI	58 x 220	11,31	0,509	11,15	1,81
FJI	89 x 220	17,55	0,787	11,52	1,81
FJI	58 x 240	12,56	0,627	12,47	2,03
FJI	89 x 240	19,47	0,969	12,88	2,03
FJI	58 x 300	16,36	1,060	15,05	2,67
FJI	89 x 300	25,29	1,632	15,54	2,67
FJI	58 x 360	20,25	1,611	16,97	3,32
FJI	89 x 360	31,20	2,475	17,53	3,32
FJI	58 x 400	22,89	2,047	19,37	3,75
FJI	89 x 400	35,19	3,139	20,01	3,75
FJI	58 x 450	26,23	2,670	20,92	4,29
FJI	89 x 450	40,23	4,083	21,60	4,29
FJI	58 x 500	29,63	3,381	20,65	4,83
FJI	89 x 500	45,32	5,158	21,33	4,83

Abbildung 3.15: Vorbemessung von FJI-Trägern [2]

MAXIMALE SPANNWEITEN FÜR EINFELDTRÄGER (FLACHDACH)

Für $g_k = 1,10 \text{ kN/m}^2$
und $s_1 = 0,75 \text{ kN/m}^2$
H ü. NN $\leq 1.000 \text{ m}$

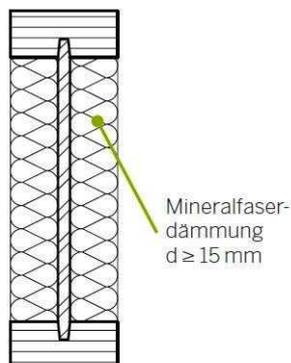


GURTBREITE x PROFILHÖHE			ACHSABSTAND DER TRÄGER		
b	x	h	41,6 cm	62,5 cm	
mm		mm	m	m	
FJI	58	x	200	4,8	4,2
FJI	89	x	200	5,5	4,8
FJI	58	x	220	5,2	4,5
FJI	89	x	220	6,0	5,2
FJI	58	x	240	5,6	4,9
FJI	89	x	240	6,4	5,6
FJI	58	x	300	6,7	5,8
FJI	89	x	300	7,7	6,7
FJI	58	x	360	7,7	6,7
FJI	89	x	360	8,9	7,7
FJI	58	x	400	8,4	7,3
FJI	89	x	400	9,6	8,4
FJI	58	x	450	9,2	8,0
FJI	89	x	450	10,5	9,1
FJI	58	x	500	9,9	8,7
FJI	89	x	500	11,3	9,9

$w_{inst} \leq 1/300$
 $w_{un} \leq 1/200$

Abbildung 3.16 Vorbemessung von Finnframe Flachdach und Decke [2]

Die Angaben aus den Tabellen ersetzen allerdings keine statische Berechnung. Des Weiteren ist die Auflagerpressung gesondert zu betrachten. Für den Nachweis der Feuerwiderstandsdauer kann auf allgemeine bauaufsichtliche Prüfzeugnisse der Hersteller von Beplankungswerkstoffen zurückgegriffen werden. Hierüber sind eine Vielzahl von Aufbauten für Dach, Decke und Wand geregelt.



Darüber hinaus kann der Finnjoist-Träger auch mit den nach DIN 4102-4: 1994-03 klassifizierten Aufbauten wie eine Vollholzrippe mit einer Mindestbreite von 40 mm betrachtet werden, sofern die Stegflächen mittels Mineralfaserdämmung (Schmelzpunkt $\geq 1000 \text{ }^\circ \text{C}$) beidseitig vollständig abgedeckt sind - Abbildung 3.17. Die Mineralfaserdämmung muss hierbei eine Mindestdicke von 15 mm je Seite aufweisen sowie dauerhaft und hitzebeständig befestigt sein.

Abbildung 3.17: Möglicher FJI-Aufbau nach DIN 4102 [2]

Bauphysikalisch betrachtet bieten FJI-Träger positive Effekte bezogen auf die Transmissionswärmeverluste. Die Dicke der Pfeile in der unteren Darstellung zeigt die Intensität des Wärmestroms. Dieser ist bei den dünnen FJI-Stegen im Gegensatz zu massiven Vollholzrippen (z.B. auch aus KVH) geringer. Daher kommt es zur Reduzierung von thermischen Schwachstellen und somit zu positiven stofflichen Wärmebrückeneffekten.

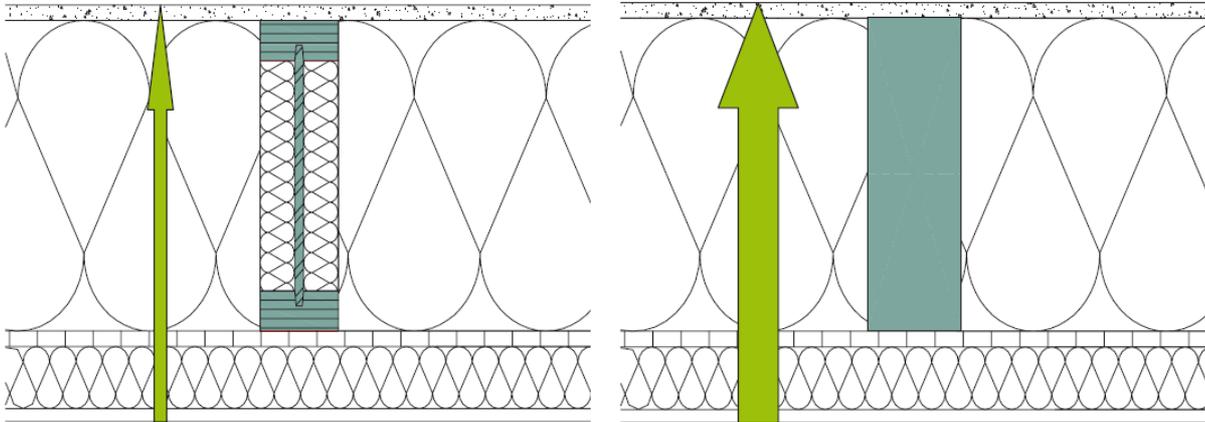


Abbildung 3.18: Vergleich des Wärmedurchgangs bei FJI-Träger (links) und Vollholzrippe (rechts) [2]

Als negativ kann die I-förmige Querschnittsform der Träger beim Einbringen eventueller erforderlicher Wärmedämmung in die Hohlkammern empfunden werden. Die Hohlräume entsprechen keinem einfachen rechteckigen Querschnitt, demzufolge kommt es zu einem Mehraufwand, da auf beiden Seiten des Steges - zwischen den Gurten - Dämmstreifen in einem separaten Arbeitsgang eingebracht werden müssen.

Tabelle 3.3: Steckbrief Finnframe [2] und [50]

Bezeichnung	Finnframe
Hersteller	Metsä Wood Deutschland GmbH
Verwendung	Wand-, Decken- oder Dachelemente
Bauweise	Finnjoistträger (Stege aus OSB und Kerto-S Gurtstreifen) mit ein- oder beidseitiger Kerto-Q Beplankung
Holzart	Fichte
Oberfläche	Decklagen aus 2 - 3,2 mm breiten Furnieren im Wechsel mit dunklen Klebefugen
Abmessungen	B = 2.500 mm, H = 200 bis 500 mm
Länge	bis 14,00 m
Brandwiderstand	Baustoffklasse B2
Holzfeuchte	k.A. möglich

3-2.4 LIGNATUR

[53, pp. 46-57]

Hersteller:

Lignatur AG
Herisauerstr. 30
CH-9104 Waldstatt
www.lignatur.ch

Lignatur-Elemente sind industriell gefertigte Halbfabrikate aus Vollholzlamellen die geeignet sind für den Einsatz bei besonderen Anforderungen an die sichtbare Oberfläche, Schallschutz und Schallabsorption sowie Wärmeschutz.

Es gibt drei unterschiedliche Ausführungsvarianten und Konstruktionstypen von Lignatur-Elementen die in der Europäischen Technischen Zulassung ETA-11/0137 [54] festgelegt sind:

- Lignatur-Kastenelement,
- Lignatur-Flächenelement und
- Lignatur-Schalenelement.

Auf diese wird im Folgenden näher eingegangen und die jeweiligen Eigenschaften kurz beschrieben.

3-2.4.1 Lignatur-Kastenelement (LKE)

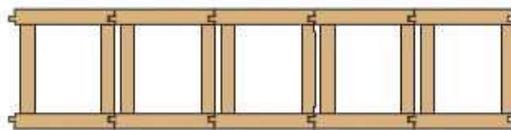


Abbildung 3.19: Darstellungen Lignatur-Kastenelement (LKE)



Wird eingesetzt für Dach- und Deckenkonstruktionen bei Neubauten und bei Sanierungen.

- standardmäßig 200 mm breit
- maximale Länge beträgt 12 m (Überlängen auf Anfrage).
- Standardhöhen: 120, 140, 160, 180, 200, 220, 240, 280, 320 mm
- U-Wert ohne Aufbau je nach Konstruktionshöhe: 1,09-0,87 W/m²K

LIGNATUR-Kastenelemente können aufgrund des geringen Eigengewichtes problemlos von Hand verlegt oder bereits im Werk zu großflächigen Elementen vormontiert werden.

3-2.4.2 Lignatur-Flächenelement (LFE)

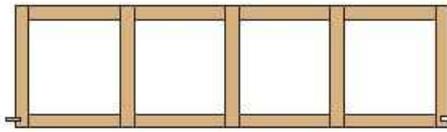


Abbildung 3.20: Darstellungen Lignatur-Flächenelement (LFE)

Eingesetzt als Decken- und Dachkonstruktion beim Neu- und Industriebau.

- standardmäßig in den Breiten 514 und 1000 mm
- maximale Länge beträgt 16 m
- Standardhöhen: 120, 140, 160, 180, 200, 220, 240, 280, 320 mm
- U-Wert ohne Aufbau je nach Konstruktionshöhe: 1,14-1,07 W/m²K

3-2.4.3 Lignatur-Schalenelement (LSE)

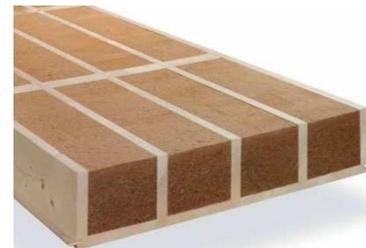
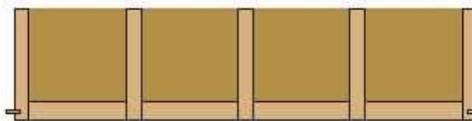


Abbildung 3.21: Darstellungen Lignatur-Schalenelement (LSE)

Besonders geeignet als diffusionsoffene Dächer bei Neu- und Industriebauten.

- standardmäßig in den Breiten 514 und 1000 mm
- maximale Länge beträgt 12 m (Überlängen auf Anfrage)
- Standardhöhen: 200, 240 mm
- U-Wert ohne Aufbau je nach Konstruktionshöhe: 0,27-0,22 W/m²K

Welches Element sich am besten eignet, ist abhängig von Spannweite, Belastung und Ästhetik. Für flachgeneigte Dächer empfiehlt sich eine dampfdiffusionsoffene Dachkonstruktion mit Lignatur-Schalenelementen. Bei hohen Schneelasten oder komplizierten Dachgeometrien ist jedoch das Lignatur-Flächenelement zu bevorzugen, welches auch für weit gespannte, wärmetechnisch einwandfreie Flachdächer geeignet ist. Bei Sanierungen kommt vorwiegend das Lignatur-Kastenelement, aufgrund der händischen Verlegbarkeit, zum Einsatz.

Bei der Produktion stellt technisch getrocknetes Fichtenholz das Ausgangsmaterial für Lignatur-Elemente. Nach der visuellen Sortierung erfolgt eine automatische Holzfeuchtekontrolle. Lamellen, die nicht im zulässigen Bereich von $10 \pm 2\%$ sind, werden automatisch aussortiert.

Die durch Keilzinkenverbindung entstandenen Endloslamellen werden bei der Weiterverarbeitung, bevor es zum Klebstoffauftrag kommt, vierseitig gehobelt. Am Legeplatz werden anschließend die auf Auftragslänge gekappten Einzelteile manuell zusammengesetzt. Dadurch können die Elemente individuell und vielseitig umgesetzt werden.

Nach dem Aushärten der Klebefugen in der Hochfrequenzpresse entsteht mittels der Vierseitenhobelmaschine das Oberflächenfinish sowie Nuten und Fasen. Als letzten Arbeitsschritt nach der Profilierung werden die Elemente mit der CNC-gesteuerten „Lignamatic“ abgebunden und alle Ausblattungen, Ausschnitte, etc. erzeugt.

Die fertigen Elemente sind in vier unterschiedlichen Oberflächenqualitäten verfügbar:

- Lignatur-A für Sichtdecken im Wohnbereich,
- Lignatur-N für Sichtdecken öffentlicher Bauten,
- Lignatur-G für Sichtdecken gewerblicher Bauten und
- Lignatur-J für Blinddecken

Lignatur-Elemente sind nach den jeweiligen nationalen Normen berechenbar. Der genaue Nachweis der Lignatur-Elemente für Einfeldträger und Mehrfeldträger beschränkt sich auf die Kontrolle der Momente, Querkräfte und Durchbiegungen. Zusätzlich müssen lokale Bereiche wie z.B. die Auflagersituation untersucht werden. Vorab kann eine Vordimensionierung anhand von Bemessungsdiagrammen und -tabellen (Beispiele siehe Abbildung 3.22 und Abbildung 3.23) auf Basis der Durchbiegung erfolgen.

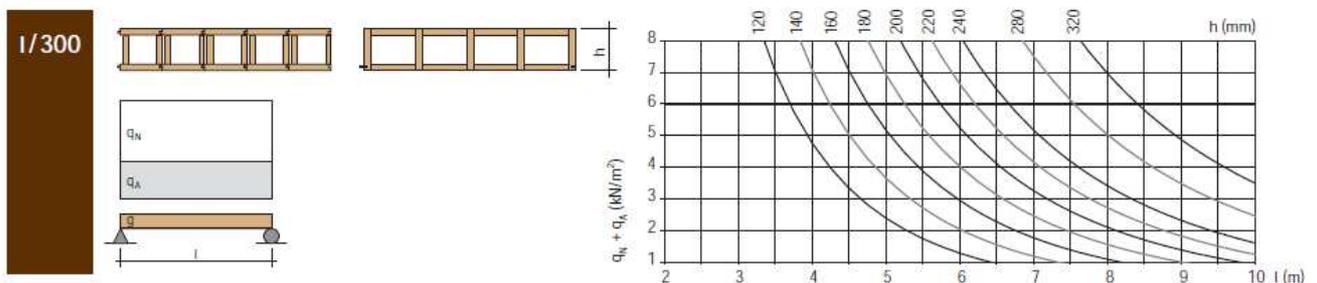


Abbildung 3.22: Beispiel eines Bemessungsdiagramms für LKE und LFE [53, p. 66]

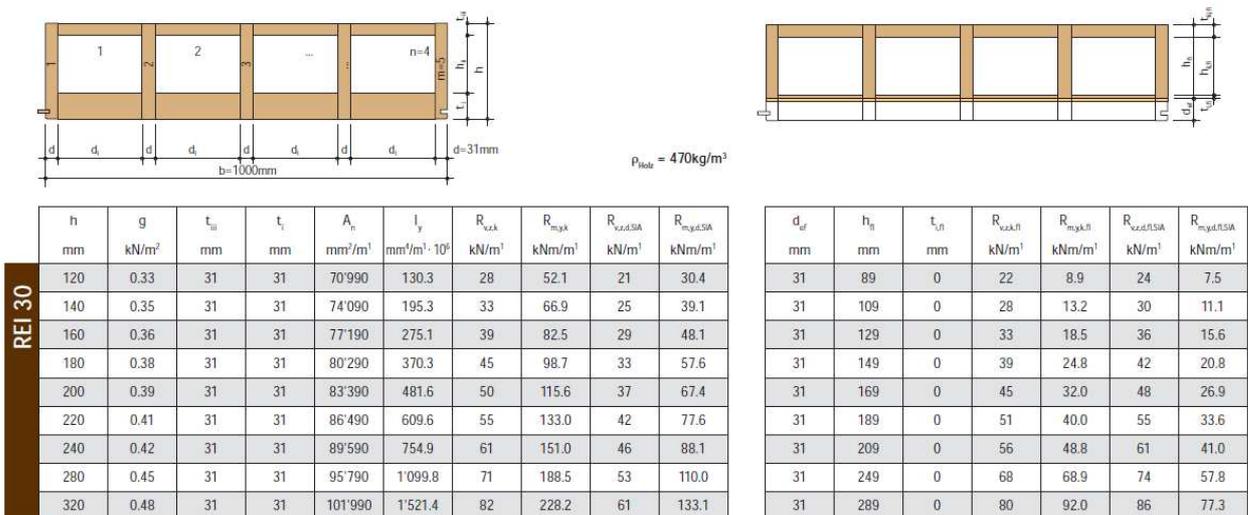


Abbildung 3.23: Beispiel einer Traglasttabelle für LKE und LFE [53, p. 85]

Lignatur-Elemente werden nach ihrem Brandverhalten in die Euroklasse D,s2,d0 eingeteilt und erreichen bei entsprechender Bauteildimensionierung Brandwiderstände bis REI 90.

Bei erhöhten Schallschutzanforderungen, besonders im Wohnbau oder im öffentlichen Bereich, bietet die innovative Lignatur-Silence-Decke mit integriertem Tilger eine optimale Lösung. Eine weitere Lösungsmöglichkeit bei erhöhten Schallschutzanforderungen bieten die Lignatur-Akustikelemente mit Bohrungen oder Schlitzten und hinterlegten Schallabsorptionsplatten. [53]

Tabelle 3.4: Steckbrief Lignatur [53]

Bezeichnung	Lignatur
Hersteller	Lignatur AG
Verwendung	Decken- oder Dachelemente
Bauweise	Kasten-, Flächen- oder Schalenelement aus Vollholzlamellen
Holzart	Fichte
Oberfläche	Qualität: Industrie, Gewerbe, Normal oder Auslese
Brandwiderstand	bis REI 90 möglich
Holzfeuchte	ab Werk 10 % ± 2 %

Systeme die auf ähnlichen Prinzipien beruhen

Beispiele für weitere Leichtbauelemente sind *Lignotrend* [55] oder *CellTec* [56]. Daneben gibt es noch zahlreiche weitere Produkte, auf die im Rahmen dieser Arbeit nicht näher eingegangen wird.

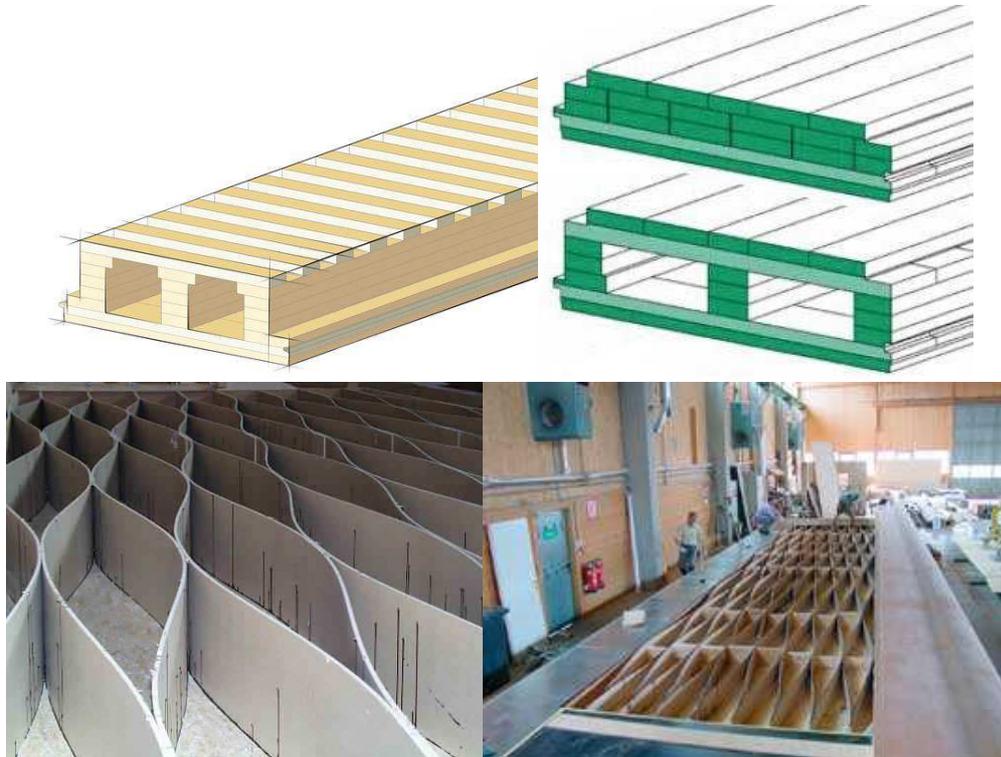


Abbildung 3.24: Beispiele für weitere Leichtbauelemente: *Lignotrend* [55] (oben); *CellTec* [56] (unten)

3-3 ZUSAMMENFASSUNG

Der Einsatz dieser Holzbausysteme als Decken und Dächer ermöglicht kurze Montagezeiten, die sich aufgrund des hohen Vorfertigungsgrades positiv auf die Gesamtkosten des Bauwerkes auswirken. Zur Erzielung von erforderlichen Parametern des Wärme- und Schallschutzes erhalten diese Elemente je nach Einsatzzweck zusätzliche Dach- bzw. Fußbodenaufbauten. Die bekannten Vorteile hinsichtlich der Kosten und der Konstruktionsdetails aus dem konventionellen Massivbau können aufgrund der Bündelung der Funktionen mit diesen plattenförmigen Konstruktionen auf den Holzbau übertragen werden. [14] Besonderes Augenmerk ist dabei vor allem auf nicht gesperrte Strukturen bezüglich Quell- und Schwindverhalten zu legen.

Zusammenfassend wurden in Tabelle 3.5 die Eckdaten der jeweiligen Systeme gegenübergestellt. Ein direkter Vergleich zeigt, dass es bereits bei den Produktionsgrößen hinsichtlich der Dimensionen erhebliche Unterschiede gibt.

Tabelle 3.5: Vergleich bekannter Systeme

		Kielsteg [5], [39]	Kerto-Ripa [1], [22], [46]	Finnframe [2], [49], [50]	Lignatur- Flächenelemen [53]
Elementhöhe	h [mm]	228 - 800	254 - 654	200 - 500	120 - 320
max. Produktionslänge	L [m]	30,0	18,0	14,0	12,0
Raumgewicht des größten*) Elements	g [KN/m ³ -Element]	1,50	0,83	0,70	1,50
Raumgewicht des kleinsten*) Elements	g [KN/m ³ -Element]	2,06	1,42	1,35	2,75
L/H Verhältnis bei 4 KN/m ² und l/300		24,0	27,5	**	29,7
*) bezogen auf die jeweilige Elementhöhe **) Wert konnte aufgrund unzureichender Angaben nicht ermittelt werden					

Lediglich Kielsteg-Elemente werden transportbedingt begrenzt bis zu einer Länge von 30,0 m angefertigt. Die Herstelllänge aller anderen betrachteten Elemente beträgt maximal 18,0 m. Auf Wunsch können hier aber Sonderanfertigungen hergestellt werden.

Bei einer ungefähren charakteristischen Belastung von 4,0 KN/m² und einer zulässigen Durchbiegung von $w < l/300$ resultiert daraus ein vergleichbares Verhältnis von Spannweite zur Konstruktionshöhe, das größer als $L/H = 24$ ist. Damit liegt es deutlich über den Abschätzungswerten aus [57], [58] und [59] zur Vordimensionierung von Balken bzw. Fachwerken von im Schnitt $L/H = 10 - 15$.

Das wiederum und die Tatsache, dass trotz der zum Teil sehr massiv ausgeführten Querschnitte und der höheren Wichte von Holzwerkstoffen im Gegensatz zu Schnittholzprodukten, die Elemente ein geringeres Eigengewicht als Massivbauteile aufweisen, bestätigt die Leistungsfähigkeit dieser Systeme.

„Gegenüber gleichstarken Betondecken können beispielsweise Lignatur-Flächenelemente bei einer Gewichtsersparnis von ca. 85% die gleiche Belastung aufnehmen.“ [34, p. 132]

Betrachtet man die Verbindungen zur Schubkraftübertragung zwischen Gurt und Steg der einzelnen Systeme, so lässt sich folgendes feststellen:

- Bei Kielsteg-Elementen gibt es über die Breite verteilt sehr viele Klebeflächen zwischen Steg und Kanthölzern.
- Das Kerto-RIPA-System hat hingegen relativ dünne Gurte im Vergleich zu den Stegdicken, wodurch ebenfalls eine ausreichende Schubkraftübertragung sichergestellt ist.
- Bei Finnframe-Elementen gibt es zwei Klebefugen. Einerseits beim mittels Keilzinkenverbindung aufgeleimten Obergurt auf den Steg, andererseits zwischen Obergurt und Beplankung - bei kleinem Verhältnis von Klebefläche zu Stegabstand ($e \leq 62,5$ cm).
- Lignatur-Produkte bestehen aus sehr massiven Einzelteilen, wo es keine Probleme der Kraftübertragung gibt.

Im Wesentlichen stellen alle beschriebenen Systeme flächenbildende und lastabtragende Leichtdachelemente dar. Wichtig und effektiv ist es, eine möglichst große Variabilität hinsichtlich der statischen Systemfunktionen, der technologischen Alternativen und der geometrischen Gestaltung auszuschöpfen. Die Entwicklung einer neuen Bauweise bringt aber oft mehr Vorteile als die Optimierung einer alten. [7, p. 441] In Anlehnung dazu wurden im folgenden Kapitel ähnliche Querschnitte bzw. Systeme auf Basis von Hohlkastentragwerken ausgearbeitet.

KAPITEL 4: HOHLKASTENELEMENTE FÜR HALLENDÄCHER

Zusammengesetzte Bauteile im Holzbau sind beispielsweise Träger bzw. Stützen, die aus Einzelquerschnitten zu einem größeren Gesamtquerschnitt zusammengesetzt werden. Während mit einem Einzelquerschnitt auf Grund der vorgegebenen Beschränkungen der Abmessungen nur relativ geringe Lasten über kurze Spannweiten übertragen werden können, bieten zusammengesetzte Bauteile die Möglichkeit, auch höhere Beanspruchungen abzutragen bzw. größere Spannweiten zu überbrücken. Dabei ist es wesentlich, ob die Verbindung der Einzelteile mechanisch erfolgt, also als nachgiebig im Sinne der Berechnung zu betrachten ist, oder diese als Verklebung ausgeführt wird und somit starrer Verbund vorliegt.

Die Verbindungsmittel bzw. die Klebefugen haben dabei die Funktion, die einzelnen Querschnitte zu einem Gesamtquerschnitt zu verbinden, sowie die in den Verbundfugen zwischen den Einzelquerschnitten auftretenden Schubkräfte zu übertragen. Eine wesentliche Rolle spielen dabei die Steifigkeiten der Einzelquerschnitte und die Verschiebungsmodule der Verbindungsmittel. [4, p. 37]

Neben den traditionellen Rippenplatten aus z.B. Brettsper Holz und Brettschich Holz ist in diesem Zusammenhang insbesondere auf die Bildung von leistungsfähigen Kastenquerschnitten hinzuweisen. Diese finden ihre Hauptanwendung vor allem im sogenannten „Holzleichtbau“, bei dem vorwiegend Querschnitte aus flächigen Holzwerkstoffen (Brettschich Holz, Brettsper Holz, Furnierschich Holz) kombiniert werden. [4, p. 6]

Im Gegensatz zum Holztafelbau (dünne Beplankung) ist die beidseitige Beplankung (Gurte) statisch wirksam und für die Biegetragfähigkeit von großer Relevanz. Das Prinzip beruht darauf, die durch die Biegebelastung entstehenden Druck- und Zugkräfte gezielt im Ober- und Untergurt abzutragen und den Materialeinsatz in der Stegzone so weit wie möglich zu reduzieren. [34, p. 81] In den folgenden Systembeispielen in Kapitel 5 sind deshalb die für die Gurt- und Stegquerschnitte eingesetzten Platten unter diesem Gesichtspunkt optimiert. Mit dem Einsatz von Kastenelementen lassen sich große horizontale Flächen mit Scheibenwirkung (siehe Abbildung 4.1) durch Vorfertigung und Reihung der Elemente herstellen.

In diesem Abschnitt werden Hohlkästen aus

- Fichten-Brettsper Holz (FI-BSP),
- Buchen-Baufurnierschich Holz (BU-FSH) und
- Birken-Furnierschich Holz (BI-FSH)

behandelt und erläutert. Die Nachweisführung erfolgt anhand des unter Punkt 4-3 gezeigten Rechenschemas (Abbildung 4.4 und Abbildung 4.5) mit anschließender Darstellung der Ergebnisse in einer für die Baupraxis einfach anwendbaren Traglasttabelle (Tabelle 5.43).

Die Höhenabstufung der Elemente wurde vorweg auf 10 cm-Schritte zwischen 40 und 100 cm festgelegt.

Am Ende des Kapitels werden die Ergebnisse der einzelnen Systeme gegenübergestellt und analysiert. Abschließend wird anhand eines kurzen Beispiels gezeigt, wie die Tabelle anzuwenden ist.

4-1 EIGENSCHAFTEN UND CHARAKTERISTIK

„Das Prinzip der Aufwandsminimierung legt es nahe, dass ein Bauteil oder eine Baugruppe mehrere Funktionen erfüllt.“ [7, p. 4]

Die wichtigsten Hauptaufgaben für eine flächenbildende und lastabtragende Konstruktion sind:

Tragen [33]

Die Aufgabe des Leitens von Kräften oder des Tragens folgt aus der Notwendigkeit, die Standfestigkeit der Baustruktur zu gewährleisten sowie die Verformungen derselben so weit einzugrenzen, dass die Funktionen des Gesamtbauwerks nicht beeinträchtigt werden. Man spricht dabei von der Sicherung der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit der Konstruktion.

Bei flächigen Elementen werden zwei Belastungssituationen, wie in Abbildung 4.1 dargestellt, unterschieden:

- (i) Plattenbeanspruchung: die Last wirkt senkrecht auf die Fläche
- (ii) Scheibenbeanspruchung: die Last greift in der Ebene der Fläche an [18, p. A.6/87]

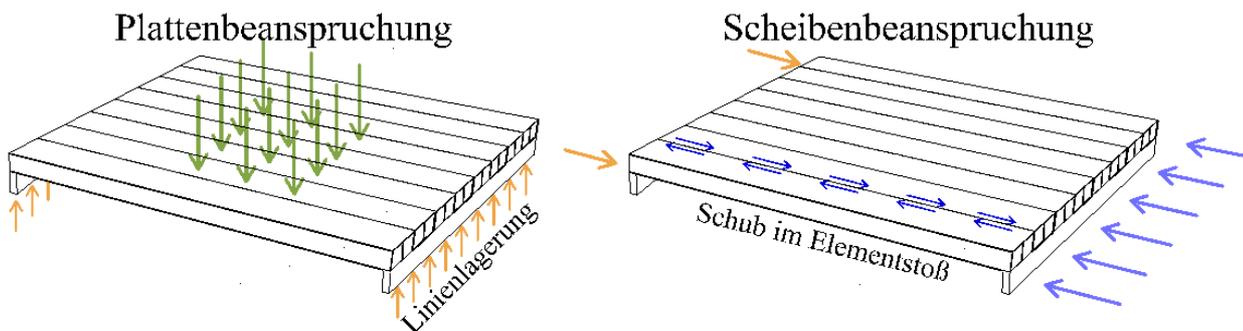


Abbildung 4.1: Beanspruchungsrichtungen: Plattenbeanspruchung – quer zur Plattenebene (links); Scheibenbeanspruchung – in Plattenlängsrichtung (rechts)

Hohlkastenelemente wirken bei kraftschlüssiger Verbindung als aussteifende Dach- bzw. Deckenscheibe, welche im Gegensatz zu aufgelösten Strukturen Kräfte direkt ins Auflager leiten.

Einhüllen [33]

Die Hüllfunktion, welche hauptverantwortlich für die Schaffung eines künstlichen, für die gewünschten Zwecke geeigneten Mikroklimas bzw. eines gegen unerwünschte Einflüsse geschützten Raumes ist, lässt sich in vielfältige Einzelfunktionen aufgliedern.

Die unterschiedlichen Anforderungen, die an Gebäudehüllen gestellt werden, und die oftmals daraus hervorgehenden Zielkonflikte stellen beträchtliche Herausforderungen an den Konstrukteur. Denn mit dieser Funktion müssen alle bauphysikalischen und architektonischen Aspekte des Bauwerkes abgedeckt werden. Bei Hohlkastenelementen, die als Dachkonstruktion eingesetzt werden, beschränken sich diese hauptsächlich auf Abdichten und Dämmen. Besonderes Augenmerk ist dabei auf die Stirn- und Schmalflächen zu legen.

Oftmals beeinflusst die Gebäudehülle in ihrer außerordentlich großen Komplexität die Konstruktion eines Gebäudes nachhaltig. Großflächige Tragelemente machen Sekundär- und Tertiärtragkonstruktionen jedoch überflüssig, und so können alle Anforderungen durch zusätzliche Schichten auf der ebenen Konstruktionsoberseite als geeigneter Dachaufbau relativ simpel erfüllt werden.

Die zur Entwässerung von Hohlkasten-Dachelementen erforderliche Dachneigung kann einerseits in Form eines Flachdachaufbaus ausgeführt werden, andererseits auch als flachgeneigtes Dach bei dem das

gesamte Element schräg eingebaut oder eine zusätzliche aufgeständerte Konstruktion ausgeführt wird. Als Alternative zu den Elementen mit parallelen Gurten können auch die Stege als schräg geschnitten, in Form von Satteldach- oder Pultdachträgern, ausgeführt werden. Dies erfordert allerdings in der Berechnung die Berücksichtigung zusätzlicher Faktoren und Nachweise (z.B.: Querzug).

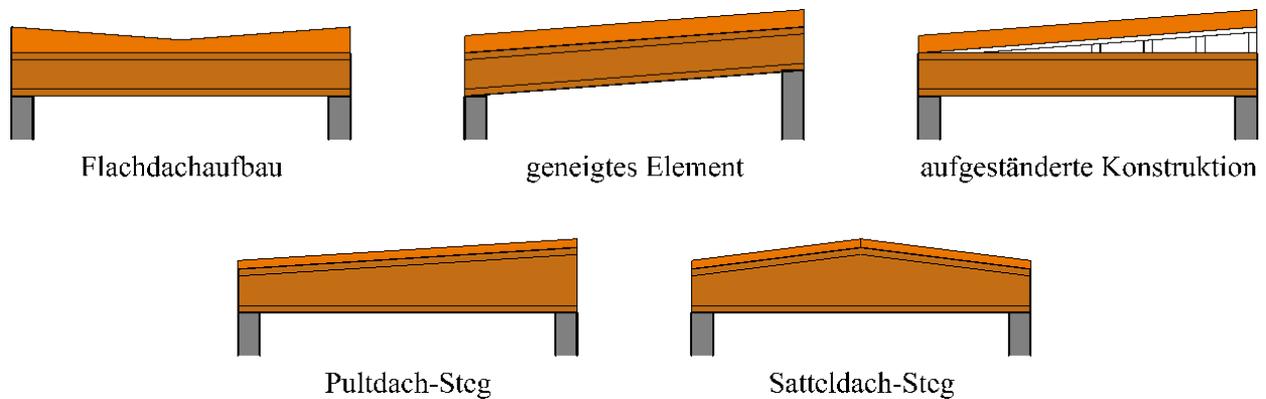


Abbildung 4.2: schematische Darstellung der Dachneigung

Ver- und Entsorgen [33]

Die Ver- und Entsorgung eines Gebäudes mit einerseits Elektro- und Wasserinstallationen, andererseits mit Lüftungs- und Abgasanlagen sowie Medien bzw. Daten ist eine Aufgabe der gebäudetechnischen Ausstattung. Diese technische Infrastruktur ist zumeist von den restlichen zwei funktionalen Teilsystemen (Tragwerk und Hülle) getrennt. Dennoch ergeben sich oft Fälle, bei denen Teile des Ver- und Entsorgungssystems und die Konstruktion des Trag- oder Hüllsystems in einem Bauteil zusammengeführt werden.

Hohlkastenelemente bieten die Möglichkeit, Installationsleitungen in die Zwischenräume zu integrieren. Dabei ist die Installationsführung auch quer zur Spannrichtung möglich. Die Abstimmung der funktionalen Teilsysteme und eine sorgfältige Planung sind jedenfalls Voraussetzung, um Koordinationskonflikte (zwischen den einzelnen Gewerken) zu vermeiden und eine reibungslose Ausführung garantieren zu können.

Vor allem bei Konstruktionen mit kleinen Querschnitten besteht jedoch das Problem der Zugänglichkeit bzw. der Beschließbarkeit der Elemente. Daher muss insbesondere bei Wasserleitungen sorgfältig gearbeitet werden. Wird die Installation nicht integriert, so werden Leitungen, Kabeltassen, Querschnitte etc. direkt an der Tragkonstruktion befestigt.

Wenngleich es unstrittig ist, dass die Erfüllung dieser Grundfunktion die Baustruktur nachhaltig beeinflusst, und zwar wiederum sowohl in der Planung als auch in ihrer Ausführung, ist der Einfluss auf die Konstruktion dennoch nicht unmittelbarer Natur wie vorher beschrieben bei Tragen und Einhüllen. Materialwahl, geometrische Formgebung und konstruktiver Aufbau von Bauteilen werden von den Anforderungen des Ver- und Entsorgungssystems in den seltensten Fällen entscheidend bestimmt. [33, p. 344ff]

Im Zuge dieser Masterarbeit wird auf den Bereich Ver- und Entsorgung nicht näher eingegangen.

Charakteristik von Hohlkastenelementen:

- Leichte Konstruktion mit hoher statischer Tragfähigkeit

Hohlkastenelemente verfügen über ein gutes Verhältnis von Tragfähigkeit zu Eigengewicht. Dabei zeichnen sich die Elemente durch hohe Festigkeiten und Steifigkeiten bei geringen Elementhöhen und Eigengewichten aus. Es kommt zu Materialersparnissen im Vergleich zu massiven Konstruktionen, da der jeweilige Werkstoff gezielt dort eingesetzt wird, wo es statisch notwendig ist. Weniger Material bedeutet geringeres Gewicht und einfacheres Handling und dadurch kommt es wiederum zu einem Optimum an Wirtschaftlichkeit, Ressourcenschutz und Energieeffizienz.

- Keine Primärtragkonstruktion erforderlich

Mit den flächigen und lastabtragenden Leichtdachelementen sind unterstützungsfreie Spannweiten von bis zu 35 Metern möglich. Sie bieten somit größtmögliche Nutzungsflexibilität des Bauwerks. Die Begrenzung der großen Lieferlänge ist produktions- und transportbedingt. Siehe dazu auch Punkt 6-1. Aufgrund der hohen Tragfähigkeit sind selbst mit geringer Elementhöhe große Spannweiten und/oder weit auskragende Dachüberstände mit einer wirtschaftlichen Konstruktion möglich.

- Baubetriebliche Vorteile

Der hohe Vorfertigungsgrad der Leichtdachelemente ermöglicht eine große Verlegeleistung mit schnellem und kosteneffizientem Einbau. Durch die trockene Bauweise sind keine Aushärte- und Wartezeiten nötig, und es kann ein rascher Baufortschritt garantiert werden. Sofortige Begehbarkeit der Elemente erhöht zusätzlich die Baustellensicherheit.

Einfache und wirtschaftliche Holzbautechnik mit ausgearbeiteten Anschlussdetails erleichtern die Montagearbeiten.

- Verarbeitung von hochwertigen Ausgangsprodukten

Durch den Einsatz von homogenisierten Holzwerkstoffen können großformatige und formstabile Elemente, die hohe Lasten aufnehmen können, produziert werden. Die einzelnen Produkte und in weiterer Folge auch daraus zusammengesetzte Querschnitte weisen nur sehr geringes Quell- und Schwindverhalten auf und sind dimensionsstabil. Daher kommt es zu keinem Verdrehen oder Verziehen der Konstruktion.

Bei witterungsunabhängigen und geregelten Produktionsbedingungen kann gleichbleibende und kontrollierbare Qualität ganzjährig produziert und ausgeliefert werden.

- Individuelle Oberflächengestaltung möglich

Die Konstruktionselemente können gleichzeitig mit Sichtoberflächen gestaltet werden. Die ästhetisch hochwertige Untersicht ermöglicht das Einsparen abgehängter Deckenkonstruktionen, da die Oberflächenbeschaffenheit Ausführungen nach dem Grundsatz "Rohbau gleich Ausbau" zulassen. Damit wird eine wichtige Anforderung der Architektur an das Bauen erfüllt.

Auf Wunsch werden die fertigen Elemente bereits im Werk (färbig) lasiert oder ein geeigneter Lichtschutz aufgebracht, der das natürliche Nachdunkeln von Holz wirkungsvoll reduziert. Für im Außenbereich eingesetzte Elemente können zusätzliche Holzschutzmaßnahmen aufgetragen werden. Die Verträglichkeit der Produkte ist aber in jedem Fall zu prüfen.

- Erfüllung aller bauphysikalischen Anforderungen

Die Konstruktion gewährleistet von Haus aus eine Brandwiderstandsdauer von REI 30. Sie erfordert auf der sichtbaren Unterseite keine zusätzliche formale oder brandtechnische Ausbaumaßnahme in Form abgehängter Decken. Optimaler Wärmeschutz wird durch effektive Dämmung des Daches und einer Reduzierung der Wärmebrücken sichergestellt. Zudem bieten die Hohlkastenelemente gute Gestaltungsmöglichkeiten für raumakustische Anforderungen. Die Themen Feuchte-, Wärme-, Schall- und Brandschutz werden im Folgenden unter Punkt 4-2 genauer betrachtet.

4-2 BAUPHYSIK

Aufgrund der großen Anzahl von Materialien und Anbietern und der daraus resultierenden Fülle von Konstruktionsvarianten bei den Aufbauten und Bauteilanschlüssen werden nachstehend nur einige grundsätzliche bauphysikalische Überlegungen zu Hohlkastenelementen angeführt. Je nach Ausführung werden vom Element samt geeignetem Aufbau alle erforderlichen Funktionen kombiniert: Statik, Wärmedämmung, Brandwiderstand, Oberfläche und Schallschutz. Die einzelnen Anforderungen variieren, abhängig von Verwendungszweck und/oder Anwendungsgebiet beim jeweiligen Projekt. Oft unterscheiden sich die Lösungen nur geringfügig und basieren auf dem gleichen Prinzip. Genaue und standardgemäße Dach- bzw. Deckenaufbauten sind aus einschlägiger Literatur zu entnehmen. [14]

4-2.1 FEUCHTESCHUTZ

Die Lebensdauer von Holzkonstruktionen wird durch zahlreiche Faktoren, wie Bauwerkseigenschaften, Standort-, Nutzungs-, Schadenseinflüsse, etc. beeinflusst. Um die Dauerhaftigkeit sicher zu stellen, müssen Holz und Holzwerkstoffe als organische Baustoffe vor atmosphärischen Einwirkungen geschützt werden, die sie ansonsten in der Folge schädigen oder langfristig zerstören würden. Dies sind vor allem: Sonne, Wind und Wasser.

Holzbauelemente sollten bei Auslieferung sofort trocken eingebaut oder bei Lagerung auf der Baustelle sowie nach dem Einbau vor Feuchte geschützt werden. Durch Bewitterung feucht gewordene Bauteile müssen vor dem Schließen der Konstruktion in jedem Fall trocken sein. [53]

Um die Dauerhaftigkeit gewährleisten zu können sind gegen Feuchteschäden, speziell gegen das Eindringen von Nässe in die Konstruktion und Pilzbefall, vorbeugende und geeignete Schutzmaßnahmen zu treffen:

- materialgerechte Verwendung von Holz und Verbindungsmitteln
- organisatorischer Holzschutz
- baulich-konstruktiver Holzschutz
- chemischer oder biologischer Holzschutz [33, p. 636]

Die erforderlichenfalls zu behandelnden Werkstoffe durch Kesseldruckimprägnierung bzw. Aufbringen von transparentem Holzschutz, Dickschichtlasuren oder Beschichtungen sind auf deren Verträglichkeit zu prüfen. [22] Die Ausführung der Bauteilanschlüsse, unter Berücksichtigung ununterbrochener Schichten (für die Konvektion und Diffusion relevanten) und der Kantenversiegelung, ist genauso wie die Ausbildung der Dachabdichtung nach den anerkannten Regeln der Technik zu erstellen. [1]

Wie bei allen Holzkonstruktionen sind nur bei sachgemäßer Ausführung und bauphysikalisch funktionierenden Anschlussdetails sehr gute Wetter- und Feuchtigkeitsbeständigkeiten zu erwarten.

„Beispiele aus der Geschichte von historischen Bauwerken zeigen, dass bei qualifizierter Planung und fachlich richtiger Ausführung Holzkonstruktionen über mehrere Jahrhunderte standsicher sind.“ [60]

4-2.2 WÄRMESCHUTZ

Bei fast allen Entscheidungen am Bau spielt die Frage nach der energetischen Effizienz eine immer größere Rolle. Nur durch eine optimale Gebäudehülle gelangt man zu einer wirtschaftlichen und technisch optimalen Lösung.

Die für den Wärmeschutz verantwortlichen Schichten einer Gebäudehülle müssen unter anderem dafür sorgen, dass die (Transmissions-) Wärmeverluste, die sich trotz Dämmwirkung und daraus folgender Verringerung des Wärmeflusses ergeben, so niedrig wie möglich bleiben. Bei konditionierten Räumen darf der Wärmedurchgangskoeffizient für Decken von $U = 0,20$ [W/m^2K], laut OIB Richtlinie 6 [61], nicht überschritten werden. Hier stehen nicht nur ökonomische Fragen der Betriebskosten eines Gebäudes, sondern auch umwelttechnische sowie auch volkswirtschaftliche Aspekte im Vordergrund. [33, p. 514]

Beim Einsatz der aus Holzwerkstoffen zusammengesetzten Hohlkastenelemente empfiehlt es sich, die Konstruktion als Warm- oder Umkehrdach auszuführen. Diese haben sich als nachhaltig und bauphysikalisch sehr robust erwiesen, da die Unterseite oft sichtbar bzw. unverkleidet bleibt und daher dampfdichte Schichten durch Abhängen und Befestigen von Installationen nicht beschädigt werden können. [5, p. 30] Dabei wird die Tragkonstruktion im Warmbereich, also innerhalb der Dämmschicht angeordnet. Die Tragkonstruktion ist „fugenlos“ von den Bauteilschichten Dampfbremse, Dämmung, Luftdichtung und Deckung umgeben. Somit ergeben sich fast keine Durchdringungen und nur sehr wenige Wärmebrücken. In weiterer Folge kann ein optimaler Wärmeschutz durch effektive Dämmung des Daches erzielt werden. Bei Kastenelementen besteht die Möglichkeit die Zwischenräume zusätzlich zu isolieren.

Da im Weiteren nicht auf die Vielfalt der Produkteigenschaften von Dampfsperren, Dämmungen und Dachdeckungen eingegangen wird, kann keine allgemein gültige Aussage bezüglich der Aufbauten getroffen werden. Einzelnen Konstruktionen sind in jedem Fall individuell nach Klimaanforderung und Eigenschaften der verwendeten Materialien zu überprüfen. [5, p. 31]

4-2.3 SCHALLSCHUTZ

Ständiger Lärm kann sich auf den Menschen schädlich auswirken. Deshalb werden vor allem bei Gebäuden gewerblicher und industrieller Nutzung in der Nähe von Wohngebieten Schallemissionen sehr kritisch bewertet. Allerdings hat jeder Mensch ein unterschiedliches Empfinden, ab welchem Geräuschpegel er sich gestört fühlt. [2]

Zu den Hauptfunktionen vieler Hüllbauteile zählen einerseits die Abschirmung eines Innenraumes gegenüber störenden Schallquellen aus der Umgebung, andererseits die Schallemissionen so gering wie möglich zu halten. Sie können also in akustischer Hinsicht grundsätzlich zweierlei Aufgaben erfüllen:

- bauakustische Funktionen (Schallschutz)
- raumakustische Funktionen (Raumakustik) [33, p. 550]

Zu diesem Zweck müssen einige Grundbedingungen gegeben sein:

Die Hüllfläche muss kontinuierlich Raum abschließend - ohne durch die Bauteildicke hindurch verlaufende Spalte oder sonstige Öffnungen - ausgebildet sein. Diese Forderung ist baulich nicht immer leicht zu erfüllen, insbesondere bei der Elementbauweise mit hohem Fugenteil. In diesem Sinne erfordert der Schallschutz ähnlich wie auch andere Schutzfunktionen der Gebäudehülle, eine besondere Sorgfalt beim Sicherstellen der funktionalen Kontinuität des Flächenbauteils. Auch die so genannten Schallnebenwege über flankierende Bauteile müssen derart gestaltet sein, dass sie eine vergleichbare Schalldämmung bieten, wie das raumabschließende Flächenbauteil.

Damit die Schalltransmission durch das Bauteil selbst minimiert werden kann, muss dieses viel Schall reflektieren und möglichst schwer in Schwingungen zu versetzen sein. Recht simpel kann dies durch große flächenbezogene, gleichmäßig über die Fläche verteilte Masse bewerkstelligt werden. Darum haben

Leichtdachelemente auf Grund des geringeren Gewichts, im Vergleich zu herkömmlichen massiven Stahlbetondecken, schlechtere Schalldämmwerte.

Die Hohlkastenelemente in Kapitel 5 wurden vorrangig als Dachkonstruktion entworfen, daher ist, neben der im Hallenbau wenig relevanten Anforderung an den Luftschallschutz, kein Trittschallschutz notwendig. Wird dennoch ein erhöhter Anspruch an den Schallschutz gestellt - z.B. bei Geschossdecken - dienen Schallabsorptionsmaßnahmen zur Lärminderung und Verkürzung der Nachhallzeit einer besseren raumakustischen Qualität. Diese können, falls erforderlich, durch schwere Dachaufbauten oder einer Schüttung in den Hohlkammern realisiert werden. Letztere sind aufgrund der zusätzlichen Querkraftbelastung der Klebefuge zwischen Steg und Gurt gesondert nachzuweisen und diese gegebenenfalls zu verstärken – wie in Abbildung 4.3 dargestellt.

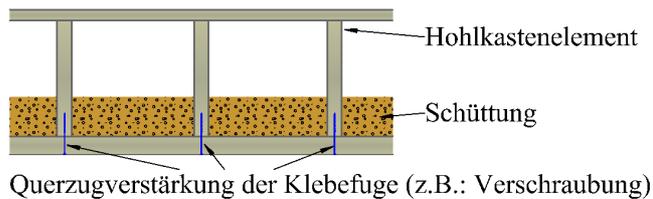


Abbildung 4.3: Querkraftverstärkung der Klebefuge zwischen Untergurt und Steg

Schwere Dachaufbauten, Auflasten oder Schüttungen sind jedoch nicht im Sinne des Leichtbaus. Durch individuelle Konstruktionsaufbauten oder dem Anbringen von perforierten Absorberelementen können auf einfachere Art und Weise gute Ergebnisse für den Schallschutz erzielt werden. Diese Maßnahmen konzentrieren sich vorzugsweise auf die Decke, da sie hier besonders wirkungsvoll sind.

4-2.4 BRANDSCHUTZ

Wenn es um Holzkonstruktionen und Brand geht wird oft aus der Tatsache, dass Holz ein brennbarer Baustoff ist, der Schluss gezogen, es sei nicht geeignet für den Einsatz in Gebäuden mit Brandschutzanforderungen. Das Abbrandverhalten von Holz ist allerdings gleichmäßig und somit berechenbar. Holz brennt also „sicher“.

Der Brandschutz verfolgt das Ziel, Brände zu vermeiden und eventuelle Brandschäden zu minimieren, und zwar sowohl Sach- als auch insbesondere Personenschäden. Dafür sind vorbeugende Maßnahmen, welche die Brandentstehung verhindern oder zumindest erschweren sollen, erforderlich. Letztere sind in Teilbereichen - als baulicher Brandschutz - Bestandteil der Arbeit des Planers und Konstrukteurs und deshalb auch für Hohlkastenprofile von Bedeutung. [33, p. 580]

Die nachfolgenden Elemente wurden für den Hallenbau konzipiert. Daher ist davon auszugehen, dass sie vorrangig bei Bauwerken der Gebäudeklasse (GK) 3, gemäß [47], eingesetzt werden. Das heißt bei Gebäuden mit einer Nutzfläche > 400 m² sowie nicht mehr als drei oberirdischen Geschossen und einem Fluchtniveau von nicht mehr als 7,0 m.

Als allgemeine Anforderungen an den Feuerwiderstand von Bauteilen laut OIB Richtlinie 2-Tabelle 1b müssen Decken/Dächer über dem obersten Geschoß (keine Trenndecken) über einen Feuerwiderstand von R30 (Tragfähigkeit für 30 min.) verfügen. Zudem haben die verwendeten Materialien der Klasse E (normalentflammbar) dem Brandverhalten von Baustoffen laut OIB Richtlinie 2-Tabelle 1a zu entsprechen.

Die zulässige Netto-Grundfläche eines Hauptbrandabschnittes ist abhängig von der brandschutztechnischen Infrastruktur. Der Hauptbrandabschnitt darf mit Sicherheitskategorie K 1 (keine besonderen Maßnahmen), nicht größer als 3.000 m² sein - bei einem erforderlichen Feuerwiderstand der tragenden Bauteile von R30 und nur einem oberirdischen Geschoss. Größere Hauptbrandabschnitte sind nur unter Einhaltung brandschutztechnischer Maßnahmen (z.B.: Sicherheitskategorie K 2: automatische Brandmeldeanlage; ≤ 4.500 m²) erlaubt. [47] [62] [63]

Die Tragfähigkeit von Holzbauteilen kann hinsichtlich ihrer Feuerwiderstandsdauer gemäß EN 1995-1-1 [43] mit dem nach einer Brandeinwirkung verbleibenden Restquerschnitt berechnet werden. [22, p. 54] Hohlkastenelemente erreichen, mit einer Untergurtstärke von 30 mm und bei eingelegtem Brandfugenband in die Elementstöße, eine Brandwiderstandsdauer von REI 30. Sie erfordern dadurch auf der sichtbaren Unterseite keine brandtechnische Ausbaumaßnahme in Form von Brandschutzbeplankungen oder abgehängter Decken.

Grundsätzliche Randbedingungen für raumabschließende und wärmedämmende Wirkung der Konstruktion sind bei Brandbelastung genauso einzuhalten, wie die Anforderungen an Durchführungen von Leitungen und Installationen. Zudem muss die Restauflagerfläche für die Elemente sichergestellt sein. [53]

4-3 BERECHNUNG

Durch das Verkleben von Einzelquerschnitten aus Holzwerkstoffplatten zu T-Trägern, Doppel-T-Trägern oder Hohlkasten-Profilen können filigrane Bauteile mit hohen Biegetragfähigkeiten hergestellt werden.

In diesem Abschnitt werden der Berechnungsablauf und die einzelnen Nachweise für Hohlkastenquerschnitte aus den Werkstoffen FI-BSP, BU-FSH und BI-FSH dargestellt.

Die drei unterschiedlichen Holzwerkstoffe entsprechen dem Grunde nach alle einem kreuzweise geschichteten Aufbau, daher kann die Nachweisführung anhand desselben Rechenschemas erfolgen. Bei der Bemessung muss die Richtung der Belastung und der Einbau des Querschnitts genau betrachtet werden.

Die Ermittlung der Querschnittswerte und die Spannungsberechnung sowie die Dimensionierung für jede Querschnittshöhe des einzelnen Ausgangsproduktes, erfolgten nach demselben Prinzip, welches im nachstehenden Rechenmodell genau erklärt, und in der Abbildung 4.4 sowie Abbildung 4.5 gezeigt wird. Entsprechend diesem Berechnungsschema wurde die Berechnung von Elementen aus BSP-Fichte, FSH-BU und FSH-BI mit Elementhöhen von 400, 500, 600, 700, 800, 900 und 1.000 mm durchgeführt.

Ziel der Berechnung ist es, systemunabhängige Traglastangaben bzw. Querschnittstragfähigkeiten für unterschiedliche Konstruktionshöhen in einer Tabelle vergleichbar darzustellen.

Herangehensweise:

- (i) Aufzeigen der festgelegten Randbedingungen und Eingangsparameter in 4-3.1
- (ii) Erläuterung des Rechenmodells unter 4-3.2 bis 4-3.5
- (iii) Exemplarische Berechnung und Nachweisführung eines Querschnittes für jeden der drei Werkstoffe unter 5-1, 5-2 und 5-3
- (iv) Vergleich und Gegenüberstellung aller Ergebnisse in 5-4
- (v) Anwendung der Tabellen in einem Rechenbeispiel in 5-4.3

Die Berechnung wurde auf Basis der enBR [64] durchgeführt. Zusätzlich wurden die Nachweise entsprechend dem Stand der Technik mit den aktuell gültigen Normen und Richtlinien verglichen und ergänzt.

