

Versuchstechnische und rechnerische Untersuchungen einer kreislaufgerechten Stahl-Holz-Verbunddecke im Kontext einer nachhaltigen Tragwerksplanung

von der
Fakultät Architektur und Bauingenieurwesen
der Technischen Universität Dortmund genehmigte

Dissertation

zur Erlangung des akademischen Grades
Doktor der Ingenieurwissenschaften (Dr.-Ing.)

vorgelegt von
Christopher Krinitzki, M.Sc.

Prüfungskommission:
Vorsitzender: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Wolfgang M. Willems
1. Gutachter: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Christian Hartz
2. Gutachter: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Volker Schmid

Tag der mündlichen Prüfung: 27. Oktober 2025

Dortmund 2025

Kurzfassung

Die vorliegende Arbeit umfasst die Konzeption und systematischen experimentellen, numerischen und umweltbezogenen Untersuchungen einer Stahl-Holz-Verbunddecke aus Stahltrapezprofilen mit darauf befestigten Brettsperrholzplatten, um deren Potenzial im Hinblick auf eine nachhaltige Tragwerksplanung sowie die erforderliche Dekarbonisierung des Bausektors zur Erreichung der Klimaschutzziele einordnen zu können.

In diesem Zusammenhang wird zunächst die Eignung unterschiedlicher reversibler Verbindungsmittel zur Fügung der beiden Teilquerschnitte auf Basis des Herstellungsaufwandes, der Verbundsteifigkeit sowie des Versagensmechanismus mithilfe von Abscherversuchen evaluiert. Dabei stellen sich für die Ausbildung der Stahl-Holz-Verbundfuge senkrecht eingebrachte Sechskant-Holzschrauben als adäquater Kompromiss zwischen einem geringen Herstellungsaufwand, einer hohen Anfangssteifigkeit und einem duktilen Versagensverhalten sowie vorteilhaft gegenüber Blechbohrschrauben und geneigt eingebrachten Sechskant-Holzschrauben heraus.

Aufbauend auf der Evaluation geeigneter Verbindungsmittel wird das Biegetragverhalten der Stahl-Holz-Verbunddecke auf Grundlage von 4-Punkt-Biegeversuchen mit 5,0 m langen Probekörpern für zwei verschiedene Auflagersituationen untersucht. Sowohl die auf dem Stahltrapezprofil aufgestellte Auflagersituation als auch die ausgeklinkte Auflagerung auf der BSP-Platte ermöglichen die Einhaltung von üblichen Durchbiegungsbegrenzungen auf Gebrauchstauglichkeitsniveau. Lokale Versagensphänomene kündigen sich durch große Verformungen an und treten erst bei Flächenlasten von über 13 kN/m^2 auf. Zudem sind die Spannungen und Durchbiegungen des Verbundquerschnittes analytisch mit dem im Holzbau verbreiteten γ -Verfahren in guter Näherung quantifizierbar.

Darüber hinaus wird das Tragverhalten der Stahl-Holz-Verbunddecke mithilfe numerischer Simulationen in Ansys abgebildet und die Wirksamkeit der Verbundtragwirkung analysiert, wobei die Implementierung der Verbundsteifigkeit auf den Ergebnissen der Abscherversuche fußt. Eine Gegenüberstellung mit den experimentellen Erkenntnissen bezeugt eine hohe Repräsentativität des FE-Modells, welches demnach für eine Parameterstudie mit anderen Spannweiten und Konfigurationen der Stahl-Holz-Verbunddecke verwendet wird, um die erforderlichen Stahl- und Holzmengen im Hinblick auf den Ressourcenbedarf zu ermitteln.

Eine abschließende vergleichende Lebenszyklusanalyse mit einer Stahlbetonflachdecke, einer Holz-Beton-Verbundflachdecke und einer Brettsperrholzdecke zeigt, dass die Stahl-Holz-Verbunddecke die Grundprinzipien einer nachhaltigen Konstruktionsweise durch den Einsatz von nachwachsenden und zirkulären Materialien, einer ressourceneffizienten und demontagegerechten Ausbildung sowie einer hohen umweltbezogenen Qualität repräsentiert. Hierbei sind insbesondere das hohe Wiederverwendungs- und Recyclingpotenzial der einzelnen Bauteilkomponenten der Stahl-Holz-Verbunddecke hervorzuheben.

Insgesamt ist die Stahl-Holz-Verbunddecke als leistungsstarke, flexibel planbare und sinnvolle Erweiterung bisher verwendeter Deckensysteme mit zahlreichen Stärken im Kontext einer nachhaltigen Tragwerksplanung einzuordnen.

Abstract

The present thesis deals with the conception and systematic experimental, numerical and environmental investigations of a steel-timber composite slab consisting of cross laminated timber elements on top of trapezoidal steel profiles. The aim is the evaluation of its potential for sustainable structural design due to the required decarbonization of the construction sector to comply with the climate targets.

Therefore, push-out tests are used to assess the suitability of different reversible fasteners for joining both partial cross-sections in terms of the manufacturing effort, composite stiffness and failure mechanism. For the design of the steel-timber composite joint, vertically inserted hexagonal wood screws proved to be an adequate compromise between low manufacturing effort, high initial stiffness and ductile failure behaviour. Accordingly, they are found advantageous compared to self-tapping screws and inclined hexagonal wood screws.

On the basis of the evaluation of suitable fasteners, the bending behaviour of the steel-timber composite slab is analysed using 4-point-bending tests with 5,0 m long specimen and two different bearing situations. Both the bearing situation supported on the trapezoidal steel profile and the notched bearing situation on the cross laminated timber plate meet the usual deflection limits at serviceability level. Local failure mechanisms are indicated by large deformations and occur only at uniformly distributed loads of over 13 kN/m². In addition, the stresses and deflections of the composite cross-section can be quantified analytically with a good approximation using the γ -method, which is widely used in timber construction.

Furthermore, the load-bearing behaviour of the steel-timber composite slab is simulated using numerical models in Ansys. The effectiveness of the composite load-bearing capacity is investigated by implementing the composite stiffness using the results of the conducted push-out tests. A comparison with the experimental findings indicates a high representativeness of the FE-model. Accordingly, it is used for an extensive parameter study with different spans and configurations of the steel-timber composite slab in order to determine the quantities of steel and timber regarding the resource requirements.

A comparative life cycle assessment with a reinforced concrete flat slab, a timber-concrete-composite flat slab and a cross-laminated timber slab shows that the steel-timber composite slab represents the basic principles of a sustainable design by using renewable and circular materials, a resource-efficient and dismantling-friendly design and a high ecological quality. From this perspective, the high reuse and recycling potential of the components of the steel-timber composite slab should be emphasized.

In summary, the steel-timber composite slab can be characterized as a high performing, modifiable and useful addition to existing slab systems with numerous advantages in the context of sustainable structural design.

Vorwort

Die vorliegende Arbeit ist während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Lehrstuhl Tragkonstruktionen der Fakultät Architektur und Bauingenieurwesen an der Technischen Universität Dortmund entstanden. Die Thematik dieser Arbeit hat sich im Rahmen des Forschungsgebietes „Nachhaltige Konstruktionen“ ergeben.

Ein herzlicher Dank gilt Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Christian Hartz für seine fortwährende Unterstützung, die wertvollen Anregungen und bereichernden Diskussionen sowie die Übernahme des Hauptreferates. Das von Beginn an entgegengebrachte Vertrauen und die ermöglichten persönlichen Freiheiten erachte ich nicht als Selbstverständlichkeit, was darüber hinaus zu einer sehr abwechslungsreichen Tätigkeit am Fachgebiet führte.

Besonders bedanken möchte ich mich bei Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Volker Schmid für die Übernahme des Koreferates und die wertvollen Hinweise bei der Finalisierung dieser Arbeit sowie bei Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Wolfgang M. Willems für die Übernahme des Vorsitzes der Prüfungskommission.

Darüber hinaus danke ich meinen langjährigen Wegbegleitern aus meiner Zeit als Assistent herzlich für den ständigen Wissensaustausch und die inspirierenden Gespräche, auch außerhalb der Arbeit, die meine Gedanken geformt und geschärft haben sowie für das ausgezeichnete Arbeitsklima. Ganz besonders bedanken möchte ich mich bei Herrn Dr.-Ing. Axel Wertenbroch für dessen Förderung während meiner Studienzeit und den im Anschluss fortbestehenden Kontakt, der mich an die Universität zurückgeführt hat.

Bochum, Oktober 2025

Christopher Krinitzki

*„Sustainability,
not better weapons or struggles for power or
material accumulation, is the ultimate challenge
to the energy and creativity of the human race.“*

aus Beyond the Limits (1992) [166]

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
1.1	Hintergrund	1
1.2	Zielsetzung	4
2	Stand der Forschung	5
2.1	Deckenkonstruktionen	5
2.1.1	Stahl-Holz-Verbunddecken	6
2.2	Plattenförmige Holzwerkstoffe	10
2.2.1	Brettsperrholz	11
2.3	Kaltgeformte Stahlprofile	13
2.3.1	Stahltrapezprofile	14
2.4	Tragwirkung und Ausbildung von Verbundfugen	15
2.4.1	Verbund zwischen Stahl- und Holzquerschnitten	16
2.5	Nachhaltigkeitsbewertung und Ökobilanzierung im Bauwesen	20
2.5.1	Vergleichbarkeit von Lebenszyklusanalysen	22
2.5.2	Wiederverwendungs- und Recyclingpotenzial	23
3	Konzeption der Stahl-Holz-Verbunddecke	25
3.1	Grundgedanken	25
3.2	Konstruktive Durchbildung	27
3.3	Kreislauffähigkeit	29
4	Experimentelle Untersuchungen der SHV-Decke	33
4.1	Materialversuche	33
4.1.1	Stahlzugversuche	33
4.1.2	BSP-Biegeversuche	36
4.2	Abscherversuche	39
4.2.1	Beschreibung und Versuchsaufbau	39
4.2.2	Versuchsprogramm	41
4.2.3	Versuchsdurchführung	42
4.2.4	Versuchsergebnisse und Auswertung	44
4.2.5	Auswahl der Verbindungsmittel	55
4.3	Biegeversuche	58
4.3.1	Beschreibung und Versuchsaufbau	58
4.3.2	Versuchsprogramm	59
4.3.3	Versuchsdurchführung	60
4.3.4	Versuchsergebnisse und Auswertung	62
4.3.5	Erkenntnisse aus den 4-Punkt-Biegeversuchen	69
4.3.6	Analytische Näherungslösung	72

5	Numerische Untersuchungen der SHV-Decke	79
5.1	Modellierungsstrategien von SHV-Querschnitten	79
5.1.1	Möglichkeiten der Modellierung	79
5.1.2	Gewählte Modellierungsstrategie	81
5.2	Simulation der Biegeversuche	89
5.2.1	Konvergenzstudie und weitere Voruntersuchungen	89
5.2.2	Aufgestellte Lagerung auf dem Stahltrapezprofil	91
5.2.3	Ausgeklinkte Lagerung auf der Brettsper Holzplatte	98
5.3	Parameterstudie	105
5.3.1	Wirksamkeit der Verbundtragwirkung	105
5.3.2	Sensitivitätsanalyse	107
5.4	Erkenntnisse aus den numerischen Untersuchungen	116
6	Vergleichende Lebenszyklusanalyse	119
6.1	Untersuchungsrahmen und Ziel	119
6.1.1	Berücksichtigte Indikatoren	121
6.1.2	Anforderungen und Berechnungsgrundlagen	123
6.2	Ressourceneinsatz und Output-Flüsse	124
6.3	Umweltwirkungen	131
6.3.1	Globales Erwärmungspotenzial	131
6.3.2	Weitere Umweltindikatoren	137
6.4	Kreislauffähigkeit	141
6.4.1	Demontagepotenzial	141
6.4.2	Wiederverwendungs- und Recyclingpotenzial	145
6.5	Erkenntnisse aus den umweltbezogenen Untersuchungen	151
7	Zusammenfassung und Ausblick	155
7.1	Zusammenfassung	155
7.2	Ausblick	157
	Literaturverzeichnis	159
	Abbildungsverzeichnis	179
	Tabellenverzeichnis	187
A	Ergänzende Berechnungen und Auswertungen	191
A.1	Zu den experimentellen Untersuchungen der SHV-Decke	191
A.1.1	BSP-Biegeversuche	191
A.1.2	SHV-Biegeversuche – Analytisches Modell	195
A.2	Zu den numerischen Untersuchungen der SHV-Decke	196
A.2.1	Gewählte Modellierungsstrategie	196
A.2.2	Simulation der Biegeversuche	201
A.2.3	Sensitivitätsanalyse	202

A.3	Zur vergleichenden Lebenszyklusanalyse	210
A.3.1	Berechnungsgrundlagen und Mengenermittlung der Referenzdecken . .	210
A.3.2	Ressourceneinsatz und Output-Flüsse	225
A.3.3	Umweltwirkungen	227
A.3.4	Wiederverwendungs- und Recyclingpotenzial	231
A.3.5	Zusammenfassung der umweltbezogenen Ergebnisse	233
B	Umwelt-Produktdeklarationen	239
C	Fototechnische Dokumentation	251
C.1	BSP-Biegeversuche	251
C.2	Abscherversuche	253
C.3	SHV-Biegeversuche	254

Abkürzungsverzeichnis

4PM	4-Parameter-Modell (nach FOSCHI)
ADPE	Verknappungspotenzial abiotischer Ressourcen für nicht fossile Ressourcen
ADPF	Verknappungspotenzial abiotischer Ressourcen für fossile Ressourcen
AP	Versauerungspotenzial
BiRN	Bau-Institut für Ressourceneffizientes und Nachhaltiges Bauen
BNB	Bewertungssystem Nachhaltiges Bauen
BS	Blechbohrschraube
BSH	Brettschichtholz
BSP	Brettsperrholz
CRU	Komponenten für die Weiterverwendung
DGNB	Deutsche Gesellschaft für Nachhaltiges Bauen – DGNB e. V. DGNB GmbH
DMS	Dehnmessstreifen
ECCS	European Convention for Constructional Steelwork
EEE	Exportierte elektrische Energie
EET	Exportierte thermische Energie
EP-fresh	Eutrophierungspotenzial von Süßwasser
EP-marine	Eutrophierungspotenzial von Salzwasser
EP-terra	Eutrophierungspotenzial von Böden
EPD	Umwelt-Produktdeklaration
EPD+	Für Fallstudie angepasste EPD-Daten gemäß Literaturquellen
EYM	European Yield Model
FW	Nettoeinsatz von Süßwasserressourcen
GKF	Gipskartonplatte (Feuerschutz)
GP	Gipsputz
GWP	Globales Erwärmungspotenzial
HBV	Holz-Beton-Verbund

HS	Holzschraube
HWD	Deponierter gefährlicher Abfall
KNBau	Kommission Nachhaltiges Bauen
KSG	Bundes-Klimaschutzgesetz
LFNB	Leitfaden Nachhaltiges Bauen
MER	Stoffe für die Energierückgewinnung
MFR	Stoffe zum Recycling
MW	Mineralwolle
NaWoh	Verein zur Förderung der Nachhaltigkeit im Wohnungsbau e. V.
NHWD	Deponierter nicht gefährlicher Abfall
NKWS	Nationale Kreislaufwirtschaftsstrategie
NRSF	Nicht erneuerbare Sekundärbrennstoffe
ODP	Potenzial des Abbaus der stratosphärischen Ozonschicht
OSB	Oriented Strand Board
PENRT	Total nicht erneuerbare Primärenergie
PERT	Total erneuerbare Primärenergie
POCP	Bildungspotenzial für troposphärisches Ozon
QNG	Qualitätssiegel Nachhaltiges Gebäude
REA	Rauchgasentschwefelungsanlage
RSF	Erneuerbare Sekundärbrennstoffe
RWD	Radioaktiver Abfall
SHV	Stahl-Holz-Verbund
SM	Einsatz von Sekundärstoffen
STB	Stahlbeton
STP	Stahltrapezprofil
THG	Treibhausgas
WA	Wegaufnehmer
WCED	World Commission on Environment and Development
WDP	Wasser-Entzugspotenzial

Symbolverzeichnis

Hinweis: Sofern nicht anders angegeben, sind in dieser Arbeit alle

- Maßangaben und Verformungen in Millimeter [mm],
- Spannungen in Newton je Quadratmillimeter [N/mm^2],
- Beanspruchungen in Kilonewton [kN] bzw. Kilonewton je Quadratmeter [kN/m^2].

Große lateinische Buchstaben

A_i	Querschnittsfläche des jeweiligen Materials
D_f	relatives Duktilitätsmaß
D_{fy}	absolutes Duktilitätsmaß
E^*	homogenisierter Elastizitätsmodul BSP
E_i	Elastizitätsmodul des jeweiligen Materials
$E_{m,gi}$	globaler Biege-Elastizitätsmodul BSP, mit bzw. ohne Schubverformungskorrektur
$E_{m,l}$	lokaler Biege-Elastizitätsmodul BSP
EA	Dehnsteifigkeit
$EI_{(ef)}$	(effektive) Biegesteifigkeit
$F_{(max)}$	(maximale) Pressenkraft im Versuchsstand
F_0	y -Ordinate der Tangente als Eingangswert für das 4PM
F_{ax}	Zugkraft in Schraubenrichtung
$F_{ax,R}$	Ausziehwiderstand
$F_{b,Rd}$	Grenzlochleibungskraft Stahlblech
F_{est}	geschätzte maximale Pressenkraft im Versuchsstand
$F_{est,S}$	geschätzte Maximalkraft je Schraube bei Abscherversuchen
F_f	Reibungskraft
$F_{Foschi,i}$	approximierte Kraft in Abhängigkeit von der Relativverschiebung ν in der Verbundfuge zwischen zwei Bauteilen nach FOSCHI bzw. dem angepassten 4PM
F_i	initiale Kraft als Eingangswert für das 4PM
$F_{max,S}$	Maximalkraft je Schraube bei Abscherversuchen

F_v	Abscherkraft
$F_{v,R}$	Widerstand gegen Abscheren
F_x	Federkraft in x -Richtung
$F_{x,S}$	Schraubenkraft in x -Richtung
F_z	Federkraft in z -Richtung
G^*	homogenisierter Schubmodul BSP
G_i	Schubmodul des jeweiligen Materials
G_R	Rollschubmodul BSP
GA_{ef}	effektive Schubsteifigkeit gemäß Schubanalogieverfahren
GA_s	effektive Schubsteifigkeit gemäß TIMOSHENKO-Verfahren
$I_{y,90,net}$	Netto-Trägheitsmoment der BSP-Querlagen um die y -Achse
$I_{y,Eigen}$	Eigenanteil des Trägheitsmomentes um die y -Achse
$I_{y,net}$	Netto-Trägheitsmoment um die y -Achse
$I_{y,Steiner}$	Steiner-Anteil des Trägheitsmomentes um die y -Achse
$K_{i,F}$	Federsteifigkeit in x -, y - bzw. z -Richtung des Koordinatensystems
K_{ser}	Verschiebungsmodul bei HBV-Berechnung
L	Spannweite
$L'_{n,w}$	Grenzwert für den Trittschall
L_0	Anfangsmesslänge des Probekörpers
L_c	parallele Länge des reduzierten Probekörperquerschnittes
L_S	Schraubenlänge
$M_{(max)}$	(maximales) Biegemoment
Q	Querkraft
R'_w	Grenzwert für den Luftschall
R_{eH}	obere Streckgrenze Stahl
R_m	Zugfestigkeit Stahl
$R_{p0,2}$	0,2%-Dehngrenze Stahl
S_0	Anfangsquerschnittsfläche des Probekörpers
$W_{y,net}$	Netto-Widerstandsmoment um die y -Achse

Kleine lateinische Buchstaben

a	Abstand zwischen Lasteinleitung und nächstgelegem Auflager
a_0	Anfangsdicke des Probekörperquerschnittes
a_g	Erdbeschleunigung
a_{grenz}	oberer Grenzwert für die Beschleunigung beim Beschleunigungskriterium
a_i	Abstand zwischen Gesamtschwerpunkt und Schwerpunkt des jeweiligen Teilquerschnittes beim γ -Verfahren
$a_{sl,B}$	erforderliche Biegebewehrung
$a_{sl,min}$	erforderliche Mindestbewehrung
$a_{sl,R}$	erforderliche Robustheitsbewehrung
a_V	Verbindungsmittelabstand
b_0	Anfangsbreite des reduzierten Probekörperquerschnittes
b_i	Breite des jeweiligen Querschnittes bzw. Querschnittsteils
b_{quer}	Achsabstand der STP
b_w	mitwirkende Breite beim Steifigkeitskriterium
c_{nom}	Betondeckung
d	Schraubendurchmesser; Statische Höhe der Stahlbetonflachdecke
f_1	1. vertikale Eigenfrequenz
$f_{ax,R}$	Verbundspannungen entgegen der Zugkraft in Schraubenrichtung
f_{ci}	jeweilige Betonfestigkeit
$f_{Ed,V}$	Bemessungskraft für Verbindungsmittel (Kerven) bei HBV-Berechnung
f_{grenz}	unterer Grenzwert für die Eigenfrequenz
f_m	Biegefestigkeit Holz
$f_{m,Rd}$	Biegefestigkeit im Bemessungszustand
$f_{v,R}$	Lochleibungsfestigkeit BSP
$f_{V,Rd}$	Schubfestigkeit im Bemessungszustand
$f_{VR,Rd}$	Rollschubfestigkeit im Bemessungszustand
f_{yd}	Bemessungszugfestigkeit der Bewehrung
$g_{k,1}$	Flächenlast infolge Konstruktionseigengewicht

$g_{k,2}$	Flächenlast infolge Ausbaulast
h_0	wirksame Bauteildicke der Stahlbetonflachdecke
h_i	Höhe des jeweiligen Querschnittes bzw. der jeweiligen Decke
k_{def}	Beiwert zur Berücksichtigung der Kriechverformung
k_i	Anfangs-Verschiebungsmodul aus Abscherversuchen
k_s	Verschiebungsmodul aus Abscherversuchen
k_{SLS}	Verschiebungsmodul gemäß normativer Näherungsformel
l_w	Ausziehlänge Verbindungsmittel
m	Flächengewicht
$m_{Ed,i}$	bezogenes maximales Biegemoment für den jeweiligen Bemessungszustand
n_S	Schraubenanzahl; Anzahl der Verbindungsmittelreihen beim γ -Verfahren
p_{Ed}	Flächenlast im Grenzzustand der Tragfähigkeit
q	Flächenlast
q_{Ed}	bezogene Querkraft im Grenzzustand der Tragfähigkeit
q_k	Flächenlast infolge Nutzlast
r	Ausrundungsradius des Probekörpers
s_1	Verbindungsmittelabstand gemäß γ -Verfahren
s_{ef}	effektiver Abstand der Verbindungsmittel (Kerven) bei HBV-Berechnung
t_0	Betonalter bei Belastungsbeginn
$t_{0/3-7a/\infty}$	Bemessungszeitpunkte
t_i	jeweilige Materialstärke
t_s	Betonalter bei Austrocknungsbeginn
$w_{(max)}$	(maximale) Durchbiegung
$w_{fin,i}$	maximale Enddurchbiegung für den jeweiligen Gebrauchstauglichkeitszustand
w_{grenz}	oberer Grenzwert für die Durchbiegung beim Steifigkeitskriterium
$w_{inst,i}$	maximale Anfangsdurchbiegung für den jeweiligen Gebrauchstauglichkeitszustand
w_k	zulässige Rissbreite im Beton
z_i	z -Abstand vom Bezugspunkt zum Schwerpunkt des jeweiligen Teilquerschnittes
$z_{S,1/2}$	Schwerpunktabstand in z -Richtung beim γ -Verfahren: Bauteil 1 (Holz) bzw. 2 (Stahl)

Große griechische Buchstaben

Δb	Fugenbreite BSP
Δp	Ersatzlast
Δu_z	Relativverformung in z -Richtung
Δw_l	relative Durchbiegung
$\Delta \varepsilon$	Differenzdehnung
Θ	Druckstrebenneigungswinkel

Kleine griechische Buchstaben

α	Neigungswinkel der Verbindungsmittel
β_0	Abbrandrate
γ_i	Abminderungsfaktor des jeweiligen Teilquerschnittes gemäß γ -Verfahren
ε	Längsdehnung, sofern lokal nicht anders spezifiziert
$\varepsilon_{0/45/90}$	gerichtete Dehnung, Winkelabweichung zur neutralen Faser
$\varepsilon_{1/2}$	Hauptdehnungen
$\varepsilon_{1,OK}$	Längsdehnung an der Oberkante der BSP-Platte
$\varepsilon_{1,UK}$	Längsdehnung an der Unterkante der BSP-Platte
$\varepsilon_{2,OG}$	Längsdehnung an dem Obergurt des STP
$\varepsilon_{2,UG}$	Längsdehnung an dem Untergurt des STP
ε_{el}	elastische Dehnung
ε_{eng}	technische Dehnung bezogen auf die Anfangsmesslänge L_0
ε_{pl}	plastische Dehnung
$\varepsilon_{s,\infty}$	Endschwindmaß
η_i	Ausnutzungsgrad des jeweiligen Nachweises
κ	Korrekturbeiwert für die Schubsteifigkeit
μ	Reibungskoeffizient
ν	Relativverschiebung in der Verbundfuge
ν_e	elastische Verschiebung
ν_f	Grenzverschiebung

$\nu_{i,(mod)}$	(modifizierte) Anfangsverschiebung
ν_{ij}	Querkontraktionszahl
ν_y	Fließverschiebung
ρ	Rohdichte
ρ_{mean}	gemittelte Rohdichte Holz
σ	Längsspannung, sofern lokal nicht anders spezifiziert
$\sigma_{1/2}$	Hauptspannung; Normalspannung in Bauteil 1 (Holz) bzw. 2 (Stahl)
$\sigma_{1,OK}$	Längsspannung an der Oberkante der BSP-Platte
$\sigma_{1,UK}$	Längsspannung an der Unterkante der BSP-Platte
$\sigma_{2,OG}$	Längsspannung an dem Obergurt des STP
$\sigma_{2,UG}$	Längsspannung an dem Untergurt des STP
$\sigma_{c,i}$	Betondruckspannung im jeweiligen Grenzzustand bzw. zum jeweiligen Zeitpunkt
σ_{eng}	technische Spannung bezogen auf die Anfangsquerschnittsfläche S_0
$\sigma_{i,lim}$	zulässige Bemessungsspannung des jeweiligen Materials
$\sigma_{m,i}$	Biegespannung im jeweiligen Bauteil
$\sigma_{t,i}$	Holzspannung zum jeweiligen Zeitpunkt
σ_s	Spannung in der Bewehrung
σ_{true}	wahre Spannung bezogen auf die verformte Fläche
$\tau_{R,Ed}$	Rollschubspannung im Bemessungszustand
$\tau_{V,Ed}$	Schubspannung im Bemessungszustand
φ_∞	Endkriechzahl
ϕ_i	Winkelabweichung der jeweiligen Hauptdehnungen relativ zur neutralen Faser
ψ	Modifikationsbeiwert

Kapitel 1

Einleitung

1.1 Hintergrund

Die Bedeutung nachhaltigen Handelns nimmt zu, seitdem das Bewusstsein der Weltbevölkerung für die Konsequenzen des Klimawandels durch wissenschaftliche Erkenntnisse und politische Maßnahmen wächst. Spätestens mit dem Ziel des Pariser Klimaabkommens 2015, die globale Erderwärmung auf unter 2°C im Vergleich zur vorindustriellen Zeit zu begrenzen und nach Möglichkeit die Beschränkung von $1,5^\circ\text{C}$ zu erreichen [33], sind Wirtschaftszweige mit hohen Treibhausgasemissionen sowohl politisch als auch öffentlich in den Fokus gerückt. Das am meisten ausgestoßene Treibhausgas ist Kohlenstoffdioxid (CO_2) [100, 187], dessen klimaschädlichen Auswirkungen bereits in den 1980er Jahren ausführlich publiziert wurden [138, 161] und dessen atmosphärische Konzentration seit 1970 in etwa um 25 % zugenommen hat [136]. Im Jahr 2020 lag die globale Oberflächentemperatur aufgrund des Ausstoßes von Treibhausgasen ca. $1,1^\circ\text{C}$ über der vorindustriellen Durchschnittstemperatur, wobei seit den 1970er Jahren ein signifikanter Anstieg zu verzeichnen ist (siehe Bild 1.1). Bild 1.2 hebt hervor, dass für die Einhaltung der gesteckten Klimaziele die weltweiten THG-Emissionen drastisch gesenkt werden müssen, wobei rund zwei Drittel dieser Emissionen dem CO_2 zuzuweisen sind und die aktuell geltenden politischen Rahmenbedingungen keine ausreichende Reduktion bewirken [136].

Die Bauindustrie und der Betrieb von Gebäuden verursachten im Jahr 2019 zusammen rund 21 % der globalen Treibhausgasemissionen [43] und waren 2023 für ca. 34 % der globalen CO_2 -Emissionen verantwortlich [217]. Demnach zählt der Bausektor weltweit zu den bedeutendsten Emittenten und hat einen wesentlichen Einfluss auf die Erreichung der Klimaziele.

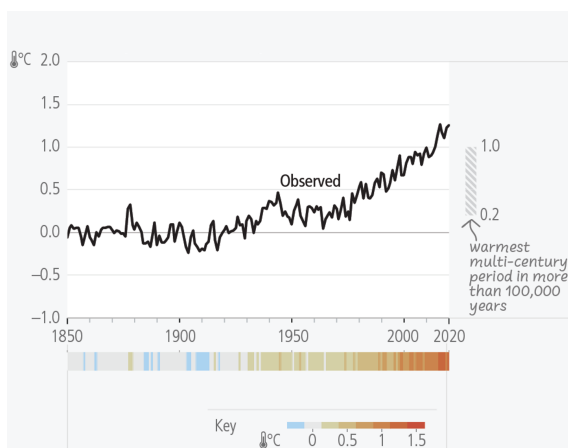


Bild 1.1: Entwicklung der globalen Erderwärmung seit 1850 [136]

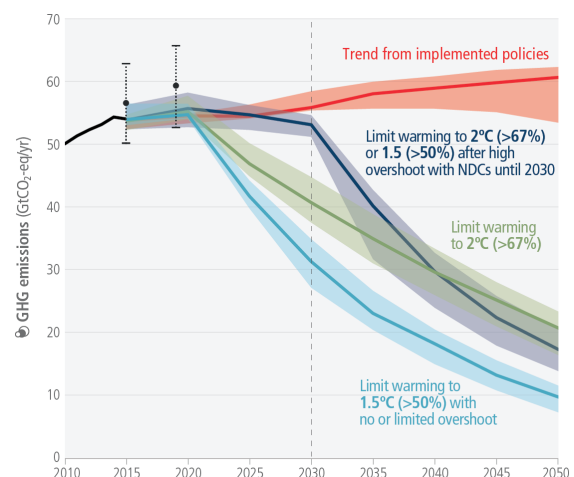


Bild 1.2: THG-Pfade mit prognostizierter Erderwärmung [136]

Vor diesem Hintergrund erfolgt in Bild 1.3 die hierarchische Darstellung der Dekarbonisierungspotenziale der Bauindustrie in Bezug auf ihren Einfluss sowie zugehörige geeignete Maßnahmen zur Reduktion der CO₂-Emissionen.

NICHT BAUEN

WENIGER BAUEN

- Adäquater Umgang mit dem Bestand [116, 163]
- Aufstockung und Nachverdichtung [113]

CLEVER BAUEN

- Umsetzung zirkulärer Strategien [170]
- Wiederverwendbarkeit und Recycling [129, 191]

EFFIZIENT BAUEN

- Nutzung CO₂-armer und lokaler Materialien [3]
- Steigerung der Energieeffizienz [203]

ABFALL REDUZIEREN

- Klimafreundliche Herstellungsprozesse [173]

Bild 1.3: Hierarchie der Dekarbonisierungspotenziale gemäß [7] und Umsetzungsstrategien

Darüber hinaus beanspruchte der Bausektor im Jahr 2023 rund 32 % des weltweiten Energiebedarfes [133, 217] sowie bis zu 50 % der weltweit abgebauten Rohstoffe [89]. Für jedes Bauwerk werden unterschiedliche Rohstoffe benötigt, deren Lebenszyklus zunächst mit dem Abbau und dem nachgelagerten Transport zum verarbeitenden Industriestandort beginnt (siehe Bild 1.4). Im Anschluss folgt die meist energie- und dementsprechend häufig auch CO₂-intensive Veredelung der einzelnen Rohstoffe zu Baumaterialien im Werk, der Transport zur Baustelle und der Einbau der Elemente. Nach der Nutzung des Bauwerkes erfolgen der Abbruch sowie die Wiederverwendung oder Entsorgung der Bauelemente. Alle genannten Prozessketten sowie die Nutzungsphase tragen zum CO₂-Ausstoß jedes einzelnen Bauteils, Bauprojektes und allgemein der Baubranche bei. Infolgedessen sollte es der Anspruch sein, die Rohstoffe möglichst lange zu verwenden und anschließend im Stoffkreislauf zu halten, um die endlichen Ressourcenvorkommen zu schonen, die planetaren Grenzen zu schützen und die CO₂-Emissionen zu reduzieren.

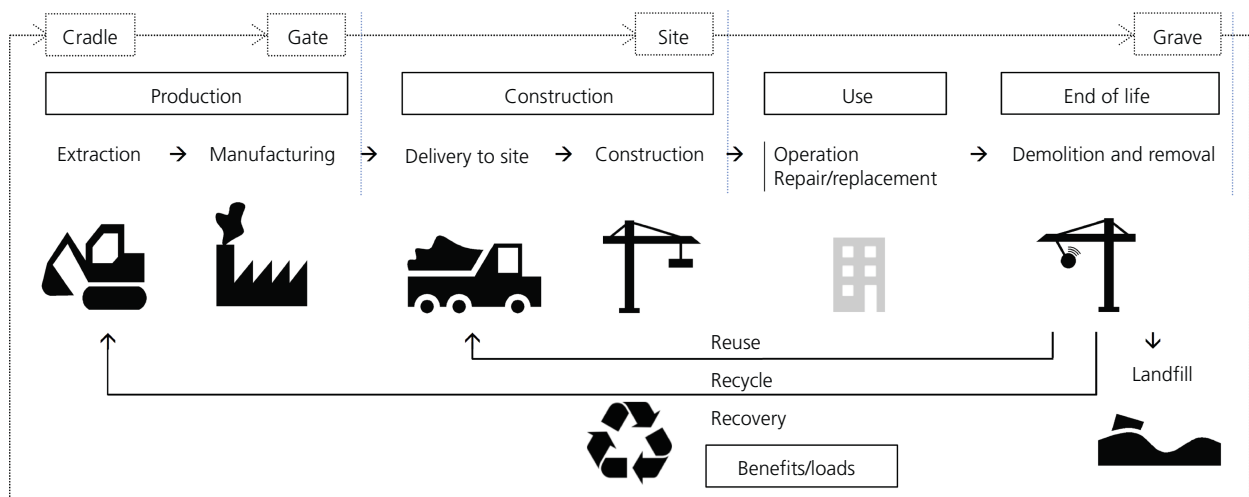


Bild 1.4: Lebenszyklus eines Bauwerkes [90] in Anlehnung an [48]

Im Hinblick auf den Hochbau, welcher in Deutschland für rund 80 % des Bauvolumens verantwortlich ist [207], weisen üblicherweise Geschossdecken den größten Bedarf an Rohstoffen aller tragenden Bauteile auf [212] und partizipieren demnach maßgeblich an den konstruktionsbedingten Treibhausgasemissionen. Aufgrund ihres vielfältigen Anwendungspotenzials werden weltweit häufig Stahlbetondecken eingesetzt, welche jedoch neben ihrer hohen Masse auch einen hohen Zementanteil aufweisen. Dabei wird CO₂ sowohl bei der Zementherstellung als auch beim chemischen Abbindeprozess im Rahmen der Betonherstellung ausgestoßen [220]. Produktionsbedingte CO₂-Emissionen, welche auch bei der energieintensiven Erzeugung von Bewehrungsstahl entstehen, können zwar mithilfe der Substitution fossiler Brennstoffe durch erneuerbare Energien verringert werden, jedoch verbleibt der CO₂-Ausstoß beim Abbindeprozess. Außerdem besitzen Stahlbetondecken einen hohen Bedarf an nicht erneuerbaren Rohstoffen.

Um den Herausforderungen eines emissionsarmen und ressourcenschonenden Einsatzes von Rohstoffen adäquat zu begegnen sowie deren kreislaufgerechte Rückgewinnung durch eine sortenreine Trennbarkeit der Materialien zu gewährleisten, bestehen insbesondere bei volumenintensiven Bauteilen wie Decken Lösungsansätze in konstruktiver Vielfalt sowie deren sinnvoller Durchbildung mit nachwachsenden oder zirkulären Materialien. Mit erweiterter Bezugnahme auf die Aufstockung von Bestandsgebäuden sind leichte Deckenkonstruktionen vorteilhaft, um die zusätzliche Belastung der vorhandenen Gebäudestruktur zu minimieren und deren Traglastreserven bestmöglich auszuschöpfen. In Neubauten belasten leichte Deckenkonstruktionen die vertikale Tragstruktur weniger, sodass diese wiederum mit weniger Material ausgeführt werden kann und somit CO₂ eingespart wird.

Die Auswahl und Durchbildung der Tragkonstruktion und besonders von Decken birgt somit ein wesentliches Potenzial, um Ressourcen zu schonen und CO₂-Emissionen zu reduzieren. Dies ist vor dem Hintergrund der wachsenden Weltbevölkerung und einem prognostizierten Anstieg der globalen Bautätigkeit von jährlich 3,6 % bis 2030 umso bedeutender [188]. Weiterhin nimmt die Relevanz der Nutzungsphase für die Ökobilanz bei zukünftig höheren Energiestandards von Gebäuden ab, wodurch gleichzeitig die ökobilanzielle Bedeutung der Tragkonstruktion relativ zunimmt [105]. Zudem kann der Einsatz von nachwachsenden und rezyklierbaren Rohstoffen im Bausektor einen wichtigen Beitrag zur Erreichung der Klimaschutzziele leisten.

1.2 Zielsetzung

Unter den in Kapitel 1.1 genannten Prämissen, einen ressourcenschonenden Einsatz emissionsarmer Rohstoffe zu adressieren, eine sortenreine Trennbarkeit dieser zu gewährleisten und eine hohe Recyclingfähigkeit sowie Wiederverwendbarkeit zu erzielen, ist es das Ziel dieser Arbeit, eine leichte und kreislaufgerechte Stahl-Holz-Verbunddecke zu entwickeln. Dafür werden dünnwandige, kaltgeformte Stahltrapezprofile und Plattenelemente aus Brettsperrholz mithilfe stiftförmiger Verbindungsmittel reversibel befestigt. Einerseits ist die Verwendung von Holz als nachwachsender, CO₂-bindender, einfach zu verarbeitender und leichter Rohstoff naheliegend. Andererseits sind Stahlbauteile nicht nur zu beinahe 100 % wiederverwertbar [13], sondern auch wiederverwendbar [50]. Zudem ist die Fügung von Stahl- und Holzbauteilen mit konventionellen sowie reversiblen Verbindungsmitteln möglich. Die Leistungsfähigkeit der Stahl-Holz-Verbunddecke hängt bedeutend von der Ausbildung der Verbundfuge und den eingesetzten Verbindungsmitteln ab, weshalb im Rahmen dieser Arbeit umfangreiche experimentelle und numerische Untersuchungen erfolgen. Darüber hinaus werden die Nachhaltigkeitspotenziale der Stahl-Holz-Verbunddecke mit herkömmlichen Deckenkonstruktionen systematisch verglichen und bewertet, um eine Einordnung der umweltrelevanten Aspekte vornehmen zu können.

Die Arbeit gliedert sich in insgesamt sieben Kapitel. Im Anschluss an die Einleitung folgt in Kapitel 2 der Stand der Forschung mit der Vorstellung bisher untersuchter Stahl-Holz-Verbundkonstruktionen, den wesentlichen Charakteristiken der in dieser Arbeit verwendeten Materialien, bereits erprobten Verbundfugen zwischen Stahl- und Holzquerschnitten sowie ökobilanziellen Grundlagen. In Kapitel 3 wird näher auf das Konzept der untersuchten Stahl-Holz-Verbunddecke sowie auf deren Kreislauffähigkeitspotenzial eingegangen. Des Weiteren folgen in Kapitel 4 die Beschreibungen und Auswertungen aller durchgeführten experimentellen Untersuchungen, angefangen von Materialversuchen über Abscherversuche zur Evaluation verschiedener stiftförmiger Verbindungsmittel bis hin zu großformatigen Biegeversuchen am Stahl-Holz-Verbundquerschnitt. Darauf aufbauend wird eine vergleichende Berechnung mithilfe eines vereinfachten analytischen Rechenmodells für nachgiebig verbundene Teilquerschnitte vorgenommen. In Kapitel 5 werden umfängliche numerische Untersuchungen angestellt. Die Ergebnisse dieser Studien werden einerseits mit den Erkenntnissen aus den Großversuchen verglichen und andererseits ermöglichen sie die Durchführung von Parameterstudien zur Analyse weiterer Spannweiten und Varianten. Kapitel 6 enthält die ökobilanzielle Beurteilung der entwickelten Stahl-Holz-Verbunddecke auf Basis von Umwelt-Produktdeklarationen der einzelnen Materialien gemäß DIN EN 15804 [83] sowie einen Vergleich auf Bauteilebene mit weiteren Deckenkonstruktionen. In Kapitel 7 werden in einer abschließenden Zusammenfassung die bedeutsamsten Erkenntnisse der Arbeit gebündelt dargelegt und ein Ausblick auf potenzielle zukünftige Forschungsthemen gegeben.

Kapitel 2

Stand der Forschung

In diesem Kapitel erfolgt eine kurze Vorstellung der relevanten Forschungserkenntnisse aus den jeweiligen Themengebieten, welche als Fundament für diese Arbeit dienen. Die Inhalte konzentrieren sich dabei auf die wesentlichen Aspekte, wobei weiterführende Informationen den entsprechenden Literaturverweisen entnommen werden können.

In Kapitel 2.1 wird zunächst eine Verortung von Stahl-Holz-Verbunddecken in den Kanon typischer Deckenkonstruktionen des Wohnungs- und Geschossbaus vorgenommen. Darüber hinaus werden bisher untersuchte Kombinationen aus Stahlprofilen und Holzplatten für den Einsatz als Decke beschrieben und darauf aufbauend in den Kapiteln 2.2 und 2.3 die grundlegenden Eigenschaften der im Rahmen dieser Arbeit verwendeten Materialien dargelegt. Ferner werden in Kapitel 2.4 mögliche Ausführungsvarianten von Verbundfugen zwischen Stahlprofilen und Holzplatten aufgeführt. Das Kapitel schließt mit einem Überblick über die chronologische Entwicklung der Nachhaltigkeitsbewertung im Bauwesen. Zudem werden im Hinblick auf die Identifikation der umweltbezogenen Potenziale der untersuchten Stahl-Holz-Verbunddecke die Hintergründe von vergleichenden Lebenszyklusanalysen sowie der hierarchischen Verwertungspotenziale von Rohstoffen erörtert.

2.1 Deckenkonstruktionen

Decken fungieren tragkonstruktiv einerseits als Platte zum Abtrag vertikaler Lasten und andererseits als Scheibe zum Abtrag horizontaler Lasten und zur Sicherstellung der räumlichen Aussteifung. Weiterhin bilden sie architektonisch den oberen bzw. unteren Raumabschluss und erfüllen schall- und brandschutztechnische Anforderungen. Decken können aus vielen verschiedenen Materialien hergestellt und abhängig vom Konstruktionsprinzip sowohl einachsig als auch zweiachsig gespannt werden. Bild 2.1 klassifiziert typische Deckenkonstruktionen in drei grundlegende Kategorien in Anlehnung an [1] und ermöglicht eine Einordnung der untersuchten Stahl-Holz-Verbunddecke. Dabei ist die Vielzahl massiver Deckenkonstruktionen hervorzuheben, deren Anzahl bereits in den 1960er Jahren auf bis zu 2000 unterschiedliche Varianten geschätzt wurde [53]. Diesbezüglich hat sich insbesondere die Ausführung von Decken in Stahlbetonbauweise etabliert. Seit einigen Jahren gewinnen jedoch Holz-Beton-Verbunddecken und Decken aus Holzwerkstoffen wie Brettsperrholz vermehrt an Bedeutung, um die Verwendung von ökobilanziell bedenklichem Stahlbeton zu reduzieren. In diesem Zusammenhang wird im folgenden Kapitel das relativ junge Forschungsfeld von **Stahl-Holz-Verbunddecken (SHV-Decken)** vorgestellt, welche verglichen mit Stahlbetondecken vielversprechende Potenziale zur Ressourcenschonung und CO₂-Einsparung besitzen.



Bild 2.1: Übersicht typischer Deckenkonstruktionen in Anlehnung an [1]

2.1.1 Stahl-Holz-Verbunddecken

Die Entwicklung von Verbunddecken aus Stahlprofilen in Kombination mit Holzwerkstoffplatten befindet sich noch überwiegend in der Phase der Grundlagenforschung. Elementare Aspekte wie die Auswahl der eingesetzten Materialien, die Ausbildung der Verbundfuge und die Evaluation der Verbundtragwirkung stehen aktuell im Vordergrund. Im Zuge dessen wird nachfolgend das breite Spektrum von unterschiedlichen Konstruktionsvarianten zwischen Stahlprofilen und Holzplatten vorgestellt.

Im Jahr 2008 untersuchten LI et al. [156] experimentell das Biegetragverhalten eines Verbundsystems aus dünnwandigen, kaltgeformten C-Stahlprofilen, welche oben und unten mit holzverwandten Bambussper Holzplatten beplankt waren (siehe Bild 2.2). Die versuchstechnisch erprobte Spannweite betrug 3,0 m.

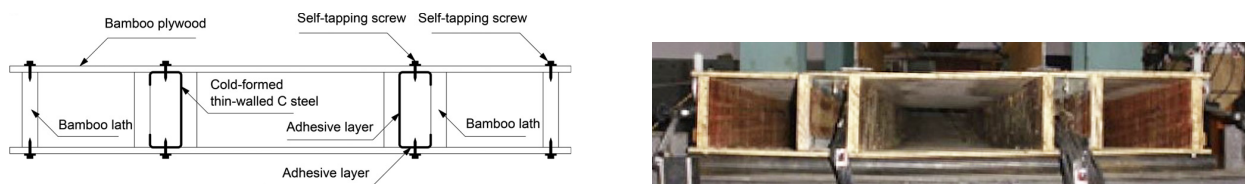


Bild 2.2: Verbundsystem und Probekörper mit Bambussper Holzplatten [156]

ASIZ und SMITH [8] evaluierten 2011 den Einsatz von Brettsper Holzplatten in Kombination mit Doppel-T-Stahlprofilen $W8 \times 24$ zur Substitution von Stahl-Beton-Verbunddecken im Rahmen eines 24-stöckigen Gebäudes (siehe Bild 2.3). Dabei untersuchten sie drei verschiedene Arten stiftförmiger Verbindungsmittel für die Realisierung der Verbundfuge und eine Spannweite von 6,4 m.

2015 analysierten KYVELOU et al. [150] die Verbundtragwirkung von dünnwandigen, kaltgeformten C-Stahlprofilen mit darauf befestigter Holzspanplatte (siehe Bild 2.4). Die Biegesteifigkeit und Momenten Tragfähigkeit wurden für eine mechanische sowie eine geklebte Verbundfuge ausgewertet und der Tragwirkung ohne Verbund gegenübergestellt [150, 151]. Die Probekörper der experimentellen Untersuchungen wiesen eine Spannweite von 5,8 m auf.

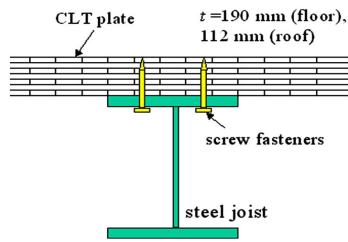


Bild 2.3: Verbundsystem mit Doppel-T-Profil und Brettsper Holzplatte [8]

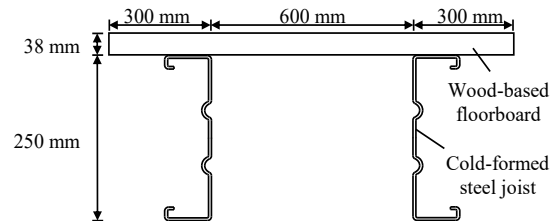


Bild 2.4: Verbundsystem mit C-Profilen und Holzspanplatte [150]

In weiteren Studien untersuchten LOSS et al. [158] eine Konstruktionsvariante aus Stahlprofilen mit Doppel-T-Querschnitt und darauf befestigter Brettsper Holzplatte sowie ein System aus zwei miteinander verbundenen dünnwandigen, kaltgeformten Z-Stahlprofilen mit Brettsper Holzplatte (siehe Bild 2.5). Das Biegetragverhalten wurde sowohl experimentell für Spannweiten von 5,75 m und 6,125 m als auch mithilfe numerischer und analytischer Modelle untersucht [157].

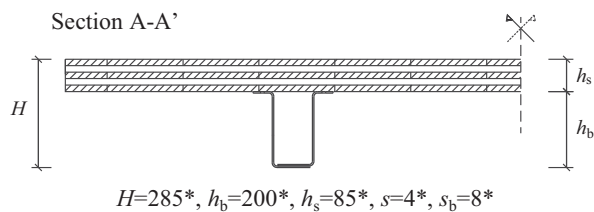


Bild 2.5: Verbundsystem und Probekörper mit Z-Profilen und Brettsper Holzplatte [157]

In seiner 2017 publizierte Dissertation [117] erforschte HASSANIEH eine Kombination aus warmgewalzten Doppel-T-Stahlprofilen mit Blechdicken bis zu 8 mm und einer 75 mm hohen Furnierschichtholzplatte. Darüber hinaus verwendete er Doppel-T-Stahlprofile mit Blechdicken bis zu 10,2 mm in Zusammenhang mit einer 120 mm hohen Brettsper Holzplatte (siehe Bild 2.6). Im Zuge dessen wurden Versuche an 3,0 m bzw. 6,0 m langen Probekörpern sowie numerische Vergleichsberechnungen durchgeführt, um das Biegetragverhalten der Stahl-Holz-Verbundquerschnitte für verschiedene Verbindungsmittel zu untersuchen und die Versagensmechanismen zu identifizieren.

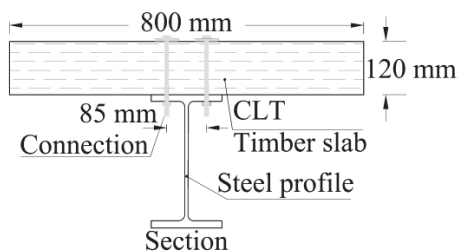


Bild 2.6: Verbundsystem und Probekörper mit Walzprofil und Brettsper Holzplatte [117]

2019 analysierten HEINISUO et al. [127] auf theoretischer Ebene das *Nordic System* für Spannweiten zwischen 5,0 m und 7,0 m (siehe Bild 2.7), ein Deckensystem aus einem asymmetrischen Stahlhohlprofil und einer auf dem Untergurt aufliegenden und an den Obergurt geschraubten Brettsperrholzplatte. Im gleichen Jahr untersuchten ZHOU et al. [234] ein zu Bild 2.4 vergleichbares Deckensystem bestehend aus dünnwandigen, kaltgeformten C-Stahlprofilen mit OSB-Platte für eine Spannweite von 4,8 m.

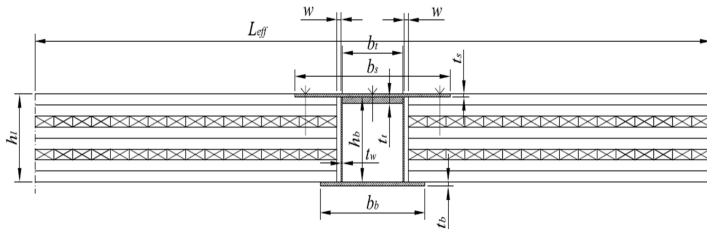


Bild 2.7: Verbundsystem *Nordic System* [127]

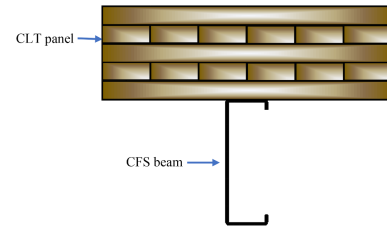


Bild 2.8: Verbundsystem mit C-Profil und Brettsperrholzplatte [172]

Im Jahr 2020 zeigte FAR [99] mithilfe einer Parameterstudie den Einfluss unterschiedlicher Holzwerkstoffe (OSB, Spanstreifenholz, Furnierschichtholz, verleimter Bambus) auf das Biegetragverhalten einer Verbunddecke, bestehend aus dünnwandigen, kaltgeformten C-Stahlprofilen und darauf befestigter Holzwerkstoffplatte, in Anlehnung an die Erkenntnisse aus [150].

2021 untersuchten NAVARATNAM et al. [172] die Verwendung eines Verbundsystems aus dünnwandigen, kaltgeformten C-Stahlprofilen mit aufgeschraubter Brettsperrholzplatte für eine Modulbauweise mit einer Breite von 2,9 m (siehe Bild 2.8). Im selben Jahr wurde von KYVELOU et al. [153] das Biegetrag- und Verformungsverhalten von Verbundplatten bestehend aus einem Trapezblech mit einseitiger bzw. beidseitiger OSB-Beplankung analysiert (siehe Bild 2.9). Dazu wurden experimentelle Untersuchungen mit einer Spannweite von 1,5 m vorgenommen.

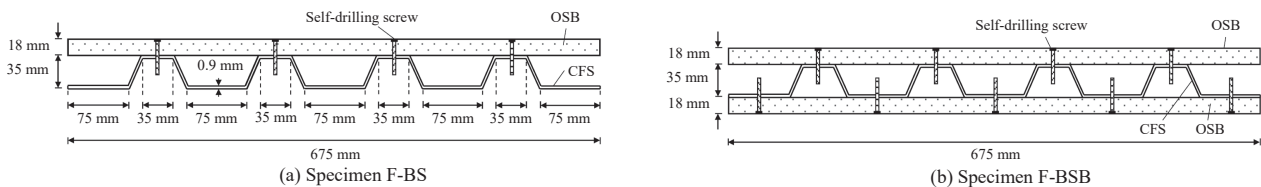


Bild 2.9: Verbundsysteme mit Trapezblechen und einseitiger bzw. beidseitiger OSB-Beplankung [153]

Darüber hinaus wurde am KIT und der TU München im Zeitraum von 2019 bis 2023 ein Forschungsvorhaben zu Holz-Stahl-Hybridelementen aus Stahltrapezprofilen und beidseitiger Furnierschichtholzbeplankung für Spannweiten bis 10 m durchgeführt (siehe Bild 2.10). Für die Bewertung des Gesamttragverhaltens erfolgten exemplarische 4-Punkt-Biegeversuche für eine Spannweite von 3,0 m sowie Schwingungsversuche. Ein zentraler Bestandteil der Untersuchungen war die Ausbildung der Verbundfuge mit stiftförmigen Verbindungsmitteln, wobei vorzugsweise Bohrschrauben zum Einsatz kamen [209]. Letztendlich wies das Hybridsystem jedoch eine zu geringe Biegesteifigkeit für derart große Spannweiten auf.



Bild 2.10: Verbundsystem und Probekörper aus Holz-Stahl-Hybridelementen [209, 218]

2023 untersuchten MERRYDAY et al. [167] experimentell und numerisch im Verbund stehende fünfplagige Brettsperrholzplatten und Doppel-T-Stahlprofile der Ausführung W16×31 für eine Spannweite von ca. 8,5 m. Sie detektierten initial eine nahezu starre Verbundtragwirkung, die jedoch mit zunehmender Last deutlich abnahm.

Im Jahr 2024 führten BÖHM et al. [20] an der TH Mittelhessen Biege- und Schwingungsversuche an diversen Verbundquerschnitten aus fünf- bis siebenlagigen Brettsperrholzplatten und Stahlprofilen der Typen HEA 160 bzw. HEA 200 durch. Für eine Spannweite von 8,1 m konnten sowohl normative Verformungs- als auch Schwingungskriterien eingehalten werden, wohingegen für eine Spannweite von 10,8 m weitere Anpassungen erforderlich waren.

Die Übersicht der Forschungsvorhaben zu Stahl-Holz-Verbunddecken verdeutlicht, dass bereits unterschiedliche Varianten von warmgewalzten und kaltgeformten Stahlprofilen in Kombination mit diversen Holzwerkstoffplatten untersucht wurden. Die Motivation zur Erforschung des Tragverhaltens und der Verbundwirkung der Stahl-Holz-Verbundquerschnitte beruhte primär auf der Substitution von Stahlbeton in Deckensystemen im Hinblick auf eine nachhaltige Tragwerksplanung sowie auf der Entwicklung einer leistungsfähigen und zumeist leichten Deckenkonstruktion, die das Potenzial zur Vorproduktion und somit für einen beschleunigten Bauprozess birgt. Im Zuge dieser Untersuchungen wurden jedoch weder explizite Nachhaltigkeitsbewertungen vorgenommen noch ökobilanzielle Vergleiche mit konventionellen Deckensystemen angestellt. Um diese Forschungslücke zu schließen, wird in der vorliegenden Arbeit eine Stahl-Holz-Verbunddecke aus handelsüblichen Querschnitten mit dem Ziel konzipiert, Ressourcen zu schonen, diese kreislaufgerecht einzusetzen und die CO₂-Emissionen gegenüber Stahlbetondecken zu reduzieren (vgl. Kapitel 3). Hierfür wird zur Erzielung einer geringen Masse und einer großen mitwirkenden Plattenbreite ein dünnwandiges Stahltrapezprofil in Negativlage gewählt, wodurch zwei Obergurte zur Aktivierung der Holzwerkstoffplatte vorhanden sind. Ferner bildet das Stahltrapezprofil zusammen mit der vorgesehenen Brettsperrholzplatte einen geschlossenen, torsionssteifen Querschnitt. Dieser ist gegenüber den vorrangig offenen, torsionsweichen Querschnitten aus den vorgestellten Forschungsvorhaben für asymmetrische Laststellungen als vorteilhaft einzustufen. Darüber hinaus wurde der Einsatz von Stahltrapezprofilen im Kontext von Stahl-Holz-Verbunddecken bisher kaum untersucht. Warmgewalzte Stahlprofile werden aufgrund des hohen Materialbedarfes nicht näher betrachtet. Die Wahl der Brettsperrholzplatte erfolgt einerseits aufgrund ihrer Etablierung als tragendes Holzbauteil und andererseits wegen ihrer vielfältigen Aufbaumöglichkeiten, die eine flexible Anpassung an unterschiedliche Spannweiten erlauben. Dementsprechend wird in Kapitel 2.2 die Brettsperrholzplatte im Umfeld plattenförmiger Holzwerkstoffe verortet, woraufhin in Kapitel 2.3 die wesentlichen Eigenschaften von Stahltrapezprofilen beschrieben werden.

2.2 Plattenförmige Holzwerkstoffe

Die Verwendung von Holz im Bauwesen reicht bereits viele Jahrhunderte zurück. Bei archäologischen Ausgrabungen nahe Leipzig wurden beispielsweise 7000 Jahre alte Schächte mit Holzbeplankungen entdeckt [49]. Grundsätzlich wurde der Rohstoff Holz aufgrund seiner natürlichen Form vorrangig für stabförmige Bauteile verwendet, wobei dessen Tragverhalten stark richtungsabhängig ist und essenziell von dessen stofflicher Heterogenität bestimmt wird (siehe Bild 2.11). Viele weiterführende Grundlagen zur Anatomie von Holz und wesentliche Materialeigenschaften sind in [145] enthalten.

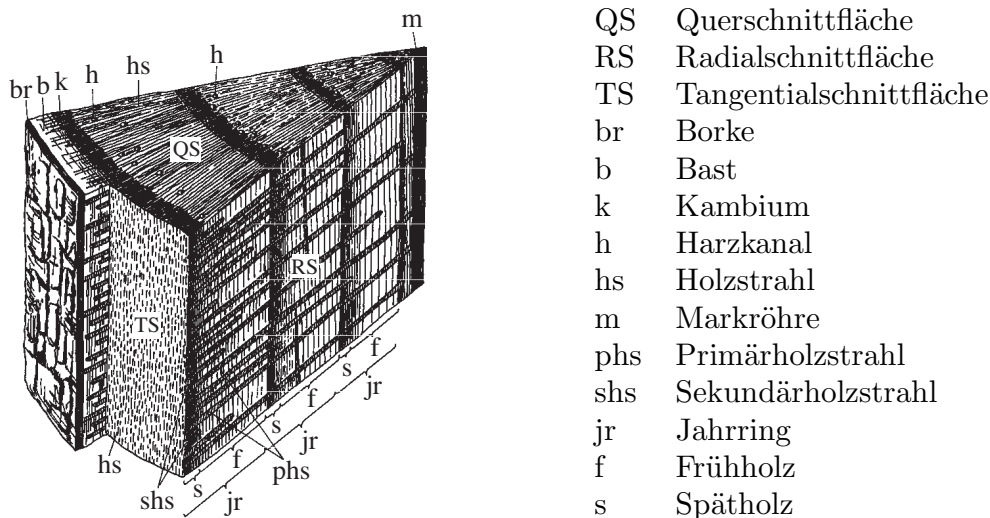


Bild 2.11: Makrostruktur von Nadelholz [101] gemäß [145]

Infolge des inhomogenen Gefüges wird Holz als anisotropes Material klassifiziert, das sich nicht nur parallel und orthogonal zur Holzfaser unterschiedlich verhält, sondern auch durch die vorhandene Holzfeuchte Volumenänderungen in Form von Quellen bzw. Schwinden erfährt und Kriechverformungen aus ständigen Lasten unterliegt. Demnach ergeben sich für den Grundwerkstoff Holz stark streuende Materialkennwerte sowie unterschiedliche Festigkeiten in Abhängigkeit der Faserrichtung.

Dementgegen stehen mit Holzwerkstoffen Produkte auf Holzbasis, deren Eigenschaften mithilfe verschiedener Veredelungsprozesse homogenisiert werden. Infolgedessen resultieren eine geringere Streuung der Materialkennwerte sowie eine höhere Formstabilität. Des Weiteren können nahezu beliebige Abmessungen und zahlreiche Aufbauten hergestellt werden [148]. Somit vergrößert die Herstellung von flächigen Bauteilen aus Holzwerkstoffen das Anwendungspotenzial des Rohstoffes Holz erheblich. Einerseits können diese als Platte mit einer Beanspruchung senkrecht zur Ebene eingesetzt werden. Andererseits kann sich in Sperrhölzern eine Scheibentragswirkung für Beanspruchungen in der Ebene einstellen. In Abhängigkeit der zugrunde liegenden Holzbasis können Holzwerkstoffe entsprechend Bild 2.12 gegliedert werden. Der für diese Arbeit wesentliche Holzwerkstoff Brettsperrholz (BSP) wird in Kapitel 2.2.1 detaillierter beschrieben.

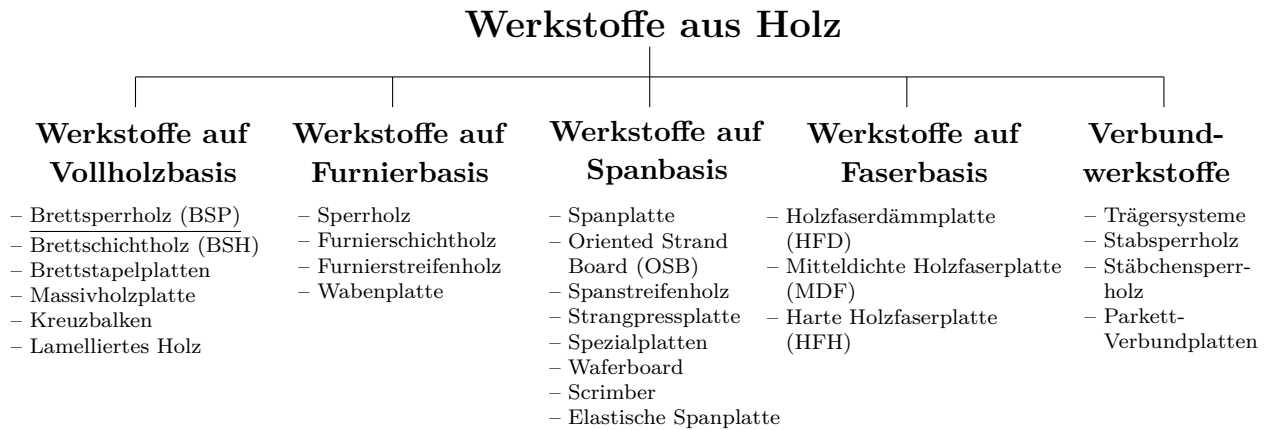


Bild 2.12: Klassifizierung von Holzwerkstoffen nach [174] und erweitert gemäß [106]

2.2.1 Brettsperrholz

Der Werkstoff Sperrholz wurde bereits in den 1860er Jahren mit dem Prinzip von abwechselnd orthogonal verleimten Lagen von Holzurnieren entwickelt, um feuchteabhängige Volumenänderungen von flächigen Holzelementen zu begrenzen [106]. Die Grundlage für den modernen Werkstoff Brettsperrholz liegt in der Erfindung der Brettschichtholztechnologie (BSH), deren Entwicklung maßgeblich durch das im Jahr 1906 von HETZER angemeldete Patent für gebogene, verleimte Brettschichtträger beeinflusst wurde [192]. Das Anwendungsgebiet von BSH war zunächst auf stabförmige Bauteile begrenzt. Im Zweiten Weltkrieg wurden Fluggleiter aus vorgefertigten Schalenelementen auf Basis von Holzfasern, Knochenleim sowie Stärkeleim eingesetzt, woraus anschließend die industrielle Fertigung von BSH abgeleitet wurde [110, 195]. In den 1970er und 1980er Jahren wurde durch die Erforschung abwechselnd orthogonal verleimter Brettlagen die Basis für Brettsperrholz geschaffen (siehe Bild 2.13). Infolgedessen kam BSP im Bauwesen erstmalig in den 1990er Jahren zum Einsatz.

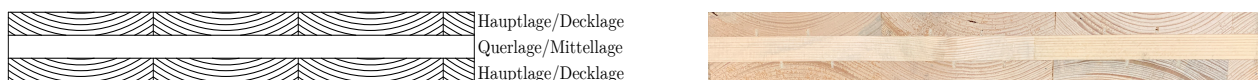


Bild 2.13: Schematischer Aufbau und Foto einer dreilagigen Brettsperrholzplatte

Seitdem entwickelte sich das kreuzweise verleimte Brettsperrholz in der Bauindustrie zum Massenprodukt für den Einsatz als tragende Platten- bzw. Scheibenelemente [24], was zurückzuführen ist auf:

- das vielfältige Anwendungspotenzial für Decken, Wände und Dächer,
- kurze Bauzeiten aufgrund der einfachen Montage und des hohen Vorfertigungsgrades,
- die hohe Tragfähigkeit bei geringem Eigengewicht,
- die hohe Formstabilität sowie die weniger streuenden Materialkennwerte,
- die bessere Ökobilanz im Vergleich zu mineralischen oder metallischen Werkstoffen.

Die technischen Grundlagen und Herstellungsprozesse von BSP stellt BRANDNER umfassend in [23] vor. Der Verbund der einzelnen Lagen erfolgt mithilfe bauaufsichtlich zugelassener Klebstoffe. Zumeist werden Klebstoffe auf Polyurethan-Basis (PUR) verwendet. Weiterhin kann die Verbindung auch auf Melamin-Urethan-Formaldehyd (MUF), Phenol-Resorcin-Formaldehyd-Klebstoffen (PRF) oder lösungsmittelfreien Dispersionsklebstoffen (EPI) basieren [141]. An dieser Stelle sei angemerkt, dass der Klebstoff im Hinblick auf eine gute ökologische Qualität (siehe Kapitel 2.5) formaldehydfrei sein sollte.

Das Tragverhalten von BSP wird nicht nur durch die stoffliche Anisotropie des Holzes, sondern zusätzlich durch eine konstruktive Anisotropie infolge der kreuzweisen Anordnung der Lagen (siehe Bild 2.14) beeinflusst [168]. Üblicherweise werden BSP-Platten für einen einachsigen Lastabtrag verwendet, sodass die Haupttragrichtung mit der Richtung der äußeren Lagen korrespondiert. Dagegen können die Querlagen als schubbeanspruchte Abstandhalter aufgefasst werden, wobei diese das Tragverhalten von BSP maßgeblich beeinflussen. Einerseits weisen die Querlagen einen geringen Rollschubmodul auf, dem Schubmodul senkrecht zur Faser, welcher in einer Größenordnung von etwa 10 % des Schubmoduls parallel zur Faser liegt. Somit entstehen in den Querlagen infolge vertikaler Lasten je nach Konfiguration der BSP-Platte nicht zu vernachlässigende Schubverformungsanteile [211]. Andererseits ist der E-Modul orthogonal zur Faser etwa um den Faktor 30 im Vergleich zur Haupttragrichtung geringer, wodurch die Eigenbiegesteifigkeiten der Querlagen vernachlässigbar klein sind und diese keine nennenswerten Biegespannungen erfahren.

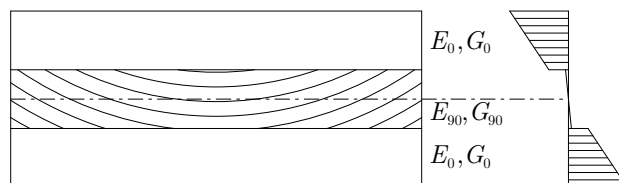


Bild 2.14: Schematischer Biegespannungsverlauf über die Höhe einer dreilagigen BSP-Platte

Aus der kreuzweisen Verleimung der einzelnen Lagen resultiert ein quasi-nachgiebiger Verbund und somit eine im Vergleich zur Brutto-Biegesteifigkeit geringere effektive Biegesteifigkeit der BSP-Platte [139, 223]. Die Nachgiebigkeit kann rechnerisch mit der erweiterten Balkentheorie nach TIMOSHENKO, dem Schubanalogieverfahren nach KREUZINGER, der FE-Methode oder dem γ -Verfahren berücksichtigt werden [16, 25].

Dementsprechend sind bei Verbunddecken aus Stahl und Brettsper Holz sowohl die Nachgiebigkeit in der BSP-Platte als auch die Nachgiebigkeit in der Verbundfuge zwischen der BSP-Platte und dem Stahlprofil zu berücksichtigen. In Kapitel 2.3 erfolgt zunächst die Beschreibung des Stahlprofils, bevor unterschiedliche Verbundwirkungen und mögliche Ausbildungsvarianten von Stahl-Holz-Verbundfugen in Kapitel 2.4 erläutert werden.

2.3 Kaltgeformte Stahlprofile

Stahl ist ein metallischer Werkstoff, der auf einer Eisen-Kohlenstoff-Verbindung mit kristalliner Molekülstruktur basiert, wobei das Roheisen durch Reduktion von Eisenoxid gewonnen wird [198]. Im Allgemeinen lassen sich metallische Werkstoffe in drei Gruppen klassifizieren (siehe Bild 2.15).

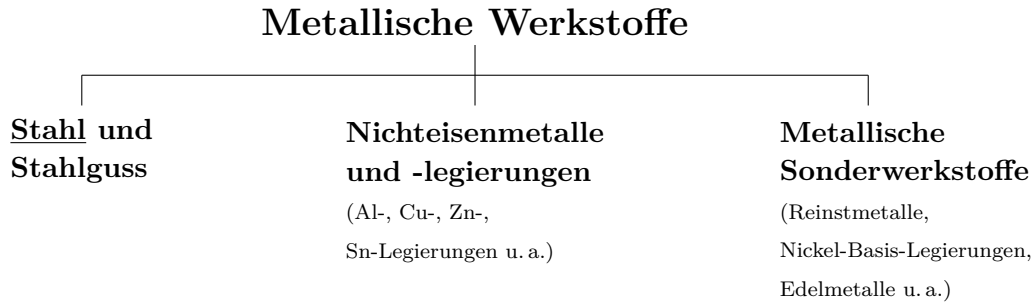


Bild 2.15: Klassifizierung metallischer Werkstoffe nach [198]

Im Bauwesen kommt überwiegend die Werkstoffgruppe Stahl zum Einsatz, welche einen maximalen Kohlenstoffgehalt von 2,06 % aufweist. Verschiedene Eigenschaften des Stahls wie die Schweißbeignung, Härte oder Korrosionsbeständigkeit können durch Einbringung von diversen Legierungselementen gezielt eingestellt werden. Überdies können die Materialeigenschaften bei der Weiterverarbeitung der Grundbleche mithilfe verschiedener Umformungsverfahren beeinflusst werden, wobei zwischen Warmumformung bei Temperaturen zwischen 800 °C und 1200 °C und Kaltumformung bei Raumtemperatur unterschieden wird. Warmumformungsprozesse verdichten die Molekülstruktur und verbessern die Stahleigenschaften, verbleiben aber ohne Auswirkung auf die Festigkeit. Kaltumformungsprozesse deformieren das Kristallgefüge plastisch. Im Vergleich zum Warmwalzen erzeugt Kaltwalzen eine bessere Oberflächengüte [198], eine Steigerung der Festigkeit und höhere Maßgenauigkeiten, reduziert jedoch die plastische Verformungsreserve infolge der beim Umformprozess eingepprägten Eigenspannungen [21]. Typische Baustähle sind meist gewalzt. Walzähnliche Verfahren sind bereits seit der vorindustriellen Entwicklung bekannt und wurden stets weiterentwickelt [12]. Der Walzprozess basiert auf sich gegensinnig drehenden Walzen, welche das Walzgut zusammendrücken und plastisch umformen. Kaltwalzwerke können die Dicke der Brammen durch mehrmaliges Walzen auf unter einen Millimeter reduzieren, wodurch das Grundmaterial für dünnwandige Stahlprofile geschaffen wird.

Kaltgeformte Stahlprofile zeichnen sich durch eine hohe Biegetragfähigkeit in Relation zu ihrem Eigengewicht aus und können mit konventionellen Verbindungsarten gefügt werden [108]. Im Vergleich zu warmgewalzten Profilen erleichtert ihr geringes Eigengewicht den Transport und verringert die Beanspruchung für lastweiterleitende Bauteile. Ferner erfüllen der material-effiziente Einsatz sowie die hohe Recyclingrate von dünnwandigen, kaltgeformten Profilen wichtige Nachhaltigkeitsaspekte [184]. Weiterhin sind kaltgeformte Stahlprofile infolge ihrer geringen Nenndicke typischerweise der Querschnittsklasse 4 zuzuordnen, wodurch diese zu Stabilitätsphänomenen wie Drillknicken und Biegedrillknicken neigen. Demnach kann nicht

grundsätzlich davon ausgegangen werden, dass die volle Streckgrenze des Materials erreicht wird. Zudem ist der Ansatz von Imperfektionen zu berücksichtigen [65]. Die Wahl des Profils sowie dessen Ausbildung mit Sicken, Lippen und Zwischensteifen hat einen wesentlichen Einfluss auf das Tragverhalten von kaltgeformten Stahlbauteilen. Im Zuge dessen wird in Kapitel 2.3.1 genauer auf die in dieser Arbeit verwendete Art des Stahlprofils eingegangen.

2.3.1 Stahltrapezprofile

Stahltrapezprofile (STP) werden im Bauwesen sowohl im Innen- als auch im Außenbereich überwiegend als biegebeanspruchtes Bauteil eingesetzt. Zu den konventionellen Anwendungsgebieten der dünnwandigen Profile zählen beispielsweise verlorene Schalungen von Stahl-Beton-Verbunddecken, Dacheindeckungen und Wandkonstruktionen [21]. Trapezprofile lassen sich als offene Querschnitte charakterisieren, welche in Negativlage aus zwei schmalen Obergurten, zwei Stegen mit Stegzwischensteifen und einem breiten Untergurt mit ausgerundeten Sicken bestehen (siehe Bild 2.16).



Bild 2.16: Stahltrapezprofil 205-375 in Negativlage

Handelsübliche STP werden vorwiegend aus schmelztauchveredeltem Grundmaterial gemäß DIN EN 10346 [72] durch Walzprofilierung hergestellt und sind in verschiedenen Stahlfestigkeitsklassen wie etwa S 320 GD verfügbar.

Im Vergleich zu einsteufigen C-Profilen, Z-Profilen oder auch Sigma-Profilen weisen STP aufgrund ihrer zwei Stege ein geringeres I_y/A -Verhältnis auf. Demgegenüber besitzen STP jedoch ein größeres I_z/A -Verhältnis. Zudem aktivieren sie mit ihren zwei auseinanderstehenden Obergurten eine größere Querschnittsbreite von darauf befestigten Platten und bilden im Verbund mit einer Platte einen geschlossenen, torsionssteifen Querschnitt. Insofern erscheint die Auswahl eines Stahltrapezprofils für die Ausbildung einer Stahl-Holz-Verbunddecke als vielversprechend, wobei der gemeinsame Lastabtrag wesentlich durch die Verbundwirkung und somit durch die Fügung beider Teilquerschnitte bestimmt wird (siehe Kapitel 2.4).

2.4 Tragwirkung und Ausbildung von Verbundfugen

Im Bauwesen werden mit der fortschreitenden Entwicklung von leistungsfähigen Materialien vermehrt Verbundwerkstoffe und -querschnitte eingesetzt, um die Vorzüge der jeweiligen Materialien optimal ausnutzen zu können. Ein Verbundquerschnitt resultiert aus der Fügung von mindestens zwei Teilquerschnitten gleicher oder unterschiedlicher Materialität, wobei der Lastabtrag von Verbundquerschnitten neben der Beschaffenheit der einzelnen Querschnittsteile maßgeblich von der Ausbildung der Verbundfuge beeinflusst wird. Die daraus resultierende Verbundwirkung kann dabei wie folgt klassifiziert werden:

- ohne Verbund
- nachgiebiger Verbund
- starrer Verbund

Im einfachsten Fall ohne Verbundwirkung agieren die Teilquerschnitte autark, insofern findet planmäßig keine Schubkraftübertragung zwischen den Teilquerschnitten statt.

Bei einem nachgiebigen Verbund treten Relativverschiebungen zwischen den Teilquerschnitten auf, wodurch ein Ebenbleiben der Querschnitte nach der BERNOULLI-Hypothese nicht mehr sichergestellt ist. Die Schubkraftübertragung in der Verbundfuge wird im Wesentlichen von dem Abscherverhalten sowie der Art der Verbindung beeinflusst. Für Verbundbauteile mit mechanischen Verbindungsmitteln sind die Ausformung und der Durchmesser der Verbindungsmittel sowie deren Anordnung wesentliche Parameter für die Wirksamkeit des Verbundes. Folglich ist die analytische Beschreibung des Tragverhaltens von nachgiebig verbundenen Querschnitten komplexer als bei den anderen Verbundarten, wobei NATTERER und HOEFT in [171] einen ausführlichen Überblick über die historische Entwicklung einzelner Berechnungsverfahren geben. An dieser Stelle sei gesondert das in der DIN EN 1995-1-1 [66] verankerte γ -Verfahren für nachgiebig zusammengesetzte Holzbauteile erwähnt, welches auf der Dissertation von MÖHLER 1956 [169] und der mathematischen Vereinfachung von HEIMESHOF 1987 [126] fußt. Die Gültigkeit dieses Verfahrens basiert auf der Lösung von gekoppelten Differentialgleichungen, wobei eine Begrenzung auf drei mechanisch verbundene Teilquerschnitte besteht. Für einen sinusförmigen Momentenverlauf liefert das γ -Verfahren exakte Ergebnisse und für einen quadratischen Momentenverlauf stellt es eine adäquate Näherung dar. Seit 2024 existiert eine Erweiterung des γ -Verfahrens für (doppel-)symmetrische Querschnitte aus beliebig vielen Teilquerschnitten [235, 236]. Allgemeiner Hintergrund des Verfahrens ist die konstante Abminderung der Steiner-Anteile über die gesamte Trägerlänge mithilfe eines γ -Faktors, wodurch die Brutto-Biegesteifigkeit zu einer effektiven Biegesteifigkeit reduziert wird. Infolgedessen können beispielsweise die Durchbiegung w sowie die Längsspannung σ ermittelt werden.

Bei einem starren Verbund wird davon ausgegangen, dass in der Verbundfuge kein Schlupf entsteht und eine vollständige Schubkraftübertragung gewährleistet ist, sodass sich die ideellen Querschnittswerte des Verbundquerschnittes nicht von denen eines homogenen Einzelquerschnittes unterscheiden. Eindimensionale Stabtragwerke können mithilfe der Balkentheorien nach BERNOULLI ohne Berücksichtigung sowie nach TIMOSHENKO mit Berücksichtigung der

Schubverzerrungen berechnet werden [92]. Für die Berechnung von Plattentragwerken stehen die Theorien nach KIRCHHOFF für schubstarre Platten respektive nach MINDLIN-REISSNER für schubweiche Platten zur Verfügung [225].

Zusammenfassend hebt Bild 2.17 den Einfluss der Nachgiebigkeit der Verbundfuge zwischen zwei identischen Teilquerschnitten hervor, indem die linearen Spannungsverläufe infolge einer gleichbleibenden äußeren Belastung senkrecht zur Systemachse für unterschiedliche Verbundwirkungen einander gegenübergestellt werden. Der untere Grenzwert wird durch den Fall ohne Verbundwirkung und der obere Grenzwert durch eine starre Verbundwirkung repräsentiert.

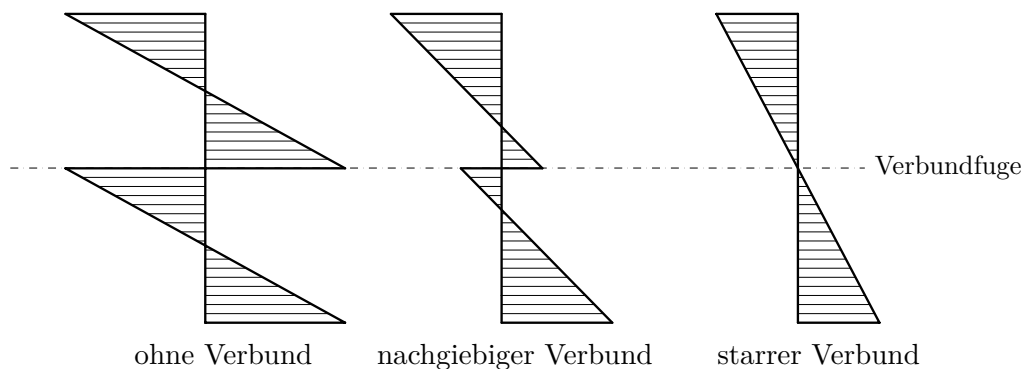


Bild 2.17: Qualitative lineare Spannungsverteilung in Abhängigkeit der Verbundwirkung

2.4.1 Verbund zwischen Stahl- und Holzquerschnitten

In verschiedenen Forschungsprojekten, welche nachfolgend auszugsweise diskutiert werden, wurden bereits einige Möglichkeiten zur Ausbildung der Verbundfuge zwischen einem Stahlquerschnitt und einem plattenförmigen Holzquerschnitt experimentell untersucht und deren Kraft-Verformungs-Beziehung und Versagensverhalten ausgewertet. Sensitivitätsuntersuchungen zeigten den Einfluss des Verbindungsmitteltyps, des Verbindungsmitteldurchmessers, des Verbindungsmittelabstandes sowie der Installationsrichtung des Verbindungsmittels senkrecht oder geneigt zur Holzplatte. Diese grundlegenden Erkenntnisse fließen in die Ausbildung der Verbundfuge im Rahmen dieser Arbeit ein.

Stahl – Brettsperrholz

2015 erprobten LOSS et al. [159] insgesamt 20 verschiedene Verbindungen von Brettsperrholzelementen mit fünf Schichten je 20 mm Dicke und warmgewalzten Doppel-T-Stahlprofilen der Güte S 275. Neben mechanischen Verbindungsmitteln wie selbstschneidenden Schrauben und diversen Dübeln besonderer Bauart, wurden geklebte Verbindungen und kombinierte Verbindungen aus mechanischen Verbindungsmitteln und Epoxidharz untersucht (siehe Bild 2.18). Die Quintessenz der Ergebnisse bestand darin, dass geklebte Verbindungen eine höhere Tragfähigkeit als mechanische Verbindungen aufweisen. Allerdings wurde darauf hingewiesen, dass die Montage von geschraubten Verbindungen auch gegenüber den Dübelverbindungen am einfachsten war, diese Verbindungen eine hohe Duktilität aufwiesen und deren Tragfähigkeit durch eine geneigte Einbringung der Schrauben erhöht werden konnte.

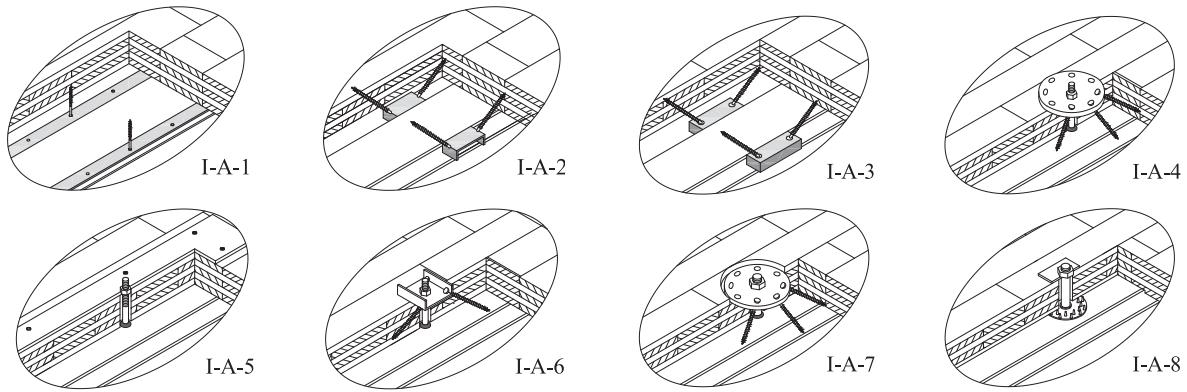


Bild 2.18: Auszugsweise Übersicht der untersuchten Stahl-Holz-Verbindungen [159]

HASSANIEH et al. [120] untersuchten 2016 das Tragverhalten von Bolzen- und Schraubenverbindungen sowie Schraubenverbindungen mit Epoxidharzergänzung, welche ein warmgewalztes Stahlprofil mit einer 12 cm dicken, fünflagigen Brettsperrholzplatte verbanden. Die Schraubenverbindung wies ein duktileres Tragverhalten mit geringerer Steifigkeit und Tragfähigkeit im Vergleich zur vorgespannten Bolzenverbindung respektive der Schraubenverbindung mit zusätzlicher Epoxidharzverklebung auf. Hingegen stellte sich bei den teilweise geklebten Verbindungen ein spröder Versagensmechanismus ein. Die Bolzenverbindungen zeigten in der Kraft-Verformungs-Beziehung je nach Vorspanngrad einen Verfestigungsbereich, woraus mit zunehmender Verformung eine Erhöhung der Tragfähigkeit resultierte. Ferner wurde festgestellt, dass die Steifigkeit und Tragfähigkeit der Schraubenverbindung durch den Einsatz von Nagelplatten gesteigert werden kann. In einer darauf aufbauenden Studie variierte HASSANIEH [121] die Bolzenverbindung insofern, als diese in Taschen einzulassen und mit Zementmörtel zu verfüllen. Zudem wurden zwei unterschiedliche Schraubenarten mit unterschiedlichen Streckgrenzen sowie der Einfluss der Belastungsrichtung parallel oder orthogonal zur Faser der äußeren Brettlage untersucht. Die Bolzenverbindung in der Zementtasche wies in den durchgeführten Kurzzeitversuchen die höchste Steifigkeit und Tragfähigkeit aller untersuchten Verbindungsarten auf. Weiterhin resultierte aus den Versuchen, dass die Streckgrenze des Verbindungsmittels eine untergeordnete Bedeutung für die Steifigkeit der Verbundfuge besitzt. Hingegen beeinflusste die Faserrichtung die Anfangssteifigkeit der Verbindung deutlich, wirkte sich jedoch kaum auf die maximale Beanspruchbarkeit aus. Ergänzend dazu untersuchten CHINIFORUSH et al. [47] experimentell das Langzeitverhalten dieser Stahl-Holz-Verbindungsarten, woraus der Kriechkoeffizient für eine Lebensdauer von 50 Jahren abgeleitet wurde. Der höchste Kriechkoeffizient konnte für die vorgespannten Bolzenverbindungen und der geringste für die mit Zementmörtel vergossenen Verbindungen festgestellt werden. Der Kriechkoeffizient für Schraubenverbindungen wurde dazwischen eingeordnet. Demnach nimmt die Steifigkeit der erforschten Stahl-Holz-Verbindungen und somit auch die Verbundwirkung mit zunehmender Nutzungsdauer ab.

ZIMMER und AUGUSTIN [237] schlussfolgerten 2016 aus experimentellen Untersuchungen an sieben Verbundträgern aus unterschiedlich verstärkten Stahltrapezprofilen und aufgeklebter Brettsperrholzplatte, dass der verwendete Klebstoff einen starren Verbund bewirkt. Der Fokus der Untersuchungen lag auf der Erzielung einer hohen Verbundtragwirkung, wobei konstruk-

tive Randbedingungen wie eine gute Demontagefähigkeit oder sortenreine Trennbarkeit der Teilquerschnitte nicht thematisiert wurden. Darüber hinaus wiesen die Autoren darauf hin, dass das temperatur- und feuchteabhängige Langzeittragverhalten der geklebten Verbundfuge nicht untersucht wurde.

Im Jahr 2023 wurden an der TH Mittelhessen Abscherversuche an warmgewalzten Stahlprofilen und fünf- bzw. siebenlagigen Brettsperrholzelementen durchgeführt, welche wahlweise mit geneigten Schrauben oder mit in Mörteltaschen eingebrachten Bolzen verbunden waren [19]. Die Schrauben wurden mithilfe spezieller Unterlegkeile sowohl vertikal als auch horizontal geneigt, um einen multidimensionalen Spannungszustand zu erzeugen. Daraus resultierte ein kombinierter Versagensmechanismus aus Abscheren und Herausziehen der Schrauben. Die experimentell festgestellte Tragfähigkeit konnte mit bestehenden analytischen Beziehungen beschrieben werden und lag gegenüber der normativ berechneten Tragfähigkeit [66] auf der sicheren Seite. Die Bolzenverbindungen verhielten sich in Abhängigkeit des eingesetzten Zementmörtels wie bei konventionellen Stahl-Beton-Verbundkonstruktionen.

2024 analysierten BOMPA et al. [22] die Demontierbarkeit und das Wiederverwendungspotenzial von warmgewalzten Stahlprofilen und Brettsperrholzplatten, welche mittels Sechskant-Holzschrauben verbunden waren. Mithilfe von symmetrischen Abscherversuchen wurde festgestellt, dass sich sowohl die Steifigkeit als auch die Tragfähigkeit von erneut verwendeten Verbundquerschnitten gar nicht bis kaum von erstmalig verbundenen Stahl-Holz-Querschnitten unterschieden. Infolgedessen wurde eine vollständige Wiederverwendbarkeit der Teilquerschnitte geschlussfolgert.

Stahl – Brettschichtholz

WANG et al. [224] untersuchten 2020 experimentell den Einfluss des Neigungswinkels von Schrauben auf die Verbundtragwirkung zwischen warmgewalzten Stahlprofilen und Brettschichtholz. Die Abscherversuche wurden mit Neigungswinkeln von 0° , entsprechend einer senkrechten Ausrichtung zur Holzplatte, sowie mit 30° und 45° durchgeführt. Als Fazit kann festgehalten werden, dass sich mit größerer Einbindetiefe der Schraube eine höhere Schubtragfähigkeit ergab, wobei die Steifigkeit abnahm. Dieser Reduktion konnte durch die Verwendung von Unterlegkeilen entgegengewirkt werden. Weiterhin wurde festgestellt, dass ein ausreichend langer Schraubenschaft verwendet werden sollte, da die Schraubenverbindungen mit einem Gewinde nahe an der Verbundfuge auf geringeren Lastniveaus versagten.

ZHAO et al. [233] sahen in ihren Untersuchungen Mörteltaschen an den Schraubenspitzen vor, um die Verbundeigenschaften zwischen Doppel-T-Stahlprofil und Brettschichtholzplatte zu beeinflussen. In Abhängigkeit der Größe der Mörteltasche konnten eine höhere Anfangs- und Tangentensteifigkeit erreicht werden. Zudem nahmen die maximale Beanspruchbarkeit sowie die Duktilität der Verbindung zu. Darüber hinaus konnte der Versagensmechanismus der Verbundmittel mithilfe der ergänzten Mörteltaschen gezielt gesteuert werden.

Stahl – Furnierschichtholz

Im Jahr 2016 untersuchten HASSANIEH et al. [118, 119] die Verbundtragwirkung, das Biegetragverhalten sowie die Versagensmechanismen zwischen warmgewalzten Stahlprofilen und Furnierschichtholzplatten. Die versuchstechnischen Erprobungen umfassten Verbindungen mit Bolzen, Sechskant-Holzschrauben ohne und mit Epoxidharzergänzung sowie Sechskant-Holzschrauben mit Nagelplattenverstärkung. Die Bolzenverbindung wies eine höhere Steifigkeit als die reine Schraubenverbindung auf, wobei die Tragfähigkeit und die Steifigkeit der Schraubenverbindung mithilfe von Nagelplatten geringfügig erhöht werden konnte. Der Einsatz von geklebten Verbindungen gewährleistete eine nahezu vollständige Verbundtragwirkung.

Im Zeitraum von 2019 bis 2023 wurde im Zuge eines deutschen Forschungsvorhabens die Verbundfuge von Stahltrapezprofilen mit einer Blechdicke von maximal 1,5 mm und Furnierschichtholzplatten für diverse Bohrschrauben untersucht [209]. Neben der Evaluation der Verbundsteifigkeit wurden die versuchstechnischen Ergebnisse mit den normativ berechneten Steifigkeiten verglichen. Dabei stellte sich heraus, dass die experimentell ermittelten Steifigkeiten teils deutlich größer waren, was unter anderem auf die normativ vereinfachten Modellannahmen an einem unverformten System sowie auf abweichende Eingangsparameter wie die Lochleibungsfestigkeit für die analytische Berechnung zurückgeführt werden konnte.

ROMERO und ODENBREIT [190] entwickelten 2024 demontierbare Bolzenverbindungen zwischen HEB-Profilen und 144 mm dicken Furnierschichtholzplatten. Die hohe Tragfähigkeit der Bolzen $\varnothing 20$ mm ging mit einer hohen Duktilität einher. Die Autoren wiesen neben der einfachen Rückbaubarkeit darauf hin, dass die Installation der mehrteiligen Bolzenverbindung zeitaufwendig ist und für eine hohe Verbundtragwirkung präzise zu erfolgen hat.

Stahl – Spanholz

Im Jahr 2020 wurde die Verbindung von kaltgeformten C-Stahlprofilen mit einer 35 mm dicken Spanholzplatte experimentell in [219] erprobt. Für Verbundfugen mit geneigt montierten Schrauben wurden höhere Schubtragfähigkeiten als für Verbundfugen mit senkrecht installierten Schrauben detektiert, wobei alle ein hohes Verformungspotenzial aufwiesen. Außerdem wurde der Einfluss der Stahlblechdicke untersucht und als nicht signifikant für das Kraft-Verformungs-Verhalten der Verbindung spezifiziert. Davon ausgenommen war ein vom Durchknöpfen des Schraubenkopfes dominiertes Versagensverhalten. In vergleichbaren Untersuchungen mit Sperrholzplatten waren dieselben Tendenzen feststellbar.

Der Fokus der meisten Untersuchungen von Stahl-Holz-Verbundfugen lag auf der Evaluation der Verbundtragwirkung und des Verformungsverhaltens, wobei die höchsten Steifigkeiten mit nahezu starrer Verbundtragwirkung durch reine Klebefugen erzielt wurden. Unter Berücksichtigung der anvisierten sortenreinen Trennbarkeit und hochwertigen Verwertungsszenarien der Materialien weisen geklebte Verbindungen nur ein eingeschränktes Demontagepotenzial auf, wodurch eine Wiederverwendung einzelner Querschnittsteile häufig ausgeschlossen wird. Aus diesem Grund erfolgt keine detaillierte Betrachtung dieser Verbindungsart. Demnach werden im Rahmen dieser Arbeit vorrangig mechanische Verbindungsmittel untersucht, um eine einfache Montage sowie eine sortenreine Trennbarkeit beim Rückbau zu ermöglichen.

2.5 Nachhaltigkeitsbewertung und Ökobilanzierung im Bauwesen

Das aus der Forstwirtschaft stammende Prinzip der Nachhaltigkeit geht auf HANS CARL VON CARLOWITZ (1645–1714) zurück, der 1713 in seinem Buch *Sylvicultura Oeconomica* beschrieb, dass nur so viel Holz geschlagen werden sollte, wie durch Aufforstung nachwachsen kann [106]. Der Grundgedanke der Nachhaltigkeit im heutigen Verständnis wurde erst im 1987 veröffentlichten *Brundtland-Bericht* der 1983 gegründeten Weltkommission für Umwelt und Entwicklung (WCED) [230] definiert und eindrücklich mit den folgenden Worten beschrieben:

„*Humanity has the ability to make development sustainable to ensure that it meets the needs of the present without compromising the ability of future generations to meet their own needs.*“

Aus diesem Bericht sowie den Ergebnissen der UN-Konferenz für Umwelt und Entwicklung 1992 in Rio de Janeiro [216] entstand das 3-Säulen-Modell der Nachhaltigkeit, wonach für eine ganzheitliche Betrachtung neben ökologischen auch soziokulturelle und ökonomische Aspekte zu berücksichtigen sind.

Im Jahr 2001 publizierte das Bundesamt für Bauwesen und Raumordnung den *Leitfaden Nachhaltiges Bauen (LFNB)* [28], wodurch Beschäftigte im Bausektor zum ersten Mal konkrete Handlungsempfehlungen zum nachhaltigen Planen, Bauen und Betreiben von Gebäuden erhielten. 2009 folgte die Einführung des *Bewertungssystems Nachhaltiges Bauen (BNB)* [29], welches in Zusammenarbeit mit der 2007 gegründeten *Deutschen Gesellschaft für Nachhaltiges Bauen (DGNB)* entwickelt wurde und gemeinsam mit dem LFNB seit 2011 verbindlich für alle Bundesbauten anzuwenden ist. Ferner wurde 2019 der aus den European Green Deals [95] hervorgegangene Beschluss zur Erreichung der Klimaneutralität der EU-Staaten bis zum Jahr 2050 im *Bundes-Klimaschutzgesetz (KSG)* [39] verankert. Außerdem erfolgte einhergehend mit den European Green Deals die Einführung der EU-Taxonomie zur Klassifizierung nachhaltiger Wirtschaftsaktivitäten mit sechs übergeordneten Umweltzielen [34]. 2023 führte das Bundesministerium für Wohnen, Stadtentwicklung und Bauwesen das *Qualitätssiegel Nachhaltiges Gebäude (QNG)* für die einheitliche Bewertung nachhaltigkeitsrelevanter Gebäudemerkmale ein [37]. Seitdem berechtigt der Erhalt des QNG-Gütesiegels die Aufnahme vergünstigter Kredite bei der Kreditanstalt für Wiederaufbau, wodurch ökologische und ökonomische Interessen unmittelbar korrelieren.

Die Nachhaltigkeitsbewertung von Bauwerken ist in der DIN EN 15643 [68] sowie in der DIN EN 15978 [88] genormt, wobei die Bewertung gleichermaßen auf den zuvor genannten drei Säulen Ökologie, Ökonomie sowie Soziokulturelles basiert und durch die technische Qualität ergänzt wird. Dazu fließen bei den größeren Zertifizierungssystemen die Prozessqualität und die Standortqualität in die Nachhaltigkeitsbewertung ein (siehe Tabelle 2.1). Als weitere nationale Zertifizierungsstellen sind beispielsweise der *Verein zur Förderung der Nachhaltigkeit im Wohnungsbau e. V. (NaWoh)* oder das *Bau-Institut für Ressourceneffizientes und Nachhaltiges Bauen (BiRN)* mit dem BNK|BNG System zu nennen.

Tabelle 2.1: Anteil [%] der verschiedenen Qualitäten an der Nachhaltigkeitsbewertung

	Bewertungssystem			
	BNB [186]	DGNB [55]	NaWoh [221]	BNK BNG [11]
ökologische Qualität	22,5	25,0	*	†
ökonomische Qualität	22,5	25,0	*	†
soziokulturelle Qualität	22,5	25,0	*	†
technische Qualität	22,5	10,0	—	—
Prozessqualität	10,0	10,0	*	†
Standortqualität	0,0	5,0	—	—

* Es gibt bewertende Kriterien, die als erfüllt, übererfüllt oder deutlich übererfüllt einzugruppiert sind. Die Hauptanforderungen sind mindestens zu erfüllen. Zudem kann durch die Erfüllung von Zusatzanforderungen eine bessere Gesamtbewertung erreicht werden.

† Es wird ein Gesamterfüllungsgrad auf Basis einer punktebasierten Gewichtung ermittelt, wobei für eine Zertifizierung ein Gesamtergebnis von mindestens 50 % zu erreichen ist.

Die Bewertung der ökologischen, ökonomischen und sozialen Dimension darf getrennt voneinander durchgeführt werden, solange das identische funktionale Äquivalent verwendet wird [68]. Demnach sind die technisch und funktional zu erfüllenden Anforderungen transparent und eindeutig zu beschreiben. Die Nachhaltigkeitsbewertung kann sowohl auf Bauwerksebene als auch auf Bauteilebene stattfinden. Die vorliegende Arbeit fokussiert sich auf die Evaluation der ökologischen Qualität der Stahl-Holz-Verbunddecke auf Bauteilebene, wobei diese mit bis zu 25 % an der gesamten Nachhaltigkeitsbewertung partizipiert (vgl. Tabelle 2.1). Im Zuge dessen werden die umweltbezogenen Auswirkungen verschiedenen Modulen über den gesamten Lebenszyklus zugeordnet (siehe Tabelle 2.2), wodurch die Einflüsse der jeweiligen Lebenszyklusphasen nachvollzogen werden können. Das systematische Aufstellen und Bewerten der Umweltwirkungen, des Ressourcenbedarfes sowie der Input- und Output-Flüsse eines Gebäudes oder Bauteils im Verlauf dessen Lebenszyklus wird als Lebenszyklusanalyse [68] oder Ökobilanzierung [81] bezeichnet.

Tabelle 2.2: Module und Lebenszyklusphasen zur Bewertung der ökologischen Qualität gemäß DIN EN 15804 [83]

Herstellungsphase			Bauphase		Nutzungsphase							Entsorgungsphase				Ergänzungen außerhalb der Systemgrenze
A1-A3			A4-A5		Bausubstanz					Betrieb		C1-C4				D
Rohstoffgewinnung, Transport zum Hersteller sowie Herstellung*			Transport des Produktes zur Baustelle sowie Einbau*		Nutzung der Bausubstanz mit notwendiger Wartung, Reparatur, Ersatz oder Modernisierung [†]					Nötiger Energie- und Wassereinsatz für das Betreiben des Gebäudes [†]		Rückbau oder Abriss sowie anschließendem Transport, Abfallbehandlung bei Weiter- oder Neunutzung oder Beseitigung des Produktes [†]				Potenziale aus Wiederverwendung, Rückgewinnung oder Recycling des verwendeten Produktes.
A1	A2	A3	A4	A5	B1	B2	B3	B4	B5	B6	B7	C1	C2	C3	C4	D
Rohstoff- bereitstellung	Transport	Herstellung	Transport	Bau-/Einbauprozess	Nutzung	Instandhaltung	Reparatur	Ersatz	Umbau/Erneuerung	betrieblicher Energieeinsatz	betrieblicher Wassereinsatz	Rückbau, Abriss	Transport	Abfallbehandlung	Deponierung	Wiederverwendungs-, Rückgewinnungs-, Recycling-Potenzial

* einschließlich der dazu notwendigen Produkte, des Energieverbrauches sowie entstehender Abfälle.

† einschließlich der dazu notwendigen Produkte, des Energie- und Wasserverbrauches sowie entstehender Abfälle.

In Abhängigkeit des Bewertungsszenarios sind bei einer Lebenszyklusanalyse unterschiedliche Module zu berücksichtigen. Die quantitative Bewertung der ökologischen Qualität eines Bauteils oder Baustoffes kann beispielsweise mithilfe einer Umwelt-Produktdeklaration (EPD) erfolgen, deren Verwendung in [83] standardisiert ist. Jede EPD beinhaltet unter anderem den zugrunde gelegten Herstellungsprozess und die Kernindikatoren zur Beschreibung der Umweltwirkungen wie das globale Erwärmungspotenzial (GWP), des Ressourceneinsatzes, der Abfallkategorien und der Output-Flüsse für eine deklarierte Einheit. Zur Erfassung unterschiedlicher Wirkungspotenziale einzelner Umweltwirkungen werden die Umweltindikatoren in äquivalenten Einheiten angegeben. Exemplarisch seien die für den Klimawandel neben Kohlenstoffdioxid relevantesten Treibhausgase Methan (CH_4) und Distickstoffmonoxid (N_2O) genannt, welche für die Umweltwirkung GWP stets auf ein Kilogramm CO_2 -Äquivalent ($\text{kg CO}_2\text{e}$) bezogen werden. Bedingt durch die unterschiedliche Wirksamkeit der Treibhausgase werden beispielsweise ein Kilogramm CH_4 als 25 $\text{kg CO}_2\text{e}$ und ein Kilogramm N_2O als 298 $\text{kg CO}_2\text{e}$ für einen Betrachtungszeitraum von 100 Jahren ausgewiesen [103].

2.5.1 Vergleichbarkeit von Lebenszyklusanalysen

Im Zuge der Erforschung nachhaltiger Konstruktionsweisen zur Reduktion der CO_2 -Bilanz des Bausektors werden zunehmend vergleichende Lebenszyklusanalysen durchgeführt. Ein besonderes Augenmerk liegt dabei auf dem Vergleich unterschiedlicher Materialien für dieselbe Bauaufgabe sowie auf dem Einfluss der Substitution von Beton und Stahl durch Holz. Zahlreiche Studien belegen, dass die Verwendung von Holzbauteilen das globale Erwärmungspotenzial von Gebäuden verringert. SKULLESTAD et al. verglichen Geschossbauten aus Holz und Stahlbeton mit unterschiedlicher Stockwerksanzahl [201], DURLINGER et al. analysierten die Ökobilanz des australischen Wohngebäudes *Forté Building* aus BSP im Vergleich zu einem Referenzgebäude aus Stahlbeton [93] und PIEROBON et al. bewerteten die CO_2 -Bilanz einer 8-geschossigen Gebäudevariante aus BSP und aus Stahlbeton [181]. HAWKINS et al. resümierten in ihrer Vergleichsstudie für ein mehrgeschossiges Gebäude mit einer Tragstruktur aus Holz, Stahl oder Beton, dass die kumulierte CO_2 -Bilanz der Holzvariante sogar ungünstiger sein kann als beispielsweise das Ergebnis der Stahlvariante, falls keine Aufforstung stattfindet und das gebundene Kohlenstoffdioxid nach der Nutzungsphase durch eine thermische Verwertung wieder freigesetzt wird [123]. Weiterhin existieren einige Studien, welche die Ergebnisse mehrerer Ökobilanzstudien einander gegenüberstellen. An dieser Stelle seien exemplarisch [44], [131] und [175] genannt, wobei [193], [194] und [229] aufgrund ihrer transparenten Aufbereitung sowie der hohen Anzahl von betrachteten Ökobilanzstudien besonders zu erwähnen sind. Die Schlussfolgerungen dieser Studien variieren teilweise beachtlich, wobei sich die Ergebnisse neben der methodischen Vorgehensweise besonders sensitiv gegenüber den folgenden Parametern verhielten:

- Wahl des Betrachtungszeitraumes und der technischen Nutzungsdauer von Bauteilen
- Auswahl der Umwelt-Produktdeklaration sowie der berücksichtigten Module
- Standort und Gebäudetyp

Unter Mitwirkung des Autors entstanden am Lehrstuhl Tragkonstruktionen zwei Studien auf Bauteilebene, welche das globale Erwärmungspotenzial verschiedener Decken- und Wandsysteme [146] respektive Stützen [147] einander gegenüberstellen. In diesen wurde zusätzlich zu den zuvor genannten Einflussfaktoren der verwendete Datensatztyp der EPD als wesentlich identifiziert. Dementsprechend sind bei vergleichenden Studien nach Möglichkeit repräsentative oder durchschnittliche Datensätze sowie stets identische Module zu verwenden. Weiterhin sind dieselben technischen und funktionalen Anforderungen von allen betrachteten Bauwerken bzw. Bauteilen zu erfüllen, damit ein funktionales Äquivalent als Vergleichsbasis dient.

Übergeordnet lässt sich konstatieren, dass Lebenszyklusanalysen keine universelle Gültigkeit besitzen. Vielmehr ist stets eine Einordnung der verwendeten Daten vorzunehmen und insbesondere zu klären, welche Einflüsse dabei berücksichtigt oder vernachlässigt werden. Bei unterschiedlichen Betrachtungszeiträumen von EPDs oder der Bewertung von Umweltwirkungen über die vorgesehene Nutzungsdauer hinaus sind beispielsweise dynamische Lebenszyklusanalysen aussagekräftiger als statische Lebenszyklusanalysen [123, 180].

2.5.2 Wiederverwendungs- und Recyclingpotenzial

Im Rahmen umweltbezogener Analysen liegt der Fokus häufig auf der Bewertung des globalen Erwärmungspotenzials. Gleichzeitig wirken sich Nachhaltigkeitsstrategien wie zirkuläres Bauen auf die Bewertung der ökologischen Qualität von Bauwerken oder Bauteilen aus. Insbesondere der erstmals 2002 von BRAUNGART und MCDONOUGH [165] im Hinblick auf die Kreislaufwirtschaft eingeführte Ansatz „cradle to cradle“ verlagerte den Fokus von der linearen zur möglichst zirkulären Verwendung von Rohstoffen (siehe Bild 2.19).



Bild 2.19: Lineare und zirkuläre Rohstoffverwendung [160]

In den letzten Jahren wurde und aktuell wird mit jedem neu errichteten Bauwerk weiter das Materiallager der Zukunft gebaut. Um eine Rückführung der Materialien in die jeweiligen Stoffkreisläufe zu ermöglichen und somit der zukünftig zunehmenden Ressourcenknappheit zu begegnen sowie die anvisierten Klimaschutzziele zu erreichen, sind im Kontext des Urban Mining demontagegerechte Bauweisen unter Verwendung von sortenrein trennbaren Konstruktionselementen von großer Bedeutung [222]. Dies wird in der 2024 veröffentlichten *Nationalen Kreislaufwirtschaftsstrategie (NKWS)* des Bundesministeriums für Umwelt, Naturschutz, nukleare Sicherheit und Verbraucherschutz [32] ausführlich beschrieben und durch die *Kommission Nachhaltiges Bauen (KNBau)* gestützt, welche die Notwendigkeit transparenter Zirkularitätsindikatoren sowie die Einführung einer Ressourcenschutzhierarchie betont [130].

Zudem entspricht die zirkuläre Verwendung von Rohstoffen und die Vermeidung von Rohstoffabfällen den politischen Zielen der Europäischen Kommission (EU-Abfallrahmenrichtlinie) [96] und der Bundesregierung (§6 Abfallhierarchie des deutschen Kreislaufwirtschaftsgesetzes) [31]. Die Abfallrahmenrichtlinie erlaubt neben der Vermeidung von Abfällen die Ableitung der folgenden hierarchisch angeordneten Verwertungsszenarien für das Bauwesen:

- Wiederverwendung eines gesamten Bauteils
- Verwendung der Baustoffe in einem Produkt von gleichwertiger Qualität (Recycling)
- Stoffliche Verwertung mit Qualitätsverlust (Downcycling)
- Energetische Verwertung
- Deponierung

Zur Förderung der Wiederverwendung von Bauteilen und des Recyclings von Baustoffen soll ordnungsrechtlich ein digitaler Gebäuderessourcenpass für Neubauten eingeführt werden [36]. Außerdem beinhaltet die im Jahr 2023 veröffentlichte DIN Spec 91484 [86] erste wesentliche Grundlagen für die Bewertung des Anschlussnutzungspotenzials von Bauteilen.

Kapitel 3

Konzeption der Stahl-Holz-Verbunddecke

3.1 Grundgedanken

Die Leitidee für eine Verbunddecke aus dünnwandigen Stahltrapezprofilen (STP) und Brettsperrholzplatten (BSP-Platten) im Kontext einer nachhaltigen Tragwerksplanung basiert auf der Erzielung einer hohen Biegesteifigkeit bei geringem Eigengewicht sowie einer ressourcen-effizienten und materialgerechten Verwendung beider Werkstoffe. Zusätzlich wird durch den Einsatz dieser Materialien eine hohe ökologische Qualität mit einem vielversprechenden Wiederverwendungs- und Recyclingpotenzial angestrebt.