[4], [43], [65], [66], [67], [68], [69] und [70]

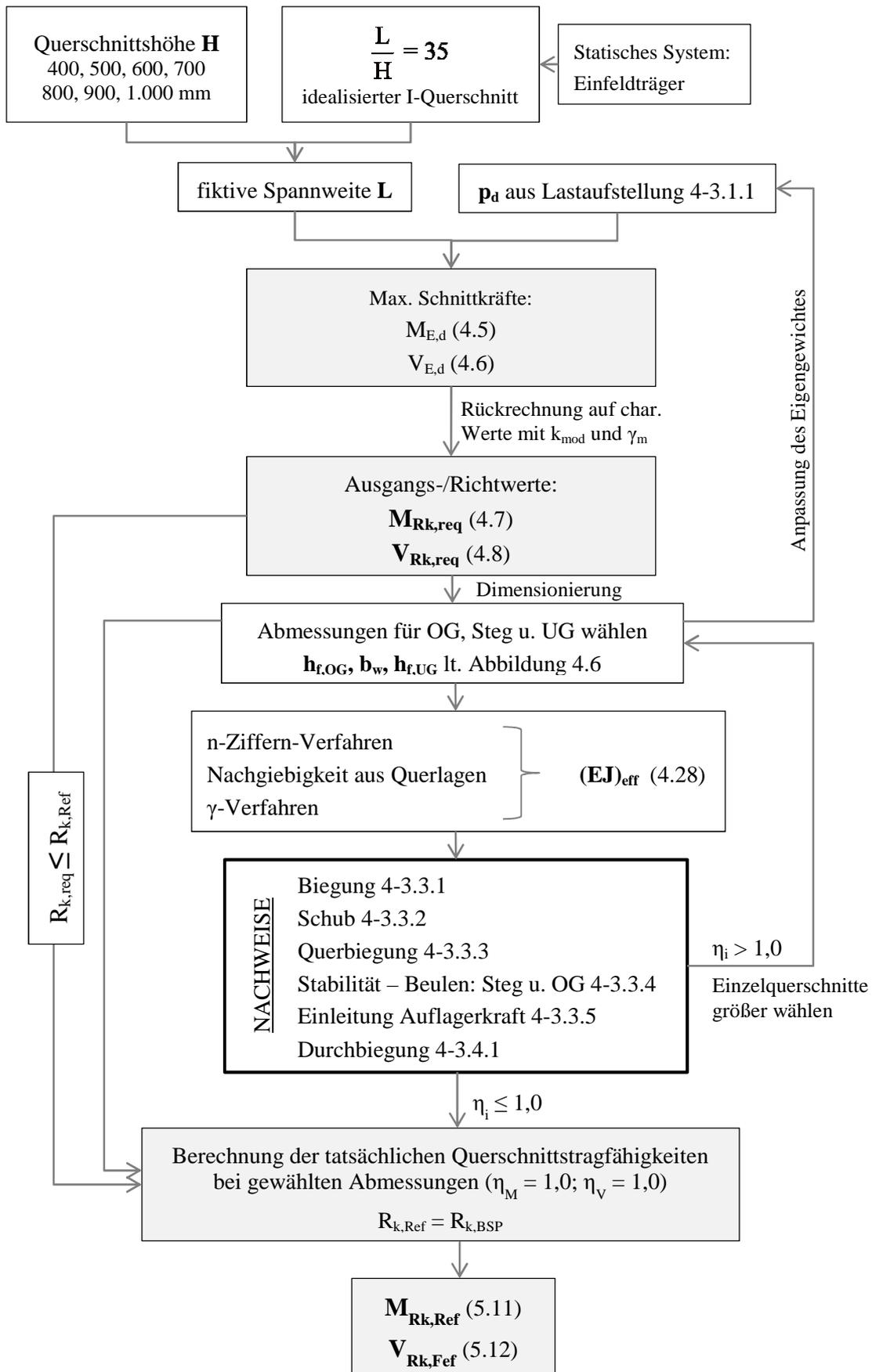


Abbildung 4.4: Ablaufdiagramm für die Berechnung der BSP-Querschnitte

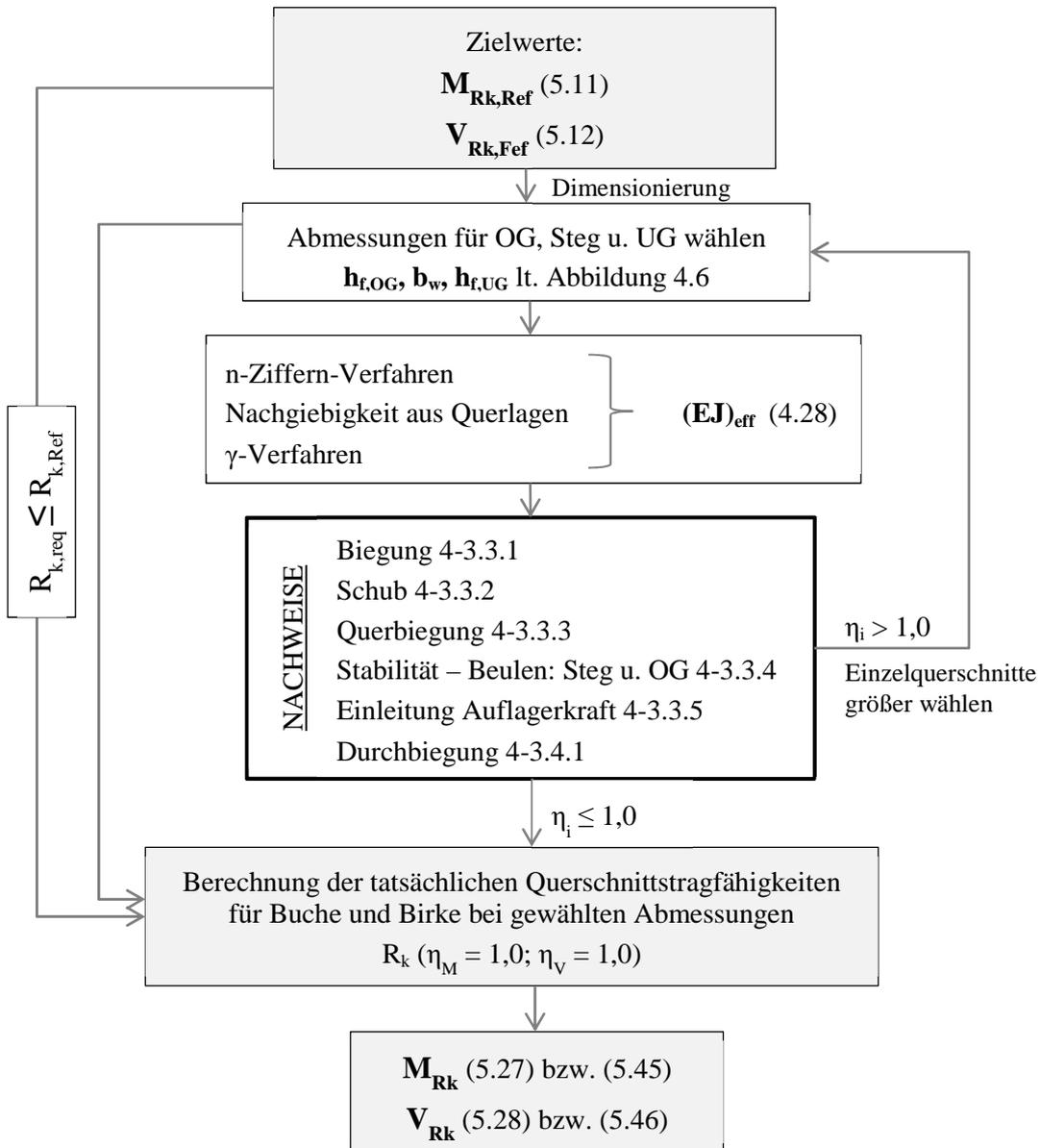


Abbildung 4.5: Ablaufdiagramm für die Berechnung der Buchen- und Birken-Querschnitte

4-3.1 ÜBERLEGUNGEN UND ANNAHMEN ZU DEN BERECHNUNGEN

Die Bemessung der Hohlkastenquerschnitte wurde unter folgenden Annahmen geführt:

- Eingesetzt ausschließlich als Dächer mit Schnee- und Eislasten < 1000 m ü NN
- Die Ermittlung der maßgebenden Schnittkräfte erfolgt für ein Einfeldträger-System auf Basis der eindimensionalen Stabtheorie nach Euler-Bernoulli - Hypothese des ebenbleibenden Querschnitts.
- Die Bemessung erfolgt für einen "herausgelösten", rechnerisch idealisierten, I-Querschnitt des gesamten Hohlkastenelementes, wie in Abbildung 4.6 dargestellt.
- Die angegebenen Werte in der nachfolgenden Tragfähigkeitstabelle gelten nur für vorwiegend ruhende Lasten und witterungsgeschützte Bauteile, die der Nutzungsklasse (NKL) 1 entsprechen.
- Berechnung der Tragfähigkeit für einen maximalen Brandwiderstand von R30
- Gurte und Stege werden zu einer geschlossenen Kastenform verklebt; Klebeverbindungen werden als starr angesehen.
- Die zum Aufbau des Gesamtquerschnittes verwendeten Teilquerschnitte bestehen aus denselben Werkstoffen; Annahme: zeitabhängiges Verhalten der Holzprodukte ist gleich.
- Die Faserrichtung der Beplankungen und der Stege laufen parallel in Trägerlängsrichtung.
- Für die Verformungsberechnung werden nur Biegeanteile berücksichtigt.
- Für den Einsatz als Deckenkonstruktion müssen zusätzlich das Schwingungsverhalten untersucht und strengere Brandanforderungen berücksichtigt werden.
- Es wird davon ausgegangen, dass die Abmessungen der Ausgangswerkstoffe (Plattenlänge und Plattenbreite) bzw. deren Stöße keinen Einfluss auf die Tragfähigkeit des I-Querschnittes haben. Auf die produktionsbedingte Beschränkung der Plattengrößen wird im Punkt 6-1.1.1 näher eingegangen.

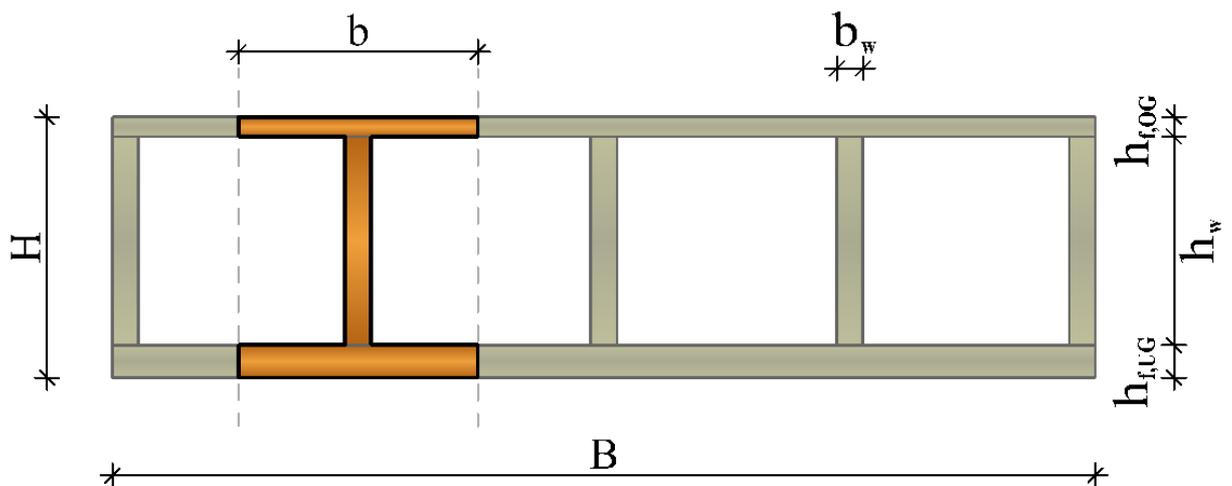


Abbildung 4.6: Darstellung des herausgelösten I-Querschnittes mit Bezeichnungen

Eingangsparameter für eine vergleichbare Berechnung:

Als Ausgangswert für die Geometriebestimmung des Konstruktionselementes wurde ein angenommenes Verhältnis von

$$\frac{\text{Spannweite}}{\text{Querschnittshöhe}} = \frac{L}{H} = 35 \quad (4.1)$$

angenommen. Daraus folgt bei definierter Querschnittshöhe ($H = 400, 500, 600, 700, 800, 900$ und 1.000 mm) die dazugehörige fiktive Systemlänge eines Einfeldträgers. Diese ist für die Bestimmung der Schnittkräfte sowie für die Gebrauchstauglichkeitsnachweise erforderlich.

Die Elemente wurden in Abhängigkeit der Produktionsmaße der Ausgangsprodukte - Abbildung 6.2 - gewählt. Ausgehend von einer max. Fertigungsbreite von BSP-Platten sind die Hohlkästen mit einer Breite $B = 3,0$ m konstruiert worden. Dabei wurde die Anzahl der Stege auf fünf festgelegt und dadurch in weiterer Folge die Breite des I-Querschnittes bestimmt.

$$b = \frac{B}{5} = \frac{3000}{5} = 750\text{mm} \quad (4.2)$$

Diese geometrischen Bedingungen sind in Abbildung 4.7 als rot strichlierte Achsen dargestellt.

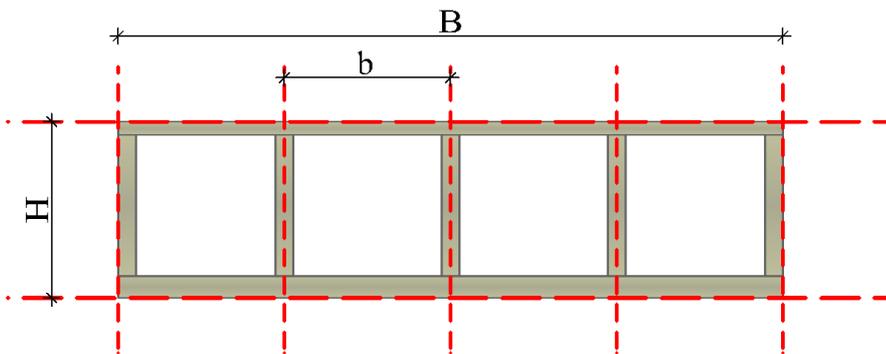


Abbildung 4.7: Querschnittsachsen

Für eine festgelegte Elementhöhe und mit gleichbleibenden Achsabständen wurde so ein einheitlicher und miteinander vergleichbarer Querschnitt für jeden Holzwerkstoff definiert.

Zur Gegenüberstellung der einzelnen Elemente wird als zusätzliches Vergleichskriterium, neben den geometrischen Definitionen, die Querschnittstragfähigkeit des BSP-Elementes herangezogen. Demnach wird das BSP-Element als Referenzelement festgelegt und dessen Tragfähigkeiten als „Zielwerte“ für die Buchen- und Birken-Elemente übernommen. Das wiederum bedeutet, dass die Querschnitte aus Buchen- und Birken-Furnieren möglichst die gleichen Tragfähigkeitswerte erzielen, jedoch mindestens so leistungsfähig wie die Querschnitte aus BSP sein müssen.

Somit kann bei annähernd gleicher Tragfähigkeit die Querschnittsfläche bzw. Kubatur und dem zufolge das Eigengewicht der einzelnen Konstruktionen/Systeme miteinander verglichen werden. Daraus lassen sich weitere Aspekte wie Transportgewicht, erforderliche Holzwerkstoffmenge und Materialkosten ableiten. Näheres dazu unter Punkt 6-2.

4-3.1.1 Lastaufstellung

Für die Berechnung der Mindesttragfähigkeiten wurden Annahmen der Belastung getroffen, die realistischen Gegebenheiten entsprechen und bei denen plausible Werte den Berechnungen zu Grunde liegen:

Eigengewicht:

Als ständige Last wird das Eigengewicht der statisch wirksamen Tragkonstruktion ohne Wärme- bzw. Oberflächenschutz angesetzt. Dieses wird von der Querschnittsgeometrie und nach Wichten [10] des verwendeten Materials bestimmt.

Abhängig von der Spannweite und der damit verbundenen erforderlichen Tragfähigkeit und Steifigkeit eines Querschnittes - die sich aus der Berechnung ergeben - ändert sich das Eigengewicht eines Hohlkastenelementes je nach Plattenstärke des Ober- und Untergurtes sowie des Steges.

Ausbaulast:

Als zusätzliche ständige Last zum Eigengewicht wird eine Auflast von $g_{k,1} = 1,0 \text{ KN/m}^2$ angesetzt. Dies entspricht einem durchschnittlichen Wert für Dachaufbauten nach "Wichten von Baustoffen - A.4.3 Flachdächer" in [10, p. 17] und "Eigenlasten von Bauteilen - 2.1.11 Flachdächer" in [71, p. 168ff].

Nutzlast:

Nach ÖNORM B 1991-1-1 Tabelle 5 [65], müssen Nutzlasten auf Dächern nicht zusammen mit Scheelasten oder Windlasten angesetzt werden. [10, p. 7] Daher ist keine Annahme erforderlich.

Schneelast:

Es wird eine Schneelast von $s_k = 1,5 \text{ KN/m}^2$ angesetzt. Dies entspricht in etwa einer Seehöhe von 400 m laut ÖNORM B 1991-1-3 Anhang A [72]

Die Lastaufstellung für das Einfeldträgersystem, dargestellt in Abbildung 4.8, ist die Grundlage der nachfolgenden Berechnung:

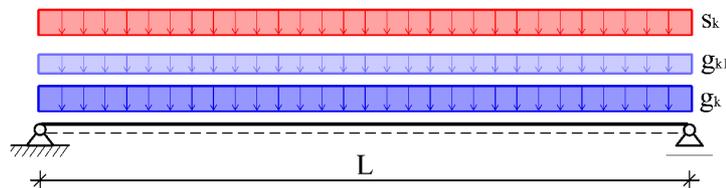


Abbildung 4.8: Statisches System mit Lastaufstellung

4-3.1.2 Maßgebende Schnittkräfte

Der zur Schnittkraftermittlung herangezogene Lastfall wird auf Basis der Grundkombination

$$p_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{g,j} * g_{k,j} + \gamma_p * P + \gamma_{q,1} * q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{q,i} * \psi_{0,i} * q_{k,i} \tag{4.3}$$

Hierin bedeuten:

- p_d Designlast der Einwirkungen für den Tragfähigkeitsnachweis
- $\gamma_{g,j}$ Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkung
- $g_{k,j}$ charakteristische ständige Einwirkung
- γ_p Teilsicherheitsbeiwert für Vorspannung
- P Vorspannung
- $\gamma_{q,1}$ Teilsicherheitsbeiwert der führenden veränderlichen Einwirkung
- $q_{k,1}$ führende charakteristische veränderliche Einwirkung
- $\gamma_{q,j}$ Teilsicherheitsbeiwert für veränderliche Einwirkung
- $\psi_{0,i}$ Kombinationsbeiwert
- $q_{k,j}$ charakteristische veränderliche Einwirkung

gemäß ÖNORM EN 1990 [73] ermittelt. Zusammengefasst und auf die getroffenen Annahmen vereinfacht setzt sich demzufolge die maßgebende Flächenlast für Einfeldträger wie folgt zusammen:

$$p_d = \gamma_g * (g_k + g_{k,1}) + \gamma_q * s_k \tag{4.4}$$

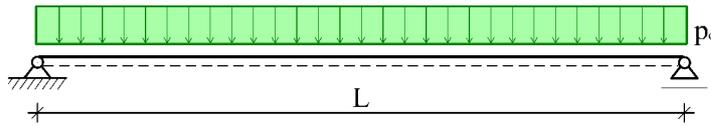


Abbildung 4.9: Statisches System mit Designlast

Die Ermittlung der maximalen Schnittgrößen (Biegemoment und Querkraft) mit Designlast und der jeweiligen Systemlänge - abhängig von der Konstruktionshöhe - erfolgt, bezogen auf einen I-Querschnitt, nach:

$$M_{Ed} = \frac{p_d * L^2}{8} * \frac{b}{1,0 \text{ m}} \quad (4.5)$$

$$V_{Ed} = \frac{p_d * L}{2} * \frac{b}{1,0 \text{ m}} \quad (4.6)$$

Für eine sinnvoll anwendbare und vor allem vergleichbare Traglastangabe ist es jedoch notwendig, charakteristische Tragfähigkeiten anzugeben, bei denen die Abminderungsfaktoren bzw. Materialsicherheiten nicht berücksichtigt sind. Deshalb müssen die mit Gleichung (4.5) und (4.6) berechneten Schnittgrößen mit k_{mod} und γ_m wie folgt abgemindert werden:

$$M_{Rk,req} = \frac{M_{Ed} * \gamma_m}{k_{mod}} \quad (4.7)$$

$$V_{Rk,req} = \frac{V_{Ed} * \gamma_m}{k_{mod}} \quad (4.8)$$

Hierin bedeuten nach enBR [64]:

$M_{Rk,req}$erforderliche Momententragfähigkeit

M_{Ed}Bemessungswert des einwirkenden Biegemoments aus Gleichung (4.5)

$V_{Rk,req}$erforderliche Querkrafttragfähigkeit

V_{Ed}Bemessungswert der einwirkenden Querkraft aus Gleichung (4.6)

γ_mTeilsicherheitsbeiwert für eine Baustoffeigenschaft (produktspezifisch)

k_{mod}Modifikationsbeiwert der Lasteinwirkungsdauer und dem Feuchtegehalt (0,9 bei NKL1 und KLED für Schnee und Eislasten < 1000 m ü. NN)

Daraus ergeben sich die erforderliche Momenten- und Querkrafttragfähigkeit für plausible Querschnitte, die bei definierter Konstruktionshöhe, damit verbundener Systemlänge und angenommener Belastung, erreicht werden müssen.

Bei einer bestimmten Systemlänge, abhängig von der Konstruktionshöhe nach (4.1), und mit der angegebenen Belastung nach (4.4) erhält man $M_{Rk,req}$ und $V_{Rk,req}$, nach (4.7) und (4.8), und somit die Ausgangswerte (Richtwerte für die Traglasten der Elemente) für die Berechnung, die die BSP-Querschnitte mindestens erreichen müssen.

Die geometrisch bedingten tatsächlichen Momenten- und Querkrafttragfähigkeiten des BSP-Querschnittes entsprechen in weiterer Folge den „Zielwerten“, die vom Buchen- und Birken-System zu erfüllen sind.

Das heißt: Die Querschnitte aus Buchen- und Birkenfurnieren haben als Ausgangswert für die Berechnung äquivalente Querschnittstragfähigkeit mit dem BSP-Referenzelement der jeweiligen Konstruktionshöhe. Diese soll in jedem Fall eingehalten werden. Aufgrund vorgegebener Plattenstärken der Einzelquerschnitte können aber bei der Dimensionierung diese Werte nicht exakt erfüllt werden und es werden größere Querschnittstragfähigkeiten erzielt.

$$R_{k,req} \leq R_{k,Ref} \leq R_k \quad (4.9)$$

Hierin bedeuten:

$R_{k,req}$ erforderliche Tragfähigkeit

$R_{k,Ref}$ Tragfähigkeit des BSP-Referenzelementes („Zielwert“)

R_k tatsächliche Querschnittstragfähigkeit

Diese tatsächlichen Werte werden zum anschließenden Vergleich untereinander und jener der anderen Systeme herangezogen.

4-3.1.3 Berechnung der mitwirkenden Plattenbreite

Aufgrund der Schubnachgiebigkeit in den Gurtplatten sind die Normalspannungen in der Mittelebene der Gurtbereiche nicht konstant, sondern nichtlinear über den Plattenrand verteilt – wie in Abbildung 4.12 dargestellt.

Die Beiträge der Gurte zur Biegesteifigkeit und Biegetragfähigkeit eines zusammengesetzten Querschnitts nehmen daher mit zunehmendem Abstand der Stege ab. Das Ausmaß der Spannungsabnahme hängt vor allem von den Verhältniswerten h_f/L und E/G ab, wobei die wirksame Beplankungsbreite b_{ef} mit zunehmenden Verhältniswerten abnimmt.

Für die Berechnung von Rippenplatten wurde das Verfahren der mitwirkenden Plattenbreite - siehe nachfolgende Punkte (i), (ii) und (iii) - entwickelt, das für Hohlkastenquerschnitte sinngemäß angewendet werden kann. Dieses Verfahren führt das komplexe dreidimensionale Problem des Plattenbalkens auf ein eindimensionales zurück, bei dem die Methoden der Stabstatik anwendbar sind.

Die wirksame Beplankungsbreite b_{ef} ist dabei definiert als die Breite eines ideellen Gurtes, bei dem die Normalspannungen im Schwerpunkt des Gurtes aus der einfachen Balkentheorie dem entsprechenden Größtwert nach der strengeren Theorie entsprechen. Die gesamte Normalkraft in den Gurten, wie auch das Widerstandsmoment des Gesamtquerschnitts, bleibt damit in beiden Fällen gleich. [74, pp. 66-67]

Nachfolgend sind drei Methoden - (i), (ii) und (iii) - zur Ermittlung der effektiven Plattenbreite angeführt. Diese Ermittlungsverfahren beruhen auf denselben Ansätzen mit rein geometrischen Beziehungen.

(i) nach enBR Tabelle 4.2 wirksame Plattenbreite [64, p. 27]:

$$b_{ef} = b_{c,(t),ef} + b_w \quad (4.10)$$

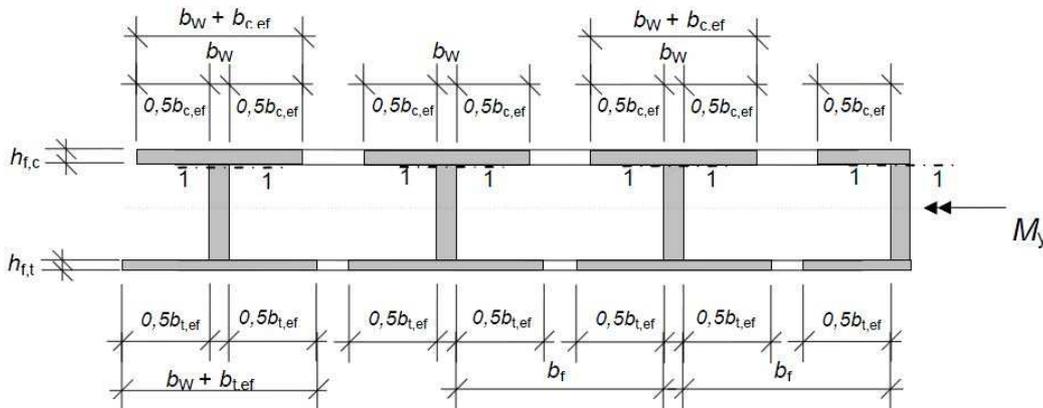


Abbildung 4.10: mitwirkende Plattenbreite nach enBR [64]

Die wirksame Breite $b_{c,(t),ef}$ für FSH mit Faserrichtung der Deckfurniere parallel zum Steg, ist der unter Berücksichtigung der Schubverformung berechnete Größtwert.

$$b_{c,(t),ef} = 0,1 * l \quad (4.11)$$

Außerdem darf $b_{c,ef}$ den angegebenen Grenzwert von

$$b_{c,ef} = 20 * h_f \quad (4.12)$$

für das Ausbeulen der Beplankung nicht überschreiten.

(ii) nach Möhler et al. (1963) in [74, p. 70ff]

Für die wirksame Beplankungsbreite b_{ef} für Innenrippen lässt sich der Näherungswert

$$b_{ef} = b_{c,(t),ef} + b_w \quad (4.13)$$

angeben. Wobei die wirksamen Breiten $b_{c,ef}$ bzw. $b_{t,ef}$ nicht größer angenommen werden sollten als der unter Berücksichtigung der Schubverformung berechnete Größtwert in Tabelle 5 der DIN 1052 [75]. Für Baufurniersperrholz, mit der Faserrichtung der Deckfurniere parallel zu den Stegen, gilt bei Gleichstreckenlast:

$$b_{c,ef} = 0,2 * l \quad (4.14)$$

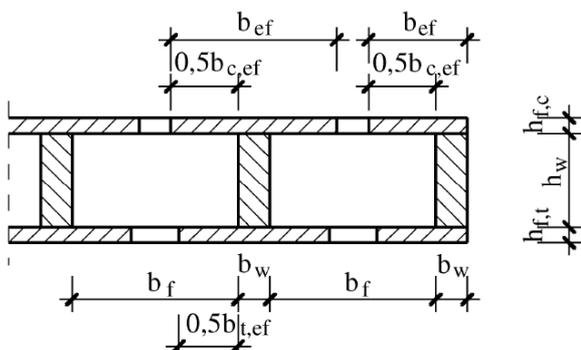


Abbildung 4.11: wirksame Beplankungsbreiten [74]

(iii) nach Möhler/Steck in [76, p. 32ff]:

$$b_m = b' + b_2 \quad (4.15)$$

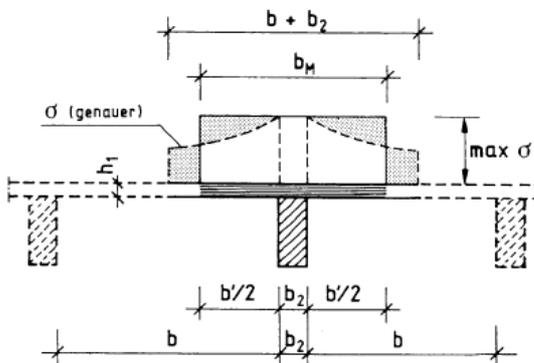


Abbildung 4.12: mitwirkende Plattenbreite nach Möhler/Steck [76]

Unter Gleichstreckenlasten bei $\frac{b}{l} \leq 0,4$, gilt für BFU

$$\frac{b'}{b} = 1,06 - 1,4 * \frac{b}{l} \leq 1,0 \quad (4.16)$$

Eine Berechnung der einzelnen Verfahren ergab, dass für die Hohlkastenquerschnitte mit kleinen Stegabständen ($e = 75$ cm) keine Reduktion der mitwirkenden Plattenbreite erforderlich ist. Die effektive Gurtbreite darf demnach vernachlässigt werden, und eine Berücksichtigung in der weiteren Berechnung ist nicht notwendig. Deshalb wird im Folgenden

$$b_{ef} = b \quad (4.17)$$

gesetzt und die Gurtbreite nicht abgemindert.

4-3.2 ERMITTLUNG DER EFFEKTIVEN BIEGESTEIFIGKEIT

Wie bereits erwähnt, wird nur ein Teil des Hohlkastenprofils als herausgelöster I-Querschnitt für die Berechnung herangezogen.

Für die Ermittlung des effektiven Trägheitsmomentes dieses idealisierten I-Querschnittes und in weiterer Folge dessen Biegesteifigkeit ist es vorab notwendig, die Querschnittskennwerte der Einzelteile, aus denen sich der Gesamtquerschnitt zusammensetzt (Obergurt, Steg und Untergurt) zu ermitteln.

Brettsperrholz- und Furnierschichtholz-Elemente haben einen orthogonalen Aufbau mit kreuzweise verklebten Schichten (Beschreibung unter 2-2). Dem zufolge haben die Einzelschichten in Trägerlängsrichtung unterschiedliche Materialeigenschaften, die es bei der Ermittlung der Querschnittskennwerte zu berücksichtigen gilt. Abbildung 4.13 zeigt eine schematische Darstellung der Querschnittsbezeichnungen zur besseren Übersicht und eindeutigen Benennung.

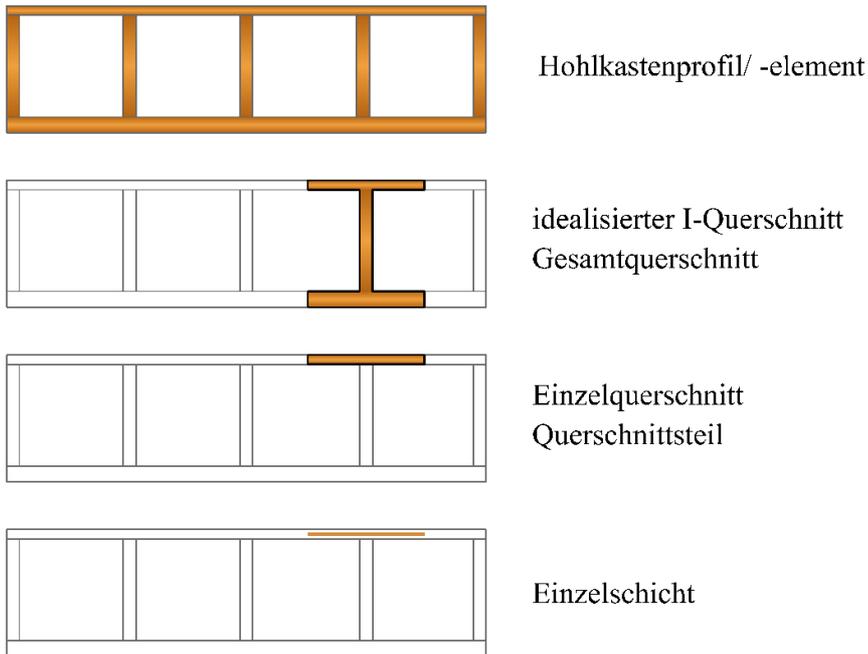


Abbildung 4.13: Bezeichnung der Querschnittskomponenten

Es folgt die voneinander unabhängige Ermittlung der effektiven Trägheitsmomente $I_{y,eff,i}$ der einzelnen Querschnittsteile.

4-3.2.1 n-Ziffern-Verfahren nach Schelling

[66]

Beim n-Ziffern-Verfahren wird bei Einzelquerschnitten mit unterschiedlichen Materialeigenschaften ein Vergleichselastizitätsmodul E_v eingeführt. Die Verhältniszahl (n-Ziffer) stellt das Verhältnis der E-Module der einzelnen Einzelquerschnitte bzw. Schichten zum Vergleichs-Elastizitätsmodul dar.

$$n_i = \frac{E_i}{E_v} \quad (4.18)$$

In weiterer Folge werden die Querschnittsflächen und Flächenmomente 2. Grades der Einzelquerschnitte mit Hilfe der Verhältniszahl auf diesen Vergleichs-E-Modul bezogen und in der "verzerrten" Form in die Berechnung folgendermaßen übernommen:

$$A_i = n_i * b_i * h_i \quad (4.19)$$

$$J_{y,i} = n_i * \frac{b_i * h_i^3}{12} \quad (4.20)$$

Hierin bedeuten:

n_i Verhältniszahl der E-Module

E_i Elastizitätsmodul der jeweiligen Schicht [N/mm²]

E_v Vergleichs-Elastizitätsmodul (meist $E_{i,min}$) [N/mm²]

- A_i gewichtete Querschnittsfläche der Einzelschicht [mm²]
- $J_{y,i}$ gewichtetes Eigenträgheitsmoment der Einzelschicht um die y-Achse [mm⁴]
- b_i Querschnittsbreite der Einzelschicht [mm]
- h_i Querschnittshöhe der Einzelschicht [mm]

Für die weitere Berechnung wird die geometrische Schwerpunktsachse des so definierten Einzelquerschnittes als Bezugslinie gewählt. Diese ergibt sich aus:

$$z_{eff,S,i} = \frac{\sum (A_i * z_{i,eff})}{\sum (A_i)} \quad (4.21)$$

Damit kann das effektive Flächenträgheitsmoment

$$J_{y,eff,i} = \sum (J_{y,i}) + \sum [A_i * (z_{eff,S,i} - z_i)^2] \quad (4.22)$$

mit:

- z_i Schwerpunktsabstand der Einzelschicht vom Rand des Querschnittsteiles [mm]
- $z_{i,eff}$ Schwerpunktsabstand des Einzelquerschnittes vom Querschnittsrand [mm]

und die effektive Fläche

$$A_{eff,i} = \sum (A_i) \quad (4.23)$$

für jeden Querschnittsteil (Obergurt, Steg und Untergurt) berechnet werden.

Die wirksame Biegesteifigkeit des Gesamtquerschnittes kann nun auf Basis der effektiven Einzelquerschnittskennwerte nach Gleichung (4.22) und (4.23) - bei denen Aufbau und Orientierung der Einzelschichten bereits berücksichtigt wurde - ermittelt werden.

4-3.2.2 Biegesteifigkeit von nachgiebig zusammengesetzten Biegeträgern

Klebstoffverbindungen zwischen Stegen und Gurten werden bei der Bemessung prinzipiell als starr angesehen. Folglich kann eine lineare Dehnungsverteilung über die Querschnittshöhe des zusammengesetzten Bauteils angenommen werden. Dabei müsste die Übertragung der Schubkräfte theoretisch ohne eine (Relativ-) Verschiebung in der Verbindungsfuge erfolgen, woraus ersichtlich wird, dass es sich beim sogenannten starren Verbund um einen Grenzfall in der Betrachtung handelt. In der Realität werden sich allerdings alle Verbindungsmittel bei einer Beanspruchung, wenn auch nur geringfügig, in Trägerlängsrichtung verschieben. Das Maß dieser Verschiebung hängt dabei von der Steifigkeit bzw. Nachgiebigkeit der Verbindungsmittel in der Schubfuge ab. Die Verschiebung wird umso größer, je weicher (kleiner Verschiebungsmodul) die Verbindung ist, und vice versa.

Beim in der Praxis stets auftretenden nachgiebigen Verbund der Einzelquerschnitte verschieben sich diese unter einer Beanspruchung relativ zueinander. Aus diesem Grund spricht man bei sehr steifen Verbindungen zwischen zwei Querschnittsteilen, z.B. einer vollflächigen Verklebung, auch häufig von einem quasi starren Verbund. Vergleiche [4, p. 39ff] und [68, p. 16].

Die Nachgiebigkeit stammt zum einen aus dem Verschiebungsmodul einer mechanischen Verbindung (optional), kann zum anderen aber auch aus der Nachgiebigkeit der Querlagen im kreuzweise verklebten Platten-Element herrühren.

Die Berücksichtigung einer Schubfeder als Verbindungselement erfolgt im Rahmen der Berechnung nach einem Forschungsbericht von Bogensperger [68]. Dabei werden Nachgiebigkeiten zwischen den Einzelteilen mit einbezogen, da erwartet werden kann, dass diese für die Gurtplatten mit ihren „weichen“ Querlagen relevant sind.

Demzufolge wird eine Nachgiebigkeits- bzw. Steifigkeitsbeziehung (Federkennwert) für die Schubverbindung zwischen zwei Querschnittsteilen benötigt um die Nachgiebigkeiten aus Querlagen effektiv berücksichtigen zu können.

Die Federsteifigkeit k wird mit einer angenommenen Breite von b_i^* - laut Abbildung 4.14 - berechnet, indem die Schubnachgiebigkeiten der Einzellagen von der Verbindungsfuge bis zur Plattenmittelebene addiert werden.

$$k = \left(\sum_{i=1}^{(n-1)/2} \frac{h_i}{b_i^* * G_i} + \frac{1}{2} * \frac{h_{(n+1)/2}}{b_i^* * G_{(n+1)/2}} + \frac{1}{k_{VB}} \right)^{-1} \quad (4.24)$$

Hierin bedeuten:

k Schubfeder

G_iSchubmodul der Schicht G_i

mit der Annahme: $G_{90} = \frac{G_0}{10}$

h_iDicke der Einzelschicht i

n Anzahl der Schichten des Querschnittsteiles

b_i^* wirksame (Verteil-) Breite für die Schubfeder k

(wird näherungsweise als konstant über alle Schichten angenommen)

k_{VB}Steifigkeit des Verbindungsmittels in der Fuge Steg-Gurt (optional)

Anmerkung: Aufgrund von Fugen und Rissen in der Struktur von BSP ist mit einer Abminderung der Schubsteifigkeit zu rechnen. Diese wird hier nur für BSP-Elemente, unabhängig vom konkret vorliegenden Plattenaufbau, mit 0,70 angesetzt. Details dazu sind der Arbeit von Silly [77] zu entnehmen. [68, p. 15] Für Buchen- und Birken-Furniere wird keine Abminderung der Schubsteifigkeit vorgenommen.

Die lokale Schubnachgiebigkeiten im Bereich der wirksamen Breite b_i^* wird bei einem angenommenen Ausbreitungswinkel von $h^*/b^* = 1:1$ berechnet. Siehe Abbildung 4.14.

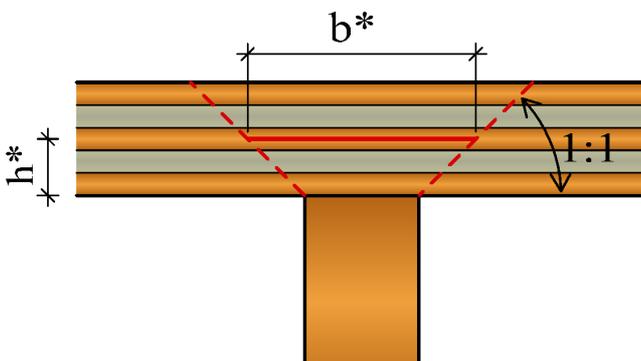


Abbildung 4.14: Federmodell mit wirksamer Breite b_i^* nach [68]

Die Nachgiebigkeit der Querlagen bzw. eine eventuelle elastische Verbindung zwischen zwei Querschnittsteilen, fließt als Schubfeder k beim sogenannten „ γ -Verfahren“ und in weiterer Folge bei der effektiven Biegesteifigkeit eines zusammengesetzten Querschnitts ein. Siehe dazu Gleichungen (4.25) bis (4.28).

4-3.2.3 γ -Verfahren nach enBR

[64]

Bei diesem allgemein anerkannten Berechnungsverfahren wird bei der Ermittlung des wirksamen Trägheitsmomentes für den Gesamtquerschnitt, der „Steiner“-Anteil verringert. Der Abminderungsfaktor γ beschreibt dabei die Verbindung bzw. Nachgiebigkeit der Einzelquerschnitte, wobei dieser Wert zwischen den Grenzfällen 0 (loser Verbund) und 1 (starrer Verbund) liegt. [4, pp. 39-40]

Bei zusammengesetzten, biegebeanspruchten Trägern treten infolge der Nachgiebigkeit in der Verbundfuge bzw. Nachgiebigkeiten aus Querlagen - wie unter 4-3.2.2 beschrieben - Verschiebungen auf. Damit verbunden erfolgen Kräfteumlagerungen innerhalb der Einzelquerschnitte und es kommt zu einer Minderung der Tragfähigkeit gegenüber starrem Verbund, sowie Spannungssprüngen in den Verbundfugen. [4, p. 6]

Die folgenden Voraussetzungen müssen eingehalten werden, um die Genauigkeit dieses vereinfachten Verfahrens zu gewährleisten:

- linearisiertes Kraft-Verformungs-Verhalten der Verbindungsmittel (hier: schubweiche Querlagen),
- Vernachlässigung der Reibung in den Verbundfugen, Annahme eines mittleren Elastizitätsmoduls (E_{mean}),
- die Anwendung beschränkt sich auf zwei- oder dreiteilige, um die z-Achse symmetrische Querschnitte,
- Querschnitte mit konstanter Geometrie
- die Belastung wirkt in z-Richtung und erzeugt ein sinusförmig oder parabolisch veränderliches Biegemoment $M = M(x)$ und eine Querkraft $V = V(x)$ (Koordinatensystem laut Abbildung 4.15),
- gleichmäßige Verteilung der Verbindungsmittel längs der Verbundfugen
- das Rechenverfahren beruht auf der linearen Elastizitätstheorie und den folgenden Annahmen:
 - Biegestäbe sind Einfeldträger mit einer Stützweite L
 - die schubweichen Querlagen sind durch einen Verschiebungsmodul K_i zu berücksichtigen
- für Einfeldträger gilt die Stützweite L_i für durchlaufende Biegestäbe ist mit $L_i = 0,8 \cdot L$ des betreffenden Feldes sowie für Kragträger mit $L_i = 2 \cdot L_k$ zu rechnen.

Auf Biegung und Druck beanspruchte Verbundträger und Leichtbauelemente im Sinne dieses Kapitels bestehen prinzipiell aus Einzelteilen, die untereinander über die gesamte Länge verklebt sind. Optional können diese auch durch mechanische Verbindungsmittel miteinander verbunden werden.

Die Berücksichtigung des nachgiebigen Verbundes im Rahmen des „ γ -Verfahrens“ zielt - wie schon erwähnt - auf die Ermittlung des Abminderungsfaktors γ ab.

$$\gamma_i = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 * E_i * A_{\text{eff},i} * S_i}{K_i * L_i^2}} \quad (4.25)$$

Dabei gilt für den hier vorliegenden Fall der kontinuierlichen Verbindung (Verklebung):

$$\frac{s_i}{K_i} = \frac{1}{k} \quad (4.26)$$

Mit der Lage der Spannungsnullebene

$$a_s = \frac{\sum (A_{eff,i} * \gamma_i * a_i)}{\sum (A_{eff,i} * \gamma_i)} \quad (4.27)$$

ergibt sich die effektiv wirksame Biegesteifigkeit des nachgiebig verbundenen Gesamtquerschnitts zu

$$(EJ)_{eff} = \sum (E_i J_i) + \sum [E_i * A_{eff,i} * \gamma_i * (a_s - a_i)^2] \quad (4.28)$$

Hierin bedeuten:

γ_i Abminderungsbeiwert der jeweiligen Teilfläche

k Schubfeder nach Gleichung (4.24)

E_i Elastizitätsmodul $E_{0,mean}$ für Berechnungen nach Theorie 1. Ordnung laut enBR Tabelle 2.6 [64, p. 7]

$A_{eff,i}$ Querschnittsfläche des Teilquerschnitts (4.23)

$J_{y,eff,i}$ Flächenmoment 2. Grades des Teilquerschnitts nach Gleichung (4.22)

L_i maßgebende Stützweite

a_i Abstände der Schwerachsen der Einzelquerschnitte von der Spannungsnullebene

Mit Gleichung (4.28) können nun die Spannungen ermittelt und die Nachweise geführt werden.

4-3.3 NACHWEISE IM GRENZZUSTAND DER TRAGFÄHIGKEIT (ULS)

Die Ermittlung der Querschnittswerte und die einzelnen Nachweise zur Sicherstellung der Tragfähigkeit werden gemäß der Berechnung zusammengesetzter Bauteile nach enBR [64] geführt.

Dabei gelten die in Abbildung 4.15 dargestellten Bezeichnungen sinngemäß für die folgenden Abschnitte:

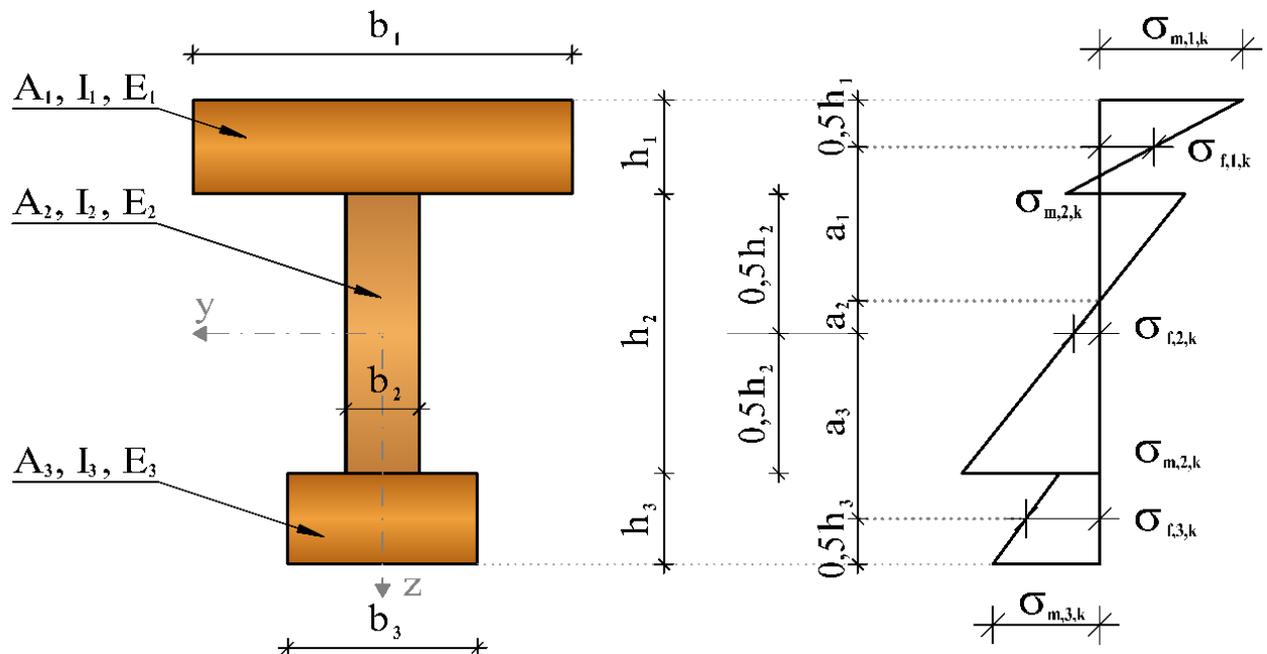


Abbildung 4.15: Nachgiebig verbundener Querschnitt mit Verteilung der Biegespannung nach enBR [64]

4-3.3.1 Biegung

Die Normalspannungen für einen nachgiebig verbundenen Querschnitt werden wie folgt ermittelt:

Schwerpunktspannung:

$$\sigma_{f,i,k} = \pm \frac{M_{Rk}}{(EJ)_{eff}} * \gamma_i * a_i * E_i \quad (4.29)$$

Randspannung:

$$\sigma_{m,i,k} = \pm \frac{M_{Rk}}{(EJ)_{eff}} * \left(\gamma_i * a + \frac{h_i}{2} \right) * E_i \quad (4.30)$$

Hierin bedeuten:

$\sigma_{f,i,k}$ charakteristische Schwerpunktspannung im Druck- oder Zuggurt

$\sigma_{m,i,k}$ charakteristische Randspannung im Druck- oder Zuggurt

M_{Rk} maximale tatsächliche Biegetragfähigkeit des Querschnittes

$(EJ)_{eff}$ effektive Biegesteifigkeit nach (4.28)

γ_i Abminderungsbeiwert der jeweiligen Teilfläche nach Gleichung (4.25)

a_i Abstände der Schwerachsen der Einzelquerschnitte von der Spannungsnullebene

E_i Elastizitätsmodul der einzelnen Querschnittsteile ($E_{0,mean}$)

Der **Nachweis** setzt sich aus der Überlagerung von Normal- und Biegespannungen zusammen und ist an den drei maßgebenden Stellen, in Abbildung 4.16 dargestellt, zu führen. Siehe auch Abbildung 4.15.

$$\frac{\sigma_{f,i}}{f_{c(t),0,k}} + \frac{(\sigma_{m,i,k} - \sigma_{f,i,k})}{f_{m,0,k}} \leq 1,0 \quad (4.31)$$

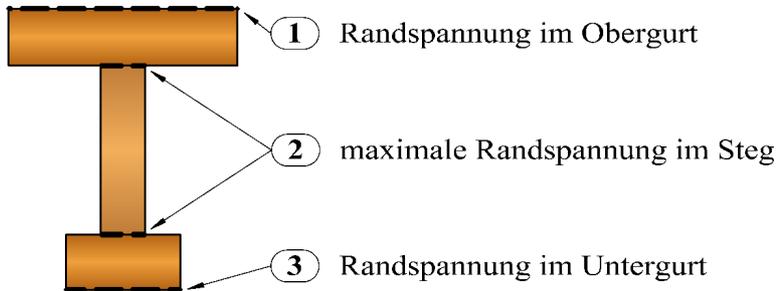


Abbildung 4.16: Maßgebende Nachweisstellen für den Biegenachweis

Die Spannungsberechnung und Nachweisführung für Ober- und Untergurt sowie für den Steg hat sowohl für positives als auch negatives Moment zu erfolgen. Somit werden für jede Querschnittshöhe nach Gleichung (4.31) in Summe sechs Nachweise abgeleitet und mit entsprechender Kombination der Biege- und Druck- bzw. Zugspannungen geführt.

4-3.3.2 Schub

Die Ermittlung der maximalen Schubspannung in den einzelnen Querschnittsteilen erfolgt nach:

$$\tau_{v(r),k} = \frac{V_{\max,Rk} * \sum \gamma_i * S_i * E_i}{(EJ)_{\text{eff}} * b_i} \quad (4.32)$$

Hierin bedeuten:

$\tau_{v(r),k}$ Schubspannung bzw. Rollschubspannung

V_{Rk} maximale tatsächliche Querkrafttragfähigkeit des Querschnittes

γ_i Abminderungsbeiwert der jeweiligen Teilfläche nach Gleichung (4.25)

S_i statisches Moment (Flächenmoment 1. Ordnung)

$(EJ)_{\text{eff}}$ effektive Biegesteifigkeit nach (4.28)

b_i wirksame Breite (b bzw. $b_{w,\text{net}}$)

Für die Schubspannungsermittlung wird die maximale ermittelte Querkraft und nicht eine reduzierte Querkraft V_{red} wie nach enBR 6.3.8(2) [64] theoretisch möglich, angesetzt.

Beim **Nachweis** darf speziell FSH als rissfrei angesehen werden. Eine Abminderung der Schubfestigkeit ist somit nicht erforderlich und der Faktor k_{cr} kann vernachlässigt werden.

$$\frac{\tau_{v(r),\max,k}}{f_{v(r),k}} \leq 1,0 \quad (4.33)$$

Die maßgebenden Stellen für die Nachweisführung der Schubspannung sind in Abbildung 4.17 dargestellt. Folgende Nachweise sind nach Gleichung (4.33) zu führen:

- 1) Rollschub der Querlage(n) im Obergurt
- 2) Klebefläche Steg-Obergurt
- 3) maximale Schubspannung (im Steg)
- 4) Klebefläche Steg-Untergurt
- 5) Rollschub der Querlage(n) im Untergurt

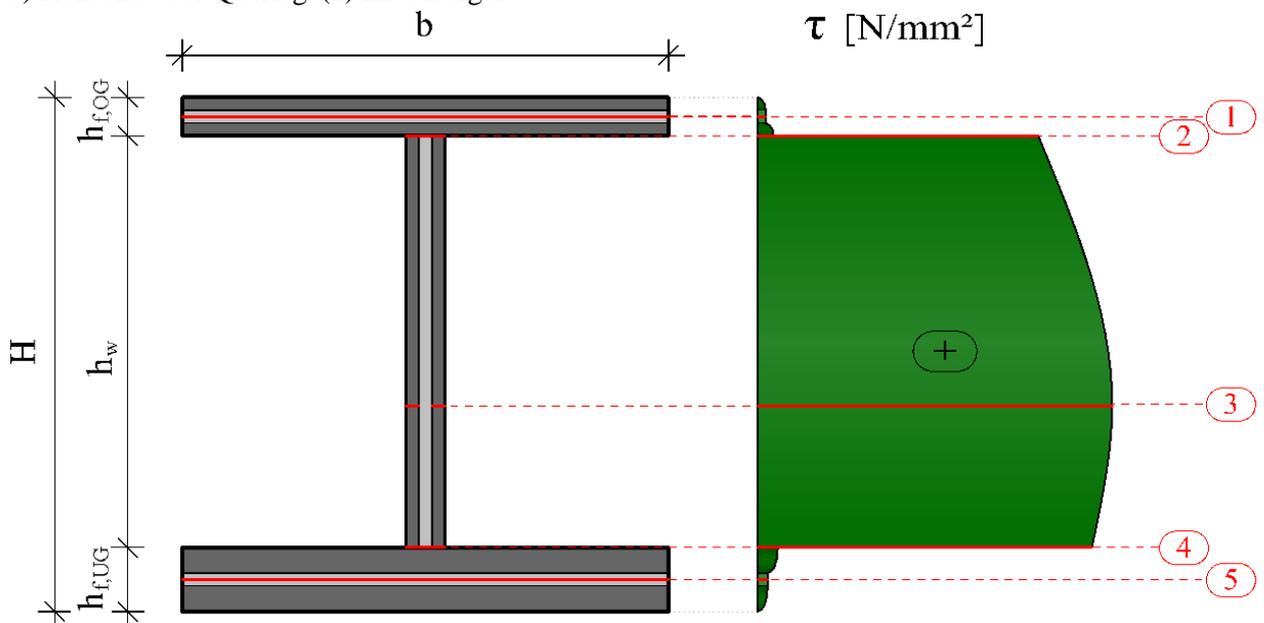


Abbildung 4.17: Maßgebende Stellen für die Nachweisführung der Schubspannung

Anmerkung: Die Klebefugen zwischen den Einzelquerschnitten müssen die Schubkräfte von den Stegen in die Gurte einleiten. Für die Bemessung werden die Klebeverbindungen als starr angesehen, so dass kein Einfluss der Fugen auf die Gesamtsteifigkeit entsteht. Dabei wird die Festigkeit der Klebefugen als mindestens so hoch wie die Festigkeit der angrenzenden Platten/Lamellen angesetzt.

4-3.3.3 Querbiegung

Derzeit ist die Biegefestigkeit von Funiersperrhölzern quer zur Faserrichtung $f_{m,90,k}$ noch nicht in Zulassungen baurechtlich geregelt. Daher erfolgt die **Nachweisführung** nicht für den Obergurt als Vollquerschnitt (Paket aus Furnieren), sondern mit Einzelschichten - sinngemäß nach 4-3.3.1 und 4-3.3.2. Auf der sicheren Seite liegend wird der Obergurt als Einfeldträger zwischen den Stegen (Abbildung 4.18) angenommen.