Holz ist als nachwachsender und CO₂-speichernder Rohstoff mit geringem Eigengewicht prädestiniert für den Einsatz in der Verbunddecke. Zudem hat sich die Verwendung von Holz als flächiges Bauteil aufgrund seiner einfachen Verarbeitbarkeit und den damit einhergehenden homogenisierten Materialeigenschaften etabliert (vgl. Kapitel 2.2), wodurch der klassische Gebrauch als stabförmiges Bauteil erweitert wird. Durch die Unterstützung von Stahlprofilen wird einerseits die üblicherweise durch die Durchbiegung limitierte Spannweite von reinen Holzquerschnitten erhöht, während andererseits eine ressourcenschonende Ausbildung der BSP-Platte begünstigt wird. Dies ist vor dem Hintergrund der eingeschränkten Verfügbarkeit von Holz sowie der gesellschaftlich wichtigen Rolle von Wäldern als Lebensraum für viele Tier- und Pflanzenarten und deren Beitrag zur Erhaltung der Biodiversität ein signifikanter Vorteil gegenüber reinen Massivholzdecken.

Weiterhin ist Stahl in einem hohen Maß recyclingfähig und bei zerstörungsfreier Demontage auch wiederverwendbar. Darüber hinaus verfügen insbesondere dünnwandige, kaltgeformte Stahltrapezprofile bei geringem Eigengewicht eine hohe Biegesteifigkeit und sind demnach für die Ausbildung effizienter Tragstrukturen gut geeignet. Ein potenzielles Stabilitätsversagen der dünnwandigen Stahlquerschnitte wird durch die Anordnung der aussteifenden BSP-Platte in der Druckzone verhindert. Ferner basiert die zukünftige Stahlproduktion planmäßig auf Wasserstoffbasis aus erneuerbaren Energien anstelle fossiler Energieträger, wodurch eine höhere ökologische Qualität erreichbar ist.

Überdies ist die Fügung von Stahl- und Holzbauteilen mit konventionellen sowie reversiblen Verbindungsmitteln möglich. In Abhängigkeit der Verbindungsmittelart, -anordnung und -anzahl ist die Leistungsfähigkeit der Verbundfuge und damit der Verbunddecke bedarfsgerecht planbar. Infolge der Verwendung reversibler Verbindungsmittel ist die Demontagefähigkeit als Grundlage des zirkulären Einsatzes der verwendeten Materialien gegeben.

Die Stahl-Holz-Verbunddecke ermöglicht reduzierte Bauzeiten durch ihre trockene Bauweise und den potenziell hohen Vorfertigungsgrad. Die Herstellung der Verbundquerschnitte kann in Werkshallen vorgenommen werden. Dazu können die kaltgeformten Stahltrapezprofile mit austanzten Schraubenlöchern unter gesicherten Qualitätsbedingungen mit den Brettsperrelementen verschraubt werden. Durch das geringe Gewicht und die moderaten Abmessungen kann eine hohe Stückzahl zur Baustelle transportiert werden, ohne auf Sondertransporte zurückgreifen zu müssen. Die vorgefertigten Deckenelemente können in kurzer Zeit eingehoben sowie miteinander verbunden werden. Am Ende der Nutzungsphase können die demontagegerecht verbundenen Werkstoffe durch die gute Trennbarkeit einfach voneinander gelöst und in Abhängigkeit ihres Zustandes entweder unmittelbar oder nach Aufbereitung wiederverwendet oder in die entsprechenden Stoffkreisläufe zurückgeführt werden.

Generell sind diverse Anwendungsszenarien für Stahl-Holz-Verbunddecken (SHV-Decken) denkbar. Das geringe Eigengewicht dieser Decken führt zu einer reduzierten Beanspruchung der lastweiterleitenden Bauteile im Vergleich zu konventionellen Massivdecken, weshalb SHV-Decken potenziell bei der Aufstockung von Bestandsgebäuden zum Einsatz kommen können. Infolgedessen wird die vorhandene Bausubstanz nur unwesentlich stärker beansprucht und neuer, dringend benötigter Wohnraum geschaffen. In Gebäuden mit größeren Spannweiten, in denen typischerweise Stahlbetondecken oder Stahl-Beton-Verbunddecken eingesetzt werden, besitzen SHV-Decken ein großes Einsparpotenzial im Hinblick auf klimaschädliche CO₂-Emissionen. Dies basiert vorrangig auf der Substitution von zementhaltigen Betonen, wohingegen das Komfortkriterium der Schwingungen aufgrund der geringeren Masse an Bedeutung gewinnt. Außerdem bietet sich der Einsatz von SHV-Decken in Gebäuden mit kurzen Nutzungszyklen an. Sofern die Gebäude zerstörungsarm zurückgebaut werden, kann das hohe Kreislauffähigkeitspotenzial derartiger Verbunddecken bestmöglich ausgeschöpft werden. Zudem können SHV-Decken aufgrund ihres geringen Eigengewichtes und duktiler Füge-techniken potenziell in Erdbebengebieten vorgesehen werden, da bei leichteren Bauweisen weniger Masse zum Schwingen angeregt wird, wodurch geringere Kräfte auf die aussteifenden Bauteile wirken.

3.2 Konstruktive Durchbildung

Um einen ressourcenschonenden Einsatz der SHV-Decke zu gewährleisten, wird anstelle einer Vollplatte mit in Querrichtung aneinandergereihten Stahltrapezprofilen ein Plattenbalkenquerschnitt mit regelmäßig angeordneten Stahltrapezprofilen ausgebildet (siehe Bild 3.1).

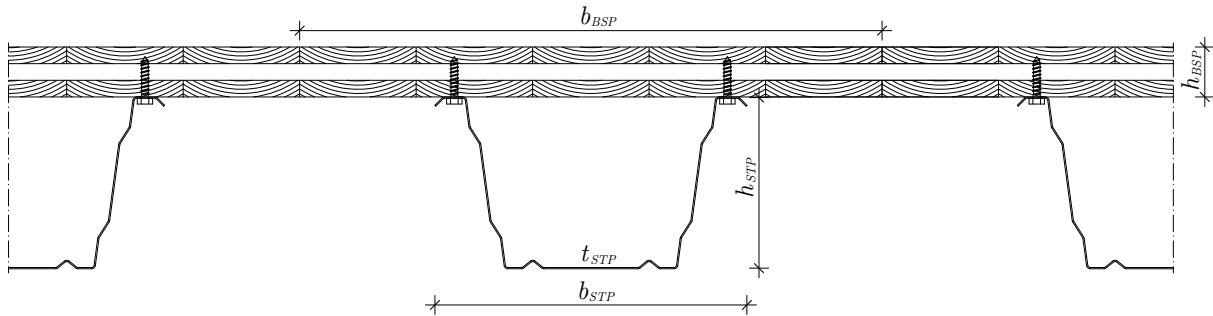


Bild 3.1: Schematischer Querschnitt der Stahl-Holz-Verbunddecke

Bei der in dieser Arbeit erforschten Verbunddecke wird als Platte ein 60 mm dickes Brettsperrholzelement mit drei kreuzweise verleimten Lagen je 20 mm verwendet, welche jeweils aus 140 mm breiten Lamellen aus Fichtenholz der Festigkeitsklasse C24 bestehen und mit einem 1-K-Klebstoff auf Polyurethan-Basis flächig verleimt sind. Damit weist die BSP-Platte die produzierte Mindesthöhe von 60 mm auf, um das Eigengewicht sowie die Ressourceninanspruchnahme weitestgehend zu reduzieren. Als Stahlprofil kommt ein handelsübliches, schmelztauchveredeltes Stahltrapezprofil 205-375 der Stahlgüte S 320 GD + ZM 120 mit einer Nennstärke von 1,5 mm und einer 25 μ m Polyesterbeschichtung zum Einsatz, welches in dieser Form typischerweise im Außenbereich verwendet wird. Das ausgewählte STP mit entsprechender Blechdicke besitzt eine vergleichsweise hohe Biegesteifigkeit und birgt somit auch für größere Spannweiten ein adäquates Anwendungspotenzial. Des Weiteren kann die SHV-Decke durch die Veränderung des Abstandes der STP in Querrichtung an verschiedene Spannweiten und Belastungssituationen angepasst werden. Dies gelänge auch mit anderen Konfigurationen wie kleineren Stahltrapezprofilen oder dickeren BSP-Elementen, welche jedoch in der vorliegenden Arbeit nicht detailliert untersucht werden.

Die Hauptaufgabe der Verbindungsmittel besteht aus der Schubkraftübertragung zwischen den beiden Teilquerschnitten. Zudem ist in Abhängigkeit von der Auflagersituation ein Hochhängen der Kräfte aus dem STP in die BSP-Platte erforderlich, wodurch Zugkräfte von den auflagnahen Verbindungsmitteln zu übertragen sind. Darüber hinaus kann durch den Abstand der Verbindungsmittel in der Fuge die Beulfeldlänge des druckbeanspruchten Obergurtes des STP beeinflusst werden.

Für den Anschluss der SHV-Decke an benachbarte Bauteile ist das Auflegen auf beispielsweise Wände oder Unterzüge dem seitlichen Fügen mithilfe zusätzlicher Verbindungselemente vorzuziehen, da eine planmäßig exzentrische Lasteinleitung vermieden und der konstruktive Aufwand reduziert wird. Das Aufstellen bzw. Auflagern auf einer linienhaften Vertikalkonstruktion kann grundsätzlich auf zwei Arten realisiert werden (siehe Bild 3.2).



Bild 3.2: Mögliche Auflagersituationen der Stahl-Holz-Verbunddecke

Einerseits kann der Plattenbalkenquerschnitt auf dem Stahltrapezprofil aufgestellt werden, wodurch sich im Auflagerbereich eine größere Querschnittshöhe ergibt und die Ausbildung eines Druckbogens innerhalb des Querschnittes über die Stützweite ermöglicht wird. Bei dieser Variante sind Auflagerschotte sowie zusätzliche Maßnahmen in der Wandebene zur Einbindung des STP wie beispielsweise die Ausformung eines Randbalkens notwendig. Andererseits kann die Lagerung des SHV-Querschnittes in Form eines ausgeklinkten Auflagers mit flächiger Auflagerung der BSP-Platte realisiert werden. Bei diesem Konzept stehen das Hochhängen der Beanspruchung aus dem STP über die Verbindungsmittel sowie die Querkrafttragfähigkeit der BSP-Platte im Fokus. Im Kontext von Geschossbauten mit zahlreichen TGA-Leitungen erlaubt diese Lagerungsart eine randnahe Voutung des Stahltrapezprofils, wodurch die Installation nicht nur zwischen den Profilen, sondern in der Nähe der Auflager auch quer dazu vorgenommen werden kann.

Die tragende Schicht aus dem SHV-Plattenbalken ist durch weitere Schichten zur Erfüllung von überwiegend bauphysikalischen Anforderungen zu ergänzen (siehe Bild 3.3). Die Ausbau-schicht besteht beispielsweise aus der auf der BSP-Platte aufgetragenen Schüttung (inklusive Rieselschutzpapier), welche aufgrund des geringen Deckeneigengewichtes zur Beschwerung gegen personeninduzierte Schwingungen erforderlich ist. Ferner sind für die Verbesserung des Schallschutzes eine Trittschalldämmung sowie eine Estrichschicht vorgesehen, welche zugleich auch eine zusätzliche Wärmespeicherkapazität aufweist. Überdies können mit abgehängten Gipskartonplatten nicht nur der Schallschutz verbessert und etwaige technische Gebäudeausstattung verdeckt, sondern auch den Brandschutzanforderungen entsprochen werden. Da der gesamte Deckenaufbau vielschichtig ist und sich aus unterschiedlichen Materialien zusammensetzt, wird nachfolgend eine Einordnung des Kreislauffähigkeitspotenzials der SHV-Decke vorgenommen.

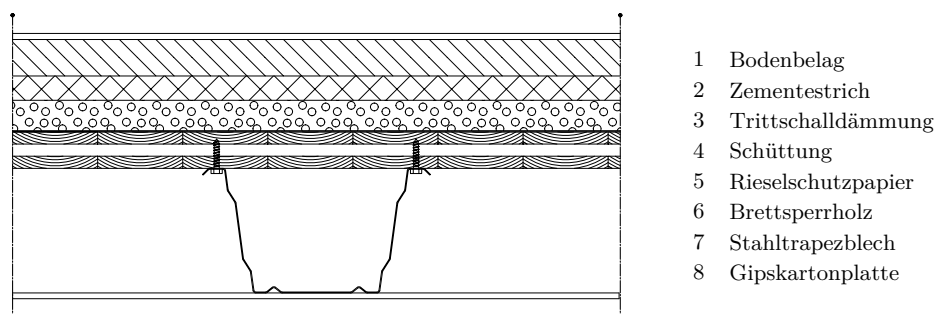


Bild 3.3: Möglicher Deckenaufbau der Stahl-Holz-Verbunddecke

3.3 Kreislauffähigkeit

Recyclinggerechtes Konstruieren und die zirkuläre Verwendung von Baustoffen (siehe Bild 3.4) gewinnt vor dem Hintergrund der zunehmenden Rohstoffknappheit und der erforderlichen Reduktion der CO₂-Emissionen in der Nachhaltigkeitsdebatte im Bauwesen vermehrt an Bedeutung. Diesbezüglich wird nachfolgend das Wiederverwendungs- und Recyclingpotenzial der einzelnen Komponenten der Stahl-Holz-Verbunddecke in Anlehnung an Kapitel 2.5.2 beschrieben, wobei zudem auf die Trennbarkeit der jeweiligen Schichten eingegangen wird.

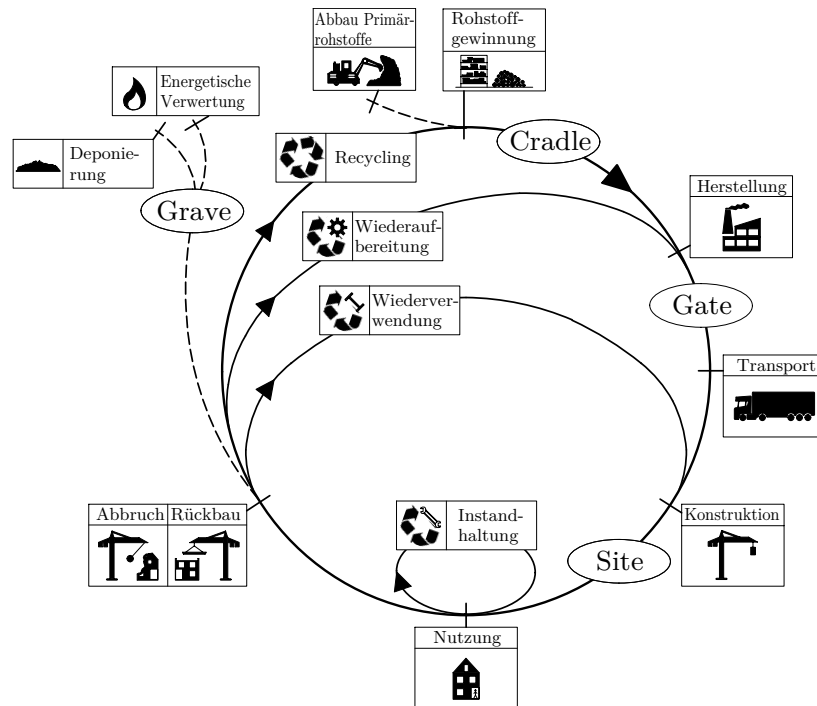


Bild 3.4: Lebenszyklusphasen und Baustoffkreislauf

Estrich

Der Demontageaufwand von Estrich wird maßgeblich durch die Art der Verlegung des Bodenbelages und das Vorhandensein einer Fußbodenheizung beeinflusst. Ein hochwertiges Recycling sowie eine energetische Verwertung von Zementestrich sind nicht möglich, lediglich ein Downcycling ist bedingt realisierbar. Üblicherweise erfolgt jedoch eine Deponierung [30]. Alternativ können bei Verwendung einer Schüttung auch Trockenestrichelemente verlegt werden, welche zerstörungsfrei ausgebaut und wiederverwendet werden können [199].

Trittschalldämmung

Typische Dämmstoffe lassen sich auf Basis ihrer Komposition in mineralische Dämmstoffe wie Glas- oder Steinwolle, in fossile Dämmstoffe wie Polyurethan (PUR) oder extrudiertes Polystyrol (XPS) und in nachwachsende Dämmstoffe, beispielsweise auf Holzfaser- oder Korkbasis, gliedern. Der Marktanteil an Dämmstoffen aus nachwachsenden Rohstoffen lag 2019 mit steigender Tendenz bei ca. 9%, wohingegen fossile Dämmstoffe mit 48% und mineralische Dämmstoffe mit 43% dominierten [98]. Ein Bericht des Umweltbundesamtes aus dem Jahr 2015 zeigt, dass ein gleichwertiges Recycling fossiler Dämmstoffe wie XPS zwar theoretisch

möglich ist, in der Praxis jedoch aufgrund von Verunreinigungen häufig einer energetischen Verwertung zugeführt werden [50]. Für Dämmstoffe auf Basis nachwachsender Rohstoffe ist die energetische Verwertung üblich, wobei diese auch kompostiert werden können [51]. Bei Dämmstoffen aus Mineralwolle ist ein gleichwertiges Recycling bereits technisch möglich und wird teilweise praktiziert, jedoch fehlen für die Etablierung einer Kreislaufwirtschaft zielführende Umsetzungsstrategien zur getrennten Sammlung von Glas- und Steinwolle [215].

Schüttung

Als Schüttgut können neben Bruchsteinen auch industrielle Nebenprodukte wie Glasasche eingesetzt werden, wodurch der Bedarf an Natursteinen aus Tagebauen reduziert werden kann [128]. Zudem wurde für leichte Deckensysteme schon an Schüttungen aus Sand und Sägemehl geforscht [94]. Bei sachgemäßen Ein- und Rückbau können Schüttungen vollständig wiederverwendet werden [51], indem das Schüttgut vom Rieselschutzpapier getrennt und abgesaugt wird [128]. Das Rieselschutzpapier kann entweder lose auf der Brettsperrholzplatte verlegt oder nach Bedarf lokal vernagelt bzw. verklebt werden.

Brettsperrholz

Die BSP-Platte ist aufgrund der vorgesehenen Schraubenverbindung einfach von dem STP zu trennen, wobei die Löcher der Verbindungsmittel als Teilschädigung in der Platte verbleiben. Vollholzprodukte sind im Idealfall wiederzuverwenden. Sofern dies nicht möglich ist, können diese downgecycelt und beispielsweise zerspant in Holzwerkstoffen eingesetzt werden. Erst nach möglichst vielen Lebenszyklen am Ende der Kaskadennutzung ist eine thermische Verwertung anzustreben, da folglich das gebundene CO₂ wieder freigesetzt wird [54, 132]. Eine Deponierung ist nach § 9 [38] unzulässig. Im Jahr 2015 wurden nur ca. 10 % des Altholzes in Deutschland stofflich verwertet [214]. Einerseits ist je nach verwendeten Holzschutzmaßnahmen oder unklaren Schadstoffproblematiken eine stoffliche Verwertung nicht ohne aufwendige und demnach kostenintensive Aufbereitungsmaßnahmen möglich [50]. Andererseits ist die energetische Verwertung der stofflichen Verwertung gesetzlich gleichgestellt [51] und wird überdies in EPDs ökobilanziell begünstigt [213], was kritisch zu hinterfragen ist. Im vorliegenden Fall wird die BSP-Platte im Innenraum eingesetzt und ist daher ohne Holzschutzmittel denkbar. Sofern keine zu großen Langzeitverformungen auftreten, kann die Platte mit versetzten Schraubenlöchern in einem vergleichbaren Anwendungsfall erneut eingesetzt werden. Darüber hinaus verpflichten sich einige Hersteller wie die DERIX-Gruppe [52], ihre verkauften BSP-Produkte im Sinne des zirkulären Bauens am Ende der Nutzungsdauer zurückzunehmen.

Stahltrapezprofil

Bei zerstörungsfreier Demontage sind Stahlprofile als ganzes Bauteil wiederverwendbar [50]. Der Rückbau wird durch die hier vorgesehene mechanische Fügung begünstigt, jedoch sei an dieser Stelle angemerkt, dass die Bohrlöcher für die Schrauben im Stahlprofil verbleiben. In der Stahlindustrie ist Recycling ohne Qualitätsverlust mit sehr hohen Recyclingquoten etabliert und wesentlicher Bestandteil der Produktion neuer Stahlprodukte [128]. In der EPD für offene Walzprofile und Grobbleche ist eine Wiederverwendungsquote von 11 % und eine Recyclingquote von 88 % (bei 1 % Sammelverlust) angegeben [13]. Die EPD für dünnwandige

Profiltafeln aus Stahl deklariert eine 100-prozentige Recyclingquote ohne Sammelverluste [97]. Demnach ermöglicht Stahl als Closed-Loop-Baustoff die wiederholte Herstellung gleichwertiger Produkte aus Sekundärmaterial.

Gipskartonplatte

Die sortenreine Trennbarkeit der Gipskartonplatten kann zwar durch eine Schraubenverbindung an die Stahltrapezprofile gewährleistet werden, jedoch wird das Recyclingpotenzial von Gipswerkstoffen in Deutschland bisher kaum genutzt. Im Jahr 2020 betrug der Anteil von Bauabfällen auf Gipsbasis rund 0,3 % der insgesamt 220,6 Mio. t mineralischen Bauabfälle [40]. Das *Landesamt für Natur, Umwelt und Verbraucherschutz NRW (LANUV)* wies im Jahr 2022 für Gips lediglich eine Recyclingquote von 5 % gegenüber einem Deponierungsanteil von 58 % aus [154], wohingegen technisch Recyclingquoten von 60 % realisierbar sind [51] und im europäischen Ausland derartige Quoten erreicht werden [27]. Hemmnisse zur Quotensteigerung sind auf geringe Kosten für die Deponierung sowie auf nicht etablierte Sammel- und Recyclingsysteme zurückzuführen [51], wobei recycelter Gips aus einer der zwei Gips-Recyclinganlagen in Deutschland [154] eine vergleichbare Qualität wie Natur- und REA-Gips aufweist [183]. Lösungsansätze zur Beseitigung der Hemmnisse bestehen in der separaten Sammlung von gipshaltigen Produkten sowie der regulatorischen Vorbeugung, recyclingfähige Gipsbaustoffe deponieren zu dürfen [130].

Zusammenfassend ist festzuhalten, dass die unterschiedlichen Schichten der SHV-Decke einfach voneinander zu trennen und die Baustoffe in einem hohen Maß hochwertig recyclingfähig sowie zum Teil wiederverwendbar sind, sodass der Grundgedanke einer kreislaufgerechten Konstruktion gestützt wird (siehe Tabelle 3.1). Sofern eine gemeinsame zerstörungsfreie Demontage der STP und BSP-Platte erfolgt, ist auch eine Wiederverwendung einzelner SHV-Verbundplattenbalken denkbar.

Tabelle 3.1: Derzeitige Verwertungsszenarien für die Materialien der SHV-Decke

Schicht	Verwertungsszenarien				
	Wieder- verwendung*	Recycling	Downcycling	Energetische Verwertung	Deponierung
Estrich	X [†]		x		X
Trittschalldämmung		x	x	X	x
Schüttung	X	x	x		x
BSP	x	x	x	X	
STP	x	X	x		
Gipskartonplatte		x	x		X

X: Standardszenario

x: weiteres mögliches Szenario

* sowohl mit als auch ohne Wiederaufbereitung

† Trockenestrichelemente

Nachdem die grundlegende Konzeption und die Kreislauffähigkeit der SHV-Decke erläutert wurden, widmet sich Kapitel 4 den experimentellen Untersuchungen der wesentlichen Trageigenschaften und des Verformungsverhaltens.

Kapitel 4

Experimentelle Untersuchungen der Stahl-Holz-Verbunddecke

4.1 Materialversuche

Zur Quantifizierung der wesentlichen Materialkennwerte der verwendeten Materialien Stahl und Brettspertholz wurden Kleinversuche durchgeführt. Im Vordergrund standen dabei die Ermittlung der Elastizitätsmoduln und der Festigkeiten mit dem Ziel, diese für die Auswertung der Großversuche sowie für die numerischen Untersuchungen verwenden zu können.

4.1.1 Stahlzugversuche

Die Durchführung der insgesamt sechs Stahlzugversuche erfolgte mit der in Bild 4.1 dargestellten servohydraulischen Axialprüfmaschine (PSA) auf Grundlage der DIN EN ISO 6892-1 [77]. Dafür wurden die Stahlzugprobekörper unmittelbar aus den Untergurten der 1,5 mm dicken Stahltrapezprofile hergestellt, da diese im Kontext der Stahl-Holz-Verbunddecke die maßgebenden Zugspannungen erfahren. Um dabei Störungen des Materialgefüges durch einen etwaigen Wärmeeintrag zu vermeiden, wurde die nach Anhang B [77] gewählte Probenform via Wasserstrahlen aus dem STP getrennt. Zur Detektion großer Dehnungen im Bereich der Anfangsmesslänge $L_0 = 50$ mm wurde ein Extensometer verwendet. Die Prüfgeschwindigkeit

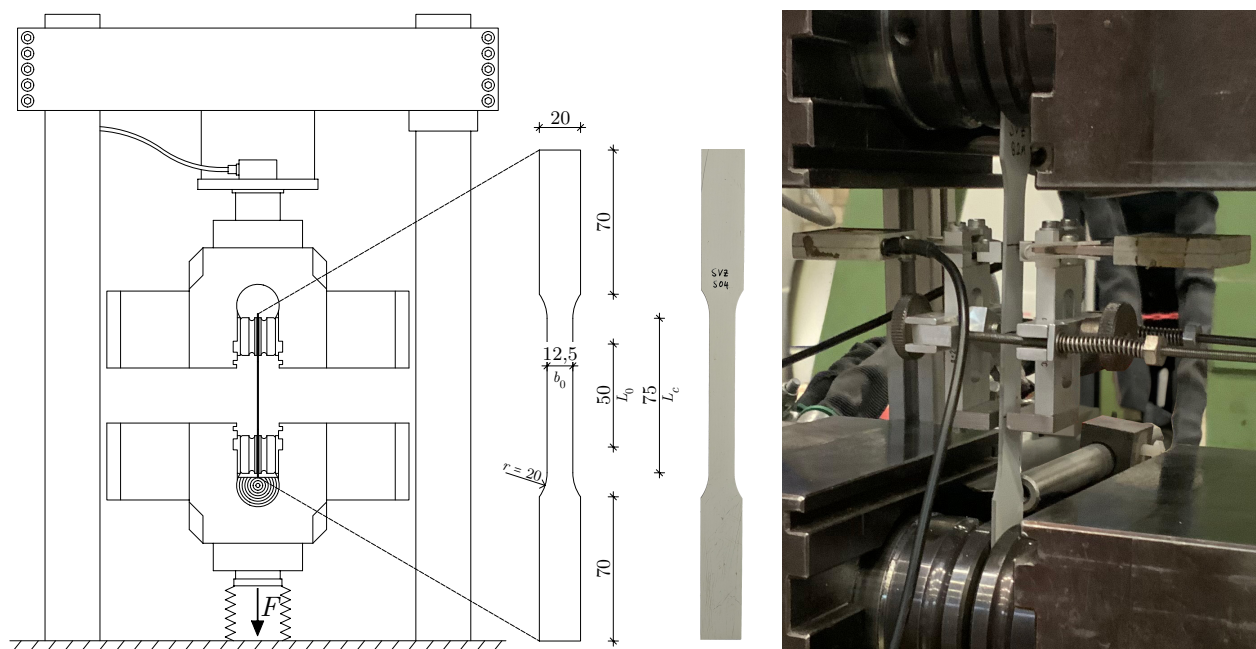


Bild 4.1: Schematischer Aufbau der Stahlzugversuche und Probekörper im Versuchsstand

wurde dabei in normativer Übereinstimmung gewählt und befand sich im Mittel an der unteren Grenze des zulässigen Geschwindigkeitsbereiches.

In Bild 4.2 sind die ausgewerteten Spannungs-Dehnungs-Beziehungen dargestellt. Um die obere Streckgrenze, das Fließplateau sowie auch den Verfestigungsbereich darstellen zu können, wurde die Skalierung der Abszisse einmalig angepasst. Die Spannung ist stets auf die Anfangsquerschnittsfläche S_0 und die Dehnung auf die Anfangsmesslänge L_0 bezogen.

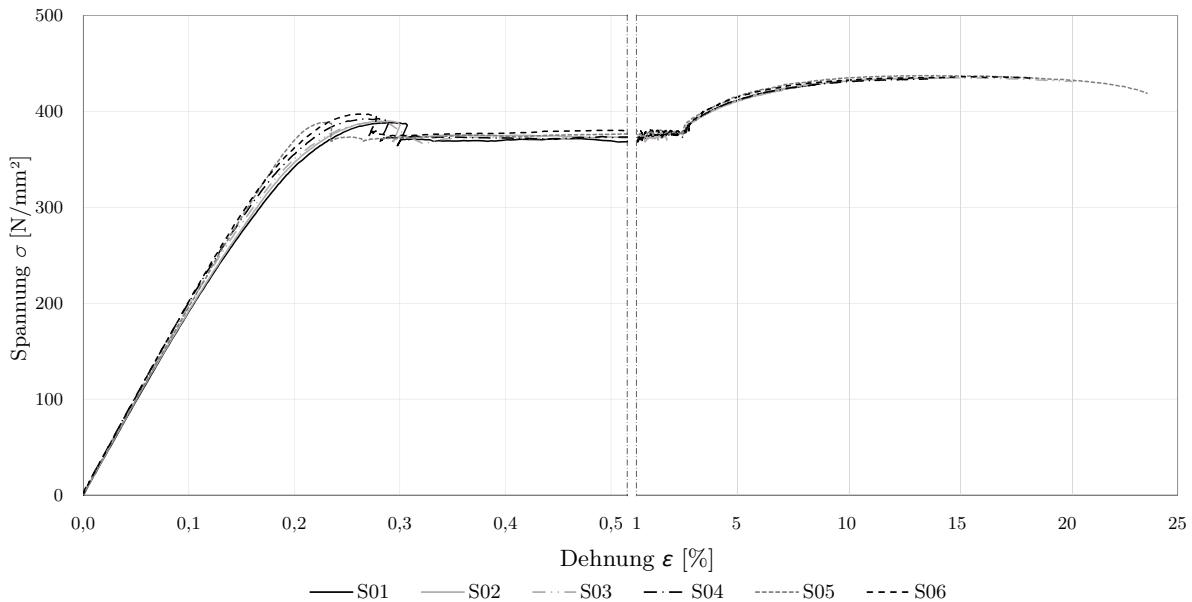


Bild 4.2: σ - ε -Diagramm der Stahlzugversuche

Das σ - ε -Diagramm zeigt neben dem stark ausgeprägten duktilen Materialverhalten auch die hohe Übereinstimmung der sechs experimentellen Untersuchungen, deren wesentliche Kennwerte in Tabelle 4.1 zusammengefasst sind. Die obere Streckgrenze R_{eH} , die Dehngrenze $R_{p0,2}$ sowie die Zugfestigkeit R_m aller Versuche sind nahezu identisch, was durch den geringen Variationskoeffizienten V belegt wird. Ferner weist der gemäß Anhang G [77] ermittelte E-Modul E_{STP} , zwischen 10 % und 40 % von R_{eH} mit einem Bestimmtheitsmaß $R^2 > 0,999$, nur geringe Abweichungen auf. Zudem sind die innerhalb von L_0 anfänglich gemessene Blechdicke a_0 , die Breite b_0 sowie die zugehörige Querschnittsfläche S_0 ausgewiesen.

Tabelle 4.1: Kennwerte aus den Stahlzugversuchen und initiale Querschnittsabmessungen

	S01	S02	S03	S04	S05	S06	MW	V [-]
F_{max} [kN]	8,02	7,98	8,00	7,98	8,05	8,03	8,01	0,004
R_m [N/mm ²]	435,1	435,0	435,0	434,3	437,5	436,3	435,5	0,003
R_{eH} [N/mm ²]	388,3	389,8	388,6	392,3	388,3	397,1	390,8	0,009
$R_{p0,2}$ [N/mm ²]	369,4	374,8	372,8	372,1	374,9	376,9	373,5	0,007
E_{STP} [N/mm ²]	192257	193021	195045	199738	194956	200745	195960	0,018
a_0 [mm]	1,48	1,48	1,48	1,48	1,48	1,48	1,48	0,000
b_0 [mm]	12,46	12,39	12,42	12,42	12,43	12,44	12,43	0,002
S_0 [mm ²]	18,44	18,34	18,38	18,38	18,40	18,41	18,39	0,002

Die ermittelten Kenngrößen weichen geringfügig von den Herstellerangaben für eine Stahlgüte S 320 GD ab. Dennoch liegen diese in einem annehmbaren Toleranzbereich. Infolgedessen werden im Rahmen dieser Arbeit für das Stahltrapezprofil ein E-Modul E_{STP} von gerundet 195000 N/mm^2 sowie eine untere Streckgrenze entsprechend $R_{p0,2}$ von 370 N/mm^2 gemäß Tabelle 4.1 verwendet.

Bild 4.3 verdeutlicht das gutmütige duktile Materialverhalten des verwendeten Stahls sowie die damit einhergehenden großen Dehnungen. Weiterhin ist zu erkennen, dass die Einschnürung mit anschließendem Bruch bei hohen plastischen Verformungen immer im verjüngten Bereich und innerhalb der Anfangsmesslänge auftrat, wodurch die Repräsentativität der durchgeführten Zugversuche gestärkt wird.



Bild 4.3: Stahlzugprobekörper nach Versuchsende

4.1.2 BSP-Biegeversuche

Die mechanischen Kennwerte der $h = 60$ mm dicken Brettsperrholzplatte mit drei Lagen je 20 mm wurden gemäß DIN EN 408 [70] respektive DIN EN 16351 [79] bestimmt. Dazu wurden sechs 4-Punkt-Biegeversuche mit 500 mm breiten und 1620 mm langen BSP-Elementen durchgeführt (siehe Bild 4.4). Für die Prüfung wurde eine Scheiteldruckmaschine mit einer maximalen Druckkraft von 600 kN sowie einer internen Kraftmessdose verwendet.

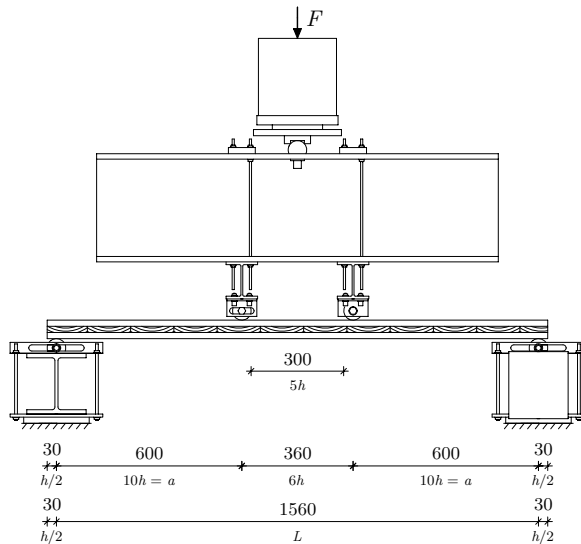


Bild 4.4: Schematischer Aufbau der BSP-Biegeversuche und Probekörper im Versuchsstand

Die statisch bestimmt gelagerten Probekörper wurden weggesteuert mit einer Geschwindigkeit von 2,5 mm/min belastet, was ca. einem Viertel der zulässigen Maximalgeschwindigkeit entspricht [70]. Ferner wiesen alle Probekörper eine normkonforme Holzfeuchte zwischen 11 % und 13 % auf. Die Messung der Verformungen erfolgte mittels eines induktiven Wegaufnehmers an der Unterseite des BSP-Elementes in Feldmitte. Darüber hinaus wurden beidseitig je drei Seilwegaufnehmer in der neutralen Faser in Feldmitte sowie 150 mm davor und dahinter angeordnet. Diese dienen zur Identifikation der relativen Durchbiegungen Δw_l innerhalb der normativen Messlänge von $5h = 300$ mm für die Bestimmung des lokalen E-Moduls $E_{m,l}$.

Um die Maximalkraft zu ermitteln, wurde neben einer überschlägigen Berechnung ein Tastversuch (B01) durchgeführt, bei dem die Messtechnik frühzeitig deinstalliert wurde, um diese vor einem schlagartigen Versagen zu schützen. Auf Basis von B01 wurde die geschätzte Maximalkraft mit $F_{est} = 49$ kN angenommen. Alle weiteren Versuche wurden zunächst bis zu einer Pressenkraft F von ca. 25 kN ($\approx 0,5 \cdot F_{est}$) gefahren. Auf diesem Lastniveau wurde die Messtechnik ausgebaut, bevor die Pressenkraft bis zum Versagen der BSP-Platte gesteigert wurde. In Bild 4.5 wird deutlich, dass alle Kraft-Verformungs-Kurven eine ähnliche Steigung aufweisen, was auf eine nahezu identische Steifigkeit der in den Biegeversuchen verwendeten Probekörper schließen lässt. Zudem ist das ideal linear-elastische Tragverhalten ersichtlich. Aus dem plötzlichen Kraftabfall in Bild 4.6 geht das als spröde zu charakterisierende Versagensverhalten der BSP-Platte hervor. Die fototechnische Dokumentation der Prüflinge ist Anhang C.1, Bild C.7 zu entnehmen, wobei das Versagen überwiegend in der Biegezugzone auftrat.

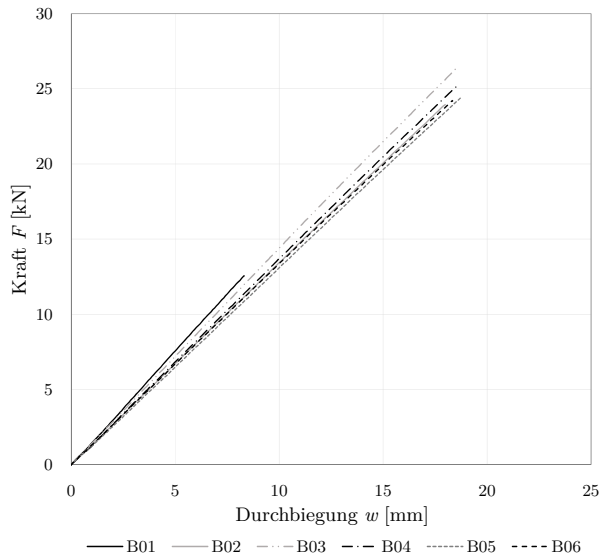


Bild 4.5: Kraft-Verformungs-Diagramm der BSP-Versuche

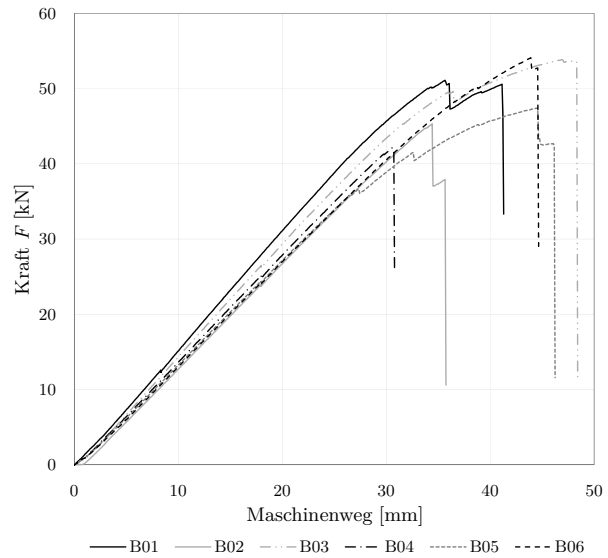


Bild 4.6: Kraft-Maschinenweg-Diagramm der BSP-Versuche

Die relevanten Ergebnisse der sechs durchgeführten BSP-Biegeversuche sind in Tabelle 4.2 zusammengefasst. Die absoluten Durchbiegungen w_1 und w_2 sowie die relativen Durchbiegungen $\Delta w_{1,l}$ und $\Delta w_{2,l}$ korrespondieren mit der Pressenkraft $F_1 = 0,1 \cdot F_{est} = 4,9 \text{ kN}$ bzw. $F_2 = 0,4 \cdot F_{est} = 19,6 \text{ kN}$.

Tabelle 4.2: Kennwerte aus den BSP-Biegeversuchen

		B01	B02	B03	B04	B05	B06	MW	V [-]
F_{max}	[kN]	51,10	45,31	53,83	42,12	47,42	54,10	48,98	0,10
M_{max}	[kNm]	15,33	13,59	16,15	12,64	14,23	16,23	14,69	0,10
f_m	[N/mm ²]	53,06	47,05	55,90	43,74	49,25	56,18	50,86	0,10
w_1	[mm]	3,28	3,65	3,41	3,59	3,79	3,66	3,57	0,05
w_2	[mm]	*	14,64	13,65	14,34	14,98	14,74	14,47	0,04
$E_{m,g,G\infty}$	[N/mm ²]	*	11307	12135	11559	11105	11215	11464	0,04
$E_{m,g,G690}$	[N/mm ²]	*	11701	12590	11971	11484	11602	11870	0,04
$\Delta w_{1,l}$	[mm]	0,12	0,11	0,12	0,14	0,14	0,12	0,12	0,10
$\Delta w_{2,l}$	[mm]	*	0,63	0,61	0,66	0,71	0,65	0,65	0,06
$E_{m,l}$	[N/mm ²]	*	11009	11225	11009	10043	10801	10817	0,04

* keine Messung/Berechnung aufgrund des vorzeitigen Ausbaus der Messinstrumente

Das Bruchmoment M_{max} sowie dessen zugehörige Biegefestigkeit f_m wurden gemäß der Gleichungen (4.1) und (4.2) berechnet. Das zugrunde liegende Netto-Widerstandsmoment $W_{y,net}$ beträgt 288889 mm^3 (vgl. Anhang A.1.1, Formel (A.2)).

$$M_{max} = \frac{F_{max} \cdot a}{2} \quad (4.1)$$

$$f_m = \frac{M_{max}}{W_{y,net}} \quad (4.2)$$

Der globale Biege-Elastizitätsmodul für tragendes Bau- und Brettschichtholz ist allgemein gemäß DIN EN 408 [70] zu bestimmen. Jedoch ist für Brettsperrholz nach DIN EN 16351 [79] mit $9h \leq a \leq 12h$ ein etwas größerer Abstand zwischen Auflager und Lasteinleitung im Vergleich zu [70] mit $a = 6h \pm 1,5h$ zu verwenden, um die Wahrscheinlichkeit eines Rollschubversagens zu reduzieren. Demnach wurde anhand der Herleitung der allgemeinen Biegelinie (siehe Anhang A.1.1) geprüft, ob Gleichung (4.3) nach DIN EN 408 [70] uneingeschränkt für Brettsperrholz verwendet werden kann.

$$E_{m,g,408} = \frac{3 \cdot a \cdot L^2 - 4 \cdot a^3}{2 \cdot b \cdot h^3 \left(2 \cdot \frac{w_2 - w_1}{F_2 - F_1} - \frac{6 \cdot a}{5 \cdot G \cdot b \cdot h} \right)} \quad (4.3)$$

Infolge der hergeleiteten Biegelinie ergaben sich eine Anpassung der Schubsteifigkeit GA_s und des anzusetzenden Flächenträgheitsmomentes I_y , welches gemäß [79] ohne Beitrag der Querlagen zu berücksichtigen ist. Somit wurde $E_{m,g}$ in Tabelle 4.2 gemäß Gleichung (4.4) bestimmt. In Anlehnung an die normative Empfehlung entsprechend [70] wird der globale E-Modul sowohl ohne Korrektur der Schubverformung ($G \rightarrow \infty$) als auch mit Korrektur der Schubverformung ($G = 690 \text{ N/mm}^2$ [57]) ausgewiesen.

$$E_{m,g} = \frac{3 \cdot a \cdot L^2 - 4 \cdot a^3}{24 \cdot I_{y,net} \left(2 \cdot \frac{w_2 - w_1}{F_2 - F_1} - \frac{6 \cdot a}{5 \cdot GA_s} \right)} \quad (4.4)$$

Der lokale E-Modul wurde mit Gleichung (4.5) aus der lokalen Biegesteifigkeit gemäß [79] ermittelt. Dieser liegt in einer ähnlichen Größenordnung wie der globale E-Modul, was den Erkenntnissen aus [2] entspricht, wobei der lokale E-Modul auch geringfügig größer als der globale E-Modul sein kann [176].

$$E_{m,l} = \frac{a \cdot (5h)^2}{16 \cdot I_{y,net}} \cdot \frac{F_2 - F_1}{\Delta w_{2,l} - \Delta w_{1,l}} \quad (4.5)$$

In der Gesamtschau zeigen die ermittelten BSP-Kennwerte eine Streuung von maximal 10%, während der globale E-Modul eine gute Näherung zu dem in der ETA [57] für Brettsperrholz ausgewiesenen Wert darstellt. Demnach wird im Zuge dieser Arbeit für die Lagen der BSP-Platte in Faserrichtung ein E-Modul von 11000 N/mm^2 angesetzt.

4.2 Abscherversuche

Für die Auswahl der Verbindungsmittel zwischen Stahltrapezprofil und Brettsper Holzplatte wurde das Tragverhalten der Verbundfuge einschließlich der lokalen Versagensmechanismen für verschiedene Verbindungsmittel mithilfe von Abscherversuchen identifiziert. Der Fokus lag auf einer einfachen Montage unter Berücksichtigung des vorhandenen Installationsraumes infolge der schmalen Obergurte des STP. Die Wahl der untersuchten Verbindungsmittel unterlag einerseits der konzeptionellen Entscheidung, eine reversible Verbindung beider Materialien zu realisieren, um eine sortenreine Trennung und folglich eine hohe Wiederverwendungs-, Weiterverwendungs- oder Recyclingquote zu ermöglichen. Andererseits fußte die Wahl auf technischen Aspekten wie der Sicherstellung einer hohen Verbundsteifigkeit sowie einem gutmütigen Versagensverhalten des Verbundquerschnittes, welches plastische Verformungen zulässt und dementsprechend eine Lastumverteilung in weniger beanspruchte Bereiche ermöglicht. Aus diesem Grund wurden primär handelsübliche Schrauben untersucht, da weder Bolzen, Dübel nach besonderer Bauart noch geklebte Verbindungen den genannten grundlegenden Kriterien entsprechen.

4.2.1 Beschreibung und Versuchsaufbau

Die Stahl-Holz-Verbunddecke wird im Bauwerkskontext primär durch vertikale Lasten beansprucht, woraus hauptsächlich Biegung im Verbundquerschnitt und Schub in der Verbundfuge entstehen. Demnach erfahren die Verbindungsmittel in der Verbundfuge vorrangig Querkräfte und werden auf Abscheren beansprucht. Der Versuchsaufbau der Abscherversuche wurde mit einem doppelsymmetrischen Probekörper konzipiert, um globale Exzentrizitäten aus dem Versuchsstand weitestgehend auszuschließen (siehe Bild 4.7).

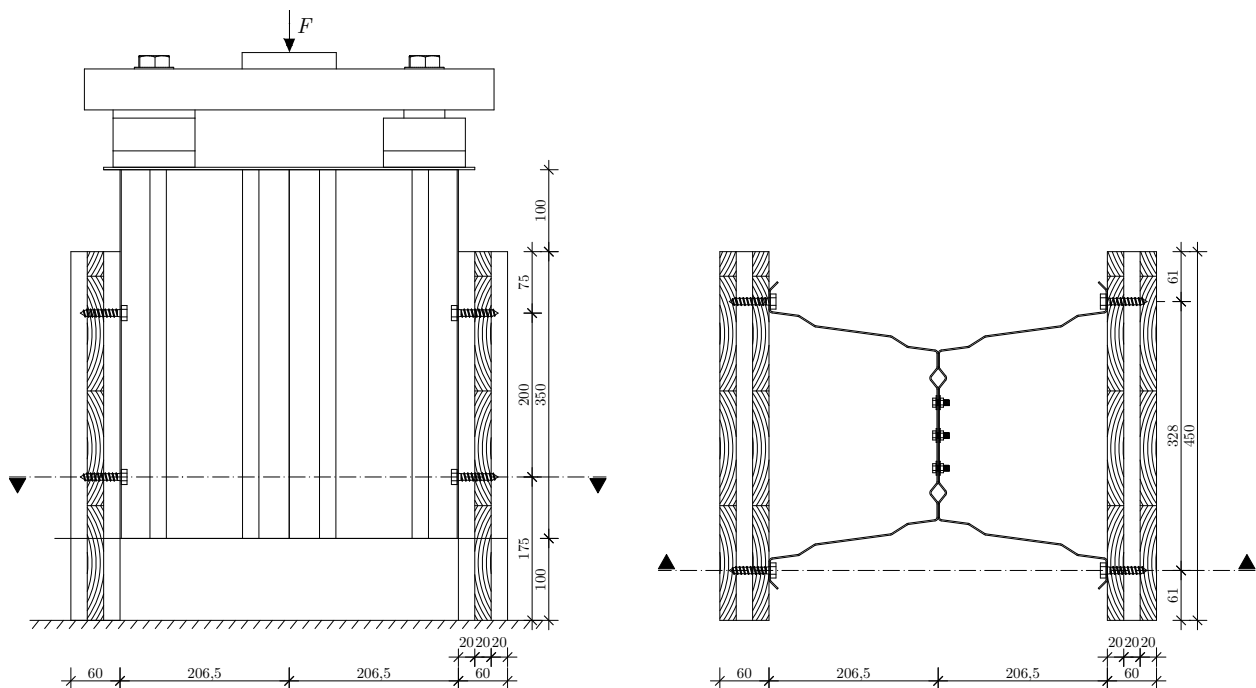
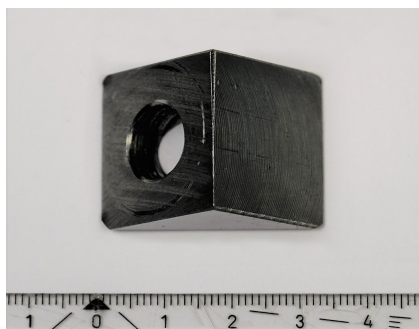


Bild 4.7: Schematischer Aufbau der Abscherversuche mit symmetrischem Probekörper

Die verwendeten Probekörper setzten sich aus zwei abgewandten, an den Bodenblechen verschraubten Stahltrapezprofilen sowie auf deren Obergurten mit insgesamt acht Schrauben vertikal versetzt befestigten Brettsperrholzelementen zusammen. Grundsätzlich waren die Decklagen der 60 mm dicken BSP-Platte stets in Richtung der Krafteinleitung ausgerichtet, um die vorgesehene Haupttragrichtung der Verbunddeckenkonstruktion zu berücksichtigen, wobei der Schraubenabstand in Richtung der Lasteinleitung für alle Probekörper, in Anlehnung an vergleichbare Versuche (siehe Kapitel 2.4.1), 200 mm betrug. Für die Lasteinleitung wurde ein dünnes Aluminiumblech auf den Probekörper aufgelegt, welches zum Ausgleich lokaler Ungenauigkeiten an der Oberseite der STP diente und eine möglichst gleichmäßige Einleitung der Pressenkraft gewährleistete. Durch die Lasteinleitung in die STP und die ausschließliche Auflagerung auf den Brettsperrholzelementen stellte sich ein Lastpfad ein, bei dem die gesamte Prüflast von den Verbindungsmitteln zu übertragen war und somit das Tragverhalten der Verbundfuge evaluiert werden konnte.

Die Herstellung der Probekörper umfasste den Zuschnitt der BSP-Elemente sowie der Stahltrapezprofile, das Vorbohren der Löcher im UG der STP zur Befestigung untereinander, das Vorbohren der Löcher in den OG der STP und in den BSP-Elementen für die Ausbildung der Verbundfuge, das Einbringen der jeweiligen Verbindungsmittel für die kraftschlüssige Verbindung zwischen BSP-Element und STP mit einem Anzugdrehmoment von ca. 20 Nm sowie die Befestigung der STP untereinander. Mögliche herstellungsbedingte Exzentrizitäten wurden durch ein hohes Maß an Genauigkeit beim Vorbohren der Löcher weitestgehend vermieden. Für die untersuchten Holzschrauben wurde ein Lochspiel von 1 mm im STP vorgesehen. Die Bohrl Lochdurchmesser in den BSP-Elementen wurden gemäß der Schraubeninnengewinde gewählt und betragen 7 mm für die Holzschrauben $\text{\O}10$ mm sowie 8 mm für die Holzschrauben $\text{\O}12$ mm. Bei Verwendung der Blechbohrschrauben entfielen diese Arbeitsschritte. Der Arbeits- und Installationsaufwand erhöhte sich bei den geneigt eingebrachten Holzschrauben durch die gesondert angefertigten Unterlegkeile aus Stahl, welche eine Kantenlänge von 24 mm und einen Lochdurchmesser von 11 mm aufwiesen (siehe Bild 4.8).



Geometrie und Größe



Einbauzustand

Bild 4.8: Unterlegkeil mit 45° Neigung

4.2.2 Versuchsprogramm

Das Versuchsprogramm der Abscherversuche umfasste im Sinne des Grundgedankens einer (de-)montagefreundlichen Verbindung lediglich stiftförmige Verbindungsmittel ohne etwaige Ergänzung von Klebstoffen oder Leimen in der Verbundfuge. Vor dem Hintergrund einer einfachen Konstruktionsweise wurde von der Verwendung spezieller Verbindungsmittel abgesehen und der Fokus vornehmlich auf handelsübliche Schrauben gelegt. Für die Bestimmung der Kraft-Verformungs-Beziehung sowie der maximalen Tragfähigkeit wurden 14 Abscherversuche mit fünf unterschiedlichen Konfigurationen durchgeführt (siehe Tabelle 4.3). Der Winkel von 90° entspricht einer Installation der Schrauben rechtwinklig zur Faserrichtung der Decklagen des BSP-Elementes.

Tabelle 4.3: Versuchsprogramm der Abscherversuche

Bezeichnung*	Konfiguration der Verbundfuge			SFK	Winkel	Anzahl
	Verbindungsmittel	\varnothing [mm]	L_S [mm]			
S-BS6,3-90	Blechbohrschraube	6,3	38	4.6	90°	3
S-HS10-90	Sechskant-Holzschraube	10	50	4.6	90°	3
S-HS12-90	Sechskant-Holzschraube	12	50	4.6	90°	3
S-HS10-45	Sechskant-Holzschraube	10	80	4.6	45°	3
S-HS10-45A	Sechskant-Holzschraube	10	50	4.6	45°	2

* **S-** kennzeichnet Scherversuch, mit nachfolgender Spezifikation der Ausbildung der Verbundfuge

In Bild 4.9 sind die untersuchten Schrauben nach ihrer Länge L_S geordnet dargestellt. Dabei entsprechen die Sechskant-Holzschrauben den Anforderungen von DIN 571 [73] und die Blechbohrschrauben sind konform mit den Vorgaben der DIN EN ISO 10666 [60].



Bild 4.9: Untersuchte Verbindungsmittel im Rahmen der Abscherversuche

Für die Durchführung der experimentellen Untersuchungen wurde die Schraubenfestigkeitsklasse 4.6 gewählt, da bereits mit dieser kleinstmöglichen Festigkeitsklasse ein höherer Abscherwiderstand der Schrauben im Vergleich zum Lochleibungswiderstand des 1,5 mm dicken Stahlbleches erreicht wird. Zudem schlussfolgerten die Autoren in [121], dass die Festigkeitsklasse der Schrauben einen vernachlässigbaren Einfluss auf die Tragfähigkeit und die Steifigkeit der Verbundfuge hat, sofern das Abscheren der Schrauben nicht die dominante Versagensart ist.

In Tabelle 4.4 sind die wesentlichen Abmessungen und versuchstechnisch ermittelte Materialkennwerte des Stahltrapezprofils aufgeführt, das laut Herstellerangaben der Stahlgüte S 320 GD zuzuordnen ist und eine Nenndicke von $t_{STP} = 1,5$ mm sowie eine einseitige Polyesterbeschichtung von 25 μ m besitzt.