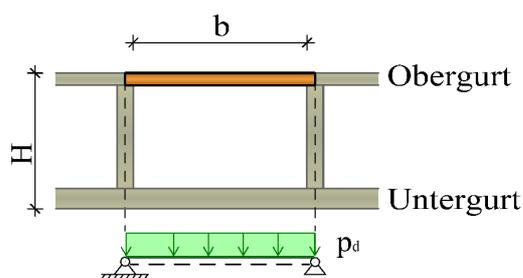


Abbildung 4.18: vereinfachtes statisches System des Obergurtes

Bei geringen Stegabständen (< 750 mm) sind nur ULS-Nachweise relevant und auf eine Verformungsberechnung kann verzichtet werden, da Durchbiegungen des Obergurtes keine negativen Einflüsse auf Einbauten etc. haben und eine Schneesackbildung sehr unwahrscheinlich ist.

4-3.3.4 Stabilitätsnachweis – Beulen von Steg und Druckgurt

Durch die kraftschlüssige Verbindung der Gurte mit dem Steg kann eine ausreichende Aussteifung erzielt und die Gefahr des Ausbeulens der Beplankung unterbunden werden. Zudem werden zur weiteren Stabilisierung des Bauteils produktionstechnisch erforderliche Querschotte in Abständen von 4 – 6 m vorgesehen.

Wird kein genauer Nachweis geführt, ist nach enBR [64] für den Steg von geklebten, dünnstegigen Trägern bei $h_w \leq 35 \cdot b_w$ folgende Bedingung einzuhalten:

$$V_{Rk} \leq n \cdot b_w \cdot h_w \cdot \left[1 + 0,5 \cdot \frac{(h_{f,UG} + h_{f,OG})}{h_w} \right] \cdot f_{v,k} \quad (4.34)$$

Hierin bedeuten:

V_{Rk} maximale tatsächliche Querkrafttragfähigkeit des Querschnittes

n Anzahl der Stege mit jeweiliger Stegdicke b_w

b_w, h_w Abmessungen gemäß Abbildung 4.19

$h_{f,OG/UG}$ Abmessungen gemäß Abbildung 4.19

$f_{v,k}$ Schubfestigkeit des verwendeten Holzwerkstoffes (BSP-FI, FSH-BU oder FSH-BI)

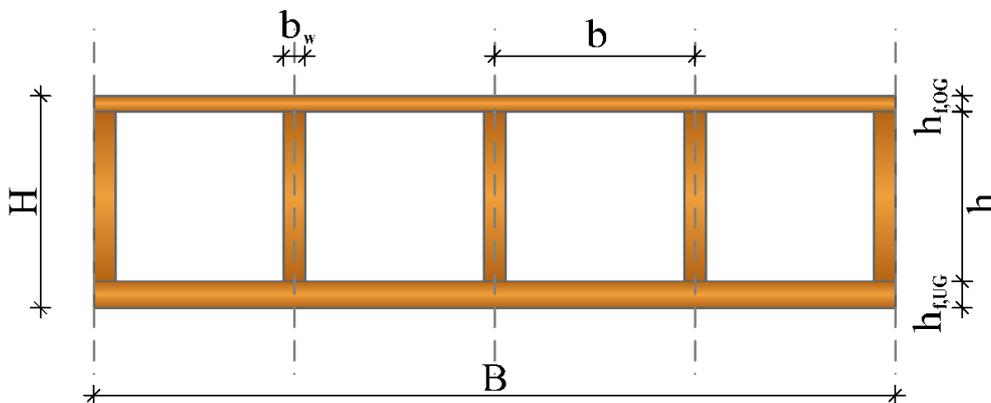


Abbildung 4.19: Hohlkastenquerschnitt mit Bemaßung

Des Weiteren darf die Breite des Obergurtes gegen Ausbeulen den Wert nach Gleichung (4.12) nicht überschreiten.

Die Stabilitätsbedingungen für Steg und Obergurt beruhen hauptsächlich auf geometrischen Beziehungen, wobei spezifische Materialeigenschaften nur mittels der Schubfestigkeit miteinfließen.

4-3.3.5 Einleitung der Auflagerkraft

Als Auflagerverstärkung und zur horizontalen Aussteifung werden Querschotte jeweils an den Rändern der Elemente eingebaut und so die Hohlkammern entlang des Auflagerbereichs verschlossen. Eine lineare Lastabtragung, in den meisten Fällen auf Wände oder Träger, hat den Vorteil der besseren Verteilung der einwirkenden Kräfte und damit eine Verringerung der Pressungen auf die Bauteile. [78]

Die Mindestauflagerlänge l_a - laut Abbildung 4.20 - für eine lineare Auflagerung der Elemente ergibt sich aus Rückrechnung der maximal rechnerisch zulässigen Auflagerpressung.

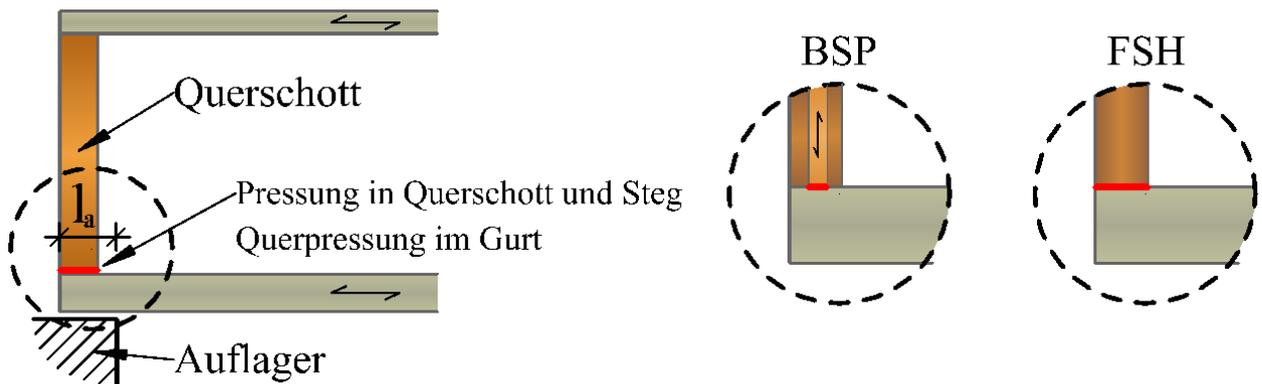


Abbildung 4.20: schematische Darstellung der Auflagersituation (links); rechnerisch anzusetzenden Druckfläche für BSP (Kreis, Mitte) und FSH (Kreis, rechts)

Die Ermittlung der maximal aufnehmbaren Auflagerkraft für Querschott und Steg sowie für den Untergurt erfolgt für eine konservative Annahme, bei der das Eigengewicht des Untergurtes nicht abgezogen wird.

$$V_{Rk} \leq F_{sup,k} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{c,0,k,w} * A_{i,eff} \\ f_{c,90,k,f} * k_{c,90} * A_{i,eff} \end{array} \right. \quad (4.35)$$

Hierin bedeuten:

V_{Rk} nach Gleichung (4.8)

$F_{sup,k}$ maximal aufnehmbare Auflagerkraft

$f_{c,0,w}$ Querdruckfestigkeit Steg (Scheibenbeanspruchung)

$f_{c,90,f}$ Querdruckfestigkeit Gurt (Plattenbeanspruchung)

$k_{c,90}$ Beiwert zur Berücksichtigung der Geometrie der Lastanordnung

$A_{i,eff}$ effektive Querdruckfläche (Querschott und Steg bzw. Gurt)

Bei BSP werden nur die „stehenden“ Lamellen (Abbildung 4.20-Mitte) zur Ermittlung der Querdruckfläche herangezogen. Im Gegensatz zu Furnierschichtholzplatten, wo die volle Plattenstärke (Abbildung 4.20-links) angesetzt werden darf, da die Festigkeitswerte $f_{c,90,k}$ für Plattenbeanspruchung und Scheibenbeanspruchung sowohl bei FSH längslagig als auch bei FSH querlagig ident sind (vgl. Tabelle 5.15).

Der Querschott bei BU und BI Elementen wird nicht aus FSH-längslagig mit ausschließlich stehenden Lamellen eingebaut, wie es für reine Druckbelastung zur Einleitung der Auflagerkräfte am vorteilhaftesten wäre, sondern als Scheibe mit horizontaler Faserrichtung der Decklamellen ausgeführt.

Dies entspricht derselben Faserrichtung wie der des Steges, und somit muss bei der Ermittlung der effektiven Querdruckfläche nicht zwischen den Einzelementen unterschieden werden.

Die Notwendigkeit eines Auflagerschotts zum Aufnehmen der Auflagerkräfte bringt auch den Vorteil mit sich, dass dadurch die Stirnseite der Elemente gleichzeitig als Unterkonstruktion für die Fassadengestaltung genutzt werden kann.

4-3.4 NACHWEISE IM GRENZZUSTAND DER GEBRAUCHSTAUGLICHKEIT (SLS)

4-3.4.1 Verformung

Um die Gebrauchstauglichkeit eines Tragwerks für die gesamte Nutzungsdauer gewährleisten zu können, sind deren Verformungen sinnvoll zu begrenzen.

Die Durchbiegungsberechnung erfolgt nach ÖNORM B1995-1-1, Abschnitt 7.2 [65]. Die zulässige Verformung ist entsprechend einer vorgegebenen Nutzungsdauer festzulegen und zu begrenzen. Für die in diesem Kapitel beschriebenen Hohlkästen wird nur der Biegeanteil der Berechnung berücksichtigt.

Dabei kann die Anfangsverformung w_{inst} mit Hilfe einschlägiger Bemessungstabellen in Abhängigkeit des Systems, in diesem Fall eines Einfeldträgers, und der charakteristischen Belastung berechnet werden.

$$w_{inst,i} = \frac{5 * q_i * l^4}{384 * (EJ)_{eff}} \quad (4.36)$$

Die elastische Anfangsdurchbiegung dient der Vermeidung nicht umkehrbarer Auswirkungen am Tragwerk und wird wie folgt ermittelt:

$$w_{inst,char} = w_{inst,G1} + w_{inst,Q1} + \sum \psi_{0,i} * w_{inst,Qi} \leq \frac{L}{200} \quad (4.37)$$

Hierin bedeuten:

$w_{inst,char}$ elastische Anfangsdurchbiegung des betrachteten Bauteils für die charakteristische (seltene) Einwirkungskombination (ohne Berücksichtigung von Langzeiteinflüssen)

$w_{inst,G1}$ elastische Anfangsdurchbiegung des betrachteten Bauteils zufolge der ständigen Einwirkungen (Summe aus ständigen Einwirkungen des Bauteils und des Ausbaus)

$w_{inst,Q1(i)}$ elastische Anfangsdurchbiegungen zufolge der veränderlichen Einwirkungen (Leit- bzw. Begleiteinwirkung), in mm

$\psi_{0,i}$ Kombinationsbeiwert einer veränderlichen Einwirkung

„**ANMERKUNG** Der Durchbiegungsanteil zufolge der Eigenmasse des lastabtragenden Bauteils ($w_{inst,G}$) darf unberücksichtigt bleiben, wenn sich diese Verformungen nicht negativ auf Ausbauten (z.B. Zwischenwände, Einbauten) auswirken.“ 7.2.2.2 in ÖNORM B 1995-1-1 [65].

Die Begrenzung der Enddurchbiegung bei quasi-ständiger Lastkombination berücksichtigt umkehrbare Auswirkungen am Tragwerk und ist wie folgt definiert:

$$w_{fin,perm} = \left(w_{inst,Gi} + \sum \psi_{2,i} * w_{inst,Qi} \right) * (1 + k_{def}) - w_c \leq \frac{L}{150} \quad (4.38)$$

Hierin bedeuten:

$w_{fin,perm}$ Enddurchbiegung des betrachteten Bauteils für die quasi ständige Einwirkungskombination

$w_{inst,Gi(Qi)}$.. elastische Anfangsdurchbiegungen zufolge der ständigen Einwirkungen

k_{def} Verformungsbeiwert

$\psi_{2,i}$ Kombinationsbeiwert für den quasi ständigen Wert einer veränderlichen Einwirkung

w_c Überhöhung des betrachteten Bauteils

Anmerkung: Bestehen die zusammengesetzten Querschnitte aus unterschiedlichen Baustoffen, müssen eventuelle Beeinflussungen für die Nachweise im Endzustand - auf Grund unterschiedlichen Verformungsverhaltens (k_{def}) - beachtet werden. Dies ist bei den angeführten Elementen jedoch nicht der Fall, da keine Materialkombinationen betrachtet werden.

*„Der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit ist mit der wirksamen Biegesteifigkeit $(EI)_{eff}$ zu führen.“
4.7.6 in enBR [64].*

In der Taglasttabelle werden daher weder maximale Spannweiten noch zulässige Flächenlasten, sondern für deren individuelle Anwendung nur die effektive Biegesteifigkeit $(EI)_{eff}$ für jeden Querschnitt gemäß Gleichung (4.28) angegeben. Die Besonderheit bei der Berechnung liegt daran, dass die Querlagen schubweiche Schichten darstellen. Dadurch können in der Regel die Durchbiegungen infolge Querkraft und Rollschub nicht vernachlässigt werden. Die Berücksichtigung der Schubnachgiebigkeit der Querlagen erfolgte bereits unter 4-3.2 mit dem n-Ziffern- und γ -Verfahren.

Die Nachweise für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit wurden hier mit den oben getroffenen Annahmen geführt und dienen lediglich der Plausibilität der Querschnitte.

4-3.4.2 Schwingungen

Beim Einsatz weitgespannter Deckenelemente begrenzen üblicherweise - aufgrund des geringen Eigengewichtes - Schwingungskriterien die möglichen Spannweiten. Für Dachkonstruktionen können allerdings je nach Nutzung unterschiedliche Verformungsgrenzen infolge von Schwingungen sinnvoll definiert werden.

Für die nachfolgenden Berechnungen in Kapitel 5 wurden keine Anforderungen an das Schwingungsverhalten der Hohlkasten-Dachkonstruktionen gestellt, da die Schwingungsberücksichtigung für Dächer nicht für notwendig erachtet wird. Werden die Elemente jedoch bei Deckenkonstruktionen eingesetzt müssen Schwingungen berücksichtigt und nachgewiesen werden.

4-3.5 BRANDNACHWEIS

Berechnung und Nachweisführung für den Brandfall erfolgte nach enBR: 7.1 [64]:

„Eine Einwirkung, bestehend aus mechanischer und thermischer Last (Brand), wird einem Widerstand (Material, Geometrie) gegenübergestellt. Durch den Einfluss eines Brandes verändern sich jedoch sowohl die Bemessungswerte der Einwirkung als auch der Widerstände.“ [13]

Als Vereinfachung der maßgebenden Einwirkungskombination wird die Einwirkung im Brandfall zu 60 % der maßgebenden Einwirkung im „Kaltzustand“ angenommen. Diese konservative Abschätzung der Belastung hat keine Relevanz, da die Brandnachweise für die Querschnitte dennoch nicht maßgebend werden. Daher ist eine genaue Betrachtung der Lastfallkombination nicht erforderlich.

Die maßgebenden Schnittgrößen für den außergewöhnlichen Lastfall Brand werden wie folgt ermittelt:

$$M_{Rd,fi,max} = \frac{M_{Ed} * 0,6}{k_{fi} * k_{mod,fi}} * \gamma_{M,fi} \quad (4.39)$$

$$V_{Rd,fi,max} = \frac{V_{Ed} * 0,6}{k_{fi} * k_{mod,fi}} * \gamma_{M,fi} \quad (4.40)$$

Hierin bedeutet:

M_{Ed}, V_{Ed} ...maximale tatsächliche Querschnittstragfähigkeiten

k_{fi}Koeffizient laut Tabelle 7.1 in enBR [64]

$k_{mod,fi}$Modifikationsfaktor für den Brandfall ($k_{mod,fi} = 1,0$)

$\gamma_{M,fi}$ Teilsicherheitsbeiwert für den Brandfall ($\gamma_{M,fi} = 1,0$)

Diese Form der Berechnung hat den Vorteil, dass sowohl bei der Bemessung „warm“ als auch „kalt“ mit den charakteristischen Festigkeitswerten gerechnet werden kann. Für die Nachweisführung wird die Methode mit reduziertem Querschnitt herangezogen, wonach bei der Bestimmung des verbleibenden Querschnitts unter Brandbeanspruchung zwischen eindimensionalem Abbrand $d_{char,0}$ und Abbrand unter Berücksichtigung von Eckausrundungen und Rissen $d_{char,n}$ unterschieden wird. Die Ermittlung des Restquerschnittes erfolgt durch Abzug der effektiven Abbrandtiefe vom ungeschwächten Querschnitt.

$$d_{ef} = d_{char} + d_0 = t_{fi,req} * \beta + d_0 \quad (4.41)$$

Hierin bedeuten:

d_{ef} effektive Brandtiefe zur Ermittlung des Restquerschnitts

d_{char}Abbrandtiefe bei bestimmter Brandwiderstandsdauer

β nominelle Abbrandgeschwindigkeit gemäß Tabelle 7.2, in [64]

$t_{fi,req}$erforderliche Brandwiderstandsdauer in Minuten

d_0 Schichtdicke zur Berücksichtigung des Steifigkeits- und Festigkeitsverlustes in den oberflächennahen Bereichen ($d_0 = 7$ mm)

Anmerkung: Für die Berechnung wird bei BSP ein Fugenabstand < 2 mm und ein brandbeständiger Klebstoff vorausgesetzt.

Die Abbrandtiefe bei eindimensionalem (flächigem) Abbrand der betrachteten Holzwerkstoffe für eine vorgeschriebene Brandwiderstandsdauer von 30 min beträgt maximal 27 mm. Daher wird der brandzugewandte Untergurt aus brandtechnischen Gründen immer mindestens 30 mm stark ausgeführt.

Die Nachweise mit dem Restquerschnitt erfolgen mit reduzierten Schnittgrößen nach Gleichung (4.39) und (4.40) analog zu der Nachweisführung „kalt“, wobei nur die Nachweise auf Biegung und Schub zu betrachten sind. Stabilität und Querdruck dürfen vernachlässigt werden.

Der k-Wert nach Gleichung (4.24), zur Berücksichtigung der schubweichen Querlagen, wird aus der Bemessung des ungeschwächten Querschnittes mit charakteristischer Kombination übernommen. Dies ist der ungünstigste Fall, da alle Querlagen berücksichtigt werden (weniger Querlagen bedeuten geringere Nachgiebigkeit des Gesamtquerschnittes).

Für höhere erforderliche Brandwiderstände bis REI 90 wird der Untergurt dicker ausgeführt, oder eine zusätzliche Feuerschutzbeplankung ist notwendig.

Nach diesem Rechenmodell erfolgte die Berechnung für jede Querschnittshöhe des jeweiligen Ausgangsproduktes. Anschließend wurden alle Ergebnisse in Traglasttabellen zusammengefasst.

4-4 ELEMENTVERBINDUNGEN

Eine Leichtbaukonstruktion soll in all ihren Elementen möglichst bis an die Grenze der Tragfähigkeit dimensioniert werden, sei es bis zur Materialfestigkeit, sei es gegen Knicken oder Beulen.

Die eigentlichen Festigkeitsprobleme der Konstruktion treten jedoch in der Regel, unabhängig von der Frage der Gesamtauslegung, an besonders kritischen Punkten auf: nämlich an Stellen konzentrierter Kräfteeinleitung, an Ausschnitten, an Fügungen oder wo sonst der Kräftefluss durch materielle oder geometrische Diskontinuitäten gestört ist. Daraus resultierende Spannungsspitzen mindern empfindlich die Lebensdauer, vor allem von dynamisch beanspruchten Strukturen. [7, p. 758]

Ein Grund für die Beliebtheit von vorgefertigten Elementen ist die kurze Montagezeit des Tragwerks. Vorausgesetzt, eine einfache Fügung der Bauteile ist möglich. Um eine wirtschaftliche baustellenseitige Montage der einzelnen Elemente zu ermöglichen, bietet sich die Stoßausbildung der Elemente mittels selbstbohrender Holzschrauben an. Schraubverbindungen sind mit wenig Aufwand, einfach und schnell zu realisieren.

Im folgenden Abschnitt sind Elementverbindungen (Montagestöße) als Basis für die Planung mit Hohlkastenelementen dargestellt.

4-4.1 SCHUBSTEIFE STOSSAUSBILDUNG

Die einzelnen Elemente werden auf der Baustelle verbunden und zu einer statisch wirksamen Dachscheibe verschraubt. Die Ausbildung einer schubsteifen Dachkonstruktion dient gleichzeitig der horizontalen Aussteifung bei Windbelastung (Abbildung 4.1) auf die Wand.

Nachfolgend sind gängige Stoßverbindungen plattenförmiger Produkte dargestellt. Diese sollen den Stand der Technik bzw. mögliche Varianten aufzeigen und als Basis für die Stoßausbildung der Hohlkastenelemente dienen.

Beispiele von schubsteifen Plattenstößen aus der Praxis:

Die Ausführung von Deckenstößen kann mittels **Falzbrett** - entsprechend den Darstellungen in Abbildung 4.21 - entlang der Elementkanten erfolgen. Dabei werden Plattenstreifen aus Holzwerkstoffen in Aussparungen an der Elementoberseite geschraubt. Als Verbindungsmittel werden Nägel, Schrauben oder Klammern verwendet. Auf den Mindestdurchmesser lt. Zulassung ist zu achten. Die Stoßbretter werden üblicherweise aus OSB-Streifen, 3-Schichtplatten oder Furnierschichtholz ausgeführt. [16]

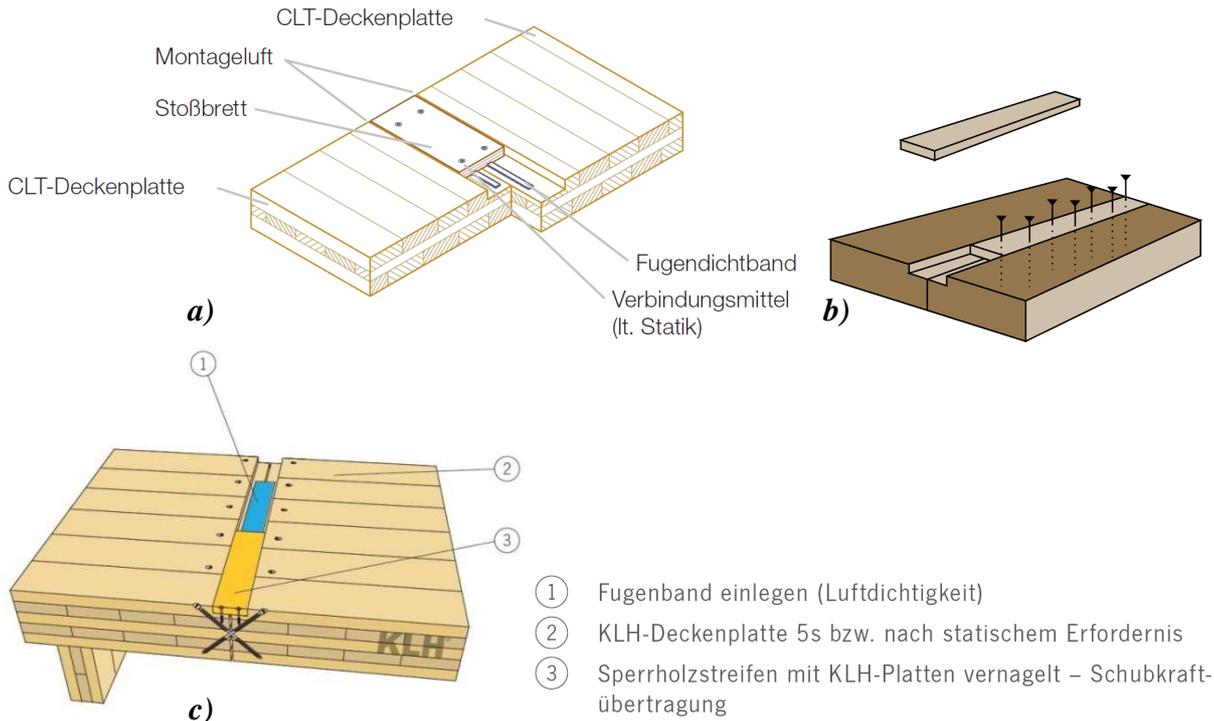


Abbildung 4.21: Stoßausbildung mit Falzbrett

a): „Stora Enso“ [79]

b): „Binderholz“ [37]

c): „KLH“ [80]

Bei Plattenstößen mit **Stufenfalz** entlang der Längskante - dargestellt in Abbildung 4.22 - kann die Scheibenwirkung und Schubkraftübertragung durch in die Überfälzung eingebaute Schrauben hergestellt werden.

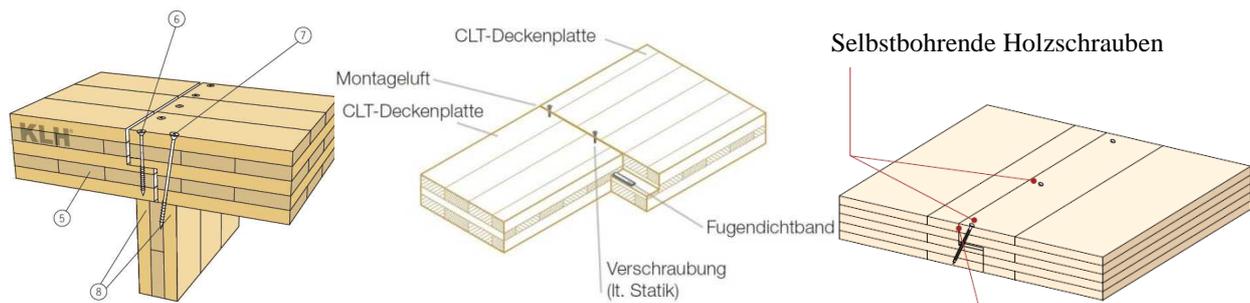


Abbildung 4.22: Stufenfalz von „KLH“ [80] (links), „Stora Enso“ [79] (Mitte) und „Mayr-Melnhof“ [81] (rechts)

Für flächige und lastabtragende Elemente bestehen neben der Verbindung von Platten zusätzlich andere Ausführungsmöglichkeiten. Abbildung 4.23 zeigt beispielsweise eine oben aufgeschraubte **zusätzliche Lage** aus Holzwerkstoffplatten (z.B.: OSB), die bei hochbelasteten Scheibentragwerken zum Einsatz kommt.

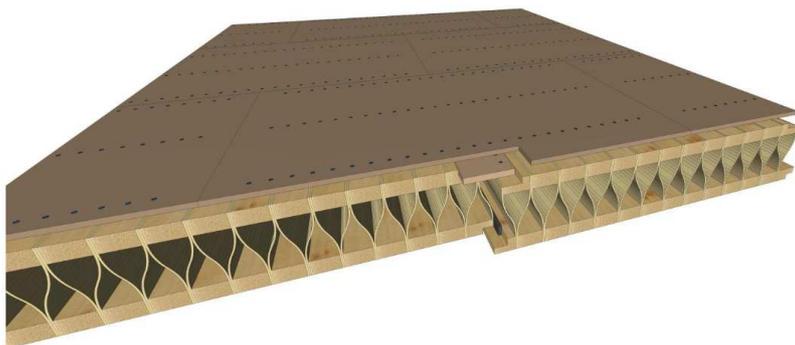


Abbildung 4.23: „Kielsteg“ mit zusätzlicher Lage [41]

Eine weitere Möglichkeit bieten **Schubbolzen** - Abbildung 4.24 - die durch die nebeneinander liegenden Stege zweier Elemente geführt werden. Diese haben aber eine Querschnittsschwächung zur Folge und erfordern für die Montage gegebenenfalls eine zusätzliche Arbeitsöffnung im Obergurt.

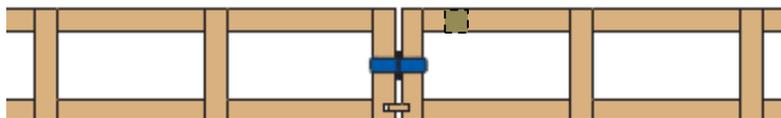


Abbildung 4.24: Schubbolzen bei „Lignatur“-Elementen [53]

4-4.2 ELEMENTSTOSS

Für die Ausbildung einer horizontalstabilisierenden Decken- bzw. Dachscheibe ist es erforderlich, die einzelnen Elemente schubsteif (Darstellung der Belastungssituation in Abbildung 4.1) miteinander zu verbinden. Baustellenseitige Verbindungen können teilweise mit selbstbohrenden Schrauben hergestellt – bei Laubholzprodukten ist eine Vorbohrung erforderlich. Für einen funktionierenden Anschluss für die Schubkraftübertragung werden die Vollgewindeschrauben kreuzweise eingeschraubt. Besondere statische Anforderungen können andere Arten von Verschraubungen notwendig machen, die gegebenenfalls gesondert auszuarbeiten sind. Ist im Stoßbereich mit erhöhtem Schubfluss zu rechnen, sind die Verbindungsmittel dementsprechend zu bemessen und anzuordnen. [16] Dabei sind die Mindestabstände und Randabstände der Verbindungsmittel, sowie die Anzahl und Dimension festzulegen und zu berücksichtigen.

Ein konstruktiver Lösungsansatz für einen kraftschlüssigen Elementstoß der Hohlkastenelemente wird in Abbildung 4.25 schematisch dargestellt. Dabei werden die Randstege der 1,50 m breiten Elemente mit 10° Neigung eingebaut.

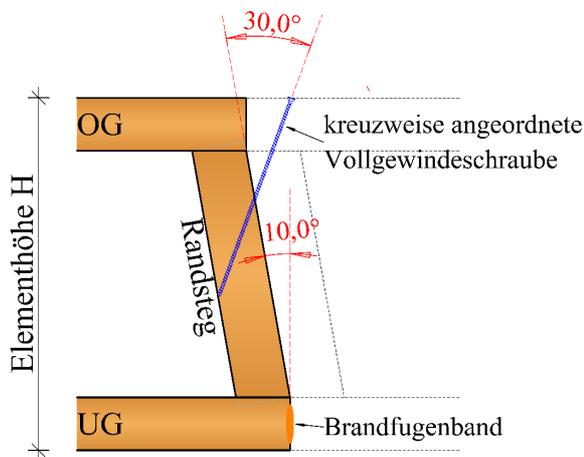


Abbildung 4.25: schematischer BSP-Element-Stoß

Auf diese Weise wird für alle Querschnitte die Elementverbindung durchgeführt. Nachstehend sind zwei weitere Beispiele dargestellt:

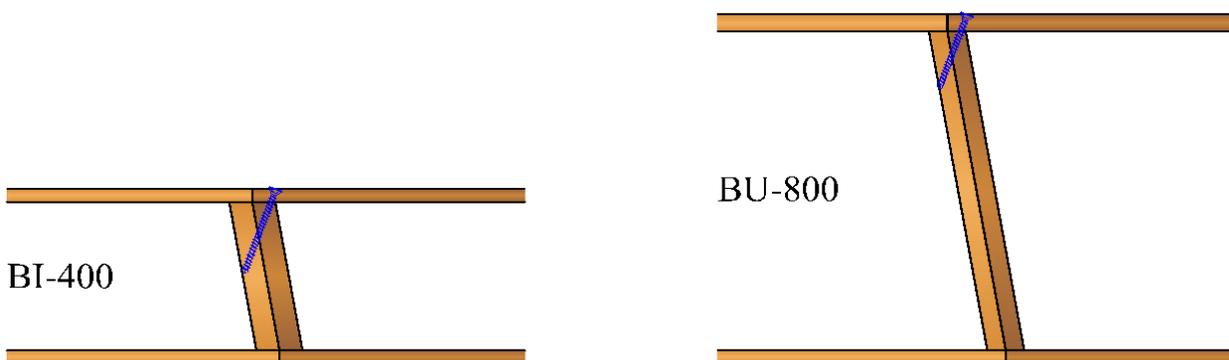


Abbildung 4.26: Stoß verschiedener Querschnitte: BI-400 (links); BU-800 (rechts)

Vorteile der Stoßausführung mit schrägem Randsteg:

- Eine vertikale Differenzverformung zwischen den Bauteilen, hervorgerufen durch ungleichmäßige Belastung z.B.: aus einseitiger Schneelast, wird unterbunden.
- Wegen der Verschraubung ist keine zusätzliche Zugkoppelung der Elemente untereinander in Querrichtung notwendig.
- Der schräg verlaufende Steg verschließt optisch die Bauteilfuge. Diese strukturiert als Schattenfuge die Oberfläche.

Die beiden Randstege werden nicht gegeneinander ausgerichtet - Abbildung 4.27 - sondern sind in dieselbe Richtung geneigt - Abbildung 4.28.

Bei einer trapezförmigen Querschnittsform ist kein direktes Einheben aller Elemente möglich. Jedes zweite muss nach dem Hubvorgang seitlich verschoben werden, um eine bündige Verbindung herzustellen. Zudem können Elemente mit verschieden starken Gurten nicht einfach um 180 ° gedreht eingebaut werden. Bei der Produktion müssen die Gurtstärken bereits berücksichtigt und die Elemente unterschiedlich produziert werden (Typ A und Typ B):

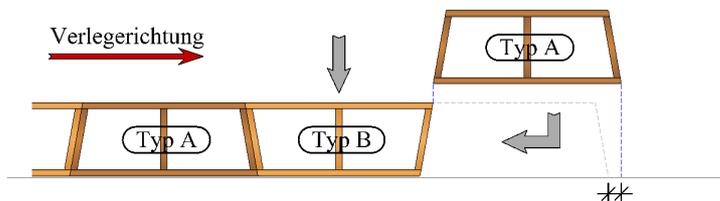


Abbildung 4.27: Variante mit trapezförmigen Elementen

Die Stöße bei rautenförmigen Querschnitten sind vorteilhafter, da hier ein kranbedingtes, senkrecht einheben der nebeneinander liegenden Elemente problemlos möglich ist, und dennoch relativ einfach die statische Scheibenwirkung der Decke erreicht werden kann. [14] Ein weiterer Vorteil ist, dass alle Regelelemente – auch bei unsymmetrischen Querschnitten - gleich produziert und montiert werden können. Daher ist dies die bessere und zu bevorzugende Variante:

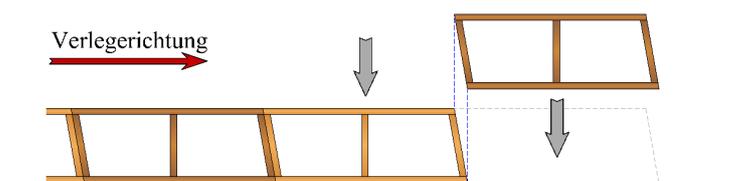


Abbildung 4.28: Variante mit rautenförmigen Elementen

Um einen geraden Abschluss der Randbereiche in der Flucht der Außenwände zu erhalten, können gesondert angefertigte Randelemente verwendet oder eine Sekundärkonstruktion angebracht werden

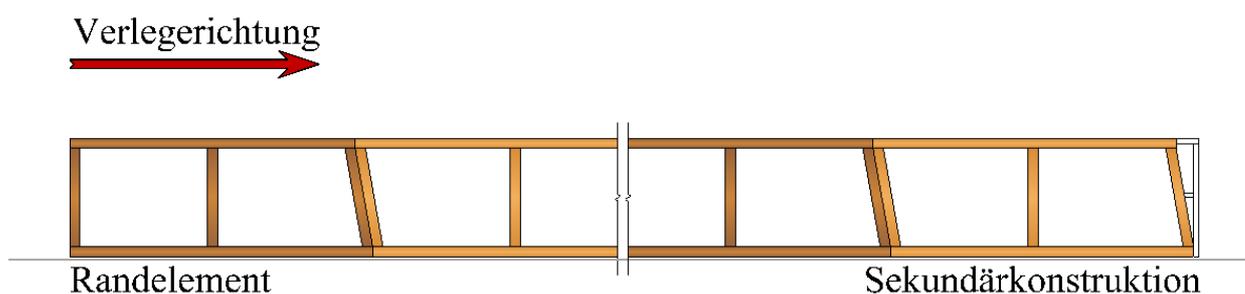


Abbildung 4.29: Mögliche Gestaltungsformen der Randbereiche

Wegen des natürlichen Schwind- und Quellverhaltens unterliegt Holz prinzipiell einer definierten Dimensionsänderung in der Breite. Diese steht in Abhängigkeit zur Klimakondition, der die Konstruktion im Einbauzustand ausgesetzt ist. Daher sind Lufttemperatur und Luftfeuchtigkeit bereits in der Planung zu berücksichtigen.

Bei BSP und FSH ist das Schwind- bzw. Quellmaß deutlich geringer als das von Schnittholz. Auf Grund der gesperrten Struktur liegen die Dimensionsänderungen in Plattenebene nur bei 0,01 - 0,02 % je 1 % Holzfeuchteänderung [64].

Die Holzfeuchte (Einbaufeuchte) der daraus hergestellten Hohlkastenelemente liegt bei ca. $10 \% \pm 2 \%$. Im Einbauzustand sind Schwankungen der Holzfeuchtigkeit von bis zu $\pm 10 \%$ möglich, was zu einer Änderung der Elementbreite von max. $\pm 0,2 \%$ führen kann. Diese Dimensionsänderungen sind vernachlässigbar gering und werden daher nicht weiter berücksichtigt.

Das Schwind- und Quellverhalten senkrecht zur Plattenebene ist für die Hohlkastenquerschnitte irrelevant.

Da die Elemente der Feuerwiderstandsklasse R30 entsprechen müssen, sind diese mit einer entsprechenden Fugenausbildung zwischen den einzelnen Elementen auszuführen. Zur Gewährleistung des Brandschutzes ist beispielsweise ein selbstklebendes Brandfugenband zwischen die Bauteile einzulegen. Das Brandfugenband ist so zu verarbeiten, dass es beim Ankleben nicht gezogen wird. Es ist vor starker Nässe zu schützen, da die feuerhemmende Tränkung ausgewaschen werden kann. [5] Die Verschraubung der Elemente stellt gleichzeitig eine ausreichende Pressung der Fugenbänder sicher und gewährleistet eine Brandwiderstandsdauer von 30 Minuten.

4-5 AUFLAGERBEREICHE

Grundsätzlich können Holzwerkstoff-Konstruktionen mit allen gebräuchlichen Baustoffen kombiniert werden. Daher dienen als Auflagerpunkte für die Kastenquerschnitte gleichermaßen Konstruktionen des Beton-, Stahl-, Holz- und Mauerwerksbaus. Dabei gibt es eine Vielfalt von möglichen Auflagerdetails.

Die Elemente werden als einachsig gerichtete Bauteile über den Gesamtquerschnitt linear aufgelagert und mit dem Auflager verschraubt. Die bauphysikalischen Aspekte wie z.B. Schallschutz, Wärmeschutz, Dichtheit des Gebäudes oder Brandschutz sind abhängig von den Anforderungen zu beurteilen und entsprechende Maßnahmen entgegenzusetzen. [82] Im Wesentlichen sind die statisch erforderlichen Verbindungen der Tragelemente mit den bauphysikalischen Überlegungen in der Tragstruktur abzustimmen. [8]

Aus konstruktiven Gründen wird für die Hohlkasten-Elemente eine Mindestauflagerlänge von 10,0 cm angegeben. Zwischen dem Tragelement und der Unterkonstruktion ist ein Dichtungsband einzulegen. Dieses hat die Aufgabe, gegen Feuchtigkeit und Wind abzudichten. Die Dichtungen müssen gutes Rückstellvermögen haben und Bewegungen in der Fuge zwischen den Bauteilen aufnehmen. Des Weiteren sollten sie wasserabweisend sein und hohe Temperatur- und Alterungsbeständigkeit aufweisen. [83]

4-5.1 AUFLAGERDETAILS

Auf den folgenden Seiten wird ein Auszug von Konstruktionsprinzipien für die Auflagerung der Hohlkastenelemente auf unterschiedlichen Untergründen dargestellt. Die nachfolgend angeführten Varianten geben einen schematischen Überblick über ein paar Befestigungsmöglichkeiten auf Holz, Beton und Stahl. Die Elemente werden, zur Verankerung am Auflager, direkt auf die Wand bzw. die Unterkonstruktion aufgelegt und mit dieser verschraubt. Die Art der Verankerung ist prinzipiell abhängig von der Elementhöhe und der Untergurtstärke.

Die Konstruktionsvorschläge in diesem Kapitel wurden in Anlehnung an die Konzepte des Kielsteg-Bausystems [5] gestaltet und zeigen Anwendungsdetails in systematischer Form. [5] und [84].

4-5.1.1 Auflagerung direkt auf Holz

Bei einer Unterkonstruktion aus Holz spielt es keine Rolle ob die Elemente auf BSH-Träger, BSP- oder Holz-Riegel-Wänden aufgelagert werden. Die Verschraubungsmöglichkeiten bleiben vom Prinzip ident.

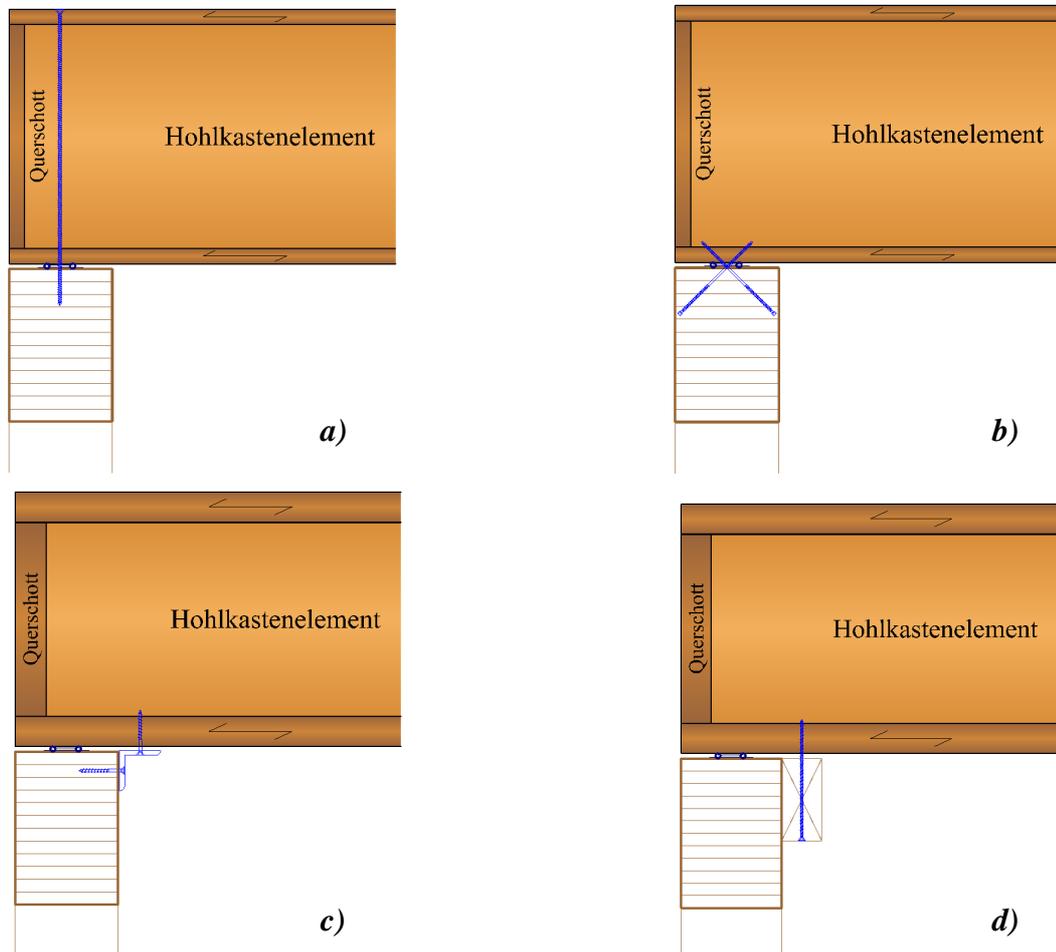


Abbildung 4.30: Auflagerung auf Holz

- a): Verschraubung durch die volle Elementhöhe – bei geringen Querschnittshöhen*
- b): kreuzweise Verschraubung von unten*
- c): Verschraubung mit Stahlwinkel*
- d): Verschraubung über Zusatzbohle*

4-5.1.2 Auflagerung auf Betonwand/-rost

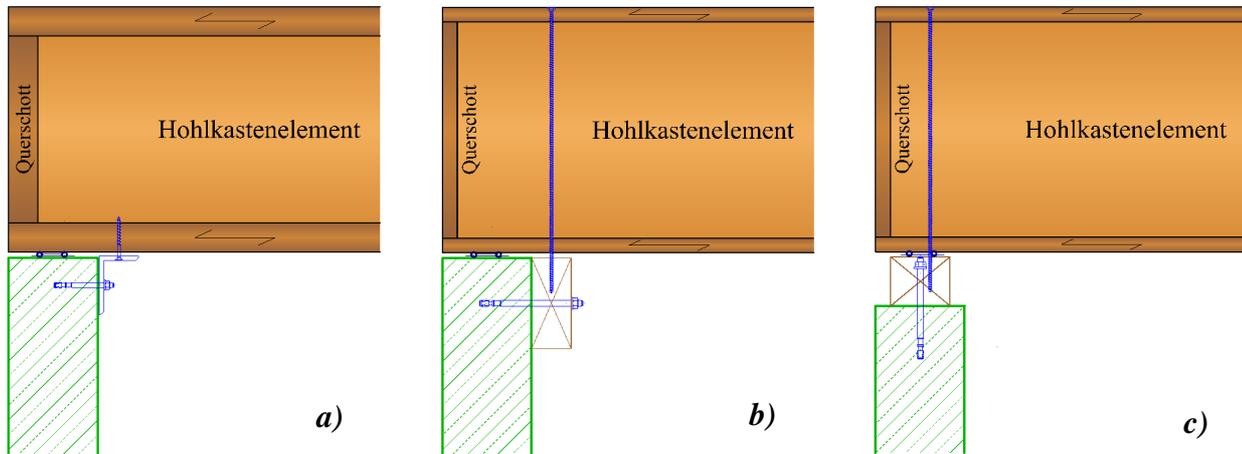


Abbildung 4.31: Auflagerung auf Beton

- a): Verankerung mittels Stahlwinkel*
- b): Verankerung mittels Zusatzbohle*
- c): Verschraubung durch die volle Elementhöhe auf Auflagerschwelle*

4-5.1.3 Auflagerung auf Stahlträger

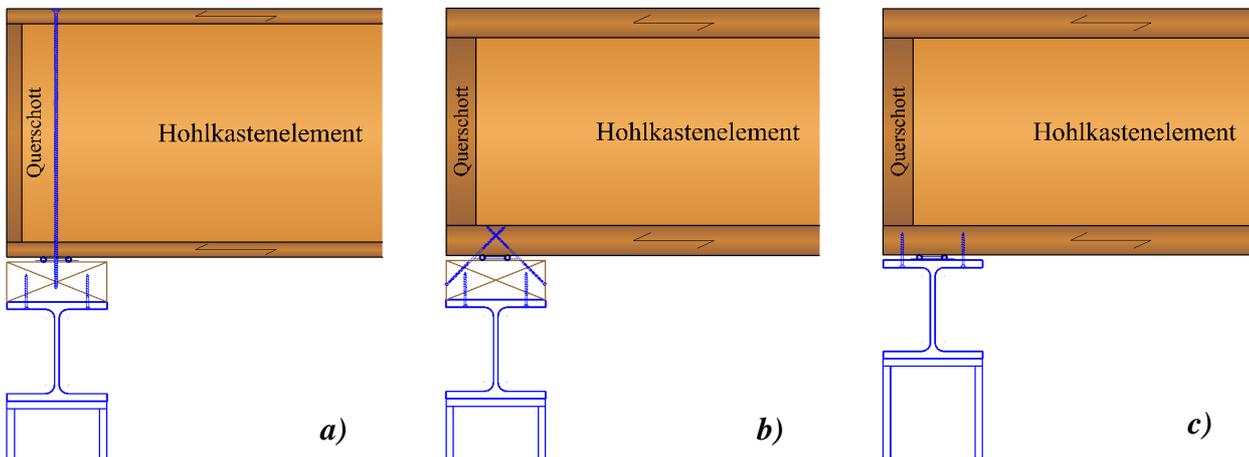


Abbildung 4.32: Auflagerung auf Stahl

- a): Verschraubung durch die volle Elementhöhe auf Auflagerschwelle*
- b): kreuzweise Verschraubung von unten*
- c): direkte Verschraubung durch Stahlflansch*

An Hand der prinzipiellen Darstellungen können die Details in einfacher Form projektspezifisch abgeleitet werden, wobei die vorgeschlagenen Detaillösungen keinen Anspruch auf Vollständigkeit erheben, sondern als Möglichkeiten bzw. Empfehlungen zu verstehen sind. Prinzipiell sind alle Details statisch und bauphysikalisch im Einzelfall zu prüfen.

„Die Randbereiche der Dach- und Deckenscheibe sind verstärkt mit dem Auflager zu verschrauben. Der Grund dafür liegt in den häufig auftretenden Windkräften, die über die Fassadenkonstruktion linear in die Randelemente eingeleitet werden müssen. Art und Anzahl der erforderlichen Verbindungsmittel sind je nach Beanspruchung zu ermitteln.“ [5]

Besonderes Augenmerk ist auf ausreichende Randabstände der Verbindungsmittel bei lokaler Krafteinleitung von Horizontalkräften zu legen. Insbesondere ist der Abstand zum belasteten Hirnholzende ($a_{3,l}$), bei Windsogbelastungen auf die Wand - wie in Abbildung 4.33 dargestellt - zu berücksichtigen. Dabei wird die Dachscheibe längs zur Spannrichtung der Elemente belastet. Die Kraftausleitung von der Dachscheibe in die Auflagerkonstruktion erfolgt über eine Schraubenreihe.

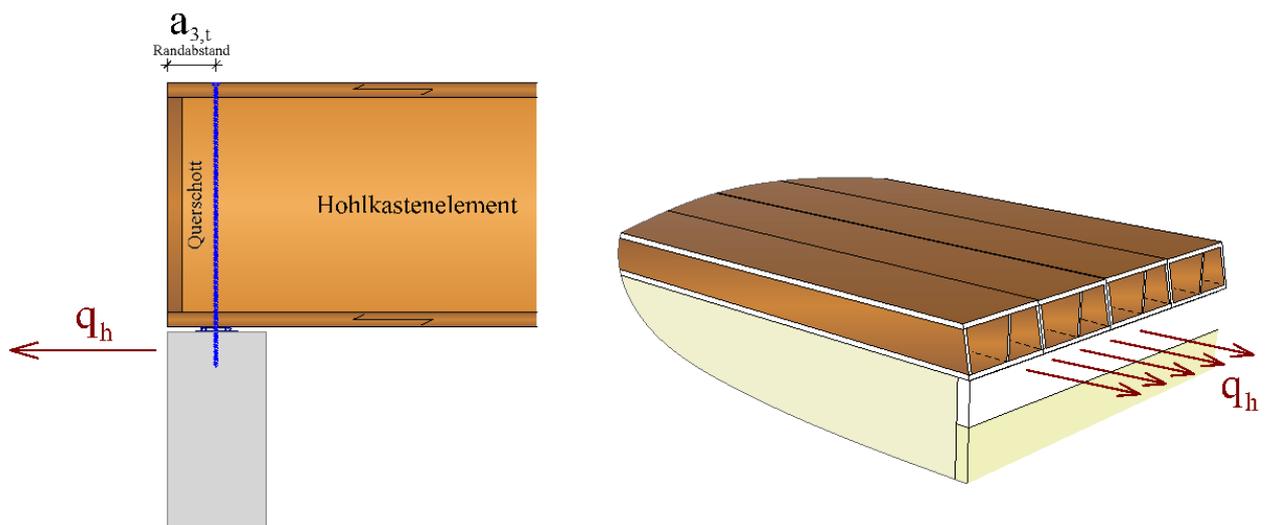


Abbildung 4.33: horizontale Krafteinleitung in Elementlängsrichtung

KAPITEL 5: HOHLKÄSTEN AUS BSP, BUCHE UND BIRKE

In den folgenden Berechnungsbeispielen werden die Nachweisführungen für jedes der betrachteten Systeme gezeigt. Die produktspezifische Berechnung erfolgt für die getroffenen Annahmen, Randbedingungen und dem unter Punkt 4-3 gezeigten Rechenschema, allerdings nur für das jeweilige Element mit der Querschnittshöhe von 800 mm.

Die Bemessung und Nachweisführung erfolgte für einen "herausgelösten", rechnerisch idealisierten I-Querschnitt des gesamten Hohlkastenelementes, wie in Abbildung 4.6 dargestellt. Beeinflusst werden die einzelnen Ergebnisse von materialspezifischen Unterschieden.

5-1 BERECHNUNG DES BSP-HOHLKASTENS

5-1.1 AUSGANGSSITUATION

5-1.1.1 Baustoffeigenschaften und Kennwerte

Als Lamellenausgangsprodukt wurde die Festigkeitsklasse C24 bzw. in weiterer Folge daraus für BSP CL24h festgelegt. Die Berechnung erfolgte mit nachfolgenden Kennwerten aus [64] und [85].

Tabelle 5.1: Baustoffkennwerte von Schnittholz C24 und BSP-Fichte CL 24h nach enBR [64] und [85]

C24	[N/mm ²]	CL 24h	[N/mm ²]
$f_{m,k} =$	24,0	$f_{m,CLT,k} =$	24,0
$f_{t,0,k} =$	14,0	$f_{t,0,CLT,net,k} =$	16,0
$f_{t,90,k} =$	0,4	$f_{t,90,CLT,k} =$	0,5
$f_{c,0,k} =$	21,0	$f_{c,0,CLT,net,k} =$	24,0
$f_{c,90,k} =$	2,5	$f_{c,90,CLT,k} =$	2,9
$f_{v,k} =$	2,7	$f_{v,CLT,IP,k} =$	5,5
		$f_{T,CLT,node,k} =$	2,5
$f_{r,k} =$	1,0	$f_{v,CLT,OP,k} =$	3,0
		$f_{r,CLT,k} =$	1,3
$E_{0,mean} =$	11.000,0	$E_{0,CLT,mean} =$	11000,0
$E_{90,mean} =$	370,0	$E_{90,CLT,mean} =$	300,0
$G_{0,mean} =$	690,0	$G_{CLT,mean} =$	650,0
$G_{90,mean} =$	69,0	$G_{r,CLT,mean} =$	65,0

Anmerkung: Aufgrund des Kostenfaktors bei großen Holzkubaturen wurde auf die Verwendung einer höheren Festigkeitsklasse (CL28h) verzichtet. Einige Einzelquerschnitte sind ohnehin bereits mit minimaler Schichtanzahl und Schichtstärke ausgeführt (laut Tabelle 5.13), wodurch keine weitere Materialeinsparung durch eine höhere Festigkeitsklasse möglich wäre.

Die Wichte der Einzelbretter wird, abweichend von der Angabe in ÖNORM B 1995-1-1 [65], mit $5,0 \text{ KN/m}^3$ angenommen.

Für die weitere Berechnung werden außerdem folgende Beiwerte angesetzt:

- $k_{\text{mod}} = 0,9$
- $\gamma_m = 1,25$
- $k_{c,90} = 1,50$
- $\beta = 0,9$
- $t_{fi,req} = 30 \text{ min}$
- $k_{fi} = 1,15$

5-1.1.2 Geometrie, Querschnitt und Schnittkräfte

Der Gesamtquerschnitt wird ausschließlich aus dreischichtigen BSP-Platten aus Fichte aufgebaut. Im Vergleich zur herkömmlichen Rippendecke mit BSH-Trägern wird hier für die Stege ebenfalls Brettsperrholz, mit Faserrichtung der beiden äußeren Lagen in Trägerlängsrichtung, eingesetzt. Daher kann für die Schubfestigkeit ein höherer Wert (vgl. Tabelle 5.1) angesetzt werden. Des Weiteren bringt die Verwendung von BSP die Vorteile der gesperrten Struktur, wie etwa geringeres Schwind- und Quellverhalten oder besser Kräfteumlagerung bei Aussparungen, mit sich.

Für die Plattenaufbauten der Einzelquerschnitte selbst werden herstellerunabhängige und standardisierte Schichtdicken in 10 mm Schritten angenommen. Die Einzellamellenstärke wird daher nur mit 20, 30 oder 40 mm bei der Berechnung eingesetzt.

Die verwendeten Plattenstärken setzen sich folgendermaßen zusammen:

Tabelle 5.2: Plattenaufbau der BSP-Einzelquerschnitte

Nennstärke	Lamellenaufbau [mm]		
	längs	quer	längs
60	20	20	20
70	20	30	20
80	30	20	30
100	40	20	40

Aufgrund der im Vergleich zur Druckfestigkeit geringen Zugfestigkeit werden die Zuggurte für die Bemessung der Querschnitte meist maßgebend. Wirtschaftliche Querschnitte werden daher erreicht, indem diese nicht doppelsymmetrisch ausgeführt sind, sondern für die Gurte beanspruchungsoptimierte Abmessungen gewählt werden.

Abmessungen und Plattenstärken der Einzelquerschnitte nach Abbildung 5.1:

- H = 800 mm
- B = 3.000 mm
- b = 750 mm
- h_{f,OG} = 60 mm
- h_{f,UG} = 100 mm
- b_w = 60 mm

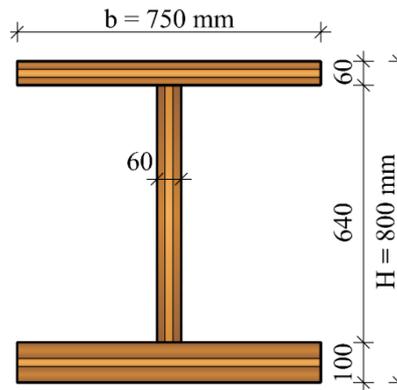


Abbildung 5.1: Abmessungen des BSP-800 Querschnittes

Berechnung des Eigengewichtes:

$$g_k = (A_{OG} + A_w + A_{UG}) * \gamma = 1,12 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad (5.1)$$

mit:

A_{OG} Obergurtfläche

A_w Stegfläche

A_{UG} Untergurtfläche

γ Wichte des verwendeten Materials

Damit ergibt sich die maßgebende Flächenlast nach Gleichung (4.4):

$$p_d = 1,35 * (1,12 * 1,0) + 1,5 * 1,5 = 5,11 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad (5.2)$$

Aus Gleichung (4.1) folgt die fiktive Systemlänge für ein Element mit der Querschnittshöhe H = 800 mm:

$$L = H * 35 = 28,0 \text{ m} \quad (5.3)$$

Damit erfolgt die Ermittlung der Schnittgrößen für den ideellen I-Querschnitt nach (4.5) und (4.6):

$$M_{Ed} = \frac{5,18 * 28^2}{8} * \frac{750}{1000} = 375,7 \text{ KNm} \quad (5.4)$$

$$V_{Ed} = \frac{5,18 * 28}{2} * \frac{750}{1000} = 53,7 \text{ KN} \quad (5.5)$$

Die Rückrechnung auf die erforderlichen charakteristischen Schnittgrößen nach (4.7) und (4.8) ergibt die vom BSP-Element mindestens zu erreichenden Tragfähigkeiten:

$$M_{Rk,req} = \frac{375,7 * 1,25}{0,9} = 521,9 \text{ KNm} \quad (5.6)$$

$$V_{Rk,req} = \frac{53,7 * 1,25}{0,9} = 74,6 \text{ KN} \quad (5.7)$$

5-1.1.3 Ermittlung der effektiven Biegesteifigkeit

Nach Abschnitt 4-3.2 erfolgt die Ermittlung der Querschnittswerte mit den Gleichungen (4.18) bis (4.26). Deren Ergebnisse sind in Tabelle 5.3 dargestellt.

Tabelle 5.3: Querschnittswerte zur Berechnung der effektiven Biegesteifigkeit

Nr.	$E_{0,mean}$	$A_{i,eff}$	γ_i	$A_{i,eff} \cdot \gamma_i$	a_i	$A_{i,eff} \cdot \gamma_i \cdot a_i$	$J_{yi,eff}$
[-]	[N/mm ²]	[mm ²]	[-]	[mm ²]	[mm]	[mm ³]	[mm ⁴]
1 - OG	11.000	30.000	0,9915	29.744	30	0,892E6	1,30E7
2 - STEG	11.000	25.600	1,0000	25.600	380	9,73E6	87,3E7
3 - UG	11.000	60.000	0,9852	59.110	750	44,3E6	6,20E7
Summe				114.454		55,0E6	94,8E7

Daraus ergibt sich nach (4.27) die Lage der Spannungsnullebene

$$a_s = \frac{54.953.038}{114.454} = 480,13mm \quad (5.8)$$

und nach (4.28) die effektiv wirksame Biegesteifigkeit des nachgiebig verbundenen Gesamtquerschnittes

$$(EJ)_{eff} = 11.000 \cdot (948 + 10.596) \cdot 10^6 = 126.908 \cdot 10^9 \text{ Nmm}^2 \quad (5.9)$$

5-1.2 NACHWEISFÜHRUNG

Nach Gleichung (4.7) und (4.8) bzw. (5.6) und (5.7), erhält man $M_{Rk,req}$ und $V_{Rk,req}$ und somit die Ausgangswerte für die Berechnung. Diese erforderlichen Tragfähigkeitswerte ($R_{k,req}$) müssen vom BSP-Querschnitt mindestens erreicht werden.

Die Abmessungen des Querschnittes wurden so gewählt, dass alle Nachweise unter Einhaltung der erforderlichen Tragfähigkeitswerte ($R_{k,req}$) mit größtmöglichen Ausnutzungsgraden erfüllt sind. Aufgrund vorgegebener Plattenstärken der Einzelquerschnitte, siehe Tabelle 5.2, können aber bei der Dimensionierung diese Werte nicht exakt erfüllt werden und es werden größere Querschnittstragfähigkeiten ($R_{k,Ref}$) erzielt.

In einem iterativen Prozess werden dabei die maximalen Tragfähigkeitsangaben so lange gesteigert, bis die maximale tatsächliche Momenten- und Querkrafttragfähigkeit ($R_{k,BSP}$) des Elements bei gegebenem Querschnitt erreicht ist.

$$R_{k,req} \leq R_{k,Ref} = R_{k,BSP} \quad (5.10)$$

$$522 \leq 582KNm = M_{Rk,BSP} \quad (5.11)$$

$$75 \leq 78KN = V_{Rk,BSP} \quad (5.12)$$

Der genaue Berechnungsablauf wurde bereits unter Punkt 4-3 erklärt, daher folgen nun nur die Ergebnisse mit den entsprechenden Zahlenwerten und Ausnutzungsgraden.

5-1.2.1 Biegung

Ergebnisse der Biegespannungsberechnung nach Punkt 4-3.3.1. Siehe dazu auch Abbildung 4.15:

Tabelle 5.4: Resultierende Randspannungen

Bauteil	Lage der Faser	$\sigma_{f,i}$ [N/mm ²]	$\sigma_{m,i}$ [N/mm ²]	$\sigma_{m,i} - \sigma_{f,i}$ [N/mm ²]
OG	oben	-22,50	-24,00	-1,50
	unten		-21,00	1,50
Steg	oben	-5,05	-21,18	-16,13
	unten		11,09	16,13
UG	oben	13,40	10,92	-2,48
	unten		15,89	2,48

Damit ergeben sich nach Gleichung (4.31) folgende Ausnutzungsgrade für die tatsächliche Momententragfähigkeit des gegebenen Querschnittes aus (5.6):

Tabelle 5.5: Ausnutzungsgrade bei maximaler Momentenbeanspruchung

Nachweis Obergurt:	$1,0 \leq 1,0$
Nachweis Steg:	$0,91 \leq 1,0$
Nachweis Untergurt:	$0,94 \leq 1,0$

Die Spannungsermittlung wurde auch für ein maximales negatives Moment von -396,0 KNm für den Querschnitt mit angegebenen Abmessungen der Einzelquerschnitte geführt:

Tabelle 5.6: Resultierende Randspannungen aus negativem Moment

Bauteil	Lage der Faser	$\sigma_{f,i}$ [N/mm ²]	$\sigma_{m,i}$ [N/mm ²]	$\sigma_{m,i} - \sigma_{f,i}$ [N/mm ²]
OG	oben	15,32	16,34	1,02
	unten		14,30	-1,02
Steg	oben	3,44	14,42	10,98
	unten		-7,55	-10,98
UG	oben	-9,13	-7,43	1,69
	unten		-10,82	-1,69

Ausnutzungsgrade bei gegebenem Querschnitt für die negative Momententragfähigkeit aus (5.6) nach Gleichung (4.31):

Tabelle 5.7: Ausnutzungsgrade bei maximaler negativer Momentenbeanspruchung

Nachweis Obergurt:	$1,0 \leq 1,0$
Nachweis Steg:	$0,70 \leq 1,0$
Nachweis Untergurt:	$0,45 \leq 1,0$

5-1.2.2 Schub

Für die Nachweise werden die Spannungen direkt ermittelt. Vergleiche unter Punkt 4-3.3.2.

Tabelle 5.8: Maßgebende Schubspannungen

OG	Rollschub	$\tau_{r,max,OG} =$	0,06	N/mm ²
	Klebefläche	$\tau_{v,Kl,OG} =$	2,27	N/mm ²
Steg	Schub max.	$\tau_{v,max} =$	2,86	N/mm ²
UG	Klebefläche	$\tau_{v,Kl,UG} =$	2,70	N/mm ²
	Rollschub	$\tau_{r,max,UG} =$	0,08	N/mm ²

Die Nachweise erfolgen nach Gleichung (4.33):

Tabelle 5.9: Ausnutzungsgrade bei maximaler Querkraftbeanspruchung

Nachweis maximale Schubspannung:	$0,52 \leq 1,0$
Nachweis Rollschub Obergurt:	$0,05 \leq 1,0$
Nachweis Klebefläche Obergurt:	$0,84 \leq 1,0$
Nachweis Rollschub Untergurt:	$0,06 \leq 1,0$
Nachweis Klebefläche Untergurt:	$1,0 \leq 1,0$

Die Ergebnisse der Biege- und Schubspannungsberechnung werden in Abbildung 5.2 grafisch zusammengefasst.

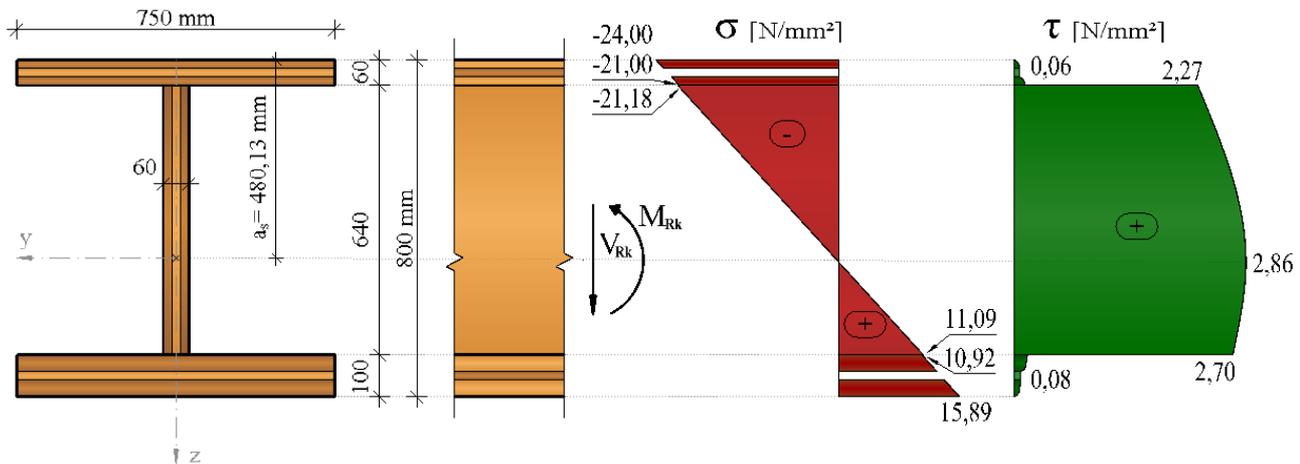


Abbildung 5.2: Biege- und Schubspannungen am betrachteten Querschnitt BSP-800

5-1.2.3 Querbiegung

Die Berechnung und Nachweisführung für die Querbiegung des Obergurtes erfolgt sinngemäß nach 4-3.3.1 und 4-3.3.2. Die Ergebnisse werden in Tabelle 5.10 festgehalten:

Tabelle 5.10: Ausnutzungsgrade des Obergurtes

Nachweis Biegung:	$0,31 \leq 1,0$
Nachweis Schub:	$0,07 \leq 1,0$

5-1.2.4 Stabilitätsnachweis – „Beulen“

Stabilitätsnachweise sind im Druckbereich sowohl für den Steg, als auch für den Gurt zu führen. Die Berechnung erfolgt nach 4-3.3.4. Für den Steg gilt:

$$640 \leq 35 * b_w = 2.100 \text{ mm} \quad (5.13)$$

$$V_{Rk} \leq n * b_w * h_w * \left[1 + 0,5 * \frac{(h_{f,UG} + h_{f,OG})}{h_w} \right] * f_{v,k} \quad (5.14)$$

$$78,0 \leq 1 * 60 * 640 * \left[1 + 0,5 * \frac{(100 + 60)}{640} \right] * 5,5 * 10^{-3} \quad (5.15)$$

$$78,0 \leq 237,6 \text{ KN} \quad (5.16)$$

Außerdem darf $b_{c,ef}$ für den Gurt den angegebenen Grenzwert nach (4.12) von,

$$b \leq 20 * 60 = 1.200 \text{ mm} \quad (5.17)$$

zur Vermeidung des Ausbeulens der Beplankung nicht überschreiten. Bei fünf Stegen ergibt sich eine ideale Flanschbreite von $b = 750 \text{ mm}$ und Bedingung (5.17) ist somit erfüllt.

5-1.2.5 Auflagerpressung

Die Querschottdicke und damit die rechnerische Mindestauflagerlänge beträgt 60 mm .

Für die Berechnung gelten die Überlegungen nach Punkt 4-3.3.5:

$$V_{Rk} \leq F_{sup,k} = \min \left\{ \begin{array}{l} 24 * 30.000 \\ 2,9 * 1,5 * 30.000 \end{array} \right. \quad (5.18)$$

$$V_{Rk} \leq F_{sup,k} = \min \left\{ \begin{array}{l} 720,0 \text{ KN} \\ 128,25 \text{ KN} \end{array} \right. \quad (5.19)$$

$$78,0 \leq F_{sup,k} = 128,25 \text{ KN} \quad (5.20)$$

5-1.2.6 Durchbiegung

Die Durchbiegungsberechnung erfolgte nach Punkt 4-3.4.1 mit der Biegesteifigkeit des gegebenen Querschnittes, Gleichung (4.28), und folgenden Beiwerten:

$$\begin{aligned}
 w_c &= 0 \text{ mm} \\
 k_{\text{def}} &= 0,80 \\
 \psi_{0,s} &= 0,50 \text{ für Kategorie H (Dächer) bei Schnee } < 1.000 \text{ lt. ÖNORM B1991-1-1 [10]} \\
 \psi_{2,s} &= 0,00 \\
 \psi_{0,q} &= 0,00 \\
 \psi_{2,q} &= 0,00
 \end{aligned}$$

Anfangsdurchbiegung mit charakteristischer Lastfallkombination:

$$w_{\text{inst, char}} = 47,30 + 70,95 + 0 = 118,24 \text{ mm} \quad (5.21)$$

$$118,24 \leq \frac{L}{200} = 140,0 \text{ mm} \quad (5.22)$$

Enddurchbiegung bei quasi ständiger Kombination:

$$w_{\text{fin, perm}} = (100,27 + 0) * (1 + 0,8) - 0 = 180,49 \text{ mm} \quad (5.23)$$

$$180,49 \leq \frac{L}{150} = 186,7 \text{ mm} \quad (5.24)$$

5-1.3 ZUSAMMENFASSUNG DER ERGEBNISSE

Tabelle 5.11: Ergebnisse für BSP-800

BSP-800	je I-QS	je m-Streifen	je Element	Einheit
$M_{Rk} [+]$	521,9	695,8	2.087,4	KNm
$M_{Rk} [-]$	- 380,0	- 506,7	- 1.520,0	KNm
V_{Rk}	74,6	99,4	298,2	KN
$(EJ)_{\text{eff}}$	12.691	16.921,1	50.763,4	*10¹³KNm²
g_k	0,840	1,12	3,36	KN/lfm
A	0,168	0,224	0,67	m²

In Tabelle 5.12 werden die Ausnutzungsgrade der einzelnen Nachweise für das Element BSP-800 angeführt.

Tabelle 5.12: Ausnutzungsgrade für BSP-800

ULS		
Biegemoment [+]	OG	1,00
	Steg	0,91
	UG	0,94
Biegemoment [-]	OG	1,00
	Steg	0,70
	UG	0,45
Schub	Steg	0,52
Rollschub	OG	0,05
Rollschub	UG	0,06
Klebefläche	OG	0,84
Klebefläche	UG	1,00
Querbiegung OG		0,31
Beulen OG		erfüllt
Beulen Steg		0,31
Auflagerpressung		0,58
SLS		
$W_{inst,char} =$		0,84
$W_{fin,perm} =$		0,97

Die erforderlichen Dimensionen der Einzelquerschnitte werden für alle Elementhöhen in Tabelle 5.13 zusammengefasst.

Tabelle 5.13: Plattenstärken aller BSP-Elemente

H [mm]	400	500	600	700	800	900	1000
$h_{f,OG}$ [mm]	60	60	60	60	60	60	80
b_w [mm]	60	60	60	60	60	60	60
$h_{f,UG}$ [mm]	60	60	80	80	100	100	100

Bei kleineren Konstruktionshöhen sind die Stärken der Einzelquerschnitte bereits am Minimum, daher wäre die Verwendung von fünfschichtigen BSP-Platten unwirtschaftlich und die Überlegung, ausschließlich dreischichtige BSP-Platten zu verwenden, ist gerechtfertigt.

Mit den Abmessungen aus Tabelle 5.13 ergeben sich nach gezeigtem Rechenschema folgende Werte für die einzelnen Querschnittshöhen:

Tabelle 5.14: Ergebnisse aller BSP-Querschnitte

Elementtyp	400	500	600	700	800	900	1000	
$M_{Rk} [+]$	205	276	468	570	776	910	1144	KNm
$M_{Rk} [-]$	-205	-276	-357	-437	-528	-617	-941	KNm
V_{Rk}	52	68	79	94	104	119	138	KN
$(EJ)_{eff}$	2.604,1	4.473,8	7.898,7	11.381,9	16.921,1	22.340,9	34.150,4	*10¹³KNm²
g_k	0,74	0,79	0,93	0,98	1,12	1,17	1,31	KN/lm
A	0,15	0,16	0,19	0,20	0,22	0,23	0,26	m²
$X_d = X_k * \frac{k_{mod}}{\gamma_m}$ Empfohlene min. Auflagerlänge = 100 mm			Anmerkungen: Die angegebenen Kennwerte beziehen sich auf einen Meter-Streifen Das Eigengewicht der Elemente ist nicht berücksichtigt Querkrafttragfähigkeit entspricht der max. aufnehmbaren Auflagerkraft					

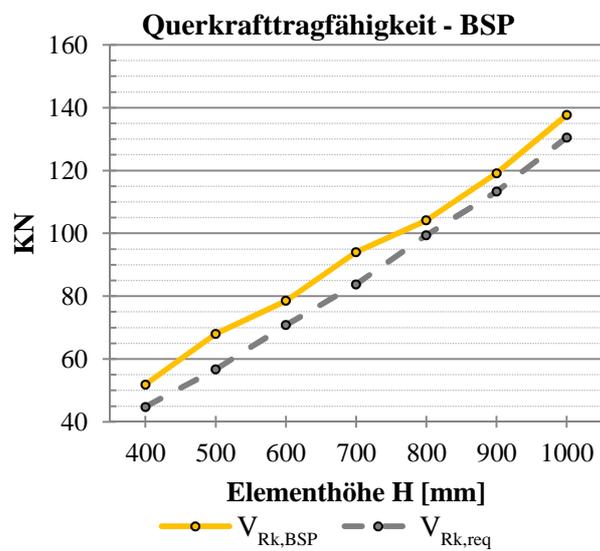
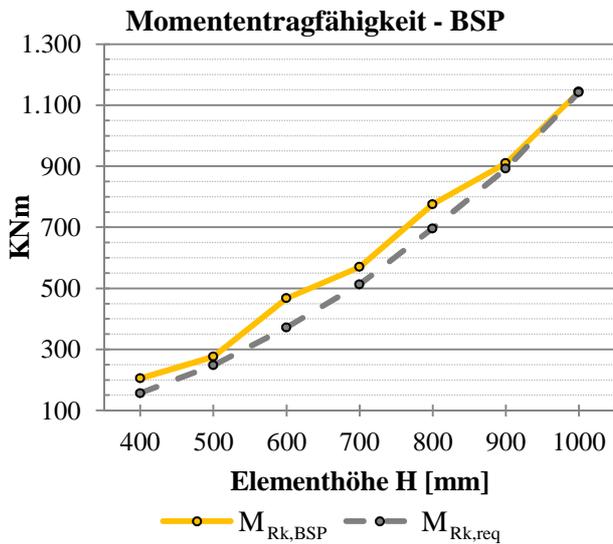


Abbildung 5.3: Ergebnisse BSP: Momenten­tragfähigkeit (links), Quer­kraft­tragfähigkeit (rechts)

5-2 BERECHNUNG DES BU-HOHLKASTENS

Das Hohlkastenelement wird aus Buchen-Furnieren von der Firma Pollmeier Massivholz GmbH & Co.KG aufgebaut. Diese sind bereits ab Plattenstärken von 20 mm erhältlich und bieten im Gegensatz zu BSP höhere Festigkeiten (vgl. Tabelle 5.1 und Tabelle 5.15).

„Da bei Strukturdimensionierungen in der Regel eine bestimmte Steifigkeit oder Tragfähigkeit gefordert ist, ermöglicht eine Werkstoffalternative mit höherem Modul bzw. größerer Festigkeit eine geringere Wanddicke oder Querschnittsfläche.“ [7, p. 509]

Die Berechnung von Buchen-Furnieren erfolgt unter Berücksichtigung der exakten Plattenaufbauten mit quer orientierten Schichten und unter Miteinbeziehung der produktspezifischen Eigenschaften die in der zugehörigen aktuellen Allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung Z-9.1-838 [25] festgelegt sind.

5-2.1 AUSGANGSSITUATION

5-2.1.1 Baustoffeigenschaften und Kennwerte

Die Berechnung erfolgte mit nachfolgenden charakteristischen Festigkeits- und Steifigkeitskennwerten in N/mm² für „Buchen-FSH-längslagig“ und „Buchen-FSH-querlagig“ gemäß der Zulassung Z-9.1-838 [25].

Tabelle 5.15: Festigkeits- und Steifigkeitswerte von BauBuche nach [25]

längslagig	[N/mm²]	querlagig	[N/mm²]
Plattenbeanspruchung		Plattenbeanspruchung	
$f_{m,k} =$	65	$f_{m,k} =$	45
$f_{c,90,k} =$	10	$f_{c,90,k} =$	10
$f_{v,k} =$	3,3	$f_{v,k} =$	3,3
Scheibenbeanspruchung		Scheibenbeanspruchung	
$f_{m,k} =$	70	$f_{m,k} =$	60
$f_{t,0,k} =$	70	$f_{t,0,k} =$	40
$f_{t,90,k} =$	1,5	$f_{t,90,k} =$	17
$f_{c,0,k} =$	41,6	$f_{c,0,k} =$	24,2
$f_{c,90,k} =$	14	$f_{c,90,k} =$	14
$f_{v,k} =$	9	$f_{v,k} =$	9
Steifigkeitswerte		Steifigkeitswerte	
$E_{0,mean} =$	16.800	$E_{0,mean} =$	11.800
$E_{0,05} =$	14.900	$E_{0,05} =$	10.700
$E_{90,mean} =$	470	$E_{90,mean} =$	3.700
$G_{mean,hochkant} =$	760	$G_{mean,hochkant} =$	890
$G_{mean,flachkant} =$	850	$G_{mean,flachkant} =$	430

Die Wichte der Platten wird mit 8,0 KN/m³ nach [10] angesetzt.

Für die einzelnen Furnierschichten werden die Festigkeitswerte von „Buchen-FSH-längslagig“ herangezogen. Es wird angenommen, dass die in der Zulassung angegebenen geringeren Festigkeitswerte von „Buchen-FSH-querlagig“ für die volle Plattenstärke angegeben und über die (nichttragenden)

Querlagen „verschmiert“ sind. Die Querlagen werden aber bereits beim n-Ziffern-Verfahren berücksichtigt, daher wird mit der Einzellamellenfestigkeit (Tabelle 5.15 – längslagig) für die jeweilige Schicht gerechnet.

Für die weitere Berechnung werden außerdem folgende Beiwerte angesetzt:

$$\begin{aligned}
 k_{\text{mod}} &= 0,9 \\
 \gamma_m &= 1,25 \\
 k_{c,90} &= 1,0 \\
 \beta &= 0,66 \\
 t_{\text{fi,req}} &= 30 \text{ min} \\
 k_{\text{fi}} &= 1,15
 \end{aligned}$$

5-2.1.2 Geometrie, Querschnitt und Schnittkräfte

Als Ausgangsprodukt für das Element werden ausschließlich Einzelquerschnitte aus „Buchen-FSH-querlagig“ verwendet. Auch die Stege werden mit FSH-Scheiben nicht aus BU-BSH-Trägern ausgeführt. Somit bleibt die Analogie zu den BSP-Elementen gegeben. Die verwendeten Plattenaufbauten und -stärken setzen sich folgendermaßen zusammen:

Tabelle 5.16: Plattenaufbau „Buchen-FSH-querlagig“ [25]

Bauteildicke - Nennmaß in mm	Anzahl der Furnierlagen			Aufbau
	längs	quer	gesamt	
20	4	2	6	I-II-I
30	7	2	9	II-III-II
40	10	2	12	II-III-III-II
50	11	4	15	II-I-III-III-I-II
60	14	4	18	II-I-III-III-III-I-II
70	16	4	20	II-I-III-III-III-III-I-II
80	17	6	23	II-I-I-III-III-III-III-I-I-II
90	20	6	26	II-I-I-III-III-III-III-III-I-I-II
100	23	6	29	II-I-I-III-III-III-III-III-III-I-I-II

I . . . längslaufende Furnierschicht
- . . . querlaufende Furnierschicht

Zur Ermittlung der Einzelschichtdicke wird die Bauteildicke durch die angegebene Schichtanzahl dividiert, wobei die längs und quer zur Spannrichtung orientierte Lagen als gleich stark angenommen werden.

Anders wie bei BSP werden aufgrund der im Vergleich zur Zugfestigkeit geringen Druckfestigkeit die Druckgurte für die Bemessung der Querschnitte meist maßgebend. Wirtschaftliche Querschnitte werden daher erreicht, indem diese nicht doppeltsymmetrisch ausgeführt sind, sondern für die Gurte beanspruchungsoptimierte Abmessungen gewählt werden.

Abmessungen und Plattenstärken der Einzelquerschnitte nach Abbildung 5.4:

- H = 800 mm
- B = 3.000 mm
- b = 750 mm
- h_{f,OG} = 40 mm
- h_{f,UG} = 30 mm
- b_w = 40 mm

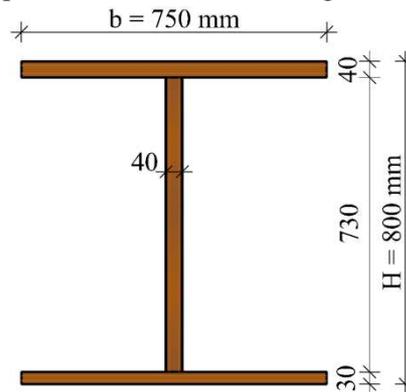


Abbildung 5.4: Abmessungen des BU-800 Querschnittes

Wie unter Punkt 4-3.1.2 erläutert, sind geometrisch bedingte tatsächliche Momenten- und Querkrafttragfähigkeit des BSP-Querschnittes ($R_{k,Ref}$) - nach Gleichung (5.11) und (5.12) - „Zielwerte“, die vom Buchen-System zu erfüllen sind.

Das heißt: Der Querschnitt aus Buchenurnieren hat als Ausgangswert für die Berechnung äquivalente Querschnittstragfähigkeit mit dem BSP-Referenzelement. Diese erforderlichen Tragfähigkeitswerte ($R_{k,Ref}$) müssen vom BU-Querschnitt mindestens erreicht werden.

$$R_{k,req} \leq R_{k,Ref} = R_{k,BSP} \leq R_{k,BU} \quad (5.25)$$

Aufgrund vorgegebener Plattenstärken der Einzelquerschnitte, siehe Tabelle 5.15, können aber bei der Dimensionierung diese Werte nicht exakt erfüllt werden und es werden größere tatsächliche Querschnittstragfähigkeiten ($R_{k,BU}$) erzielt.

In einem iterativen Prozess werden die maximalen Tragfähigkeitsangaben so lange gesteigert, bis die maximale tatsächliche Momenten- und Querkrafttragfähigkeit ($R_{k,BU}$) des Elements bei gegebenem Querschnitt erreicht ist (Abbildung 4.5). Daraus ergibt sich:

$$R_{k,Ref} \leq R_{k,BU} \quad (5.26)$$

$$582 \leq 847 \text{ KNm} = M_{Rk,BU} \quad (5.27)$$

$$78 \leq 93 \text{ KN} = V_{Rk,BU} \quad (5.28)$$

5-2.1.3 Ermittlung der effektiven Biegesteifigkeit

Nach Abschnitt 4-3.2 erfolgt die Ermittlung der Querschnittswerte mit den Gleichungen (4.18) bis (4.26). Deren Ergebnisse sind in Tabelle 5.17 dargestellt.

Tabelle 5.17: Querschnittswerte zur Berechnung der effektiven Biegesteifigkeit

Nr.	$E_{0,mean}$	$A_{i,eff}$	γ_i	$A_{i,eff} \cdot \gamma_i$	a_i	$A_{i,eff} \cdot \gamma_i \cdot a_i$	$J_{yi,eff}$
[-]	[N/mm ²]	[mm ²]	[-]	[mm ²]	[mm]	[mm ³]	[mm ⁴]
1 - OG	16.800	25.000	0,9961	24.903	20	0,498E6	3,31E6
2 - STEG	16.800	24.333	1,0000	24.333	405	9,86E6	1,08E9
3 - UG	16.800	17.500	0,9975	17.457	785	13,7E6	1,46E6
Summe				66.694		24,1E6	1,09E9

Daraus ergibt sich nach (4.27) die Lage der Spannungsnullebene

$$a_s = \frac{24.056.822}{66.694} = 360,71\text{mm} \quad (5.29)$$

und nach (4.28) die effektiv wirksame Biegesteifigkeit des nachgiebig verbundenen Gesamtquerschnittes

$$(EJ)_{eff} = 16.800 * (1.085 + 6.081) * 10^6 = 120.398 * 10^9 \text{ Nmm}^2 \quad (5.30)$$

5-2.2 NACHWEISFÜHRUNG

Der genaue Berechnungsablauf wurde bereits unter Punkt 4-3 erklärt, daher folgen nun nur die Ergebnisse mit den entsprechenden Zahlenwerten und Ausnutzungsgraden.

5-2.2.1 Biegung

Ergebnisse der Biegespannungsberechnung nach Punkt 4-3.3.1. Siehe dazu auch Abbildung 4.15:

Tabelle 5.18: Resultierende Randspannungen

Bauteil	Lage der Faser	$\sigma_{f,i}$ [N/mm ²]	$\sigma_{m,i}$ [N/mm ²]	$\sigma_{m,i} - \sigma_{f,i}$ [N/mm ²]
OG	oben	-40,09	-42,45	-2,35
	unten		-37,74	2,35
Steg	oben	5,23	-37,89	-43,12
	unten		48,35	43,12
UG	oben	50,00	48,23	-1,77
	unten		51,77	1,77

Damit ergeben sich nach Gleichung (4.31) folgende Ausnutzungsgrade für die tatsächliche Momenten Tragfähigkeit des gegebenen Querschnittes aus (5.6):

Tabelle 5.19: Ausnutzungsgrade bei maximaler Momentenbeanspruchung

Nachweis Obergurt:	$1,0 \leq 1,0$
Nachweis Steg:	$0,69 \leq 1,0$
Nachweis Untergurt:	$0,74 \leq 1,0$

Die Spannungsermittlung wurde auch für ein maximal mögliches negatives Moment von -688,0 KNm für den Querschnitt mit angegebenen Abmessungen der Einzelquerschnitte geführt:

Tabelle 5.20: Resultierende Randspannungen aus negativem Moment

Bauteil	Lage der Faser	$\sigma_{f,i}$ [N/mm ²]	$\sigma_{m,i}$ [N/mm ²]	$\sigma_{m,i} - \sigma_{f,i}$ [N/mm ²]
OG	oben	32,58	34,49	1,91
	unten		30,67	-1,91
Steg	oben	-4,25	30,79	35,04
	unten		-39,29	-35,04
UG	oben	-40,63	-39,20	1,44
	unten		-42,07	-1,44

Ausnutzungsgrade bei gegebenem Querschnitt für die negative Momententragfähigkeit aus (5.6) nach Gleichung (4.31):

Tabelle 5.21: Ausnutzungsgrade bei maximaler negativer Momentenbeanspruchung

Nachweis Obergurt:	$0,49 \leq 1,0$
Nachweis Steg:	$0,60 \leq 1,0$
Nachweis Untergurt:	$1,0 \leq 1,0$

5-2.2.2 Schub

Für die Nachweise werden die Spannungen direkt ermittelt. Vergleiche unter Punkt 4-3.3.2.

Tabelle 5.22: Maßgebende Schubspannungen

OG	Rollschub	$\tau_{r,max,OG} =$	0,15	N/mm ²
	Klebefläche	$\tau_{v,Kl,OG} =$	3,30	N/mm ²
Steg	Schub max.	$\tau_{v,max} =$	3,97	N/mm ²
UG	Klebefläche	$\tau_{v,Kl,UG} =$	2,88	N/mm ²
	Rollschub	$\tau_{r,max,UG} =$	0,09	N/mm ²

Die Nachweise erfolgen nach Gleichung (4.33):

Tabelle 5.23: Ausnutzungsgrade bei maximaler maximaler Querkraftbeanspruchung

Nachweis maximale Schubspannung:	$0,44 \leq 1,0$
Nachweis Rollschub Obergurt:	$0,04 \leq 1,0$
Nachweis Klebefläche Obergurt:	$1,0 \leq 1,0$
Nachweis Rollschub Untergurt:	$0,03 \leq 1,0$
Nachweis Klebefläche Untergurt:	$0,87 \leq 1,0$

Die Ergebnisse der Biege- und Schubspannungsberechnung werden in Abbildung 5.5 grafisch zusammengefasst.

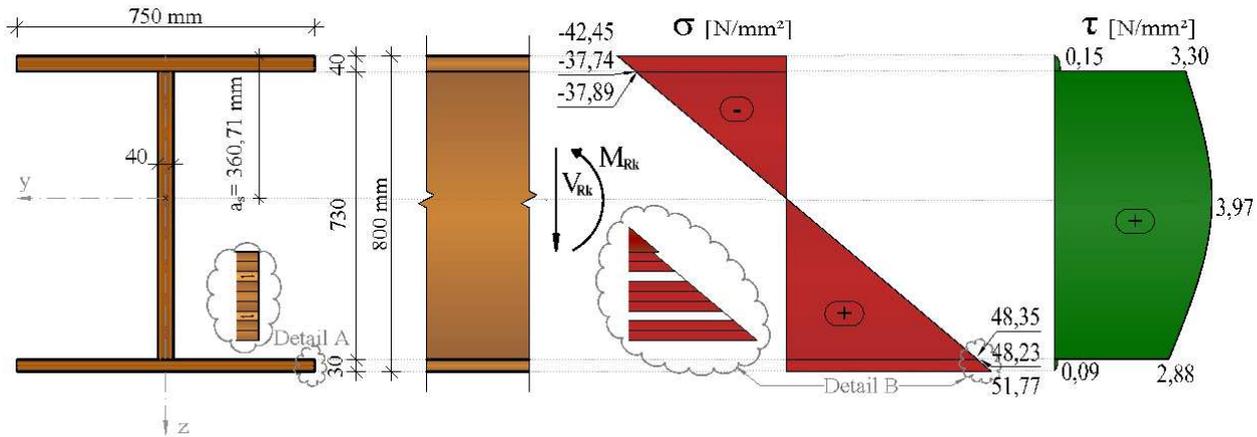


Abbildung 5.5: Biege- und Schubspannungen am betrachteten Querschnitt BU-800

5-2.2.3 Querbiegung

Die Berechnung und Nachweisführung für die Querbiegung des Obergurtes erfolgt sinngemäß nach 4-3.3.1 und 4-3.3.2. Die Ergebnisse werden in Tabelle 5.24 festgehalten:

Tabelle 5.24: Ausnutzungsgrade des Obergurtes

Nachweis Biegung:	$0,21 \leq 1,0$
Nachweis Schub:	$0,03 \leq 1,0$

5-2.2.4 Stabilitätsnachweis – „Beulen“

Stabilitätsnachweise sind im Druckbereich sowohl für den Steg als auch für den Gurt zu führen. Die Berechnung erfolgt nach 4-3.3.4. Für den Steg gilt:

$$730 \leq 35 * b_w = 1.400 \text{ mm} \quad (5.31)$$

$$V_{Rk,BU} \leq n * b_w * h_w * \left[1 + 0,5 * \frac{(h_{f,UG} + h_{f,OG})}{h_w} \right] * f_{v,k} \quad (5.32)$$

$$92,0 \leq 1 * 40 * 730 * \left[1 + 0,5 * \frac{(30 + 40)}{730} \right] * 9,0 * 10^{-3} \quad (5.33)$$

$$92,0 \leq 275,4 \text{ kN} \quad (5.34)$$

Außerdem darf $b_{c,ef}$ für den Gurt den angegebenen Grenzwert nach (4.12) von,

$$b \leq 20 * 40 = 800 \text{ mm} \quad (5.35)$$

zur Vermeidung des Ausbeulens der Beplankung nicht überschreiten. Bei fünf Stegen ergibt sich eine ideelle Flanschbreite von $b = 750 \text{ mm}$ und Bedingung (5.17) ist somit erfüllt.

5-2.2.5 Auflagerpressung

Die Querschottdicke und damit die rechnerische Mindestauflagerlänge beträgt 20 mm.

Für die Berechnung gelten die Überlegungen nach Punkt 4-3.3.5:

$$V_{Rk} \leq F_{sup,k} = \min \left\{ \begin{array}{l} 14 * 15.000 \\ (10 * 1,2) * 1,0 * 15.000 \end{array} \right. \quad (5.36)$$

$$V_{Rk} \leq F_{sup,k} = \min \left\{ \begin{array}{l} 210,0KN \\ 180,0KN \end{array} \right. \quad (5.37)$$

$$78,0 \leq F_{sup,k} = 180,00KN \quad (5.38)$$

5-2.2.6 Durchbiegung

Die Durchbiegungsberechnung erfolgte nach Punkt 4-3.4.1 mit der Biegesteifigkeit des gegebenen Querschnittes, Gleichung (4.28), und folgenden Beiwerten:

$$w_c = 0 \text{ mm}$$

$$k_{def} = 0,80$$

$$\psi_{0,s} = 0,50 \text{ für Kategorie H (Dächer) bei Schnee } < 1.000 \text{ m lt. ÖNORM B1991-1-1 [10]}$$

$$\psi_{2,s} = 0,00$$

$$\psi_{0,q} = 0,00$$

$$\psi_{2,q} = 0,00$$

Anfangsdurchbiegung mit charakteristischer Lastfallkombination:

$$w_{inst,char} = 49,86 + 74,78 + 0 = 124,64mm \quad (5.39)$$

$$124,64 \leq \frac{L}{200} = 140,0mm \quad (5.40)$$

Enddurchbiegung bei quasi ständiger Kombination:

$$w_{fin,perm} = (97,18 + 0) * (1 + 0,8) - 0 = 174,93mm \quad (5.41)$$

$$174,93 \leq \frac{L}{150} = 186,7mm \quad (5.42)$$

5-2.3 ZUSAMMENFASSUNG DER ERGEBNISSE

Tabelle 5.25: Ergebnisse für BU-800

BSP-800	je I-QS	je m-Streifen	je Element	Einheit
$M_{Rk} [+]$	846,6	1.128,8	3.386,5	KNm
$M_{Rk} [-]$	- 688,0	- 917,3	- 2.752,0	KNm
V_{Rk}	92,9	123,9	371,6	KN
$(EJ)_{eff}$	12.040	16.053,2	48.159,6	*10¹³KNm²
g_k	0,712	0,95	2,85	KN/lfm
A	0,089	0,119	0,36	m²

In Tabelle 5.26 werden die Ausnutzungsgrade der einzelnen Nachweise für das Element BU-800 angeführt.

Tabelle 5.26: Ausnutzungsgrade für BU-800

ULS	
Biegemoment [+]	OG 1,00
	Steg 0,69
	UG 0,74
Biegemoment [-]	OG 0,49
	Steg 0,60
	UG 1,00
Schub	Steg 0,44
Rollschub	OG 0,04
Rollschub	UG 0,03
Klebefläche	OG 1,00
Klebefläche	UG 0,87
Querbiegung OG	0,21
Beulen OG	erfüllt
Beulen Steg	0,28
Auflagerpressung	0,43
SLS	
$w_{inst,char} =$	0,89
$w_{fin,perm} =$	0,94

Die erforderlichen Dimensionen der Einzelquerschnitte werden für alle Elementhöhen in Tabelle 5.27 zusammengefasst.

Tabelle 5.27: Plattenstärken aller BU-Elemente

H [mm]	400	500	600	700	800	900	1000
$h_{f,OG}$ [mm]	20	20	30	30	40	40	40
b_w [mm]	40	40	40	40	40	40	40
$h_{f,UG}$ [mm]	30	30	30	30	30	30	40

Es sind durchwegs geringe Plattenstärken ausreichend.

Mit den Abmessungen aus Tabelle 5.27 ergeben sich nach gezeigtem Rechenschema folgende Werte für die einzelnen Querschnittshöhen:

Tabelle 5.28: Ergebnisse aller BU-Querschnitte

Elementtyp	400	500	600	700	800	900	1000	
$M_{Rk} [+]$	252	338	617	749	1129	1304	1541	KNm
$M_{Rk} [-]$	-356	-467	-617	-749	-917	-1069	-1541	KNm
V_{Rk}	57	74	97	117	124	142	167	KN
$(EJ)_{eff}$	2.309,2	3.865,8	7.322,8	10.404,1	16.053,2	21.011,8	30.600,8	$*10^{13} KNm^2$
g_k	0,59	0,64	0,77	0,82	0,95	1,00	1,13	KN/lfm
A	0,07	0,08	0,10	0,10	0,12	0,13	0,14	m ²
$X_d = X_k * \frac{k_{mod}}{\gamma_m}$ Empfohlene min. Auflagerlänge = 100 mm		Anmerkungen: Die angegebenen Kennwerte beziehen sich auf einen Meter-Streifen Das Eigengewicht der Elemente ist nicht berücksichtigt Querkrafttragfähigkeit entspricht der max. aufnehmbaren Auflagerkraft						

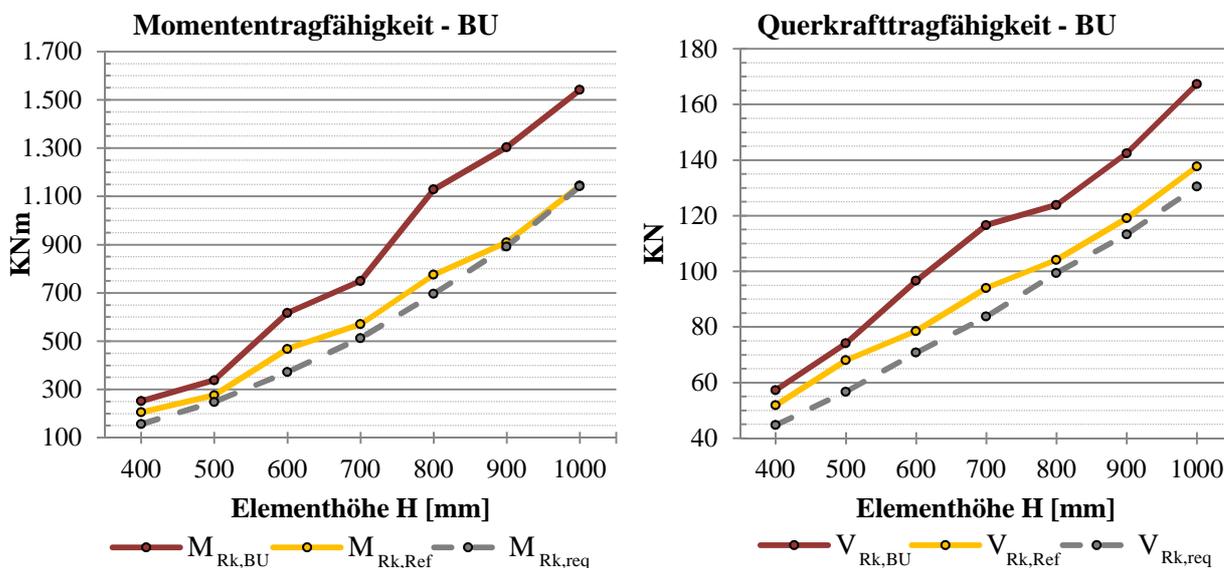


Abbildung 5.6: Ergebnisse BU: Momententragfähigkeit (links), Querkrafttragfähigkeit (rechts)

5-3 BERECHNUNG DES BI-HOHLKASTENS

„Birkensperrholz ist heute eines der modernsten Plattenprodukte auf Holzbasis für eine Vielzahl von Anwendungsbereichen wie Bauwesen, Transportmittelindustrie und zahlreiche Spezialbereiche.“ [27]

5-3.1 AUSGANGSSITUATION

5-3.1.1 Baustoffeigenschaften und Kennwerte

Derzeit liegen nur sehr wenige Untersuchungen zu den mechanischen Kenngrößen von Birkenlamellen vor. Für die einzelnen Schichten wurden die Festigkeitswerte des Materials aus bisherigen Erkenntnissen und Ergebnissen aus [31] und in Anlehnung an [27] festgelegt. Die Berechnung erfolgte mit nachfolgenden charakteristischen Festigkeits- und Steifigkeitskennwerten in N/mm².

Tabelle 5.29: Festigkeits- und Steifigkeitswerte von Birken-FSH

	N/mm ²
Plattenbeanspruchung	
$f_{m,k} =$	65
$f_{c,90,k} =$	10
$f_{v,k} =$	2,6
Scheibenbeanspruchung	
$f_{m,k} =$	65
$f_{t,0,k} =$	50
$f_{c,0,k} =$	32
$f_{c,90,k} =$	10
$f_{v,k} =$	8
Steifigkeitswerte	
$E_{0,mean} =$	16.000
$G_{mean,flachkant} =$	800

Die Wichte der Platten wird mit 7,0 KN/m³ nach [10] angesetzt.

In Tabelle 5.29 ist ersichtlich, dass die angegebenen Festigkeitskenngrößen geringer als jene von „Buchen-FSH-längslagig“ sind. Im Vergleich zu den Werten aus Tabelle 5.15 geht hervor, dass ein Teil der hier angesetzten Größen in etwa 70 - 80 % der Buchenfestigkeit entsprechen.

Für die weitere Berechnung werden außerdem folgende Beiwerte angesetzt:

$$\begin{aligned}
 k_{\text{mod}} &= 0,9 \\
 \gamma_m &= 1,25 \\
 k_{c,90} &= 1,0 \\
 \beta &= 0,66 \\
 t_{\text{fi,req}} &= 30 \text{ min} \\
 k_{\text{fi}} &= 1,15
 \end{aligned}$$

5-3.1.2 Geometrie, Querschnitt und Schnittkräfte

Als Ausgangsprodukt für das Element werden ausschließlich Einzelquerschnitte aus Birken-Sperrhölzern verwendet. Auch die Stege werden ident zu den Buchen-Hohlkästen als Scheiben ausgeführt. Somit bleibt die Analogie zu den BSP-Elementen gegeben.

Die Berechnung der Furniersperrhölzer erfolgt für die exakten Plattenaufbauten unter Berücksichtigung der quer orientierten Schichten. Die verwendeten Plattenaufbauten und -stärken sind ident zu jenen der Buchen-Furniersperrhölzer und setzen sich folgendermaßen zusammen:

Tabelle 5.30: Plattenaufbau BI-FSH

Bauteildicke - Nennmaß in mm	Anzahl der Furnierlagen			Aufbau
	längs	quer	gesamt	
20	4	2	6	I-II-I
30	7	2	9	II-III-II
40	10	2	12	II-III-III-II
50	11	4	15	II-I-III-III-I-II
60	14	4	18	II-I-III-III-III-I-II
70	16	4	20	II-I-III-III-III-III-I-II
80	17	6	23	II-I-I-III-III-III-III-I-I-II
90	20	6	26	II-I-I-III-III-III-III-III-I-I-II
100	23	6	29	II-I-I-III-III-III-III-III-III-I-I-II

I . . . längslaufende Furnierschicht
 - . . . querlaufende Furnierschicht

Anmerkung: Die Querlagen werden bereits beim n-Ziffern-Verfahren berücksichtigt, daher wird mit der Einzellamellenfestigkeit für die in Trägerlängsrichtung verlaufenden Schichten gerechnet.

Zur Ermittlung der Einzelschichtdicke wird die Bauteildicke durch die angegebene Schichtanzahl dividiert, wobei die längs und quer zur Spannrichtung orientierte Lagen als gleich stark angenommen werden.

Anders wie bei BSP werden aufgrund der im Vergleich zur Zugfestigkeit geringen Druckfestigkeit die Druckgurte für die Bemessung der Querschnitte meist maßgebend. Wirtschaftliche Querschnitte werden daher erreicht, indem diese nicht doppelsymmetrisch ausgeführt sind, sondern für die Gurte beanspruchungsoptimierte Abmessungen gewählt werden.

Abmessungen und Plattenstärken der Einzelquerschnitte nach Abbildung 5.7:

$H = 800 \text{ mm}$
 $B = 3.000 \text{ mm}$
 $b = 750 \text{ mm}$
 $h_{f,OG} = 40 \text{ mm}$
 $h_{f,UG} = 30 \text{ mm}$
 $b_w = 50 \text{ mm}$

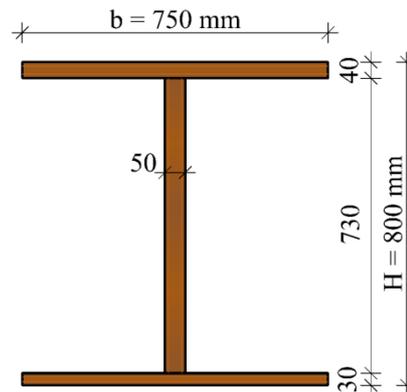


Abbildung 5.7: Abmessungen des BI-800 Querschnittes

Wie unter Punkt 4-3.1.2 erläutert, sind geometrisch bedingte tatsächliche Momenten- und Querkrafttragfähigkeit des BSP-Querschnittes ($R_{k,Ref}$) - nach Gleichung (5.11) und (5.12) - „Zielwerte“, die vom Birken-System zu erfüllen sind.

Das heißt: Der Querschnitt aus Birkenfurnieren hat als Ausgangswert für die Berechnung äquivalente Querschnittstragfähigkeit mit dem BSP-Referenzelement. Diese erforderlichen Tragfähigkeitswerte ($R_{k,Ref}$) müssen vom BI-Querschnitt mindestens erreicht werden.

$$R_{k,req} \leq R_{k,Ref} = R_{k,BSP} \leq R_{k,BI} \quad (5.43)$$

Aufgrund vorgegebener Plattenstärken der Einzelquerschnitte, siehe Tabelle 5.30, können aber bei der Dimensionierung diese Werte nicht exakt erfüllt werden und es werden größere tatsächliche Querschnittstragfähigkeiten ($R_{k,BI}$) erzielt.

In einem iterativen Prozess werden die maximalen Tragfähigkeitsangaben so lange gesteigert, bis die maximale tatsächliche Momenten- und Querkrafttragfähigkeit ($R_{k,BI}$) des Elements bei gegebenem Querschnitt erreicht ist. Daraus ergibt sich:

$$R_{k,Ref} \leq R_{k,BI} \quad (5.44)$$

$$582 \leq 847 \text{ KNm} = M_{Rk,BI} \quad (5.45)$$

$$78 \leq 93 \text{ KN} = V_{Rk,BI} \quad (5.46)$$

5-3.1.3 Ermittlung der effektiven Biegesteifigkeit

Nach Abschnitt 4-3.2 erfolgt die Ermittlung der Querschnittswerte mit den Gleichungen (4.18) bis (4.26). Deren Ergebnisse sind in Tabelle 5.31 dargestellt.

Tabelle 5.31: Querschnittswerte zur Berechnung der effektiven Biegesteifigkeit

Nr.	$E_{0,mean}$	$A_{i,eff}$	γ_i	$A_{i,eff} \cdot \gamma_i$	a_i	$A_{i,eff} \cdot \gamma_i \cdot a_i$	$J_{yi,eff}$
[-]	[N/mm ²]	[mm ²]	[-]	[mm ²]	[mm]	[mm ³]	[mm ⁴]
1 - OG	16.000	25.000	0,9965	24.913	20	0,498E6	3,31E6
2 - STEG	16.000	26.767	1,0000	26.767	405	10,8E6	1,19E9
3 - UG	16.000	17.500	0,9978	17.461	785	13,7E6	1,46E6
Summe				69.141		25,0E6	1,19E9

Daraus ergibt sich nach (4.27) die Lage der Spannungsnullebene

$$a_s = \frac{25.045.920}{69.141} = 362,24\text{mm} \quad (5.47)$$

und nach (4.28) die effektiv wirksame Biegesteifigkeit des nachgiebig verbundenen Gesamtquerschnittes

$$(EJ)_{eff} = 16.000 * (1.193 + 6.087) * 10^6 = 116.499 * 10^9 \text{ Nmm}^2 \quad (5.48)$$

5-3.2 NACHWEISFÜHRUNG

Der genaue Berechnungsablauf wurde bereits unter Punkt 4-3 erklärt, daher folgen nun nur die Ergebnisse mit den entsprechenden Zahlenwerten und Ausnutzungsgraden.

5-3.2.1 Biegung

Ergebnisse der Biegespannungsberechnung nach Punkt 4-3.3.1. Siehe dazu auch Abbildung 4.15:

Tabelle 5.32: Resultierende Randspannungen

Bauteil	Lage der Faser	$\sigma_{f,i}$ [N/mm ²]	$\sigma_{m,i}$ [N/mm ²]	$\sigma_{m,i} - \sigma_{f,i}$ [N/mm ²]
OG	oben	-31,11	-32,92	-1,82
	unten		-29,29	1,82
Steg	oben	3,90	-29,39	-33,29
	unten		37,19	33,29
UG	oben	38,47	37,11	-1,37
	unten		39,84	1,37

Damit ergeben sich nach Gleichung (4.31) folgende Ausnutzungsgrade für die tatsächliche Momententragfähigkeit des gegebenen Querschnittes aus (5.6):

Tabelle 5.33: Ausnutzungsgrade bei maximaler Momentenbeanspruchung

Nachweis Obergurt:	$1,0 \leq 1,0$
Nachweis Steg:	$0,59 \leq 1,0$
Nachweis Untergurt:	$0,79 \leq 1,0$

Die Spannungsermittlung wurde auch für ein maximal mögliches negatives Moment von -542,0 KNm für den Querschnitt mit angegebenen Abmessungen der Einzelquerschnitte geführt:

Tabelle 5.34: Resultierende Randspannungen aus negativem Moment

Bauteil	Lage der Faser	$\sigma_{f,i}$ [N/mm ²]	$\sigma_{m,i}$ [N/mm ²]	$\sigma_{m,i} - \sigma_{f,i}$ [N/mm ²]
OG	oben	25,39	26,87	1,48
	unten		23,90	-1,48
Steg	oben	-3,18	23,99	27,17
	unten		-30,35	-27,17
UG	oben	-31,40	-30,29	1,11
	unten		-32,51	-1,11

Ausnutzungsgrade bei gegebenem Querschnitt für die negative Momententragfähigkeit aus (5.6) nach Gleichung (4.31):

Tabelle 5.35: Ausnutzungsgrade bei maximaler negativer Momentenbeanspruchung

Nachweis Obergurt:	$0,53 \leq 1,0$
Nachweis Steg:	$0,52 \leq 1,0$
Nachweis Untergurt:	$1,0 \leq 1,0$

5-3.2.2 Schub

Für die Nachweise werden die Spannungen direkt ermittelt. Vergleiche unter Punkt 4-3.3.2.

Tabelle 5.36: Maßgebende Schubspannungen

OG	Rollschub	$\tau_{r,max,OG} =$	0,13	N/mm ²
	Klebefläche	$\tau_{v,Kl,OG} =$	2,60	N/mm ²
Steg	Schub max.	$\tau_{v,max} =$	3,18	N/mm ²
UG	Klebefläche	$\tau_{v,Kl,UG} =$	2,25	N/mm ²
	Rollschub	$\tau_{r,max,UG} =$	0,08	N/mm ²

Die Nachweise erfolgen nach Gleichung (4.33):

Tabelle 5.37: Ausnutzungsgrade bei maximaler maximaler Querkraftbeanspruchung

Nachweis maximale Schubspannung:	$0,40 \leq 1,0$
Nachweis Rollschub Obergurt:	$0,05 \leq 1,0$
Nachweis Klebefläche Obergurt:	$1,0 \leq 1,0$
Nachweis Rollschub Untergurt:	$0,03 \leq 1,0$
Nachweis Klebefläche Untergurt:	$0,87 \leq 1,0$

Die Ergebnisse der Biege- und Schubspannungsberechnung werden in Abbildung 5.8 grafisch zusammengefasst.