Tabelle 4.4: STP – Abmessungen sowie Materialkennwerte gemäß Kapitel 4.1.1

h_{STP}	Abmessungen [mm]				t_{STP}	Materialkennwerte [N/mm ²]		
	b_{STP}	b_{OG}	b_{UG}	E_{STP}		R_{eH}	R_m	
205	375	2 x 37,5	205	1,5	195000	390	435	

Bezeichnung der Abmessungen gemäß Bild 3.1

Tabelle 4.5 enthält die Abmessungen sowie die Kennwerte entsprechend einer orthotropen Materialformulierung der Brettsperrholzelemente aus Fichtenholzlamellen der Festigkeitsklasse C24.

Tabelle 4.5: BSP – Abmessungen sowie Materialkennwerte gemäß Kapitel 4.1.2 und [57]

Abmessungen [mm]		E-Modul [N/mm ²]			Schubmodul [N/mm ²]		
h_{BSP}	h_{Lage}	E_{11}	E_{22}	E_{33}	G_{12}	G_{13}	G_{23}
60	je 20	11000	370	370	690	690	50

Bezeichnung der Abmessungen gemäß Bild 3.1

4.2.3 Versuchsdurchführung

Nach der Herstellung der Probekörper gemäß dem Versuchsprogramm erfolgte der Einbau in den Prüfstand (Scheiteldruckmaschine, vgl. Bild 4.4). Dazu wurde der Probekörper zentrisch unter dem Pressenstempel positioniert und mithilfe von Gewindestangen gegen seitliches Verschieben in seiner Lage gesichert. Nach der zwangsfreien Ausrichtung des Probekörpers wurden zur Messung der Relativverschiebungen zwischen Stahltrapezprofil und Brettsperrholzelement insgesamt vier induktive Wegaufnehmer mit Tastspitzen und einem Messbereich von 50 mm auf der Höhe der unteren Schraubenachse angeordnet (siehe Bild 4.10). Somit konnte einerseits die zur Pressenkraft zugehörige Relativverschiebung gemessen und andererseits eine mögliche Schiefstellung des Probekörpers in der Ebene erfasst werden. Die Messergebnisse wurden von einem Spider8-Messverstärker mit einer Speicherrate von 2 Hz aufgezeichnet. Bei der Versuchsdurchführung wiesen alle Probekörper eine normkonforme Holzfeuchte zwischen 11 % und 13 % auf.



Bild 4.10: Probekörper im Versuchsstand und Positionierung der Wegaufnehmer

Die Belastung der Probekörper erfolgte in Ermangelung einer eigenständigen Norm für Stahl-Holz-Verbindungen in Anlehnung an DIN EN 26891 [59], in welcher die experimentelle Erprobung des Trag- und Verformungsverhaltens von mechanisch verbundenen Holzbauteilen geregelt ist. Zunächst wurde ein Vorbelastungszyklus gefahren, bei dem die Last konstant auf ein Niveau entsprechend 40 % der geschätzten Maximalkraft F_{est} gesteigert und nach 30s auf ein Lastniveau von 10 % reduziert wurde. Wiederum nach 30s wurde die Last bis zum Erreichen der Bruchlast respektive bis zu einer Verschiebung von 15 mm gesteigert (siehe Bild 4.11). Alle Versuche wurden mit einer anfänglichen Belastungsgeschwindigkeit von 1,0 mm/min weggesteuert gefahren, welche nach dem Vorbelastungszyklus auf durchschnittlich 1,5 mm/min erhöht wurde. Darüber hinaus war jeweils der erste Durchlauf einer Versuchsreihe simultan der Tastversuch, anhand dessen die zuvor geschätzte Maximalkraft für das jeweilige Verbindungsmittel verifiziert und bei einer Abweichung von mehr als 20 % normkonform angeglichen wurde.

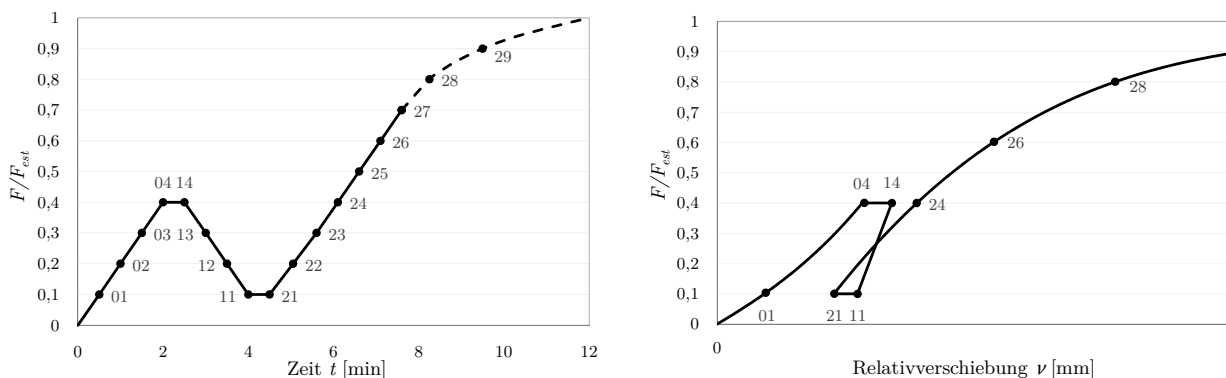


Bild 4.11: Belastungsverfahren und idealisierte Last-Verschiebungskurve nach [59]

4.2.4 Versuchsergebnisse und Auswertung

Die Ergebnisse der Abscherversuche werden nachfolgend für jede Ausbildung der Verbundfuge (vgl. Tabelle 4.3) einzeln dokumentiert und entsprechen der Versuchsreihenfolge. Im Zuge dessen wird einerseits das Kraft-Verformungs-Diagramm abgebildet, wofür der Mittelwert der vier installierten Wegaufnehmer als Relativverschiebung ν sowie die intern gemessene Pressenkraft der Prüfmaschine F verwendet werden. Für die Darstellung wird jede Versuchsreihe farblich unterschieden, wobei die Linienstärke in den Diagrammen mit dem Schraubendurchmesser korreliert. Zudem werden andererseits die jeweiligen Kenngrößen zur Bestimmung der Verbundsteifigkeit tabellarisiert. Die Verschiebungsmoduln sowie die weiteren aufgeführten Parameter resultieren aus den Gleichungen (4.6) bis (4.11) und werden mithilfe der in Bild 4.11 eingeführten Verschiebungsgrößen bestimmt. Tabellarisiert sind jeweils:

- die Maximalkraft je Schraube $F_{max,S}$

$$F_{max,S} = \frac{F_{max}}{n_S} \quad (4.6)$$

- die Anfangsverschiebung ν_i

$$\nu_i = \nu_{04} \quad (4.7)$$

- die modifizierte Anfangsverschiebung $\nu_{i,mod}$

$$\nu_{i,mod} = \frac{4}{3} \cdot (\nu_{04} - \nu_{01}) \quad (4.8)$$

- die elastische Verschiebung ν_e

$$\nu_e = \frac{2}{3} \cdot (\nu_{14} + \nu_{24} - \nu_{11} - \nu_{21}) \quad (4.9)$$

- der Anfangs-Verschiebungsmodul k_i

$$k_i = 0,4 \cdot \frac{F_{est,S}}{\nu_i} \quad (4.10)$$

- der Verschiebungsmodul k_s

$$k_s = 0,4 \cdot \frac{F_{est,S}}{\nu_{i,mod}} \quad (4.11)$$

Nach der Erläuterung der einzelnen Versuchsergebnisse erfolgt eine detaillierte Beschreibung und Analyse der beobachteten Versagensmechanismen. Abschließend wird eine Gegenüberstellung aller untersuchten Verbindungsmittel vorgenommen, um das am besten geeignete Verbindungsmittel für die weiteren Untersuchungen der SHV-Decke auszuwählen.

S-HS10-90

In Bild 4.12 sind die Kraft-Verformungs-Beziehungen der drei Versuche mit den senkrecht eingebrachten Holzschrauben $\varnothing 10$ mm einander gegenübergestellt. Alle Versuche dieser Fugenkonfiguration erreichten eine Maximalkraft von rund 70 kN.

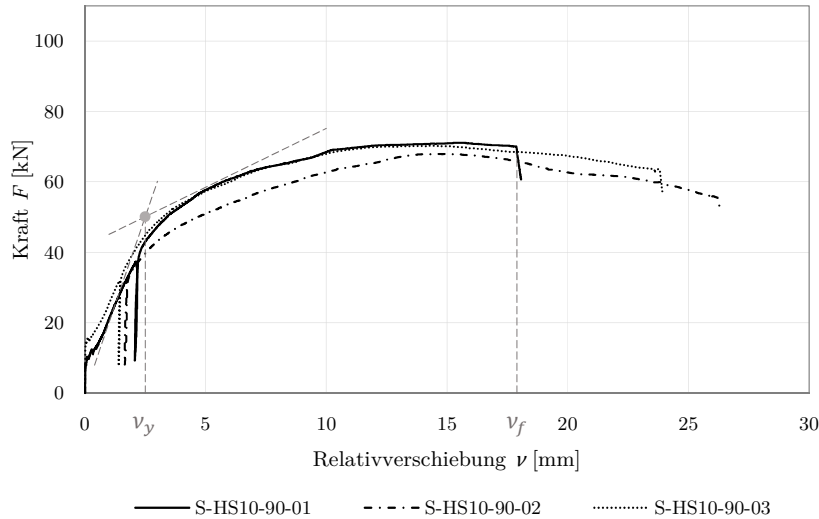


Bild 4.12: K-V-Diagramm der Versuchsreihe S-HS10-90

Weiterhin ist im K-V-Diagramm das stark elastisch-plastische Verhalten der Verbundfuge ersichtlich, was durch die kontinuierliche Zunahme der Relativverschiebung auf annähernd gleichbleibendem Lastniveau verdeutlicht wird. Das jeweilige Versuchsende ist durch die abrupte Kraftabnahme ablesbar, welche nicht aus einem spröden Versagen resultiert, sondern auf die vorzeitige Beendigung der Versuchsdurchläufe zum Schutz der Messtechnik zurückzuführen ist. Für eine detaillierte Einordnung des Verformungsvermögens der Verbindung wird das relative Duktilitätsmaß D_f aus dem Verhältnis der Grenzverschiebung ν_f zur Fließverschiebung ν_y mit (4.12) gemäß [61] bestimmt.

$$D_f = \frac{\nu_f}{\nu_y} \quad (4.12)$$

Infolgedessen kann D_f für die vorliegende Versuchsreihe als hoch eingestuft werden [202]. In [26] wurde ergänzend eine Klassifizierung für ein absolutes Duktilitätsmaß D_{fy} basierend auf der Differenz von Grenzverschiebung und Fließverschiebung eingeführt (siehe Formel (4.13)).

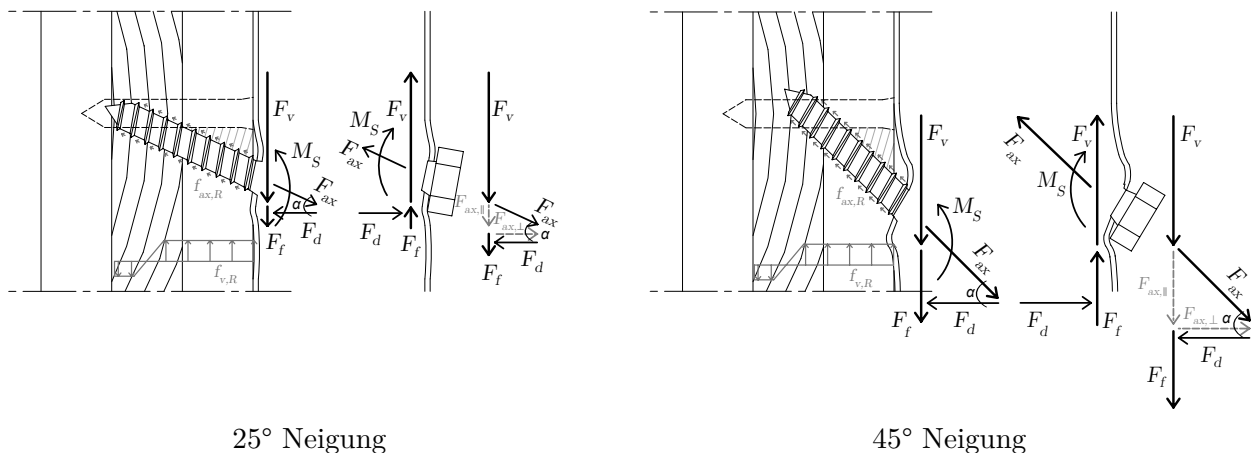
$$D_{fy} = \nu_f - \nu_y \quad (4.13)$$

Demnach ist das absolute Duktilitätsmaß der Fugenkonfiguration HS10-90 ebenfalls als hoch zu klassifizieren. Überdies ist in Bild 4.12 eine kongruente Steigung der Kraft-Verformungs-Kurven der Versuche 1 und 2 bis $F \approx 38$ kN wahrnehmbar, wohingegen bei Versuch 3 der anfängliche Schlupf sowie die einsetzende Relativverschiebung bei einem geringfügig höheren Lastniveau begannen. Daraus resultiert eine geringe Streuung der Verschiebungsmoduln, welche in Tabelle 4.6 anhand des Variationskoeffizienten V unmittelbar ersichtlich ist. Die Versuche erreichten im Mittel eine um 12% geringere maximale Schraubenkraft $F_{max,S}$ verglichen mit der geschätzten maximalen Schraubenkraft $F_{est,S} = 9950$ N auf Basis von [66].

Tabelle 4.6: Kennwerte der Versuchsreihe S-HS10-90

		S-HS10-90-01	S-HS10-90-02	S-HS10-90-03	MW	V [-]
$F_{max,S}$	[N]	8868	8490	8784	8714	0,02
ν_i	[mm]	1,69	1,70	1,41	1,60	0,10
$\nu_{i,mod}$	[mm]	2,22	2,25	1,87	2,11	0,10
ν_e	[mm]	0,14	0,15	0,11	0,13	0,16
k_i	[N/mm]	2355	2341	2823	2506	0,11
k_s	[N/mm]	1793	1769	2128	1897	0,11

Das allgemeine Tragverhalten der untersuchten Fugenkonfiguration wird maßgeblich durch den verwendeten Schraubentyp, dessen Durchmesser sowie Einbindetiefe geprägt und kann rechnerisch mithilfe der grundlegenden analytischen Beziehungen nach JOHANSEN [140] erfasst werden. Ferner beeinflusst der Neigungswinkel α der Schraube den Lastabtrag in der Verbundfuge sowie deren Beanspruchbarkeit. In der Ausgangslage werden die senkrecht montierten Schrauben durch die in das STP eingeleitete Kraft zunächst rein auf Abscheren beansprucht. Der Abscherkraft F_v steht die Lochleibungsfestigkeit des BSP $f_{v,R}$ entsprechend der Ausrichtung der Brettlagen entgegen. Mit zunehmender Relativverschiebung ν in der Verbundfuge resultiert aus der einsetzenden Lochleibung im BSP eine Schrägstellung der Schraube (siehe Bild 4.13), wodurch sich ein Seileffekt einstellt [15].

**Bild 4.13:** Lastabtrag der Verbundfuge in Abhängigkeit der Schraubenneigung

Infolge der Schrägstellung erfährt die Schraube zusätzlich zur orthogonal wirkenden Abscherkraft F_v und der Biegebeanspruchung M_S auch eine Zugkraft F_{ax} in Achsrichtung, welche ein Herausziehen der Schraube aus dem Brettsperrholz bewirkt. Dieser Ausziehkraft wirken die Verbundspannungen $f_{ax,R}$ zwischen dem Schraubengewinde und dem Brettsperrholz entgegen. Der Auszieh Widerstand hängt dabei vom materialspezifischen Ausziehparameter unter Berücksichtigung der Schraubenneigung, der Einbindetiefe der Schraube sowie deren Durchmesser ab. Die Ausziehkraft F_{ax} weist einerseits eine Komponente parallel und andererseits eine Komponente senkrecht zur Verbundfuge auf. Ausgehend von der senkrechten Kraftkomponente kann eine Reibungskraft F_f zwischen BSP und STP aktiviert werden, welche gemäß Formel (4.14)

auf dem Reibungskoeffizienten μ zwischen den verbundenen Materialien, der Ausziehungskraft F_{ax} und der Schraubenneigung α basiert.

$$F_f = \mu \cdot F_{ax} \cdot \cos \alpha \quad (4.14)$$

Aus der Berücksichtigung der Reibungskraft F_f resultiert eine erhöhte Beanspruchbarkeit der Verbundfuge, wobei F_f für den Ausgangszustand unter Vernachlässigung des Anpressdruckes des Schraubenkopfes null ist, mit zunehmender Schrägstellung der Schraube bis zu einem Winkel von $\alpha = 45^\circ$ zunimmt und darüber hinaus wieder abnehmen würde.

Der durch den Seileffekt höhere Widerstand wird mit dem JOHANSEN-Modell [140] nicht erfasst, woraufhin dieses um einen additiven Term ergänzt wurde und zurzeit normativ in DIN EN 1995-1-1 [84] verankert ist. Für die Anwendung des erweiterten analytischen und als *European Yield Model (EYM)* bekannten Modells müssen die spezifischen Werte für den Kopfdurchzieh-, Zug- sowie Ausziehungswiderstand des Verbindungsmittels bekannt sein, welche über entsprechende Versuche detektiert werden können. Im Rahmen dieser Arbeit wird jedoch auf derartige Versuchsreihen verzichtet, da der Fokus nicht auf der analytischen Ermittlung der Verbundeigenschaften liegt. Stattdessen dienen die ermittelten K-V-Beziehungen als Grundlage für die Beurteilung der Verbundqualität sowie für die numerischen Berechnungen.

S-HS12-90

Die Kraft-Verformungs-Beziehungen der Versuchsreihe mit den Holzschrauben $\varnothing 12$ mm sind in Bild 4.14 veranschaulicht. Die maximale Pressenkraft lag in einem Auflastbereich zwischen 65 kN und 72 kN und damit in einer ähnlichen Größenordnung wie bei S-HS10-90.

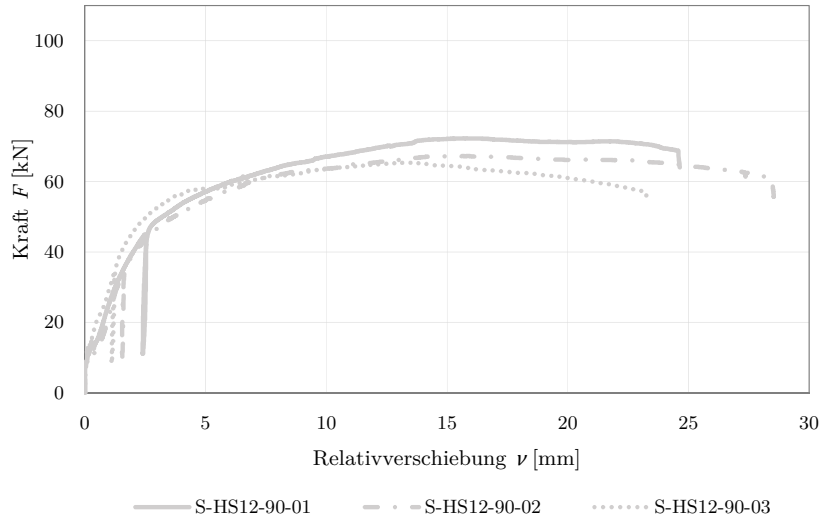


Bild 4.14: K-V-Diagramm der Versuchsreihe S-HS12-90

Aufgrund der anfänglich überschätzten maximalen Schraubenkraft $F_{est,S}$ erfolgte bei Versuch 1 die Ent- und erneute Belastung bei einer höheren Kraft im Vergleich zu den Versuchen 2 und 3. Infolge der im ersten Versuchsdurchlauf festgestellten Abweichung von mehr als 20 % von $F_{max,S}$ zu $F_{est,S}$ wurde die erwartete Maximalkraft $F_{est,S}$ für die Versuchsdurchläufe 2 und 3 auf rund 10000 N angeglichen. Alle Kennwerte dieser Versuchsreihe sind in Tabelle 4.7 aufgeführt, wobei Versuch 3 die geringste Anfangsverschiebung ν_i und demnach die größte Fugensteifigkeit aufwies. Wie zu erwarten war, lagen die Verschiebungsmoduln von S-HS12-90 in etwa um die Relation der Schraubendurchmesser zueinander über denen von S-HS10-90.

Das allgemeine Tragverhalten der Verbundfuge mit den Holzschrauben $\varnothing 12$ mm kann analog zur Versuchsreihe S-HS10-90 charakterisiert werden, da sich diese im Wesentlichen nur durch den Schraubendurchmesser unterscheiden. Des Weiteren weisen die Holzschrauben $\varnothing 12$ mm einen etwas längeren Schaft und ein kürzeres Gewinde auf (vgl. Bild 4.9), was zu einem etwas geringeren Auszieh Widerstand im Vergleich zu den Holzschrauben $\varnothing 10$ mm führt.

Tabelle 4.7: Kennwerte der Versuchsreihe S-HS12-90

		S-HS12-90-01	S-HS12-90-02	S-HS12-90-03	MW	V [-]
$F_{max,S}$	[N]	9015	8394	8169	8526	0,05
ν_i	[mm]	1,37	1,45	1,12	1,31	0,13
$\nu_{i,mod}$	[mm]	1,77	1,92	1,42	1,70	0,15
ν_e	[mm]	0,21	0,11	0,16	0,16	0,31
k_i	[N/mm]	2920	2759	3571	3083	0,14
k_s	[N/mm]	2260	2083	2817	2387	0,16

S-BS6,3-90

Die Versuchsreihe mit den Blechbohrschrauben ergab aufgrund des Durchmessers von nur 6,3 mm bei einer Gewindelänge von 38 mm mit ca. 35 kN absolut die geringste Tragfähigkeit aller experimentell erprobten Fugenausbildungen (siehe Bild 4.15).

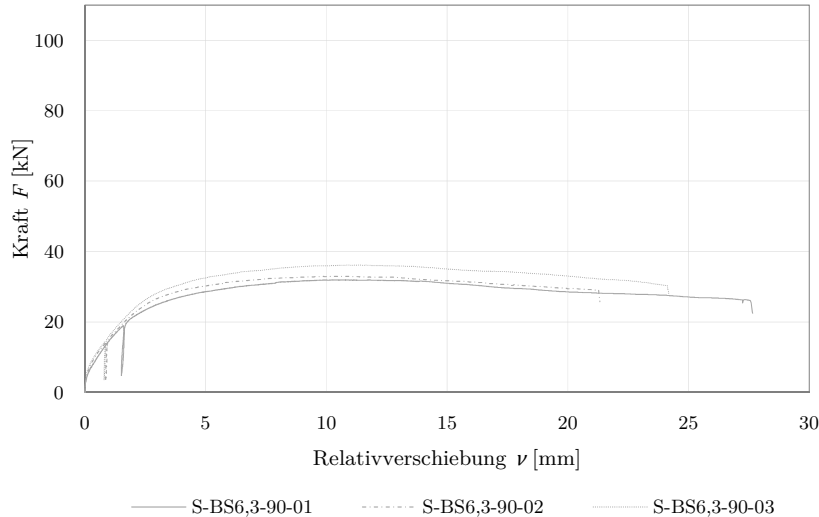


Bild 4.15: K-V-Diagramm der Versuchsreihe S-BS6,3-90

Zudem wird die ausgeprägte Duktilität durch den annähernd gleichbleibenden Tragwiderstand bei Zunahme der Relativverschiebung klar ersichtlich. Überdies ist die geringe Streuung der Kraft-Verformungs-Kurven auffällig. Lediglich die Vorbelastung von Versuch 1 war aufgrund der zunächst überschätzten Maximalkraft auf einem höheren Lastniveau und bereits im plastischen Bereich. Demzufolge war auch die ermittelte elastische Verschiebung ν_e für den ersten Versuch deutlich zu hoch. Daraufhin wurde $F_{est,S}$ auf rund 4460 N reduziert. Grundsätzlich lässt sich resümieren, dass alle Versuchsdurchläufe dieser Fugenausbildung sehr homogene Kennwerte ergaben (siehe Tabelle 4.8).

Das grundsätzliche Tragverhalten lässt sich ebenfalls mit Bild 4.13 darstellen. Allerdings sind aufgrund des geringen Durchmessers und der Gewindeausbildung der Blechbohrschraube sowohl die aufnehmbare Abscherkraft $F_{v,R}$ als auch der Auszieh Widerstand $F_{ax,R}$ kleiner als bei den Holzschrauben $\varnothing 10$ mm bzw. $\varnothing 12$ mm, woraus eine vergleichsweise geringe Tragfähigkeit und Steifigkeit resultieren.

Tabelle 4.8: Kennwerte der Versuchsreihe S-BS6,3-90

		S-BS6,3-90-01	S-BS6,3-90-02	S-BS6,3-90-03	MW	V [-]
$F_{max,S}$	[N]	3993	4119	4524	4212	0,07
ν_i	[mm]	0,94	0,89	0,80	0,88	0,08
$\nu_{i,mod}$	[mm]	1,20	1,12	1,04	1,12	0,07
ν_e	[mm]	0,19	0,09	0,09	0,12	0,47
k_i	[N/mm]	1902	2009	2235	2049	0,08
k_s	[N/mm]	1490	1596	1719	1598	0,07

S-HS10-45

Bild 4.16 stellt die Ergebnisse der Fugenkonfiguration mit um 45° geneigt eingebrachten Holzschrauben $\varnothing 10$ mm dar, welche wesentlich von den Ergebnissen der senkrecht eingebrachten Schrauben differieren.

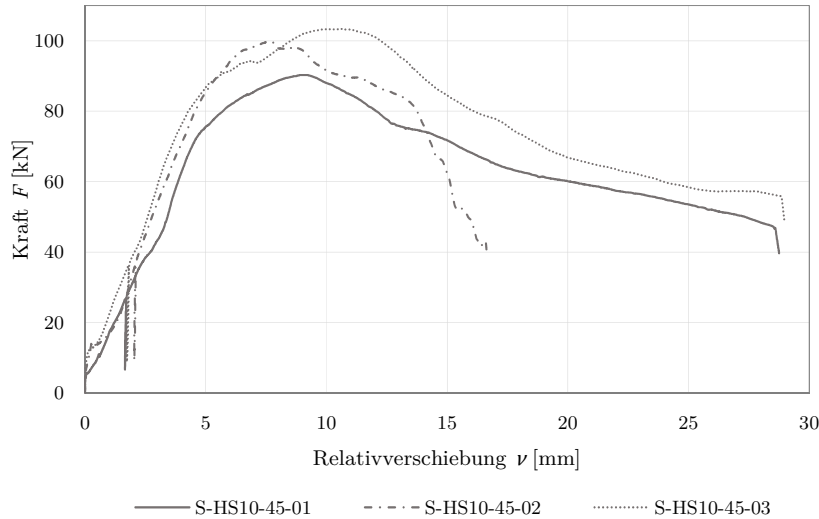


Bild 4.16: K-V-Diagramm der Versuchsreihe S-HS10-45, $L_S = 80$ mm

Einerseits ist eine maximale Tragfähigkeit zwischen 90 kN und 105 kN festzustellen, sodass ein deutlich höheres Lastniveau verglichen mit S-HS10-90 erreicht wird. Andererseits ist ein signifikanter Abfall des Tragwiderstandes nach Erreichen der Maximalkraft ersichtlich, wobei Versuch 2 aufgrund einer Schiefstellung des Probekörpers vorzeitig beendet wurde. Der relativ starke Abfall der aufnehmbaren Kraft basierte auf der einsetzenden Lochleibung im Gefüge des Brettsperrholzelementes und der damit einhergehenden Abnahme des Ausziehwi- derstandes $F_{ax,R}$. Dennoch kann auch für diese Fugenkonfiguration ein hohes Verformungs- potenzial konstatiert werden. Für die in Tabelle 4.9 ausgewiesenen Kennwerte wurde $F_{est,S}$ mit ca. 11280 N unter Berücksichtigung der Lochleibungsfestigkeit des BSP-Elementes und des Ausziehwi- derstandes angenommen, wobei der erste Versuchsdurchlauf S-HS10-45-01 gleich- zeitig als Tastversuch verwendet wurde.

Die im Vergleich zu den Versuchsreihen mit 90° eingebrachten Schrauben erhöhte Tragfähig- keit der Fugenkonfiguration HS10-45 basiert insbesondere auf der längeren Einbindetiefe des Schraubengewindes in das BSP-Element. Darüber hinaus wird durch die Neigung der Schraube

Tabelle 4.9: Kennwerte der Versuchsreihe S-HS10-45, $L_S = 80$ mm

		S-HS10-45-01	S-HS10-45-02	S-HS10-45-03	MW	V [-]
$F_{max,S}$	[N]	11286	12474	12924	12228	0,07
ν_i	[mm]	2,29	2,07	1,79	2,05	0,12
$\nu_{i,mod}$	[mm]	2,43	2,60	2,32	2,45	0,06
ν_e	[mm]	0,07	0,08	0,12	0,09	0,29
k_i	[N/mm]	1970	2180	2521	2224	0,12
k_s	[N/mm]	1857	1735	1945	1846	0,06

unmittelbar der Auszieh Widerstand $f_{ax,R}$ aktiviert (siehe Bild 4.17), welcher jedoch bei zunehmender Relativverschiebung durch die einsetzende Lochleibung im BSP-Element herabgesetzt und folglich die Beanspruchbarkeit der Verbundfuge sukzessive reduziert wird. Hingegen benötigen die senkrecht eingebrachten Schrauben für die Aktivierung eines Widerstandes eine initiale Anfangsverformung (vgl. Bilder 4.13 und ??).

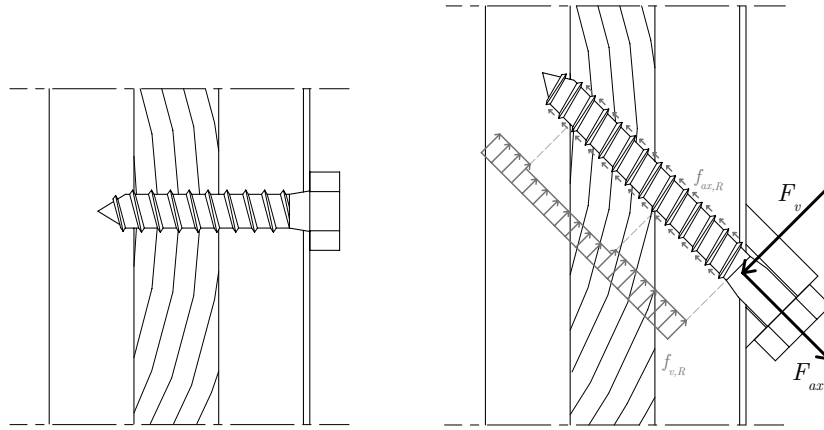


Bild 4.17: Vergleich der Ausgangszustände für S-HS10-90 und S-HS10-45

Um den Einfluss der Einbindetiefe besser evaluieren zu können, erfolgten zwei weitere Versuche mit um 45° geneigten Schrauben, welche jedoch nur eine Länge von 50 mm aufwiesen. Bei Betrachtung der Kraft-Verformungs-Beziehungen in Bild 4.18 ist die geringere Maximalkraft im Vergleich zur Versuchsreihe mit den 80 mm langen Schrauben (vgl. Bild 4.16) offensichtlich. Dies resultiert unmittelbar aus der kleineren Einbindetiefe des Schraubengewindes in das BSP-Element.

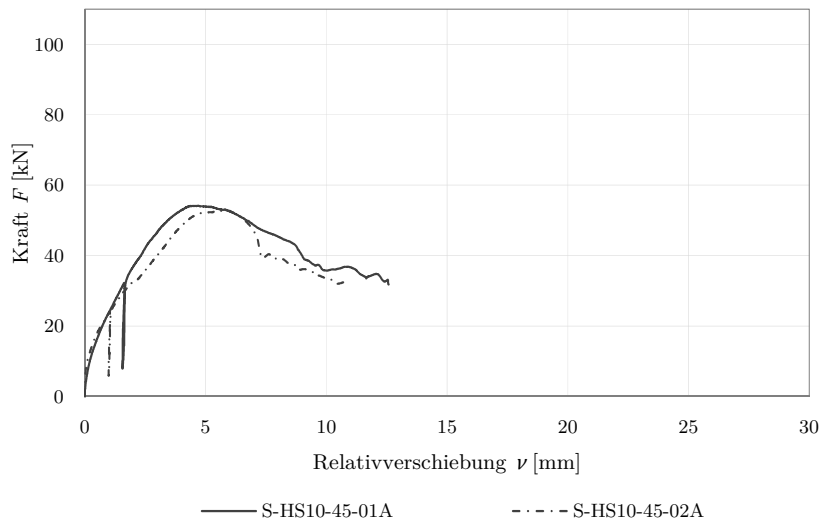


Bild 4.18: K-V-Diagramm der Versuchsreihe S-HS10-45A, $L_S = 50$ mm

Für diese ergänzende Versuchsreihe wurden lediglich zwei Probekörper untersucht. Die Ergebnisse sind in Tabelle 4.10 zusammengefasst und zeigen eine hohe Übereinstimmung. Dabei wurde $F_{est,S}$ mit 7500 N angenommen.

Tabelle 4.10: Kennwerte der Versuchsreihe S-HS10-45A, $L_S = 50$ mm

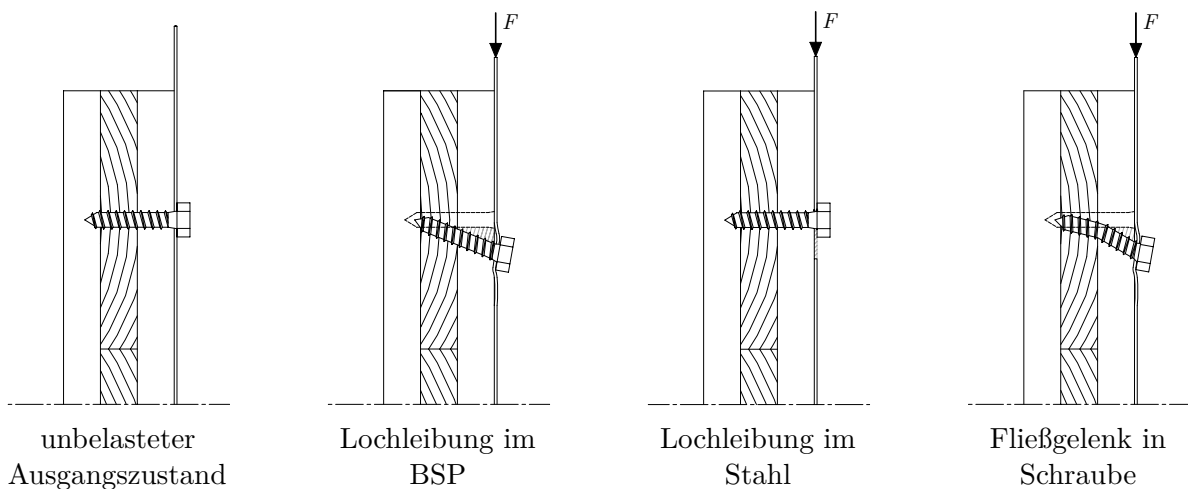
		S-HS10-45-01A	S-HS10-45-02A	MW	V [-]
$F_{max,S}$	[N]	6768	6597	6683	0,02
ν_i	[mm]	1,01	1,02	1,02	0,01
$\nu_{i,mod}$	[mm]	1,24	1,33	1,29	0,05
ν_e	[mm]	0,14	0,11	0,13	0,17
k_i	[N/mm]	2978	2949	2964	0,01
k_s	[N/mm]	2426	2262	2344	0,05

Bei Gegenüberstellung der Versuchsergebnisse aus den Tabellen 4.9 und 4.10 wird die Überlegenheit der längeren Schrauben vor allem im Hinblick auf die Tragfähigkeit deutlich. Dementgegen stehen die größeren Verschiebungsmoduln von S-HS10-45A. Zudem sind sowohl k_i als auch k_s größer als bei der Versuchsreihe S-HS10-90 mit senkrecht eingebrachten Schrauben, was wiederum auf die unmittelbare Aktivierung des Ausziehwiderstandes infolge der Neigung der Schrauben zurückzuführen ist und mit den Erkenntnissen aus [159] übereinstimmt.

Versagensmechanismen

Einerseits wird der Versagensmechanismus durch die verwendeten Verbindungsmittel sowie deren Einbindetiefe beeinflusst. Andererseits wird dieser grundlegend durch das Verhältnis von Stahlblechdicke und Stahlgüte zur Holzdicke und Holzgüte geprägt.

Bei allen in dieser Arbeit untersuchten Stahl-Holz-Verbindungen handelt es sich um Verbindungen mit einem dünnen Stahlblech. Diesbezüglich ist als Versagensmechanismus sowohl ein Lochleibungsversagen im Holz oder im Stahlblech sowie die Ausbildung eines Fließgelenkes in der Schraube vorstellbar (siehe Bild 4.19). Ein Abscherversagen der Schrauben kann bei den gewählten Durchmessern und Festigkeiten der Schrauben im Verhältnis zur vorhandenen Stahlblechdicke und der damit korrelierenden Lochleibung ausgeschlossen werden.

**Bild 4.19:** Theoretische Versagensmechanismen der untersuchten Stahl-Holz-Verbindungen

Bei der Fugenkonfiguration mit Holzschrauben $\varnothing 10$ mm, die in einem Winkel von 90° eingebracht wurden, begann das Versagen durch die zunehmende Querkraft in den Schrauben. Diese führte sukzessive zu einem Lochleibungsversagen in der BSP-Platte und einer begleitenden Verdrehung der Schrauben (siehe Bild 4.20). Die beschriebenen Mechanismen gehen mit großen Relativverschiebungen und einer gleichzeitig geringen Abnahme der Tragfähigkeit nach Erreichen der Maximalkraft einher (vgl. Bild 4.12). Dementsprechend lässt sich das Versagensverhalten als ausgeprägt duktil charakterisieren. Bei allen durchgeführten Versuchen mit den Holzschrauben $\varnothing 12$ mm war ein zu den Holzschrauben $\varnothing 10$ mm analoges Trag- und Versagensverhalten bei annähernd gleicher Maximalkraft identifizierbar. Ein vergleichbarer, duktiler Versagensmechanismus konnte auch bei den Probekörpern mit den Blechbohrschrauben festgestellt werden. Hervorzuheben ist das deutlich geringere Lastniveau im Vergleich zu den Holzschrauben, welches durch den kleineren Durchmesser, die geringere Einbindetiefe und den Gewindetyp der Blechbohrschrauben zu erklären ist.



Bild 4.20: Lochleibung der BSP-Platte für die untersuchten Versuchsreihen

Weiterhin konnten deutliche lokale Deformationen des Stahltrapezprofils an den Schraubenköpfen detektiert werden (siehe Bild 4.21). Daraus kann ein Einspanneffekt der Schrauben in dem nur 1,5 mm dicken Stahlblech abgeleitet werden, welcher in den normativen Berechnungsansätzen keine Berücksichtigung findet, weshalb die rechnerische Tragfähigkeit tendenziell unterschätzt wird. Aus der teilweise behinderten Rotation der 90° eingebrachten Schrauben resultierten jedoch keine wesentlichen Verformungen der Schrauben und vor allem war kein plastisches Gelenk erkennbar.

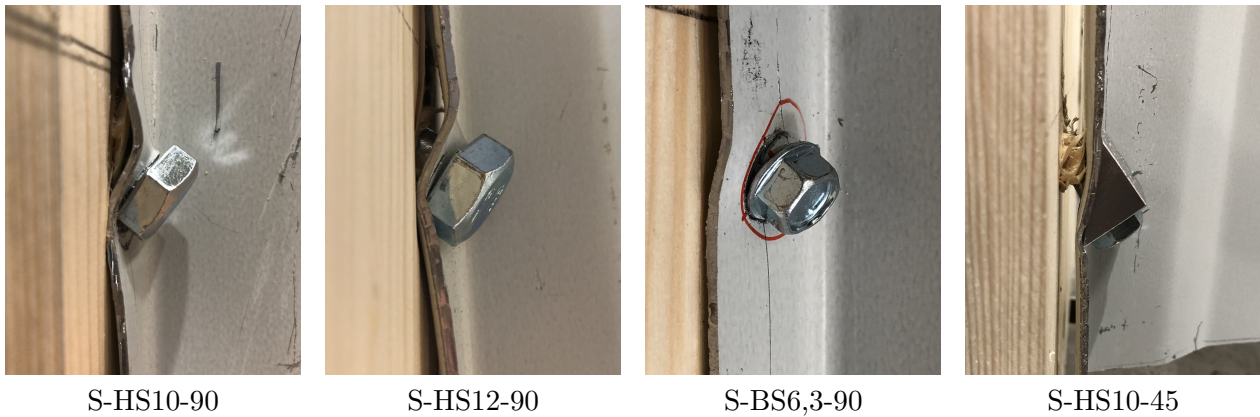


Bild 4.21: Lokale Blechbiegung des STP für die untersuchten Versuchsreihen

Ferner ging auch das Versagensverhalten der Fugenkonfiguration mit den um 45° geneigten Schrauben mit großen Verformungen einher. Das Versagen wurde durch die einsetzende Lochleibung im BSP-Element initiiert und folglich durch das sukzessive Herausziehen der Schrauben dominiert (siehe Bild 4.22).

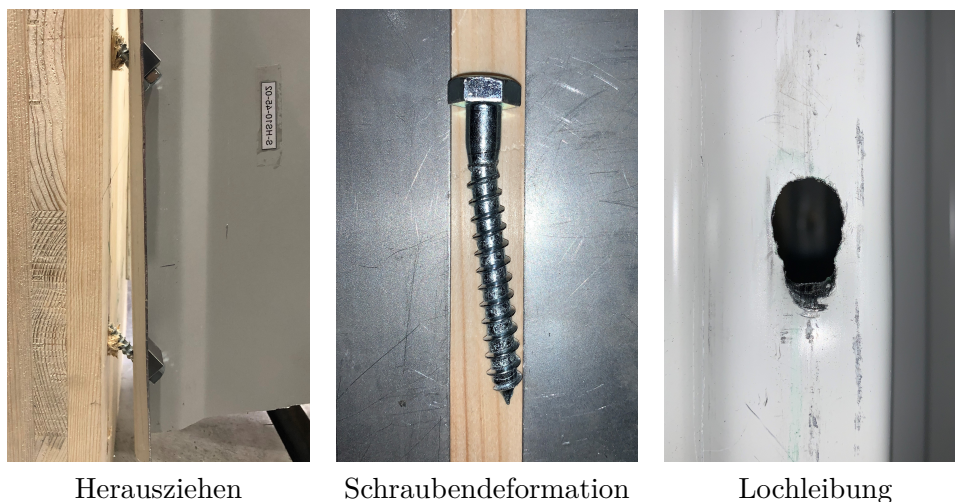


Bild 4.22: Versagensmechanismen der Versuchsreihe S-HS10-45, $L_S = 80$ mm

Zudem resultierte eine deutliche Verformung der Schraube, welche auf die Lage des Schraubengewindes in der Scherfuge zwischen dem STP mit Unterlegkeil und dem BSP-Element zurückzuführen ist. An dieser Stelle bildete sich ein Fließgelenk aus. Dies deckt sich mit der Schlussfolgerung aus [224], dass Schrauben in Stahl-Holz-Verbindungen mit einem ausreichend langen Schaft gewählt werden sollten, damit der Ansatz des Schraubengewindes nicht in der Scherfuge liegt. Überdies war ein deutliches Lochleibungsversagen im Stahltrapezprofil aufgrund der Überschreitung der Grenzlochleibungskraft $F_{b,Rd} = 11700$ N entsprechend [65] feststellbar.

Aus der Auswertung ist abzuleiten, dass für jede untersuchte Konfiguration mit den ausgewählten mechanischen Verbindungsmitteln ein gutmütiges, duktileres Versagen zu beobachten war, welches durch die Lochleibungsfestigkeit des Brettsperrholzelementes und die einsetzende Schraubenrotation geprägt wurde.

4.2.5 Auswahl der Verbindungsmittel

Das Hauptaugenmerk der Abscherversuche lag auf der Erfassung des Tragverhaltens der verschiedenen Ausbildungen der Verbundfuge zur Identifikation eines adäquaten Verbindungsmittels für die Stahl-Holz-Verbunddecke. Die Auswahl der Vorzugsvariante erfolgt auf Basis der Gegenüberstellung der jeweiligen Tragfähigkeit und Steifigkeit sowie des Versagensverhaltens und Montageaufwandes der untersuchten Fugenkonfigurationen.

Bild 4.23 stellt die Kraft-Verformungs-Beziehungen aller durchgeführten Abscherversuche dar und verdeutlicht die erhöhte Tragfähigkeit der Versuchsreihe S-HS10-45 mit den um 45° geneigten und 80 mm langen Holzschrauben, wobei die Versuchsreihe mit den kürzeren geneigten Holzschrauben (S-HS10-45A) nur ca. 50 % dieser Tragfähigkeit erreichte. Die senkrecht eingebrachten Holzschrauben Ø10 mm (S-HS10-90) und Ø12 mm (S-HS12-90) wiesen eine annähernd gleich große Tragfähigkeit auf, welche für sehr große Relativverschiebungen nur geringfügig kleiner war als von S-HS10-45. Die geringste Beanspruchbarkeit korrelierte mit dem kleinsten Schraubendurchmesser von 6,3 mm für die Blechbohrschrauben (S-BS6,3-90).

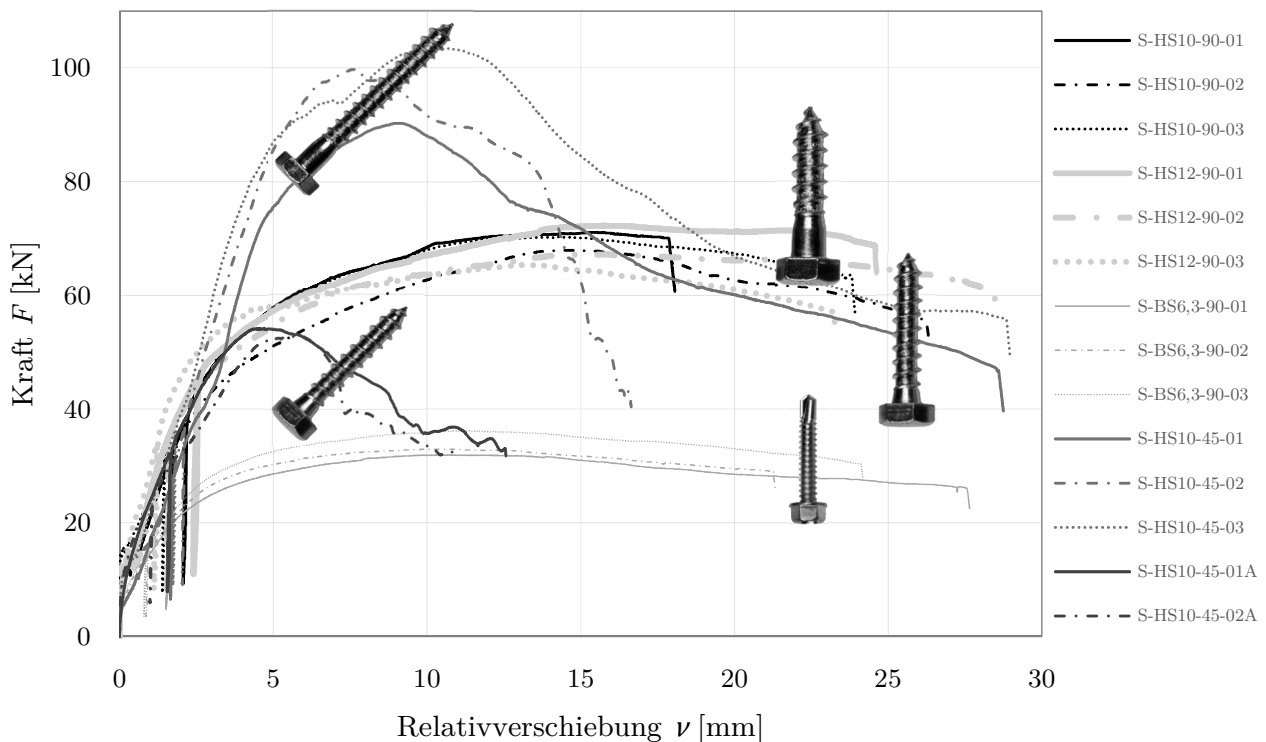


Bild 4.23: K-V-Beziehungen aller untersuchten Stahl-Holz-Verbindungen

Weiterhin ist die hohe Duktilität aller untersuchten Verbindungen hervorzuheben, welche unter Berücksichtigung der zuvor beschriebenen gutmütigen Versagensmechanismen mit Vorankündigung keine Fugenkonfiguration grundsätzlich für die Verwendung im Zuge der Stahl-Holz-Verbunddecke ausschließt. Darüber hinaus variiert die anfängliche Steigung der K-V-Kurven nur geringfügig, was durch die ähnlichen Verschiebungsmoduln in Tabelle 4.11 belegt wird. Die Bilder 4.24 und 4.25 verdeutlichen die Größenordnung der Verschiebungsmoduln der untersuchten Fugenkonfigurationen sowie deren Streuung innerhalb der jeweiligen Versuchsreihe.

Tabelle 4.11: Vergleich der Maximalkraft je Schraube und der Verschiebungsmoduln

		MW S-HS10-90	MW S-HS12-90	MW S-BS6,3-90	MW S-HS10-45	MW S-HS10-45A
$F_{max,S}$	[N]	8714	8526	4212	12228	6683
k_i	[N/mm]	2506	3083	2049	2224	2964
k_s	[N/mm]	1897	2387	1602	1846	2344
k_{SLS}^*	[N/mm]	1640	2236	748	4395	3216
k_{SLS}^\dagger	[N/mm]	3280	4472	1496	5133	3954

* mit $k_{SLS,v}$ für 90° geneigte Schrauben bzw. mit $k_{SLS,\alpha}$ für 45° geneigte Schrauben

† mit dem normativ empfohlenen Faktor 2 für $k_{SLS,v}$ bei Stahl-Holz-Verbindungen

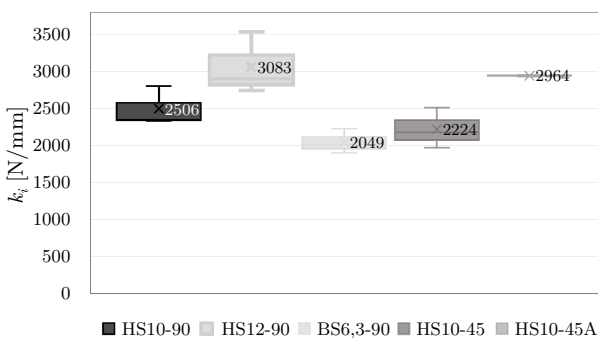
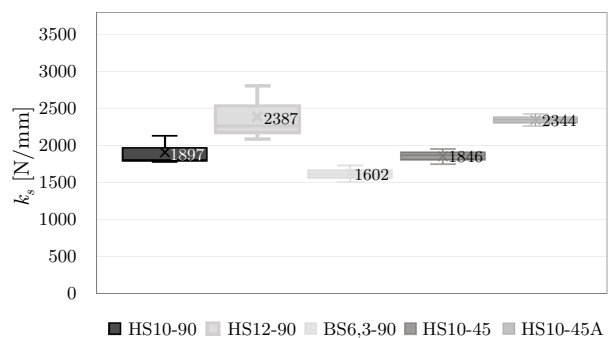
Ferner geht aus Tabelle 4.11 hervor, dass die Fugenkonfiguration HS10-45 mit den um 45° geneigten Schrauben trotz der deutlich höheren Tragfähigkeit nicht unbedingt auch eine höhere Steifigkeit aufweist. Diese experimentell ermittelten Steifigkeiten können mit den überschlägig berechneten Verschiebungsmoduln entsprechend der Formeln (4.15) und (4.16) für Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln gemäß DIN EN 1995-1-1 [84] verglichen werden, wobei diese analytischen Beziehungen nicht den Einfluss der wechselnden Holzfaserrichtung von Brettspertholz infolge der kreuzweise angeordneten Brettlagen berücksichtigen.

$$k_{SLS,v} = 60 \cdot (0,7 \cdot d)^{1,7} \quad (4.15)$$

$$k_{SLS,\alpha} = k_{SLS,v} \cdot \sin \alpha (\sin \alpha - \mu \cos \alpha) + 0,5 \cdot k_{SLS,ax} \cdot \cos \alpha (\cos \alpha + \mu \sin \alpha) \quad (4.16)$$

$$\text{mit } k_{SLS,ax} = 160 \cdot \left(\frac{\rho_{mean}}{420} \right)^{0,85} \cdot d^{0,9} \cdot l_w^{0,6} \quad (4.17)$$

Die Auswertung zeigt, dass die normativ ermittelten Näherungswerte k_{SLS} für die Fugenkonfigurationen mit den senkrecht eingebrachten Holzschrauben gut mit dem Verschiebungsmodul k_s übereinstimmen, zumindest solange der normativ empfohlene Faktor 2 für Stahl-Holz-Verbindungen nicht angesetzt wird (siehe Tabelle 4.11). Der Verschiebungsmodul für BS6,3-90 wird mit (4.15) ohne Faktor 2 deutlich unterschätzt, dagegen werden die Verschiebungsmoduln für die 45° geneigt eingebrachten Schrauben signifikant überschätzt. Der Berechnung lagen eine gemittelte Rohdichte $\rho_{mean} = 460 \text{ kg/m}^3$ entsprechend der BSP-Probekörper und ein Reibungskoeffizient $\mu = 0,1$ zwischen STP und BSP zugrunde.

**Bild 4.24:** Streuung des Anfangs-Verschiebungsmoduls der Versuchsreihen**Bild 4.25:** Streuung des Verschiebungsmoduls der Versuchsreihen

In Bezug auf den Montageaufwand ist die schnelle Installation mit Blechbohrschrauben ohne größere Vorarbeiten hervorzuheben, wobei Vorbohrlöcher im STP das Einbringen der Schrauben aufgrund des geringeren erforderlichen Kraftaufwandes vereinfachen. Im Gegensatz dazu steht der erhebliche Montageaufwand für die Fugenausbildung mit den 45° geneigten Schrauben und zusätzlichen Unterlegkeilen. Die mit 90° eingebrachten Schrauben weisen mit dem Vorbohren in BSP und STP einen moderaten Montageaufwand auf.

Schlussendlich lässt sich festhalten, dass der Montageaufwand der Versuchsreihe mit um 45° geneigten Schrauben bereits bei einem kleinen Probekörper mit lediglich acht Schrauben sehr hoch ist und trotz der höchsten Fugentragfähigkeit angesichts einer Anwendung in großformatigen Deckenkonstruktionen unverhältnismäßig erscheint. Überdies wird auch der Einsatz von Blechbohrschrauben nicht weiterverfolgt, da deren Tragfähigkeit mit einem Durchmesser von 6,3 mm für höher beanspruchte Decken zu gering ist und größere Durchmesser mit über 8 mm nicht marktüblich sind. Zudem wird auch eine ausgeklinkte Auflagersituation untersucht, bei welcher die Verbindungsmittel auf Zug beansprucht werden und die Gewindeausbildung von Blechbohrschrauben aufgrund der schmalen Gewindetäler als nachteilig gegenüber der spezifischen Gewindeausbildung von Holzschrauben zu bewerten ist.

Am vielversprechendsten stellten sich die Fugenausbildungen HS10-90 sowie HS12-90 heraus, wobei die Verwendung der Holzschrauben mit Ø12 mm aufgrund der maßgebenden Lochleibungsfestigkeit des BSP keine erhöhte Tragfähigkeit gegenüber den Holzschrauben Ø10 mm aufwies. Dennoch ergab die Fugenkonfiguration HS12-90 einen größeren Verschiebungsmodul im Vergleich zu HS10-90, war aber aufgrund der größeren Schraubenköpfe und den schmalen Obergurten des STP schwieriger auszuführen und bewirkt im Hinblick auf eine potenzielle Wiederverwendbarkeit auch eine etwas größere Schädigung von STP und BSP-Platte.

Folglich werden die senkrecht eingebrachten Holzschrauben Ø10 mm als Verbindungsmittel für die Großversuche verwendet. Zum Vergleich wird auch ein Probekörper mit Holzschrauben Ø12 mm untersucht.

4.3 Biegeversuche

Zur Untersuchung des Biegetragverhaltens der Stahl-Holz-Verbunddecke wurden mehrere Großversuche durchgeführt. Sowohl die BSP-Platten als auch die Stahltrapezprofile entstammten denselben Produktchargen wie die Probekörper der Materialversuche (siehe Kapitel 4.1), wodurch die wesentlichen Materialeigenschaften der Teilquerschnitte bekannt waren. Im Anschluss an die Beschreibung der Versuchsergebnisse wird ein analytisches Rechenmodell abgeleitet, mit welchem die Durchbiegungen sowie die Biegespannungen der SHV-Decke auf Grundlage der Verbundsteifigkeit aus Kapitel 4.2 ermittelt werden können.