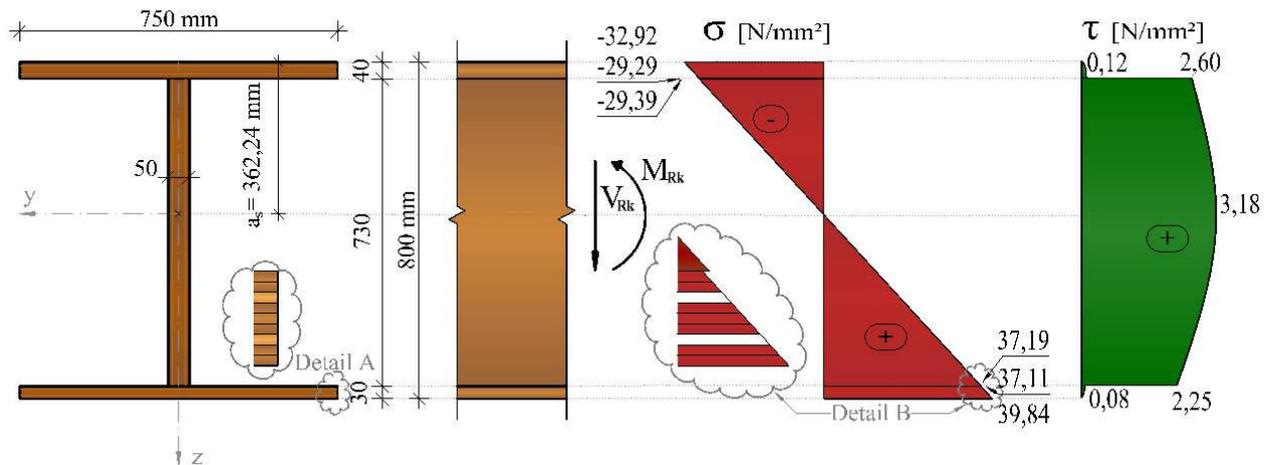


Abbildung 5.8: Biege- und Schubspannungen am betrachteten Querschnitt BI-800

5-3.2.3 Querbiegung

Die Berechnung und Nachweisführung für die Querbiegung des Obergurtes erfolgt sinngemäß nach 4-3.3.1 und 4-3.3.2. Die Ergebnisse werden in Tabelle 5.38 festgehalten:

Tabelle 5.38: Ausnutzungsgrade des Obergurtes

Nachweis Biegung:	$0,28 \leq 1,0$
Nachweis Schub:	$0,04 \leq 1,0$

5-3.2.4 Stabilitätsnachweis – „Beulen“

Stabilitätsnachweise sind im Druckbereich sowohl für den Steg als auch für den Gurt zu führen. Die Berechnung erfolgt nach 4-3.3.4. Für den Steg gilt:

$$730 \leq 35 * b_w = 1.400 \text{ mm} \quad (5.49)$$

$$V_{Rk, BI} \leq n * b_w * h_w * \left[1 + 0,5 * \frac{(h_{f,UG} + h_{f,OG})}{h_w} \right] * f_{v,k} \quad (5.50)$$

$$81,0 \leq 1 * 50 * 730 * \left[1 + 0,5 * \frac{(30 + 40)}{730} \right] * 8,0 * 10^{-3} \quad (5.51)$$

$$81,0 \leq 306,0 \text{ KN} \quad (5.52)$$

Außerdem darf $b_{c,ef}$ für den Gurt den angegebenen Grenzwert nach (4.12) von

$$b \leq 20 * 40 = 800 \text{ mm} \quad (5.53)$$

zur Vermeidung des Ausbeulens der Beplankung nicht überschreiten. Bei fünf Stegen ergibt sich eine ideale Flanschbreite von $b = 750 \text{ mm}$ und Bedingung (5.17) ist somit erfüllt.

5-3.2.5 Auflagerpressung

Die Querschottdicke und damit die rechnerische Mindestauflagerlänge beträgt 20 mm.

Für die Berechnung gelten die Überlegungen nach Punkt 4-3.3.5:

$$V_{Rk} \leq F_{sup,k} = \min \begin{cases} 10 * 15.000 \\ 10 * 1,0 * 15.000 \end{cases} \quad (5.54)$$

$$V_{Rk} \leq F_{sup,k} = \min \begin{cases} 150,0KN \\ 150,0KN \end{cases} \quad (5.55)$$

$$81,0 \leq F_{sup,k} = 150,00KN \quad (5.56)$$

5-3.2.6 Durchbiegung

Die Durchbiegungsberechnung erfolgte nach Punkt 4-3.4.1 mit der Biegesteifigkeit des gegebenen Querschnittes, Gleichung (4.28), und folgenden Beiwerten:

$$w_c = 0 \text{ mm}$$

$$k_{def} = 0,80$$

$$\psi_{0,s} = 0,50 \text{ für Kategorie H (Dächer) bei Schnee } < 1.000 \text{ m lt. ÖNORM B1991-1-1 [10]}$$

$$\psi_{2,s} = 0,00$$

$$\psi_{0,q} = 0,00$$

$$\psi_{2,q} = 0,00$$

Anfangsdurchbiegung mit charakteristischer Lastfallkombination:

$$w_{inst,char} = 51,52 + 77,29 + 0 = 128,81mm \quad (5.57)$$

$$128,81 \leq \frac{L}{200} = 140,0mm \quad (5.58)$$

Enddurchbiegung bei quasi ständiger Kombination:

$$w_{fin,perm} = (98,71 + 0) * (1 + 0,8) - 0 = 177,68mm \quad (5.59)$$

$$177,68 \leq \frac{L}{150} = 186,7,0mm \quad (5.60)$$

5-3.3 ZUSAMMENFASSUNG DER ERGEBNISSE

Tabelle 5.39: Ergebnisse für BI-800

BSP-800	je I-QS	je m-Streifen	je Element	Einheit
$M_{Rk} [+]$	664,1	885,4	2.656,3	KNm
$M_{Rk} [-]$	- 542,0	- 722,7	- 2.168,0	KNm
V_{Rk}	81,4	108,5	325,6	KN
$(EJ)_{eff}$	11.650	15.533,2	46.599,5	*10¹³KNm²
g_k	0,687	0,92	2,75	KN/lfm
A	0,098	0,131	0,39	m²

In Tabelle 5.40 werden die Ausnutzungsgrade der einzelnen Nachweise für das Element BI-800 angeführt.

Tabelle 5.40: Ausnutzungsgrade für BI-800

ULS		
Biegemoment [+]	OG	1,00
	Steg	0,59
	UG	0,79
Biegemoment [-]	OG	0,53
	Steg	0,52
	UG	1,00
Schub	Steg	0,40
Rollschub	OG	0,05
Rollschub	UG	0,03
Kläbefläche	OG	1,00
Kläbefläche	UG	0,87
Querbiegung OG		0,28
Beulen OG		erfüllt
Beulen Steg		0,26
Auflagerpressung		0,53
SLS		
$W_{inst, char} =$		0,92
$W_{fin, perm} =$		0,95

Die erforderlichen Dimensionen der Einzelquerschnitte werden für alle Elementhöhen in Tabelle 5.41 zusammengefasst.

Tabelle 5.41: Plattenstärken aller BI-Elemente

H [mm]	400	500	600	700	800	900	1000
$h_{f,OG}$ [mm]	30	30	30	30	40	40	40
b_w [mm]	50	50	50	50	50	50	50
$h_{f,UG}$ [mm]	30	30	30	30	30	30	40

Es sind, wie zuvor, durchwegs geringe Plattenstärken ausreichend und mehrere Querschnitte symmetrisch aufgebaut.

Mit den Abmessungen aus Tabelle 5.40 ergeben sich nach gezeigtem Rechenschema folgende Werte für die einzelnen Querschnittshöhen:

Tabelle 5.42: Ergebnisse aller BI-Querschnitte

Elementtyp	400	500	600	700	800	900	1000	
$M_{Rk} [+]$	293	387	486	590	885	1024	1212	KNm
$M_{Rk} [-]$	-231	-297	-385	-527	-723	-844	-1212	KNm
V_{Rk}	52	68	85	103	109	125	147	KN
$(EJ)_{eff}$	2.792,8	4.659,0	7.070,9	10.067,5	15.533,2	20.367,1	29.611,2	*10¹³KNm²
g_k	0,62	0,68	0,74	0,79	0,92	0,97	1,10	KN/lfm
A	0,09	0,10	0,11	0,11	0,13	0,14	0,16	m²

$$X_d = X_k * \frac{k_{mod}}{\gamma_m}$$

Empfohlene min. Auflagerlänge = 100 mm

Anmerkungen:
Die angegebenen Kennwerte beziehen sich auf einen Meter-Streifen
Das Eigengewicht der Elemente ist nicht berücksichtigt
Querkrafttragfähigkeit entspricht der max. aufnehmbaren Auflagerkraft

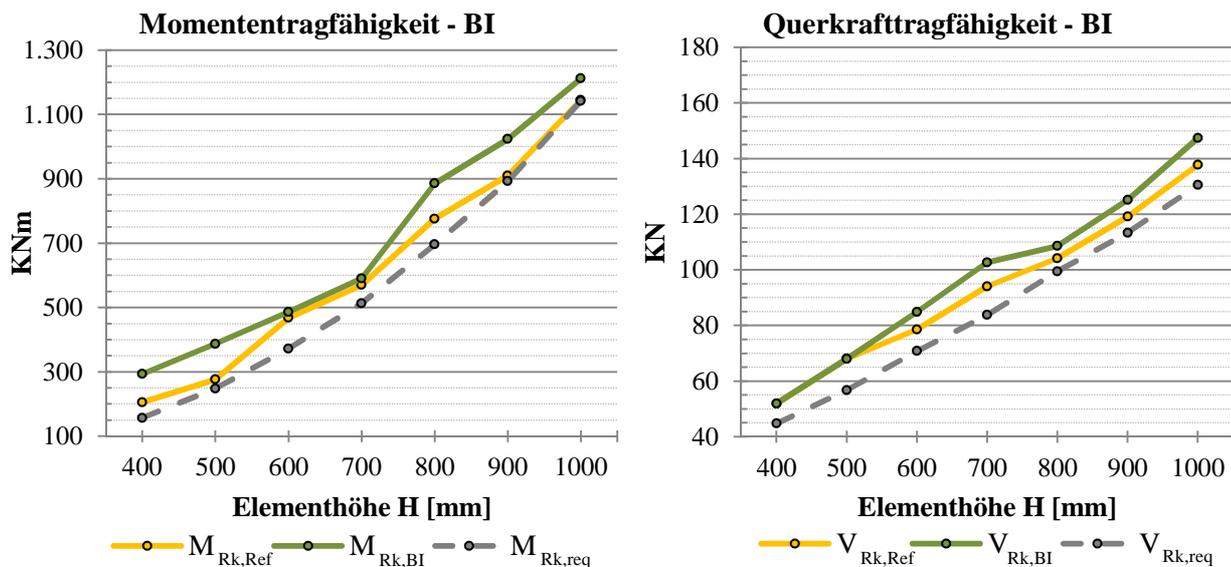


Abbildung 5.9: Ergebnisse BI: Momenten­trag­fä­hig­keit (links), Quer­kraft­trag­fä­hig­keit (rechts)

5-4 FAZIT

Abschließend zu diesem Kapitel werden die Ergebnisse der Berechnungen zusammengefasst, analysiert und anhand von Diagrammen und Vergleichen ausgewertet.

5-4.1 ZUSAMMENFASSUNG DER AUSGANGSSITUATION

Es erfolgte die Bemessung und Nachweisführung von geklebten zusammengesetzten Querschnitten (Hohlkastenelement) mit Bauteilhöhen von 40 bis 100 cm (sieben Abstufungen). Ziel der Berechnung war die Gegenüberstellung der Tragfähigkeiten der einzelnen Elemente auf Basis definierter Randbedingungen:

Am Beginn der Berechnungen wurde ein L/H-Verhältnis von 35 festgelegt, wodurch sich - bei definierter Elementhöhe - eine fiktive Systemlänge für Einfeldträger ergibt. Damit und mit angesetzter Gleichlast aus einer angenommenen Lastaufstellung ergeben sich die maßgebenden Schnittgrößen für die Dimensionierung. Große Einzelkräfte bzw. konzentrierte Lastenleitungen wurden nicht berücksichtigt.

In weiterer Folge wurde die Berechnung der Hohlkastenquerschnitte mit vorgegebenen geometrischen Bedingungen aus drei verschiedenen Werkstoffen durchgeführt. Die **Ausgangsprodukte**, welche Platten aus Brettsperrholz-Fichte, Buchen- und Birken-Furnierschichtholz stellen, sind zu ihrer Mittellage hin symmetrisch aufgebaut.

Das BSP-Element der jeweiligen Bauteilhöhe wurde als Referenzquerschnitt definiert. Dessen Tragfähigkeitsangaben dienten als Zielwert für die beiden anderen Systeme (BU und BI). Somit wurde die Grundlage für den Vergleich der Querschnittswerte bei gleicher Konstruktionshöhe und ähnlich großer Tragfähigkeit festgelegt.

Der Feuchtegehalt hat einen signifikanten Einfluss auf die mechanische Festigkeit und das Kriechverhalten von Holz und ist daher bei der Bemessung von Holzbauteilen zu berücksichtigen. Entsprechend dem im Verlauf der Nutzung zu erwartenden Umgebungsklima des Bauteils erfolgt die Einstufung in eine von drei Nutzungsklassen (NKL). Es wird davon ausgegangen, dass die tragenden Elemente im Bauwerk keiner schädigenden Feuchtigkeit ausgesetzt sind. Für die Berechnung der Hohlkastenelemente gelten daher ausschließlich die Definitionen der Nutzungsklasse 1.

Als Bemessungsgrundlage diente die enBR [64] und für die Verformungsberechnung ÖNORM B 1995-1-1 [65].

Die Entwicklung der Elemente erfolgte in Anlehnung an das Kielsteg-Bausystem. Deshalb wird dieses im nachfolgenden Vergleich miteinbezogen.

5-4.2 SYSTEMUNABHÄNGIGER VERGLEICH DER ELEMENTE

In der nachfolgend angeführten Tabelle 5.43 sind alle Ergebnisse der Berechnung zusammengefasst. Die Berechnung der darin enthaltenen Querschnittswerte entspricht dem derzeitigen Stand der Technik.

In der Bemessungstabelle sind die maximalen Querschnittstragfähigkeiten - keine Traglasten - unabhängig von der Systemart oder Spannweite angegeben. Folglich können die Ergebnisse auch für die Berechnung von Durchlaufträgern und Kragarmen herangezogen werden. Das Eigengewicht konnte nicht berücksichtigt werden, da die angegebenen Werte von der Systemlänge unabhängig sind.

Die Berechnung erfolgte zwar für einen I-Querschnitt, jedoch wurden die Werte für die zusammenfassende Tabelle 5.43 auf 1-Meter-Streifen umgerechnet.

Tabelle 5.43: Zusammenstellung der Ergebnisse aller Hohlkastenquerschnitte

H		$h_{f,OG}$	bw	$h_{f,UG}$	$M_{Rk} [+]$	$M_{Rk} [-]$	V_{Rk}	$(EJ)_{eff}$	g_k	A
mm		mm	mm	mm	KNm	KNm	KN	$\cdot 10^{13} \text{KNm}^2$	KN/lfm	m ²
400	BSP	60	60	60	205	-205	52	2.604,1	0,74	0,15
	BU	20	40	30	252	-356	57	2.309,2	0,59	0,07
	BI	30	50	30	293	-231	52	2.792,8	0,62	0,09
500	BSP	60	60	60	276	-276	68	4.473,8	0,79	0,16
	BU	20	40	30	338	-467	74	3.865,8	0,64	0,08
	BI	30	50	30	387	-297	68	4.659,0	0,68	0,10
600	BSP	60	60	80	468	-357	79	7.898,7	0,93	0,19
	BU	30	40	30	617	-617	97	7.322,8	0,77	0,10
	BI	30	50	30	486	-385	85	7.070,9	0,74	0,11
700	BSP	60	60	80	570	-437	94	11.381,9	0,98	0,20
	BU	30	40	30	749	-749	117	10.404,1	0,82	0,10
	BI	30	50	30	590	-527	103	10.067,5	0,79	0,11
800	BSP	60	60	100	776	-528	104	16.921,1	1,12	0,22
	BU	40	40	30	1129	-917	124	16.053,2	0,95	0,12
	BI	40	50	30	885	-723	109	15.533,2	0,92	0,13
900	BSP	60	60	100	910	-617	119	22.340,9	1,17	0,23
	BU	40	40	30	1.304	-1.069	142	21.011,8	1,00	0,13
	BI	40	50	30	1.024	-844	125	20.367,1	0,97	0,14
1000	BSP	80	60	100	1.144	-941	138	34.150,4	1,31	0,26
	BU	40	40	40	1.541	-1.541	167	30.600,8	1,13	0,14
	BI	40	50	40	1.212	-1.212	147	29.611,2	1,10	0,16
$X_d = X_k \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_m}$ Minimale Auflagerlänge $l_a = 100 \text{ mm}$					Anmerkungen: Die angegebenen Kennwerte beziehen sich auf einen Meter-Streifen Das Eigengewicht der Elemente ist nicht berücksichtigt Querkrafttragfähigkeit entspricht der max. aufnehmbaren Auflagerkraft					

Zur besseren Anschaulichkeit wurden nachstehend einige Ergebnisse der einzelnen Systeme und jeweiligen Elementhöhen grafisch dargestellt.

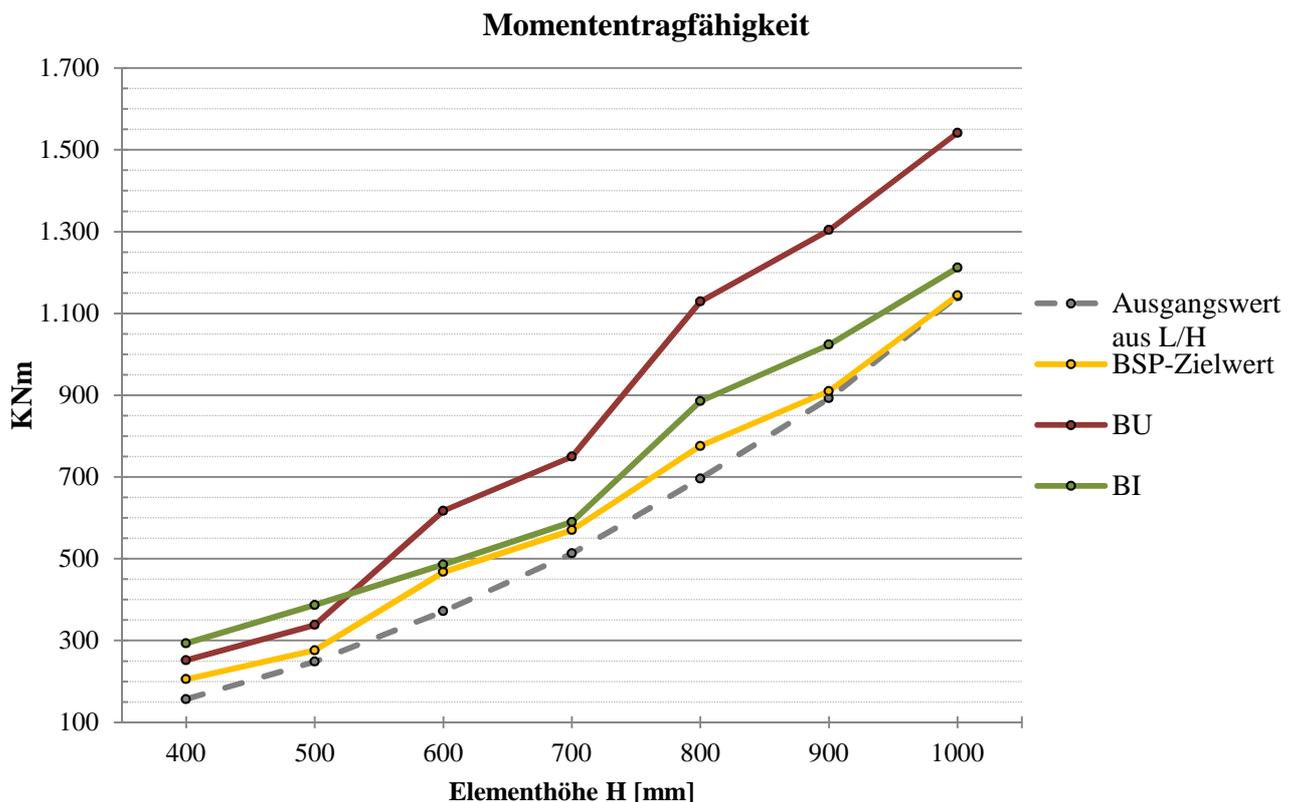


Abbildung 5.10: Momententragfähigkeit

Betrachtet man die Momententragfähigkeiten in Abbildung 5.10, so ist beim Element mit 800 mm Höhe die größte Streuung der Resultate festzustellen.

Die BSP-Werte entsprechen - abgesehen vom BSP-600 und BSP-800 Element mit geringer Abweichung - ziemlich exakt den erforderlichen Momententragfähigkeiten ($M_{k,req}$).

Bei den Elementen mit 400 und 500 mm Höhe erreicht das BI-System die besten Werte.

Ab einer Elementhöhe von 600 mm weisen alle drei Systeme eine ähnlich steigende Tendenz auf.

Die Momententragfähigkeit der Elemente BU-800, BU-900 und BU-1.000 ist sehr groß - die Zielwerte werden um ca. 40 % überschritten. Aufgrund herstellbedingter, vorgegebener Plattenstärken der Einzelquerschnitte werden größere Querschnittstragfähigkeiten erreicht. Bei geringerer Einzelquerschnittsstärke würde der Zielwert oder ein einzelner Nachweis nicht eingehalten werden.

Das maximale aufnehmbare negative Moment ist in der Regel kleiner als das positive, da die Druck- und Zugfestigkeiten der Materialien unterschiedlich groß sind, und die Gurtstärken beanspruchungsoptimiert - unterschiedlich stark - dimensioniert wurden. Bei symmetrischen Querschnitten sind das positive und negative Moment - aufgrund der Brandbeanspruchung - nicht gleich groß. Dies soll in Abbildung 5.11 anhand der Ausnutzungsgrade des BI-400-Elementes gezeigt werden:

- Obergurt und Untergurt sind gleich stark ($h_{r,OG} = h_{r,UG} = 30 \text{ mm}$)
- Der Obergurt wird bei positiver Momentenbelastung im Kaltzustand voll ausgenutzt, da die Normdruckfestigkeit von Birken-Furnierschichtholz kleiner als die Zugfestigkeit ist ($f_{c,0,k} < f_{t,0,k}$).
- Der Untergurt wird beim Brandlastfall mit negativer Momentenbelastung maßgebend (reduzierter Querschnitt im Druckbereich).

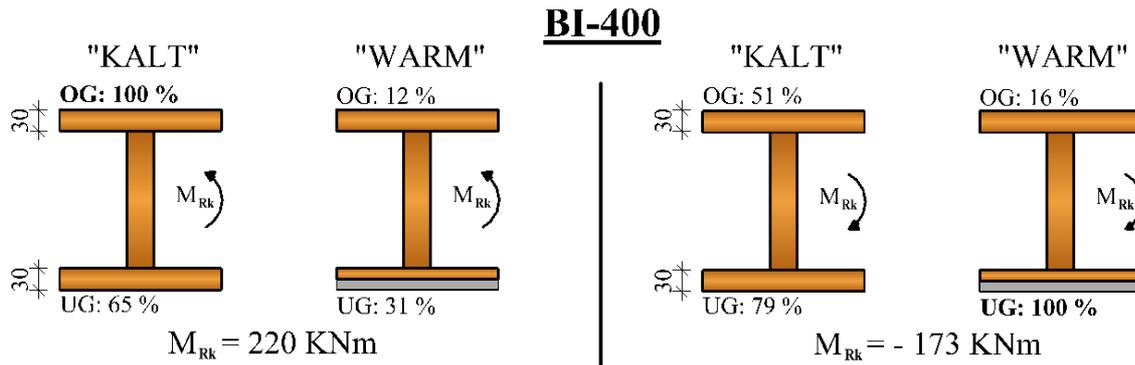


Abbildung 5.11: Ausnutzungsgrade BI-400: $M_{Rk} [+] -$ „kalt“ (links); $M_{Rk} [+] -$ „warm“ (links, Mitte); $M_{Rk} [-] -$ „kalt“ (rechts, Mitte); $M_{Rk} [-] -$ „warm“ (rechts)

Bei den Querschnitten BU-400 und BU-500 (unsymmetrische Querschnitte) ist aus folgenden Gründen das negative Moment deutlich größer als das positive:

- (i) $f_{c,0,k} < f_{t,0,k}$
Die Normdruckfestigkeit in Faserrichtung ist kleiner als die Zugfestigkeit.
- (ii) $h_{f,OG} < h_{f,UG} \geq 30 \text{ mm}$
Die Mindestuntergurtstärke von 30 mm muss wegen des Brandwiderstandes (R30) eingehalten werden.
- (iii) Daraus folgt: UG-Fläche > OG-Fläche
Die Abmessungen des Untergurtes sind größer als jene des Obergurtes. Theoretisch könnte der Untergurt kleiner dimensioniert werden, ist aber wegen dem Lastfall „Brand“ im Kaltzustand überdimensioniert.

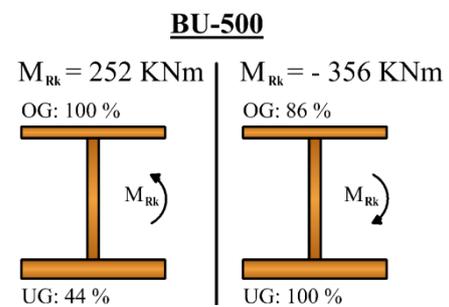


Abbildung 5.12: Ausnutzung BU-500

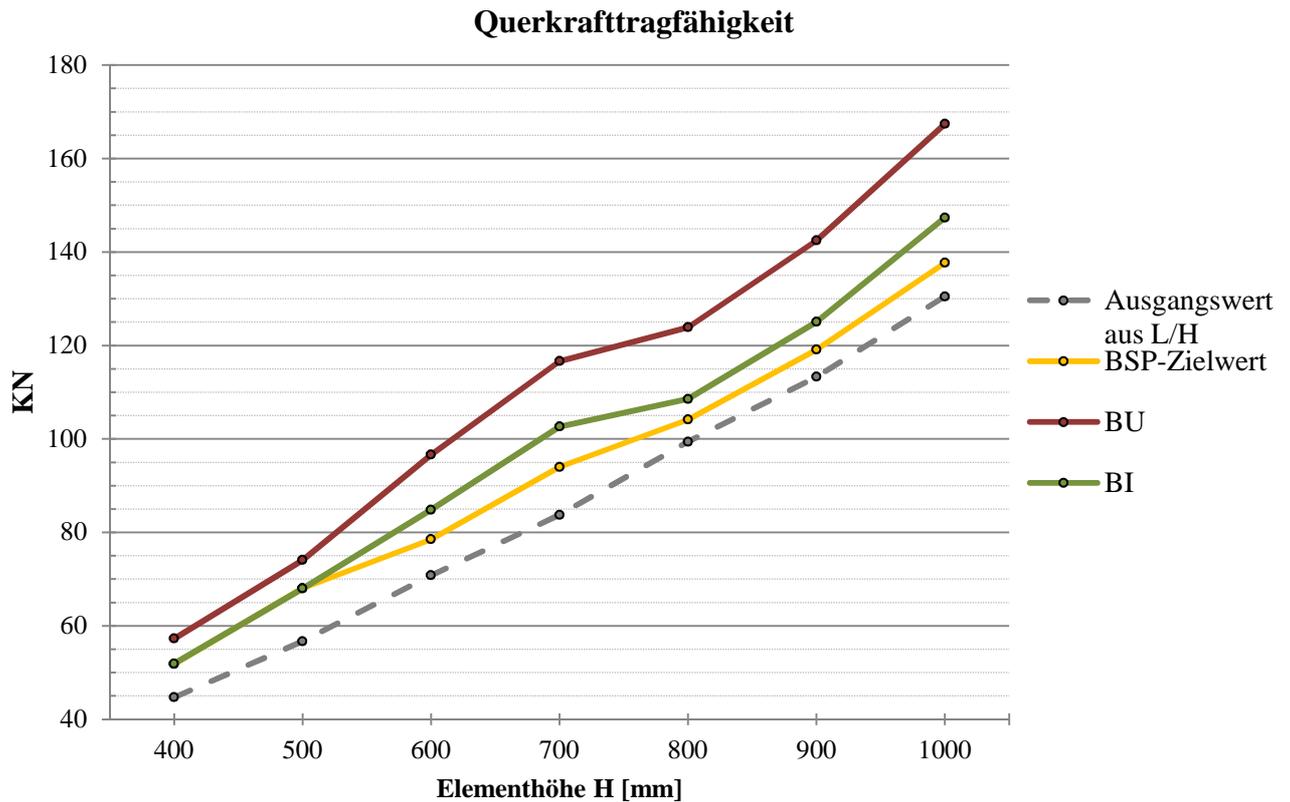


Abbildung 5.13: Querkrafttragfähigkeit

Querkräfte werden hauptsächlich von den Stegen aufgenommen. Eine Verstärkung in Bereichen mit hohen Querkäften, z. B. an den Auflagern, wird nicht erforderlich, da die Schubfestigkeit in der Klebefuge bzw. der Stegnachweis gegen Ausbeulen maßgebend wird und dadurch ohnehin eine größere Stegbreite erforderlich ist. Abbildung 5.13 zeigt, dass die zwei kleinsten Querschnitte der BI-Elemente die BSP-Zielwerte genau erreichen.

Nachfolgend werden in Abbildung 5.14 und Abbildung 5.15 prozentuelle Vergleiche der Momenten Tragfähigkeiten M_{Rk} und Querkrafttragfähigkeiten V_{Rk} grafisch dargestellt. Die Tragfähigkeiten werden dabei auf das jeweilige BSP-Element mit gleicher Querschnittshöhe als Referenz bezogen.

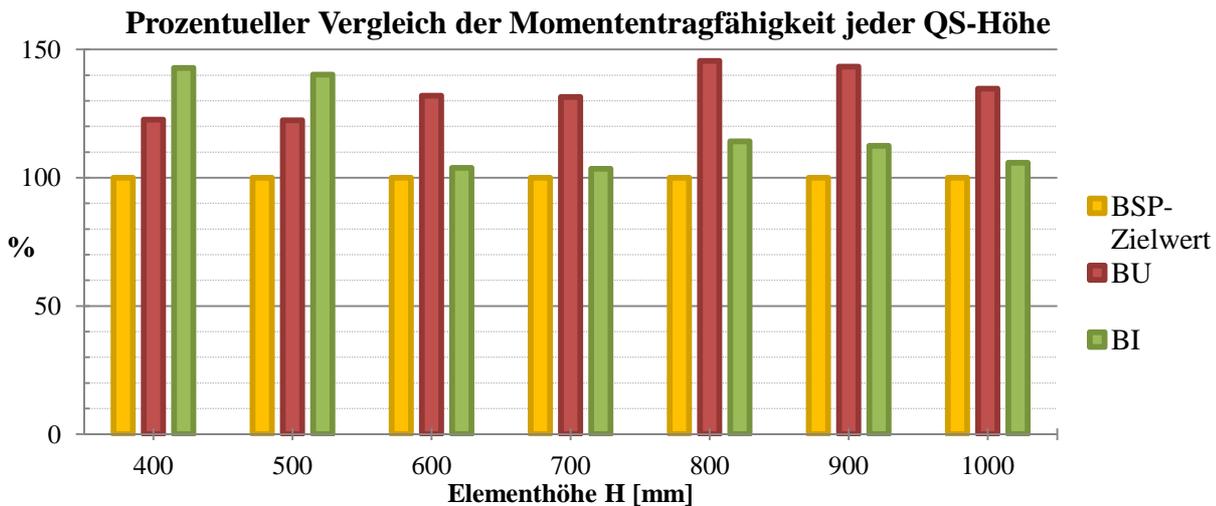


Abbildung 5.14: Momententragfähigkeit M_{Rk} bezogen auf das jeweilige BSP-Referenzelement

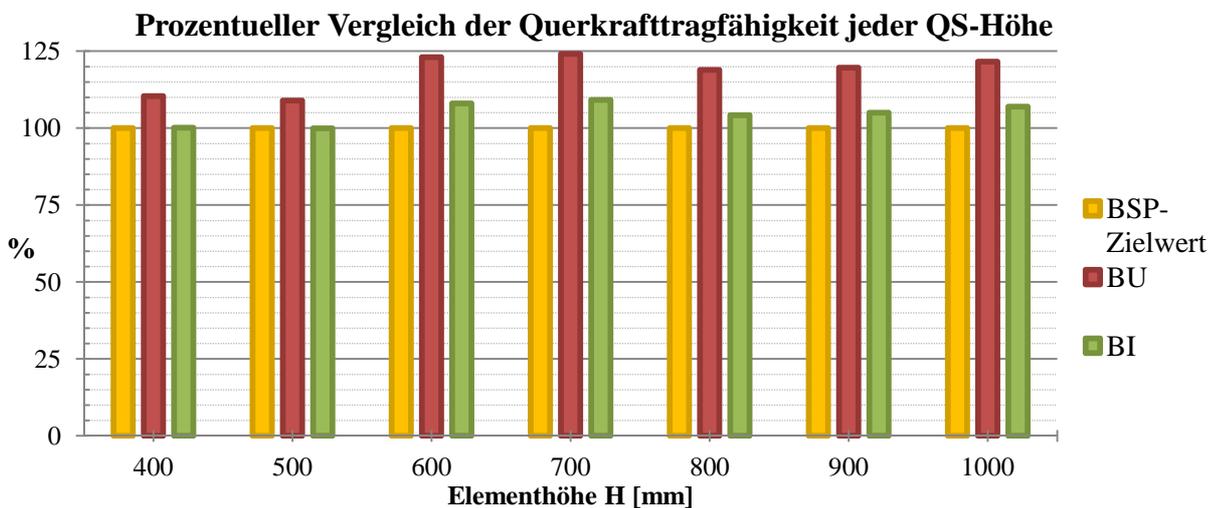


Abbildung 5.15: Querkrafttragfähigkeit V_{Rk} bezogen auf das jeweilige BSP-Referenzelement

Für Nachweise der Gebrauchstauglichkeit (SLS - Durchbiegung) sind für das jeweilige System gesondert Berechnungen mit den in den Tabellen angegebenen Querschnittswerten - Biegesteifigkeit $(EJ)_{\text{eff}}$ - zu führen. Die Berücksichtigung der Schubverformung und der Nachgiebigkeit durch die Querlagen erfolgte mit dem n-Ziffern- und γ -Verfahren unter 4-3.2.

Bei kleineren Querschnitten ist die Anfangsdurchbiegung mit charakteristischer Lastfallkombination der kritische Verformungsnachweis. Mit der Herstellung von überhöhten Elementen werden die Anforderungen des Grenzzustandes der Gebrauchstauglichkeit - für die Enddurchbiegung mit quasi ständiger Kombination - auch bei großen Spannweiten erreicht.

Für Querschnitte aller drei Systeme mit 900 und 1.000 mm Höhe ist bei angenommenen Anfangs-/Randbedingungen eine Überhöhung von 20 mm erforderlich.

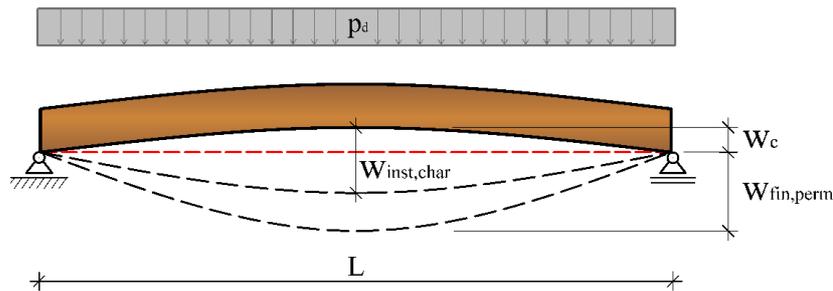


Abbildung 5.16: Durchbiegungen

Die Träger wurden für Hallendächer konzipiert; daher bleibt das Schwingungsverhalten unberücksichtigt.

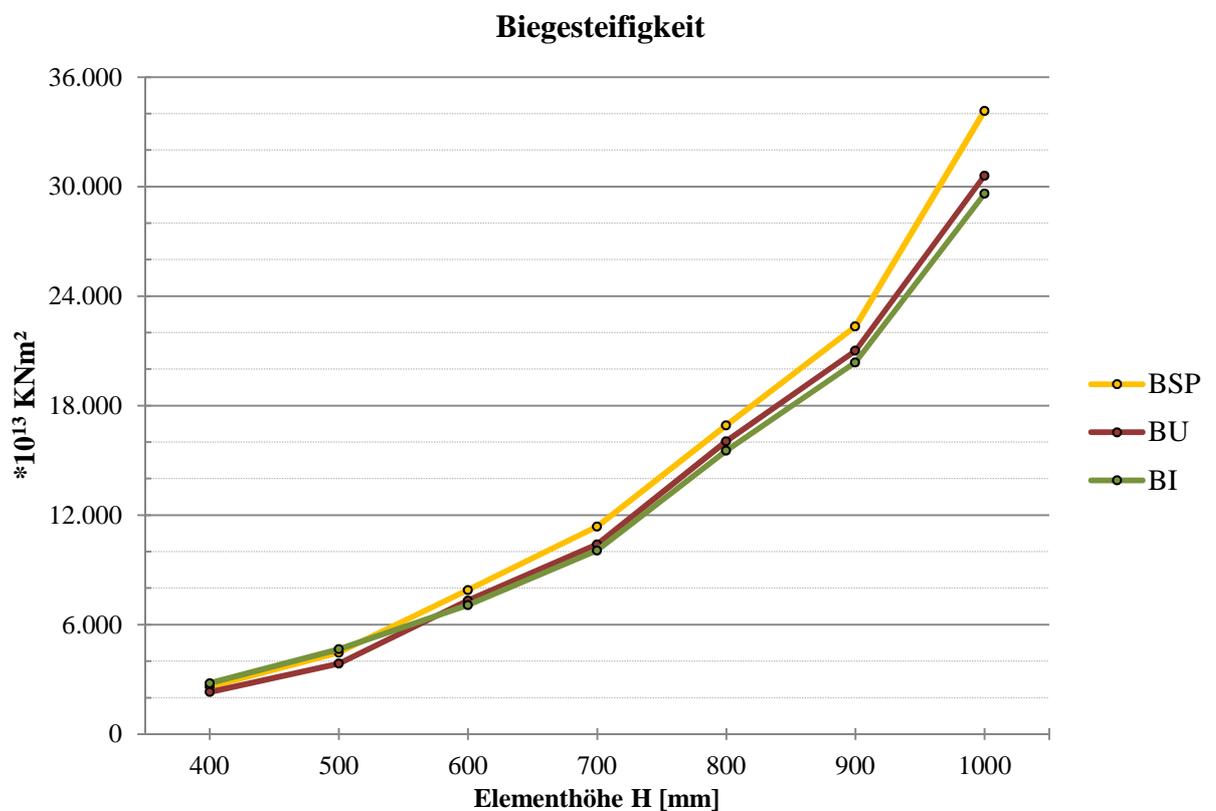


Abbildung 5.17: Biegesteifigkeit

Wie in Abbildung 5.17 ersichtlich, verfügen die BSP-Elemente über die höchsten Biegesteifigkeiten, was darauf zurückzuführen ist, dass die Einzelquerschnitte die größten Abmessungen haben.

Elemente aus Buchen- und Birkenfurnieren haben denselben Plattenaufbau. Änderungen der Querschnittsabmessungen und damit der Biegesteifigkeit sind auf die geringeren Festigkeits- und Steifigkeitswerte der Birke zurückzuführen.

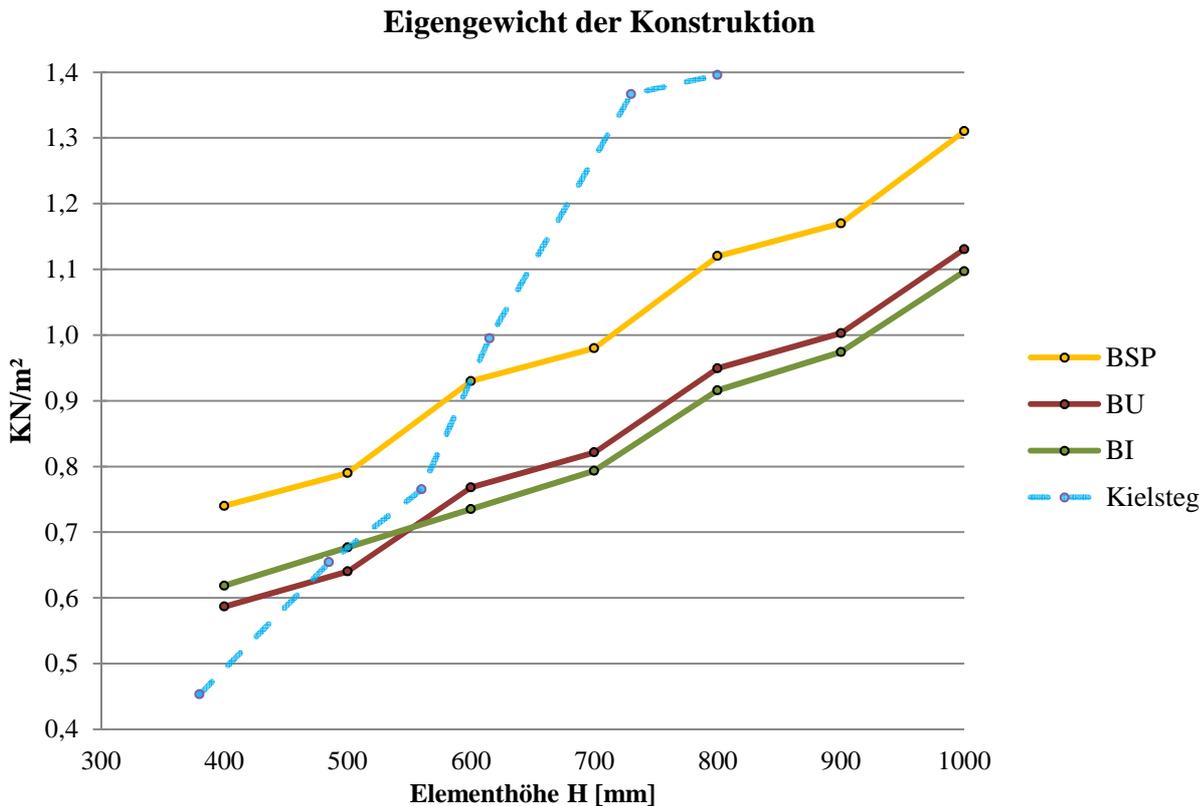


Abbildung 5.18: Eigengewicht

Ähnlich wie bei der Biegesteifigkeit der Elemente hat auch beim flächenbezogenen Gewicht das BSP-System die höchsten Werte, was sich wieder auf die größten Einzelquerschnitts-Abmessungen der berechneten Systeme zurückführen lässt.

Die Kielsteg-Elemente KSE-730 und KSE-800 sind, abweichend zu den anderen Systemen, auf einen Brandwiderstand von REI 60 ausgelegt - daher der höhere Materialanteil. [41]

BU-500 ist bei einer Querschnittshöhe von 500 mm von allen Systemen - bezogen auf einen Quadratmeter Elementfläche - das leichteste.

Die Auflagersituation wurde gesondert betrachtet:

Rechnerisch sind für die Einhaltung der Querpressung am Auflager nur geringe Querschottdicken erforderlich. Durch eine lineare Auflagerung der Elemente stehen trotz der dünnen Querschotten große Druckflächen zur Verfügung. Somit sind nur sehr kurze Auflagerlängen ($l_a = 2,0 - 6,0$ cm; vgl. Abbildung 4.20) notwendig. Dennoch wird aus Sicherheitsgründen eine Mindestauflagerlänge von 100 mm angegeben, sodass auch im Brandfall ausreichend Auflagerfläche vorhanden ist.

Die Ausnutzung der Nachweise der Auflagerpressung - 4-3.3.5 - steigt bei zunehmender Elementhöhe von 22 auf 57 % bei BU; etwas höher liegt die Ausnutzung bei BI: zwischen 26 und 69 %. Die größte Differenz ist beim BSP-System zu vermerken: von 25 bis max. 75 % beim größten Element.

Die Auflagersituation wird in keinem Fall der Berechnungen maßgebend. Zudem wäre durch Erhöhung der Dicke der Schotte noch viel Potential zur Aufnahme von Auflagerkräften vorhanden.

Bei Betrachtung der Ausnutzungsgrade der einzelnen Nachweise kann zusammenfassend festgehalten werden, dass bei Momentenbeanspruchung bei den BI- und BU-Systemen, sowie bei den Elementen BSP-800 und BSP-900 der Obergurt maßgebend wird und bei den übrigen BSP-Querschnitten der Untergurt.

Für Querkraftbeanspruchung ist die Klebefuge zwischen Steg und Gurt zu 100 % ausgenützt. Die Klebefläche ist somit die maßgebende Stelle und bestimmt die Mindeststegbreite. Dadurch sind der Beulnachweis nur zu 30 % und der maximale Schubspannungsnachweis - in etwa - zu 50 % ausgenützt.

5-4.3 ANWENDUNGSBEISPIEL DER TABELLE

Zum Abschluss dieses Kapitels wird anhand eines fiktiven Beispiels die Anwendung der Ergebnisse aus Tabelle 5.43 gezeigt.

Beschreibung des Systems

Die nachfolgende Abbildung 5.20 zeigt die Hauptabmessungen und die zu berücksichtigenden Einwirkungen einer Industriehalle mit 22,5*42,0 m. Dabei werden Hohlkastenelemente auf BSH-Trägern aufgelagert. Diese bilden mit Stützen - mit 6,0 m Achsabstand - die Unterkonstruktion.

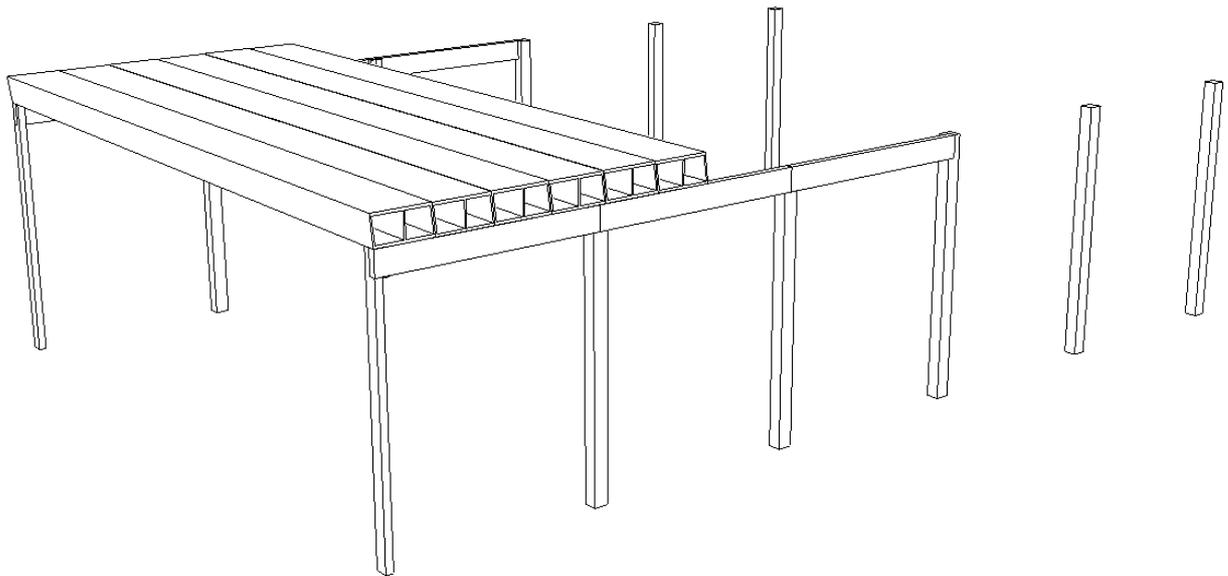


Abbildung 5.19: Schematische Darstellung des Systems

Annahmen für die Berechnung der Dachkonstruktion:

Annahmen zur Abschätzung der ständigen Lasten:

Eigengewicht: $g_k = 1,0 \text{ KN/m}^2$

Aufbaulast: $g_{k,1} = 1,1 \text{ KN/m}^2$

Veränderliche Lasten:

Nutzlast nicht relevant, da nur für Wartungszwecke begehbar

Schneellast: $s_k = 1,3 \text{ KN/m}^2$

Windlast: $w_k = 0,5 \text{ KN/m}^2$

Sonstige Angaben:

Nutzungsklasse 1; KLED „kurz“ $\rightarrow k_{\text{mod}} = 0,90$

Materialsicherheitsbeiwert: $\gamma_m = 1,25$

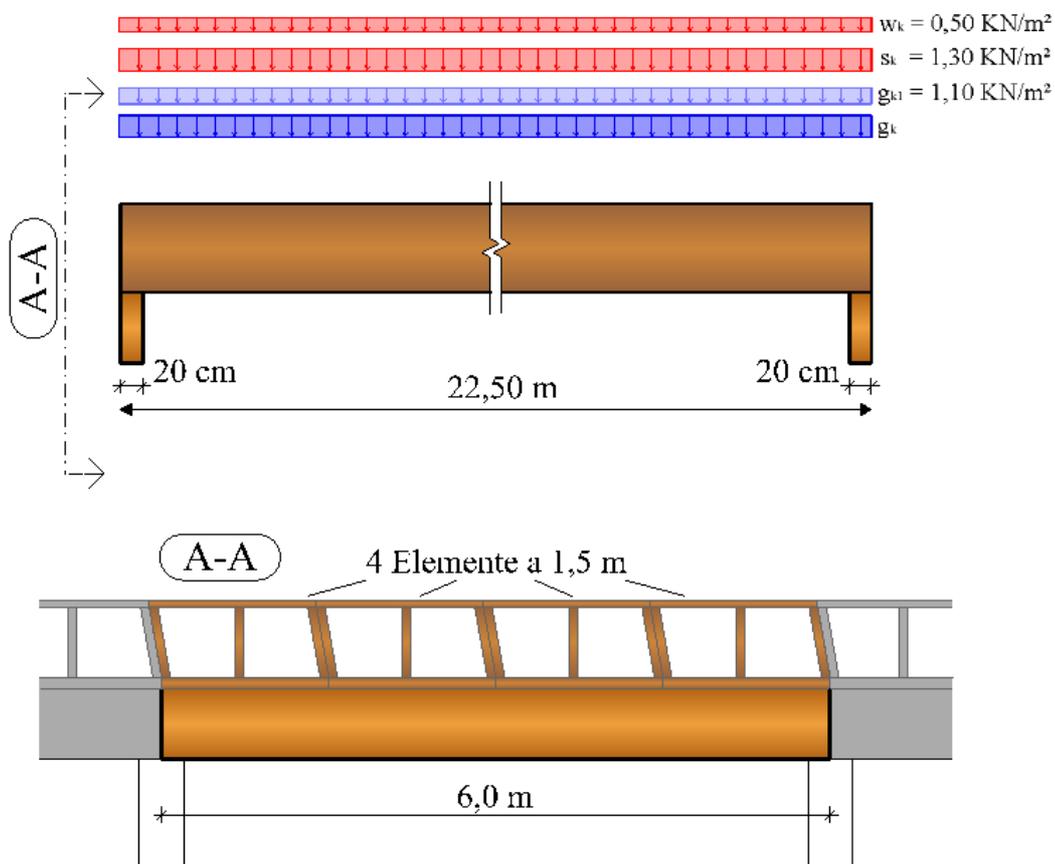


Abbildung 5.20: Grafische Darstellung der Ausgangssituation: Seitenansicht mit Belastungen (oben); Elementquerschnitte (unten)

Als erstes erfolgt die Berechnung der maßgebenden Schnittgrößen mit einer Abschätzung des Eigengewichtes:

$$p_d = \gamma_g * (g_k + g_{k,1}) + \gamma_q * s_k + \gamma_q * \psi_0 * w_k \quad (5.61)$$

$$p_d = 1,35 * (1,0 + 1,1) + 1,5 * 1,3 + 1,5 * 0,6 * 0,5 \quad (5.62)$$

$$p_d = 5,24 \text{ KN / m}^2 \quad (5.63)$$

$$M_{Ed} = \frac{5,24 * 22,3^2}{8} = 325,4 \text{ KNm} \quad (5.64)$$

$$V_{Ed} = \frac{5,24 * 22,3}{2} = 58,4 \text{ KN} \quad (5.65)$$

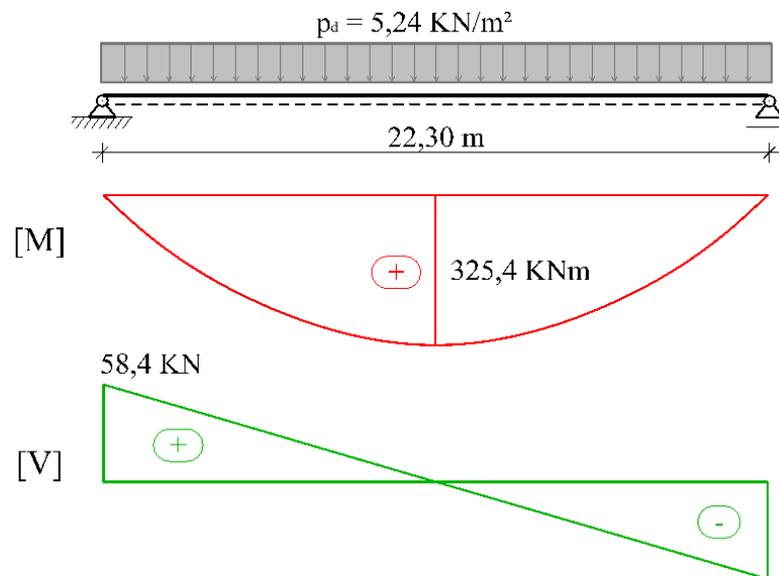


Abbildung 5.21: Statisches System mit den maßgebenden Schnittkräften

Die Ergebnisse aus Gleichung (5.64) und (5.65) bzw. aus Abbildung 5.21 sind die erforderlichen Querschnittswerte, die vom ausgewählten Element erfüllt werden müssen. Dazu werden nun die geeigneten Querschnitte aus Tabelle 5.43 bestimmt. Siehe dazu Abbildung 5.22 und Tabelle 5.44.

H		$h_{f,OG}$	b_w	$h_{f,UG}$	$M_{Rk} [+]$	$M_{Rk} [-]$	V_{Rk}	$(EJ)_{ef}$	g_k	A
mm		mm	mm	mm	KNm	KNm	KN	$\cdot 10^{13} \text{KN/m}^2$	KN/lfm	m ²
400	BSP	60	60	60	205	-205	52	2.604,1	0,74	0,15
	BU	20	40	30	252	-356	57	2.309,2	0,59	0,07
	BI	30	50	30	293	-231	52	2.792,8	0,62	0,09
500	BSP	60	60	60	276	-276	68	4.473,8	0,79	0,16
	BU	20	40	30	338	-467	74	3.865,8	0,64	0,08
	BI	30	50	30	387	-297	68	4.659,0	0,68	0,10
600	BSP	60	60	80	468	-357	79	7.898,7	0,93	0,19
	BU	30	40	30	617	-617	97	7.322,8	0,77	0,10
	BI	30	50	30	486	-385	85	7.070,9	0,74	0,11
700	BSP	60	60	80	570	-437	94	11.381,9	0,98	0,20
	BU	30	40	30	749	-749	117	10.404,1	0,82	0,10
	BI	30	50	30	590	-527	103	10.067,5	0,79	0,11
800	BSP	60	60	100	775,5	-528	104	16.921,1	1,12	0,22
	BU	40	40	30	1128,8	-917	124	16.053,2	0,95	0,12
	BI	40	50	30	885,4	-723	109	15.533,2	0,92	0,13
900	BSP	60	60	100	909,8	-617	119	22.340,9	1,17	0,23
	BU	40	40	30	1303,9	-1069	142	21.011,8	1,00	0,13
	BI	40	50	30	1023,5	-844	125	20.367,1	0,97	0,14
1000	BSP	80	60	100	1144,3	-941	138	34.150,4	1,31	0,26
	BU	40	40	40	1541,4	-1541	167	30.600,8	1,13	0,14
	BI	40	50	40	1211,7	-1212	147	29.611,2	1,10	0,16

$$X_d = X_k \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_m}$$

Minimale Auflagerlänge $l_a = 100 \text{ mm}$

Anmerkungen:
 Die angegebenen Kennwerte beziehen sich auf einen Meter-Streifen
 Das Eigengewicht der Elemente ist nicht berücksichtigt
 Querkrafttragfähigkeit entspricht der max. aufnehmbaren Auflagerkraft

Abbildung 5.22: Tabellenwerte

Nach Gleichung (5.66) werden die charakteristischen Tabellenwerte in Designwerte der „Vorbemessung“ umgerechnet und anschließend in Tabelle 5.44 den Einwirkungen gegenübergestellt.

$$R_d = R_k \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_m} \quad (5.66)$$

Tabelle 5.44: Widerstände und Einwirkungen

H		M_{Rk}	M_{Rd}	M_{Ed}	V_{Rk}	V_{Rd}	V_{Ed}	g_k
mm		KNm	KNm	KNm	KN	KN	KN	KN/lfm
600	BSP	468	337	$\geq 325,4$	79	56,88	$\leq 58,4$	0,93
600	BU	617	444	$\geq 325,4$	97	70	$\geq 58,4$	0,77
600	BI	486	350		85	61		0,74
700	BSP	570	410		94	68		0,98

Nun erfolgt eine erneute Berechnung der Schnittgrößen mit exaktem Eigengewicht der in Frage kommenden Querschnitte sowie die Nachweise der Systeme:

Tabelle 5.45: Querschnittsnachweise

H		M_{Ed}	M_{Rd}	η	V_{Ed}	V_{Rd}	η
mm		KNm	KNm	%	KN	KN	%
600	BSP	320	≤ 337	95	57,3	≥ 56,9	101
600	BU	306	≤ 444	69	55	≤ 70	79
600	BI	304	≤ 350	87	54	≤ 61	89
700	BSP	324	≤ 410	79	58	≤ 68	86

Das Element BSP-600 erfüllt den Querkraftnachweis nicht und scheidet daher aus.

Die Durchbiegungsberechnung erfolgt mit der Biegesteifigkeit aus Tabelle 5.43 nach Punkt 4-3.4.1 und folgenden Beiwerten:

- $w_c = 0$ mm
- $k_{def} = 0,80$
- $\psi_{0,s} = 0,50$ für Kategorie H (Dächer) bei Schnee < 1.000 m lt. ÖNORM B1991-1-1 [10]
- $\psi_{2,s} = 0,00$
- $\psi_{0,q} = 0,00$
- $\psi_{2,q} = 0,00$

Die Ergebnisse sind in Tabelle 5.46 angeführt.

Tabelle 5.46: Durchbiegungsnachweise

H		$(EJ)_{ef}$	$w_{inst,char}$	L/200	η	$w_{fin,perm}$	L/150	η
mm		*10 ¹³ KN/m ²	mm	mm	%	mm	mm	%
600	BU	7.322,8	105,5	111,5	95	148,0	148,7	100
600	BI	7.070,9	109,3		98	150,8		101
700	BSP	11.381,9	67,9		61	105,9		71

Der Verformungsnachweis des Elementes BI-600 wird nicht erfüllt. Es wäre der nächst größere Systemquerschnitt (BI-700) zu verwenden.

Für die Ausführung möglich sind die Querschnitte BU-600 und BSP-700 (sowie BI-700; bei erneutem genauen Nachweis). Das BU-Element hat die Vorteile der kleineren Querschnittshöhe und des geringeren Gewichts, das BSP-Element hat im Gegensatz mehr Tragreserven.

KAPITEL 6: BAUBETRIEBLICHE UND BAUWIRTSCHAFTLICHE ASPEKTE

Ziel der Arbeit ist die Ausarbeitung leistungsfähiger Bauelemente (Kastensysteme) für den flächigen Einsatz bei Dachkonstruktionen großer Spannweiten - vorwiegend eingesetzt für Hallenbauten.

In den vorhergegangenen Kapiteln wurden bereits ähnliche Systeme beschrieben, jedoch werden mit den meisten Querschnitten lediglich Spannweiten bis ca. 20 m erreicht. Alternativ dazu wurden flächige und zugleich lastabtragende Tragwerke entwickelt, mit denen Gebäudespannweiten bis zu 35 m direkt - ohne weitere Unterstützung - überspannt und Primärtragwerke reduziert ausgeführt werden können.

Es wurde ein rautenförmiger Hohlkastenquerschnitt mit Querschotte in regelmäßigen Abständen konzipiert. Dieser besteht aus ebenen Holzwerkstoffplatten, die zu einem zusammengesetzten Querschnitt miteinander verklebt werden. Die fertigen Elemente weisen eine Breite von 1,50 m auf. Siehe Abbildung 6.1.

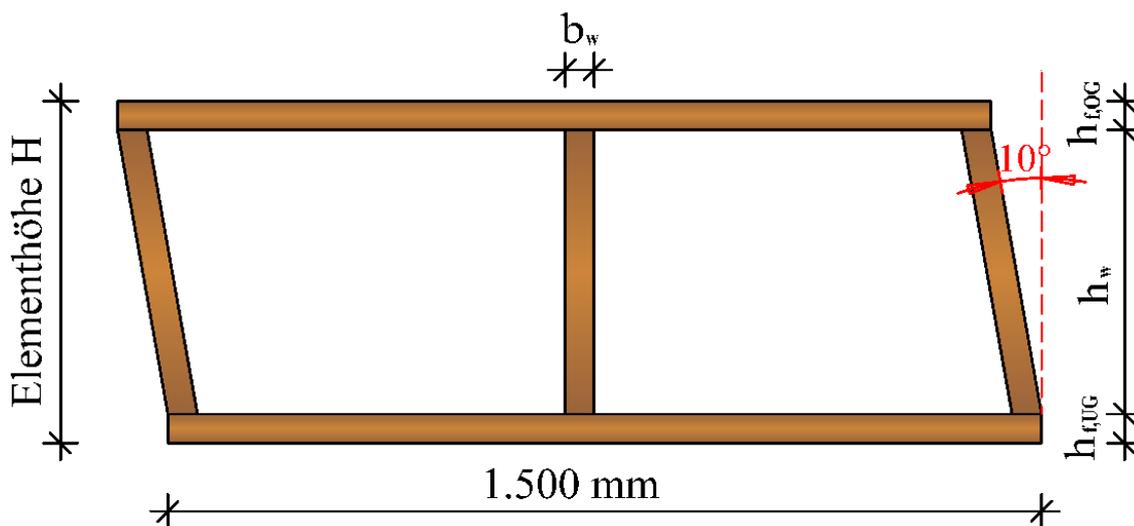


Abbildung 6.1: Querschnitt des Hohlkastenelements

Laubholz, im Speziellen die Holzarten Buche und Birke, wird momentan noch wenig im konstruktiven Bereich eingesetzt. Die hohen Festigkeits- und Steifigkeitswerte bieten allerdings beste Voraussetzungen und viel Potential für den Einsatz als Baumaterial und Konstruktionswerkstoff für tragende Zwecke. Daher wird neben Brettspertholz auch „Buchen-Furnier querlagig“ von der Firma Pollmeier und Birken-Furnierspertholz (siehe dazu Punkt 2-2 und 2-3) als Ausgangsmaterial eingesetzt.

Die Elemente werden aus den drei Holzwerkstoffen - Fichte, Buche, Birke - mit vergleichbarer gesperrter Struktur aufgebaut. Die Querschnittskennwerte und Tragfähigkeiten der Elemente wurden für Höhen von 400 – 1.000 mm (in 100 mm Schritten abgestuft) auf Basis definierter, gleichbleibender Randbedingungen, berechnet. Deren Ergebnisse werden zum Vergleich in einer Traglasttabelle gegenübergestellt.

Neben den genauen Berechnungen und Nachweisführungen wurden auch konstruktive Überlegungen sowie Lösungsvorschläge für die Auflagersituation und die Elementverbindung ausgearbeitet.

Um das Thema abzurunden, werden in diesem Kapitel die Elemente hinsichtlich ihrer baubetrieblichen und bauwirtschaftlichen Merkmale und Besonderheiten analysiert und betrachtet. Unabhängig vom Ausgangsmaterial gelten die nachfolgenden Aspekte für alle drei Systeme und unterscheiden sich nur durch produktspezifische Eigenschaften.

Eine wichtige Voraussetzung für wirtschaftliches Bauen ist Serienfertigung. Planung und Ausführung werden durch den entstehenden Wiederholungseffekt vereinfacht. So steht auf den ersten Blick die Serienfertigung im Werk, mit kurzen Bauzeiten auf der Baustelle und geringen Baukosten, im Gegensatz zum Wunsch nach individueller Gestaltung.

Die Optimierung der Vorfertigung der Hohlkastenelemente muss so weit vorangetrieben werden, dass eine genau terminierte und kurze Bauzeit mit Elementen ab Werk erfüllt werden kann. Verbunden mit möglichst zertifizierten, gütegesicherten Merkmalen und vertraglich garantierten Fixpreisen. [78]

6-1 BAUBETRIEBLICHE ASPEKTE

Wie bei jeder technischen Aufgabenstellung geht es auch bei Leichtbauaufgaben im Bereich von Dach- und Deckenkonstruktionen hauptsächlich um eine vorgegebene Funktionserfüllung. Die gewichtigste Nebenbedingung ist hier jedoch ein Minimum des Bauteilgewichtes, welches durch weitere Bedingungen, wie

- Sicherheit/Zuverlässigkeit,
- Herstellbarkeit,
- Montierbarkeit/Handhabbarkeit,
- Kontrollierbarkeit, Inspizierbarkeit
- Instandsetzungsbarkeit, Wartungsarbeiten

der Elemente eingeschränkt wird. [32]

Vor allem bei innerstädtischen Projekten sind die Lage und die Erreichbarkeit sowie die begrenzte Verfügbarkeit von Lagerflächen von hoher Bedeutung auf den Bauprozess. Hier sind möglichst kurze Bauzeiten sowie geringe Transport- und Montagegewichte anzustreben. [35]

„Die Bemühungen um Rationalisierung und Industrialisierung im Bauen und daraus folgend die Verlagerung des Herstellungsprozesses von der Baustelle in die witterungsunabhängige Werkstatt, haben zu einem heute hoch entwickelten Bauen mit Elementen geführt. ... Vorgefertigte Bauteile werden vor allem eingesetzt, wenn kurzfristig und unter geringem Gewichts-, Transport- und Montageaufwand Gebäude zu realisieren sind.“ [78]

Dazu ist eine genaue Planung und Durchführung der Produktion, Logistik und Montage notwendig. Dies spannt sich über die bedarfsgestaffelte Beladung der Transportmittel, über den optimierten Einsatz des Hebezeuges, bis hin zur Wahl entsprechender Verbindungsmittel. [69]

Nachfolgend werden - basierend auf den gängigen Systemen der größten österreichischen Massivholzplatten-Hersteller und in Anlehnung an das Kielsteg-Bausystem - Aspekte der Produktion, Logistik und Montage für Hohlkastenelemente entsprechend dem Stand der Technik aufgezeigt.

[5], [9], [53], [37], [86], [80], [87], [81], [79]

6-1.1 PRODUKTION

Die unterschiedlichen Fertigungs- oder Vorfertigungsstufen bestimmen, in welcher Fertigungstiefe die Bauteile das Werk verlassen und die Montage auf der Baustelle erfolgt. Waren es vor einigen Jahren noch lose stabförmige Teile, die auf die Baustellen geliefert und dort zusammengebaut wurden, sind es heute in großem Maße vorgefertigte flächige Bauteilelemente.

Die Herstellung geklebter, tragender Bauteile unterliegt einer Reihe von technischen Auflagen und Zertifizierungen, und hat in einem eigens dafür eingerichteten Betrieb zu erfolgen. Die ausreichende Genauigkeit der Konstruktion mit genügend Bautoleranz ist zu gewährleisten, wie auch die Verwendung von trockenem, verleimtem Holz. Weiters liegen die klimatischen Umgebungsbedingungen und die Feuchte der zu verklebenden Bauteile in engen Grenzen. Daher müssen geklebte Bauteile bereits im Werk hergestellt werden.

Wie weit eine Vorfertigung im Werk einen Vorteil darstellt, ist prinzipiell je nach Bauaufgabe und verfügbarer Technologie in Planung, Herstellung, Transport und Montage unterschiedlich zu beantworten. [78] Beispielsweise ist es möglich, eine Oberflächenbehandlung bereits im Werk durchzuführen. Dies bedingt aber einen einwandfreien Schutz der Bauteile bis zur Übergabe des Werkes an die Benutzer, den sogenannten Gewerkeschutz.

Prinzipiell lässt sich festhalten, dass je höher der Vorfertigungsgrad ist, die Bauzeit umso kürzer ausfällt.

Ein weiterer Fakt, der für eine umfangreiche Vorfertigung spricht, ist eine optimierte Abfallsammlung und Verwertung. Rund ein Viertel des Materialaufwandes fällt bei der Erstellung eines Gebäudes im Hochbau in Form von Abfällen an. [14]

6-1.1.1 Fertigung - Vorfertigung

Im Holzbau existieren neben den Extremfällen, der reinen Baustellenfertigung und einer kompletten Fabrik-Vorfertigung von Bauelementen, viele Zwischenformen. Bei der Teilvorfertigung wird im Werk ein „Grundgerüst“ aus Einzelteilen zu einem Bauteil - in diesem Fall das Hohlkastenelement - vorgefertigt, die Bauteile auf der Baustelle zusammengefügt und mit den fehlenden Schichten (Aufbau) ergänzt.

Die Vorfertigung von flächigen Holzbauerelementen erfolgt in der Regel in zwei Arbeitsschritten. Zuerst werden die Platten (Einzelquerschnitte) von den Werkstoffproduzenten hergestellt und ins Werk des weiterverarbeitenden Betriebs transportiert. Im zweiten Schritt erfolgt das Zusammensetzen zu einer flächigen Tragkonstruktion.

Für die Berechnung der bis zu 35,0 m langen Hohlkastenelemente wurden ungestoßene Gurte angenommen. Die Abmessungen der einzelnen Holzwerkstoffplatten sind in der Regel aber kleiner als die zuvor beschriebenen Hohlkastenelemente und müssen daher in der Länge gestoßen werden.

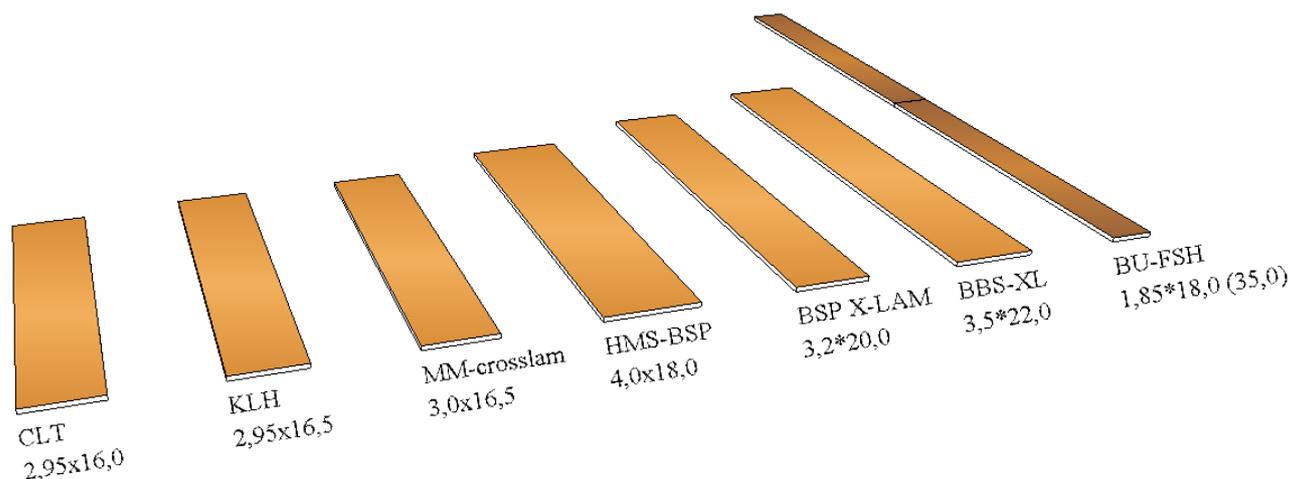


Abbildung 6.2: maximale Plattengrößen verschiedener BSP-Hersteller und BU-FSH [24], [37], [79], [80], [81], [87] und [86]

In Abbildung 6.2 und Tabelle 6.1 werden die maximalen Plattenabmessungen der bekanntesten Produzenten dargestellt.

Tabelle 6.1: maximale Plattenabmessungen verschiedener BSP-Hersteller und BU-FSH

Produzent	Bezeichnung	max. Breite [m]	max. Länge [m]
Stora Enso	CLT	3,0	16,0
KLH	Kreuzlagenholz	3,0	16,5
Mayr Melnhof	MM-crosslam	3,0	16,5
Timbory	HMS-BSP	4,0	18,0
Hasslacher	BSP X-LAM	3,2	20,0
Binderholz	BBS-XL	3,5	22,0
Pollmeier	Buchen-FSH	1,85	18,0 (35,0)*

* lt. Zulassung Z-9.1-838 sind Plattenlängen von 35,0 m möglich

Die Plattengrößen sind je nach Hersteller verschieden. Für die weitere Betrachtung der Produktion wird eine maximale Produktionslänge der Werkstoffplatten von mindestens 18 m angenommen.

Um zusätzliche Stoßstellen der Beplankung eines Elementes in Querrichtung (entlang der Längskante) zu vermeiden, werden die fertigen Elemente produktionsbedingt 1,50 m breit ausgeführt.

Da die Beplankung im eingebauten Endzustand scheibenartig beansprucht wird, sind die beiden Plattenränder eines Beplankungsstoßes kraftschlüssig miteinander zu verbinden – dargestellt in Abbildung 4.1. [74]

Werden die Plattenränder in den Querstoßen wegen des zusätzlichen Herstellungsaufwandes nicht verklebt, leisten in der Stoßfuge ausschließlich die Stege Widerstand gegenüber der Biegebeanspruchung. Darum sind die senkrecht zu den Rippenachsen verlaufenden Plattenstöße als geklebte Verbindungen durch eine General-Keilzinkung auszuführen. Die Verbindung der Stege kann alternativ auch als Laschenstoß - mit Laschen und Querrippen auf der Innenseite - ausgeführt werden und ist gegenüber den Gurtstoßen zu versetzen.

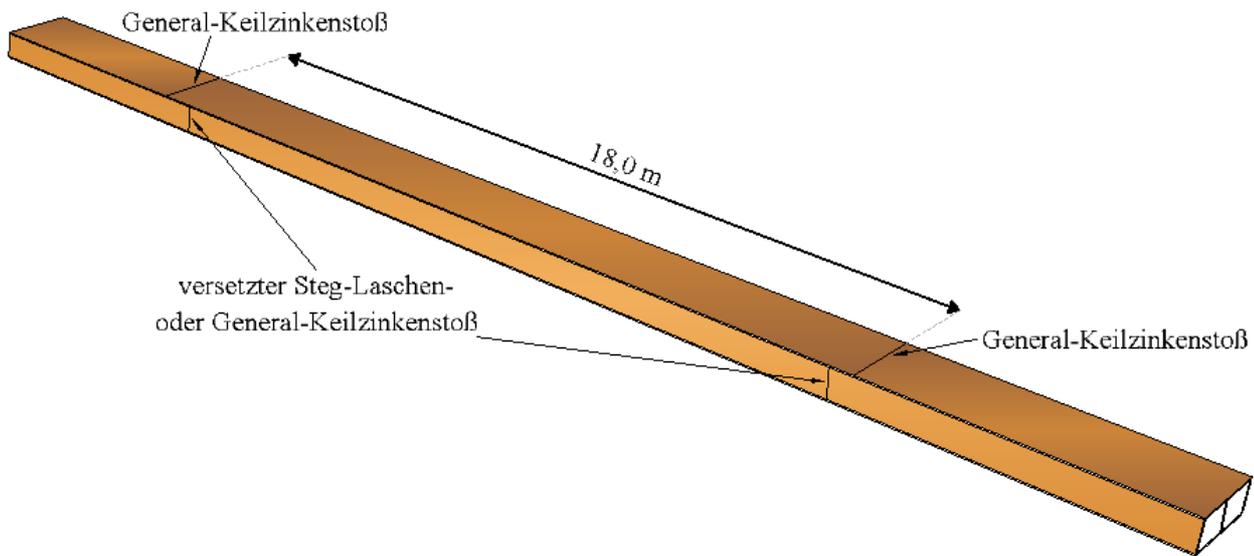


Abbildung 6.3: Plattenstoßanordnung

Generalkeilzinkenstöße werden mit einem Standard-Generalkeilzinkenprofil mit 50 mm Zinkenlänge hergestellt und haben den Anforderungen nach EN 387 [88] zu entsprechen. Sie dürfen nicht für Bauteile eingesetzt werden, in denen sich die Faserrichtung des Holzes in der Verbindung ändert und/oder deren Verwendung in Nutzungsklasse 3 vorgesehen ist.

Die Biegefestigkeit muss an der Stoßstelle um 25 % reduziert werden. Dies hat aber bei entsprechender Planung der einzelnen Elemente keinen oder nur geringen bemessungsrelevanten Einfluss. [69]

Abhängig vom System und der Belastung ist sicherzustellen, dass in der Stoßstelle 75 % der maximalen Biegemomentenbeanspruchung nicht überschritten werden. Bei einer angenommenen maximalen Produktionslänge der Werkstoffplatten von 18 m wird diese Bedingung - wie in Abbildung 6.4 dargestellt - eingehalten.

Die Kosten für die Fertigung sowie die Ausgangsprodukte finden in einem späteren Kapitel dieser Arbeit Berücksichtigung.

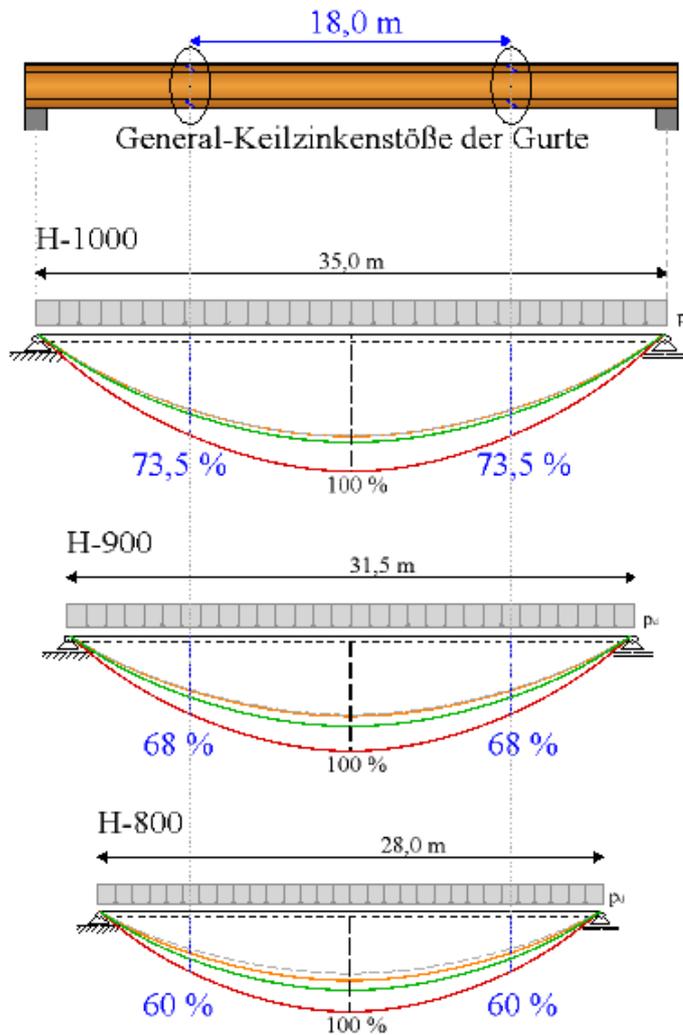


Abbildung 6.4: Momentenbeanspruchung an der Stelle des General-Keilzinkenstoßes

Geklebte Holzwerkstoffkonstruktionen für tragende Zwecke werden unter kontrollierten Bedingungen im Werk hergestellt, um so die Tragfähigkeit der Bauteile garantieren und die in der Zertifizierung geforderten Randbedingung einhalten zu können. Die Werkstoffplatten sollten vor der Verarbeitung für eine ausreichend lange Zeit unter solchen Temperatur- und Feuchtigkeitsbedingungen gelagert werden, welche denen der Einbaustelle entsprechen. [27]

Bei der Herstellung werden die Einzelelemente der Gurte und Stege, untereinander mittels Generalkeilzinkenverbindung zu entsprechend großen Platten verbunden und anschließend zu einem Element miteinander verklebt. Durch die Verklebung wird die Schubverbindung zwischen den Gurten und dem Steg hergestellt.

Die Einzelquerschnitte werden dazu auf dafür vorgesehenen Zuschnittautomaten präzise vorbereitet und formatiert. Unter anderem werden beim Regelement die beiden Randstege an der Schmalseite schräg geschnitten, um die Elementverbindung - Abschnitt 4-4 - zu ermöglichen.

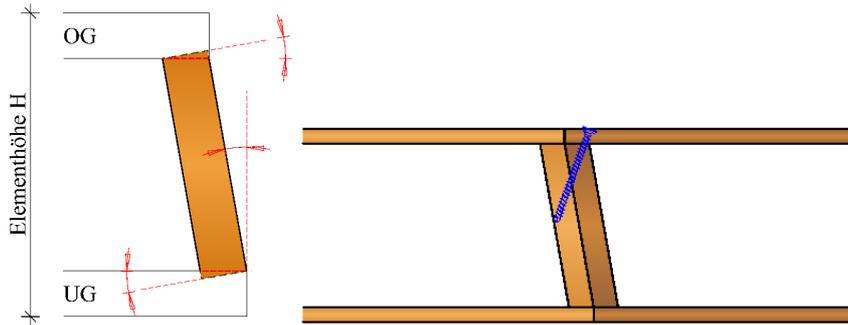


Abbildung 6.5: schräg geschnittener Randsteg

CNC-gesteuerte Bearbeitungsstationen garantieren höchste Genauigkeit mit ausreichender Toleranz und erleichtern die spätere Montage. [60]

Zwischen den Stegen werden in regelmäßigen Abständen von 4,0 – 6,0 m Querschotte als Steifen angeordnet. Diese dienen zur Stabilisierung während der einzelnen Produktionsschritte des Pressvorganges und zur horizontalen Aussteifung der Elemente im eingebauten Zustand.

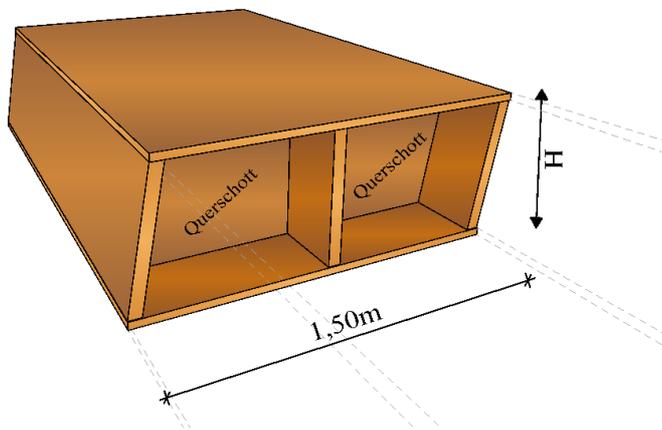


Abbildung 6.6: Hohlkastenelement

In einer speziell für diese rautenförmigen Querschnittsprofile vorgesehenen Fertigungsanlage werden die Elemente zusammengesetzt und kontrolliert gepresst. Die Oberflächen der miteinander zu verklebenden Bauteile müssen ebenflächig, schmutzfrei und gehobelt sein. Unter gleichzeitigem Einwirken des erforderlichen Pressdruckes und einem Seitendruck, zur Gewährleistung der Formstabilität, härten die zusammengesetzten Querschnitte aus.

Die Elemente mit der Konstruktionshöhe von 900 und 1.000 mm bzw. Elemente mit erhöhten Gebrauchstauglichkeitsanforderungen werden überhöht verklebt. Dabei wird die Vorkrümmung entlang der Hauptspannungsrichtung während des Pressvorganges aufgebracht. Dazu ist ein erheblicher, zusätzlicher maschinenbaulicher Aufwand notwendig.

Bei der Planung und Ausführung der Klebearbeiten sind die Vorgaben des Eignungsnachweises des Klebstoffes (z. B. Fugendicke, Temperatur, etc.) zu beachten. Siehe dazu 6-1.1.2.

Nach dem Pressvorgang kann das fertige Rohelement weiter bearbeitet werden.

Zu beachten sind beim Grad der Vorfertigung die Transportmöglichkeiten der verschiedenen Elementgrößen sowie Toleranzen jener Bauteile, die unabdingbar bauseits zu erstellen sind, wie z. B. Wände, Unterzüge oder Konstruktionen, auf denen die Elemente aufgelagert werden.

Im Holzbau bilden sehr geringe Toleranzen die Regel, während es dagegen im Mauerwerks- und Betonbau aufgrund der Baustellenfertigung zu größeren Maßabweichungen kommen kann. Auf diesen Umstand ist bereits in der Planungsphase zu achten, indem durch entsprechende Fugenausbildungen die Toleranzen aufgenommen werden können. Ebenso sind Vorgaben bezüglich der Maßhaltigkeit bei Mauerwerks- und Betonbauten in der Ausschreibung und Vertragsgestaltung zu fixieren.

Von entscheidendem Vorteil bei der elementweisen Vorfertigung ist unter anderem der Umstand, dass die Arbeiten unter optimalen Werkstoff- und Arbeitsbedingungen in der Produktionshalle durchgeführt werden können, und somit ein Maximum an Qualität erreicht werden kann.

6-1.1.2 Technologie der Verklebung

[31], [43], [21]

Für viele Laubholzprodukte, die im konstruktiven Bereich eingesetzt werden (Furnierschichtholz, Brettschichtholz, etc.), ist eine Verklebung notwendig. Daher wird in diesem Abschnitt auf Grundlagen der Verklebung von Holzwerkstoffen - mit Besonderheiten bei Laubholzprodukten - eingegangen.

Alle für den konstruktiven Holzbau relevanten Klebstoffe gehören der Gruppe der chemisch abbindenden Klebstoffe an. Diese können in einkomponentige und zweikomponentige Systeme unterteilt werden. Einkomponentige Klebstoffe sind ohne ein vorheriges Anmischen fertig zu verarbeiten und weisen eine eingeschränkte Lagerfähigkeit auf. Für zweikomponentige Klebstoffe werden das Harz und der Härter getrennt gelagert und erst kurz vor der Verwendung angemischt.

Man unterscheidet folgende Einflussfaktoren auf die Festigkeit der Klebeverbindung:

- stoffliche Einflüsse der Fügeiteile bzw. des Klebstoffs
- technologische Einflüsse der Klebstoffvorbereitung
- Klebstoffverarbeitung bzw. Zustand der Fügeiteiloberfläche
- geometrische Einflüsse der Fügeiteile und der Beanspruchungsart bzw. der Umweltbedingungen.

Während der Produktion müssen vordefinierte Zeiten eingehalten werden, um die geforderte Verklebungsqualität zu erreichen. Diese werden nachfolgend kurz beschrieben:

Es wird von den Herstellern der Klebstoffe eine sogenannte maximale offene Wartezeit vorgegeben. Dies ist die maximal zulässige Zeit vom Beginn des Klebstoffauftrags bis zum Pressen der Fügeiteile und ist abhängig von der chemischen Zusammensetzung bzw. dem Typ des Klebstoffs, der Auftragsmenge, der Verarbeitungstemperatur bzw. -feuchte, der Saugfähigkeit der Fügeiteile und der Feuchte bzw. Temperatur der Fügeiteile.

Des Weiteren werden eine sogenannte geschlossene Warte- und Presszeit vorgegeben. Die geschlossene Wartezeit ist jene Zeit vom Beginn des Fügens bis zum Aufbringen des Pressdrucks. Die Presszeit ist über die Aushärtezeit des Klebstoffs definiert und hängt von der Reaktivität des Klebstoffs, der Temperatur, der Feuchte, dem Eigengewicht und den Eigenspannungen der Fügeiteile ab. [31]

Diese einzuhaltenden Zeiten definieren im Wesentlichen die Produktionszeit und somit die Wirtschaftlichkeit der Fertigung der jeweiligen Klebeverbindungen. [21]

Es dürfen nur geeignete Klebstoffe gemäß ÖNORM EN 301 [89] verwendet werden. Klebefugendicken der geregelten Produkte sind gemäß ÖNORM EN 302 [90] einzuhalten. Generell sind die Vorgaben und Richtlinien der Klebstoffhersteller zu berücksichtigen. [21]

„Klebstoffe für tragende Zwecke müssen so beschaffen sein, dass die mit ihnen hergestellten Verbindungen eine Festigkeit und Dauerhaftigkeit besitzen, die in der vorgesehenen Nutzungsklasse während der gesamten zu erwartenden Lebensdauer des Bauwerks voll erhalten bleibt.“ [43]

Klebstoffe, welche den Anforderungen des Typs I nach EN 301 entsprechen, dürfen in allen Nutzungsklassen verwendet werden. Klebstoffe, welche den Anforderungen des Typs II nach EN 301 entsprechen, dürfen nur in den Nutzungsklassen 1 und 2 verwendet werden und auch nur dann, wenn sie nicht über längere Zeit Temperaturen von über 50 ° C ausgesetzt sind. [43]

In nachstehender Tabelle 6.2 ist ein Auszug der geeigneten Klebstoffe, die für Generalkeilzinkenstöße und zur Produktion von I- und Kastenquerschnitten usw. eingesetzt werden, mit Bedingungen für die Anwendung angeführt.

Tabelle 6.2: Klebstoffe [21]

Klebstoff	Holzfeuchte	Pressdruck	Auftrag
Melamin-Formaldehyd (MF) Harz	6 - 12 %	0,4 - 0,8 N/mm ²	80 - 200 g/m ²
Resorcin-Formaldehyd (RF) Harz	10 - 15 (20) %	0,7 - 1,4 N/mm ²	120 - 200 g/m ²
Phenol-Formaldehyd (PF) Harz	8 - 12 %	kalt: 1,0 - 1,5 N/mm ² * heiß: 2,0 - 2,5 N/mm ² *	80 - 130 g/m ²

* gilt für Hartholz; für Weichholz: kalt (RT): 0,6 - 1,0 N/mm² und heiß ($\geq 135^{\circ}\text{C}$): 0,8 - 1,0 N/mm²

Die Verklebung der Hohlkästen hat mit ausgewählten Klebstoffarten von hoher Qualität und mit geeigneter, streng kontrollierter Technologie zu erfolgen. [21] Folgende Punkte sind zu gewährleisten:

- Eignung des ausführenden Betriebes - Zertifizierung
- eine saubere und staubfreie Oberfläche der Materialien ist erforderlich
- Holz-, Klebstoff-, Raumtemperatur und Luftfeuchtigkeit sind einzuhalten
- der erforderliche Pressdruck ist sicherzustellen
- die „offene Zeit“ (Verarbeitungszeit) des Klebstoffes ist einzuhalten
- Klebstoffauftrag muss nach Vorgabe des Klebstoffherstellers erfolgen
- Press- und Aushärtezeit sind einzuhalten [78]

Für eine ordnungsgemäße Verwendung des Klebstoffes müssen die Empfehlungen des Klebstoffherstellers hinsichtlich der Umgebungsbedingungen für den Klebstoffauftrag und des Aushärtens, des Feuchtegehalts der Bauteile, alle zusätzlich relevanten Faktoren der Hersteller und technischen Spezifikationen befolgt werden. [43]

Allgemeine Produktionsbedingungen für die Verklebung tragender Bauteile können folgendermaßen zusammengefasst werden:

Bei der Verklebung von Hohlkastenelementen hat der ausführende Betrieb ein regulierbares Klima mit einer Temperatur von rund 20 ° C aufzuweisen. Ebenso sind die Klebstofftemperatur und die Temperatur der einzelnen Fügebauteile an die Umgebungstemperatur anzupassen.

Weiters liegen die klimatischen Umgebungsbedingungen und die Holzfeuchte der zu verklebenden Bauteile in engen Grenzen. Die relative Luftfeuchtigkeit im Werk sollte $\geq 40\%$ und die Holzfeuchte in den Fügebauteilen $\geq 8\%$ sein.

Weitere Details dazu können üblicherweise aus den technischen Merkblättern der Klebstoffhersteller entnommen werden.

Hochfeste Holzarten erfordern höchste Präzision und Qualitätssicherung in der Verklebung und dürfen nur durch Betriebe mit entsprechender Eignung ausgeführt werden.

Die Herstellung zusammengesetzter, geklebter Querschnitte unterliegt einer Reihe von Auflagen. Die ausführenden Betriebe müssen eine besondere Ausstattung mit geeigneten Werkseinrichtungen und spezielle Genehmigungen vorweisen können. Für Verklebungen tragender Bauteile sowie geklebter Verbindungen ist sicherzustellen, dass das Personal ausreichend qualifiziert ist und die Fachkräfte über die entsprechende Sachkunde verfügen. [65]

„Wenn die Festigkeit der Klebefugen eine Voraussetzung für die Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist, dann sollte die Herstellung der geklebten Verbindungen einer Qualitätskontrolle unterliegen, um sicherzustellen, dass die Zuverlässigkeit und die Qualität der Verbindung der technischen Spezifikation entsprechen.“ [43]

Wie bei allen Klebeverbindungen von tragenden Holzbauteilen ist, zusätzlich zur regelmäßigen externen Kontrolle durch die Zertifizierungsstelle, auch von den ausführenden Betrieben eine werkseigene Produktionskontrolle nachzuweisen.

„In jedem Herstellwerk ist eine werkseigene Produktionskontrolle einzurichten und durchzuführen. Unter werkseigener Produktionskontrolle wird die vom Hersteller vorzunehmende kontinuierliche Überwachung der Produktion verstanden.“ [91]

6-1.1.3 Endbearbeitung

Die Bemühungen um Rationalisierung und Industrialisierung im Bauen und daraus folgend die Verlagerung des Herstellungsprozesses von der Baustelle in die witterungsunabhängige Werkstatt haben zu einem heute hoch entwickelten Bauen mit Elementen geführt. Während der Produktion und zur Fertigstellung der Hohlkastenelemente sind zahlreiche Arbeitsschritte notwendig.

Nach dem Pressvorgang der zusammengefügt Einzelteile und dem Aushärten der Klebefugen, werden die Elemente vor der Auslieferung formatiert und finalisiert.

Bei der Weiterverarbeitung erfolgt der passgenaue Abbund der Elemente. Dabei werden sämtliche Aussparungen, eventuelle Schrägschnitte und Fräsarbeiten sowie Oberflächen- und Kantenbearbeitungen durchgeführt. Die hier angeführten Abbundmöglichkeiten decken einen Großteil der üblichen Bearbeitungen im produktionsgesteuerten Holzbau ab. Aus den plattenförmigen Ausgangsprodukten entstehen so die fertigen Hohlkastenelemente. [14]

Es werden drei unterschiedliche Typen der linear aufzulagernden Elemente hergestellt:

- (i) **Regelemente** werden entwurfsunabhängig produziert und mit einem Rastermaß von 1,50 m versetzt
- (ii) **Randelemente** mit einseitig vertikalem Steg bilden den seitlichen Abschluss der Dachkonstruktion
- (iii) Mit **Passtücken** können individuelle Planmaße umgesetzt werden; eine Anpassung der Gebäudeabmessungen ist nicht notwendig

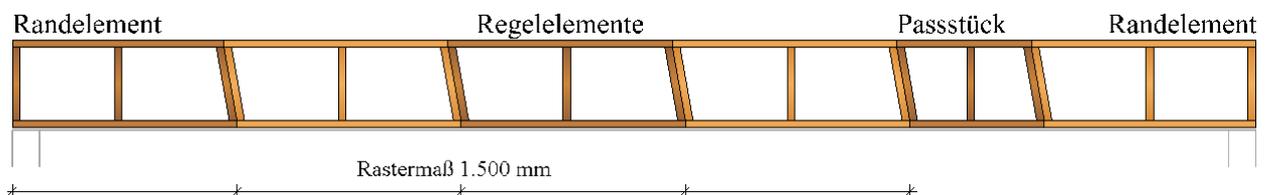


Abbildung 6.7: Regelement, Randelement und Passstück

Das Hebesystem zum Verladen und Versetzen der fertigen Elemente wird im Werk für die fertigen Profile vorbereitet und bereits miteingebaut. Siehe dazu später 6-1.3.2.

Fertig produzierte Aufträge werden nach der Montagereihenfolge beschriftet und für die Verladung auf das Transportmittel zwischengelagert. Die Rohbauelemente sind gegen Klimaeinflüsse wie Feuchte, Regen oder Sonneneinstrahlung zu schützen.

6-1.2 LOGISTIK

Um das Potenzial von vorgefertigten Elementen im vollen Umfang auszuschöpfen, ist für einen schnellen Baufortschritt das geeignete Transport- und Hebesystem zu wählen. Im Zuge eines optimal durchorganisierten Ablaufes eines Herstellungsprozesses ist zudem eine montageorientierte Konfektionierung unablässig. Der Zeitgewinn und die damit verbundene Kosteneinsparung bei einem optimierten Herstellungs- und Transportprozesses sind durch falsche Konfektionierung schnell zunichte gemacht. Kommt beispielsweise das Randelement nicht als erstes auf die Baustelle, ist ein Zeitverlust im Bauablauf mit Stehzeiten von Personal und Gerät unausweichlich. [14]

Die Hohlkastenelemente werden in ihrer Längsrichtung ungestoßen vom Werk auf die Baustelle transportiert. Dadurch sind die meisten Transporte der für große Spannweiten konzipierten Elemente sogenannte Langgutfahrten. Vor dem Hintergrund eines möglichst günstigen Transportes steht die Notwendigkeit, die Beförderung der Bauteile im Vorfeld sinnvoll zu planen. Dabei gibt es unterschiedliche Möglichkeiten und Varianten, auf die im Folgenden näher eingegangen wird.

Die Zulieferung der Ausgangsprodukte und Hilfsmaterialien zum Werk aber auch zur Baustelle ist unabhängig zu organisieren und beeinflusst den Transport der fertigen Elemente nur bedingt.

[92], [93]

6-1.2.1 Transportmöglichkeiten

Die Lage, die örtlichen Gegebenheiten und die Entfernung zwischen Produktionsstätte und Baustelle sind das wesentlichste Kriterium für die Wahl des Transportmittels.

Abhängig von der Entfernung und vom zu transportierenden Gesamtgewicht bzw. -volumen, ist die Transportart sinnvoll zu wählen.

Theoretisch betrachtet gibt es vier Transportgeräte, mit denen die Elemente befördert werden können: LKW, Eisenbahn, Schiff und Helikopter. Diese werden in Tabelle 6.3 mit den jeweils zulässigen Abmessungen, Bedingungen und Vorschriften, aufgelistet.

Tabelle 6.3: Vergleich verschiedener Transportmöglichkeiten [94]

Transportmittel	Transportmaße				Beschreibung	Kostenkalkulation
<i>Straße</i>	max. Abmessungen für Fahrzeug mit Transportgut					
ohne Genehmigung	Länge 12 m bis 18,25 m	Breite 2,55 m	Höhe 4,00 m	Gewicht 40 t	Ladevolumen: 2,50 m x 2,60 m x 12,00 m	abhängig von Genehmigungserfordernis und Begleitvorschriften
mit Genehmigung	25 m	3,5 m	4,2 m	60 t		
Sondertransporte	Abmessungen über 3,50 m oder Höhe 4,20 m				Genehmigung für gewählte Strecke u. Begleitvorschriften	

<i>Schiene</i>			
Großcontainer	Unterscheidung nach der Normierung (Iso-Norm, Euro-Norm), nach Längenmaß (in Fuß) und Bauart, z.B.: Isoboxcontainer 40/8 Fuß 12,129 m x 2,438 m x 2,438 m Eurocontainerbox 254 6,058 m x 2,5 m x 2,6 m	Ladefässer bis Ladevolumen 70m ³ Umschlag durch Kräne oder Stapler	Für sehr große Entfernungen ist der Transport auf Schiene wirtschaftlicher. Der letzte Transportabschnitt zur Baustelle muss jedoch fast immer im Straßentransport mittels LKW durchgeführt werden
Wechselaufbauten	LKW-Aufbauten ohne Fahrgestell	Transport auf Flachwägen	
Sattelanhänger (ohne Zugmaschine)		Transport auf Taschenwägen, Umschlag in Terminals oder durch Kräne	
direkter Transport von Fahrzeugen		Transport auf Niederflurwägen, Umschlag auf Terminals oder mobilen Rampen	
<i>Schiff</i>			
	Umschlag mit Containern (siehe oben)	Der Container kann direkt im Werk verladen werden oder wird mit LKW oder Bahn zum Hafen gebracht.	Die Kosten schwanken je nach Route und Auslastung der Reedereien, weiter maßgebend sind Distanz, Dauer sowie Treibstoffkosten
<i>Helikopter</i>			
Einteilung nach Nutzlasten	bis zu 900 kg, bis zu 1.500 kg und bis zu 2.500 kg	Helikopter kommen vor allem bei schwierigen örtlichen Gegebenheiten, bei sperrigem Transportgut und bei geforderter kurzer Transportdauer zum Einsatz	Ausschlaggebend sind Helikoptertyp, die Rotationszeit (reine Flugzeit) sowie die zu bewältigenden Höhenunterschiede

Je nach Wahl des Transportmittels sind unterschiedliche Transportkosten für die Großelemente anzusetzen. Ebenso ist zu bedenken, ob im Zuge des Transportes die Elemente auf ein zweites Transportmittel umgeladen werden müssen, wie es bei engen Baustellenzufahrten oftmals der Falls ist. Beispielsweise ist auch beim Transport auf der Schiene in der Regel am Zielbahnhof eine Verladung auf LKW notwendig. Beim Umladen der Elemente erhöht sich das Risiko der Beschädigung. Beschädigungen der Elemente sind besonders bei hohem Grad der Vorfertigung - mit fertigen Oberflächen - zu beachten, da Transportschäden fatalere Folgen mit hohen Kosten für Instandsetzung mit sich ziehen können.

Der ausschließliche Transport mittels Helikopter kommt nur bei Montagen in der näheren Umgebung der Produktionsstätte und bei schwer zugänglichen Baustellen im unwegsamen Gelände oder im alpinen Bereich in Frage. Ansonsten ist der Helikopter wie der Autokran eher als Montagehilfsmittel zu betrachten und kein vorrangiges Transportmittel, was auf die Kostensituation zurückzuführen ist. [14]

Für die Hohlkastenelemente kommt in der Praxis vorrangig der Transport mittels LKW in Frage. Darum wird auch nur für diesen die Verladung im nächsten Abschnitt genauer betrachtet. Es kommen folgende Sattelzüge zum Einsatz:

Die herkömmliche Transportvariante erfolgt mit Plateau- und für größere Längen mit Teleskopsattelaufliegern.

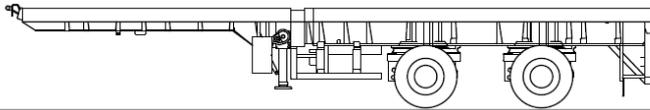


Abbildung 6.8: Symbolbild – Plateauflieger [92]

Sind größere Abmessungen der Transporthöhe erforderlich, werden sogenannte Tiefbettsattelaufleger verwendet.

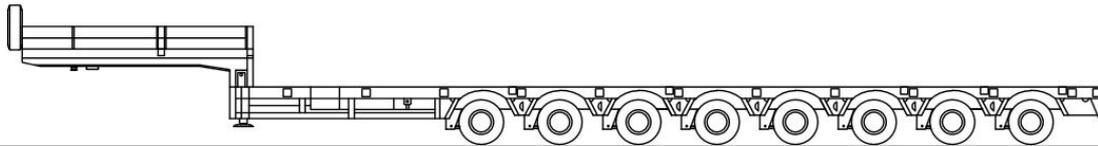


Abbildung 6.9: Symbolbild – Tiefbettsattel [93]

Mit einem nachgelenkten Sattelaufleger können kleinere Kurvenradien leicht gemeistert werden. Dies ist vor allem bei engen Zufahrten auf die Baustelle hilfreich.

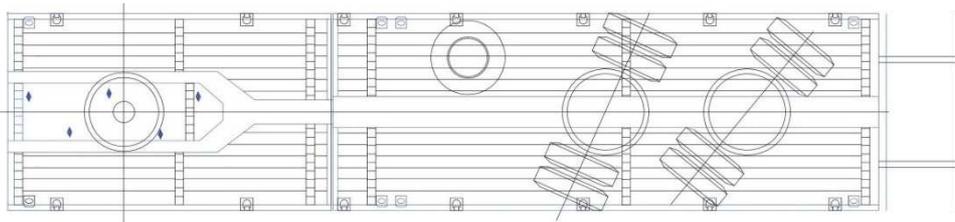


Abbildung 6.10: Symbolbild – gelenkter Auflieger [93]

Für den Einsatz eines Nachläufers ist das Schwingungsverhalten der Elemente genauer zu betrachten.

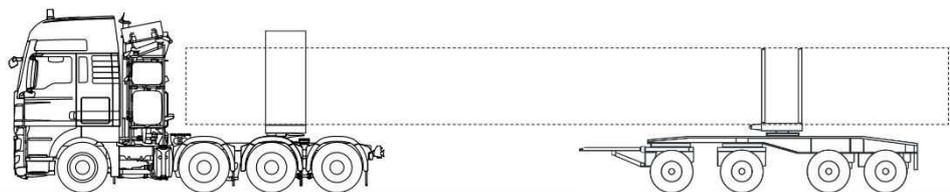


Abbildung 6.11: Symbolbild – Nachläufer [92]

Je nach dem welches Transportmittel zum Einsatz kommt, müssen geeignete Baustraßen und Zufahrten geschaffen werden.



Abbildung 6.12: Anlieferung von Kielsteg-Elementen der Firma Kulmer Holz-Leimbau GesmbH

6-1.2.2 Verladung

Um einen optimalen Montageablauf sicherzustellen, ist es notwendig, bereits bei der Planung der Elemente die Verlegerichtung zu fixieren. Gemäß dieser Festlegung wird nach der Produktion eine Verladereihenfolge in Zusammenhang mit dem eingesetzten Transportmittel definiert.

Um unnötige Montageverzögerungen und Hebearbeiten zur Umladung zu verhindern, ist ein detaillierter Verladeplan, welcher die Position jedes einzelnen Bauteiles auf der Ladung ausweist, unerlässlich. Die Elemente werden entsprechend der Montagereihenfolge mit eindeutiger Positionsnummer und Gewicht beschriftet und in umgekehrter Reihenfolge auf die Transportmittel verladen. Wichtig ist dabei, dass das Randelement am ersten LKW zu oberst liegt. Eventuell erforderliche Montageaufhängungen und Zusatzmaterialien (Dichtbänder, etc.) werden üblicherweise von der ausführenden Montagefirma bereitgestellt und nicht vom Hersteller mitgeliefert. Zum Schutz der sichtbaren Oberflächen ist darauf zu achten, dass das Element während der Verladung vorsichtig manipuliert und vor Witterung geschützt wird. Der entsprechende werkseitige Verschmutzungsschutz ist durch Planen und eventueller Folienverpackung sicher zu stellen.

Bauteillieferungen in liegender Form bieten sich besonders für Deckenelemente an. Der Liegendtransport bringt den Vorteil mit sich, dass die Elemente weder im Werk bei der Verladung noch vor Ort auf der Baustelle gedreht werden müssen. So sind keine unnötigen Manipulationsvorgänge auf der Baustelle notwendig, und Zeitverluste, sowie die Gefahr der Beschädigung, können vermieden werden. Darum werden die Elemente ausschließlich in Horizontallage transportiert und gelagert.

Ein Standard-Aufleger kann in Österreich laut gültiger Straßenverkehrsordnung ohne Einschränkungen mit max. 25 t beladen werden, wobei die max. Ladelänge 16,5 m und die max. Ladebreite 2,95 m beträgt. Dies ist die kostengünstigste Variante, da Plateau-Sattelfahrzeuge ohne zusätzliche Aufbauten einsetzbar sind. Dennoch sind auch andere praktische Verlademöglichkeiten zu finden, wobei die rechtlichen Vorschriften bezüglich der zulässigen Transportabmessungen und der Ladegutsicherung berücksichtigt und eingehalten werden müssen.

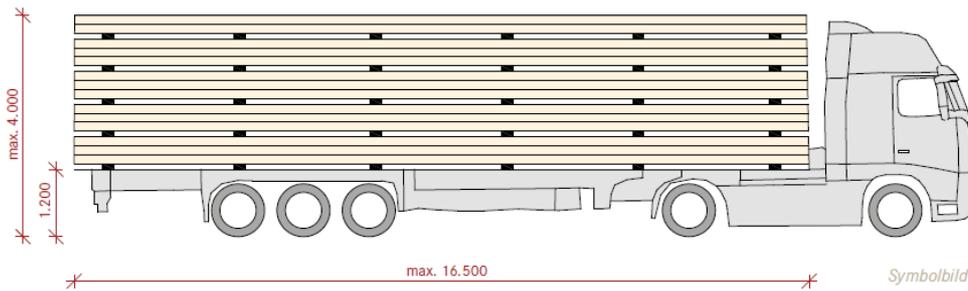


Abbildung 6.13: Standard-Plateaufauflieger [80]

Abmessungen über 16,5 m Länge und/oder über 2,5 m Breite gelten in Österreich als Sondertransport, sind genehmigungspflichtig und müssen mit Begleitfahrzeugen fahren. Dies ist in den meisten Ländern der EU ähnlich geregelt und bedarf besonderer Betrachtung. Mit Teleskopsattelaufliegern können Führer von bis zu 40,0 m transportiert werden. Damit lassen sich die Hohlkastenelemente mit einer Maximallänge von 35,0 m ohne weiteres transportieren.

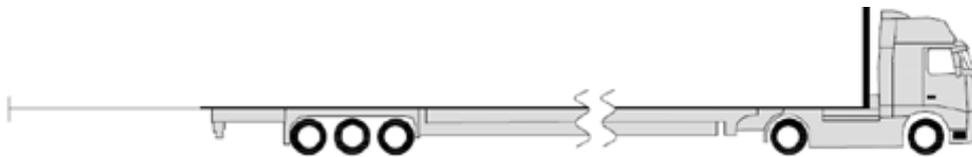


Abbildung 6.14: Symbolbild - Teleskopsattelauftrieger [37]



Abbildung 6.15: Beladener Tiefbett-Teleskopsattelauftrieger

Transporte, bei denen die oben angeführten Werte überschritten werden (Transporte mit Überbreite und/oder Langgutführen), sind in Österreich nur mit Bewilligung zulässig. Im Ausland sind gesonderte Bedingungen zu beachten.

Die Beladung erfolgt, je nach Elementtyp, abhängig vom Querschnitt und des Gewichts unter Berücksichtigung der max. Ladelänge und -breite sowie des max. Ladegewichts.

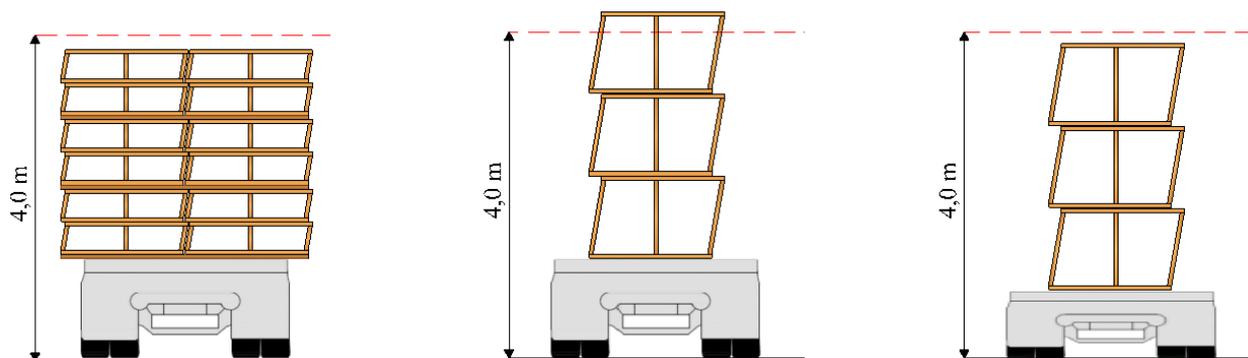


Abbildung 6.16: Beladungsmöglichkeiten auf Plateau-, Teleskop- und Tiefbettsattelauflegern

Werden die Elemente stoßweise nebeneinander verladen, können zwar doppelt so viele Bauteile transportiert werden, allerdings nur als Fuhr mit Überbreite und wenn es die örtlichen Gegebenheiten zulassen.

Bei den größeren Elementen, ab einer Höhe von 800 mm, wird – abhängig von der Länge – das Gewicht maßgebend, und es können nur drei bis maximal vier Elemente pro Fuhr verladen werden. Um die Gesamthöhe des Transportgutes von 4,0 m nicht zu überschreiten, kann der Einsatz von Tiefbettsattelauflegern wirtschaftlicher sein, da mehr Elemente transportiert werden können.

Als **Verladungsbeispiel** werden die Annahmen des Berechnungsbeispiels unter Punkt 5-4.3 angenommen. Für die Errichtung der Dachkonstruktion einer Industriehalle mit 22,5*42,0 m werden BU-600-Elemente verwendet.

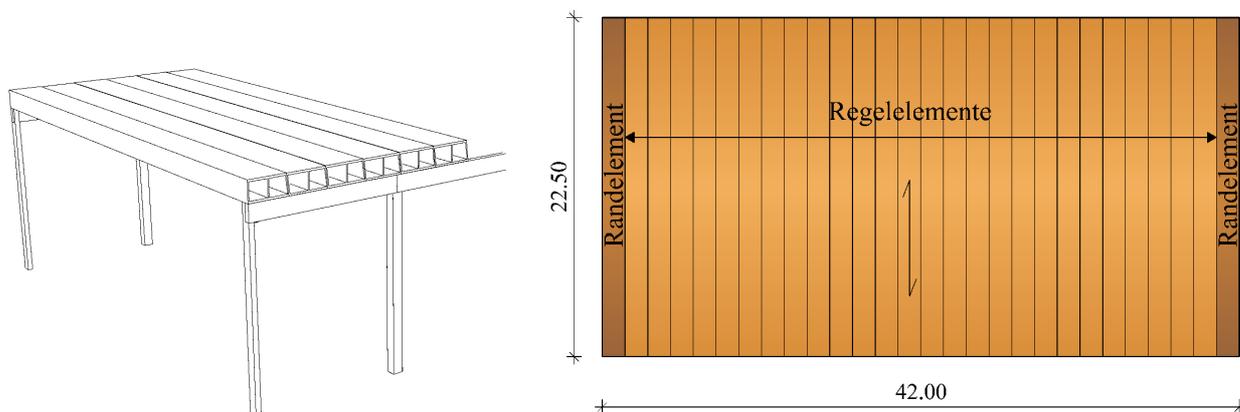


Abbildung 6.17: Industriehalle mit Hohlkasten-Dachkonstruktion: schematische 3D-Darstellung (links); Grundrissabmessungen (rechts)

Für die Länge von 42,0 m werden in Summe 28 Elemente (26 Regel- + 2 Randelemente) benötigt.