4.3.1 Beschreibung und Versuchsaufbau

Das Biegetragverhalten der SHV-Decke wurde mithilfe von 4-Punkt-Biegeversuchen untersucht, um in Feldmitte eine möglichst ungestörte Biegezone analysieren zu können. Die Grundlage der Versuche war jeweils ein Plattenbalkenquerschnitt mit einer 1 m breiten BSP-Platte mit in Haupttragrichtung orientierten Decklagen und dem mittig befestigten STP, sodass eine Lasteinzugsbreite für das STP von 1 m resultierte. Gemäß der Abscherversuche wurde ein äquidistanter Schraubenabstand von 200 mm gewählt. Ebenso umfasste die Herstellung der Probekörper die gleichen Arbeitsschritte mit denselben Durchmessern für die Vorbohrlöcher wie bei den Abscherversuchen. Die Probekörperlänge betrug 5,00 m aufgrund der räumlich eingeschränkten Kapazitäten am Versuchsstand der in Kapitel 4.1.2 beschriebenen Scheiteldruckmaschine. Unter Berücksichtigung der Auflagertiefe sowie horizontaler Verformungen während des Versuches ergab sich eine Spannweite von $L = 4,90$ m (siehe Bild 4.26). Zur Vermeidung von Zwangskräften und für den Ausgleich von Exzentrizitäten wurde der Lasteinleitungsträger gelenkig an der Scheiteldruckmaschine befestigt. Für die Lasteinleitung in den Drittelpunkten wurden 100 mm breite und 20 mm dicke Stahlbleche über die gesamte Probekörperbreite verwendet, um ein lokales Eindringen der BSP-Platte zu vermeiden. Zudem wurden Gleitfolien zur Reduktion der Reibung zwischen den lasteinleitenden Stahlblechen und der BSP-Platte eingesetzt. Derartige Stahlbleche wurden auch an den Auflagern für die Lastausleitung vorgesehen, sodass beidseitig eine Auflagertiefe von 10 cm resultierte.

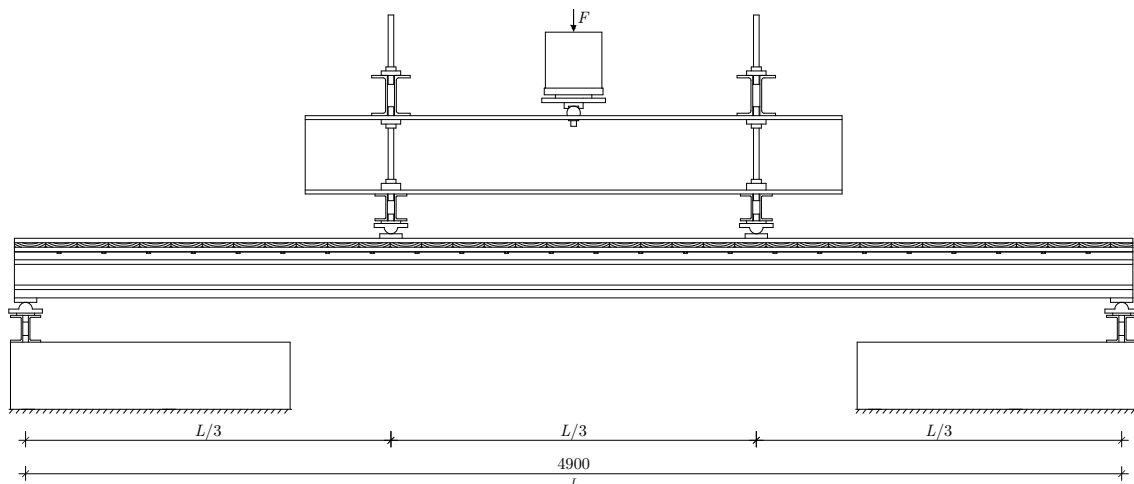


Bild 4.26: Schematischer Aufbau der 4-Punkt-Biegeversuche – Lagerung auf STP

4.3.2 Versuchsprogramm

Das Versuchsprogramm der Biegeversuche umfasste unter Zuhilfenahme von zwei zur Kalibrierung durchgeführten Vorversuchen insgesamt sieben Großversuche. Dabei wurden grundsätzlich zwei verschiedene Auflagersituationen untersucht. Einerseits wurde der Probekörper auf dem Stahltrapezprofil aufgestellt. Andererseits wurde die Lagerung mithilfe einer 15 cm tiefen Ausklinkung des Stahltrapezprofils realisiert, wodurch die BSP-Platte unmittelbar auf den 10 cm breiten Auflagerblechen auflag (siehe Bild 4.27).

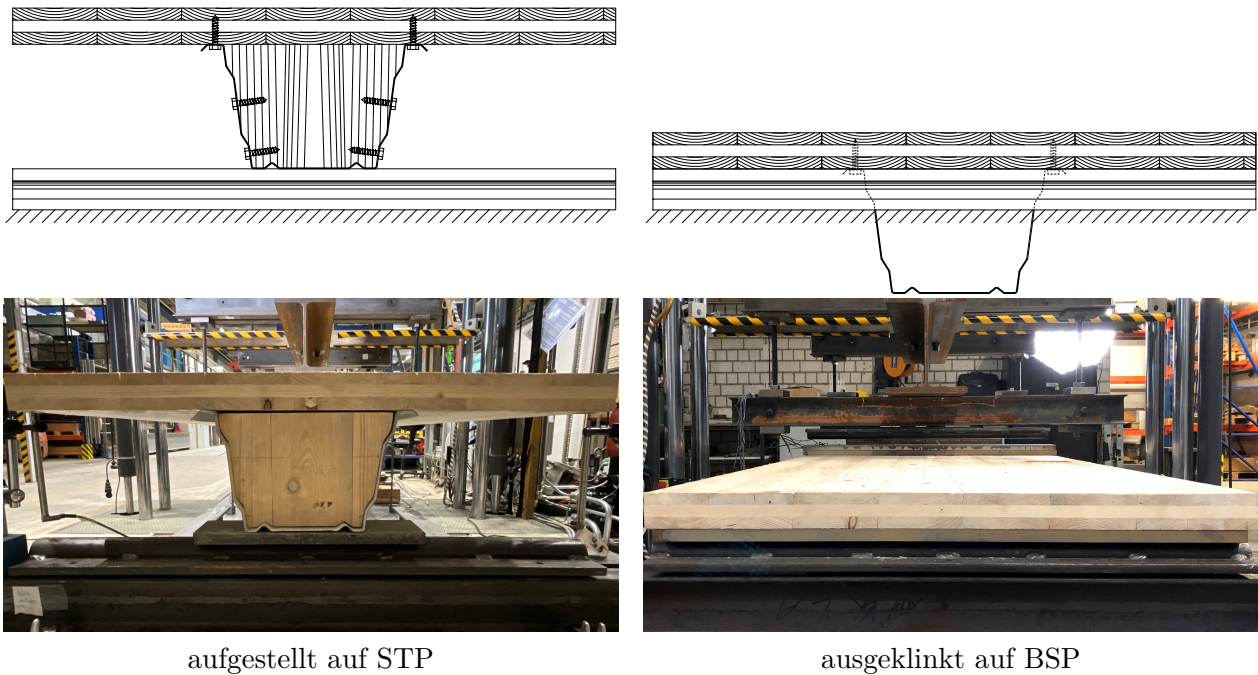


Bild 4.27: Untersuchte Auflagersituationen im Rahmen der Biegeversuche

Unter Berücksichtigung der Erkenntnisse aus den Abscherversuchen wurden zwei Fugenkonfigurationen mit rechtwinklig zur Faserrichtung installierten Holzschrauben ($\text{\O}10$ mm und $\text{\O}12$ mm) untersucht. Dabei wurden vier Versuche mit einer aufgestellten Lagerung auf dem STP und drei Versuche mit einer ausgeklinkten Lagerung auf der BSP-Platte durchgeführt (siehe Tabelle 4.12). Nachfolgend wird die Lagerungsvariante auf der BSP-Platte zur besseren Unterscheidung stets mit der Endung **H** gekennzeichnet.

Tabelle 4.12: Versuchsprogramm der Biegeversuche

Bezeichnung*	Konfiguration der Verbundfuge und Lagerungsvariante				Anzahl
	Verbindungsmittel	\O [mm]	Winkel	Lagerung	
B-HS10-90	Sechskant-Holzschraube	10	90°	auf STP	3 [†]
B-HS10-90H	Sechskant-Holzschraube	10	90°	auf BSP	2 [†]
B-HS12-90	Sechskant-Holzschraube	12	90°	auf STP	1
B-HS12-90H	Sechskant-Holzschraube	12	90°	auf BSP	1

* **B-** kennzeichnet **B**iegeversuch, danach werden die Fugenausbildung und Lagerungsvariante spezifiziert

[†] inklusive eines Vorversuches

4.3.3 Versuchsdurchführung

Die Versuchsdurchführung erfolgte aufgrund fehlender normativer Vorgaben in Anlehnung an die Abscherversuche. Dementsprechend wurde zunächst ein Vorbelastungszyklus gefahren, indem die Pressenkraft auf ein Niveau analog einer Flächenlast von ca. 1 kN/m^2 gesteigert wurde. Nach 30 s auf diesem Lastniveau wurde dieses sukzessive um 50 % reduziert und erneut nach 30 s kontinuierlich bis zum Versagen belastet. Alle Versuche wurden dabei mit einer Belastungsgeschwindigkeit von $2,5 \text{ mm/min}$ weggesteuert gefahren. Des Weiteren wiesen alle BSP-Elemente eine mit den Abscherversuchen vergleichbare Holzfeuchte zwischen 11 % und 13 % auf.

Bild 4.28 gibt einen Überblick über den im Versuchsstand eingebauten und belasteten Probekörper sowie über die verwendete Messtechnik.



Bild 4.28: Übersicht des Versuchsstandes mit Probekörper und Messtechnik

Die Instrumentierung der Probekörper bestand aus induktiven Wegaufnehmern (WA), deren Ergebnisse zusammen mit dem maschinenintern gemessenen Pressenweg und der Pressenkraft von Spider8-Messverstärkern mit einer Speicherrate von 2 Hz aufgezeichnet wurden. Darüber hinaus wurde ein Vielstellen-Messgerät des Typs UPM60 für die Erfassung und Umrechnung der Ergebnisse der Dehnmessstreifen (DMS) verwendet.

Die Wegaufnehmer wurden derart positioniert, dass die Durchbiegung in Feldmitte sowohl am Untergurt des STP (WA1) als auch auf beiden Seiten an der Unterkante der BSP-Platte gemessen wurde (WA2 und WA3). Weiterhin wurden bei der Lagerung auf dem STP Wegaufnehmer in den Auflagerachsen zur Detektion etwaiger Schiefstellungen vorgesehen. Ferner wurde die Auflagerverdrehung gemessen.

Die Dehnmessstreifen wurden zur Bestimmung der lokalen Dehnungen in den Teilquerschnitten appliziert, mithilfe derer die vorhandenen Spannungen abgeleitet werden konnten. Der Fokus lag auf der Erfassung des Spannungszustandes in Feldmitte, wo dementsprechend Holz-DMS mit großem Messgitter an der Oberseite und ein Holz-DMS an der Unterseite der BSP-Platte angebracht wurden. Zudem wurden in Feldmitte stets DMS an der Unterseite der Obergurte des STP sowie an der Unterseite des Untergurtes des STP vorgesehen (siehe Bild 4.29). Außerdem wurden in einem Sechstelpunkt, und somit in einem ungestörten Querkraftbereich mittig zwischen der Lasteinleitung und dem Auflager, DMS-Rosetten über die Steghöhe verteilt appliziert, um die Hauptdehnungen und deren Richtungen zu erfassen. Jede DMS-Rosette bestand dabei aus drei Messgittern, welche zueinander um 45° ausgerichtet waren.

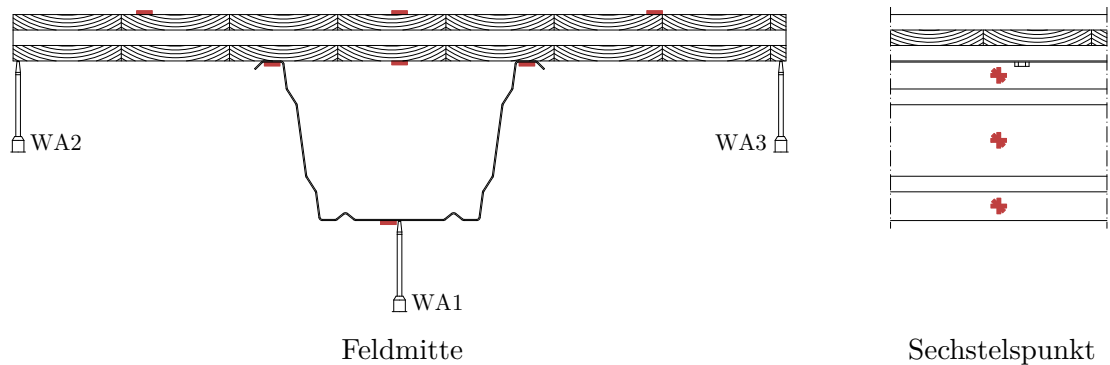
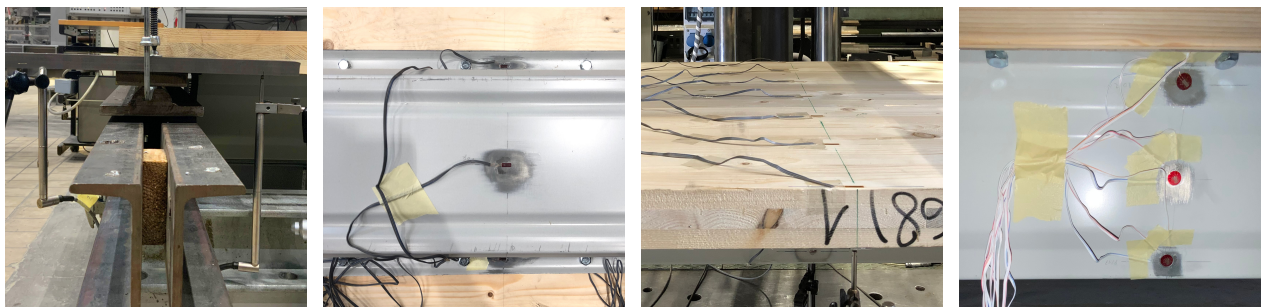


Bild 4.29: Positionierung der Wegaufnehmer und applizierten Dehnmessstreifen

Bild 4.30 fasst die messtechnische Ausstattung der Stahl-Holz-Verbundquerschnitte zusammen. Im Zuge der Vorversuche wurden in Feldmitte zusätzliche Holz-DMS an der Oberseite der BSP-Platte zur Identifikation der mitwirkenden Breite verwendet (vgl. Bild 4.34).



WA für die Messung der Auflagerverdrehung

DMS STP in Feldmitte

Holz-DMS BSP in Feldmitte

DMS STP im Sechstelpunkt

Bild 4.30: Instrumentierung der Probekörper mit Wegaufnehmern und Dehnmessstreifen

4.3.4 Versuchsergebnisse und Auswertung

Die Ergebnisse der experimentellen Großversuche an den SHV-Plattenbalkenquerschnitten werden analog des Versuchsprogrammes einzeln ausgewiesen. Zunächst werden die Vorversuche und die daraus gewonnenen Erkenntnisse für die weiteren Großversuche vorgestellt. Im Anschluss erfolgt die Versuchsauswertung in Abhängigkeit des Schraubendurchmessers und schließlich wird eine Bewertung der Ergebnisse aus den Biegeversuchen vorgenommen.

Die grafische Aufbereitung aller Kraft-Verformungs-Beziehungen basiert auf dem gemessenen Weg von WA1 (Feldmitte, Untergurt STP) sowie der intern gemessenen Presskraft der Scheiteldruckmaschine. Dabei werden die Datenreihen der Biegeversuche mit Lagerung auf dem Stahltrapezprofil in den K-V-Diagrammen mit durchgezogenen Linien dargestellt, wohingegen die Versuchsdaten der Lagerung auf der BSP-Platte (Endung H) stets gestrichelt visualisiert werden.

Vorversuche

Aus den Vorversuchen resultierten erste wichtige Erkenntnisse bezüglich des Tragverhaltens der Stahl-Holz-Verbunddecke für beide Auflagersituationen. Bei B-HS10-90-01 führte beispielsweise das unmittelbare Aufstellen des STP vorzeitig zu einem lokalen Versagen im Auflagerbereich (siehe Bild 4.31).



Bild 4.31: Auflagersituation und lokales Versagen des Vorversuches B-HS10-90-01

Dagegen löste sich bei der Lagerung des Probekörpers auf der BSP-Platte (B-HS10-90-01H) frühzeitig das Stahltrapezprofil infolge der Überschreitung des Auszieh Widerstandes der randnahen Schrauben, welche bei dem Vorversuch einen äquidistanten Abstand von 200 mm aufwiesen (siehe Bild 4.32).



Bild 4.32: Auflagersituation und lokales Versagen des Vorversuches B-HS10-90-01H

Infolgedessen wurden die Auflagersituationen leicht modifiziert. Einerseits wurde das STP auf einem Lastausleitungsblech aufgelegt und zusätzlich mit einem BSP-Vollschott verschraubt, um die Formstabilität im Auflagerbereich zu erhöhen. Andererseits wurden bei der Lagerung auf der BSP-Platte insgesamt drei randnahe Schrauben mit einem Abstand von jeweils 50 mm vorgesehen, um den Auszieh Widerstand zu erhöhen sowie ein Ablösen des STP von der BSP-Platte zu vermeiden.

Die Kraft-Verformungs-Beziehungen beider Vorversuche sind in Bild 4.33 dargestellt. Hierbei ist deutlich das allmähliche Eindrücken des STP während B-HS10-90-01 ab einer Pressenkraft von rund 20 kN zu erkennen, wohingegen das Herausziehen der Holzschrauben bei B-HS10-90-01H bei ca. 32 kN stattfand. Zudem sind für eine erste Einordnung der Leistungsfähigkeit des Verbundquerschnittes übliche Verformungsgrenzen für Deckenkonstruktionen in Abhängigkeit der Spannweite abgebildet.

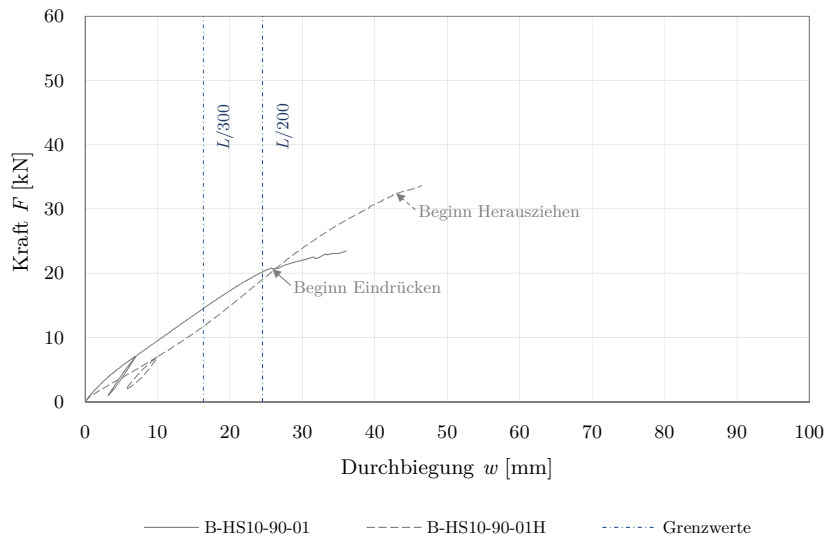


Bild 4.33: K-V-Diagramm der Vorversuche

Weiterhin ist ersichtlich, dass die Steigung beider K-V-Kurven ab ca. 5 kN annähernd gleich ist. Demzufolge lässt sich eine ähnliche Biegesteifigkeit für beide Auflagersituationen ableiten. Darüber hinaus verhielten sich die Probekörper bis zum Erreichen der Verformungsgrenzwerte weitestgehend linear-elastisch. Ferner konnte in den Vorversuchen mithilfe der insgesamt sieben über die Oberseite der BSP-Platte verteilten linearen Holz-DMS festgestellt werden, dass die BSP-Platte durch die zwei Verbindungsmittelreihen über ihre gesamte Breite nahezu vollständig aktiviert wird (siehe Bild 4.34).

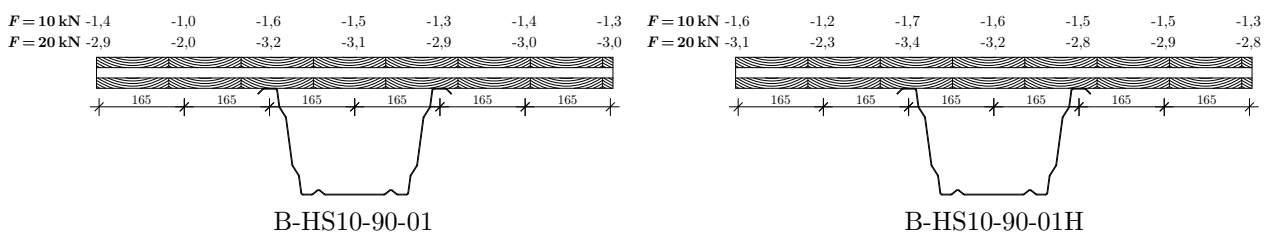


Bild 4.34: Verteilung der Längsspannungen σ [N/mm²] über die Plattenbreite in Feldmitte

Diesbezüglich ist eine erste Tendenz erkennbar, wonach der auf der BSP-Platte gelagerte Probekörper bei gleichem Lastniveau geringfügig größere Spannungen erfährt als der aufgestellte Probekörper. Diese wurden mithilfe der in Mikrometer gemessenen Dehnungen ε gemäß Hook'schem Gesetz für einen einachsigen Spannungszustand im linear-elastischen Bereich mit der Formel (4.18) umgerechnet.

$$\sigma = \varepsilon \cdot E \quad (4.18)$$

In den durchgeführten Vorversuchen zeigte sich, dass beide Auflagersituationen bis zum Erreichen der Verformungsgrenzen im Gebrauchstauglichkeitszustand eine vergleichbare Leistungsfähigkeit aufweisen, wobei die BSP-Spannungen relativ gering sind. Für die weiteren Versuche ist aufgrund der vorgenommenen Modifikationen von einer höheren Tragfähigkeit ohne vorzeitiges lokales Versagen auszugehen. Am Ende dieses Kapitels wird eine Gegenüberstellung der Ergebnisse aus den Vorversuchen mit den anderen Großversuchen vorgenommen, welche nachfolgend für die beiden untersuchten Schraubendurchmesser dokumentiert werden.

B-HS10-90 und B-HS10-90H

Neben den Vorversuchen wurden zwei weitere Versuche mit den Holzschrauben $\varnothing 10$ mm und Lagerung auf dem STP sowie ein weiterer Versuch mit Lagerung auf der BSP-Platte durchgeführt. Die zugehörigen Kraft-Verformungs-Beziehungen sind in Bild 4.35 dargestellt.

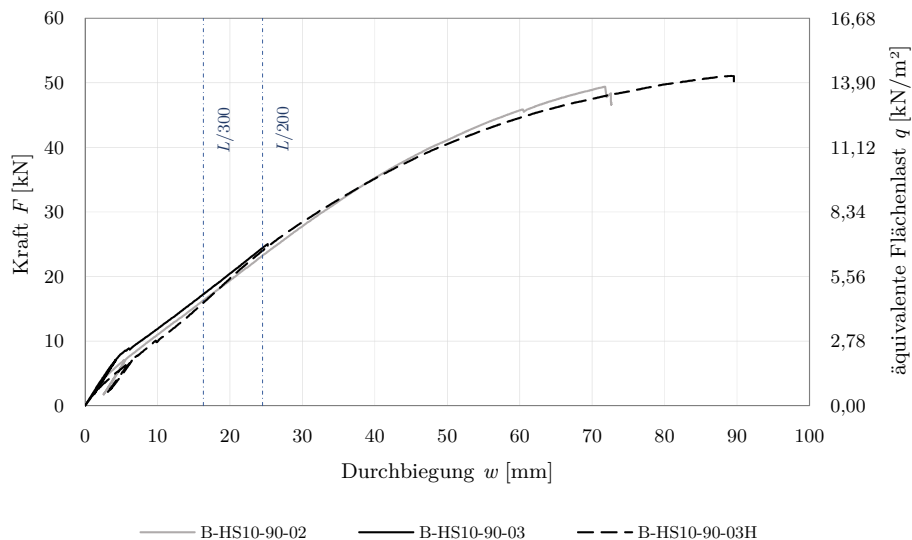


Bild 4.35: K-V-Diagramm der Versuche mit Holzschrauben $\varnothing 10$ mm

Im Allgemeinen ist die hohe Übereinstimmung der drei K-V-Kurven sowie deren annähernd gleiche Steigung festzustellen. Versuch B-HS10-90-03 wurde dabei nicht bis zum Versagen gefahren, sondern lediglich im linear-elastischen Bereich bis $F = 25$ kN. Für eine bessere ingenieurtechnische Einordnung des Lastniveaus wird die zur Pressenkraft F zugehörige durchbiegungsäquivalente Flächenlast q gemäß Formel (4.21) an der Sekundärachse ausgewiesen, welche sich durch Gleichsetzen von (4.19) und (4.20) ergibt.

$$w = \frac{23}{1296} \cdot \frac{F \cdot L^3}{EI} \quad (4.19)$$

$$w = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot L^4}{EI} \quad (4.20)$$

$$q = \frac{184}{135} \cdot \frac{F}{L} \quad (4.21)$$

Einerseits waren mit $F = 25 \text{ kN}$, was einer äquivalenten Flächenlast q von ca. 7 kN/m^2 entspricht, die maßgebenden Durchbiegungen im Hinblick auf die Gebrauchstauglichkeit bereits abgedeckt. Andererseits konnte dadurch derselbe Probekörper auch mit der ausgeklinkten Lagerungsvariante untersucht werden (B-HS10-90-03H), da keine relevanten Vorschädigungen vorhanden waren. Im Vergleich zu den Vorversuchen ist das deutlich höhere Lastniveau infolge der vorgenommenen Anpassungen zu betonen, wobei die K-V-Kurven ab ca. 35 kN bis zum Erreichen der maximalen Tragfähigkeit allmählich abflachen und sich demnach das Versagen mit plastischen Verformungen angekündigt hat. Für eine genauere Beurteilung des Verformungswiderstandes wurde die Biegesteifigkeit EI des SHV-Querschnittes mithilfe der Ergebnisse aus den 4-Punkt-Biegeversuchen für zwei gleich große Lasten in den Drittelpunkten gemäß Formel (4.22) abgeleitet.

$$w = \frac{23}{1296} \cdot \frac{F \cdot L^3}{EI} \Leftrightarrow EI = \frac{23 \cdot L^3}{1296} \cdot \frac{F_2 - F_1}{w_2 - w_1} \quad (4.22)$$

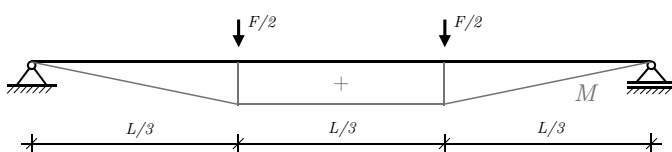
Die Ermittlung der Biegesteifigkeit erfolgte im Bereich von 10 % bis 40 % der aus den Versuchen gemittelten Maximalkraft von $F_{max} \approx 50 \text{ kN}$, wobei die Durchbiegungen w_1 und w_2 zugehörig zu $F_1 = 0,1 \cdot F_{max}$ bzw. $F_2 = 0,4 \cdot F_{max}$ sind.

Die bedeutendsten Ergebnisse der untersuchten SHV-Probekörper, einschließlich der jeweiligen Biegesteifigkeit, sind in Tabelle 4.13 zusammengefasst. Zudem wurden für einen Vergleich mit B-HS10-90-03 die Zwischenwerte von B-HS10-90-02 bzw. B-HS10-90-03H für eine Pressenkraft von ca. 25 kN ausgewiesen (vgl. B-HS10-90-02_{el} bzw. B-HS10-90-03H_{el}). Die tabellarisierten Verformungs- und Dehnungswerte sind zugehörig zur Pressenkraft F . Demnach inkludieren die Ergebnisse nicht das Eigengewicht des Probekörpers und der Lasteinleitungsplatten. Das maßgebende Biegemoment M_{max} aus dem 4-Punkt-Biegeversuch ergibt sich entsprechend Bild 4.36 und Formel (4.23).

Tabelle 4.13: Ergebnisse der Versuche B-HS10-90-02, B-HS10-90-03 und B-HS10-90-03H

Versuch	F_{max} [kN]	M_{max} [kNm]	w_{max} [mm]	EI [Nm ² ·10 ⁶]	$\varepsilon_{STP,UG}$ [‰]	$\varepsilon_{STP,OG}$ [‰]	$\varepsilon_{BSP,UK}$ [‰]	$\varepsilon_{BSP,OK}$ [‰]
90-02 _{el}	25,01	20,42	26,63	1,92	1,11	-0,79	0,08	-0,35
90-02	49,39	40,34	72,65	1,90	3,18	-1,97	0,38	-0,90
90-03*	25,03	20,44	25,21	1,90	1,07	-0,68	0,09	-0,36
90-03H _{el}	25,03	20,44	25,69	2,05	1,07	-0,58	0,06	-0,36
90-03H	51,10	41,73	89,55	3,66	-2,28	0,54	-1,14	

* Untersuchung nur im linear-elastischen Bereich



$$M_{max} = \frac{F_{max} \cdot L}{6} \quad (4.23)$$

Bild 4.36: Qualitativer Biegemomentenverlauf des 4-Punkt-Biegeversuches

Die Auswertung von B-HS10-90-02_{el} und B-HS10-90-03 zeigt bei allen Parametern eine hohe Übereinstimmung. Bei Betrachtung der beiden Auflagersituationen ergeben sich für B-HS10-90-02 und B-HS10-90-03H nur marginale Unterschiede. Exemplarisch seien hier die annähernd gleichen Maximalkräfte sowie die ähnlichen Biegesteifigkeiten genannt. Lediglich die maximalen Durchbiegungen w_{max} von B-HS10-90-02 und B-HS10-90-03H differieren, wobei der Unterschied ab einer Presskraft von 40 kN zunimmt (vgl. Bild 4.35).

Darüber hinaus unterscheiden sich die in Feldmitte detektierten Dehnungen der drei Versuche nur unwesentlich, wobei die Differenzen unmittelbar an der Verbundfuge größer sind. Dies wird durch die grafische Gegenüberstellung der im linear-elastischen Bereich ermittelten Spannungen (vgl. Formel (4.18)) an UG STP, OG STP, UK BSP und OK BSP für verschiedene Lastniveaus in Bild 4.37 verdeutlicht. Der Spannungswert OG STP fußt dabei auf dem Mittelwert von beiden Obergurten des Stahltrapezprofils. Der Spannungsverlauf in der BSP-Platte ist vereinfacht linear ohne Berücksichtigung der Unstetigkeit an der Querlage dargestellt. Die versuchstechnisch gemessenen Dehnungen im nichtlinearen Bereich werden in Kapitel 5.2 für die Verifikation des numerischen Modells herangezogen.

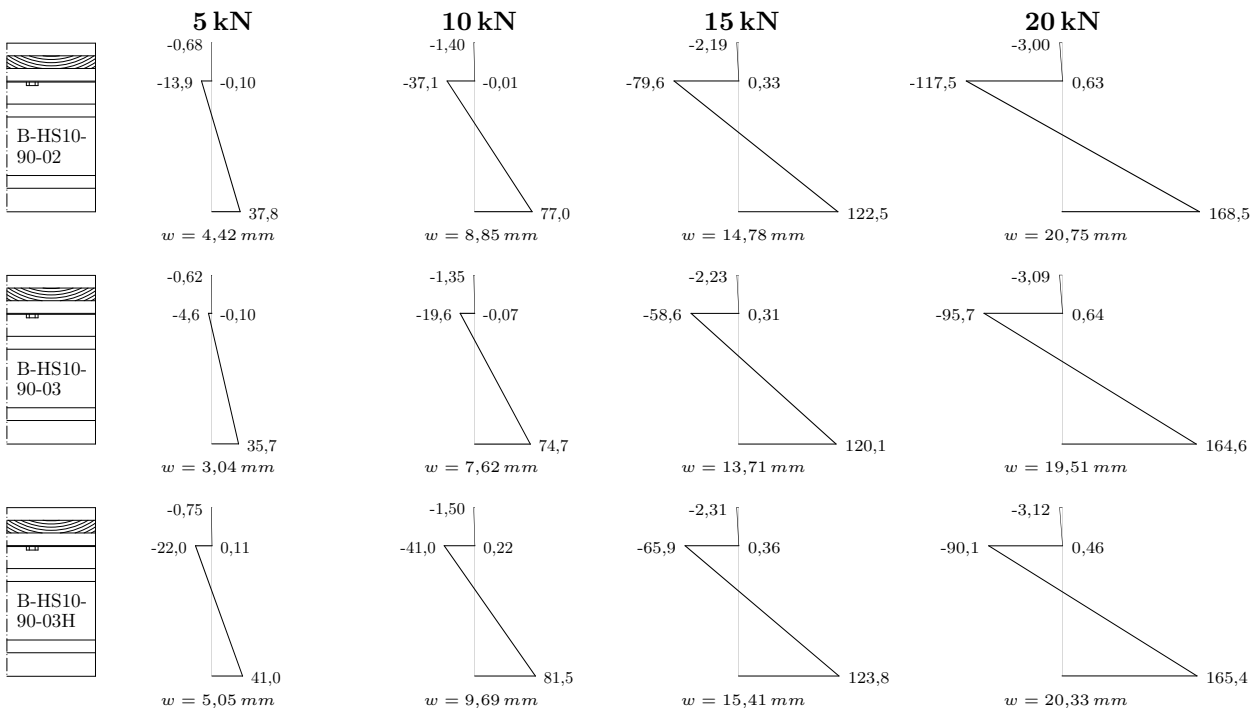


Bild 4.37: Spannungsverlauf im SHV-Querschnitt [N/mm^2] und Durchbiegung w [mm] in Feldmitte für ausgewählte Lastniveaus – Versuche mit Holzschrauben $\text{Ø}10 \text{ mm}$

Das Versuchsende wurde, trotz der Modifikationen, bei beiden Lagerungsarten durch die konstruktive Durchbildung am Auflager definiert. Dies geschah jedoch nach deutlichen plastischen Verformungen aufgrund von Spannungsüberschreitungen im STP weit über Gebrauchstauglichkeitsniveau. Bei der Lagerung auf dem STP versagte die Verbindung zwischen BSP-Schott und STP, wodurch dieses seitlich auswich (siehe Bild 4.38). Bild 4.39 veranschaulicht das Ausziehen der auflagnahen Schrauben infolge der Überschreitung des Ausziehstandes. Dieses Versagen der Schraubengruppe hat sich im Gegensatz zum allmählichen Herausziehen der einzelnen Schraube des Vorversuches (B-HS10-90-01H) kaum abgezeichnet.



Bild 4.38: Auflagersituation, Ausgangs- und Endzustand für B-HS10-90-02



Bild 4.39: Auflagersituation, Ausgangs- und Endzustand für B-HS10-90-03H

B-HS12-90 und B-HS12-90H

Für beide Auflagersituationen fand ein weiterer Biegeversuch mit Sechskant-Holzschrauben $\text{\O}12\text{mm}$ statt. Die Kraft-Verformungs-Beziehungen sind in Bild 4.40 dargestellt.

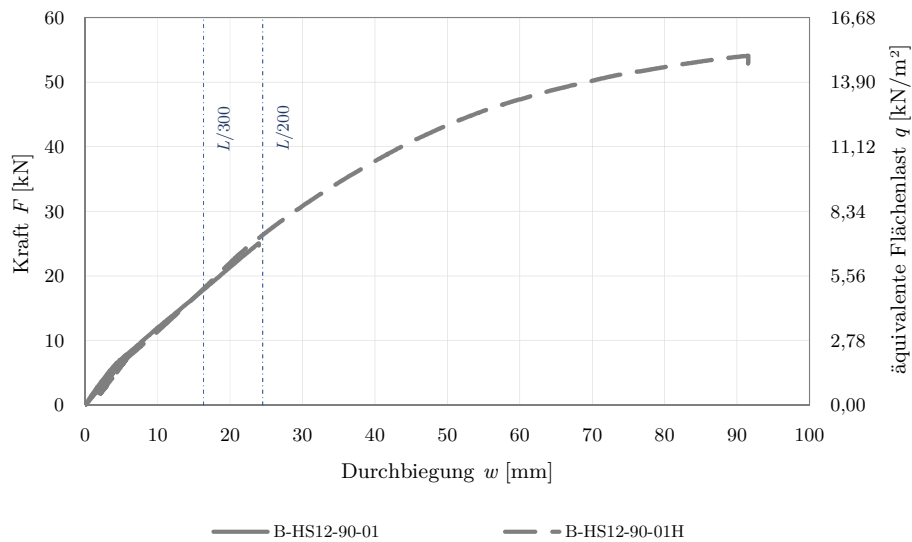


Bild 4.40: K-V-Diagramm der Versuche mit Holzschrauben $\text{\O}12\text{mm}$

B-HS12-90-01 wurde für eine maximale Pressenkraft von 25 kN untersucht, um denselben Probekörper auch für die ausgeklinkte Lagerungsvariante verwenden zu können. Zudem wurde die Verformungsbeschränkung $L/200$ mit diesem Lastniveau nahezu erreicht. Im Anfangsbereich sind die beiden K-V-Kurven beinahe deckungsgleich, was quantitativ durch die vergleichbaren Biegesteifigkeiten, Verformungen und Dehnungen in Tabelle 4.14 belegt wird. Für eine bessere Vergleichbarkeit beider Auflagersituationen sind für B-HS12-90-01H auch die Zwischenwerte für eine Pressenkraft von ca. 25 kN tabellarisiert (B-HS12-90-01H_{e1}).

Tabelle 4.14: Ergebnisse der Versuche B-HS12-90-01 und B-HS12-90-01H

Versuch	F_{max} [kN]	M_{max} [kNm]	w_{max} [mm]	EI [Nm ² ·10 ⁶]	$\varepsilon_{STP,UG}$ [‰]	$\varepsilon_{STP,OG}$ [‰]	$\varepsilon_{BSP,UK}$ [‰]	$\varepsilon_{BSP,OK}$ [‰]
90-01*	25,03	20,44	23,97	2,12	1,08	-0,58	0,10	-0,35
90-01H _{el}	25,03	20,44	23,04	2,28	1,04	-0,37	0,04	-0,35
90-01H	54,10	44,18	91,55		4,09 [†]	-1,74	0,61	-1,14

* Untersuchung nur im linear-elastischen Bereich

[†] Ablösung des DMS bei 50,1 kN

Durch den etwas größeren Schraubendurchmesser weist B-HS12-90-01H ein geringfügig größeres maximal aufnehmbares Moment M_{max} im Vergleich zu B-HS10-90-03H auf. Zudem liegen die aus den experimentellen Untersuchungen abgeleiteten Biegesteifigkeiten mit HS12-90 ca. 10 % höher als bei den Versuchen auf Grundlage von HS10-90. Für die beiden untersuchten Auflagersituationen sind die Dehnungen und folglich auch die Spannungen am UG STP und an OK BSP sehr ähnlich. Doch wie auch bei den Versuchsreihen mit HS10-90 unterscheiden sich die Spannungen an der Verbundfuge beider Probekörper teilweise erheblich (siehe Bild 4.41).

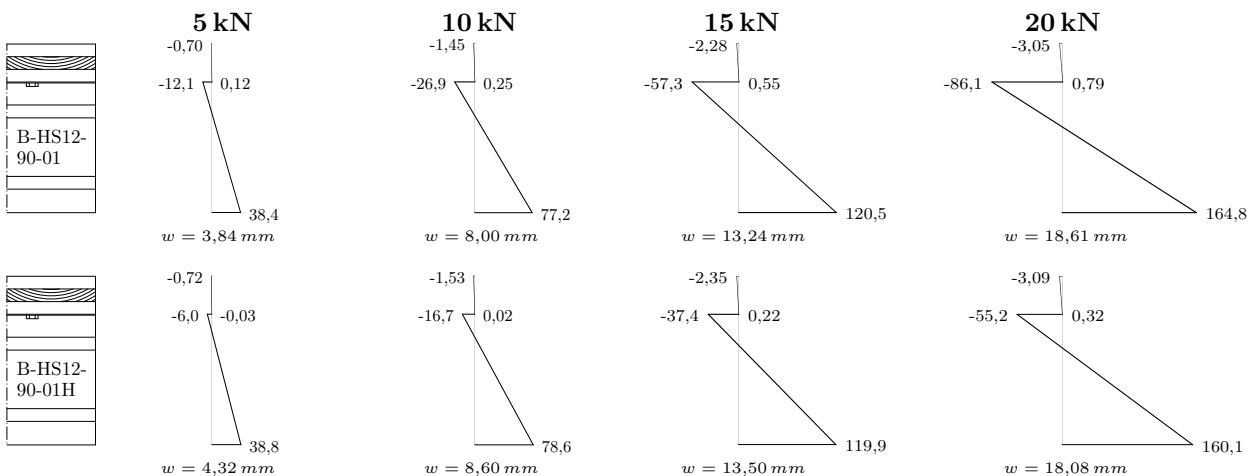


Bild 4.41: Spannungsverlauf im SHV-Querschnitt [N/mm²] und Durchbiegung w [mm] in Feldmitte für ausgewählte Lastniveaus – Versuche mit Holzschrauben Ø12 mm

Die Beendigung des Versuches B-HS12-90-01H war nicht auf ein explizites Versagen zurückzuführen, sondern auf das Erreichen des maximalen Zylinderhubes der Prüfmaschine. Für diesen Status quo war lediglich eine Versagensankündigung in Form eines initialen Ablösens des STP erkennbar, sodass noch eine geringe Traglastreserve vorlag (siehe Bild 4.42).



Bild 4.42: Auflagersituation, Ausgangs- und Endzustand für B-HS12-90-01H

4.3.5 Erkenntnisse aus den 4-Punkt-Biegeversuchen

Aus der grafischen Gegenüberstellung der Ergebnisse aller experimentellen Großversuche in Bild 4.43 lassen sich wesentliche Aspekte des Trag- und Verformungsverhaltens der Stahl-Holz-Verbunddecke ableiten.

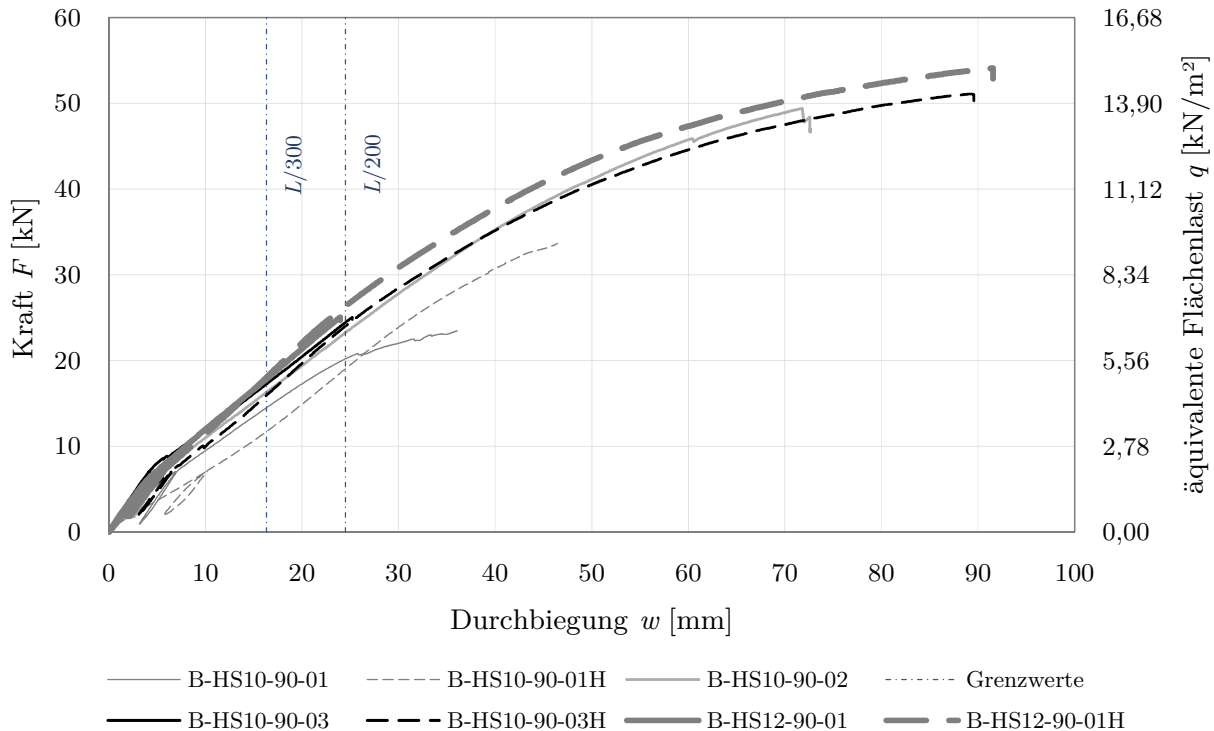


Bild 4.43: K-V-Diagramm aller durchgeführten Biegeversuche

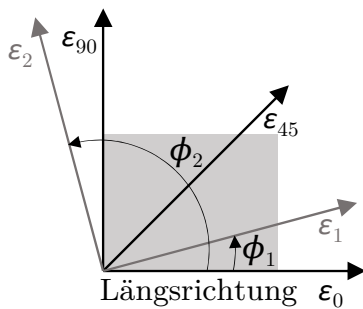
Einerseits ergeben sich für die beiden untersuchten Auflagersituationen ähnliche Durchbiegungen, insbesondere im linear-elastischen Bereich bis ca. 25 kN. Andererseits beeinflusst die Wahl des Schraubendurchmessers die Verbundsteifigkeit des Stahl-Holz-Verbundquerschnittes nur unwesentlich, wobei mit dem größeren Schraubendurchmesser eine geringfügig höhere Steifigkeit sowie Biegebeanspruchbarkeit erreicht wird. Dies deckt sich mit den Erkenntnissen aus den Abscherversuchen, in welchen für die Fugenkonfiguration HS12-90 eine höhere Verbundsteifigkeit verglichen mit HS10-90 festgestellt wurde (vgl. Kapitel 4.2.5).

Der Gebrauchstauglichkeitsbereich wurde bis zu einer maximal zulässigen Verformung gemäß Gleichung (4.24) definiert.

$$w_{\text{grenz}} = \frac{L}{200} = \frac{4,90 \text{ m}}{200} = 24,5 \text{ mm} \quad (4.24)$$

Das in den Biegeversuchen detektierte Lastniveau entspricht äquivalenten Flächenlasten zwischen $6,47 \text{ kN/m}^2$ und $7,32 \text{ kN/m}^2$. Dementsprechend weicht die Leistungsfähigkeit der untersuchten Fugenkonfigurationen und Auflagersituationen im Gebrauchszustand nicht signifikant voneinander ab. Dies wird zusätzlich durch die geringen Spannungsunterschiede in Feldmitte belegt (vgl. Bilder 4.37 und 4.41). Ferner differiert die maximale Tragfähigkeit in Abhängigkeit des Verbindungsmitteldurchmessers und der Auflagersituation lediglich um ca. 10%.

Weitere Erkenntnisse zum Tragverhalten gehen aus den im Sechstelspunkt gemessenen Dehnungen im Steg des Stahltrapezprofils hervor. Mithilfe der im 45° -Winkel zueinander ausgerichteten Messgitter der DMS-Rosetten (vgl. Bild 4.44) können die Hauptdehnungen sowie die zugehörigen Hauptdehnungsrichtungen gemäß der Formeln (4.25) und (4.26) ermittelt werden. Dies fördert im Messbereich das Verständnis des Spannungsverlaufes, welcher in der Folge veranschaulicht wird.



$$\varepsilon_{1/2} = \frac{\varepsilon_0 + \varepsilon_{90}}{2} \pm \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot \sqrt{(\varepsilon_0 - \varepsilon_{45})^2 + (\varepsilon_{45} - \varepsilon_{90})^2} \quad (4.25)$$

$$\phi_{1/2} = \frac{1}{2} \tan^{-1} \left(\frac{2 \cdot \varepsilon_{45} - \varepsilon_0 - \varepsilon_{90}}{\varepsilon_0 - \varepsilon_{90}} \right) \quad (4.26)$$

$$\text{mit } \phi_{1/2} = \phi_1 \quad \text{für } \varepsilon_0 > \varepsilon_{90}$$

$$\text{mit } \phi_{1/2} = \phi_2 \quad \text{für } \varepsilon_0 < \varepsilon_{90}$$

$$\text{mit } \phi_{1/2} = \phi_1 = 45^\circ \quad \text{für } \varepsilon_0 = \varepsilon_{90} \text{ und } \varepsilon_{45} > \varepsilon_0$$

$$\text{mit } \phi_{1/2} = \phi_1 = -45^\circ \quad \text{für } \varepsilon_0 = \varepsilon_{90} \text{ und } \varepsilon_{45} < \varepsilon_0$$

Bild 4.44: Beziehung der Dehnungsrichtungen

Aus der π -Periodizität der Tangensfunktion resultieren stets zwei Lösungen für Formel (4.26). Daher sind entsprechende Fallunterscheidungen vorzunehmen, um die Zugehörigkeit des Winkels $\phi_{1/2}$ zur ersten respektive zweiten Hauptdehnung $\varepsilon_{1/2}$ sowie den jeweiligen Quadranten im Koordinatensystem zu identifizieren. Die Umrechnung zu den Hauptspannungen, deren Richtungen mit den Hauptdehnungsrichtungen übereinstimmen, erfolgte mithilfe des Hook'schen Gesetzes für einen zweiachsigen Spannungszustand gemäß der mechanischen Beziehungen (4.27) und (4.28).

$$\sigma_1 = \frac{E}{1 - \nu_{ij}^2} \cdot (\varepsilon_1 + \nu_{ij} \cdot \varepsilon_2) \quad (4.27)$$

$$\sigma_2 = \frac{E}{1 - \nu_{ij}^2} \cdot (\varepsilon_2 + \nu_{ij} \cdot \varepsilon_1) \quad (4.28)$$

Die Ergebnisse der Hauptspannungsauswertung sind in Bild 4.45 exemplarisch für eine Pressenkraft F von 20 kN dargestellt, wobei B-HS10-90-02 nur in Stegmitte instrumentiert war. Mit Ausnahme der Vorversuche unterscheidet sich die Größenordnung der Hauptspannungen nur geringfügig. Die Abweichung der Vorversuche im oberen Stegbereich ist auf die vorzeitigen

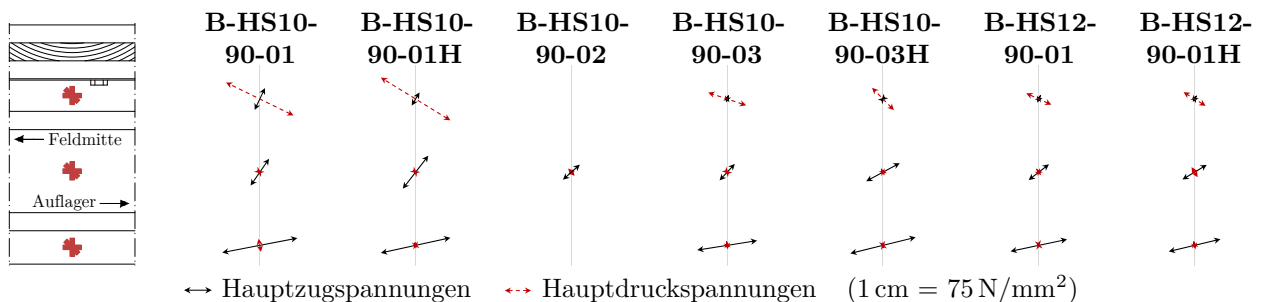


Bild 4.45: Hauptspannungen und deren Richtungen im Sechstelspunkt für $F = 20$ kN

Versagensphänomene im Auflagerbereich zurückzuführen, wodurch die lokale Verbundsteifigkeit gegenüber der anderen Biegeversuche geringer und demnach die Beanspruchung in den Teilquerschnitten größer war.

Die Versuche mit den Holzschrauben $\varnothing 12$ mm weisen von allen durchgeführten 4-Punkt-Biegeversuchen die geringsten Hauptspannungen auf, was die etwas höhere Biegesteifigkeit dieser Ausbildung des SHV-Querschnittes infolge der größeren Steifigkeit der Verbundfuge belegt. Ansonsten sind die ermittelten Hauptspannungsrichtungen aller Versuche ähnlich, jedoch ist eine Tendenz in Abhängigkeit der Lagerungsart zu erkennen. Die Winkel der Hauptspannungstrajektorien weichen bei den auf der BSP-Platte gelagerten Probekörpern oben und unten im Steg etwas stärker von der neutralen Faser ab als bei den auf dem STP aufgestellten Probekörpern. Dies fußt darauf, dass die Spannungen aus dem STP vor der Ausklinkung über die Verbindungsmittel in die aufgelagerte BSP-Platte hochgehängt werden müssen. Bei der aufgestellten Lagerung ergibt sich in Analogie zum Druckbogenmodell eine größere Spannweite des inneren Druckbogens im SHV-Querschnitt, was durch die flacheren Winkel der Hauptdruckspannungstrajektorien im oberen Stegbereich der Versuchsreihen B-HS10-90-03 und B-HS12-90-01 gestützt wird.

Ferner kann die konstruktive Durchbildung beider Auflagersituationen evaluiert werden. Bei den Versuchsreihen mit der aufgestellten Lagerungsvariante sind die nicht unerheblichen geometrischen Imperfektionen des 5 m langen und 1,5 mm dünnen Stahltrapezprofils als nachteilig zu bewerten, infolge derer trotz der Auflagerschotten anfängliche Schiefstellungen resultierten. Im Versuchsstand konnten derartige Schiefstellungen zwar überwiegend mithilfe einer gelenkigen Lagerung bzw. Lasteinleitung ausgeglichen werden, was jedoch in einem realen Anwendungsumfeld kaum realisierbar ist. Eine als Randbalken ausgebildete Gabellagerung könnte sich in diesem Kontext voraussichtlich als vielversprechend herausstellen, wodurch jedoch weitere konstruktive Maßnahmen bezüglich der Lagerung erforderlich würden. Bei der Lagerung auf der BSP-Platte beeinflusst die Durchbildung der Verbundfuge direkt an der Ausklinkung den Lastabtrag maßgebend, sodass dort eine vollständige Zugkraftübertragung durch eine ausreichende Anzahl und Kapazität der Verbindungsmittel zu gewährleisten ist. Zur Vermeidung von zu großen Ausklinkungen könnten bei dieser Lagerungsvariante im Anwendungskontext auch Zentrierleisten verwendet werden. Insgesamt ist die linienhafte Lagerung auf der BSP-Platte konstruktiv als vorteilhaft zu bewerten, weil bei dieser die Imperfektionen des STP keinen Einfluss auf die Lagerung haben und keine zusätzlichen Schotten notwendig sind.

4.3.6 Analytische Näherungslösung

Für die analytische Abbildung des Tragverhaltens der Stahl-Holz-Verbunddecke ist das Steifigkeitsverhältnis von zusammengesetzten Teilquerschnitten unterschiedlicher Materialität adäquat zu berücksichtigen. Ein Ansatz besteht in der Anwendung des aus dem Holzbau bekannten γ -Verfahrens (vgl. Kapitel 2.4), welches in modifizierter Form auch für Holz-Beton-Verbunddecken angewandt wird und für einen quadratischen Momentenverlauf Ergebnisse mit angemessener Genauigkeit ergibt. Als weitere Berechnungsmethode erscheint das Schubanalogieverfahren geeignet, welches jedoch zur Bestimmung der Teilschnittgrößen stellenweise softwaregestützt ist. Ferner befasst sich eine Arbeitsgruppe des TC11 der *European Convention for Constructional Steelwork (ECCS)* seit 2022 mit der Zusammenstellung des Standes der Forschung und Technik von Stahl-Holz-Verbundkonstruktionen, um darauf aufbauend Konstruktions- und Bemessungsregeln zu erarbeiten. Diesbezüglich ist die übergeordnete Struktur eines Zwischenberichtes bekannt, die Veröffentlichung von Ergebnissen steht jedoch noch aus [178]. Demzufolge wird in diesem Kapitel das γ -Verfahren für Stahl-Holz-Verbundquerschnitte unter Einbeziehung der Erkenntnisse aus den versuchstechnischen Untersuchungen für den linear-elastischen Bereich evaluiert und adaptiert. Für die Anwendung des Verfahrens wird die Verbundsteifigkeit entsprechend der Abscherversuche mithilfe der Nachgiebigkeitsfaktoren γ für eine Länge $L = 4,90$ m gemäß der Spannweite der durchgeführten Biegeversuche berücksichtigt.