Zur Berechnung des Verladegewichts wird das charakteristische Eigengewicht der berechneten Elemente nach Tabelle 5.43 angesetzt. Für BU-600 entspricht dies 0,77 KN/m².

Daraus ergibt sich ein Elementgewicht von $22,5 \cdot 1,5 \cdot 0,77 = 25,99 \text{ KN} \approx 2,6 \text{ to/Element}$.

Geht man von einer maximalen Nutzlast von 25 to pro Zug aus, können theoretisch bis zu neun Elemente pro Fuhr transportiert werden. Da sich dies geometrisch gemäß Abbildung 6.18 derart ergibt, erfolgt die Aufteilung und der Transport der Elemente somit auf vier Teleskop-Plateausattelauflegern:

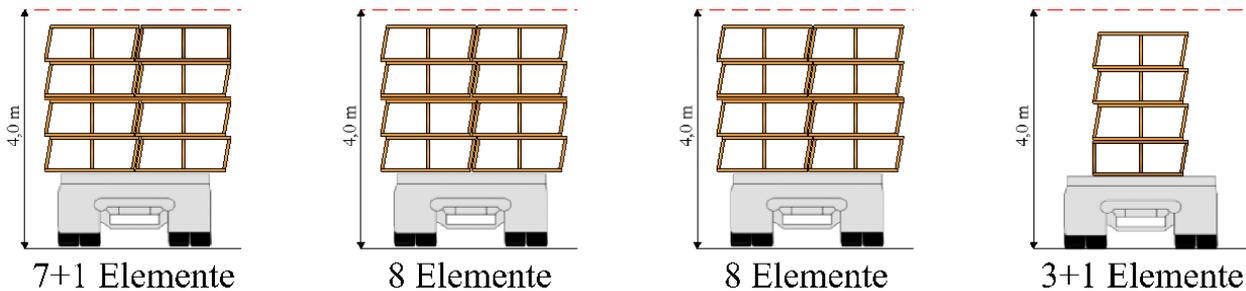


Abbildung 6.18: Verladung auf vier Plateausattel

Die Transportkosten werden oftmals in einer eigenen Position im Leistungsverzeichnis berücksichtigt.

6-1.2.3 Lagerung

Im Hinblick auf den Platzbedarf auf der Baustelle und zur Vermeidung unnötiger Zeitverzögerungen durch Zwischenlagerung und Umheben von Elementen, sollten Lieferungen entsprechend dem Arbeitsfortschritt erfolgen. Speziell im innerstädtischen Bereich ist der Platzbedarf für Lagerflächen oftmals problematisch.

Im Optimalfall erfolgt eine direkte Montage vom LKW. Wenn dies die Umstände allerdings nicht zulassen, werden die einzelnen Elemente vom LKW entladen und den Nummern entsprechend auf dem Lagerplatz gestapelt. Dies kann auch dann der Fall sein, wenn längere Stehzeiten der LKW zu zusätzlichen Kosten führend würden.

Die Elemente sind nicht nur während des Transports von der Fabrik zur Baustelle vor jeglichen Beschädigungen und schädigendem Einfluss durch Feuchtigkeit zu schützen. Unumgänglich ist auch der Witterungsschutz zwischengelagerter und bereits eingebauter Elemente vor Feuchtigkeit, wie Regen, Nebel oder Schnee. Dadurch lassen sich Rissbildungen und Verwerfungen an den Elementen vermeiden. [54] Ebenso sind die Elemente vor Beschädigung durch andere am Bau beteiligte Gewerke bis zur Übernahme zu schützen.

Für die Zwischenlagerung auf der Baustelle sind prinzipiell die Grundsätze der Holzlagerung zu beachten. Die Elemente müssen gut geschützt und unter trockenen Bedingungen gelagert werden:

- Unterlegthölzer verwenden; Lagen- und Zwischenhölzer übereinander anordnen.
- Einpackfolien zur Vermeidung von Schweißwasserbildung entfernen.
- Bauteile durch ausreichenden Bodenabstand und durch Abdeckplanen vor Regen, Spritzwasser und aufsteigender Feuchte schützen.
- bei längerer Lagerung zur Vermeidung von Kriechverformungen zusätzliche Lagerhölzer anordnen.

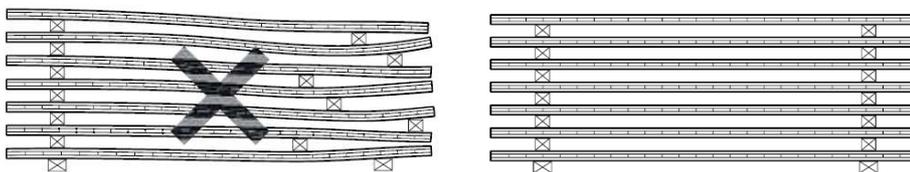


Abbildung 6.19: Richtige Lagerung der Elemente [87]

6-1.3 MONTAGE

Der konstruktive Holzbau kann allgemein betrachtet dem sogenannten Montagebau zugeordnet werden. Im Gegensatz zum Beton- und Stahlbetonbau oder auch Mauerwerksbau, die eine reine Baustellenfertigung repräsentieren, werden im Montagebau einzelne Bauteile in einem stationären Werk produziert bzw. hergestellt und auf der Baustelle zu einem Bauwerk zusammengefügt. Je höher der Vorfertigungsgrad ist, desto geringer ist die Montagezeit auf der Baustelle. [95]

Die Montage von vorgefertigten flächigen Holzbauerelementen erfordert einen präzisen Montageablaufplan, der bei Mischkonstruktionen mit anderen Gewerken genau abgestimmt sein muss. Die Konfektionierung der Elemente im Werk legt den Grundstein für eine zügige Montage auf der Baustelle. Es ist unumgänglich, dass die Elemente in der Reihenfolge ihrer Montage und in der richtigen Lage auf dem Transportmittel angeliefert werden.

Ein ausgeklügeltes System von Verbindungsmitteln ermöglicht eine einfache Montage des Tragwerks, welches vor allem durch präzise Vorfabrikation erreicht wird. Die bauseitigen Verbindungen werden in den meisten Fällen mit selbstbohrenden Schrauben hergestellt, welche unter anderem folgende Vorteile aufweisen:

- Möglichkeit der Montage bei Nadelholz ohne Vorbohren,
- hohe Steifigkeit bei axialer Beanspruchung,
- hohe Wirtschaftlichkeit durch zügiges Applizieren und Vielseitigkeit des Einsatzes.

Die wesentlichen Einflussfaktoren auf die Wahl der Montageprozesse sind die Größe, der von der Werkstatt auf die Baustelle transportierten und zu versetzenden Bauteile, deren Montagereihenfolge und die Gesamtstabilität des Tragwerks während der Montage. [60]

Die Abmessungen der vorgefertigten Deckenelemente hat in der Baupraxis Einfluss auf die Manipulationsfähigkeit auf der Baustelle. Kurze Hohlkästen haben dabei den Vorteil des geringeren Gewichtes, des leichteren Transportes und des größeren Aktionsradius und sind somit einfacher zu versetzen als lange Elemente.

6-1.3.1 Gerätetechnik

Es werden hier die für die Montagearbeiten erforderlichen Gerätschaften aufgelistet und kurz beschrieben:

Hebegerät

Für die Ermittlung des Hebewerkzeugtyps und eventuell notwendiger Maßnahmen ist es wichtig, dass die genaue Position des Hebegerätes und des LKWs im Zuge der Arbeitsvorbereitung festgelegt werden.

Für die Ermittlung des Hebewerkzeugtyps sind unter anderen, folgende Parameter entscheidend:

- Abstand vom Hebemittel zur weitest entfernten Montageposition
- das maximale Hebegewicht
- die erforderliche Hubhöhe vom LKW zur Montageposition

Das Versetzen der Elemente erfolgt meist durch mobile Autokräne, manchmal mit zusätzlichem Klappmast, die nur für die Zeit ihres Einsatzes direkte Kosten verursachen.

Aus den Datenblättern für Teleskopkräne mit Traglastkurven kann in Abhängigkeit der Hubweite und –höhe das maximale Hebegewicht abgelesen werden. Die Abbildung 6.20 zeigt die Datenblätter von Teleskopkränen mit 35 to und 160 to Nennleistung.

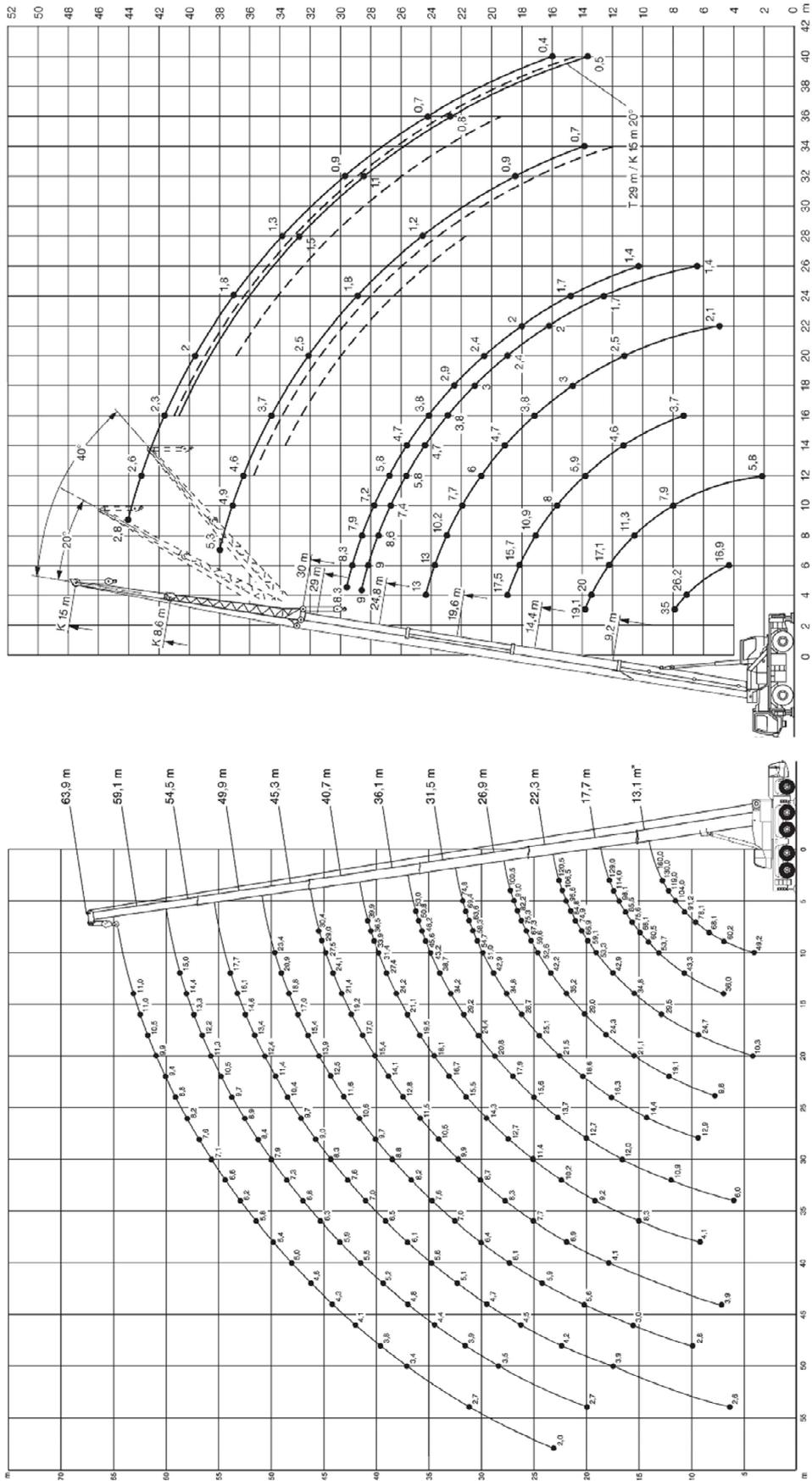


Abbildung 6.20: Datenblatt eines 35t-Krans [92] (oben) und eines 160t-Krans [93] (unten)

Durch die leichte Holzbauweise spielt in vielen Fällen bei der Wahl des geeigneten Kranwerkzeuges nicht das zu hebende Einzelgewicht, sondern die erforderliche Hubweite eine entscheidende Rolle. Zusätzlich müssen die Abmessungen und das Gewicht des Autokranes an die Baustellenrandbedingungen angepasst werden (Zufahrtsbeschränkungen, Untergrundverhältnisse, etc.). [95] Turmdrehkräne kommen im Holzbau eher selten zum Einsatz, außer sie werden für andere Gewerke benötigt.

Die Kosten für Hubgeräte variieren sehr stark in Abhängigkeit der Größe und Zusatzfunktionen des Gerätetyps. Generell werden Hubgeräte meist pro Arbeitsstunde verrechnet. Es ist daher darauf zu achten, dass Stehzeiten des Gerätes weitestgehend vermieden werden. Zusätzlich entstehen Kosten für An- und Abtransport.

Montagewerkzeug und Hilfsmittel

Für die Montage der Hohlkastenelemente sind handelsübliche Werkzeuge, die zur Standardausrüstung eines Zimmerers bzw. Holzbauers gehören, erforderlich.

Zudem sind eventuelle Montagehilfen bereitzustellen. Darunter versteht man Hilfsmittel, um Elemente in der richtigen Einbausituation einzurichten bzw. für die Lagesicherung oder Hilfen, die zur temporären Sicherung des Elementes dienen, wie zum Beispiel Balken- oder Kettenzüge. Aber auch Hilfsmittel, um die Einbausituation bzw. Elementfixierung zu erreichen, gelangen zum Einsatz.

Die folgende Übersicht zeigt die gängigsten Werkzeuge für die Montage von Holzbauteilen:

- Hämmer und Schlegel
- (Schlag-)Bohrmaschine
- Bohrer und Biteinsatz
- Kettensäge und Handkreissäge
- Hobel, Nutfräse und Schleifmaschine
- Schlagschnur, Wasserwaage und Winkel
- Balkenspanner und Hebevorrichtungen
- diverse Anschlagmittel: Schlingen, Ketten, Traversen, Haken, Schäkel, etc.

Hebebühnen und Steiger

Um bei örtlich hohen Einbaupositionen am Bauwerk selbst den Einbau zu erleichtern, können unter Einhaltung der gültigen Sicherheitsvorschriften Leitern, Steiger, Hebebühnen oder Montagegerüste eingesetzt werden. Diese Hilfsmittel werden entweder als Einzelgeräte kalkuliert oder in die Baustellengemeinkosten einbezogen.

Die Elementverschraubung am Auflager ist von einem Gerüst aus einfach möglich.

Auf Baustellen des Holzbaus werden häufig selbstfahrende Hebebühnen, auch Steiger oder Arbeitsbühnen genannt, für die Elementmontage verwendet. Sie dienen als Transportmittel für Material und als Arbeitsplatz für Personen bei größeren Gebäuden mit hohen Einbaupositionen z.B. Hallenbauwerken. Weitere Anwendungsfälle sind zum Beispiel wenn:

- stationäre oder mobile Kräne ausgelastet oder nicht verfügbar sind,
- Personen kurzfristig Arbeiten auf höher gelegenen Arbeitsplätzen durchführen müssen,
- sich die höher gelegene Stelle räumlich unter einer Konstruktionsebene (z.B. Decken) befindet. [95]



Abbildung 6.21: Steighilfen – Montagegerüst (links); Steiger (Mitte); Scherensarbeitsbühne (rechts)

Verrechnungskosten für derartigen Steighilfen stellen sich in Einheiten pro Woche oder Monat dar mit Kosten zusätzlich für An- und Abtransport. Im Vergleich zu den Hebegeräten halten sie sich jedoch im Rahmen.

Absturzsicherungen, Arbeits- und Schutzgerüste

Die Montage von Holzbauwerken ist mit Arbeitsplätzen in oftmals großer Höhe verbunden, bei denen Abstürze beim Zugang und während der Arbeitstätigkeit eine große Gefahr darstellen. Um diese Arbeitsunfälle zu vermeiden, müssen Absturzsicherungen in Form von Absperrungen, Abdeckungen, Arbeitsgerüsten, Schutznetzen, persönlichen Schutzausrüstungen, etc. nach den gesetzlichen Vorgaben in einem ausreichenden Umfang eingesetzt werden.

Bei der Montage von mehrgeschossigen Wohnbauten in der Holz-Massivbauweise werden gleichzeitig mit den fortschreitenden Bautätigkeiten meist Arbeitsgerüste an der Fassade bzw. gleich dem Baufortschritt angebracht. Diese erleichtern den Zugang zu den Befestigungsstellen der Elemente und stellen ebenso eine Absturzsicherung dar.



Abbildung 6.22: Absturzsicherungen – Schutzgerüst (links); pers. Schutzausrüstung (Mitte); Fangnetz (recht)

Die Kalkulation von Schutzmaßnahmen erfolgt bei persönlichen Schutzausrüstungen und Schutznetzen meist in den Baustellengemeinkosten. Arbeitsgerüste werden in der Baukalkulation meist durch eigene Positionen berücksichtigt und dienen auch anderen Gewerken. Daher kann es hier zur Kostenteilung mehrerer Unternehmen kommen.

6-1.3.2 Anschlagmittel und Anschlagpunkte

Die zum Verladen der Elemente im Werk und Versetzen auf der Baustelle erforderlichen Montagehilfen werden meist werkseitig eingebaut. Je nach Bauteilart und Größe werden unterschiedliche Systeme verwendet.

Die Anzahl der eingebrachten Montagehilfsmittel richtet sich grundsätzlich nach den sicherheitstechnischen Erfordernissen und den jeweiligen Bauteilabmessungen mit zugehörigen Gewichten. Aus praktischen Gründen werden aber bei den flächigen Hohlkästen immer vier Anschlagpunkte gewählt, um das horizontale Einheben zu erleichtern.



Abbildung 6.23: vier Anschlagpunkte bei horizontalen Elementen

Die ideale Lage des Anschlagmittels wird in Anlehnung an das vor einigen Jahren entwickelte Kielsteg-System ebenso für die Hohlkastenelemente empfohlen. Der Hebepunkt soll dabei bei ungefähr einem Viertel der Elementlänge von den beiden Enden des Trägers ausgehend eingemessen werden: Trägerlänge [m] x 0,22 bis 0,33 = Hebepunkt [m].

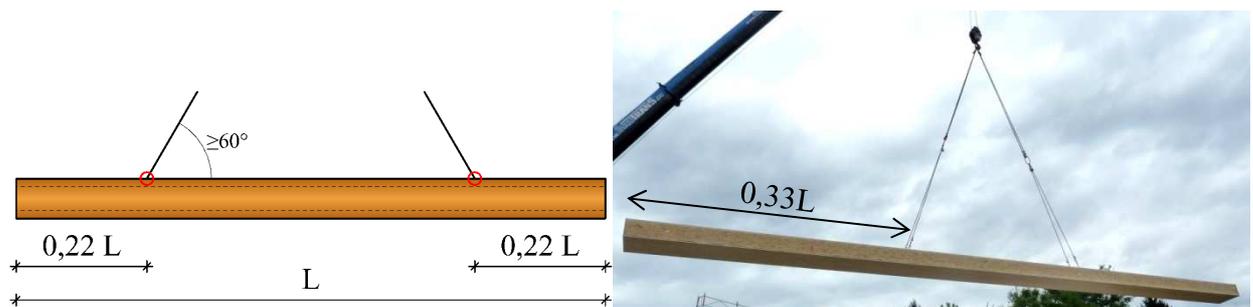


Abbildung 6.24: Anschlagpunkte

Je nachdem, ob die zu montierenden Elemente später sichtbar bleiben oder nicht, sind entsprechend geeignete Montagehilfsmittel zu verwenden. Abhängig von den Anforderungen an die Traglast des Anschlagmittels kommen durchgesteckte, mit Stahlstäben gesicherte Schlaufen oder spezielle Schraubensysteme zum Einsatz. Die Art des Hebepunktes wird im Zuge der Arbeitsvorbereitung festgelegt.

Üblicherweise erfolgt die Befestigung mittels:

- Hebeanker

Der Einsatz von Hebepunkten mittels Holzschraube und Hebeanker ist bei horizontaler Plattenmanipulation für die Hohlkasten-Deckenelemente sehr praktisch und ohne viel Aufwand bewerkstellbar.

Die gängigsten Systeme stammen von der Firma Würth (Assy 3.0 Kombi-Holzschrauben und Hebeanker) oder der Firma Rothoblaas (Vollgewindeschrauben in Kombination mit DEHA Universalkupplungen).

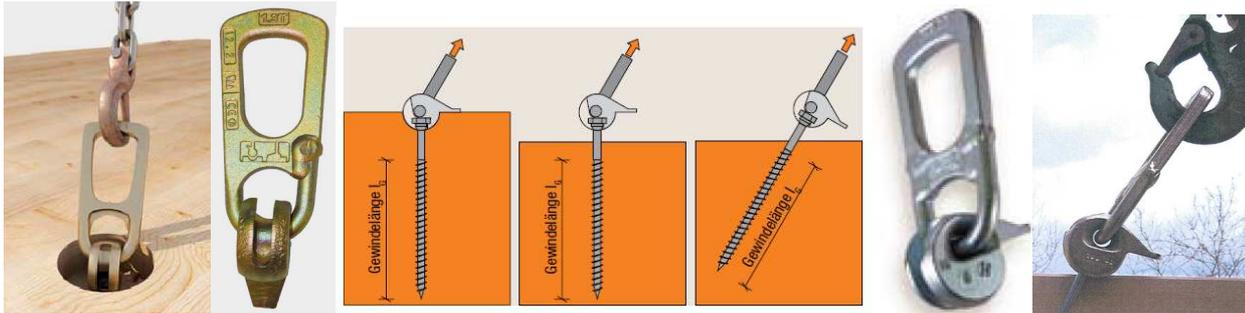


Abbildung 6.25: Hebeanker von Rothoblaas [96] und Würth [97]

Je nach Einbringung der Schraube in das Element (abhängig vom Winkel zur Faserrichtung) ergeben sich leicht unterschiedliche Traglasten. Die Schraube ist in Zugrichtung des Kettengehänges in den Randsteg des Elementes einzuschrauben.

Die Hebeanker an sich können Lasten bis zu 32 t - lt. Bauteilkatalog „Elementhorst - Bauspezialartikel“ – aufnehmen. Die Traglast je Verankerungspunkt ist durch die max. aufnehmbare Zuglast in axialer Schraubenrichtung begrenzt und beläuft sich auf ca. 900 kg je Schraube.

- Kippbolzen

Das gängige System bei der Montage von Kielsteg-Elementen beruht auf der Verwendung von Mehrweg-Elementgurten. Dabei werden im Obergurt des Elementes werkseitig Löcher mit 50 mm Durchmesser gebohrt, durch welche Kippbolzengurte mit Rückzugschnur geführt werden. Nach dem Verheben sind die Löcher bauseitig wieder zu verschließen [5]

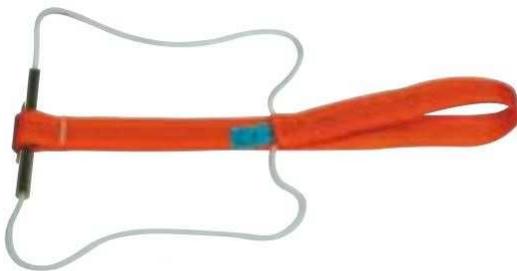


Abbildung 6.26: Kippbolzen

Die max. Tragfähigkeit der Gurte beträgt rund 1500 kg.

- Anhängeösen, die auf die Elementoberseite aufgeschraubt werden

Andere, bereits vielfach erfolgreich eingesetzte Hebesysteme, stellen Holzbauschrauben mit befestigten Stahlbügeln dar.

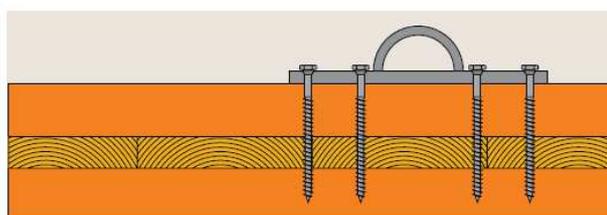


Abbildung 6.27: aufgeschraubter Befestigungsbügel

All diese Varianten verfügen über hohe Traglasten, bedeuten aber einen mehr oder weniger hohen Aufwand. Weitere Möglichkeiten, jedoch mit geringerer Tragfähigkeit bzw. größerem Herstellungsaufwand, sind:

- Stabdübel, die in einem Sackloch den Anschlagpunkt für Hebeschlaufen bilden
- Simplexdübel mit einschraubbarer Stahlschlaufe
- eingeklebte Gewindestangen bzw. Innengewindemuffen zur Befestigung von Ringmuttern

Größere Anhängelasten können eventuell erforderliche Querzugverstärkungen der Klebefuge zwischen Obergurt und Steg notwendig machen.

Wesentlich im Vordergrund aller verwendeten Anschlagmittel steht die Sicherheit vor Absturz der Elemente. Daher wird oftmals vor Beginn der Arbeiten eine Zulassung des verwendeten Systems oder ein statischer Nachweis der Hebeeinrichtung vom Sicherheitsbeauftragten der Baustelle gefordert.

Als Hebemittel gelangen im Holzbau meist zertifizierte Hebeschlingen, aber auch Kettensysteme und Traversen zur Lastverteilung zum Einsatz.

6-1.3.3 Montageablauf

Bei der Montage der verschiedenen Systeme sind prinzipiell die Hinweise des jeweiligen Herstellers bzw. Tragwerkplaners und die konstruktiven Vorgaben für das zu errichtende Gebäude maßgebend. Ebenso wichtig ist die Beachtung der einzelnen Montagezustände aus statischer Sicht. Aus logistischer Sicht unterscheidet man drei Montagesituationen:

- (i) Montage direkt vom Transportmittel
Diese Art der Montage ist kostenseitig am günstigsten. Das Abladen vom LKW und die Montage erfolgen in einem Zug.
- (ii) Montage von bereits gelagerten Elementen auf der Baustelle
Sollte es aus technischen Gründen bzw. aufgrund einer Sondersituation nicht möglich sein, direkt vom LKW zu montieren, müssen die Elemente auf der Baustelle zwischengelagert werden. Das Hebemittel für die spätere Montage kann ein anderes sein als jenes für die Abladung. Bei Sichtflächen ist von dieser Vorgehensweise abzusehen, da Beschädigungen nicht ausgeschlossen werden können.
- (iii) Montage oder Entladung von Elementen, die mit Containern transportiert wurden. Dies ist bei der Verwendung von Hohlkastenelementen unwahrscheinlich.

Am wirtschaftlichsten und am häufigsten umgesetzt wird in der Praxis die Montage direkt vom LKW, wobei in zahlreichen Fällen manche Elemente, vor allem Rand- und Passelemente zwischengelagert werden müssen.

Für jedes Tragwerk ist ein Montageplan zu erstellen, der die Bezeichnung und die Reihenfolge, in der die massiven plattenförmigen Holzbaulemente eingebaut werden, enthält.

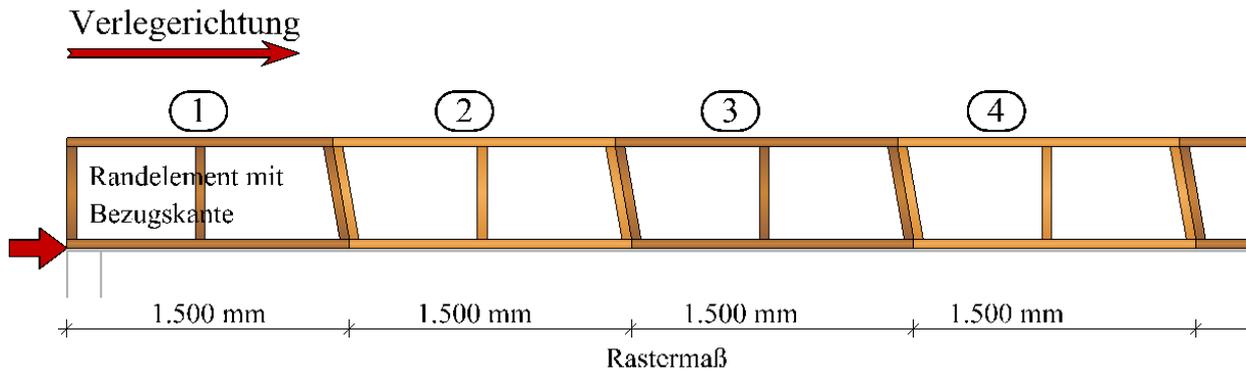


Abbildung 6.28: Verlegereihenfolge der Elemente

Eine eindeutige und nachvollziehbare Bezeichnung der Elemente ist Voraussetzung für einen reibungslosen Montageablauf. Die Einbauanleitung bzw. der Montageplan, in welcher die produktspezifischen Merkmale und die wichtigsten Maßnahmen beschrieben sind, die beim Einbau zu berücksichtigen sind, hat auf der Baustelle aufzuliegen. [91]

Der Einbau der massiven plattenförmigen Holzbauelemente ist durch entsprechend qualifiziertes Personal (meist gelernte Zimmerer) unter der Aufsicht jener Person durchzuführen, die für technische Belange und Gesamtverantwortung in sicherheitstechnischen und finanziellen Belangen vor Ort zuständig ist. [54] Sicherheits- und gesundheitsrelevante Vorschriften auf der Baustelle sind dabei das oberste Gebot bei der Montage.

Vor dem Beginn der Montagearbeiten sind diverse Vorarbeiten erforderlich, um einen reibungslosen Ablauf sicher zu stellen:

- Überprüfung der Unterkonstruktion auf Ebenheit und Toleranzen. Auflagerkonstruktionen, wie Wände, Schwellen und Träger müssen horizontal und vertikal eingemessen und statisch verankert sein.
- Bei Bedarf ist ein ebener und sauberer Lagerplatz für eine eventuelle Zwischenlagerung der Elemente auf der Baustelle vorzubereiten.
- Bestimmung der Stellposition des Hebeegerätes und der LKW der Elementanlieferung
- Bereitstellung von Montageaufhängungen, ausreichend Gurte und Kantenschutz sowie Zusatzmaterialien (Schrauben, Dichtbänder usw.) bauseits.
- Vorbereitung von Planen zum Schutz der Elemente vor der Witterung.

Bei der Montage selbst werden die Elemente - am bereits im Werk eingebauten Hebesystem - am Kranhaken befestigt, in der richtigen Montagerihenfolge abgeladen und im Zuge dessen versetzt.

Ausgehend von einer festgelegten Bezugskante am Gebäude mit geordneter Montagerichtung - siehe Abbildung 6.28 - erfolgt ein senkrecht Einheben der Elemente direkt vom LKW. Es ist darauf zu achten, dass Eindrückungen oder Folgeschäden durch falsches Verheben vermieden werden.



Abbildung 6.29: Einheben von flächigen Holz-Elementen

Die abgesetzten Bauteile werden bei Bedarf mittels Balkenzügen zusammengezogen und so dicht aneinander gepresst.



Abbildung 6.30: Balkenzug

Durch das anschließende kreuzweise Verschrauben entlang der Längskante der Elemente - nach Detailausbildung in 4-4.2 - entsteht eine kraftschlüssige Verbindung. Die Art und die Anzahl der Verbindungsmittel ergeben sich aus der Detailausbildung bzw. aus den statischen Berechnungen. Als standardmäßige Verbindungsmittel zur Verbindung und Lagefixierung werden Schrauben, Winkel, Fixanker (Übergang zum Beton) etc. eingesetzt. Für eine entsprechende Detailausbildung sind bereits während der Montage Zusatzmaterialien notwendig. Als solche gelten beispielsweise Dichtbänder zur Ausbildung von luftdichten Konstruktionen.

Personenaufwand für die Montage:

Unabhängig vom Kranfahrer, LKW-Fahrer und Bauleiter wird bei der Montage folgendes Personal benötigt: ein Mann zum Anhängen der Elemente am Kran; ein Montageteam bestehend aus ungefähr drei Mann bringt die Elemente in die richtige Position und fixiert diese - in der Zwischenzeit bringt der Kran das nächste Element. Holzbaulemente müssen bei Auslieferung sofort trocken eingebaut oder bei Lagerung auf der Baustelle sowie nach dem Einbau vor Feuchte geschützt werden. Daher bringt ein weiteres Montageteam unmittelbar nach der Verschraubung eine Abdichtungslage auf.

Die Elemente sind zur Verwendung in der Nutzungsklasse 1 konzipiert und müssen in Bauwerken einen wirksamen Schutz vor direkter Bewitterung erhalten. Eine kurzfristige Bewitterung während der Montage kann ohne Schäden an der Konstruktion überstanden werden. Wichtig ist, dass die erhöhte Feuchtigkeit sofort wieder ausdiffundieren kann.



Abbildung 6.31: Abdichtungsarbeiten unmittelbar nach der Montage

Als Einbauoption wird ein „Monitoring-System“ zur permanenten Feuchtigkeitsüberwachung der Elemente empfohlen. Dies verursacht zwar zusätzliche Kosten, gibt dem Bauherrn bzw. Nutzer aber langfristig die Möglichkeit das Gebäude in optimalem Zustand zu erhalten und im Falle eines Feuchtigkeitseintritts rechtzeitig reagieren zu können.

Nach der Elementmontage muss durch die trockene Bauweise im Vergleich zu Ziegel- oder Betonbauteilen keine weitere Austrocknungszeit berücksichtigt werden, und die Folgearbeiten können unmittelbar durchgeführt werden. [95] Daher stellt die Holzbauweise eine durch kurze Bauzeiten kostengünstige Möglichkeit des Bauens dar.

6-2 BAUWIRTSCHAFTLICHE ASPEKTE

Mit der Weiterentwicklung der Technik steht verstärkt die bessere Effizienz mechanischer Systeme im Vordergrund. Dies gilt auch im Holzbau.

Der Leichtbau gewinnt als Entwicklungsstrategie immer mehr an Bedeutung. Ziel ist es, unter gegebenen Randbedingungen eine Struktur mit minimalem Eigengewicht sowie vorher bestimmter Lebensdauer und Zuverlässigkeit zu realisieren. Die damit verbundenen Probleme betreffen die Wahl einer zweckgerechten Bauweise, leichter Werkstoffe und deren Fügetechnik, einer möglichst exakten Auslegung, sowie letztlich die Realisierung in einer fortschrittlichen Herstelltechnologie. Dies alles ist noch überlagert durch den Kostenaspekt, so dass eine Extremlösung oft nicht verwirklichtbar, und insofern zwischen technischen und wirtschaftlichen Gesichtspunkten ein Kompromiss anzustreben ist.

Vor diesem Hintergrund kann sodann nur ein optimierter Leichtbau realisiert werden. Auch dieser ist gewöhnlich mit höheren Kosten gegenüber herkömmlichen Konstruktionen aus Stahl, Ziegel oder Beton verbunden. Die Erfahrung zeigt nämlich, dass Leichtbaukonstruktionen meist in der Konzeption, im Werkstoffeinsatz und in der Herstellung oft sehr aufwändig sind, weshalb mit einer Kostensteigerung gerechnet werden muss. Wenn bei einer Neuentwicklung trotzdem dieser aufwändigere Weg eingeschlagen wird, so sollte dies unter den herrschenden Kosten-Nutzen-Zwängen wohl begründet sein, wobei die Vorteile die Nachteile deutlich kompensieren müssen. Aufwand und Nutzen müssen stets in einem wirtschaftlichen Verhältnis zueinander stehen, sodass Leichtbaumaßnahmen lohnend erscheinen. [32]

Durch den Vorteil der gleichbleibenden Bedingungen während der Produktion der Hohlkastenelemente im Werk können die Kosten der einzelnen Kostenstellen genau erfasst werden. Dies schließt nicht nur die bei der Fertigung und Montage entstehenden Lohnkosten ein, sondern auch sämtliche Fertigungsgemeinkosten. Bei einer Zuschlagskalkulation können diese Kosten auf die Kostenträger Lohn, Material und Fertigung exakt umgelegt werden. [95] Somit lassen sich die Kosten eines Elementes – pro Verlegungseinheit - exakt ermitteln.

Bei der beschriebenen Konstruktion wurden unterschiedliche Materialien eingesetzt - ein Umstand, der sich mehr oder weniger nur gering auf die Materialkosten auswirkt.

Der folgende Abschnitt beschäftigt sich hauptsächlich mit dem Kostenanteil der Fertigung. Dabei wird auf die Einzelkosten der Fertigung - Materialkosten, Maschinenkosten und Lohnkosten - näher eingegangen.

Bei diesem Zusammenhang wird auf die Begriffe und Bestimmungen der ÖNORM B 2061 [98] verwiesen.

Bei der Ermittlung der Gesamtkosten sind zu berücksichtigende Kostenfaktoren:

- der Fertigungsort,
- seine Entfernung vom Bauplatz und
- der Vorfertigungsgrad. [60]

6-2.1 MATERIALKOSTEN

Soweit nicht anders angegeben, werden alle Elemente mit der Einheit m^2 gemäß ÖNORM B 2215 [42] mit dem kleinsten umschriebenen Rechteck hohl für voll abgerechnet. [5] Es sei denn, dass Ausschnitte über einer Größe von $0,5 m^2$ entstehen. Dann sind dies Flächen abzuziehen – je nach produktvertraglicher Regelung. Siehe dazu ÖNORM B 2215, Seite 15.

Die Materialkosten für die Produktion setzen sich folgendermaßen zusammen:

- Kosten des Ausgangsmaterials

Rohpreise für die plattenförmigen Ausgangsprodukte:

Brettsperrholz:	509,62 €/m ³	aus [95]
Buchen-Furnier querlagig:	565,00 €/m ³	lt. Preistabelle der Firma Pollmeier

Anmerkung: Für Birken-FSH konnten keine tatsächlichen Preise ausfindig gemacht werden, da dieses in Mitteleuropa noch kaum produziert, eingesetzt und vertrieben wird.

Ein Vergleich der Holzwerkstoffpreise bezogen auf die Elementfläche wird in Abbildung 6.32 dargestellt.

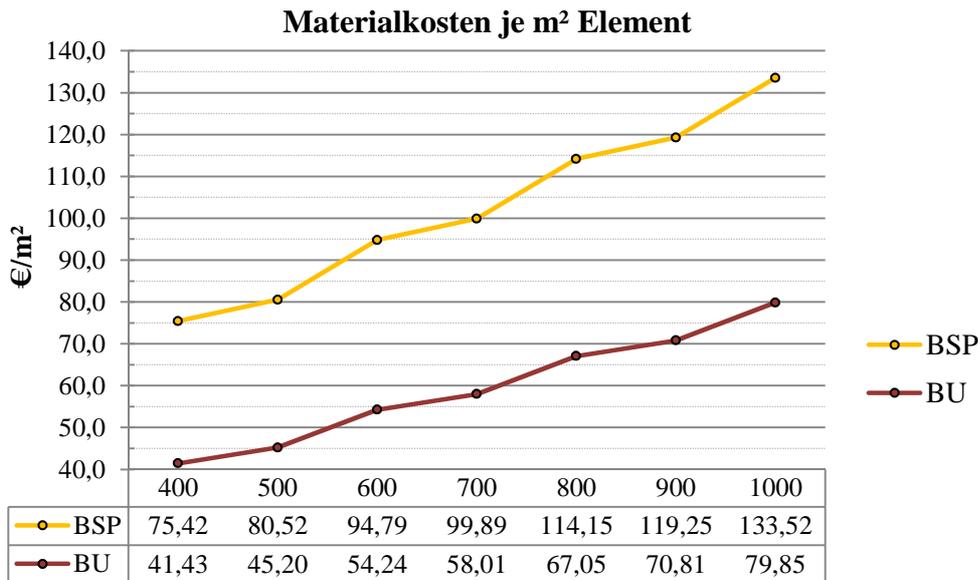


Abbildung 6.32: Materialpreis der Rohprodukte bezogen auf einen Quadratmeter

- Umlage der Querschotte auf die Elementfläche

Abhängig von der Systemlänge liegt der Anteil der Querschotte bei 0,23 bis 0,26 mal der Querschottfläche pro Quadratmeter Element.

- Klebstoffkosten

Jede Klebstoffart verursacht aufgrund der unterschiedlichen Auftragsmengen andere zu kalkulierende Kosten.

- Zusatzmaterial

Erforderliche Kleinteile für die Montage als pauschaler Aufschlag auf den Quadratmeterpreis. Diese können erst in einer späteren Untersuchung nach der erfolgten Herstellung der ersten Elemente genau festgelegt werden.

- Kosten für Materialien, Durchführungen, Einbauten, etc.

6-2.2 MASCHINENKOSTEN

Potentiale für Rationalisierungen bei der Herstellung von vorgefertigten flächigen Holzbauelementen liegen stückzahlenabhängig im Wiederholungsfaktor, beim Abbund von typisierten Elementen und in der rationalen Festlegung der Fertigungsfolge. Der Einsatz von vollautomatischen Abbundmaschinen lohnt sich je nach Schwierigkeitsgrad des herzustellenden Elementes erst ab einer bestimmten Stückzahl, da der Aufwand für die Anschaffung, Programmierung und Einrichtung der Maschine ein wesentlicher Kostenfaktor ist.

Die Hohlkastenelemente lassen sich allerdings ohne dafür geeignete Pressen gar nicht bzw. nur mit sehr hohem Aufwand herstellen. Es ist ein großer maschinentechnischer Aufwand notwendig, um die erforderlichen Pressdrücke aufzubringen.

Die Anlagenkosten machen den Hauptkostenanteil der Elementproduktionskosten aus. Die Investitionskosten der Fertigungsanlage müssen auf die geschätzte Jahresauslastung umgerechnet werden. Bei ähnlichen Fertigungsanlagen kann von einer Kapazität von ca. 40.000 m² Elementfläche pro Jahr im Einschichtbetrieb mit einer Presse ausgegangen werden. [40]

Eine komplette Fügestrecke zur Herstellung von Hohlkastenelementen besteht aus Plattenbearbeitung, Leimgießanlage, Heftstation, Hebeportal und Presse mit Bogenpressfunktion. Für die Endbearbeitung ist zusätzlich eine Vierseiten-Hobelmaschine mit Bogenhobelfunktion für die Formatierung und das Oberflächenfinish notwendig.

Die gesamte dafür notwendige Maschinentechnologie für eine vollautomatisierte Fertigungsanlage wird von namhaften Herstellern, wie H.I.T. Maschinenbau GmbH + Co. KG, MINDA Industrieanlagen GmbH, LEDINEK Maschinen und Anlagen GmbH, Weinig AG oder anderen, entsprechend den Anforderungen des Elementproduzenten speziell für derartige Elemente angefertigt.

6-2.3 LOHNKOSTEN

Die Lohnkosten sind direkt proportional zur Durchlaufzeit, d.h. bis zur Fertigstellung eines Elements - abhängig vom Personalbedarf. Die Lohnkosten beziehen sich ausschließlich auf jene Kosten, die bei der Vorfabrikation der Elemente im Werk anfallen. Lohnkosten der Monteure auf der Baustelle fließen in die Produktionskosten nicht mit ein, sondern werden mit den Montagekosten berücksichtigt.

Der Personalbedarf ist vom Automatisierungsgrad der Produktionsanlage abhängig. Eine vollautomatisierte Anlage wird von zwei bis drei Mitarbeitern betrieben. Bei manueller Fügung der Einzelteile vor dem Pressvorgang sind ein bis zwei Fachkräfte mehr notwendig. Allerdings ist der Aufwand für Wartung und Instandhaltung solcher Anlagen erheblich und mit hohen laufenden Kosten zu berücksichtigen.

Bei den Berechnungen ist der Mittellohnpreis für die Fabrikmontage mit überwiegend Fachpersonal anzusetzen. Die Lohnansätze liegen im oberen Entgeltbereich produzierender Betriebe. Daher können die Leistungsansätze höher (bzw. die Aufwandswerte niedriger) angesetzt werden, da bei höherer Entlohnung eine höhere Leistungsbereitschaft zu erwarten ist. [60]

Das genaue Ausmaß der Lohnkosten eines Mitarbeiters, ist im Zuge dieser Arbeit nicht näher untersucht worden.

6-2.4 ELEMENTKOSTEN

Kostendenken im Leichtbau bedeutet, dass zwischen Kosten und Gewicht ein direkter Zusammenhang gefunden werden muss. Für die Gesamtkosten können Oberflächen und Querschnitte des Tragwerks ebenso wichtig sein, wie seine Kubatur und Gewicht. Eine Leichtbaumaßnahme zahlt sich demnach aus, so lange sie keinen erhöhten Herstellungspreis erfordert, oder wenn die Kosten für Werkstoffe und Fertigung durch Gewichtseinsparungen über verringerte Betriebskosten ausgeglichen werden. [7]

Im Sinne der Aufgabenstellung wurde versucht, die drei verschiedenen Hohlkasten-Konstruktionen mit vergleichbaren Konstruktionsmerkmalen und Tragfähigkeitseigenschaften untereinander auch kostenmäßig zu vergleichen.

Die Gegenüberstellung der Marktpreise der drei Systeme liefert aber aufgrund der unbekanntenen Maschinenkosten keine befriedigenden Vergleichsmöglichkeiten. Daher können hier - zum derzeitigen Zeitpunkt - nur die Einzelkosten der Materialpreise miteinander verglichen werden.

Durch die Fertigung im Werk erfolgt eine sehr rationelle und genau vorgeplante Produktion der einzelnen Bauelemente. Auf der Baustelle selbst werden die Bauteile nur mehr zu einem Bauwerk zusammengefügt. Es entstehen daher nur noch Montagekosten. Diese sind vor allem Montagelöhne und Kosten für Hebewerkzeuge. Eine Nachbearbeitung ist meist nicht mehr nötig. Daraus folgt, dass zirka 75 bis 80 % der Herstellungskosten im Werk entstehen und nur etwa 20 bis 25 % auf der Baustelle bzw. beim Transport. Da es sich bei allen drei Systemen (BSP, BU und BI) um Montage von flächigen Dachelementen mit demselben Prinzip handelt, können die Montagekosten gleich angesetzt werden.

Die Höhe der Lohnkosten hängt direkt von der Anzahl der eingesetzten Monteure und der Geschwindigkeit der Montagearbeiten ab. Dieser Zusammenhang kann mit dem im Bauwesen üblichen sogenannten Aufwandswert beschrieben werden. [95]

Aufwandswerte und Leistungsansätze sind je nach Größe und Umfang der Gebäude individuell und von einigen weiteren Faktoren abhängig:

- Zugänglichkeit der Baustelle
- Platzverhältnisse auf der Baustelle
- Geometrie des Gebäudes (viele Ecken, Doppelschiff, etc.)
- Gebäudehöhe
- Elementtyp Elementlänge etc.
- Erfahrung der eingesetzten Monteure

Aus diesem Grund kann der Leistungsansatz sehr stark variieren. Bei guten Verhältnissen können aber Tagesleistungen von ca. 800 bis 1.000 m²/Tag als realistisch angesehen werden. Demnach liegt der Aufwandswert zwischen 5 - 20 m²/Std (0,05 - 0,2 Std/m²), bei einer Montagepartie von fünf Facharbeitern.

Die Transportkosten sind im Holzbau im Gegensatz zum Stahlbetonbau anders zu sehen. Industrielle Holzbaubetriebe gibt es in Österreich wenige. Sie sind über ganz Österreich verstreut und dezentral situiert. Im Falle einer Ausschreibung ist der Betriebsstandort des Verarbeiters insbesondere im Holzbau oftmals ein Wettbewerbsvorteil für den Erzeuger.

In die angeführten Transportkosten ist üblicherweise eine Stehzeit für die Entladung des LKW's auf der Baustelle inkludiert. Kommt es beim Abladen zu Verzögerungen, wird die Wartezeit des LKW's zusätzlich in Rechnung gestellt.

Durch den kurzen Einsatz der Montagemannschaft auf der Baustelle fallen vergleichsweise geringe Baustellengemeinkosten an. In den Berechnungen der Elementkosten werden diese meist nicht berücksichtigt, sondern in einer eigenen Position angeführt. Die Kosten für die Hebezeuge (z.B. Turmdrehkran oder Mobilkran) werden zu den zeitgebundenen Baustellengemeinkosten gerechnet. Sie finden in der Regel keinen Eingang in die Einzelposition der Elemente. Weiters wird davon ausgegangen, dass das sogenannte „unproduktive“ Baustellenpersonal (Poliere und Techniker) in den zeitgebundenen Baustellengemeinkosten oder über Umlage im Mittellohnpreis des produktiven Personals zu finden ist.

Die Konsequenz dieser beiden genannten Punkte ist, dass je länger eine Baustelle dauert, damit auch die Baustellengemeinkosten steigen. Für die genaue Gesamtpreisermittlung bedarf es somit der Präzisierung und Optimierung der Bauzeit. [60]

6-3 ARGUMENTATION

Bei dem in dieser Arbeit betrachteten Zeitraum handelt es sich um eine Phase, in der vor allem Konstruktionen aus Stahl und Stahlbeton auf dem Vormarsch sind. Konstruktionen aus Holz hingegen wurden bei größeren Bauvorhaben seltener eingesetzt. Die speziellen Materialeigenschaften des Holzes, wie beispielsweise die Resistenz gegen Salz, das geringere Gewicht gegenüber Stahlkonstruktionen oder auch wirtschaftliche Aspekte, sowie die Wiederverwendung des Materials, und nicht zuletzt die Möglichkeit der Vorfertigung und damit der Kostenreduzierung, sind Faktoren, die dem Baustoff Holz trotzdem sichere Einsatzgebiete bieten. [14]

Die Wirtschaftlichkeit einer Holzdecke hängt von der richtigen Wahl des Konstruktionssystems im Zusammenhang mit der Spannweite auf der einen Seite und der Vermeidung von unnötigen Bauteilschichten auf der anderen Seite ab. Grundsätzlich kann festgehalten werden, je weniger Schichten ein Deckenaufbau aufweist, umso wirtschaftlicher ist er. Im direkten Preisvergleich mit einer mineralischen Decke ist eine Holzdecke teurer. Solch fokussierte Betrachtungen ergeben oft ein verzerrtes Bild, denn nur der Kostenvergleich von Gesamtsystemen hat reale Aussagekraft. [8]

Der Vorteil des beschriebenen Deckensystems mit Hohlkastenelementen liegt im hohen Grad der Vorfertigung und damit in der Verkürzung der Bauzeit, was je nach Baumaßnahme zu erheblichen Kosteneinsparungen führt. Die Vorfertigung von Holzkonstruktionen wird mit steigenden Lohnkosten noch interessanter. Hier lag und liegt das größte Potential vorgefertigter Holzkonstruktionen. In Zukunft können durch neue Bauweisen die Konstruktionen von vorgefertigten flächigen Holzelementen weiter vereinfacht werden, was zu noch kürzeren Montagezeiten und darüber hinaus zur weiteren Reduzierung von Fehlerquellen beiträgt. [14]

Durch die Vorfertigung ergeben sich qualitative und terminliche Vorteile. In den Produktionshallen herrschen gleichmäßige Luftfeuchtigkeit und Temperatur. Der hohe Grad an Vorfertigung erleichtert die Abwicklung auf der Baustelle und sichert standardisierte und überprüfbare Qualität. Das Versetzen des ersten Bauteils bis zum dichten Dach eines Bauwerks kann innerhalb weniger Tage abgeschlossen sein. [69]

Die Wirtschaftlichkeit einer Holzdecke wird stark von den Materialkosten, der Produktionszeit und der Montagezeit beeinflusst. Die Bauweise mit großformatigen Hohlkästen ermöglicht eine sehr kurze Rohbauzeit. Die Zeitersparnis durch Holzbauelemente kann bei der Errichtung großvolumiger Gebäude bzw. großer Dachflächen beträchtlich sein. Tragende Elemente müssen nur noch versetzt und miteinander verbunden werden. Die Arbeiten nachfolgender Gewerke, wie Elektro- und Sanitärinstallationen können oftmals, vorbereitet werden, sodass der Baufortschritt auf der Baustelle koordiniert und zügig vorangeht. Die trockene Bauart ermöglicht eine frühere Nutzung des Gebäudes, was wiederum die Finanzierungszeiten reduziert. Exzellente Oberflächenbeschaffenheit der Ausgangsprodukte lassen Ausführungen nach dem Grundsatz „Rohbau gleich dem Ausbau“ zu. Das geringere Eigengewicht von Holzkonstruktionen verringert zudem den Aufwand für Gründung und Fundamente.

Insgesamt gesehen schneiden vorgefertigte Dachelemente aus Holz bei einer neutralen Kostenbetrachtung verhältnismäßig gut ab. Ein Grund liegt in der Herstellung von Holzwerkstoffprodukten in großem und somit kostengünstigen Umfang und zum anderen in der einfachen Konstruktion der Elemente. Ein weiterer Vorteil der relativ steifen Elemente ist die einfache Ausbildung von Deckenscheiben.

Auf zusätzliche Maßnahmen zur Scheibenausbildung, wie zum Beispiel das Aufschrauben einer Lage Holzwerkstoffplatten, kann verzichtet werden. [14]

Der Einsatz dieser Holzbausysteme ermöglicht einen hohen Vorfertigungsgrad, der sich auf Grund der daraus resultierenden sehr kurzen Montagezeiten positiv auf die Gesamtkosten des Bauwerkes auswirkt. Für Investoren und Betreiber sind aber nicht nur die Gesamtkosten relevant, sondern vor allem die Lebenszykluskosten. Diese beinhalten Finanzierungskosten und Kosten für Planung, Errichtung sowie Betrieb und Erhaltung bis hin zur Verwertung und Entsorgung. Hier ist der Holzbau gegenüber dem Stahlbau entscheidend im Vorteil.

Holzprodukte sind ökologisch und tragen zur Ressourcenschonung bei, da die Sperrholzprodukte in vielen Anwendungsbereichen wieder verwendet und recycelt werden können. Ziel des Recycling ist es, den Primärrohstoffverbrauch und die zu entsorgenden Abfallmengen zu reduzieren. Dabei sollte eine hochwertige Wiederverwendung bzw. Verwertung angestrebt werden. Entsorgungskosten fallen nur sehr geringe an. Die Werkstoffplatten zersetzen sich zwar nur sehr langsam, aber fast alle Sperrholzprodukte können kompostiert werden. [27]

Holz ist ein nachwachsender Rohstoff mit großem Einfluss auf unser Klima. Während des Wachstums wandeln Bäume CO₂ und Wasser in Sauerstoff um. Wird Holz als Baustoff für Holzwerkstoffe, Holzbauprodukte oder Möbel verwendet, dient es viele Jahre als sicherer CO₂-Speicher. Jeder Kubikmeter Holz, der als Ersatz für andere Baustoffe dient, reduziert die CO₂-Emissionen in die Atmosphäre um durchschnittlich 1,0 Tonnen. [37]

Die Nachhaltigkeit einer Konstruktion beruht auf drei Säulen: einer ökonomischen, einer ökologischen und einer gesellschaftlichen. Alle drei müssen im Einklang stehen, um von Nachhaltigkeit sprechen zu können. Bauen mit Holz erfüllt sie alle. [37]

KAPITEL 7: ABSCHLUSS

Abschließend werden in diesem Kapitel die wichtigsten Ergebnisse noch einmal kurz zusammengefasst, Potentiale angeführt sowie ein kurzer Ausblick und Empfehlungen für weitere Betrachtungen gegeben.

7-1 ZUSAMMENFASSUNG

Im Leichtbau gilt mittlerweile die Philosophie, immer den richtigen Werkstoff für den jeweiligen Anwendungsfall einzusetzen. Bei der Wahl des Baustoffes für energieeffiziente Gebäude ist das Thema CO₂-Einsparung von großer Bedeutung. Holz wird dieser Anforderung in ganz besonderer Weise gerecht, da es CO₂-neutral ist. Das bedeutet, dass es beim Wachsen genauso viel CO₂ aufnimmt, wie es nach seiner Nutzung wieder abgibt. Im Prinzip speichert Holz während seiner Nutzung CO₂, das ansonsten zur Klimaerwärmung beitragen würde. [2, p. 31]

Die Entwicklung von neuen, flächigen Holzwerkstoffen führt sukzessive zur Ablösung stabförmiger Tragstrukturen durch Bauweisen, welche die hohe Tragfähigkeit der Beplankung aktivieren. Die Vorteile der Holzwerkstoffe sind - neben relativ großen und variablen Abmessungen - das gleichmäßigere Festigkeits- und Verformungsverhalten und eine geringere Streuung der mechanischen Kennwerte durch den Homogenisierungseffekt.

Flächige Furnierprodukte werden nach der Anordnung (Orientierung) der Lagen unterschieden. Die mechanischen Eigenschaften der Platten hängen von der Faserrichtung der Einzelschichten ab. Daher muss differenziert werden zwischen:

- (i) Furnierschichtholz (FSH), bei dem alle Lagen faserparallel geschichtet sind, und
- (ii) Furniersperrholz (FSP) mit orthogonalem Aufbau, wobei die einzelnen Lagen abwechselnd gegeneinander (im Winkel von 90 °) versetzt ausgerichtet sind.