Übergeordnet lässt sich der SHV-Querschnitt in zwei Schichten aufteilen, sodass für beide Teilquerschnitte zunächst die Querschnittswerte bestimmt werden können. In Übereinstimmung mit dem γ -Verfahren wird die obere Schicht (hier die Brettsperrholzplatte) mit dem Index 1 und die darunterliegende Schicht des Stahltrapezprofils mit dem Index 2 gekennzeichnet. Die BSP-Platte ist aufgrund der drei orthogonal zueinander angeordneten und verleimten Lagen als quasi-nachgiebiger Verbundquerschnitt zu betrachten, welcher mithilfe des γ -Verfahrens in Anlehnung an [66] auf Basis der Materialkennwerte gemäß Tabelle 4.5 berechnet werden kann. Die Ermittlung der grundlegenden Querschnittswerte der BSP-Platte erfolgt in Tabelle 4.15 mit den Geometriegrößen nach Bild 4.46.

Tabelle 4.15: Querschnittswerte der dreilagigen BSP-Platte

Lage	h_i [mm]	E_i [N/mm ²]	z_i [cm]	A_i [cm ²]	$\frac{E_i}{E_c} \cdot A_i$ [cm ²]	$\frac{E_i}{E_c} \cdot A_i \cdot z_i$ [cm ³]	a_i [cm]	$\frac{E_i}{E_c} \cdot I_{y,Eig.}$ [cm ⁴]	$\frac{E_i}{E_c} \cdot A_i \cdot a_i^2$ [cm ⁴]
<i>I</i>	20	11000	1,0	200	200	200	-2,0	66,7	800
<i>II</i>	20	370	3,0	200	6,7	20,2	0,0	2,2	0
<i>III</i>	20	11000	5,0	200	200	1000	2,0	66,7	800
Σ	60			600	406,7	1220,2			1735,6

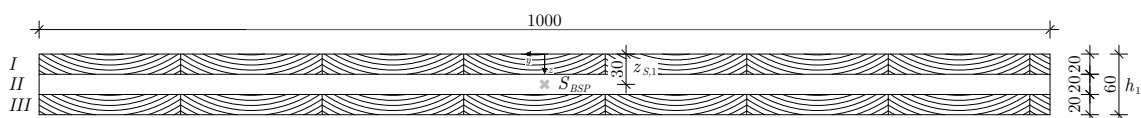


Bild 4.46: Parameter der dreilagigen BSP-Platte

Die Nachgiebigkeit zwischen den einzelnen Brettlagen wird mithilfe der γ -Faktoren berücksichtigt (siehe (4.29)), wobei der Verschiebungsmodul zwischen den jeweiligen Brettlagen gemäß [223] mit dem Verhältnis von der Dicke der angrenzenden Lage (h_I respektive h_{III}) zum Rollschubmodul der Mittellage $G_R = 50 \text{ N/mm}^2$ approximiert wird.

$$\gamma_i = \frac{1}{1 + \pi^2 \cdot \frac{E_i \cdot A_i}{L^2} \cdot \frac{h_i}{b \cdot G_R}} = 0,965 \quad \text{und} \quad \gamma_{II} = 1,00 \quad (4.29)$$

für $i = I$ und $i = III$

Auf Basis der Nachgiebigkeitsfaktoren ergeben sich die effektive Biegesteifigkeit EI_1 der dreilagigen Brettsperrholzplatte entsprechend (4.30) und die effektive Dehnsteifigkeit EA_1 gemäß (4.31).

$$EI_1 = \sum_{i=I}^{III} \left(E_i \cdot I_i + \gamma_i \cdot E_i \cdot A_i \cdot a_i^2 \right) = 0,185 \cdot 10^6 \text{ Nm}^2 \quad (4.30)$$

$$EA_1 = \sum_{i=I}^{III} E_i \cdot A_i = 447,4 \text{ MN} \quad (4.31)$$

Die wesentlichen Querschnittswerte des STP sind für drei Berechnungsmethoden in Tabelle 4.16 zusammengefasst, wobei eine hohe Übereinstimmung der für das γ -Verfahren erforderlichen Kenngrößen festzustellen ist. Für die händische Ermittlung wurde der Querschnitt gemäß Bild 4.47 linearisiert.

Tabelle 4.16: Querschnittswerte des STP

Berechnungs- methode	A_2 [cm ²]	$z_{S,2}$ [cm]	$I_{y,2}$ [cm ⁴]
händisch*	10,47	12,23	619,32
Datenblatt [155]	10,58	12,15	619,13
SOFiSTiK†	10,74	12,11	629,11

* Berechnung in Anhang A.1.2, Tabelle A.1

† vgl. Anhang A.1.2, Bild A.3

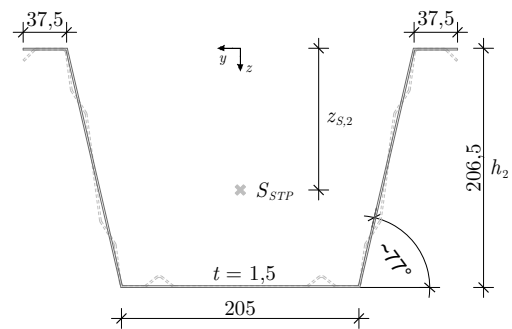


Bild 4.47: Parameter des STP

Unter Verwendung der händisch ermittelten Querschnittswerte und der Materialkennwerte gemäß Tabelle 4.4 resultieren für das Stahltrapezprofil die Steifigkeiten EI_2 und EA_2 gemäß der Gleichungen (4.32) bzw. (4.33).

$$EI_2 = 1,208 \cdot 10^6 \text{ Nm}^2 \quad (4.32)$$

$$EA_2 = 204,1 \text{ MN} \quad (4.33)$$

Auf Basis der Querschnittswerte der Teilquerschnitte kann die mechanische Beschreibung des Stahl-Holz-Verbundquerschnittes erfolgen. Für die Biegesteifigkeit des Verbundquerschnittes ist die Nachgiebigkeit der Verbindung zwischen BSP-Platte und STP entscheidend, woraus wiederum die Abstände a_1 und a_2 zwischen dem Schwerpunkt des Verbundquerschnittes S_{SHV} und den jeweiligen Einzelschwerpunkten der Teilquerschnitte S_{BSP} sowie S_{STP} resultieren (siehe Bild 4.48).

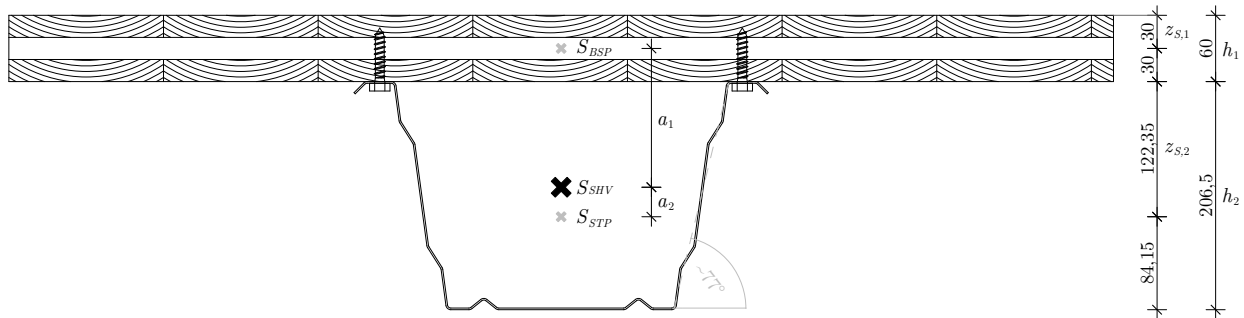


Bild 4.48: Geometrische Zusammenhänge des Stahl-Holz-Verbundquerschnittes

Der Nachgiebigkeitsfaktor γ_1 repräsentiert die Beteiligung der BSP-Platte am Verbundtragverhalten und kann anhand Formel (4.34) ermittelt werden. Aufgrund der Befestigung über die beiden Obergurte des STP ist für die Anzahl der Verbindungsmittelreihen $n_S = 2$ zu verwenden, wobei der Verbindungsmittelabstand $s_1 = 200$ mm beträgt. Der erforderliche Verschiebungsmodul K_1 basiert auf der im Zuge der Abscherversuche ermittelten Steifigkeit k_s . Sofern keine Steifigkeitswerte aus experimentellen Untersuchungen zur Verfügung stehen, kann der Verschiebungsmodul näherungsweise mit k_{SLs} gemäß [84] bestimmt werden (vgl. Tabelle 4.11).

$$\gamma_1 = \frac{1}{1 + \pi^2 \cdot \frac{E_1 \cdot A_1 \cdot s_1}{K_1 \cdot n_S \cdot L^2}} \quad \text{und} \quad \gamma_2 = 1,00 \quad (4.34)$$

Unter Verwendung der γ -Faktoren gemäß (4.34) kann mit Formel (4.35) der Abstand a_2 des Einzelschwerpunktes des STP zum Schwerpunkt des Verbundquerschnittes bestimmt werden.

$$a_2 = \frac{\gamma_1 \cdot E_1 \cdot A_1 \cdot (h_1 - z_{S,1} + z_{S,2})}{\sum_{i=1}^2 \gamma_i \cdot E_i \cdot A_i} \quad (4.35)$$

Entsprechend der in Bild 4.48 dargestellten geometrischen Randbedingungen resultiert aus a_2 unmittelbar der Abstand a_1 zwischen dem Schwerpunkt der BSP-Platte und dem Schwerpunkt des Verbundquerschnittes. Demzufolge kann die effektive Biegesteifigkeit des Stahl-Holz-Verbundquerschnittes mit Formel (4.36) berechnet werden, welche neben den Einzelbiegesteifigkeiten der Teilquerschnitte die mit den γ -Faktoren abgeminderten Steiner-Anteile berücksichtigt.

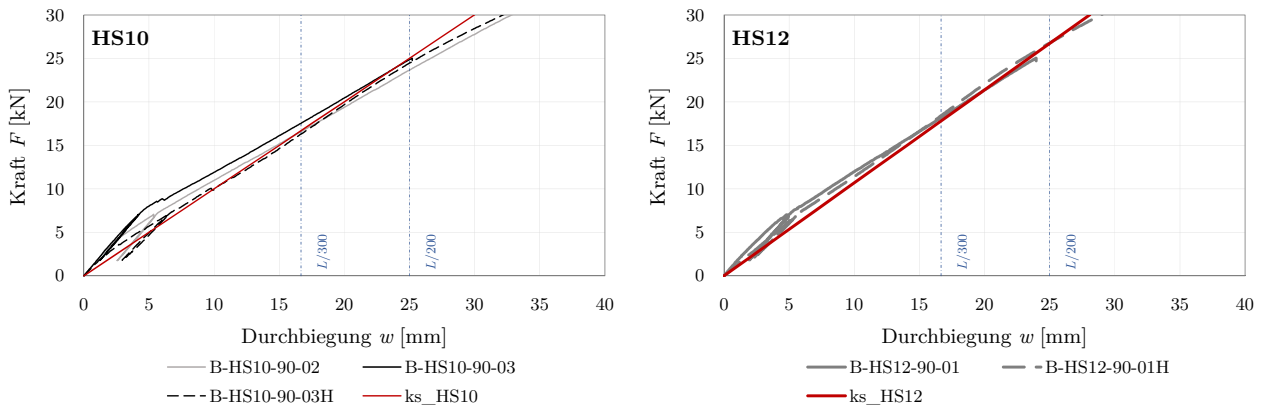
$$EI_{ef} = \sum_{i=1}^2 \left(E_i \cdot I_i + \gamma_i \cdot E_i \cdot A_i \cdot a_i^2 \right) \quad (4.36)$$

Die wesentlichen Ergebnisse der Gleichungen (4.34) bis (4.36) sind in Tabelle 4.17 aufgeführt.

Tabelle 4.17: Berechnungsparameter des SHV-Querschnittes

	k_s [N/mm]	γ_1 [-]	γ_2 [-]	a_1 [mm]	a_2 [mm]	EI_{ef} [Nm ² ·10 ⁶]
HS10	1897	0,0970	1,00	-125,64	26,71	2,22
HS12	2387	0,1191	1,00	-120,82	31,53	2,37

Die analytische Berechnung der Durchbiegungen erfolgt auf Grundlage von Formel (4.20) zur Erzielung einer zu den 4-Punkt-Biegeversuchen äquivalenten Durchbiegung in Feldmitte, da die Anwendbarkeit des γ -Verfahrens auf sinusförmige und näherungsweise parabelförmige Biegemomentenverläufe beschränkt ist. In Bild 4.49 werden die im linear-elastischen Bereich analytisch ermittelten Durchbiegungen den Versuchsergebnissen für beide Verbindungsmitteldurchmesser gegenübergestellt.

**Bild 4.49:** Vergleich der experimentellen und analytischen Durchbiegungen

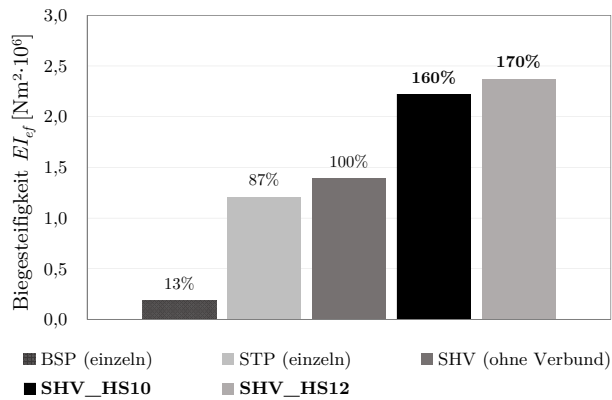
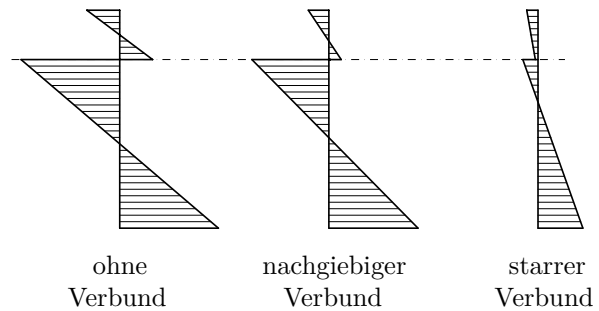
Grundsätzlich wird die gute Übereinstimmung der analytischen Näherungslösung mit den Versuchsergebnissen ersichtlich. Für geringe Lastniveaus wird der Verformungswiderstand bei beiden Durchmessern etwas unterschätzt, wohingegen bei $\varnothing 12$ mm im Bereich von $L/300$ bis $L/200$ eine sehr hohe Übereinstimmung der Durchbiegungen festzustellen ist. Für $\varnothing 10$ mm resultiert mit zunehmendem Lastniveau eine marginale Überschätzung des Verformungswiderstandes von maximal 6 % gegenüber der 4-Punkt-Biegeversuche bei $L/200$. Da im Rahmen dieser Arbeit keine Langzeituntersuchungen vorgenommen wurden und somit keine Vergleichswerte vorliegen, erfolgt keine Betrachtung zum Zeitpunkt t_∞ . Es ist jedoch davon auszugehen, dass die Steifigkeit von Stahl-Holz-Verbindungen in Abhängigkeit der spezifischen Ausbildung der Verbundfuge abnimmt [46]. Dementsprechend ist für Verformungsberechnungen zum Zeitpunkt t_∞ eine Anpassung der analytischen Näherungslösung mithilfe eines Verformungsbeiwertes denkbar.

Überdies sind in Tabelle 4.18 die aus den 4-Punkt-Biegeversuchen abgeleiteten Biegesteifigkeiten und die Biegesteifigkeiten infolge der analytischen Näherungslösung (**SHV**) einander gegenübergestellt. Hieraus kann abgeleitet werden, dass die analytisch ermittelten Biegesteifigkeiten geringfügig größer sind als diejenigen aus den experimentellen Untersuchungen, was die in Bild 4.49 ersichtliche sukzessive Überschätzung des Verformungswiderstandes verdeutlicht.

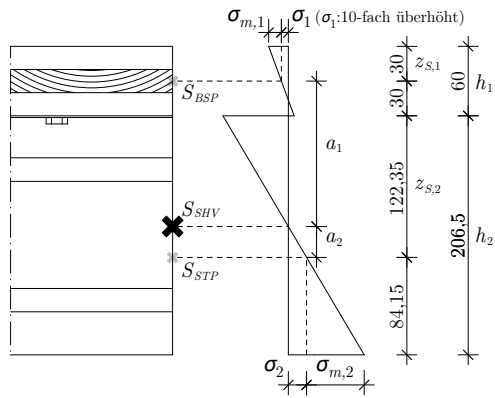
Tabelle 4.18: Gegenüberstellung der experimentellen und analytischen Biegesteifigkeiten

	HS10- 90-02	HS10- 90-03	HS10- 90-03H	SHV- HS10	HS12- 90-01	HS12- 90-01H	SHV- HS12
EI_{ef} [$\text{Nm}^2 \cdot 10^6$]	1,92	1,90	2,05	2,22	2,12	2,28	2,37

Zudem kann auf Grundlage der analytisch ermittelten Biegesteifigkeiten eine Bewertung der Wirksamkeit der Verbundwirkung vorgenommen werden. In Bild 4.50 wird hervorgehoben, dass die effektive Biegesteifigkeit des Verbundquerschnittes nicht lediglich der Summe der Biegesteifigkeiten beider Teilquerschnitte entspricht. Demzufolge entsteht infolge der konstruktiven Ausbildung der Verbundfuge eine signifikante Zunahme des Verformungswiderstandes um 60 % (HS Ø10 mm) respektive 70 % (HS Ø12 mm) im Vergleich zum einfachen Auflegen der BSP-Platte auf das Stahltrapezprofil.

**Bild 4.50:** Analytische Biegesteifigkeiten verschiedener Verbundwirkungen**Bild 4.51:** Qualitativer Spannungsverlauf verschiedener Verbundwirkungen

Ferner können mithilfe des γ -Verfahrens die Längsspannungen in den jeweiligen Teilquerschnitten in Abhängigkeit der Verbundwirkung (vgl. Bild 4.51) berechnet werden. Der Spannungsermittlung liegen ebenfalls die Parameter aus Tabelle 4.17 zugrunde, wobei die geometrischen Zusammenhänge sowie der schematische Spannungsverlauf über die Höhe des nachgiebigen SHV-Querschnittes in Bild 4.52 veranschaulicht werden. Der Spannungsverlauf setzt sich aus einem konstanten Normalspannungsanteil σ_i in der Nullachse des jeweiligen Teilquerschnittes (siehe Formel (4.37)) und einem linearen Biegespannungsanteil $\sigma_{m,i}$ zusammen. Durch den symmetrischen Aufbau der BSP-Platte sind die Spannungsanteile $\sigma_{m,1}$ infolge des auf die BSP-Platte bezogenen Biegemomentes an dessen Ober- und Unterkante gleich groß (siehe Formel (4.38)). Da die Formeln zur Spannungsermittlung des γ -Verfahrens gemäß [66] auf doppelsymmetrischen Teilquerschnitten beruhen, ist eine Anpassung für das nur einfach symmetrische Stahltrapezprofil notwendig. Dessen auf den Teilquerschnitt bezogenen Biegespannungsanteile können in Abhängigkeit der Lage des Schwerpunktes S_{STP} mit den Formeln (4.39) und (4.40) bestimmt und anschließend mit dem Normalspannungsanteil σ_2 superponiert werden.



$$\sigma_i = \frac{\gamma_i \cdot E_i \cdot a_i \cdot M}{EI_{ef}} \quad (4.37)$$

$$\sigma_{m,1} = \frac{E_1 \cdot h_1 \cdot M}{2 \cdot EI_{ef}} \quad (4.38)$$

$$\sigma_{m,2,OK} = \frac{E_2 \cdot M}{EI_{ef}} \cdot (-z_{S,2}) \quad (4.39)$$

$$\sigma_{m,2,UK} = \frac{E_2 \cdot M}{EI_{ef}} \cdot (h_2 - z_{S,2}) \quad (4.40)$$

Bild 4.52: Schematischer Spannungsverlauf des SHV-Querschnittes

Bild 4.53 stellt die Ergebnisse der analytischen Spannungsberechnung für den Stahl-Holz-Verbundquerschnitt analog zu der versuchstechnischen Auswertung (vgl. Bilder 4.37 und 4.41) in Feldmitte dar.

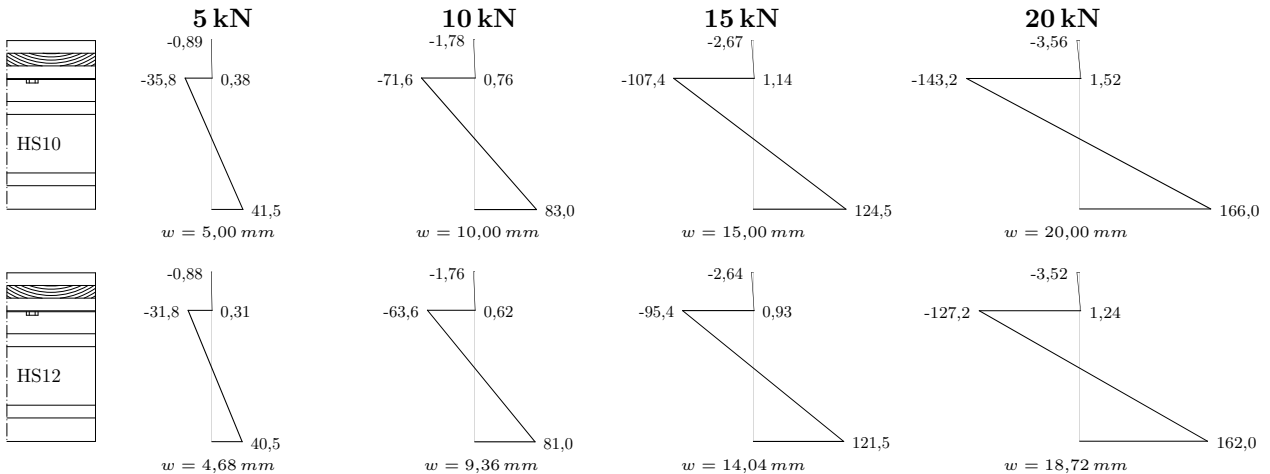


Bild 4.53: Spannungsverlauf im SHV-Querschnitt [N/mm²] und Durchbiegung w [mm] in Feldmitte für ausgewählte Lastniveaus – analytische Näherung

Eine direkte Gegenüberstellung der analytisch und experimentell (Index V , gestrichelt) ermittelten Spannungen erfolgt in Bild 4.54. Für die Darstellung der Versuchsergebnisse wurden die Spannungen aus den Biegeversuchen entsprechend des verwendeten Verbindungsmitteldurchmessers für beide Auflagersituationen gemittelt, da die Spannungen im linear-elastischen Bereich unabhängig von der Auflagersituation gut übereinstimmten. Die Vorversuche wurden dabei nicht berücksichtigt. In den Diagrammen ist erkennbar, dass die analytisch und experimentell ermittelten Zugspannungen am Untergurt des STP beinahe identisch sind. An der Oberkante der BSP-Platte resultieren aus der analytische Näherungslösung um bis zu 15 % größere Druckspannungen als in den Versuchen gemessen wurden, wobei die größten Abweichungen unmittelbar an der Verbundfuge auftreten. Hier werden sowohl die Druckspannungen an den Obergurten des STP als auch die Zugspannungen an der Unterkante der BSP-Platte von der Näherungslösung teils deutlich überschätzt. Die größte Abweichung auf der sicheren Seite ergibt sich bei der Fugenkonfiguration HS12-90 für $\sigma_{2,OG}$.

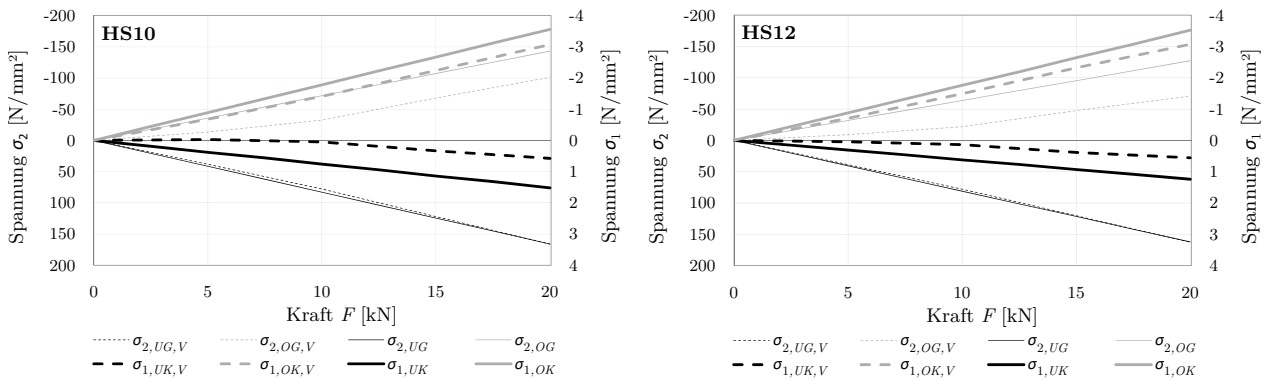


Bild 4.54: Vergleich der experimentell und analytisch ermittelten Spannungen

Für eine adäquate analytische Beschreibung der Spannungen an der Verbundfuge ist in etwa eine Verdopplung des Verschiebungsmoduls erforderlich (siehe Bild 4.55). Dieser Faktor entspricht der Empfehlung für Stahl-Holz-Verbindungen gemäß [84].

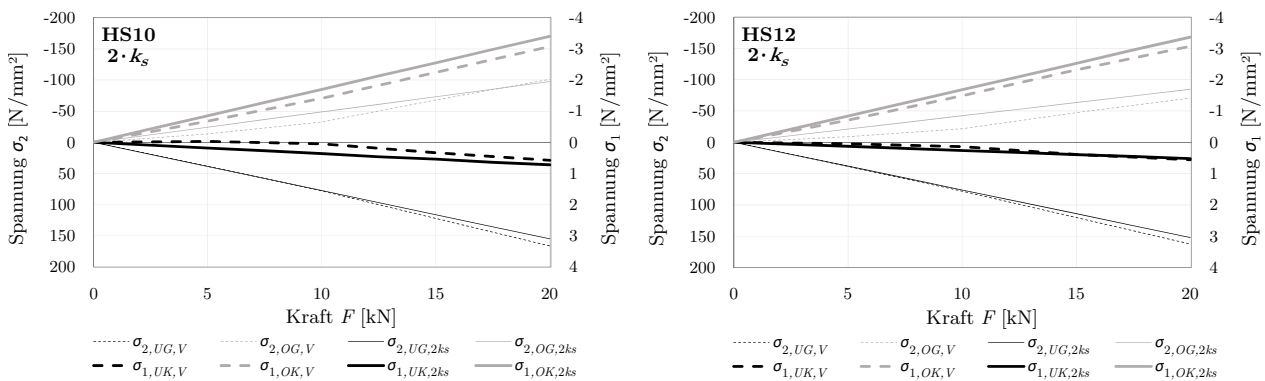


Bild 4.55: Spannungsvergleich auf Basis einer angepassten Verbundsteifigkeit

Mithilfe der analytischen Untersuchungen konnte gezeigt werden, dass das γ -Verfahren zur Erfassung des Trag- und Verformungsverhaltens der SHV-Decke grundsätzlich geeignet ist. Neben den Durchbiegungen wird insbesondere die bemessungsrelevante Spannung $\sigma_{2,UG}$ mit guter Übereinstimmung beschrieben. Ohne Anpassung der Verbundsteifigkeit ergeben sich jedoch große Abweichungen für die Spannungen an der Verbundfuge. Bei diesem analytischen Näherungsverfahren stellt die berücksichtigte Verbundsteifigkeit den relevantesten Einflussparameter für die Genauigkeit der Ergebnisse dar, wobei bereits der hier gewählte Ansatz einer linearen Verbundsteifigkeit eine Vereinfachung bedeutet. Zudem können kleinere Abweichungen aus den zugrunde gelegten Querschnittswerten und E-Moduln sowie der Nachgiebigkeit innerhalb der BSP-Platte resultieren.

Im folgenden Kapitel wird das Tragverhalten der SHV-Decke numerisch abgebildet und mit den versuchstechnischen Erkenntnissen verglichen. Diesbezüglich stellt die adäquate Berücksichtigung der Verbundsteifigkeit und deren Einfluss auf die Ergebnisse einen zentralen Bestandteil der numerischen Untersuchungen dar.

Kapitel 5

Numerische Untersuchungen der Stahl-Holz-Verbunddecke

Die zuvor in Kapitel 4 vorgestellten experimentellen Untersuchungen an der Stahl-Holz-Verbunddecke belegen die Realisierbarkeit einer mit mechanischen Verbindungsmitteln ausgebildeten Verbundfuge, welche ein wirksames Verbundtragverhalten aufweist. Aufgrund des hohen monetären Aufwandes waren die Versuche jedoch auf ausgewählte Konfigurationen in kleiner Anzahl beschränkt. Infolgedessen bestehen die Ziele der numerischen Berechnungen mithilfe der Finite-Elemente-Methode in:

- der Reproduzierbarkeit der Versuchsergebnisse mit einem allgemeingültigen parametrischen Modell zur Abbildung des globalen Trag- und Verformungsverhaltens,
- der Visualisierung der Wirkungsweise des Verbundsystems und der Berechnung der Effizienz der Verbundwirkung,
- der Quantifizierung der erforderlichen Bauteildimensionen für verschiedene Spannweiten als Grundlage für die Bewertung der ökologischen Qualität.

5.1 Modellierungsstrategien von SHV-Querschnitten

5.1.1 Möglichkeiten der Modellierung

Die Aussagekraft von numerischen Modellen wird wesentlich von der Modellierungstiefe und der adäquaten Erfassung der Randbedingungen beeinflusst. Demnach werden die möglichen Modellierungsansätze der einzelnen Komponenten von SHV-Querschnitten kurz vorgestellt.

Brettsperrholz

Die numerische Implementierung von Brettsperrholzelementen kann in Abhängigkeit des Detailgrades auf Makro-, Meso- oder Mikroebene erfolgen (siehe Bild 5.1).

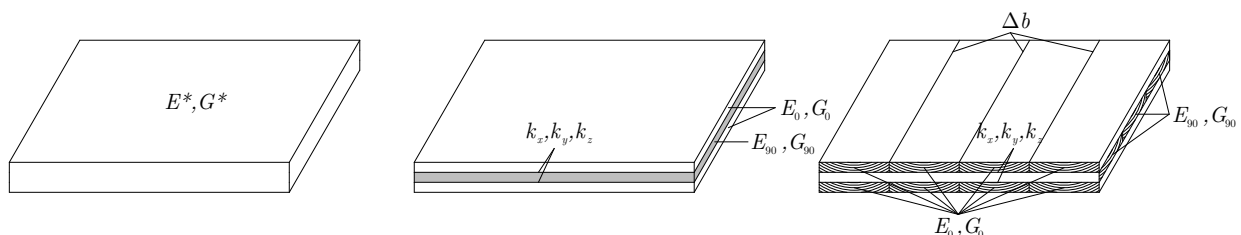


Bild 5.1: Makro-, Meso- und Mikromodellierung von Brettsperrholz

Der Makromodellierung liegt eine Formulierung zugrunde, bei der die BSP-Platte mithilfe von homogenisierten Materialparametern (E-Modul E^* , Schubmodul G^*) modelliert wird. Aus diesem Grund gibt es keine explizite Unterteilung in Dickenrichtung gemäß der einzelnen Lagen, sodass neben Volumenelementen auch Schalenelemente mit homogenisierten Materialeigenschaften verwendet werden können [107].

Auf Mesoebene wird eine lagenweise Diskretisierung der Brettlagen mithilfe von Schalen- oder Volumenelementen und verbindenden Kontakt- respektive Federelementen vorgenommen [117, 162, 168], wobei auch Layerelemente zum Einsatz kommen können [164]. Infolgedessen sind einerseits geeignete Kontaktformulierungen bzw. Federgesetze zu wählen und andererseits die entsprechenden Materialparameter in Abhängigkeit der orthogonal zueinander angeordneten Brettlagen zu definieren.

Eine Mikromodellierung basiert auf der Implementierung der einzelnen Bretter und Lagen mittels Volumenelementen mit den zugehörigen richtungsabhängigen Materialeigenschaften. Zwischen den jeweiligen Brettlagen werden vertikal meist Kontaktelemente für die Abbildung der Klebeschicht verwendet, wobei horizontal zwischen den einzelnen Brettern entweder Fugenabstände Δb oder eine Schmalflächenverklebung durch Kontaktelemente vorgesehen werden [168, 200].

Eine numerische Beschreibung von Brettsperrholz auf Nano- oder Atomebene ist bei der vorliegenden Problemstellung und den anvisierten Zielen der computergestützten Untersuchungen nicht zweckmäßig, da der Fokus auf dem globalen Tragverhalten liegt und nicht auf der Leimfuge, lokalen Schädigungsmechanismen oder dem Feuchteintrag.

Allgemein sind flächenhafte Bauteile sowohl durch Schalen- als auch Volumenelemente abbildbar. Eine 3D-Modellierung ist insbesondere für dickere Elemente sowie für die Erfassung von großen Schubverformungen gut geeignet, wobei dieser Modellierungsansatz rechenintensiv ist. Hingegen benötigen 2D-Schalenelemente geringere Rechenkapazitäten, können aber je nach implementierter Schalentheorie Schubdeformationen weniger genau abbilden und sind im Postprocessing umständlicher auszuwerten.

CHEN [45] zeigte anhand von vergleichenden analytischen und numerischen Berechnungen, dass das Tragverhalten von BSP sinnvoll mit Volumenmodellen abgebildet werden kann. Ferner wurden in [17, 124, 168, 200] Volumenmodelle für die Abbildung von BSP verwendet, wobei SEBERA et al. [200] darauf hinweisen, dass die Berücksichtigung der Schmalflächenverklebung für BSP-Elemente unter Torsionsbeanspruchung einen hohen Einfluss auf die Ergebnisse hat. Eine weitere Möglichkeit zur Diskretisierung von BSP bieten geschichtete Volumenelemente, bei denen die Materialparameter jeder Brettlage angepasst werden können [164].

Darüber hinaus gelingt eine geeignete Abbildung des Gesamttragverhaltens von BSP mithilfe nichtlinearer Schalenmodelle, sofern die einzelnen Brettlagen mit nichtlinearen Federelementen verbunden sind und jeder Lage die Schalentheorie nach MINDLIN-REISSNER zugrunde liegt [162]. Außerdem verfügen einige Simulationsprogramme über geschichtete Schalenelemente (Layerelemente), mit welchen die Brettlagen um je 90° gedreht und somit die anisotropen Eigenschaften des Holzes abgebildet werden können.

Dünnwandige Stahlprofile

Dünnwandige Stahlprofile unter Berücksichtigung von Stabilitätsphänomenen und Imperfektionen können adäquat mit 2D-Schalenelementen modelliert werden [114]. Je nach Ziel der numerischen Untersuchungen sind neben geometrischen Nichtlinearitäten auch materielle Nichtlinearitäten abzubilden. Geometrische Imperfektionen können beispielsweise durch die Skalierung von Eigenformen berücksichtigt werden. Für die Implementierung des isotropen Materialverhaltens von Stahl mit Verfestigungsbereich eignen sich entsprechend der Untersuchungen in [10] und [114] multilineare Spannungs-Dehnungs-Kurven, beispielsweise auf Basis der RAMBERG-OSGOOD Beziehung.

Die numerische Abbildung dünnwandiger Stahlprofile ist auch mithilfe von Volumenelementen umsetzbar, bietet jedoch aufgrund der geringen Veränderungen der Spannungen über die Elementdicke bei simultan vergleichsweise hoher Rechenkapazität keine wesentlichen Vorteile.

Verbindungsmittel

Mechanische Verbindungsmittel in Form von Schrauben lassen sich entweder diskret als Stabelemente [120], Volumenelemente [122, 232] oder als (nichtlineare) Federelemente abbilden [117, 152]. Bei Federelementen bestehen die Optionen, dass diese explizit nur in eine Richtung wirken (1D), in einer definierten Ebene eine Steifigkeit aufweisen (2D) oder in allen Richtungen dieselbe Steifigkeit besitzen (3D). Darüber hinaus besteht die Möglichkeit, die Verbindungsmittel simulativ als flächiges Kontaktelement abzubilden, was jedoch in [218] zu einer Überschätzung der Steifigkeit führte. Zudem können Reibungskräfte zwischen zwei Bauteilen über entsprechende Federgesetze in Abhängigkeit des Lastniveaus berücksichtigt oder über flächenhafte Kontaktelemente implementiert werden.

5.1.2 Gewählte Modellierungsstrategie

Das zu entwickelnde numerische Modell vereint die Notwendigkeit einer detailgetreuen Abbildung des Tragverhaltens mit einer adäquaten Berechnungszeit im Hinblick auf die Parameterstudie. Der Fokus liegt dabei auf der numerischen Erfassung der Verbundwirkung, des Tragverhaltens im linear-elastischen Bereich und der Grenztragfähigkeit der Verbunddecke.

Das numerische Modell wird in der Programmumgebung Rhino 7 mit Grasshopper parametrisch aufbereitet und mittels APDL-Codes in die Softwareumgebung Ansys (V2021) exportiert. Diese Vorgehensweise hat gegenüber der direkten Eingabe in Ansys den Vorteil, dass das räumliche Geometriemodell effektiv mit Methoden der visuellen Programmierung erzeugt und parallel für die Softwareumgebung SOFiSTiK (V2022) vorbereitet werden kann. Infolgedessen kann das Ansys-Modell stets mithilfe eines zweiten FE-Modells mit identischen Randbedingungen validiert werden.

Elementformulierung

Der Elementwahl für die Brettsperrholzplatte ging eine Vergleichsstudie voraus, in welcher die BSP-Platte einerseits mit numerischen Methoden und andererseits mit analytischen Berechnungsverfahren untersucht wurde. Der Fokus der numerischen Simulation mit Ansys lag auf

der Modellierung der BSP-Platte als Schalenelement (mit Layerstruktur) sowie als Volumenelement auf Mesoebene. Eine Modellierung auf Mikroebene bietet für die Erfassung des reinen Biegetragverhaltens keinen signifikanten Mehrwert und fand daher keine Berücksichtigung. Die Berechnung erfolgte für eine statisch bestimmt gelagerte, 5 m lange und 1 m breite BSP-Platte mit drei Lagen je 20 mm Dicke unter einer Einheitslast von 1 kN/m^2 . Ferner entsprachen die Materialparameter den Werten aus Tabelle 4.5, wobei Tangential- und Radialrichtung des Holzes zufolge einer orthotropen Materialformulierung vereinheitlicht wurden (vgl. [101, 210]). In Bild 5.2 werden die berechneten Durchbiegungen w sowie die Längsspannungen σ einander gegenübergestellt.

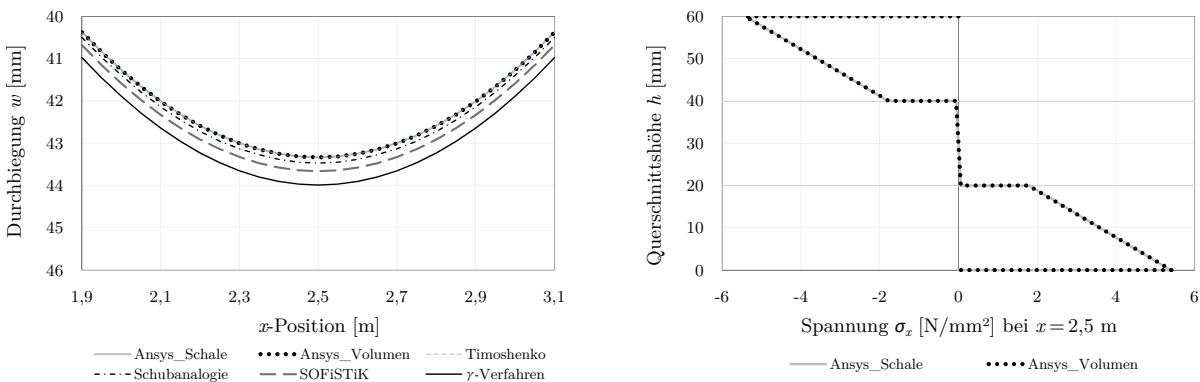


Bild 5.2: Gegenüberstellung der Durchbiegungen und Längsspannungen der BSP-Platte für unterschiedliche Berechnungsmethoden

Einerseits ist erkennbar, dass sowohl aus den beiden Ansys-Modellen als auch aus dem TIMOSHENKO-Verfahren annähernd dieselben Durchbiegungen resultieren und sich für das Schubanalogieverfahren, das SOFiSTiK-Schalenmodell sowie das γ -Verfahren etwas größere Durchbiegungen ergeben. Andererseits stimmt der ermittelte Spannungsverlauf über die Höhe der BSP-Platte mit dem theoretischen Verlauf (vgl. Bild 2.14) überein. Aufgrund der sehr geringen Abweichungen der analytisch ermittelten Spannungen sind diese der Übersicht halber nicht dargestellt. Das gilt auch für die mit SOFiSTiK ermittelten Spannungen, welche weniger als 1 % von den Spannungen aus Ansys abweichen. Eine Zusammenfassung der analytischen Berechnungsverfahren mitsamt den wesentlichen Ergebnissen ist in Anhang A.2.1 aufgeführt.

Infolge der sehr guten Übereinstimmung der Ergebnisse des Schalen- und Volumenmodells sind beide Modellierungsvarianten für die numerische Simulation der BSP-Platte vertretbar. Im Rahmen dieser Arbeit wird die Abbildung mit Volumenelementen des Typs *solid185* vorgenommen und die in einer moderaten Größenordnung liegende, erhöhte Rechenzeit hingenommen. Dafür können mit den Volumenelementen Trageffekte senkrecht zur Ebene erfasst werden, was im Hinblick auf die Modellierung der ausgeklinkten Lagerungsvariante vorteilhaft ist. Weiterhin vereinfacht sich die Auswertung der Spannungen in der BSP-Platte, weil die Brettlagen separat mit entsprechenden FE-Knoten abgebildet werden. Die Verklebung zwischen den Hauptlagen und der Querlage wird als starr implementiert.

Das Stahltrapezprofil wird aufgrund seiner geringen Dicke mithilfe von Schalenelementen des Typs *shell181* diskretisiert. Bei der geometrischen Erzeugung werden die Radien an den Umformungsstellen der Sicken und Zwischensteifen polygonalisiert modelliert.

Implementierung der Verbundfuge

Bei Verbundbauteilen hat die numerische Abbildung der Verbundfuge einen wesentlichen Einfluss auf die Genauigkeit der Ergebnisse. Infolgedessen ist es für eine realitätsnahe Erfassung des Trag- und Verformungsverhaltens notwendig, die Verbundsteifigkeit in einer guten Näherung abzubilden. Die Umsetzung in Ansys erfolgt mit diskreten nichtlinearen Federelementen des Typs *combin39*. Eine vergleichbare Modellierungsstrategie für Verbundelemente wurde beispielsweise in [18] und [143] verwendet. Die Federelemente werden vom Schwerpunkt der BSP-Platte zu den Obergurten des STP definiert (siehe Bild 5.3), wobei die Querlage der BSP-Platte zur Erfassung der Schubnachgiebigkeit doppelt so fein unterteilt wird wie deren Hauptlagen.

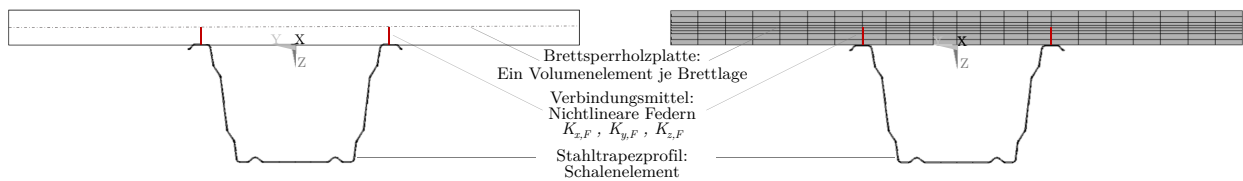


Bild 5.3: Elementtypen der gewählten Modellierungsstrategie

Für jedes Verbindungsmittel werden drei Federelemente entsprechend der Richtungen des kartesischen Koordinatensystems mit den Federsteifigkeiten $K_{x,F}$ in x -Richtung, $K_{y,F}$ in y -Richtung und $K_{z,F}$ in z -Richtung definiert. Das Materialgesetz für die Federn in x -Richtung wird unmittelbar aus den Abscherversuchen gemäß Kapitel 4.2 abgeleitet, wobei diesbezüglich verschiedene Ansätze evaluiert werden. Einerseits besteht die Option, den Verschiebungsmodul k_s entsprechend Tabelle 4.11 als lineare Federsteifigkeit zwischen BSP-Platte und STP zu verwenden. Andererseits können beispielsweise die von FOSCHI [104] aufgestellte Gleichung (5.1) zur approximativen Abbildung der Kraft-Verformungs-Beziehung verschiedener Verbindungsmittel [231] oder deren Modifikation auf Basis eines 4-Parameter-Modells (4PM) entsprechend Formel (5.2) gemäß [142] verwendet werden. Ferner sei an dieser Stelle die elastisch-plastische Spannungs-Dehnungs-Beziehung nach RICHARD und ABBOTT [185] als weitere Möglichkeit für die numerische Implementierung erwähnt.

$$F_{Foschi,origin}(\nu) = (F_0 + k_y \cdot \nu) \cdot \left(1 - e^{\left(\frac{-k_0 \cdot \nu}{F_0}\right)}\right) \quad (5.1)$$

$$F_{Foschi,4PM}(\nu) = F_i + (F_{max,S} - F_i) \cdot \left(1 - e^{\left(\frac{-k_s \cdot \nu}{F_0}\right)}\right) \quad (5.2)$$

Das 4PM gemäß Formel (5.2) bietet sich zur Erfassung eines initialen Reibungswiderstandes an, welcher in der ursprünglichen Formulierung (5.1) nicht berücksichtigt wird. Demnach werden in Bild 5.4 exemplarisch die beiden analytisch ermittelten K-V-Beziehungen den zugehörigen Parametern der gemessenen K-V-Beziehung des Abscherversuches S-HS10-90-01 gegenübergestellt. Dabei ist ersichtlich, dass die mit der ursprünglichen Formulierung von FOSCHI ermittelte K-V-Beziehung etwas stärker von den Versuchsergebnissen abweicht als das 4PM, was insbesondere auf den Anfangsbereich zurückzuführen ist.

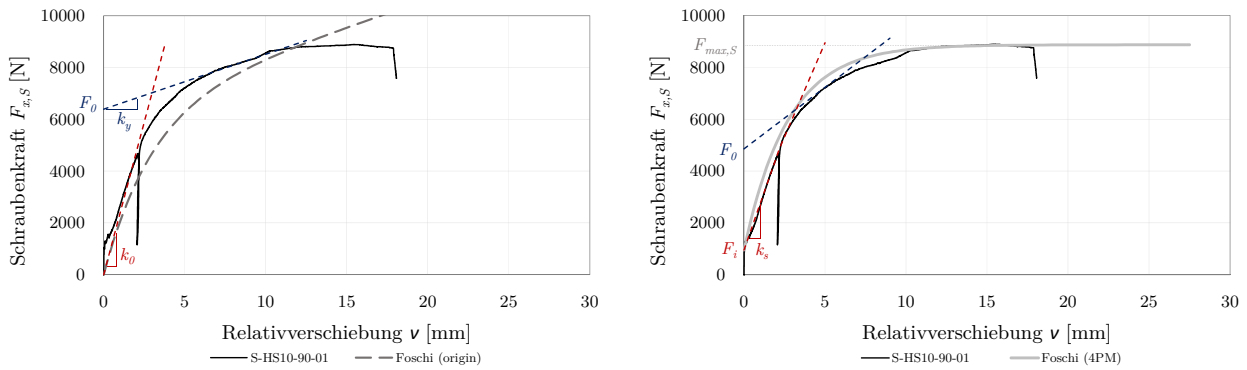


Bild 5.4: K-V-Beziehungen sowie Parameter nach (5.1) und (5.2) gemäß S-HS10-90-01

Alle Eingangswerte für das 4PM basieren auf den gemittelten Ergebnissen der Abscherversuche (siehe Tabelle 5.1), wobei F_0 ungefähr zwischen 50 % und 60 % von $F_{max,S}$ liegt (vgl. [142]). Alle versuchsspezifischen Werte sind in Anhang A.2.1 zusammengefasst.

Tabelle 5.1: Gemittelte Eingangswerte für das 4-Parameter-Modell

Verbindungsmittel	F_i [N]	F_0 [N]	$F_{max,S}$ [N]	k_s [N/mm]
Holzschrauben Ø10 mm	960	5088	8714	1897
Holzschrauben Ø12 mm	899	5286	8526	2387

Der Parameter F_i gemäß Tabelle 5.1 wird dabei in sehr guter Näherung durch den Reibungswiderstand F_f beschrieben, welcher von der axialen Kraft der Schraube $F_{ax} \approx 10000$ N infolge des definierten Anzugdrehmomentes von ca. 20 Nm und von dem Reibungskoeffizienten $\mu \approx 0,1$ zwischen STP und Schraubenkopf beeinflusst wird (siehe Formel (5.3)).

$$F_f = \mu \cdot F_{ax} = 0,1 \cdot 10000 = 1000 \text{ N} \quad (5.3)$$

Bild 5.5 belegt die hohe Repräsentativität des 4PM zur Abbildung der K-V-Beziehungen, sodass Formel (5.2) für die Berechnung der Federsteifigkeit $K_{x,F}$ im Zuge der numerischen Untersuchungen verwendet und fortan vereinfacht als Ansatz nach FOSCHI bezeichnet wird.

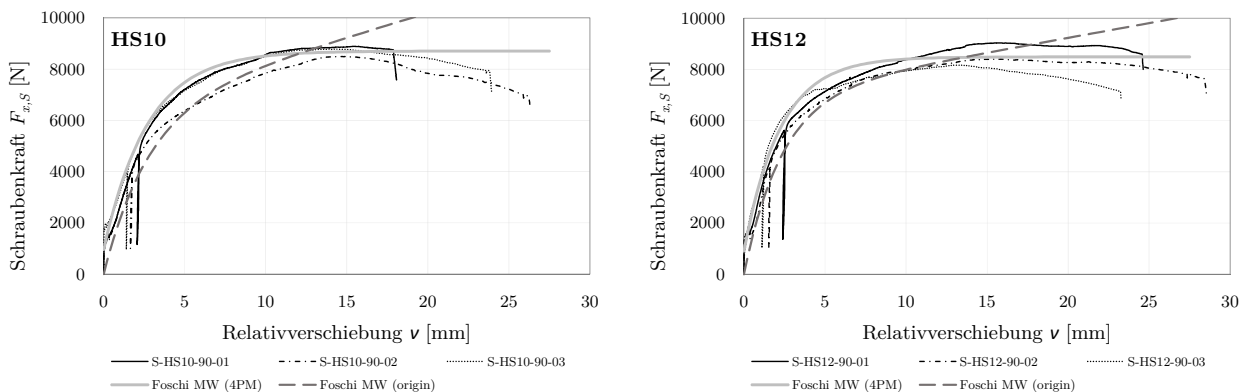


Bild 5.5: Gegenüberstellung der analytisch ermittelten K-V-Beziehungen mit den Versuchsreihen S-HS10-90 und S-HS12-90

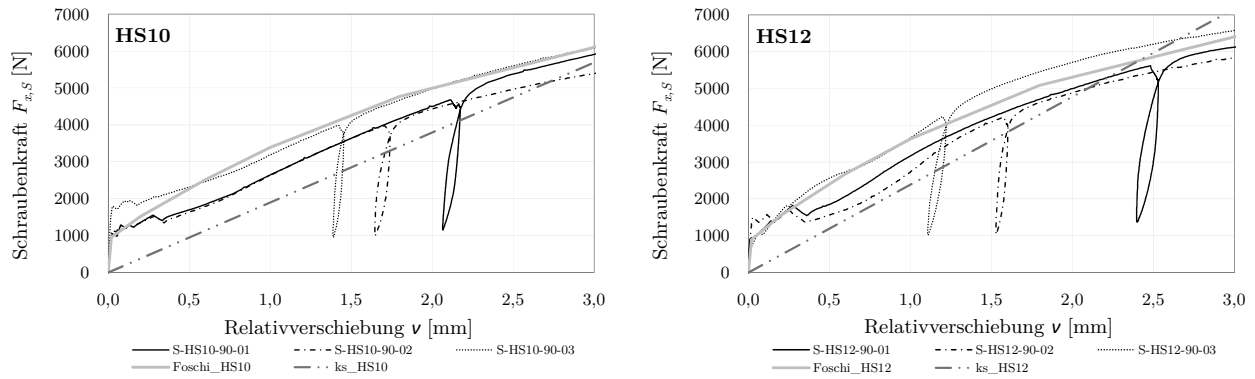


Bild 5.6: Vergleich der Federsteifigkeiten $K_{x,F}$ gemäß k_s und FOSCHI mit den Versuchsreihen S-HS10-90 und S-HS12-90

In Bild 5.6 werden die beschriebenen Ansätze zur Berücksichtigung des Verschiebungsmoduls in x -Richtung mit den Ergebnissen aus den Abscherversuchen verglichen. Hierbei ist der Anfangsbereich mit kleinen Relativverschiebungen für die Modellierung der Biegeversuche von besonderem Interesse, da infolge der Belastung orthogonal zur Verbundfuge signifikant kleinere Relativverschiebungen verglichen mit den Abscherversuchen auftreten. Es ist festzustellen, dass der lineare Ansatz mit k_s keinen anfänglichen Verformungswiderstand berücksichtigt und demnach für sehr kleine Relativverschiebungen deutlich von den Versuchsergebnissen abweicht, wohingegen der Ansatz nach FOSCHI bereits im Anfangsbereich eine hohe Übereinstimmung aufweist. Die Implementierung der Federsteifigkeit $K_{x,F}$ in x -Richtung erfolgt identisch für positive und negative Relativverschiebungen, was einer Spiegelung der K-V-Beziehung am Koordinatenursprung entspricht. Die Auswirkungen der beiden Ansätze für $K_{x,F}$ auf die Ergebnisse der numerischen Simulationen der Biegeversuche werden in Kapitel 5.2 evaluiert.

Die Querfedern in y -Richtung erfahren infolge einer vertikalen Belastung planmäßig keine Beanspruchung, sodass deren Einfluss auf die Berechnungsergebnisse marginal ist. Dennoch ist eine Eingabe für die numerische Lösung des räumlichen Modells notwendig, um Konvergenzprobleme infolge statischer Unterbestimmtheit zu vermeiden. Daher wird als Federsteifigkeit $K_{y,F}$ vereinfacht der Verschiebungsmodul k_s aus den Abscherversuchen sowohl für positive als auch negative Relativverschiebungen angesetzt, zumal keine gesonderten Untersuchungen der Verbundfuge mit Decklagen der BSP-Platte quer zur Beanspruchungsrichtung durchgeführt wurden.

Den Federn in z -Richtung wird der Auszieh Widerstand $F_{ax,R}$ der verwendeten Verbindungsmittel zugewiesen, welcher sich gemäß DIN EN 1995-1-1 [66] in Abhängigkeit der Einbindetiefe des Gewindes für beide Durchmesser der Sechskant-Holzschrauben zu rund 6800 N ergibt. Die zugehörige Relativverformung Δu_z basiert auf dem E-Modul der Schrauben von 210000 N/mm² sowie der Länge der Schrauben $L_S = 50$ mm, sodass $\Delta u_z = 0,032$ mm beträgt. Anschließend wird näherungsweise eine lineare Reduktion des Auszieh Widerstandes über den Abstand der Gewindetäler der Schrauben von ca. 5 mm berücksichtigt (siehe Bild 5.7). Ein ähnlicher Ansatz mit einer linearen Reduktion auf 80 % von $F_{ax,R}$ wurde in [137] verfolgt. An dieser Stelle sei angemerkt, dass Zugkräfte nur in den auflagnahen Federelementen bei der Lagerung auf der BSP-Platte auftreten.

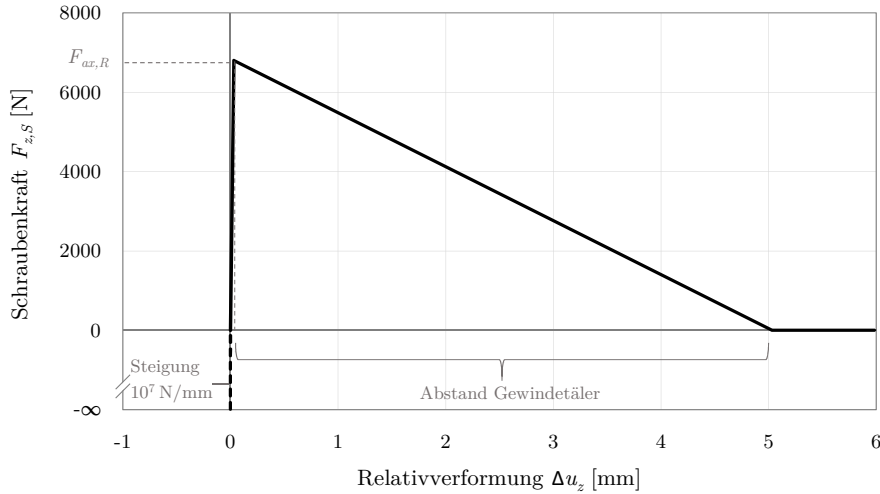


Bild 5.7: Implementierte Federsteifigkeit $K_{z,F}$ gemäß analytischem Auszieh Widerstand

Überdies wird den vertikalen Federn, neben dem Auszieh Widerstand für Zugbeanspruchungen, eine hohe Steifigkeit von 10^7 N/mm für die Übertragung von Druckbeanspruchungen jedweder Größenordnung zugewiesen. Die damit einhergehenden relativen Verformungen sind vernachlässigbar klein, wodurch die Verformungsergebnisse der SHV-Decke nicht verzerrt werden. Auf die Implementierung flächenhafter Kontaktelemente zwischen der Unterseite der BSP-Platte und den Obergurten des Stahltrapezprofils wird zu Gunsten einer besseren Performance des Gesamtmodells und Konvergenz der Ergebnisse verzichtet. Dies wird durch eine Vergleichsberechnung in Kapitel 5.2.1 belegt.

Materialgesetze

Den Materialgesetzen für das Stahltrapezprofil und die Brettsperrholzplatte werden die Materialkennwerte aus den Tabellen 4.4 und 4.5 zugrunde gelegt.

Für das STP werden zwei Materialgesetze implementiert, um das duktile Materialverhalten von Stahl abbilden zu können. Bis zum Erreichen der Streckgrenze wird ein perfekt linear-elastisches Materialverhalten auf Grundlage von $E_{STP} = 195000$ N/mm² implementiert. Der zugehörige Schubmodul G_{STP} ergibt sich gemäß Formel (5.4) mit einer Querkontraktionszahl von $\nu_{ij} = 0,3$ zu:

$$G_{STP} = \frac{E_{STP}}{2 \cdot (1 + \nu_{ij})} = \frac{195000 \text{ N/mm}^2}{2 \cdot (1 + 0,3)} = 75000 \text{ N/mm}^2 \quad (5.4)$$

Das plastische Verformungsvermögen sowie das Verfestigungspotenzial des Stahls werden mithilfe einer multilinenen Spannungs-Dehnungskurve auf Basis der durchgeführten Stahlzugversuche berücksichtigt. Die programmspezifische Eingabe in Ansys fußt auf den plastischen Dehnungen ε_{pl} mit den zugehörigen, wahren Spannungen σ_{true} . Für inkompressible Materialien gelten die folgenden mechanischen Beziehungen:

$$\sigma_{true} = \sigma_{eng} \cdot (1 + \varepsilon_{eng}) \quad (5.5)$$

$$\varepsilon_{el} = \frac{\sigma_{true}}{E} \quad (5.6)$$

$$\varepsilon_{pl} = \varepsilon_{eng} - \varepsilon_{el} \quad (5.7)$$

Im Zuge dessen werden die technische Dehnung ε_{eng} auf die Ausgangslänge L_0 und die technische Spannung σ_{eng} auf die Anfangsquerschnittsfläche S_0 bezogen (vgl. Kapitel 4.1.1).

Die Bestimmung der notwendigen Eingabeparameter für das Materialgesetz basiert auf Stahlzugversuch S03, welcher durch die sehr gute Übereinstimmung mit den Mittelwerten aller Zugversuche repräsentativ ist (vgl. Tabelle 4.1). Bild 5.8 zeigt die für S03 ermittelte wahre Spannung gemäß Formel (5.5) und stellt diese der technischen Spannung gegenüber. Es ist deutlich zu erkennen, dass die wahre Spannung σ_{true} bei zunehmender Dehnung durch die Berücksichtigung der Querschnittsänderung stärker steigt als die technische Spannung σ_{eng} . Mithilfe der Dehnungsbeziehungen aus den Gleichungen (5.6) und (5.7) kann das in Ansys implementierte Materialgesetz für das Stahltrapezprofil nach Erreichen der Streckgrenze beschrieben werden. Dieses ist in Bild 5.9 abgebildet, wobei programmbedingt für die Ordinate bei $x = 0$ die Streckgrenze zu verwenden ist. Im Rahmen der Nachrechnungen der Biegeversuche wird der Wert der unteren Streckgrenze von 370 N/mm^2 angesetzt.

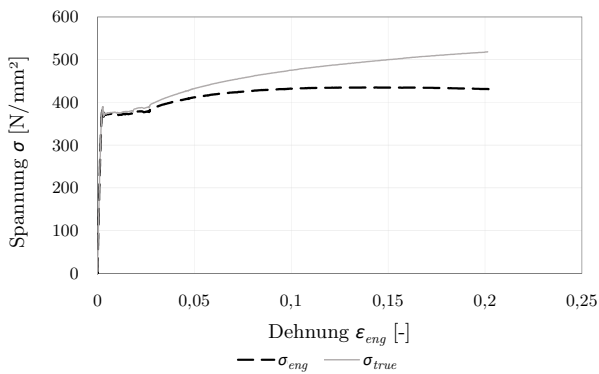


Bild 5.8: Vergleich der technischen und wahren Spannung für S03

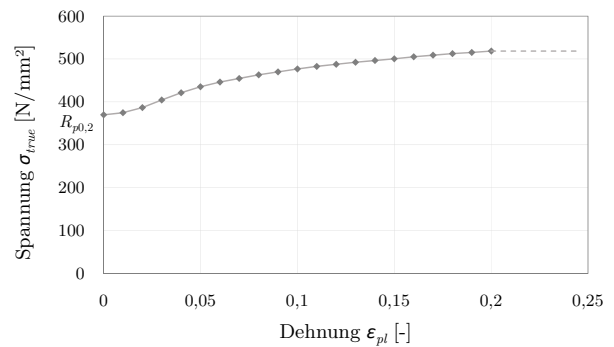


Bild 5.9: Implementierte multilineare Verfestigung für das Stahltrapezprofil

Für die Brettsperrholzplatte wird in der Ansys-Modellierung ein linear-elastisches Materialgesetz vorgesehen, da die gemessenen Dehnungen der BSP-Platte während der Biegeversuche am Stahl-Holz-Verbundquerschnitt vergleichsweise klein waren. Die Größe der Dehnungen wird im nächsten Kapitel im Zuge der numerischen Berechnung der Biegeversuche untersucht, sodass ein Rückschluss auf die Verwendung des linear-elastischen Materialgesetzes gegeben ist. Neben den richtungsabhängigen Elastizitäts- und Schubmoduln werden die Querkontraktionszahlen $\nu_{ij} = 0$ für die BSP-Platte verwendet. Dies resultiert aus der erheblichen Streuung der in der Literatur angegebenen Querkontraktionszahlen. Eine Zusammenstellung aus diversen Veröffentlichungen kann [149] entnommen werden, wobei Abweichungen von 50 % zwischen den ausgewiesenen Querkontraktionszahlen für Fichtenholz nicht untypisch sind. 2023 veröffentlichte Untersuchungen belegen, dass die Querkontraktionszahlen auch von dem Versuchsaufbau und der Lastaufbringung beeinflusst werden [227]. JAKOBS hat beispielsweise in seiner Dissertationsschrift [139] geschlussfolgert, dass auf Basis der veröffentlichten Querkontraktionszahlen keine adäquate Verwendung möglich und der Ansatz von $\nu_{ij} = 0$ im Ingenieurholzbau üblich sei. In Summe ist der Einfluss der Querkontraktionszahlen auf die Ergebnisse im Rahmen dieser Arbeit gering, sodass $\nu_{ij} = 0$ vertretbar ist (vgl. Kapitel 5.2.1).

Ferner erfolgt die Modellierung der Stahl-Holz-Verbunddecke ohne explizite Erfassung von Versagensmodi, beispielsweise durch das Tsai-Wu-Kriterium. Als Indikator für eine Tragfähigkeitsüberschreitung gelten beispielsweise Konvergenzprobleme, welche durch das Erreichen der maximal zulässigen Stahlspannung des implementierten Materialgesetzes gemäß Bild 5.9 auftreten können.

Lagerung

Der Stahl-Holz-Verbundquerschnitt wird bei beiden Lagerungsvarianten global als gelenkig gelagerter Einfeldträger modelliert und räumlich durch den mittigen Knoten in y -Richtung fixiert (siehe Bild 5.10). Bei der Lagerung auf dem STP wird der Einfluss der Auflagerschotte durch eine starre Kopplung in Querrichtung der beiden mittigen Knoten der Stege (vgl. Schraubenposition in Bild 4.38) berücksichtigt, wodurch die Formstabilität des dünnwandigen Stahlprofils in der Auflagerachse gewährleistet wird.

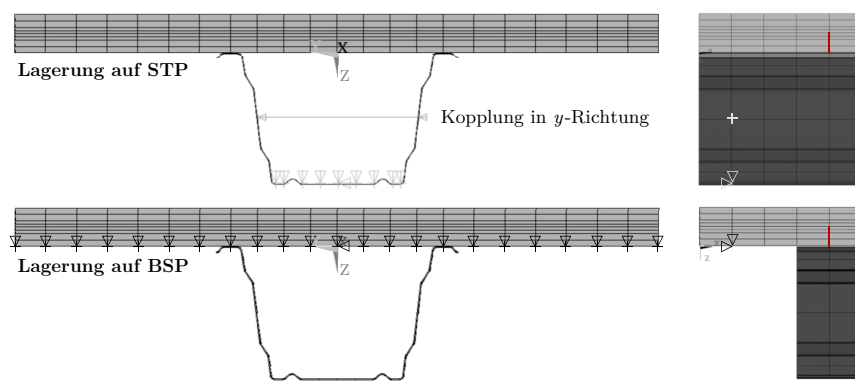


Bild 5.10: Modellierung der beiden Auflagersituationen (Festlagerseite)

Darüber hinaus wird ein FE-Modell mit der Software SOFiSTiK erstellt, um die Ergebnisse des Ansys-Modells verifizieren zu können. Für das Schalenmodell in SOFiSTiK werden die gleichen Materialeigenschaften, Federsteifigkeiten und Randbedingungen verwendet wie zuvor beschrieben. Die BSP-Platte wird als geschichtetes Material mit *flay* modelliert und das Stahltrapezprofil wird näherungsweise ohne Sicken und Zwischensteifen diskretisiert. Demnach stehen für die nachfolgenden Untersuchungen zwei parametrisch aufbereitete, numerische Modelle zur Verfügung (siehe Bild 5.11).



Bild 5.11: Finite-Elemente-Modelle für die aufgestellte Lagerung auf dem STP

5.2 Simulation der Biegeversuche

In diesem Kapitel werden zunächst die Erkenntnisse aus einer Konvergenzstudie aufgezeigt, welche zur Detektion des Einflusses der Netzfeinheit auf die Ergebnisse durchgeführt wurde. Im Anschluss werden die Ergebnisse der numerischen Berechnungen mit den gemessenen Verformungs- und Kraftgrößen der Biegeversuche getrennt für beide Auflagersituationen verglichen. Sofern nicht gesondert ausgewiesen, basieren die numerischen Untersuchungen und Ergebnisse stets auf dem Ansys-Modell.

5.2.1 Konvergenzstudie und weitere Voruntersuchungen

Die Konvergenzstudie fußte auf der Ausbildung der Verbundfuge mit Holzschrauben $\varnothing 10$ mm und einem Verschiebungsmodul gemäß k_s (vgl. Bild 5.6) für die auf dem STP aufgestellte Auflagersituation, wobei der SHV-Querschnitt gemäß der experimentellen Untersuchungen eine Gesamtlänge von $L = 5$ m aufwies und in den Drittelpunkten belastet wurde. Die numerischen Berechnungen basierten auf dem NEWTON-RAPHSON-Iterationsverfahren und wurden für fünf relative Netzfeinheiten, dem Verhältnis der gewählten maximalen Kantenlänge des FE-Netzes bezogen auf die Gesamtlänge, durchgeführt. Die Auswertung der Ergebnisse erfolgte im Bereich eines linear-elastischen Tragverhaltens für eine Pressenkraft von 25 kN.

Bild 5.12 belegt, dass die in Feldmitte ausgewerteten Durchbiegungen an der Unterkante des STP nur geringfügig von der Netzgröße des FE-Modells beeinflusst werden. Einzig die größte untersuchte relative Netzfeinheit mit $L/50$ ist als zu grob zu charakterisieren. Weiterhin ist der überproportionale Zuwachs der Berechnungszeit ab einer Netzfeinheit von $L/200$ hervorzuheben. In Bild 5.13 sind die Spannungen in Feldmitte in Abhängigkeit der relativen Netzfeinheit dargestellt. Hierin sind die gleichen Tendenzen wie bei den Durchbiegungen ersichtlich. Eine feinere Netzgenerierung als $L/100$ trägt nur noch unwesentlich zu einer Erhöhung der Genauigkeit der Ergebnisse bei. Infolgedessen kommt für die weiteren numerischen Untersuchungen eine Netzgröße von 50 mm zur Anwendung, welche im Hinblick auf die Parameterstudie in Kapitel 5.3.2 für $L = \{4,5 \text{ m} - 7,0 \text{ m}\}$ im Bereich einer relativen Netzfeinheit

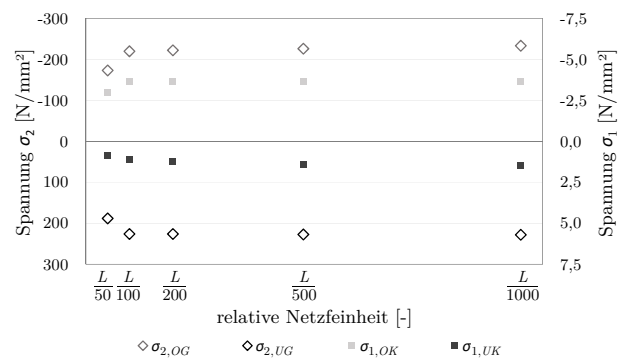
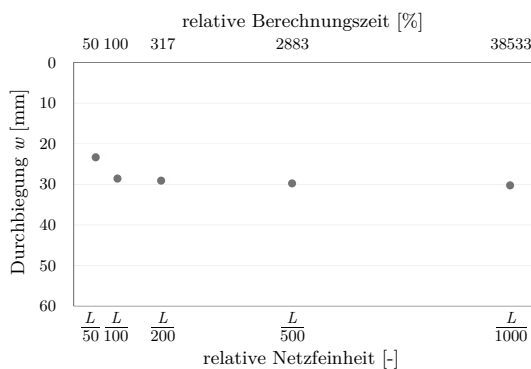


Bild 5.12: Sensitivität der Durchbiegungen in Abhängigkeit der relativen Netzfeinheit

Bild 5.13: Sensitivität der Spannungen in Abhängigkeit der relativen Netzfeinheit

von ca. $L/90$ bis $L/140$ liegt und einen adäquaten Kompromiss zwischen der Genauigkeit der Ergebnisse und der notwendigen Berechnungszeit darstellt.

Im Zuge der Konvergenzstudie wurde auch die Implementierungsweise der Verbundfuge analysiert. Die gewählte Modellierungsstrategie mit Federn wurde mit einer kombinierten Modellierung mit Federn und Kontaktelementen für beide Auflagersituationen verglichen, wobei die Kontaktelemente ausschließlich zur Übertragung der Druckkräfte dienen. In Bild 5.14 sind die Durchbiegungen des 5,0 m langen SHV-Querschnittes in Feldmitte dargestellt, welche auf einer relativen Netzfeinheit von $L/100$ und einer Federsteifigkeit $K_{x,F} = k_s$ basieren.

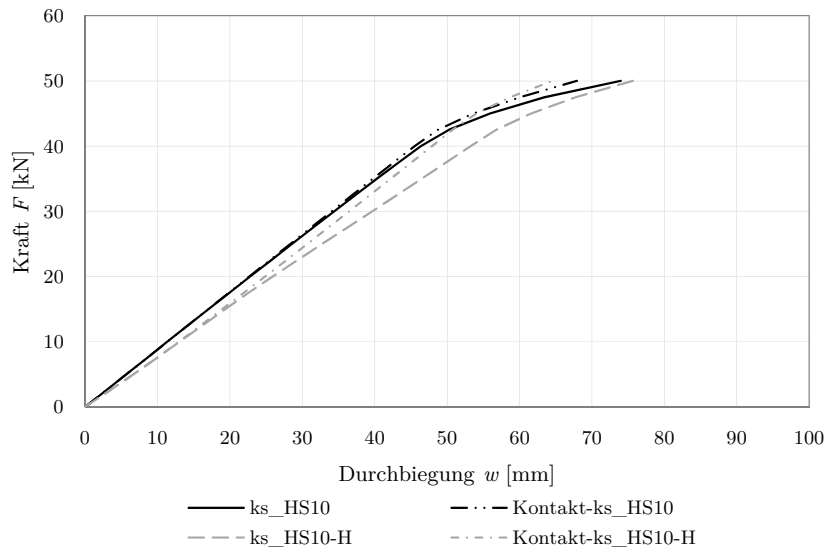


Bild 5.14: Einfluss der Modellierung der Verbundfuge auf die Durchbiegung in Feldmitte

Es ist festzustellen, dass beide Modellierungsweisen für die aufgestellte Lagerung annähernd identische Durchbiegungen ergaben, wobei das Modell mit Kontaktelementen ca. 830 % rechenintensiver war. Für die ausgeklinkte Lagerung (Endung H) ist das Modell mit Kontaktelementen insbesondere ab ca. 20 kN als etwas steifer einzuordnen. Zudem dauerte dessen Berechnung rund 3,5-mal so lange wie bei der ausschließlich mit Federn durchgeführten Simulation. Insofern wird an der gewählten Modellierungsstrategie festgehalten und auf zusätzliche Kontaktelemente für die Übertragung der orthogonal zur Verbundfuge wirkenden Druckkräfte verzichtet.

Des Weiteren wurde eine vergleichende Untersuchung zum Einfluss der Querkontraktionszahlen ν_{ij} der BSP-Platte auf Basis einer relativen Netzfeinheit von $L/100$ für die aufgestellte Lagerungsvariante vorgenommen. Dazu wurde neben $\nu_{ij} = 0$ eine Berechnung mit $\nu_{ij} = 0,45$ durchgeführt, was in etwa dem Mittelwert aus verschiedenen Untersuchungen entspricht (vgl. [149]). Die Verhältnisse der ausgewerteten Durchbiegungen und Spannungen in Feldmitte im linear-elastischen Bereich bis 25 kN sind in Bild 5.15 veranschaulicht. Demnach liegen die Spannungen σ_1 in der BSP-Platte mit $\nu_{ij} = 0$ um ca. 2,5 % bis zu 10 % über den Spannungen σ_1 auf Basis von $\nu_{ij} = 0,45$. Der Einfluss von ν_{ij} auf die Stahlspannungen σ_2 sowie auf die Durchbiegung w ist marginal. Somit ist die gewählte Modellierungsstrategie mit $\nu_{ij} = 0$ legitim, weshalb die Querkontraktionszahlen der drei Brettsperrholzlagen in allen nachfolgenden numerischen Berechnungen mit null angenommen werden.

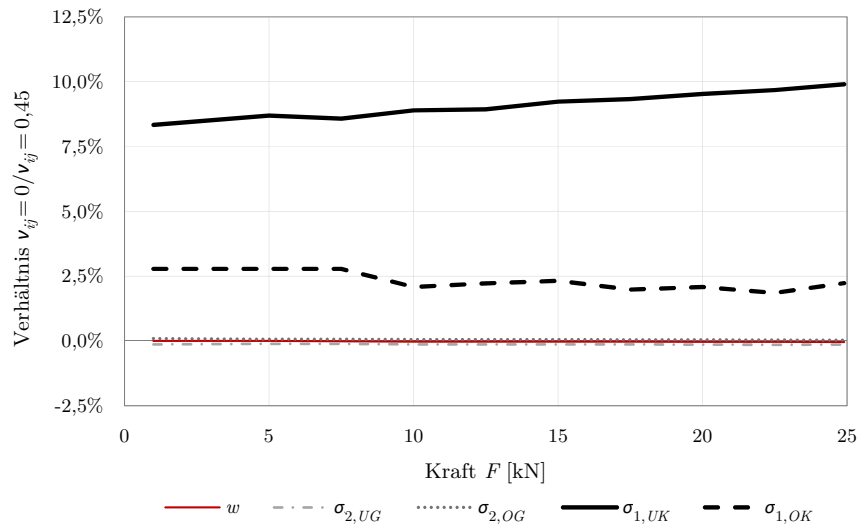


Bild 5.15: Einfluss der Querkontraktionszahlen der BSP-Platte auf w und σ in Feldmitte

5.2.2 Aufgestellte Lagerung auf dem Stahltrapezprofil

Zunächst werden die Ergebnisse der 4-Punkt-Biegeversuche auf Grundlage der Sechskant-Holzschrauben $\varnothing 10\text{mm}$ und der auf dem STP aufgestellten Lagerungsvariante mit den numerisch ermittelten Ergebnissen verglichen. Bild 5.16 stellt die an der Unterkante des Stahltrapezprofils in Feldmitte versuchstechnisch identifizierten sowie numerisch ermittelten Durchbiegungen dar. Die numerische Modellierung fußt auf der zuvor in Kapitel 5.1.2 beschriebenen Vorgehensweise und den jeweiligen Materialgesetzen. Im unmittelbaren Auflagerbereich, wo bedingt durch die Modellierung lokale Spannungsspitzen auftreten, wird durch die alleinige Implementierung des rein linear-elastischen Materialgesetzes ein Fließen des Stahltrapezprofils unterbunden und somit Konvergenzproblemen vorgebeugt. Die Verbundsteifigkeit der Federn in x -Richtung basiert einerseits auf der linearen Steifigkeit k_s und andererseits auf dem multi-linearen Ansatz entsprechend FOSCHI. Darüber hinaus wird die mit SOFiSTiK berechnete

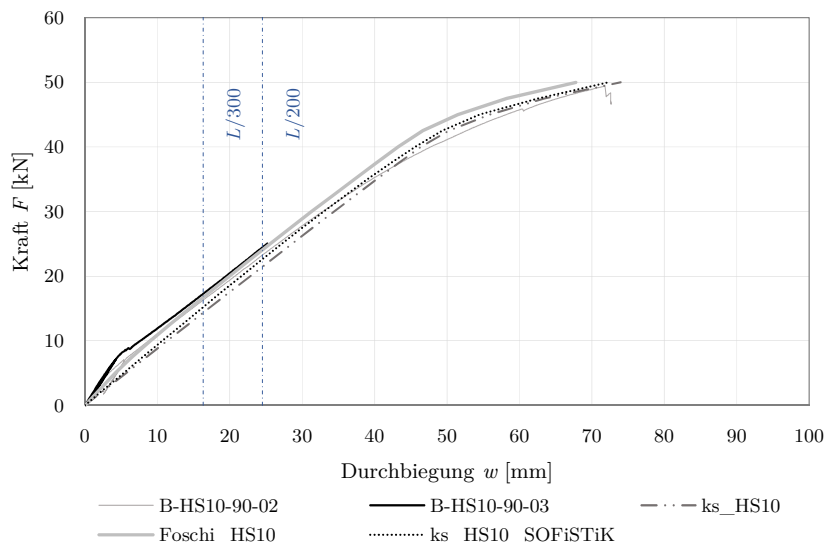


Bild 5.16: Vergleich der experimentellen und numerischen Durchbiegungen – B-HS10-90

Kraft-Verformungs-Beziehung für eine Federsteifigkeit in x -Richtung entsprechend dem Verschiebungsmodul k_s ausgewiesen. Generell ist die gute Übereinstimmung der numerischen und versuchstechnischen Durchbiegungen festzuhalten. Im Anfangsbereich stellt das Ansys-Modell mit der Verbundsteifigkeit nach FOSCHI die adäquateste Näherung dar. Insbesondere im linear-elastischen Bereich können die Durchbiegungen realitätsnah beschrieben werden. Die auf der Federsteifigkeit k_s basierenden Ansys- und SOFiSTiK-Modelle ergeben vergleichbare Ergebnisse mit etwas größeren Durchbiegungen und befinden sich somit auf der sicheren Seite. Bei $L/200$ liegen die Abweichungen unterhalb von 10 %, wobei sie mit dem Ansatz nach FOSCHI sogar nur 4 % betragen. Im nichtlinearen Bereich überschätzen alle Modelle die Steifigkeit marginal, was durch die Implementierung einer kleineren Streckgrenze für das STP korrigiert werden kann.

Die numerischen Simulationen berücksichtigen eine Pressenkraft von maximal $F = 50$ kN, bei welcher der Versuch B-HS10-90-02 beendet wurde. Infolge der großen, hell visualisierten und in Feldmitte vollständig plastifizierten Bereiche (vgl. Bild 5.17) sowie den damit korrelierenden hohen Spannungen kann konkludiert werden, dass bei dieser Spannweite keine nennenswerten plastischen Tragfähigkeitsreserven des Stahl-Holz-Verbundquerschnittes mehr vorliegen.

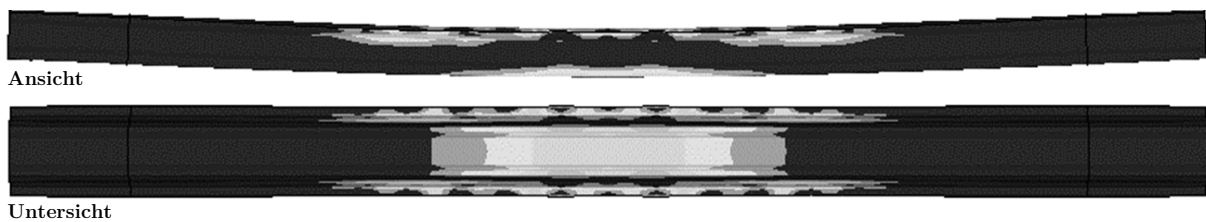


Bild 5.17: Plastifizierte Bereiche des STP bei $F = 50$ kN – B-HS10-90

Bild 5.18 stellt die globale Verformung des SHV-Plattenbalkenquerschnittes infolge dessen vertikaler Belastung in den Drittelpunkten dar. Einerseits wird die gute Übereinstimmung der numerischen Modelle untereinander bestätigt und andererseits entsprechen die numerischen Verformungsfiguren dem verformten Probekörper aus den Biegeversuchen.

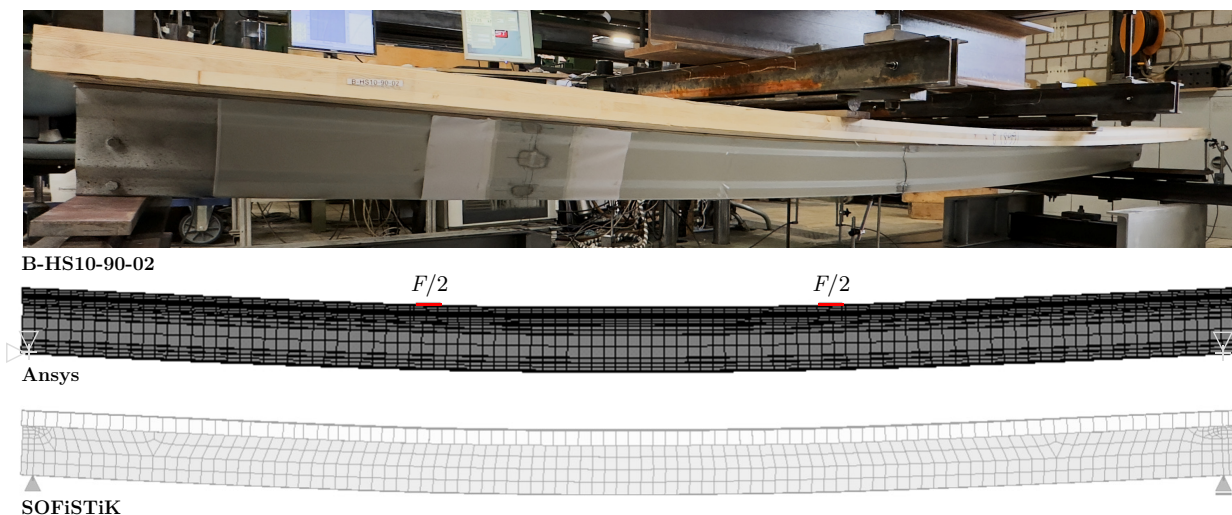


Bild 5.18: Belasteter Probekörper und numerische Verformungsplots – B-HS10-90

Der Vergleich der nach B-HS10-90-02 experimentell (Index V , gestrichelt) und numerisch ermittelten Längsspannungen in Feldmitte erfolgt analog zur Gegenüberstellung mit den analytisch berechneten Spannungen für eine Pressenkraft bis 20 kN (siehe Bild 5.19).

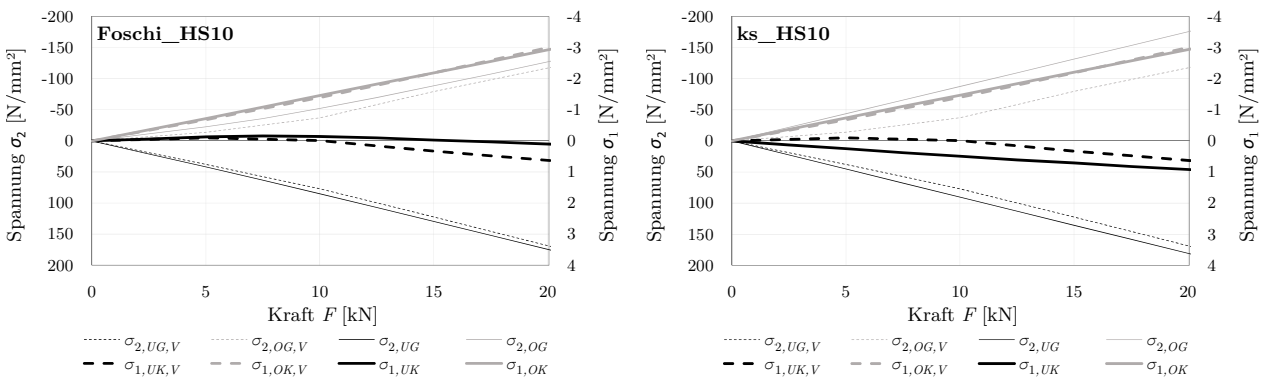


Bild 5.19: Vergleich der experimentellen und numerischen Spannungen – B-HS10-90

Es ist festzustellen, dass das Modell mit dem multilinearen Ansatz gemäß FOSCHI für die Verbundsteifigkeit insbesondere die Spannungen σ_2 im Stahltrapezprofil in sehr guter Näherung berechnet. Zudem werden die Spannungen σ_1 in der Brettsperrholzplatte adäquat beschrieben. Das Modell auf Basis der Federsteifigkeit k_s ergibt ebenfalls zufriedenstellende Ergebnisse, wobei die Spannungen am Obergurt des STP sowie an der Unterseite der BSP-Platte und damit unmittelbar an der Verbundfuge am stärksten differieren.

Weiterhin wird in Bild 5.20 der numerisch ermittelte Spannungsverlauf über die Höhe der BSP-Platte veranschaulicht. In den Versuchen wurden die Dehnungen an der Oberseite und an der Unterseite der BSP-Platte in Feldmitte gemessen, sodass die daraus resultierenden Spannungsverläufe innerhalb der BSP-Platte für die grafische Aufbereitung linear interpoliert werden. Im Zuge dessen ist unverkennbar, dass die Spannungsverläufe der Versuche B-HS10-90-02 und B-HS10-90-03 annähernd identisch sind und an der Plattenoberseite sehr gut mit den numerisch ermittelten Spannungen übereinstimmen. Außerdem wird der grundsätzliche Spannungsverlauf über die Querschnittshöhe mit den geringen Spannungen in der Querlage der BSP-Platte zutreffend erfasst. Ferner ist die etwas größere Abweichung der Spannungen an der Unterseite der BSP-Platte ersichtlich, wobei das dortige Spannungsniveau infolge der Verbundtragwirkung deutlich geringer ist als an der Plattenoberseite.

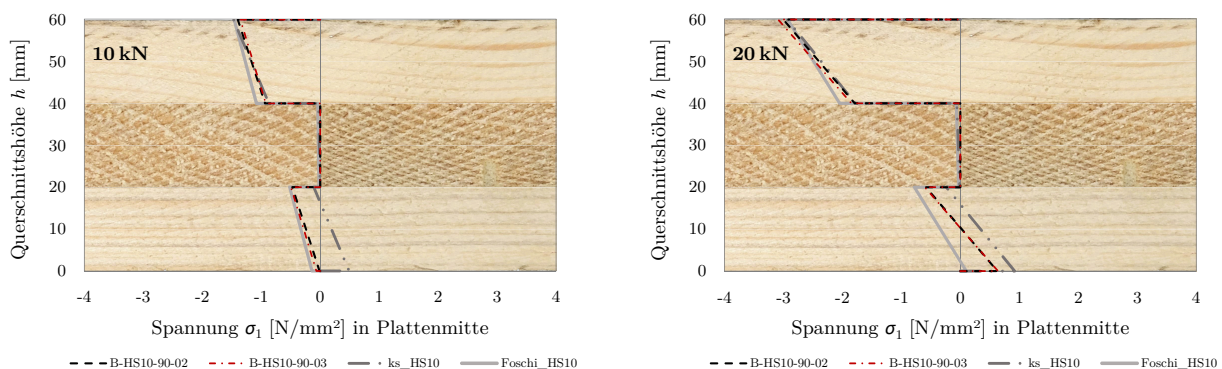


Bild 5.20: Spannungsverlauf über die Höhe der BSP-Platte – B-HS10-90

Darüber hinaus kann die Wirksamkeit der ausgebildeten Stahl-Holz-Verbundfuge anhand des Spannungsnulldurchganges in der BSP-Platte eingeordnet werden. Sofern keine Verbundtragwirkung vorliegt, befindet sich der Spannungsnulldurchgang mittig bei $h = 30$ mm. Im Falle eines starren Verbundes ist bereits die Unterkante der BSP-Platte überdrückt. Demnach handelt es sich bei der vorliegenden Betrachtung um einen nachgiebigen Verbund, der umso starrer einzustufen ist, je weiter unten sich der Spannungsnulldurchgang in der BSP-Platte befindet. Mit Zunahme des Lastniveaus und der Beanspruchung in der Verbundfuge verschiebt sich der Spannungsnulldurchgang in der BSP-Platte weiter nach oben, was auf die in den Abscherversuchen detektierte abnehmende Verbundsteifigkeit für ansteigende Relativverschiebungen zurückzuführen ist. Dies wird durch den Ansatz der linearen Federsteifigkeit k_s nicht berücksichtigt, ist jedoch bei den ausgewerteten Biegeversuchen und dem FE-Modell auf Basis von FOSCHI anhand des Vergleiches der Spannungsnulldurchgänge bei 10 kN und 20 kN deutlich erkennbar (vgl. Bild 5.20).

Bei Betrachtung der numerisch ermittelten Längsspannungen in der BSP-Platte auf Basis der Verbundsteifigkeit k_s wird deren mitwirkende Breite über die gesamte Plattenbreite von 1 m ersichtlich (siehe Bild 5.21). In den beiden Schraubenachsen ergeben sich die betragsmäßig maximalen Spannungen infolge der Übertragung der Verbundkräfte. Zudem ist die Beeinflussung der globalen Spannungen durch die konzentrierten Lasten in den Drittelpunkten evident. Dieser Effekt beruht auf der Nachrechnung der 4-Punkt-Biegeversuche und stellt sich bei einer gleichmäßig verteilten Flächenlast nicht ein.

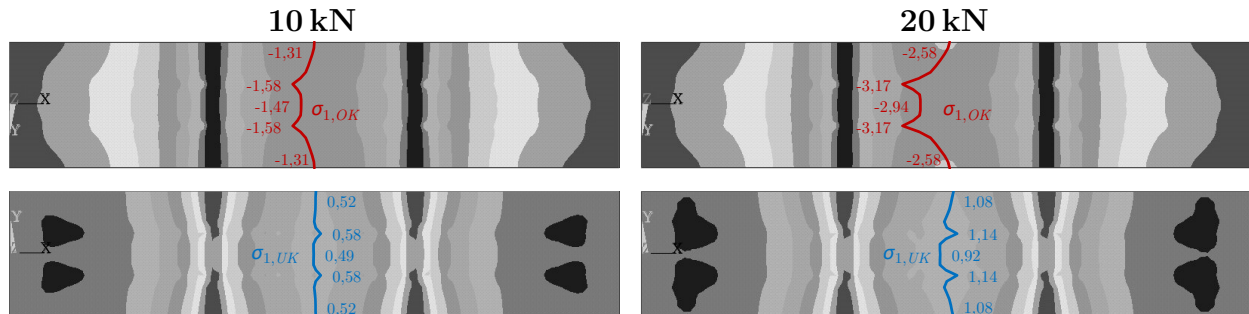


Bild 5.21: Numerische Längsspannungen [N/mm²] in der BSP-Platte – B-HS10-90

Weiterhin ist eine sehr gute Übereinstimmung mit den in den Versuchen gemessenen BSP-Spannungen festzustellen (vgl. Bild 4.34), was die Repräsentativität des FE-Modells zusätzlich belegt. Außerdem kann durch die voll mitwirkende Plattenbreite geschlossen werden, dass ein Achsabstand der Stahltrapezprofile von 1 m nicht zu groß ist und die beiden Obergurte des STP als Befestigungsmöglichkeit für die BSP-Platte einen nicht zu vernachlässigenden Vorteil gegenüber Profilen mit nur einem Obergurt darstellen.

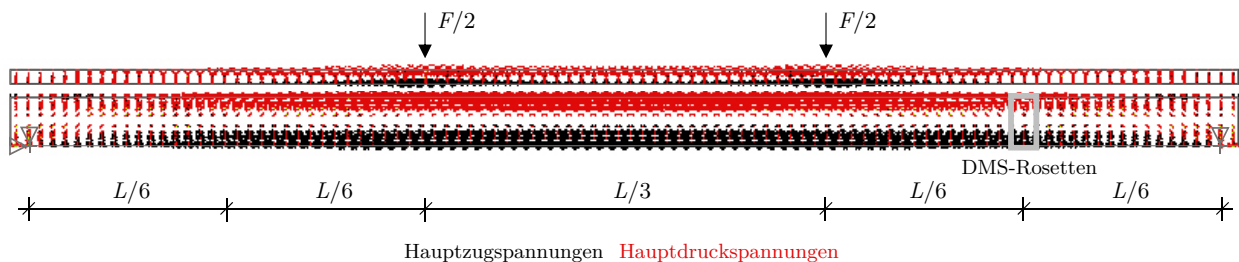
Für höhere Lasten ist ein Spannungsvergleich aufgrund von materiellen Nichtlinearitäten wie dem Fließen des Stahltrapezprofils nicht ohne Weiteres möglich. Daher werden in Tabelle 5.2 die in Feldmitte während B-HS10-90-02 gemessenen sowie die numerisch ermittelten Dehnungen auf Basis der Verbundsteifigkeit k_s für die Pressenkräfte 35 kN, 40 kN und 45 kN verglichen, um das Ansys-Modell auch im nichtlinearen Bereich verifizieren zu können.

Tabelle 5.2: Vergleich der experimentellen und numerischen Dehnungen – B-HS10-90

	$\varepsilon_{2,UG,V}$ [‰]	$\varepsilon_{2,UG}$ [‰]	$\varepsilon_{2,OG,V}$ [‰]	$\varepsilon_{2,OG}$ [‰]	$\varepsilon_{1,UK,V}$ [‰]	$\varepsilon_{1,UK}$ [‰]	$\varepsilon_{1,OK,V}$ [‰]	$\varepsilon_{1,OK}$ [‰]
$F = 35 \text{ kN}$	1,64	1,62	-1,21	-1,36	0,15	0,13	-0,52	-0,47
Δ [%]		-1,2		12,4		-13,3		-9,6
$F = 40 \text{ kN}$	1,97	1,86	-1,45	-1,53	0,20	0,15	-0,61	-0,54
Δ [%]		-5,6		5,5		-25,0		-11,5
$F = 45 \text{ kN}$	2,40	2,58	-1,72	-1,58	0,27	0,22	-0,73	-0,69
Δ [%]		7,5		-8,1		-18,5		-5,5

Erstens ist die akkurate Abbildung der Dehnungen mit dem FE-Modell zu betonen, insbesondere im Hinblick auf das STP. Zweitens ist die Trendumkehr der Abweichungen Δ nach 40 kN hervorzuheben. Diese fußt auf dem berücksichtigten Fließbeginn des Stahltrapezprofils, wodurch neben der elastischen Dehnung zusätzlich plastische Dehnungsanteile im numerischen Modell erfasst werden. Drittens werden die mittels DMS gemessenen Dehnungen während der Versuchsdurchführung von den berechneten Dehnungen in der BSP-Platte ε_1 geringfügig unterschätzt. Gleichzeitig sei anzumerken, dass die für derartig hohe Auflasten detektierten Dehnungen ε_1 und die damit korrespondierenden Spannungen der BSP-Platte vergleichsweise gering sind und weniger als 50 % der jeweiligen charakteristischen Holzfestigkeit betragen. Infolgedessen ist die Verwendung des linear-elastischen Materialgesetzes für BSP ohne explizite Versagensmodi für die Nachrechnung der Biegeversuche angemessen.

Der globale Lastabtrag infolge der vertikalen Belastung kann anschaulich mithilfe des Hauptspannungsverlaufes, hier exemplarisch für eine Auflast von insgesamt 20 kN, entlang des SHV-Querschnittes dargestellt werden (siehe Bild 5.22). Um auch den Hauptspannungsverlauf in der BSP-Platte sichtbar zu visualisieren, wurden die Trajektorien skaliert. Demnach ist kein direkter Rückschluss auf die Größenordnung der BSP-Spannungen im Vergleich zu denen im Stahltrapezprofil möglich.

**Bild 5.22:** Hauptspannungsverlauf des SHV-Querschnittes für $F = 20 \text{ kN}$ – B-HS10-90

In der Grafik ist der ungestörte Biegebereich in Feldmitte hervorzuheben, welcher durch die eindeutig in Längsrichtung verlaufenden Hauptspannungen identifizierbar ist. Zudem sind die Hauptdruckspannungstrajektorien im Auflagerbereich unmittelbar auf die Lagerung an der Unterkante des STP gerichtet. In der BSP-Platte sind die größten Hauptspannungen im unmittelbaren Lasteinleitungsbereich in den Drittelpunkten vorzufinden.

Im Sechstelspunkt und damit in einem ungestörten Bereich zwischen der Lasteinleitung und den Auflagern wurden in den Versuchen mithilfe von drei DMS-Rosetten die Dehnungen verteilt über die Steghöhe des Stahltrapezprofils gemessen, woraus die Hauptspannungen und deren Richtungen ermittelt wurden (vgl. Anhang A.2.2, Tabelle A.6). Infolgedessen können die Hauptspannungen der FE-Berechnungen mit den versuchstechnisch ermittelten Hauptspannungen stellenweise verglichen werden. Hierfür werden die Ergebnisse von B-HS10-90-03 verwendet, da B-HS10-90-02 nur mit einer DMS-Rosette in Stegmitte versehen war. Die ausgewerteten Hauptspannungen und die zugehörigen Richtungen sind in Bild 5.23 dargestellt, wobei für das FE-Modell nur an den Vergleichspositionen die Werte der Hauptspannungen ausgewiesen werden.

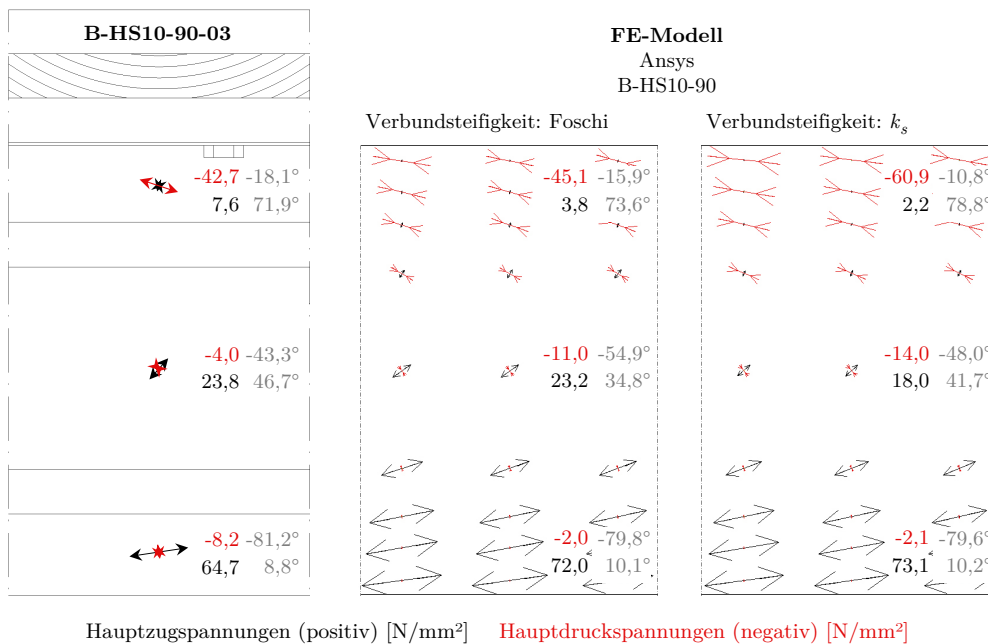


Bild 5.23: Vergleich der experimentellen und numerischen Hauptzugspannungen, Hauptdruckspannungen sowie der zugehörigen Richtungen im Sechstelspunkt für $F = 20 \text{ kN}$ – B-HS10-90

Durch die grafische Aufbereitung der Hauptspannungsverläufe wird die gute Übereinstimmung der Hauptspannungswerte und vor allem derer Richtungen hervorgehoben. Bei dem Modell mit der Verbundsteifigkeit k_s differieren die zur Längsachse angegebenen Winkel der Hauptspannungstrajektorien in der Nähe des Obergurtes etwas stärker als unten im Steg, wobei die Abweichungen in einer vertretbaren Größenordnung liegen und bei dem auf FOSCHI basierenden Modell noch geringer ausfallen. Die numerischen Hauptspannungen liegen mit $89,5^\circ$ bis $89,9^\circ$ annähernd orthogonal zueinander, die versuchstechnisch bestimmten Hauptzug- und Hauptdruckspannungen sind infolge der mechanischen Grundgleichungen exakt senkrecht. Weiterhin sind die numerischen Hauptzugspannungen unten im Steg $11,3\%$ respektive $13,0\%$ größer als die versuchstechnischen Hauptzugspannungen, wohingegen die Hauptdruckspannungen oben im Steg rund $5,6\%$ bzw. $42,6\%$ größer sind. Dementsprechend bildet das FE-Modell auf Grundlage der Federsteifigkeit in x -Richtung nach FOSCHI die Hauptspannungen präziser ab, was in Anbetracht der besseren Übereinstimmung der Verformungen auf diesem Lastniveau nicht überrascht.

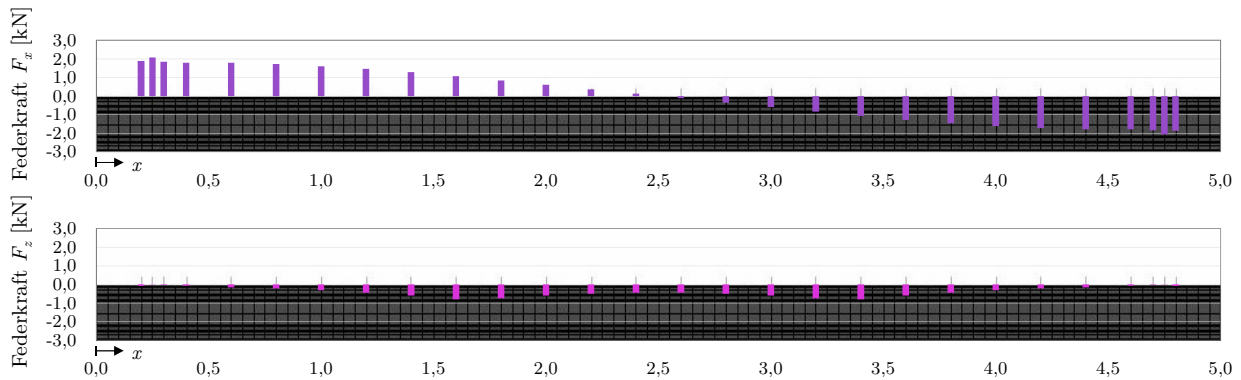


Bild 5.24: Federkräfte F_x und F_z je Schraubenreihe für $F = 20$ kN – B-HS10-90

Außerdem wird die Wirkungsweise des Verbundtragverhaltens mithilfe der numerisch ermittelten Federkräfte F_x sowie F_z über die Probekörperlänge illustriert (siehe Bild 5.24), wobei die äquidistant angeordneten Federn durch jeweils zwei zusätzliche randnahe Federn ergänzt wurden. Die Darstellung basiert exemplarisch auf einer Schraubenreihe mit der Verbundsteifigkeit k_s . Einerseits ähnelt die Verteilung der Federkräfte F_x dem typischen Längsschubkraftverlauf in der Fuge eines Verbundträgers. F_x entspricht dabei der Abscherbeanspruchung der Schrauben, mit geringen Beanspruchungen in Feldmitte und mit zunehmenden Kräften in Richtung der Auflager. Andererseits visualisieren die Federkräfte F_z die vertikale Kraftübertragung in der Verbundfuge. Ein negativer F_z -Wert beschreibt eine Druckkraft, ein positiver Wert entspricht einer Zugkraft. Die Druckkräfte resultieren allein aus der Modellierung, weil die Federn für die Übertragung aller vertikalen Kräfte verwendet werden, um auf divergenzfördernde Kontaktelemente verzichten zu können. In Realität werden diese Druckkräfte unmittelbar über den Kontakt zwischen der BSP-Platte und den Obergurten des STP übertragen. Demnach erfahren die Schrauben bei der auf dem STP aufgestellten Lagerungsvariante keine nennenswerten Zugkräfte und werden maßgeblich auf Abscheren beansprucht.

Der Vergleich der versuchstechnischen Ergebnisse auf Basis der größeren Schraubendurchmesser von 12 mm mit den FE-Modellen verifiziert alle zuvor erläuterten Merkmale, wobei numerisch

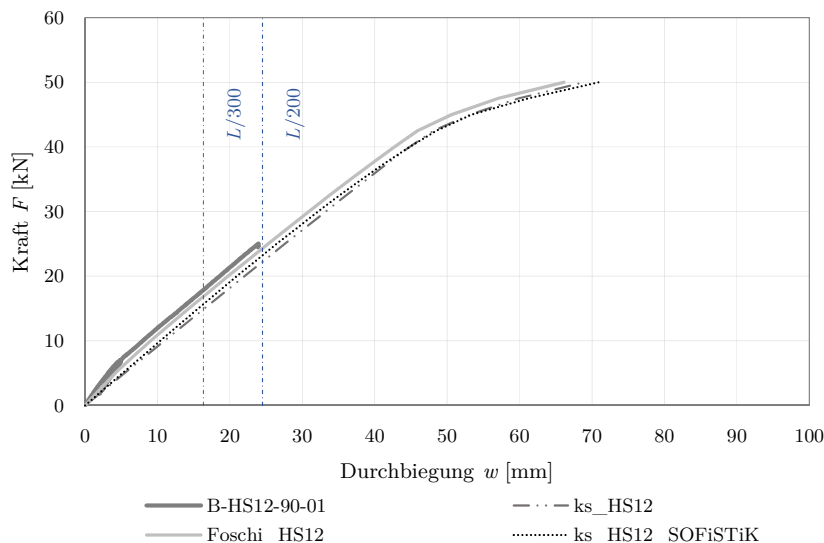


Bild 5.25: Vergleich der experimentellen und numerischen Durchbiegungen – B-HS12-90

lediglich die Federsteifigkeiten angepasst wurden. In Bild 5.25 werden einander exemplarisch die Kraft-Verformungs-Beziehungen gegenübergestellt. Um den Probekörper versuchstechnisch erneut für die ausgeklinkte Lagerungsvariante verwenden zu können, wurde der Biegeversuch B-HS12-90-01 lediglich bis zu einer Pressenkraft von $F = 25 \text{ kN}$ durchgeführt. In diesem ausgeprägt linear-elastischen Bereich bildet das Ansys-Modell mit der Verbundsteifigkeit gemäß FOSCHI das Verformungsverhalten am adäquatesten ab, wobei auch die Modellierung mit der Verbundsteifigkeit k_s eine gute Näherung darstellt. Dies lässt sich ebenso für das SOFiSTiK-Modell konstatieren.

Die eingehenden numerischen Betrachtungen belegen, dass die verwendete Modellierung sehr gut zur Erfassung des Trag- und Verformungsverhaltens der Stahl-Holz-Verbunddecke mit Lagerung auf dem STP geeignet ist, da sowohl die maßgebenden Durchbiegungen als auch Spannungen sowie deren Verlauf die versuchstechnischen Messwerte mit hoher Genauigkeit abbilden. Hervorzuheben ist dabei die Modellierung mit der Federsteifigkeit nach FOSCHI, welche insbesondere im linear-elastischen Bereich die Versuchsergebnisse beinahe exakt reproduziert.

5.2.3 Ausgeklinkte Lagerung auf der Brettsperrholzplatte

Die Implementierung des FE-Modells mit Lagerung auf der BSP-Platte erfolgt analog zu der zuvor erläuterten Modellierungsweise mit Lagerung auf dem STP, lediglich die Auflager-situation wird gemäß Bild 5.10 adaptiert. Infolgedessen liegen den nachfolgenden Berechnungen dieselben Federsteifigkeiten und Materialgesetze wie bei B-HS10-90 zugrunde.

In Bild 5.26 werden die numerisch ermittelten Durchbiegungen in Feldmitte den Durchbiegungen aus Versuch B-HS10-90-03H gegenübergestellt. Zudem werden die Ergebnisse des SOFiSTiK-Modells dargestellt, um die Plausibilität des Ansys-Modells zu belegen. Der wesentliche Verlauf der experimentellen und numerischen Kraft-Verformungs-Beziehungen stimmt annähernd überein. Dennoch sind merkliche Abweichungen, vor allem bei den auf der Federsteifigkeit k_s basierenden Modellen, ersichtlich. Dies ist primär auf die unterschiedlichen Steigungen im Anfangsbereich zurückzuführen.