Es wurden großflächige Elemente bzw. Querschnitte, auf Basis von Hohlkastentragwerken, wie in Abbildung 7.1 dargestellt, mit Systemhöhen von 40 bis 100 cm (sieben 10 cm-Abstufungen) ausgearbeitet. Die flächigen Systeme sind für den Einsatz bei großen, frei überspannten Flächen entwickelt worden. Im Zuge der Literaturrecherche wurden in Kapitel 3 unterschiedliche flächige Holztragwerk-Systeme mit vergleichbarem Konstruktionsprinzip betrachtet und als Grundlage für die Entwicklung der Hohlkästen herangezogen.

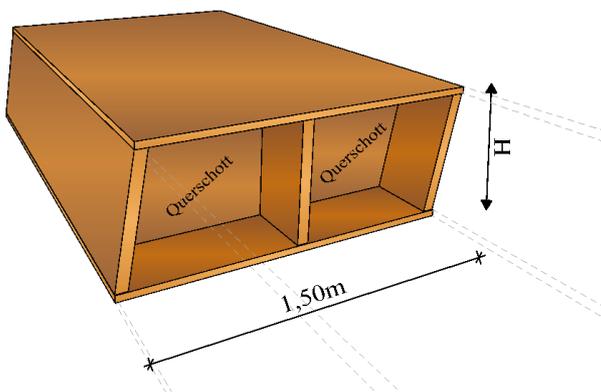


Abbildung 7.1: 3D-Darstellung des Hohlkastenelementes

Zurzeit werden im konstruktiven Bereich wenig Holzwerkstoffprodukte aus Laubholz eingesetzt. Um aber die Leistungsfähigkeit von Laubholzprodukten aufzuzeigen, gibt es unter Punkt 1-2 eine Gegenüberstellung von Buchen-Furnierschichtholz (BU-FSH) und Konstruktionsvollholz aus Fichte (KVH), anhand der erforderlichen Abmessungen einer Balkendecke. Aus den Ergebnissen der Berechnung geht hervor, dass eine Einsparung der Konstruktionshöhe von rund 20 % durch die Verwendung von BU-FSH anstatt KVH möglich ist. Zudem zeigt ein Kostenvergleich, dass Träme aus Buchen-FSH bis zu knapp 40 % (auf Grund geringerer Querschnitte) günstiger sind. Flächige Laubholzprodukte haben viel Potential für den Einsatz bei tragenden Zwecken. Daher wurden in dieser Arbeit neben Brettsperrholz aus Fichte auch Holzwerkstoffprodukte aus Buchen- und Birkenfurnieren zur Entwicklung leistungsfähiger Hohlkasten-Konstruktionen verwendet.

Vor- und Nachteile von Hohlkastenelementen

Zu den Vorteilen der Hohlkastenelemente zählen einerseits gute Tragfähigkeit und Steifigkeit durch die Mitwirkung der Beplankung, andererseits geringer flächenbezogener Materialeinsatz und geringes Gewicht. Zudem ist, baupraktisch betrachtet, eine Dach- oder Deckenkonstruktion mit den beschriebenen Hohlkastenelementen sofort begeh- und belastbar. Weiters ist die Montage von Installationen etc. einfach umsetzbar, da nahezu überall belastbarer Untergrund vorhanden ist und auf Zwischenkonstruktionen üblicherweise verzichtet werden kann. [82]

Allerdings sind entsprechendes Know-how und spezielle Einrichtungen, für die Herstellung der zusammengesetzten Querschnitte Voraussetzung. Bei Zwischendecken ist eventuell eine Hohlraumdämpfung zur Vermeidung einer Resonanz infolge von Trittschall notwendig.

Die Bearbeitung der Elemente auf der Baustelle wie z.B. Winkelschnitt, Ablängen, Bohren, Schneiden von Durchführungen erfolgt mit üblichen Handmaschinen wie Kettensäge, Kreissäge, Hobel, Oberfräse, Bohrwerkzeugen etc. [41]

Im Innenbereich können aufgrund der besonderen Oberflächenqualitäten der Ausgangsprodukte die Elemente sichtbar bleiben. Es ergibt sich damit ein angenehmes Raum- und Arbeitsklima sowohl im Winter als auch während der Sommermonate. Werden die Hohlkastenelemente einseitig sichtbar verbaut, ist besonders bei Hebearbeiten auf deren Sichtfläche zu achten. Dies gilt ebenso für längere Lagerungen, Transport und Montage.

Wie alle Holzkonstruktionen sind auch Hohlkastenelemente aus Holzwerkstoffen während der Montage und in der Bauausführungsphase vor Witterung und Feuchteeinwirkung zu schützen. Diesbezügliche Schutzmaßnahmen sind bereits in die Planung mit einzubeziehen.

In Kapitel 5 erfolgte die Bemessung und Nachweisführung von geklebten zusammengesetzten Querschnitten (Hohlkastenelemente) für den Einsatz als Dachkonstruktion sowie die Gegenüberstellung der Tragfähigkeiten der einzelnen Elemente auf Basis festgelegter Eingangsparameter.

Die Berechnung der Hohlkastenquerschnitte wurde unter gleichen geometrischen Randbedingungen mit drei verschiedenen Werkstoffen durchgeführt. Die Ausgangsprodukte waren, wie bereits erwähnt, Platten aus Brettsperrholz-Fichte, Buchen- und Birken-Furnierschichtholz.

Das BSP-Element der jeweiligen Bauteilhöhe wurde als Referenzquerschnitt definiert. Dessen Tragfähigkeitsangaben dienten als Zielwert für die beiden anderen Systeme (BU und BI) – Berechnungsablauf lt. Abbildung 4.5. Somit wurde die Grundlage für den Vergleich der Querschnittswerte bei gleicher Konstruktionshöhe und ähnlich großer Tragfähigkeit geschaffen.

Die Berechnung erfolgte für einen idealisierten I-Querschnitt mit voller Gurtbreite, wobei für die Hohlkastenquerschnitte mit kleinen Stegabständen ($e = 75 \text{ cm}$) keine Abminderung der mitwirkenden Plattenbreite erforderlich ist.

Für die Bestimmung der effektiven Biegesteifigkeit des zusammengesetzten Querschnittes aus mehrlagigen Ausgangsprodukten wurde das „n-Ziffern-Verfahren“, zur Berücksichtigung der Einzelschichten mit unterschiedlicher Orientierung, und in weiterer Folge das „γ-Verfahren“, um die Nachgiebigkeit der Querlagen in die Berechnungen miteinfließen zu lassen, angewendet.

Mit den ermittelten Querschnittswerten konnte die Bemessung und Nachweisführung erfolgen, für:

- Nachweise der Tragsicherheit (ULS),
Biegung, Schub, Querbiegung des Obergurtes, Stabilitätsnachweis – „Beulen“, Einleitung der Auflagerkraft, Nachweise für den Brandfall
- Nachweis der Gebrauchstauglichkeit (SLS)
Durchbiegung

Die Ergebnisse - aufgelistet in Tabelle 7.1 - zeigen eine Gegenüberstellung der Tragfähigkeiten von Hohlkastenquerschnitten aus unterschiedlichen, flächigen Holzwerkstoffen. Die Traglasttabelle mit allen Ergebnissen der Berechnungen beinhaltet systemunabhängige Querschnittstragfähigkeiten sowie geometrische Eigenschaften der Elemente, und dient zum Vergleich der drei Systeme. Eine detaillierte Auswertung der Berechnungen siehe unter Punkt 5-4.

Tabelle 7.1: Zusammenstellung der Ergebnisse aller Hohlkastenquerschnitte

H		h _{f,OG}	bw	h _{f,UG}	M _{Rk} [+]	M _{Rk} [-]	V _{Rk}	(EJ) _{ef}	g _k	A
mm		mm	mm	mm	KNm	KNm	KN	*10 ¹³ KNm ²	KN/lfm	m ²
400	BSP	60	60	60	205	-205	52	2.604,1	0,74	0,15
	BU	20	40	30	252	-356	57	2.309,2	0,59	0,07
	BI	30	50	30	293	-231	52	2.792,8	0,62	0,09
500	BSP	60	60	60	276	-276	68	4.473,8	0,79	0,16
	BU	20	40	30	338	-467	74	3.865,8	0,64	0,08
	BI	30	50	30	387	-297	68	4.659,0	0,68	0,10
600	BSP	60	60	80	468	-357	79	7.898,7	0,93	0,19
	BU	30	40	30	617	-617	97	7.322,8	0,77	0,10
	BI	30	50	30	486	-385	85	7.070,9	0,74	0,11
700	BSP	60	60	80	570	-437	94	11.381,9	0,98	0,20
	BU	30	40	30	749	-749	117	10.404,1	0,82	0,10
	BI	30	50	30	590	-527	103	10.067,5	0,79	0,11
800	BSP	60	60	100	776	-528	104	16.921,1	1,12	0,22
	BU	40	40	30	1129	-917	124	16.053,2	0,95	0,12
	BI	40	50	30	885	-723	109	15.533,2	0,92	0,13
900	BSP	60	60	100	910	-617	119	22.340,9	1,17	0,23
	BU	40	40	30	1.304	-1.069	142	21.011,8	1,00	0,13
	BI	40	50	30	1.024	-844	125	20.367,1	0,97	0,14
1000	BSP	80	60	100	1.144	-941	138	34.150,4	1,31	0,26
	BU	40	40	40	1.541	-1.541	167	30.600,8	1,13	0,14
	BI	40	50	40	1.212	-1.212	147	29.611,2	1,10	0,16

$X_d = X_k * \frac{k_{mod}}{\gamma_m}$ <p>Minimale Auflagerlänge l_a = 100 mm</p>	<p>Anmerkungen: Die angegebenen Kennwerte beziehen sich auf einen Meter-Streifen Das Eigengewicht der Elemente ist nicht berücksichtigt Querkrafttragfähigkeit entspricht der max. aufnehmbaren Auflagerkraft</p>
---	---

Nach der Berechnung der einzelnen Querschnitte wurde unter 4-4 ein Lösungsvorschlag für eine kraftschlüssige Verbindung der Elemente untereinander ausgearbeitet. Weiters wurde die Auflagersituation der Hohlkastenelemente, gesondert unter 4-5, mit schematischen Auflagerdetails auf Holz, Beton und Stahlträgern dargestellt.

Ergänzend zu der statisch-konstruktiven Bearbeitung der Systeme wurden auch baubetriebliche und bauwirtschaftliche Aspekte angeführt. Dabei wurde nicht nur auf die Fertigung und Verklebung während der Produktion der Hohlkästen eingegangen, sondern auch auf logistische Überlegungen und den Montageablauf. Die bauwirtschaftlichen Überlegungen beschränken sich auf den Kostenanteil der Fertigung mit den Einzelkosten: Materialkosten, Maschinenkosten und Lohnkosten. Diese können zum jetzigen Zeitpunkt allerdings noch nicht exakt bestimmt werden bzw. erst nach tatsächlicher Herstellung der ersten Elemente.

Dauerhaftigkeit und Gebrauchstauglichkeit einschließlich Maßhaltigkeit können unter Einhaltung der dem Stand der Technik entsprechenden konstruktiven Regeln erreicht werden. So ist eine Nutzungsdauer von rund 50 Jahren möglich, sofern Bedingungen wie Verpackung, Lagerung, Wartung und Instandsetzung erfüllt sind. Ein konstruktiv und bauphysikalisch funktionierendes System wird dabei vorausgesetzt. Die Angaben zur Nutzungsdauer können, so wie bei vielen Holzbauteilen, durch keinen Hersteller oder einer Zulassungsstelle garantiert werden, sondern sind lediglich als Hilfsmittel zur Auswahl der richtigen Produkte, angesichts der erwarteten wirtschaftlich angemessenen Nutzungsdauer des Bauwerks, zu betrachten.

7-2 AUSBLICK

Leichtbau im Bauwesen bedeutet grundsätzlich das Streben nach Konstruktionen mit einem minimalen Gewicht bei optimaler Ausnutzung der Werkstoffeigenschaften.

In vielerlei Hinsicht gibt uns die Bionik bewährte Richtungen (Form/Topologie und Gestalt) vor, wie Bauteile und Strukturen optimiert werden können. Die Natur geht mit ihren Ressourcen äußerst sparsam um, deshalb sollte in Zukunft versucht werden, Konstruktionen weitgehend der Natur „anzupassen“.

Nach der Abhandlung dieser Masterarbeit bleiben noch einige technische Fragestellungen offen. Für die Hohlkastenelemente aus FI-BSP, BU-FSH und BI-FSH besteht auf mehreren Ebenen Forschungsbedarf bzw. Optimierungspotential:

- Bestimmung der Biegetragfähigkeit von Furniersperrholz quer zur Faserrichtung der Decklamelle, sowohl für Buchen- als auch Birken-Furnierschichtholz
- Einleitung großer Einzelkräfte auf die Hohlkastenelemente sowie beim Einsatz lokaler Verstärkungen (innen- und außenliegend). Die Einleitung konzentrierter Lasten ist ohne besondere Maßnahmen aufgrund der geringen Quersteifigkeit grundsätzlich zu vermeiden.
- Untersuchung dünnwandiger Holzwerkstoff-Querschnitte bezüglich des Stabilitätsversagens und Beulverhaltens
- Durchbrüche im Steg- und Gurtbereich sowie größere Öffnungen und die Erfordernis von Wechselhölzern
- Untersuchen des Schwingungsverhaltens der Elemente für den Einsatz bei Deckenkonstruktionen
- bauphysikalische Betrachtungen im Hinblick auf U-Wert der Konstruktion, Feuchte- und schalltechnische Eigenschaften

- Einführung einheitlicher und standardisierter Schichtdicken und Plattenaufbauten für alle geschichteten Holzprodukte
- Bestimmung der genauen Birkenlamellenfestigkeit
- eventuell erforderliche mechanische Verstärkungen der Klebeverbindung bei großen Schubkräften
- Möglichkeit der Einzelpunktlagerung der Elemente

Die Konzepte des Leichtbaus basieren im Wesentlichen auf der Entwicklung von Konstruktionen mit einem minimalen Gewicht bei maximaler Ausnutzung der Werkstoffeigenschaften. Dies verändert bzw. ergänzt sich gegenwärtig durch die Suche nach dem Faktor einer maximalen Reduzierung des energetischen Beitrags – sowohl des primär energetischen Anteils bei der Produktion, als auch des Energiebedarfs über den Nutzungszeitraum – und um den Energiebedarf zur Rückführung sämtlicher Komponenten in den Stoffkreislauf. Der Energie-Leichtbau oder Leichtbau 3.0, der diese ganzheitliche Betrachtung in Anspruch nimmt, stellt die Basis einer Gesamtoptimierung von Konstruktion und Werkstoff dar. [99]

Hybridtragwerke aus leistungsfähigen Sperrholzprodukten mit anderen Materialien - wie der Kombinationen mit Beton - beeinflussen durch den Materialmix die Eigenschaften des Bauteils und ermöglichen somit neue Einsatzgebiete.

Prinzipiell besteht die Möglichkeit, zum Beispiel in Schulen, alle erforderlichen Funktionen wie Statik, Brandwiderstand, sichtbare Holzoberfläche, Schallschutz und Akustik, in einem Hohlkastenelement zu kombinieren. Potenzial gibt es bei ganz leichten Aufbauten mit optimierten Schallschutzmaßnahmen.

Für zukünftig zu errichtende Gebäude ergeben sich aus dem stetig steigenden Installationsbedarf und aus dem Streben, die tragende Gebäudestruktur für raumklimatische Belange heranzuziehen, zusätzliche Anforderungen an die Bauteile. Die zunehmende Digitalisierung und technische Vernetzung bedingen stetig steigende Installationsmengen an Kabeln, Rohren und bauphysikalischen Einbauten in die Gebäudestrukturen. Dabei muss berücksichtigt werden, dass sich die Nutzungsanforderungen im Laufe des Lebenszykluses eines Gebäudes ändern kann. Wenn eine Änderung der Raumnutzung im Mittel nach 12 Jahren erfolgt, so ist klar ersichtlich, dass Deckensysteme, die eine einfache Änderung von Installationen und Ausbauelementen erlauben, einen wichtigen Beitrag zum ressourcenschonenden Bauen darstellen. [35]

Holz ist der einzige nachwachsende Konstruktionsbaustoff und bildet durch eine nachhaltige Waldwirtschaft ein unschätzbare Bindeglied zwischen Ökologie und Ökonomie. Darum sollte es auch materialgerecht eingesetzt werden. Die vielfältigen Einsatzmöglichkeiten von heute sind längst noch nicht ausgeschöpft, und es entstehen ständig neue wertvolle Anwendungen und Weiterentwicklungen. [2, p. 2] Die Bedeutung der Laubhölzer – insbesondere der Buche – im Baubereich wird mittelfristig (in den nächsten 20 Jahren) erheblich zunehmen. [100] Für Architekten und Bauherren wird Holz immer beliebter, da technisch schon fast alles möglich und realisierbar ist, angefangen bei Brücken und Türmen bis hin zu Freiformen. [101]

ANHANG A VERZEICHNISSE

A-1 Literaturverzeichnis

- [1] Kerto Ripa. Rippen- und Kastenelemente. In: MetsäWood Broschüre. Metsä Wood Merk GmbH. Technischer Stand 2012.
- [2] Finnjoist. Einfach in der Praxis. In: MetsäWood Broschüre. Metsä Wood Merk GmbH. Technischer Stand 2013.
- [3] Plüss, Yannick: Prüftechnische Ermittlung des Tragvermögens von Schraubengruppen in der BSP-Schmalfläche. Graz, TU-Graz, Dipl. Arb., 2014.
- [4] Eneva, Daniela: Berechnung und Nachweisführung des nachgiebigen Verbundes von aus Einzelquerschnitten aufgebauten Biegeträgern nach EN 1995-1-1. Graz, TU Graz, Dipl.-Arb., 2011.
- [5] Innovation Holz. KIELSTEG. Holz intelligent in Form gebracht. In: Kielsteg Prospekt. Kulmer Holz-Leimbau GesmbH. (letzter Zugriff 05.03.2014).
- [6] Gundelwein, Harald: Untersuchung von Einflussparametern auf das Tragverhalten von Rippenplatten unter Verwendung von MERK_ Dickholz. Weimar, Bauhaus-Universität. Dipl. Arb., 2002.
- [7] Wiedemann, Johannes: Leichtbau. Elemente und Konstruktion. 3.Auflage. Berlin Heidelberg: Springer-Verlag 2007.
- [8] In: Zuschnitt. Nr.54. proHolz (Hrsg.). Wien 2014.
- [9] Pollmeier Furnierschichtholz. Wirtschaftlich. Stark. Schön. In: URL: <http://www.pollmeier.com/web/downloads/dyn/150/pm-prospekt-fsh-de.pdf> (letzter Zugriff 8.4.2014).
- [10] Österreichisches Normungsinstitut (Hrsg.): ÖNORM B 1991-1-1. Einwirkungen auf Tragwerke. Teil 1-1. 01.01.2006.
- [11] Blockbau. In: URL: <http://www.holzbau-salzburg.at/index.php?id=8>. Letzter Zugriff: 08.07.2013.
- [12] In: URL: <http://www.holzbauwelt.de/modernerholzhausbau.html>. Letzter Zugriff: 08.07.2013.

- [13] Schickhofer, Gerhard: Holzbau. Nachweisführungen für Konstruktionen aus Holz. Graz, TU-Graz, Skriptum. Ausgabe S-4-01B/2009.
- [14] Keppler, Lars: Bewertung von Decken aus vorgefertigten flächigen Holzbausystemen beim Einsatz im Wohnungsbau unter Berücksichtigung des Kostenaspektes. Brandenburg, TU Cottbus. Diss. 2008.
- [15] Knor, Harald: „KMU-Landkarte“-Holzbaubetriebe im Burgenland. Graz, TU-Graz, Masterprojekt, 2013.
- [16] Holzbaukompetenz. Planungshandbuch 2014, Bauen mit Holz-CLT-Kielsteg. ZMP GmbH (Hrsg.). Oktober 2013.
- [17] In: Zuschnitt. Nr.53. proHolz (Hrsg.). Wien 2014.
- [18] Schickhofer, Gerhard: Holzbau. Der Roh- und Werkstoff Holz. Graz, TU-Graz, Skriptum. Ausgabe S-4-01A/2006. S.A6/ 74ff.
- [19] Österreichisches Normungsinstitut (Hrsg.): ÖNORM EN636. Sperrholz – Anforderungen.01.11.2012.
- [20] In: URL: <http://www.wisaplywood.com> (letzter Zugriff 04.08.2014).
- [21] Brandner, R./Thiel, A.: Klebetechnologie und Holzwerkstoffe. Graz, TU-Graz, Skriptum. SS 2014.
- [22] Kerto in der Praxis. In: MetsäWood Broschüre. Metsä Wood Merk GmbH. Technischer Stand 2013.
- [23] Ambrozy, Heinz Geza/Giertlová, Zuzana: Holzwerkstoffe. Technologie-Konstruktion-Anwendung. Wien: Springer Verlag 2005.
- [24] Ingenious hardwood. Baubuche. In: URL: <http://www.pollmeier.com/de/baubuche/ingenious-hardwood> (letzter Zugriff 04.09.2014).
- [25] Z-9.1-838, Allgemeine Bauaufsichtliche Zulassung. Furnierschichtholz aus Buche zur Ausbildung stabförmiger und flächiger Tragwerke. Buchen-FSH längslagig. Buchen- FSH querlagig. Pollmeier Furnierwerkstoffe GmbH. Jahr 2013, gültig bis 21.09.2018.
- [26] Österreichisches Normungsinstitut (Hrsg.): ÖNORM B635. Sperrholz - Klassifizierung nach dem Aussehen der Oberfläche..
- [27] Handbuch über finnisches Sperrholz. UPM Plywood. Verband der finnischen Forstindustrie. Finnland, 2011.

- [28] Schickhofer, G./Grabner, M.: H4 "Innovative hardwood applications". TU-Graz, Institut für Holzbau und Holztechnologie. Präsentation. 04.2014.
- [29] In: URL: http://www.oekonews.at/index.php?mdoc_id=1088774. Letzter Zugriff 18.06.2014.
- [30] In: URL: [bfw.ac.at](http://www.bfw.ac.at). Letzter Zugriff: 17.03.2014.
- [31] Obermayr, Irene: Leistungsfähige Hirnholz-Schrauben- und Klebeverbindungen für schlanke Birken-Laubholzkonstruktionen. Graz, TU-Graz, Dipl.-Arb., 2014.
- [32] Klein, Bernd: Leichtbau-Konstruktion. Berechnungsgrundlagen und Gestaltung. 10.Auflage. Wiesbaden: Springer Vieweg 2013.
- [33] Moro, José Luis: Baukonstruktion. Vom Prinzip zum Detail. Band1, Grundlagen. Berlin Heidelberg: Springer-Verlag 2009.
- [34] Landsberg, Heike/Pinkau, Stephan: Holzsysteme für den Hochbau. Stuttgart: Kohlhammer 1999.
- [35] Ungermann. Strohm. Brune: Stahldeckensysteme. In: Stahlbau. 79. Jahrgang 2010. S. 429-470.
- [36] Dataholz. In: URL: www.dataholz.com (letzter Zugriff 04.09.2014).
- [37] Binderholz GmbH. In: URL: www.binderholz.com (letzter Zugriff 18.08.2014).
- [38] Metsä Wood Deutschland GmbH. In: URL: www.metsawood.com (letzter Zugriff 04.09.2014).
- [39] Statik. Lastdiagramme. In: URL: <http://www.kielsteg.at/produktetails/#architecture-information> (letzter Zugriff 03.04.2014).
- [40] Kielsteg Fertigungsanlage. In: URL: <http://www.kielsteg.at/maschinenbau/> (letzter Zugriff 07.03.2014).
- [41] Innovation Holz. KIELSTEG Bauelemente. In: Kielsteg Prospekt, Kapitel 7: Verarbeitungsrichtlinie. Kulmer Holz-Leimbau GesmbH. (letzter Zugriff 05.03.2014).
- [42] Österreichisches Normungsinstitut (Hrsg.): ÖNORM B2215 Holzbauarbeiten – Werkvertragsnorm. 15.07.2009.
- [43] Österreichisches Normungsinstitut (Hrsg.): ÖNORM EN 1995-1-1. Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten. Teil 1-1. 01.07.2009.
- [44] Z-9.1-831. Allgemeine Bauaufsichtliche Zulassung. Kielstegelement. Kielsteg GmbH. Jahr 2013.

- [45] Österreichisches Normungsinstitut (Hrsg.): ÖNORM EN13501-2. Klassifizierung von Bauprodukten und Bauarten zu ihrem Brandverhalten. Teil 2: Klassifizierung mit den Ergebnissen aus den Feuerwiderstandsprüfungen, mit Ausnahme von Lüftungsanlagen. 01.01.2004..
- [46] Kerto-Ripa. Deckenaufbauten für Kerto Rippen- und Hohlkastenelemente. In: MetsäWood Bauteilkatalog. Metsä Wood Merk GmbH. Stand Februar 2012.
- [47] Österreichisches Institut für Bautechnik: OIB-Richtlinien. Begriffsbestimmungen. Oktober 2011.
- [48] Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung. Z 9.1-100. Furnierschichtholz „Kerto S“ und „Kerto Q“. Kerto Business Unit. Jahr 2011, gültig bis 01.06.2016.
- [49] Finnframe Bauteilkatalog. Dachelement DA. Metsä Wood Merk GmbH. Stand Mai 2012.
- [50] Finnframe Bauteilkatalog. Deckenelemente DE. Metsä Wood Merk GmbH. Stand 2012.
- [51] Österreichisches Normungsinstitut (Hrsg.): ÖNORM EN300 - Platten aus langen, flachen, ausgerichteten Spänen (OSB) - Definitionen, Klassifizierung und Anforderungen. 01.09.2006.
- [52] Österreichisches Normungsinstitut (Hrsg.): ÖNORM EN12369-1 - Holzwerkstoffe - Charakteristische Werte für die Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken - Teil 1: OSB, Spanplatten und Faserplatten. 01.04.2001.
- [53] Lignatur. Das tragende Decken- und Dachelement. Aus Holz. In: Lignatur WORKBOOK. 6. Auflage. 10.2011. Lignatur AG.
- [54] ETA-11/0137, Europäische technische Zulassung. LIGNATUR-Kastenelement (LKE), -Flächenelement (LFE), -Schalenelement (LSE). Ein- und beidseitig beplanke Rippenplatten aus Holz für Decken und Dächer. Lignatur AG. Jahr 2012, gültig bis 18.11.2017.
- [55] Ligno Decke Q3. In: URL: <http://www.lignotrend.de/produkte/einzelnelemente/e01-ligno-decke-q3/> (letzter Zugriff 25.03.2014).
- [56] Celltec-Elemente: eine Revolution für den Holzhausbau. In: URL: <http://www.quadrigna-news.de/www.quadrigna-news.de/index.php?StoryID=1459> (letzter Zugriff 25.03.2014).
- [57] Pech, Anton: Baukonstruktionen. Tragwerke. Wien, fh-campus wien, Skriptum. Ausgabe 02-2008.
- [58] Polzer, Christian: Ingenieurtiefbau. Wien, fh-campus wien, Skriptum.
- [59] Hollinsky, Karl-Heinz: Holzbau. Kapitel 1 – Tragsysteme. Wien, fh-campus wien, Skriptum.

- [60] Winter, W./Schöberl, H./Bednar, T.: Holzbauweisen im verdichteten Wohnungsbau. Konstruktion-Bauphysik-Kosten. Stuttgart: Fraunhofer IRB Verlag, 2005.
- [61] Österreichisches Institut für Bautechnik: OIB-Richtlinie 6. Energieeinsparung und Wärmeschutz. Ausgabe: Oktober 2011.
- [62] Österreichisches Institut für Bautechnik: OIB-Richtlinie 2. Brandschutz. Dezember 2011.
- [63] Österreichisches Institut für Bautechnik: OIB-Richtlinie 2.1 Brandschutz bei Betriebsbauten. Oktober 2011.
- [64] holz.bau forschungs gmbh (Hrsg.): enBR eurocodenahe Bemessungsrichtlinie. Holzbauwerke – Entwurf, Berechnung und Bemessung. Graz, April 2007.
- [65] Österreichisches Normungsinstitut (Hrsg.): ÖNORM B 1995-1-1. Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten. Teil 1-1.
- [66] Schelling, Wolfgang: Zur Berechnung nachgiebig zusammengesetzter Biegeträger aus beliebig vielen Einzelquerschnitten. Bericht.
- [67] Schelling, Wolfgang: Die Berechnung nachgiebig verbundener, zusammengesetzter Biegeträger im Ingenieurholzbau. - Karlsruhe, Universität (TH) Karlsruhe, Bauingenieur- und Vermessungswesen, Diss. 1968.
- [68] Bogensperger, T.: Darstellung und praxistaugliche Aufbereitung für die Ermittlung mitwirkender Plattenbreiten von BSP-Elementen. Graz, TU Graz. holz.bau forschungs gmbh. Forschungsbericht, focus_sts 2.2.3_1.Juli 2013.
- [69] Schickhofer, G./Bogensperger, T./Moosbrugger, T.:BSP-Handbuch. Holz-Massivbauweise in Brettsperrholz. 2. überarbeitete Auflage. Verlag der Technischen Universität Graz 2010, Institut für Holzbau und Holztechnologie und holz.bau forschungs gmbh.
- [70] Kreuzinger, Heinrich: Verbundkonstruktionen aus nachgiebig miteinander verbundenen Querschnittsteilen. Bericht.
- [71] Krapfenbauer, Thomas: Bautabellen. Ausgabe 2006/07. Wien: Verlag Jugend & Volk GmbH 2006.
- [72] Österreichisches Normungsinstitut (Hrsg.): ÖNORM B 1991-1-3. Einwirkungen auf Tragwerke. Teil 1-3. 01.04.2006.
- [73] Österreichisches Normungsinstitut (Hrsg.): ÖNORM EN 1990. Eurocode. Grundlagen der Tragwerksplanung. 01.03.2003.
- [74] Kessel, Martin: Holztafelbau. Braunschweig, Technische Universität Braunschweig, Skriptum. SS 2010.

- [75] Deutsches Institut für Normungen (Hrsg.): DIN 1052. Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken – Allgemeine Bemessungsregeln und Bemessungsregeln für den Hochbau. Dezember 2008.
- [76] Werner, Gerhard/Zimmer, Karlheinz: Holzbau 2. Dach- und Hallentragwerke. 4.Auflage. Berlin: Springer-Verlag 2010.
- [77] Silly, G.: Numerische Studien zur Drill- und Schubsteifigkeit von Brettsprholz (BSP). Graz, TU-Graz, Dipl.-Arb., 2010.
- [78] Kolb, Josef: Holzbau mit System. Tragkonstruktion und Schichtaufbau der Bauteile. Zürich: Birkhäuser, Lignum, DGfH 2007.
- [79] In: URL: www.storaenso.com (letzter Zugriff 18.08.2014).
- [80] In: URL: www.klh.at (letzter Zugriff 18.08.2014).
- [81] In: URL: www.mm-holz.com (letzter Zugriff 18.08.2014).
- [82] Bauteilkatalog. Konstruktion, Industriebau. KLH Massivholz GmbH. Version 01.2012.
- [83] In: URL: www.isocell.at (letzter Zugriff 06.08.2014).
- [84] Innovation Holz. KIELSTEG Bauelemente. In: Kielsteg Prospekt, Kapitel 5: Statik. Kulmer Holz-Leimbau GesmbH. (letzter Zugriff 05.03.2014).
- [85] Schickhofer, G./Unterwieser, H.: Characteristic Values and Test Configurations of CLT with Focus on Selected Properties. In: European Conference on Cross Laminated Timber (CLT), The State-of-the-Art in CLT Research. COST Action FP1004 with TU Graz. 2nd E.
- [86] In: URL: www.hasslacher.at (letzter Zugriff 18.08.2014).
- [87] In: URL: www.timbory.com (letzter Zugriff 18.08.2014).
- [88] Österreichisches Normungsinstitut (Hrsg.): ÖNORM EN387. Brettschichtholz – Universal-Keilzinkenverbindung – Leistungsanforderungen und Mindestanforderungen an die Herstellung. 01.05.2002.
- [89] Österreichisches Normungsinstitut (Hrsg.): ÖNORM EN301. Klebstoffe, Phenoplaste und Aminoplaste, für tragende Holzbauteile - Klassifizierung und Leistungsanforderungen. 01.12.2013.
- [90] Österreichisches Normungsinstitut (Hrsg.): ÖNORM EN30. Klebstoffe für tragende Holzbauteile - Prüfverfahren - Teil 2: Bestimmung der Delaminierungsbeständigkeit. 01.05.2013.

- [91] Z-9.1-482, Allgemeine Bauaufsichtliche Zulassung. KLH-Kreuzlagenholz. KLH Massivholz GmbH. Jahr 2010, gültig bis 17.11.2015.
- [92] In: URL: www.prangl.at (letzter Zugriff 20.08.2014).
- [93] In URL: www.felbermayr.at (letzter Zugriff 20.08.2014).
- [94] Herzog/Natterer/Schweitzer/Volz/Winter: Holzbau Atlas. 2.Auflage. Berlin: Birkhäuser Verlag 2003.
- [95] Zügner, D.: Die Holzmassivbauweise im mehrgeschoßigen Wohnbau – Ein kalkulatorischer Vergleich zur mineralischen Massivbauweise. Graz, TU-Graz, Dipl. Arb., 2013.
- [96] Rotho Blaas GmbH. In: URL: www.rothoblaas.com. (letzter Zugriff 04.09.2014).
- [97] Würth Handelsges.m.b.H. In: URL: www.wuerth.at. (letzter Zugriff 04.09.2014).
- [98] Österreichisches Normungsinstitut (Hrsg.): ÖNORM B2061. Preisermittlung für Bauleistungen – Verfahrensnorm. 01.09.1999.
- [99] Englhardt, Oliver: Leichtbau 3.0: Material, Struktur, Energie. In: Stahlbau. 82. Jahrgang 2013. S. 421-427.
- [100] Laubhölzer – Exoten im Baubereich? In: Zusammenfassung der Beiträge zum 3. Grazer Holzbau-Workshop. holz.bau forschung gmbh/ Institut für Holzbau und Holztechnologie, TU-Graz. Juni 2007..
- [101] Schmid. Koppitz. Thurik: Neue Konzepte im Holzbau mit Furnierschichtholz –Die Holztragkonstruktion des Metropol Parasol in Sevilla. In: Bautechnik. 88. Jahrgang 2010. S. 707-714.
- [102] Lagenwerkstoffe. Datenblätter In: URL: <http://www.dataholz.com/cgi-bin/WebObjects/dataholz.woa/wa/baustoff?language=de&klasse=Lagenwerkstoffe> (letzter Zugriff 13.01.2014).
- [103] Flaig, M.: Biegeträger aus Brettsperrholz bei Beanspruchung in Plattenebene, Karlsruhe, Karlsruher Institut für Technologie (KIT). Fakultät für Bauingenieur-, Geo- und Umweltwissenschaften, Diss. 2013.
- [104] Z-9.1-837, Allgemeine Bauaufsichtliche Zulassung. Brettschichtholz aus Buchen-Furnierschichtholz. Pollmeier Furnierwerkstoffe GmbH. Jahr 2013, gültig bis 02.12.2018.

A-2 Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1.1:	Haupt-Nebenträgersystem (links); lastabtragende flächige Elemente (rechts) [5] ...	2
Abbildung 1.2:	Foto eines Furnierschichtholzes „Buchen-FSH längslagig“ (BauBuche)	4
Abbildung 1.3:	Querschnitt einer Holztramdecke mit schwimmendem Estrich	5
Abbildung 1.4:	Statisches System der Balkendecke.....	5
Abbildung 1.5:	Vergleichende Darstellung von Tramdeckenquerschnitten aus KVH und BauBuche	6
Abbildung 2.1:	Holzwerkstoffe, gegliedert nach Ausgangsmaterial und Zerlegungsgrad [18, p. A.6/84]	11
Abbildung 2.2:	Furnierherstellung: Sägefurnier (links); Messerfurnier (Mitte); Schäl furnier (rechts) [18].....	11
Abbildung 2.3:	Furnierschichtholz (links); Furniersperrholz (rechts) [20]	12
Abbildung 2.4:	Schematische Darstellung des Herstellungsprozesses von Furniersperrholz [20]...	12
Abbildung 2.5:	Buchen-FSH längslagig (links); Buchen-FSH querlagig (rechts) [24].....	13
Abbildung 2.6:	Anwendungsbereiche von UHPP: Leichtbauträger – „I-beam“ (links) [28]; Fachwerkkonstruktion (Mitte) [24]; Hohlkästen (rechts) [9]	14
Abbildung 2.7:	Differentialbauweise (oben); Integralbauweise (unten)	16
Abbildung 2.8:	Schalungsträger von Doka: H20 top [www.doka.at].....	18
Abbildung 2.9:	Schalungsträger von Peri: GT24 [www.peri.at]	18
Abbildung 2.10:	Schalungsträger von MM & Kaufmann: HT20 plus [www.mm-kaufmann.com]...	18
Abbildung 2.11:	Schalungsträger von Wiehag: H20 [www.wiehag.com]	18
Abbildung 2.12:	Funktionsschichten eines Deckensystems anhand einer Tramdecke.....	19
Abbildung 2.13:	Holzrahmendecke: Rippendecke (links); Hohlkastendecke (rechts).....	20
Abbildung 3.1:	Epinastie (unterschiedlich starkes Wachstum von Blattober- zur Blattunterseite) [18, p. A.2/13] (links); Kraftfluss bei einer Astgabelung eines Baumes [13, p. B.4/22] (rechts).....	21
Abbildung 3.2:	Kastenquerschnitt (links); I-Querschnitt (rechts)	21
Abbildung 3.3:	Darstellung eines Kielsteg-Elementes [21]	22
Abbildung 3.4:	Fertigungsanlage (links), (Mitte) und Hobelmaschine (rechts) der Firma Kulmer Leimbau GesmbH.....	23
Abbildung 3.5:	Kielsteg-Element (oben, links); Passstück (oben, rechts); Planungsbreite (unten) [5]	23
Abbildung 3.6:	Verschraubung von Kielsteg-Elementen [5]	24
Abbildung 3.7:	Idealisierter Kielsteg-Querschnitt [21]	24
Abbildung 3.8:	Beispiel einer Kielsteg-Lasttabelle [5, p. 22]	25
Abbildung 3.9:	Beispiel eines Kielsteg-Lastdiagramms [39]	26

Abbildung 3.10:	Kerto-RIPA [9].....	28
Abbildung 3.11:	Kerto-RIPA System /Bezeichnung (oben); Traglasttabelle: Kastenelement Dach [1] (unten)	29
Abbildung 3.12:	Kerto-RIPA Bemessungstabelle: Kastenelement Dach [1, p. 13]	29
Abbildung 3.13:	Finnframe [1].....	31
Abbildung 3.14:	FJI-Stegverstärkung [2].....	32
Abbildung 3.15:	Vorbemessung von FJI-Trägern [2]	32
Abbildung 3.16:	Vorbemessung von Finnframe Flachdach und Decke [2]	33
Abbildung 3.17:	Möglicher FJI-Aufbau nach DIN 4102 [2].....	33
Abbildung 3.18:	Vergleich des Wärmedurchgangs bei FJI-Träger (links) und Vollholzrippe (rechts) [2]	34
Abbildung 3.19:	Darstellungen Lignatur-Kastenelement (LKE).....	35
Abbildung 3.20:	Darstellungen Lignatur-Flächenelement (LFE).....	36
Abbildung 3.21:	Darstellungen Lignatur-Schalenelement (LSE).....	36
Abbildung 3.22:	Beispiel eines Bemessungsdiagramms für LKE und LFE [53, p. 66]	37
Abbildung 3.23:	Beispiel einer Traglasttabelle für LKE und LFE [53, p. 85]	37
Abbildung 3.24:	Beispiele für weitere Leichtbauelemente: Lignotrend [55] (oben); CellTec [56] (unten)	39
Abbildung 4.1:	Beanspruchungsrichtungen: Plattenbeanspruchung – quer zur Plattenebene (links); Scheibenbeanspruchung – in Plattenlängsrichtung (rechts).....	44
Abbildung 4.2:	schematische Darstellung der Dachneigung.....	45
Abbildung 4.3:	Querzugverstärkung der Klebefuge zwischen Untergurt und Steg	49
Abbildung 4.4:	Ablaufdiagramm für die Berechnung der BSP-Querschnitte	51
Abbildung 4.5:	Ablaufdiagramm für die Berechnung der Buchen- und Birken-Querschnitte	52
Abbildung 4.6:	Darstellung des herausgelösten I-Querschnittes mit Bezeichnungen.....	53
Abbildung 4.7:	Querschnittsachsen	54
Abbildung 4.8:	Statisches System mit Lastaufstellung.....	55
Abbildung 4.9:	Statisches System mit Designlast	56
Abbildung 4.10:	mitwirkende Plattenbreite nach enBR [64].....	58
Abbildung 4.11:	wirksame Beplankungsbreiten [74]	58
Abbildung 4.12:	mitwirkende Plattenbreite nach Möhler/Steck [76].....	59
Abbildung 4.13:	Bezeichnung der Querschnittskomponenten	60
Abbildung 4.14:	Federmodell mit wirksamer Breite b_i^* nach [68]	62
Abbildung 4.15:	Nachgiebig verbundener Querschnitt mit Verteilung der Biegespannung nach enBR [64].....	65

Abbildung 4.16:	Maßgebende Nachweisstellen für den Biegenachweis.....	66
Abbildung 4.17:	Maßgebende Stellen für die Nachweisführung der Schubspannung	67
Abbildung 4.18:	vereinfachtes statisches System des Obergurtes.....	67
Abbildung 4.19:	Hohlkastenquerschnitt mit Bemaßung.....	68
Abbildung 4.20:	schematische Darstellung der Auflagersituation (links); rechnerisch anzusetzenden Druckfläche für BSP (Kreis, Mitte) und FSH (Kreis, rechts)	69
Abbildung 4.21:	Stoßausbildung mit Falzbrett.....	74
Abbildung 4.22:	Stufenfalz von „KLH“ [80] (links), „Stora Enso“ [79] (Mitte) und „Mayr-Melnhof“ [81] (rechts).....	74
Abbildung 4.23:	„Kielsteg“ mit zusätzlicher Lage [41]	75
Abbildung 4.24:	Schubbolzen bei „Lignatur“-Elementen [53]	75
Abbildung 4.25:	schematischer BSP-Element-Stoß	76
Abbildung 4.26:	Stoß verschiedener Querschnitte: BI-400 (links); BU-800 (rechts)	76
Abbildung 4.27:	Variante mit trapezförmigen Elementen.....	77
Abbildung 4.28:	Variante mit rautenförmigen Elementen	77
Abbildung 4.29:	Mögliche Gestaltungsformen der Randbereiche	77
Abbildung 4.30:	Auflagerung auf Holz	79
Abbildung 4.31:	Auflagerung auf Beton	80
Abbildung 4.32:	Auflagerung auf Stahl.....	80
Abbildung 4.33:	horizontale Kräfteinleitung in Elementlängsrichtung.....	81
Abbildung 5.1:	Abmessungen des BSP-800 Querschnittes.....	85
Abbildung 5.2:	Biege- und Schubspannungen am betrachteten Querschnitt BSP-800	88
Abbildung 5.3:	Ergebnisse BSP: Momententragfähigkeit (links), Querkrafttragfähigkeit (rechts) .	92
Abbildung 5.4:	Abmessungen des BU-800 Querschnittes	95
Abbildung 5.5:	Biege- und Schubspannungen am betrachteten Querschnitt BU-800.....	98
Abbildung 5.6:	Ergebnisse BU: Momententragfähigkeit (links), Querkrafttragfähigkeit (rechts) .	101
Abbildung 5.7:	Abmessungen des BI-800 Querschnittes	104
Abbildung 5.8:	Biege- und Schubspannungen am betrachteten Querschnitt BI-800	107
Abbildung 5.9:	Ergebnisse BI: Momententragfähigkeit (links), Querkrafttragfähigkeit (rechts) ..	110
Abbildung 5.10:	Momententragfähigkeit	113
Abbildung 5.11:	Ausnutzungsgrade BI-400: $M_{Rk} [+] - „kalt“$ (links); $M_{Rk} [+] - „warm“$ (links, Mitte); $M_{Rk} [-] - „kalt“$ (rechts, Mitte); $M_{Rk} [-] - „warm“$ (rechts).....	114
Abbildung 5.12:	Ausnutzung BU-500.....	114
Abbildung 5.13:	Querkrafttragfähigkeit	115
Abbildung 5.14:	Momententragfähigkeit M_{Rk} bezogen auf das jeweilige BSP-Referenzelement ...	116

Abbildung 5.15:	Querkrafttragfähigkeit V_{Rk} bezogen auf das jeweilige BSP-Referenzelement.....	116
Abbildung 5.16:	Durchbiegungen	117
Abbildung 5.17:	Biegesteifigkeit.....	117
Abbildung 5.18:	Eigengewicht	118
Abbildung 5.19:	Schematische Darstellung des Systems	119
Abbildung 5.20:	Grafische Darstellung der Ausgangssituation: Seitenansicht mit Belastungen (oben); Elementquerschnitte (unten)	120
Abbildung 5.21:	Statisches System mit den maßgebenden Schnittkräften.....	121
Abbildung 5.22:	Tabellenwerte	122
Abbildung 6.1:	Querschnitt des Hohlkastenelements.....	124
Abbildung 6.2:	maximale Plattengrößen verschiedener BSP-Hersteller und BU-FSH [24], [37], [79], [80], [81], [87] und [86].....	127
Abbildung 6.3:	Plattenstoßanordnung	128
Abbildung 6.4:	Momentenbeanspruchung an der Stelle des General-Keilzinkenstoßes	129
Abbildung 6.5:	schräg geschnittener Randsteg.....	130
Abbildung 6.6:	Hohlkastenelement	130
Abbildung 6.7:	Regelement, Randelement und Passstück.....	133
Abbildung 6.8:	Symbolbild – Plateauauflieger [92].....	136
Abbildung 6.9:	Symbolbild – Tiefbettsattel [93].....	136
Abbildung 6.10:	Symbolbild – gelenkter Auflieger [93].....	136
Abbildung 6.11:	Symbolbild – Nachläufer [92]	136
Abbildung 6.12:	Anlieferung von Kielsteg-Elementen der Firma Kulmer Holz-Leimbau GesmbH.....	137
Abbildung 6.13:	Standard-Plateauauflieger [80]	138
Abbildung 6.14:	Symbolbild - Teleskopsattelaflieger [37]	138
Abbildung 6.15:	Beladener Tiefbett-Teleskopsattelaflieger.....	138
Abbildung 6.16:	Beladungsmöglichkeiten auf Plateau-, Teleskop- und Tiefbettsattelaufliegern	139
Abbildung 6.17:	Industriehalle mit Hohlkasten-Dachkonstruktion: schematische 3D-Darstellung (links); Grundrissabmessungen (rechts)	139
Abbildung 6.18:	Verladung auf vier Plateausattel.....	140
Abbildung 6.19:	Richtige Lagerung der Elemente [87]	140
Abbildung 6.20:	Datenblatt eines 35t-Krans [92] (oben) und eines 160t-Krans [93] (unten)	142
Abbildung 6.21:	Steighilfen – Montagegerüst (links); Steiger (Mitte); Scherenarbeitsbühne (rechts).....	144
Abbildung 6.22:	Absturzsicherungen – Schutzgerüst (links); pers. Schutzausrüstung (Mitte); Fangnetz (recht).....	144

Abbildung 6.23:	vier Anschlagpunkte bei horizontalen Elementen	145
Abbildung 6.24:	Anschlagpunkte	145
Abbildung 6.25:	Hebeanker von Rothoblaas [96] und Würth [97]	146
Abbildung 6.26:	Kippbolzen	146
Abbildung 6.27:	aufgeschraubter Befestigungsbügel	146
Abbildung 6.28:	Verlegereihenfolge der Elemente	148
Abbildung 6.29:	Einheben von flächigen Holz-Elementen	149
Abbildung 6.30:	Balkenzug	149
Abbildung 6.31:	Abdichtungsarbeiten unmittelbar nach der Montage.....	150
Abbildung 6.32:	Materialpreis der Rohprodukte bezogen auf einen Quadratmeter	152
Abbildung 7.1:	3D-Darstellung des Hohlkastenelementes.....	157

A-3 Tabellenverzeichnis

Tabelle 1.1:	Biegefestigkeit, Dichte und E-Modul von BauBuche im Vergleich zu anderen Materialien [9].....	4
Tabelle 1.2:	Schichtaufbau einer Tramdecke mit schwimmendem Estrich.....	4
Tabelle 1.3:	Gegenüberstellung der Querschnitte aus KVH und „Buchen-FSH längslagig“	6
Tabelle 3.1:	Steckbrief Kielsteg [5].....	27
Tabelle 3.2:	Steckbrief Kerto-Ripa [1]	30
Tabelle 3.3:	Steckbrief Finnframe [2] und [50].....	34
Tabelle 3.4:	Steckbrief Lignatur [53]	38
Tabelle 3.5:	Vergleich bekannter Systeme	40
Tabelle 5.1:	Baustoffkennwerte von Schnittholz C24 und BSP-Fichte CL 24h nach enBR [64] und [85].....	83
Tabelle 5.2:	Plattenaufbau der BSP-Einzelquerschnitte	84
Tabelle 5.3:	Querschnittswerte zur Berechnung der effektiven Biegesteifigkeit	86
Tabelle 5.4:	Resultierende Randspannungen	87
Tabelle 5.5:	Ausnutzungsgrade bei maximaler Momentenbeanspruchung	87
Tabelle 5.6:	Resultierende Randspannungen aus negativem Moment	87
Tabelle 5.7:	Ausnutzungsgrade bei maximaler negativer Momentenbeanspruchung	87
Tabelle 5.8:	Maßgebende Schubspannungen.....	88
Tabelle 5.9:	Ausnutzungsgrade bei maximaler Querkraftbeanspruchung	88
Tabelle 5.10:	Ausnutzungsgrade des Obergurtes	89
Tabelle 5.11:	Ergebnisse für BSP-800.....	90
Tabelle 5.12:	Ausnutzungsgrade für BSP-800	91
Tabelle 5.13:	Plattenstärken aller BSP-Elemente	91
Tabelle 5.14:	Ergebnisse aller BSP-Querschnitte.....	92
Tabelle 5.15:	Festigkeits- und Steifigkeitswerte von BauBuche nach [25].....	93
Tabelle 5.16:	Plattenaufbau „Buchen-FSH-querlagig“ [25].....	94
Tabelle 5.17:	Querschnittswerte zur Berechnung der effektiven Biegesteifigkeit	95
Tabelle 5.18:	Resultierende Randspannungen.....	96
Tabelle 5.19:	Ausnutzungsgrade bei maximaler Momentenbeanspruchung	96
Tabelle 5.20:	Resultierende Randspannungen aus negativem Moment	97
Tabelle 5.21:	Ausnutzungsgrade bei maximaler negativer Momentenbeanspruchung	97
Tabelle 5.22:	Maßgebende Schubspannungen.....	97
Tabelle 5.23:	Ausnutzungsgrade bei maximaler maximaler Querkraftbeanspruchung.....	97

Tabelle 5.24:	Ausnutzungsgrade des Obergurtes	98
Tabelle 5.25:	Ergebnisse für BU-800	100
Tabelle 5.26:	Ausnutzungsgrade für BU-800	100
Tabelle 5.27:	Plattenstärken aller BU-Elemente.....	101
Tabelle 5.28:	Ergebnisse aller BU-Querschnitte	101
Tabelle 5.29:	Festigkeits- und Steifigkeitswerte von Birken-FSH	102
Tabelle 5.30:	Plattenaufbau BI-FSH.....	103
Tabelle 5.31:	Querschnittswerte zur Berechnung der effektiven Biegesteifigkeit	104
Tabelle 5.32:	Resultierende Randspannungen.....	105
Tabelle 5.33:	Ausnutzungsgrade bei maximaler Momentenbeanspruchung	105
Tabelle 5.34:	Resultierende Randspannungen aus negativem Moment	106
Tabelle 5.35:	Ausnutzungsgrade bei maximaler negativer Momentenbeanspruchung	106
Tabelle 5.36:	Maßgebende Schubspannungen.....	106
Tabelle 5.37:	Ausnutzungsgrade bei maximaler maximaler Querkraftbeanspruchung.....	106
Tabelle 5.38:	Ausnutzungsgrade des Obergurtes	107
Tabelle 5.39:	Ergebnisse für BI-800.....	109
Tabelle 5.40:	Ausnutzungsgrade für BI-800.....	109
Tabelle 5.41:	Plattenstärken aller BI-Elemente	110
Tabelle 5.42:	Ergebnisse aller BI-Querschnitte.....	110
Tabelle 5.43:	Zusammenstellung der Ergebnisse aller Hohlkastenquerschnitte.....	112
Tabelle 5.44:	Widerstände und Einwirkungen	122
Tabelle 5.45:	Querschnittsnachweise	123
Tabelle 5.46:	Durchbiegungsnachweise	123
Tabelle 6.1:	maximale Plattenabmessungen verschiedener BSP-Hersteller und BU-FSH.....	127
Tabelle 6.2:	Klebstoffe [21].....	132
Tabelle 6.3:	Vergleich verschiedener Transportmöglichkeiten [94]	134
Tabelle 7.1:	Zusammenstellung der Ergebnisse aller Hohlkastenquerschnitte.....	159

A-4 Abkürzungsverzeichnis

BFU	Baufurniersperrholz
BI	Birke
BSH	Brettschichtholz
BSP	Brettsperrholz
BU	Buche
CLT	Cross Laminated Timber
D,s2,d0	2 bis 10 Minuten bis zum „flash over“ im „Room Corner Test“, mittlere Rauchentwicklung, kein Abtropfen
enBR	eurocodenahe Bemessungsrichtlinie
FJI	Finnjoist
FSH	Furnierschichtholz
FSP	Furniersperrholz
GK	Gebäudeklasse
KLED	Klasse der Lasteinwirkungsdauer
KVH	Konstruktionsvollholz
ML	Mittellage
MUF	Melanin-Harnstoff-Formaldehyd-Harze
NKL	Nutzungsklasse
OG	Obergurt
OSB	Oriented Strand Board
QL	Querlage
QS	Querschnitt
REI 30	Resistance, Etancheite, Isolation (Tragfähigkeit, Raumabschluss, thermische Isolation) für 30 Minuten
R_k	tatsächliche Querschnittstragfähigkeit
$R_{k,Ref}$	Tragfähigkeit des BSP-Referenzelementes („Zielwert“)
$R_{k,req}$	erforderliche Tragfähigkeit
to	Tonne
UG	Untergurt
UHPP	Ultra High Performance Plywood

Dies ist eine Veröffentlichung des

FACHBEREICHS INGENIEURBAUKUNST (IBK) AN DER TU GRAZ

Der Fachbereich Ingenieurbaukunst umfasst die dem konstruktiven Ingenieurbau nahe stehenden Institute für Baustatik, Betonbau, Stahlbau & Flächentragwerke, Holzbau & Holztechnologie, Materialprüfung & Baustofftechnologie, Baubetrieb & Bauwirtschaft, Hochbau & Industriebau, Bauinformatik und Allgemeine Mechanik der Fakultät für Bauingenieurwissenschaften an der Technischen Universität Graz.

Dem Fachbereich Ingenieurbaukunst ist das Bautechnikzentrum (BTZ) zugeordnet, welches als gemeinsame hochmoderne Laboreinrichtung zur Durchführung der experimentellen Forschung aller beteiligten Institute dient. Es umfasst die drei Laboreinheiten für konstruktiven Ingenieurbau, für Bauphysik und für Baustofftechnologie.

Der Fachbereich Ingenieurbaukunst kooperiert im gemeinsamen Forschungsschwerpunkt „Advanced Construction Technology“. Dieser Forschungsschwerpunkt umfasst sowohl Grundlagen- als auch praxisorientierte Forschungs- und Entwicklungsprogramme.

Weitere Forschungs- und Entwicklungskooperationen bestehen mit anderen Instituten der Fakultät, insbesondere mit der Gruppe Geotechnik, sowie nationalen und internationalen Partnern aus Wissenschaft und Wirtschaft.

Die Lehrinhalte des Fachbereichs Ingenieurbaukunst sind aufeinander abgestimmt. Aus gemeinsam betreuten Projektarbeiten und gemeinsamen Prüfungen innerhalb der Fachmodule können alle Beteiligten einen optimalen Nutzen ziehen.

Durch den gemeinsamen, einheitlichen Auftritt in der Öffentlichkeit präsentiert sich der Fachbereich Ingenieurbaukunst als moderne Lehr- und Forschungsgemeinschaft, welche die Ziele und Visionen der TU Graz umsetzt.

Nummerierungssystematik der Schriftenreihe

S – Skripten, Vorlesungsunterlagen | F – Forschungsberichte
V – Vorträge, Tagungen | M – Masterarbeiten

Institutskennzahl:

1 – Allgemeine Mechanik | 2 – Baustatik | 3 – Betonbau
4 – Holzbau & Holztechnologie | 5 – Stahlbau & Flächentragwerke
6 – Materialprüfung & Baustofftechnologie | 7 – Baubetrieb & Bauwirtschaft
8 – Hochbau & Industriebau | 9 – Bauinformatik

Fortlaufende Nummer pro Reihe und Institut / Jahreszahl