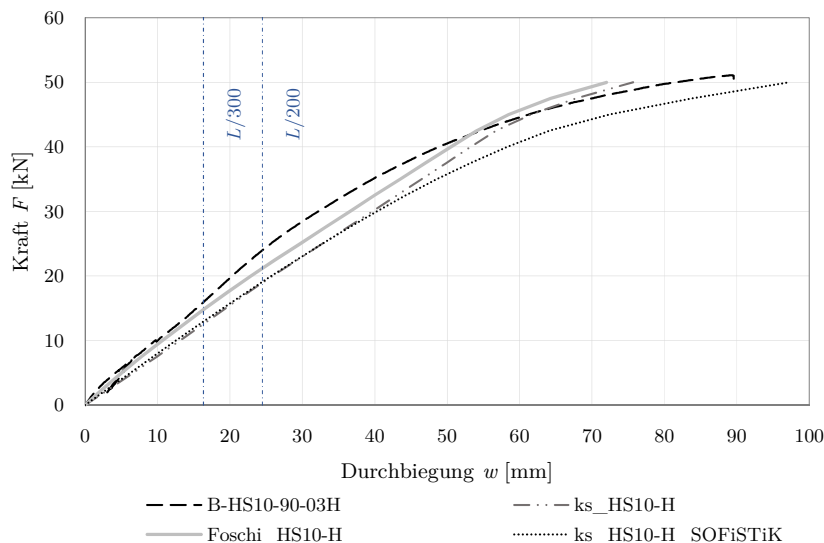


Bild 5.26: Vergleich der experimentellen und numerischen Durchbiegungen – B-HS10-90H

Demzufolge ergeben sich im linear-elastischen Bereich mit dem Ansys-Modell für $F = 20$ kN bis zu 28 % größere Verformungen als im Versuch. Bei höheren Lasten ab ca. 40 kN bildet das Ansys-Modell die Durchbiegung in Feldmitte in guter Näherung ab, was die Eignung des zugrunde gelegten Materialmodells mit Verfestigungsbereich für das STP bestätigt. Diese Tendenzen werden auch durch den Vergleich der Auflagerverdrehung belegt, welche für ein Auflastniveau von 20 kN in den numerischen Berechnungen 23,2 mrad und im Versuch 16,4 mrad betrug. Das Modell mit dem multilinearen Steifigkeitsansatz gemäß FOSCHI bildet das Verformungsverhalten deutlich genauer ab, obgleich sich ab ca. 15 kN etwas größere Durchbiegungen in Feldmitte ergeben. Demnach ist beispielsweise die numerische Durchbiegung für $F = 20$ kN ca. 13 % größer als die im Versuch mithilfe des Wegaufnehmers gemessene Durchbiegung. Das SOFiSTiK-Modell ergibt stets größere Durchbiegungen als im Versuch gemessen wurden. Dieses ist bis ca. 30 kN vergleichbar mit dem Ansys-Modell auf Grundlage der Verbundsteifigkeit k_s und für höhere Lasten etwas weicher einzuordnen. Die Ursache für die Abweichung der experimentellen und numerischen Durchbiegungen kann darin begründet liegen, dass die implementierte Verbundsteifigkeit aus reinen Abscherversuchen abgeleitet wurde, jedoch bei der ausgeklinkten Lagerungsvariante eine kombinierte Querkraft- und Zugbeanspruchung in den randnahen Schrauben auftritt (vgl. Bild 5.32). Ohne zusätzliche Versuche könnte eine Annäherung der Ergebnisse erreicht werden, wenn die initiale Verbundsteifigkeit durch Kalibrierung des Federgesetzes in x -Richtung erhöht würde.

Das globale Verformungsverhalten des Biegeversuches B-HS10-90-03H und der numerischen Modelle ist in Bild 5.27 veranschaulicht und stimmt im Wesentlichen überein. Dabei ist die Ausbildung der Verbundfuge direkt an der Ausklinkung entscheidend, um dort die Verbundtragwirkung mit einem ausreichenden Auszieh Widerstand der Schrauben zu bewahren.

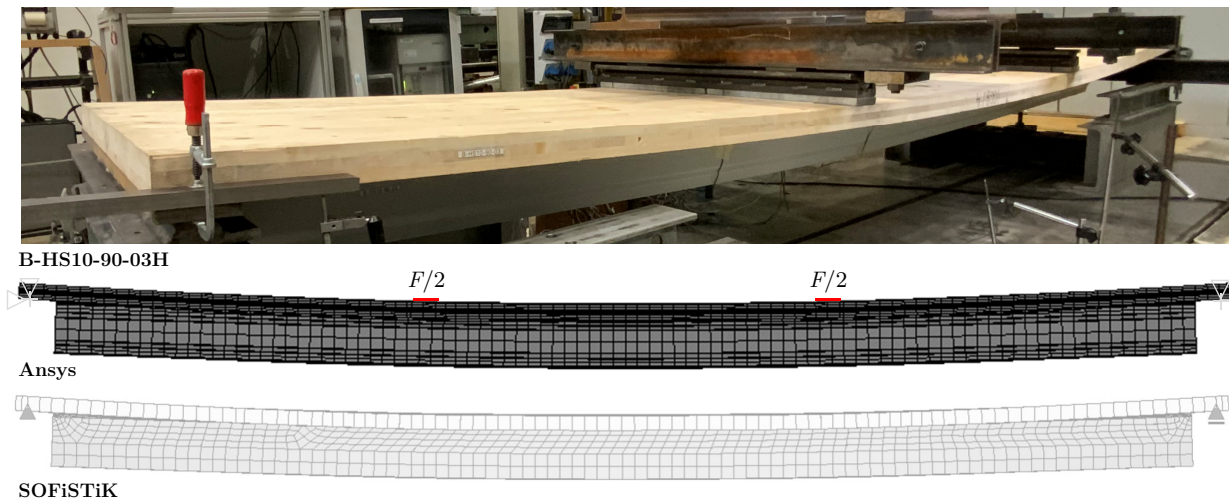


Bild 5.27: Belasteter Probekörper und numerische Verformungsplots – B-HS10-90H

Bild 5.28 stellt die experimentell gemessenen (Index V , gestrichelt) und numerisch ermittelten Längsspannungen bis zu einer Pressenkraft $F = 20$ kN einander gegenüber. Es ist auffällig, dass die Spannung $\sigma_{2,UG}$ am Untergurt des STP von den beiden verwendeten Federsteifigkeiten in x -Richtung in guter Näherung abgebildet wird, wohingegen sich teils erhebliche Unterschiede für $\sigma_{2,OG}$ am Obergurt des STP ergeben. Hier ist insbesondere das FE-Modell

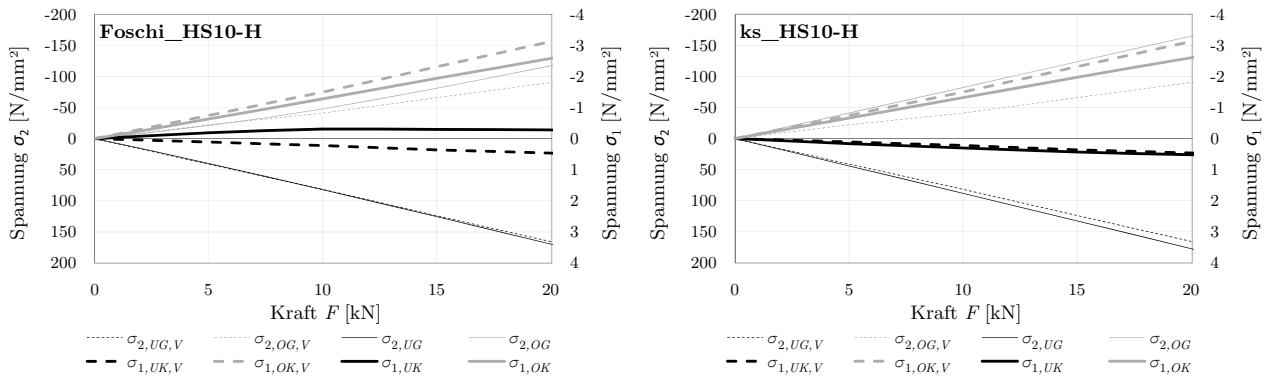


Bild 5.28: Vergleich der experimentellen und numerischen Spannungen – B-HS10-90H

auf Basis der Verbundsteifigkeit k_s zu nennen, welches die Spannung fast um das Doppelte überschätzt. Die Abweichungen der versuchstechnischen und numerischen Spannungen σ_1 in der BSP-Platte liegen in einer angemessenen Größenordnung, wobei die Spannungen an der Plattenoberseite in der numerischen Simulation geringfügig unterschätzt werden.

Diese Tendenz wird auch von Bild 5.29 belegt. Die numerischen Spannungen σ_1 an der Unterseite der BSP-Platte differieren in Abhängigkeit der zugrunde gelegten Verbundsteifigkeit. Das Modell mit der Federsteifigkeit k_s ergibt etwas größere Zugspannungen als im Versuch, wohingegen das Modell mit dem Ansatz nach FOSCHI sogar kleine Druckspannungen an der Plattenunterseite aufweist, was auf die höhere Verbundsteifigkeit und die abweichende Lage des Schwerpunktes und folglich des Spannungsnulldurchganges zurückzuführen ist. Die Spannungen an der Plattenoberseite waren im Versuch etwas höher als in den FE-Modellen.

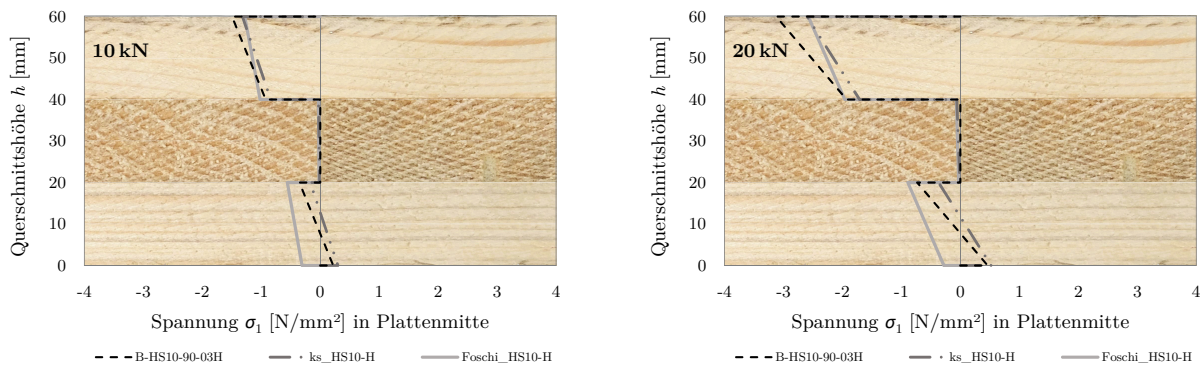


Bild 5.29: Spannungsverlauf über die Höhe der BSP-Platte – B-HS10-90H

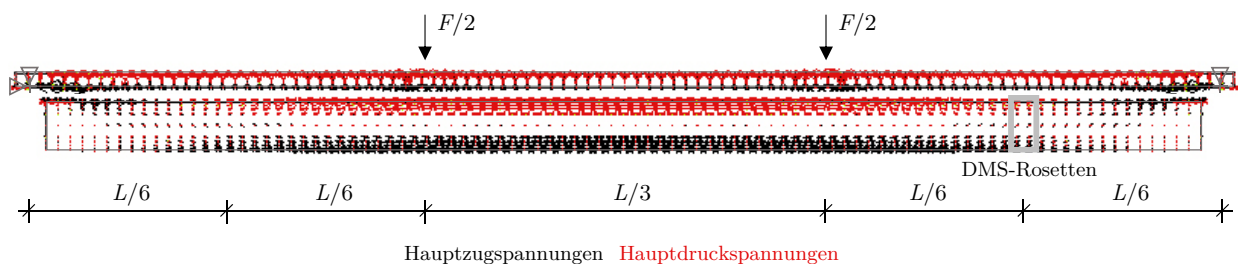
In Tabelle 5.3 sind die Dehnungen in Feldmitte von Versuch B-HS10-90-03H und dem FE-Modell mit der linearen Verbundsteifigkeit k_s für die Pressenkräfte 35 kN, 40 kN und 45 kN zusammengefasst. Bei der Gegenüberstellung der Dehnungen sind annähernd dieselben Merkmale hervorzuheben, welche bereits beim Spannungsvergleich im Bereich bis 20 kN ersichtlich wurden. Diesbezüglich ergeben sich für die Dehnungen am Untergurt des Stahltrapezprofils $\varepsilon_{2,UG}$ mit weniger als 10 % die geringsten Abweichungen. Die größten Differenzen treten unmittelbar an der Verbundfuge, ergo am Obergurt des STP respektive an der Unterseite der BSP-Platte, auf. Die BSP-Dehnungen ε_1 werden vom FE-Modell sowohl an der Unterseite als auch an der Oberseite für die ausgewerteten Lastniveaus stets unterschätzt.

Tabelle 5.3: Vergleich der experimentellen und numerischen Dehnungen – B-HS10-90H

	$\varepsilon_{2,UG,V}$ [%o]	$\varepsilon_{2,UG}$ [%o]	$\varepsilon_{2,OG,V}$ [%o]	$\varepsilon_{2,OG}$ [%o]	$\varepsilon_{1,UK,V}$ [%o]	$\varepsilon_{1,UK}$ [%o]	$\varepsilon_{1,OK,V}$ [%o]	$\varepsilon_{1,OK}$ [%o]
$F = 35 \text{ kN}$	1,61	1,57	-1,01	-1,33	0,13	0,06	-0,54	-0,41
Δ [%]	-2,5		31,7		-53,8		-24,1	
$F = 40 \text{ kN}$	1,97	1,81	-1,28	-1,51	0,19	0,08	-0,65	-0,47
Δ [%]	-8,1		18,0		-57,9		-27,7	
$F = 45 \text{ kN}$	2,54	2,39	-1,64	-1,68	0,28	0,11	-0,80	-0,58
Δ [%]	-5,9		2,4		-60,7		-27,5	

Die Dehnungen $\varepsilon_{2,OG}$ am Obergurt des STP nähern sich mit zunehmender Auflast an die versuchstechnischen Dehnungen an, was auch durch den einsetzenden Fließbeginn des STP bedingt wird. Dieser ist einer Auflast von ca. 40 kN zuordenbar, was in Tabelle 5.3 beispielsweise an der Trendumkehr von $\Delta\varepsilon_{2,UG}$ detektierbar ist.

Das globale Tragverhalten der SHV-Decke mit einer ausgeklinkten Lagerung wird in Bild 5.30 exemplarisch für eine Auflast von insgesamt 20 kN mithilfe der Hauptspannungstrajektorien veranschaulicht. Einerseits ist erneut die ungestörte Biegezone in Feldmitte hervorzuheben, in dem die Hauptspannungen annähernd parallel zur Verbundfuge verlaufen. Andererseits sind die lokal erhöhten Spannungen in der BSP-Platte im Bereich der Lasteinleitung zu erkennen. Weiterhin wird auflagernah der wesentliche Kraftfluss an der Ausklinkung verdeutlicht. Hier ist ein Hochhängen der Lasten aus dem STP in die BSP-Platte durch die nach oben gerichteten Zugspannungstrajektorien festzustellen. Überdies werden die von der BSP-Platte aufgenommenen Beanspruchungen über Schub und Biegung zu den Auflagern geleitet, was durch die beinahe symmetrische Verteilung der Hauptzug- und Hauptdruckspannungen identifizierbar ist. Infolgedessen ist bei dieser Auflagersituation neben der Länge der Ausklinkung und der Konfiguration der Verbundfuge auch die Querkraft- respektive Biegetragfähigkeit der BSP-Platte von entscheidender Bedeutung für die Leistungsfähigkeit der SHV-Decke.

**Bild 5.30:** Hauptspannungsverlauf des SHV-Querschnittes für $F = 20 \text{ kN}$ – B-HS10-90H

Darüber hinaus erfolgt in Bild 5.31 ein quantitativer Hauptspannungsvergleich im messtechnisch ausgestatteten Sechstelpunkt von B-HS10-90-03H und dem Ansys-Modell für beide Ansätze zur Berücksichtigung der Verbundsteifigkeit. Eine Übersicht der aus dem Versuch abgeleiteten Hauptspannungen sowie der zugehörigen Richtungen befindet sich in Anhang A.2.2, Tabelle A.7. Es ist zu erkennen, dass das FE-Modell unabhängig von der

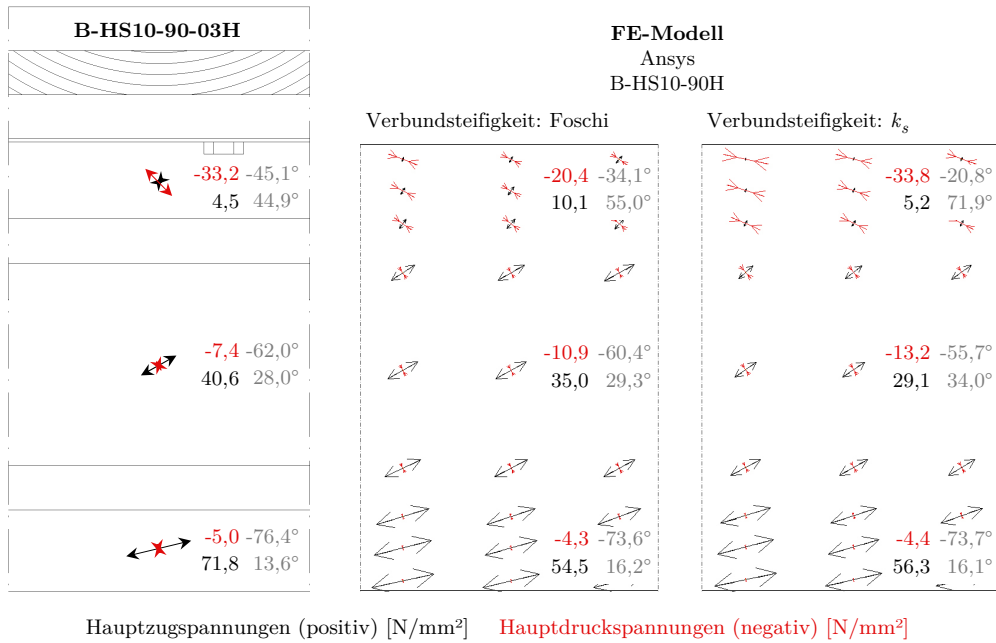


Bild 5.31: Vergleich der experimentellen und numerischen Hauptzugspannungen, Hauptdruckspannungen sowie der zugehörigen Richtungen im Sechstelpunkt für $F = 20 \text{ kN}$ – B-HS10-90H

Verbundsteifigkeit die Hauptspannungen sowie deren Richtungen unten im Steg in guter Näherung abbildet, wobei sich experimentell größere Hauptzugspannungen im Vergleich zur numerischen Berechnung einstellen. Außerdem werden die Hauptspannungen in Stegmitte mit guter Übereinstimmung berechnet. Oben im Steg ergeben sich für das Modell auf Grundlage der Federsteifigkeit nach FOSCHI leicht differierende Hauptspannungsrichtungen, woraus entsprechende Abweichungen der Hauptspannungen resultieren. Im Gegensatz dazu stimmen die Hauptspannungen für das FE-Modell mit der linearen Federsteifigkeit k_s besser mit den experimentell ermittelten Hauptspannungen überein, jedoch differieren die Hauptspannungsrichtungen mit über 20° deutlich.

Ferner verteilen sich die Federkräfte F_x analog zu der Lagerung auf dem STP mit zu den Auflagern zunehmenden Kräften (siehe Bild 5.32). Hingegen ist auflagernah ein Hochhängen der Beanspruchungen aus dem STP in die BSP-Platte anhand der positiven Federkräfte F_z

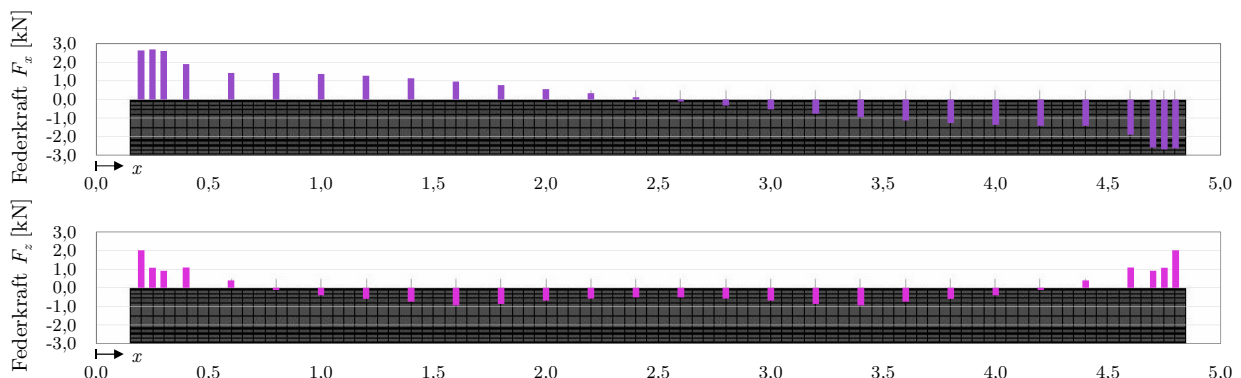


Bild 5.32: Federkräfte F_x und F_z je Schraubenreihe für $F = 20 \text{ kN}$ – B-HS10-90H

wahrnehmbar, was den in Bild 5.30 dargestellten Hauptspannungsverlauf substantiiert. Folglich erfahren die äußeren Schrauben bei dieser Auflagersituation eine kombinierte Abscher- und Zugbeanspruchung. Die negativen F_z -Werte in Feldmitte sind ausschließlich modellierungsbedingt und werden in Realität über den flächenhaften Kontakt zwischen der BSP-Platte und den Obergurten des STP übertragen.

Die zuvor identifizierten Übereinstimmungen und Abweichungen für die Lagerung auf der BSP-Platte gelten auch für die Verbundsteifigkeit infolge der Sechskant-Holzschrauben $\varnothing 12$ mm. Dies wird in Bild 5.33 durch Vergleich der experimentellen und numerischen Durchbiegungen aus B-HS12-90-01H offensichtlich.

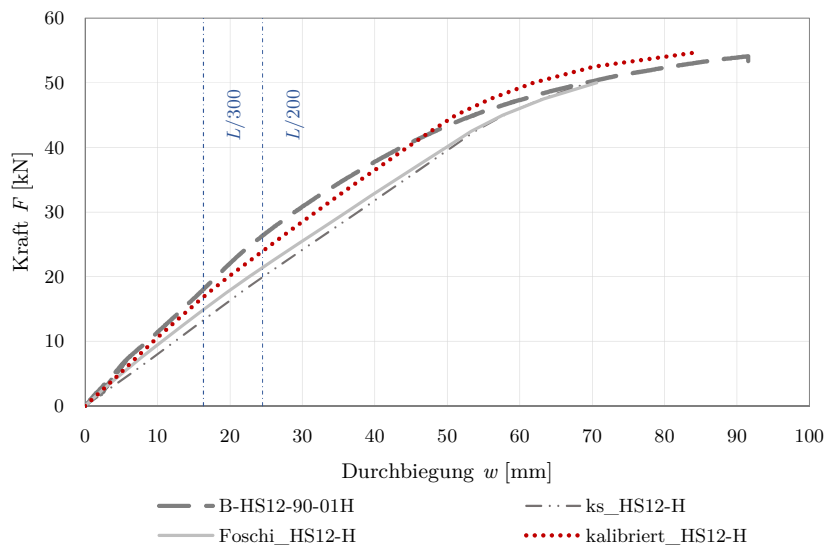


Bild 5.33: Vergleich der experimentellen und numerischen Durchbiegungen – B-HS12-90H

Die wesentlichen Abweichungen der experimentellen und numerischen Kraft-Verformungs-Beziehungen fußen auf den unterschiedlichen Anfangssteigungen, wobei die größte Diskrepanz bei ca. $F = 25$ kN besteht und für die Verbundsteifigkeit gemäß FOSCHI eine um ca. 27% größere Verformung resultiert als im Versuch gemessen wurde. Der Ansatz der linearen Verbundsteifigkeit k_s führt mit rund 35% zu noch größeren Abweichungen. Die Abweichung der Verformungsergebnisse, welche bei einer Gegenüberstellung der Bilder 5.26 und 5.33 bei dem Schraubendurchmesser von 12 mm höher ausfällt als bei 10 mm, resultiert aus dem implementierten Federgesetz, welches auf Basis reiner Abscherversuche hergeleitet wurde. Somit wird das bei der ausgeklinkten Auflagervariante auftretende kombinierte Tragverhalten auf Abscheren und Zug der maßgebenden randnahen Schrauben nicht adäquat berücksichtigt, wodurch eine Modifikation der Federsteifigkeit erforderlich wird. Dementsprechend erfolgt eine Kalibrierung an dem durchgeführten 4-Punkt-Biegeversuch, woraus sich eine wesentlich höhere Kraft an der ersten Stützstelle des multilinearen Federgesetzes verglichen mit dem aus den Abscherversuchen abgeleiteten Ansatz nach FOSCHI ergibt (siehe Anhang A.2.2, Bild A.7). Infolge des angepassten Federgesetzes ist eine erheblich bessere Übereinstimmung der numerisch ermittelten Durchbiegungen für die ausgeklinkte Auflagervariante (vgl. kalibriert_HS12-H) mit Versuch B-HS12-90-01H ersichtlich.

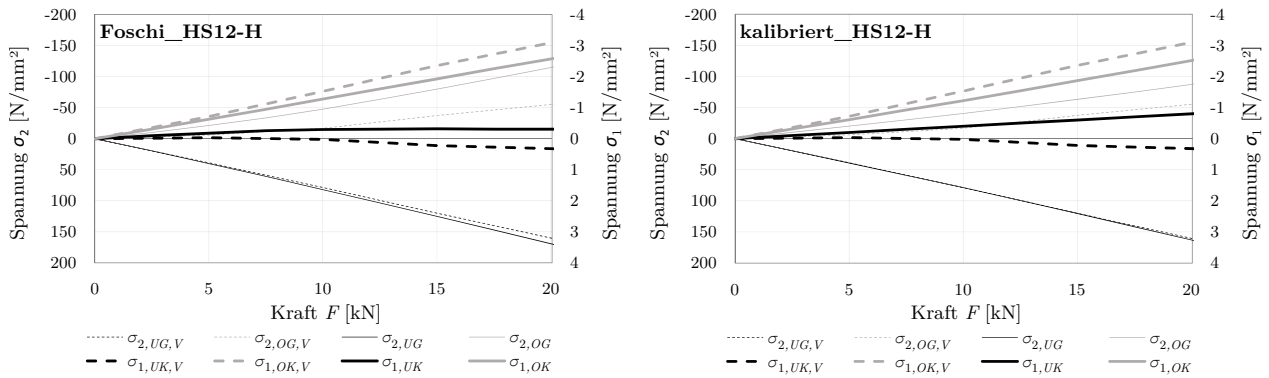


Bild 5.34: Vergleich der experimentellen und numerischen Spannungen – B-HS12-90H

Bild 5.34 veranschaulicht die experimentell gemessenen (Index V , gestrichelt) und numerisch ermittelten Längsspannungen auf Grundlage der Verbundsteifigkeit gemäß FOSCHI sowie der kalibrierten Verbundsteifigkeit. Die Adaption der Verbundsteifigkeit führt zu einer besseren Übereinstimmung der Spannungen im STP, wohingegen die Spannungen an der Unterseite der BSP-Platte etwas stärker von den im Versuch detektierten Spannungen differieren.

Für die Lagerungsvariante auf der BSP-Platte lässt sich resümieren, dass das globale Tragverhalten numerisch mit angemessener Genauigkeit abgebildet werden kann. Als Einschränkung ist insbesondere die nicht unwesentlich größere Nachgiebigkeit und die damit einhergehende größere Durchbiegung zu nennen. Eine bessere Übereinstimmung der Ergebnisse kann mithilfe einer an den Biegeversuchen kalibrierten Federsteifigkeit $K_{x,F}$ erreicht werden. Hier besteht weiterer Forschungsbedarf, um die kombinierte Beanspruchung von Stahl-Holz-Verbindungen mit spezifischen Versuchen zu analysieren und somit eine fundierte Basis für eine zutreffendere Abbildung der Verbundsteifigkeit im Hinblick auf das globale Tragverhalten für die ausgeklümmte Auflagersituation zu schaffen.

5.3 Parameterstudie

Die Parameterstudie auf Grundlage des numerischen Modells setzt sich aus zwei Teilen zusammen. Einerseits wird die Wirksamkeit des Verbundes evaluiert, in dem die Federsteifigkeit $K_{x,F}$ in x -Richtung variiert wird. Andererseits werden für verschiedene Spannweiten die erforderlichen Bauteildimensionen ermittelt, welche im anschließenden Kapitel 6 als Grundlage für die Bewertung der ökologischen Qualität dienen.

5.3.1 Wirksamkeit der Verbundtragwirkung

Die Effektivität der verwendeten Sechskant-Holzschrauben zur Sicherstellung der Verbundwirkung wird mithilfe einer vergleichenden Berechnung für eine Spannweite von $L = 4,90$ m beurteilt. Dazu wird die numerische Berechnung mit den aus den Abscherversuchen abgeleiteten Steifigkeiten k_s , mit einer sehr kleinen Federsteifigkeit $\text{min. } K_{x,F}$ (ohne Verbund) und mit einer sehr großen Federsteifigkeit $\text{max. } K_{x,F}$ (starrer Verbund) durchgeführt. In den Bildern 5.35 und 5.36 erfolgt die grafische Gegenüberstellung der Ergebnisse für die aufgestellte Lagerungsvariante in Form der Kraft-Verformungs-Beziehungen sowie der im linear-elastischen Bereich zwischen 10 % und 40 % von F_{max} zurückgerechneten Biegesteifigkeiten.

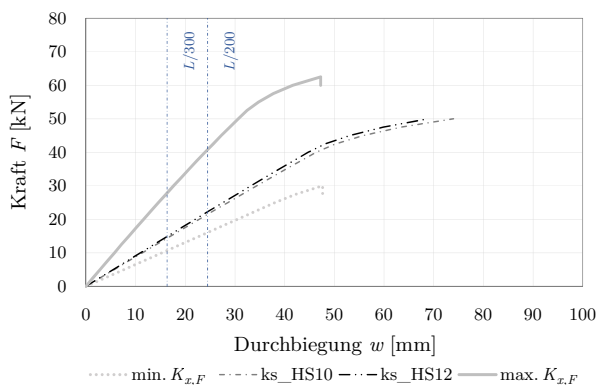


Bild 5.35: Einfluss der Verbundsteifigkeit auf die Durchbiegung

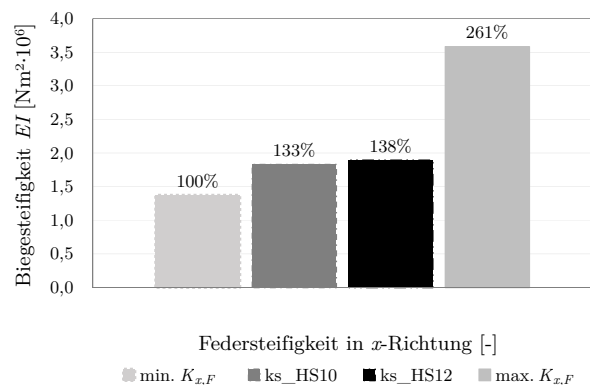


Bild 5.36: Einfluss der Verbundsteifigkeit auf die Biegesteifigkeit

Die Auswertung der K-V-Beziehungen in Feldmitte zeigt, dass mit einer höheren Verbundsteifigkeit geringere Durchbiegungen für dasselbe Lastniveau resultieren und vice versa. Das unmittelbare Abfallen der Kurven von $\text{min. } K_{x,F}$ bzw. $\text{max. } K_{x,F}$ symbolisiert das Erreichen der maximalen Tragfähigkeit, da für höhere Beanspruchungen und dem damit einhergehenden Fließen des STP die numerische Berechnung nicht mehr konvergiert. Dies gilt auch für die Berechnungen auf Basis der linearen Steifigkeit k_s , welche bei ca. 50 kN die maximale Tragfähigkeit erreichen. Die Gegenüberstellung der Biegesteifigkeiten belegt, dass die untersuchten Holzschrauben eine Traglaststeigerung von über 30 % gegenüber dem losen Auflegen der BSP-Platte bewirken. Somit werden die Ergebnisse der analytischen Näherungslösung tendenziell gestützt, auch wenn diese die Verbundsteifigkeit geringfügig überschätzt (vgl. Bild 4.50). Obgleich besteht in der konstruktiven Ausbildung der Verbundfuge weiteres Potenzial für eine noch bessere Verbundtragwirkung sowie Leistungsfähigkeit der SHV-Decke, wobei im Sinne der Kreislauffähigkeit eine demontagegerechte Verbindung ohne Verklebung zu bevorzugen ist.

Weiterhin werden im Zuge der Evaluation der Verbundsteifigkeiten und im Hinblick auf die nachfolgende Parameterstudie mit größeren Spannweiten die kleinsten vertikalen Eigenfrequenzen mit den FE-Modellen auf Basis von k_s für $L = 4,90$ m ermittelt (siehe Bild 5.37).

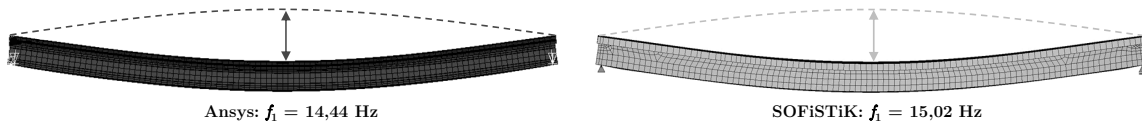


Bild 5.37: Numerische Eigenfrequenzen infolge Konstruktionseigengewicht – B-HS10-90

Zur Einordnung werden diese mit den analytischen Ergebnissen gemäß der Formeln (5.8) und (5.9) verglichen.

$$f_1 = \frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{EI_{ef}}{m \cdot L^4} \cdot \pi^4} \quad (5.8)$$

$$f_{1,Stamm} = \frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{EI_{ef}}{m \cdot L^4} \cdot \pi^4 \cdot \frac{1 + \alpha + \alpha \cdot \beta \cdot \pi^2}{1 + \beta \cdot \pi^2}} \quad (5.9)$$

Formel (5.9) nach STAMM ist die Erweiterung der allgemein bekannten Formel (5.8) für die Ermittlung der Eigenfrequenzen von Einfeldträgern und gilt für Sandwichkonstruktionen [206]. Diese wurde bereits von ASPILA et al. [9] für Stahl-Holz-Verbundquerschnitte verwendet und mit diversen Versuchsergebnissen aus der Literatur validiert. Für die analytische Berechnung werden die effektive Biegesteifigkeit EI_{ef} gemäß (4.36) und das Eigengewicht m des SHV-Querschnittes angesetzt.

Die ausgewerteten Ergebnisse sind in Tabelle 5.4 aufgeführt, welche auch die Lagerungsvariante auf der BSP-Platte beinhaltet. Einerseits ist zu erkennen, dass die berechneten Eigenfrequenzen gemäß (5.9) etwas besser mit der numerischen Lösung übereinstimmen und andererseits, dass die Nachgiebigkeit infolge der ausgeklinkten Lagerung nicht durch die analytischen Beziehungen erfasst wird. Weiterhin sind die mit SOFiSTiK ermittelten Eigenfrequenzen ca. 5 % größer als die mit Ansys berechneten Eigenfrequenzen. Insgesamt liegen sowohl die rechnerischen als auch die numerischen Eigenfrequenzen über der in Deutschland geforderten minimalen Eigenfrequenz für Deckenkonstruktionen von $f_{1,min} = 4,5$ Hz, wobei der hohe Einfluss der Ausbaulast auf die Ergebnisse offensichtlich ist. Die Ausbaulast resultiert aus dem Schichtaufbau gemäß Bild 3.3 und wird von einer 6 cm starken Zementestrichschicht sowie einer 5 cm hohen Schüttung geprägt.

Tabelle 5.4: Rechnerische vertikale Eigenfrequenzen auf Basis der Federsteifigkeit k_s

	Versuchsreihe	$f_{1,Ansys}$ [Hz]	$f_{1,SOFiSTiK}$ [Hz]	f_1 [Hz]	$f_{1,Stamm}$ [Hz]
Eigengewicht	HS10	14,44	15,02	16,21	15,13
	HS10-H	12,89	13,52		
Eigengewicht zzgl. Ausbaulast = $200 \frac{kg}{m^2}$	HS10	5,59	5,82	6,32	5,89
	HS10-H	5,01	5,25		

Die Ergebnisse verdeutlichen, dass es sich bei der untersuchten Deckenkonstruktion aus den bewusst gewählten, handelsüblichen Querschnitten basierend auf der kleinstmöglichen BSP-Materialstärke von 60 mm und dem nur 1,5 mm dicken Stahltrapezprofil im Hinblick auf die Ressourcenschonung um eine verhältnismäßig weiche Konstruktion handelt, sofern nur ein STP je Meter Deckenstreifen vorgesehen wird. Zudem sei erwähnt, dass die verwendete Biegesteifigkeit aus einem statischen Biegeversuch tendenziell geringer ist als eine dynamisch ermittelte Biegesteifigkeit [4], woraus größere Eigenfrequenzen resultierten. Vergleichbare Erkenntnisse wurden an reinen Holzquerschnitten detektiert [177], wobei ähnliche Tendenzen auch aus Untersuchungen an BSP-Platten hervorgingen [109].

5.3.2 Sensitivitätsanalyse

Für die Ermittlung der Bauteildimensionen der Stahl-Holz-Verbunddecke für verschiedene Spannweiten wird eine Sensitivitätsanalyse durch Variation unterschiedlicher Parameter durchgeführt. Die Grundlage dafür stellt das zuvor gegen die 4-Punkt-Biegeversuche validierte numerische Modell mit denselben Materialparametern und der aufgestellten Lagerung dar. Dabei erfolgt die Implementierung der Verbundsteifigkeit mit dem multilinearen Ansatz gemäß FOSCHI für Holzschrauben $\varnothing 10$ mm in einem Längsabstand von zunächst 200 mm. Die Nachweisführung basiert auf der Einhaltung der Stahl- bzw. Holzfestigkeiten unter Berücksichtigung der normativen Teilsicherheitsbeiwerte, einer Durchbiegungsbeschränkung von $L/300$ für die seltene Einwirkungskombination und einer Grenzfrequenz von $f_{1,min} = 4,5$ Hz.





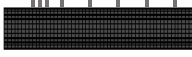
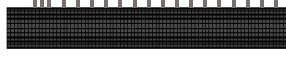
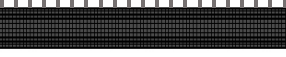









Im Zuge der Parameterstudie wird eine schrittweise Erhöhung der Flächenlast q bis zum Erreichen des GZT-Lastniveaus vorgesehen. Das GZG-Lastniveau basiert neben dem Eigengewicht der Stahl-Holz-Verbunddecke $g_{k,1}$ auf einer Ausbaulast von $g_{k,2} = 2,0$ kN/m² sowie einer Nutzlast von $q_k = 1,5 + 1,2 = 2,7$ kN/m² für Geschossdecken in Wohn- und Aufenthaltsräumen der Kategorie A2 zzgl. Trennwandzuschlag gemäß DIN EN 1991-1-1/NA [63]. Somit kann auch eine Einschätzung für Büro- und Arbeitsflächen ohne schweres Gerät vorgenommen werden, wofür normativ eine Nutzlast von 2,0 kN/m² bzw. 3,0 kN/m² (Kategorien B1 bzw. B2) anzusetzen ist. Abschließend wird die SHV-Decke auch für Büro- und Arbeitsflächen mit schwerem Gerät und einer Nutzlast von $q_k = 5,0$ kN/m² evaluiert.

Die möglichen Einflüsse der folgenden vier Parameter werden für einen für die SHV-Decke sinnvollen Spannweitenbereich $L = \{4,5 \text{ m} - 7,0 \text{ m}\}$ untersucht:

- Parameterstudie I: Achsabstand der Stahltrapezprofile b_{quer}
- Parameterstudie II: Verbindungsmittelabstand a_V
- Parameterstudie III: Höhe der Brettsper Holzplatte h_{BSP}
- Parameterstudie IV: Dicke der Stahltrapezprofile t_{STP}

Tabelle 5.5 fasst die untersuchten Parameter zusammen und veranschaulicht die vorgenommenen Anpassungen, wobei schrittweise stets der Einfluss eines weiteren Parameters in der darauffolgenden Studie analysiert wird.

Tabelle 5.5: Übersicht der durchgeführten Studien und zugehörigen Parameter

Parameter	Studie			
	I	II	III	IV
L [m]		4,5 – 7,0 (0,5*)		
b_{quer} [mm]		375 – 1250 (125*)		
a_V [mm]	200 	100 	100 	100 
h_{BSP} [mm]	60 	60 	60 – 120 (20*) 	
t_{STP} [mm]	1,5 	1,5 	1,5 	≥ 3 

* Schrittweite

Die Auswirkungen der Verbundsteifigkeit wurden bereits in Kapitel 5.3.1 analysiert und werden hier trotz ihres potenziell hohen Einflusses nicht weiter untersucht. Dies fußt insbesondere darauf, dass ohne konkrete Untersuchungen mit andersartigen, längeren oder größeren Verbindungsmitteln kaum zu prognostizieren ist, welche Verbundsteifigkeiten allein mit mechanischen Verbindungsmitteln baupraktisch sinnvoll umsetzbar und erreichbar sind. Die Anwendung der normativen Näherungslösung wird aufgrund der teils deutlichen Abweichungen zu den Ergebnissen der Abscherversuche ausgeschlossen (vgl. Tabelle 4.11). Zudem werden auch keine publizierten Kraft-Verformungs-Beziehungen verwendet, da diese überwiegend auf höheren BSP-Dicken, anderen Holzarten oder dickeren Stahlprofilen basieren.

Parameterstudie I

In einem ersten Schritt erfolgt die Evaluation des STP-Achsabstandes b_{quer} für den definierten Spannweitenbereich unter Annahme eines Verbindungsmittelabstandes von 200 mm (vgl. Tabelle 5.5). Dafür wird der minimal mögliche Achsabstand der STP von 375 mm untersucht und bis zu einem Achsabstand von 1250 mm erhöht. Konstruktiv befinden sich die STP bei einem Achsabstand von 375 mm direkt nebeneinander. In diesem Fall sind die Schrauben um den halben Verbindungsmittelabstand versetzt anzuordnen, um ein Aufspalten des Holzes zu vermeiden.

In Bild 5.38 sind die in Feldmitte ausgewerteten Durchbiegungen w und Spannungen σ_1 in der BSP-Platte sowie σ_2 im STP veranschaulicht, wobei die Ergebnisse für die Spannweiten 4,5 m, 5,5 m und 6,5 m Anhang A.2.3 entnommen werden können. Um die Durchbiegungen infolge der seltenen Einwirkungskombination im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit einordnen

zu können, sind die Verformungsgrenzen $L/200$ und $L/300$ angegeben. Die Spannungen sind für das Lastniveau im Grenzzustand der Tragfähigkeit ausgewertet. Diesbezüglich sind die ermittelten Stahlspannungen σ_2 den zulässigen Bemessungsspannungen $\sigma_{2,lim}$, vor dem Hintergrund einer Streckgrenze von 370 N/mm^2 gemäß der Zugversuche, gegenübergestellt. Da die Spannungen in der BSP-Platte vergleichsweise klein sind, befinden sich deren zulässige Bemessungsspannungen außerhalb des abgebildeten Bereiches. Daraus ist abzuleiten, dass die BSP-Platte aufgrund des Steifigkeitsverhältnisses zwischen Holz und Stahl sowie der vorgesehenen Verbindung nur teilweise ausgenutzt wird und demnach Optimierungspotenzial besitzt.

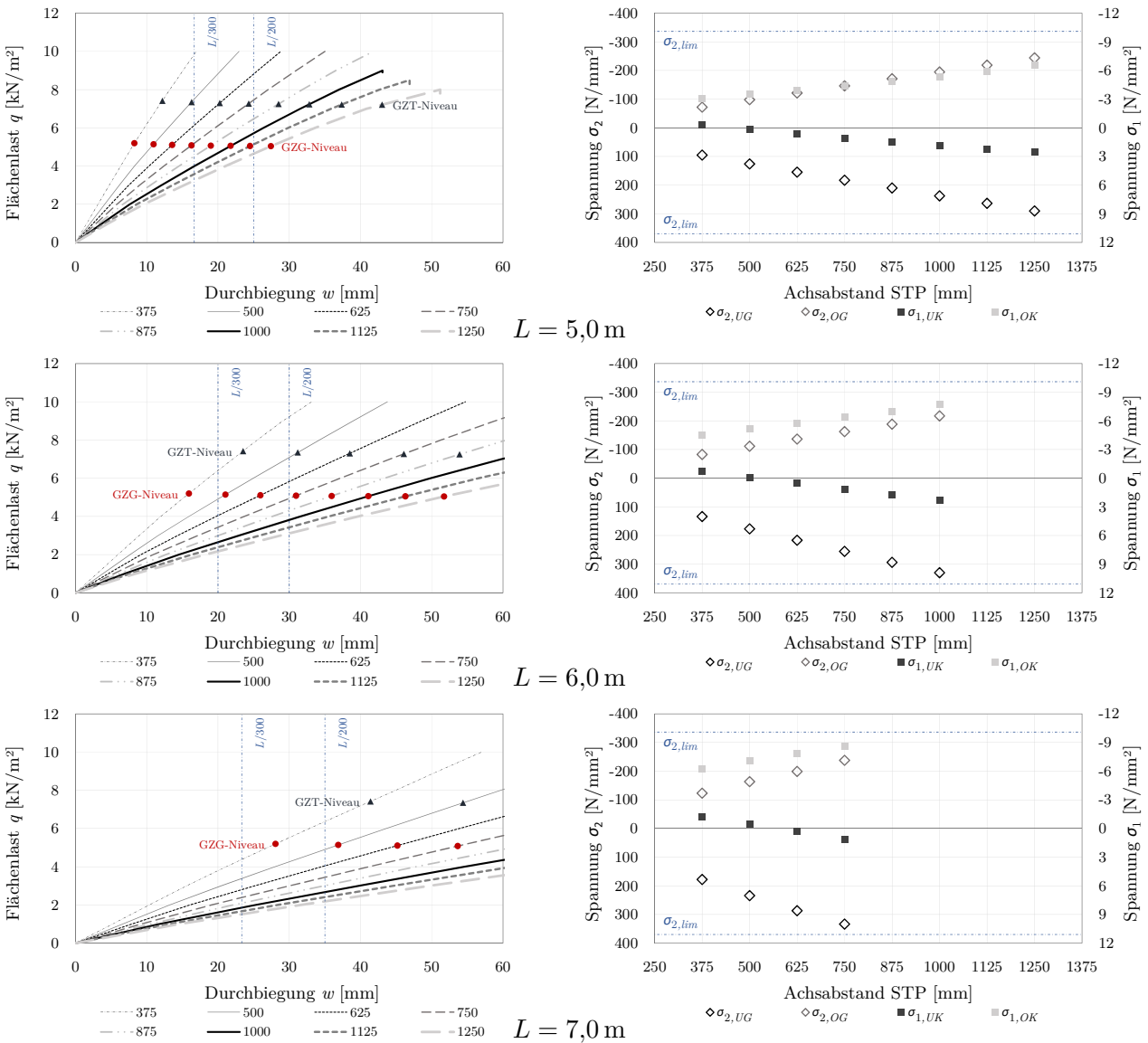


Bild 5.38: Parameterstudie I: Einfluss von b_{quer} auf w und σ – $L = 5,0 \text{ m}$, $L = 6,0 \text{ m}$ und $L = 7,0 \text{ m}$

Bei Betrachtung der Kurvenscharen wird deutlich, dass die Verformungsbeschränkung $L/300$ für die untersuchte Konfiguration der SHV-Decke nur bei kürzeren Spannweiten und kleineren STP-Achsabständen eingehalten wird. Für $L = 7,0 \text{ m}$ wird $L/300$ selbst bei $b_{quer} = 375 \text{ mm}$ überschritten, wohingegen die zulässigen Spannungen bis zu einem Achsabstand von 750 mm

eingehalten werden. Die Spannungsergebnisse von SHV-Konfigurationen mit zu hohen Spannungen werden nicht abgebildet, wodurch diese unmittelbar identifizierbar sind. Dementsprechend wird die Bemessung maßgeblich von dem Durchbiegungskriterium bestimmt, was mit den geringen vertikalen Eigenfrequenzen der SHV-Decke korreliert, welche in Tabelle 5.6 infolge ständiger Lasten zusammengefasst sind. Hierbei ist zu erkennen, dass $f_{1,min} = 4,5$ Hz bis $L = 5,5$ m von allen untersuchten Achsabständen eingehalten wird und für größere Spannweiten sukzessive geringere Achsabstände erforderlich werden. Übergeordnet wird deutlich, dass für Spannweiten bis 6,0 m eine Eigenfrequenz $f_1 \geq 6,4$ Hz notwendig ist, um die Verformungsbeschränkung von $L/300$ einzuhalten.

Tabelle 5.6: Vertikale Eigenfrequenzen f_1 [Hz] – Parameterstudie I

b_{quer} [mm]	Spannweite L [m]					
	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0
375	10,41	8,81	7,48	6,45	5,59	4,90
500	9,31	7,90	6,72	5,81	5,04	4,42
625	8,52	7,24	6,17	5,34	4,63	4,07
750	7,86	6,70	5,72	4,96	4,31	3,79
875	7,33	6,27	5,35	4,65	4,05	3,57
1000	6,86	5,88	5,04	4,39	3,82	3,37
1125	6,43	5,54	4,76	4,16	3,63	3,20
1250	6,02	5,22	4,51	3,94	3,45	3,00

Aus Parameterstudie I ist festzuhalten, dass die Spannweite die Ergebnisse am stärksten beeinflusst. Demnach kann durch eine Reduktion der Spannweite von beispielsweise 1 m die Durchbiegung um über 40 % verringert werden. Simultan ergeben sich um über 30 % größere vertikale Eigenfrequenzen. Weiterhin besitzt der Achsabstand der STP eine elementare Bedeutung für die Biegesteifigkeit der SHV-Decke und somit für alle steifigkeitsabhängigen Ergebnisse wie bei der Ermittlung der Verformungen, Spannungen und Eigenfrequenzen. Infolgedessen resultieren aus einer Verdopplung des Achsabstandes in Feldmitte annähernd doppelt so große Durchbiegungen sowie Spannungen im STP. Zudem nehmen die vertikalen Eigenfrequenzen um 30 % bis rund 40 % in Abhängigkeit von der Spannweite ab, wobei der Einfluss bei geringeren Spannweiten tendenziell etwas größer ist.

Da in Deutschland als Komfortkriterium meist eine Eigenfrequenz von mindestens 8,0 Hz angestrebt wird, was auch im Entwurf der DIN EN 1995-1-1 [84] aus dem Oktober 2023 mit einem zur Vorgängerversion deutlich erweiterten Schwingungsnachweis für Geschossdecken aus Holz verankert ist, wird in Parameterstudie II der Verbindungsmittelabstand a_V reduziert, um eine höhere Verbundsteifigkeit und folglich auch größere Eigenfrequenzen einzustellen. Hierbei sei erwähnt, dass gemäß [84] bei der Ermittlung der Eigenfrequenzen neuerdings zusätzlich 10 % der Nutzlasten zu berücksichtigen sind. Dieser Anteil wird im Rahmen der Untersuchungen vernachlässigt. Grundsätzlich würden dadurch die Eigenfrequenzen etwas geringer ausfallen, was beispielsweise durch eine Erhöhung der Verbundsteifigkeit kompensiert werden könnte.

Parameterstudie II

In dieser Studie wird a_V auf 100 mm reduziert, wobei die Steifigkeit $K_{x,F}$ je Feder beibehalten wird. Eine Staffelung der Verbindungsmittel wird hier nicht untersucht. Die Auswirkungen des halbierten Abstandes auf die Eigenfrequenzen f_1 und Durchbiegungen w_{GZG} sind in Tabelle 5.7 zusammengefasst und relativ zu den Ergebnissen aus Parameterstudie I dargestellt.

Tabelle 5.7: Relative Änderung [%] von f_1 und w_{GZG} infolge der Halbierung von a_V auf 100 mm gegenüber Parameterstudie I – Parameterstudie II

b_{quer} [mm]	Spannweite L [m]											
	4,5		5,0		5,5		6,0		6,5		7,0	
	f_1	w_{GZG}	f_1	w_{GZG}	f_1	w_{GZG}	f_1	w_{GZG}	f_1	w_{GZG}	f_1	w_{GZG}
375	3,4	-5,3	2,8	-5,8	2,9	-7,5	2,6	-6,8	2,5	-8,0	2,2	-7,6
500	3,8	-8,4	3,2	-9,2	3,4	-10,5	2,9	-9,7	3,0	-10,5	2,7	-9,9
625	3,9	-10,5	3,5	-10,6	3,6	-11,8	3,2	-10,9	3,5	-11,7	2,9	-11,0
750	4,2	-11,0	3,6	-11,2	3,8	-12,4	3,4	-11,4	3,5	-12,2	3,2	-11,6
875	4,2	-11,2	3,7	-11,5	4,1	-12,5	3,4	-11,5	3,5	-12,6	3,1	-12,0
1000	4,1	-11,2	3,7	-11,4	4,0	-12,5	3,4	-11,5	3,7	-12,6	3,3	-12,3
1125	4,0	-11,0	3,6	-11,0	4,0	-12,4	3,4	-11,5	3,6	-12,9	3,4	-12,5
1250	3,8	-10,8	3,4	-10,9	4,0	-12,3	3,6	-11,4	3,8	-13,2	3,6	-13,8

Aus der Übersicht geht hervor, dass die Erhöhung der Eigenfrequenzen mit 2,2 % bis maximal 4,2 % gegenüber Parameterstudie I gering ausfällt, weshalb weiterhin keine Konfiguration mit einer Spannweite von über 5,0 m das Komfortkriterium mit $f_1 \geq 8,0$ Hz erfüllt. Zudem ergeben sich über 5 % bis maximal 14 % geringere Durchbiegungen für das GZG-Lastniveau, wobei der Einfluss mit zunehmender Spannweite tendenziell etwas größer ist. Der Einfluss auf die Spannungen am Untergurt des STP bzw. an der Oberkante der BSP-Platte ist marginal. Dagegen werden die Spannungen direkt an der Verbundfuge erheblich reduziert, welche jedoch nicht bemessungsrelevant sind. In Anhang A.2.3 sind die Ergebnisse detailliert aufgeführt.

Parameterstudie III und IV

Da mithilfe der bisher untersuchten Maßnahmen keine zufriedenstellenden Durchbiegungen und Eigenfrequenzen für größere Spannweiten erzielt werden konnten, werden nachfolgend die Bauteildicken angepasst. Einerseits wird die BSP-Materialstärke h_{BSP} erhöht. Obwohl gleichzeitig mithilfe längerer Schrauben beispielsweise ein höherer Lochleibungswiderstand der BSP-Platte aktiviert werden könnte, werden die bisher verwendeten Verbindungsmittel beibehalten, um weiterhin auf die validierte Verbundsteifigkeit aus den Abscherversuchen zurückgreifen zu können. Dementsprechend wird die Federsteifigkeit mit dem multilinearen Ansatz nach FOSCHI approximiert. Die Höhe der dreilagigen BSP-Platte h_{BSP} wird durch Anpassung der Brettlagen auf wahlweise 80 mm (30–20–30), 100 mm (40–20–40) und 120 mm (40–40–40) vergrößert. Andererseits wird parallel dazu evaluiert, inwiefern sich die Erhöhung der Stahlblechdicke t_{STP} auswirkt. Hierbei wird davon ausgegangen, dass das Stahlprofil für $t_{STP} > 1,5$ mm analog der Form des untersuchten Stahltrapezprofils gekantet wird. Die Auswirkung einer höheren Blechdicke auf die Verbundsteifigkeit ist bei gleichbleibenden Verbindungsmitteln infolge einer etwas größeren Behinderung der Kopfverdrehung als gering einzuordnen, da das

Versagen vornehmlich im BSP-Querschnitt stattfindet. In Tabelle 5.8 sind die ermittelten vertikalen Eigenfrequenzen aus den Parameterstudien III und IV zusammengefasst, wobei die Ergebnisse aus Parameterstudie II ergänzend ausgewiesen werden. Es ist erkennbar, dass in Abhängigkeit von L und b_{quer} diverse Anpassungen der Bauteildicken erforderlich sind, um mit der SHV-Decke eine Mindestfrequenz von annähernd 8,0 Hz zu erreichen. Dabei wurden weder andere Holzarten und damit einhergehende abweichende Materialeigenschaften noch anders geformte oder größere Stahlprofile untersucht.

Tabelle 5.8: Vertikale Eigenfrequenzen f_1 [Hz] – Parameterstudien II, III und IV

b_{quer} [mm]	h_{BSP} [mm]	Spannweite L [m] und Stahlblechdicke t_{STP} [mm]											
		4,5		5,0		5,5		6,0		6,5		7,0	
		1,5	3,0	1,5	3,0	1,5	3,0	1,5	3,0	1,5	3,0	1,5	4,0
375	60	10,8	–	9,06	–	7,70	–	6,62	8,26	5,73	–	5,01	–
	80	–	–	–	–	8,59	–	–	–	–	7,91	5,58	–
	100	–	–	–	–	9,17	–	–	–	–	8,51	6,01	7,94
	120	–	–	–	–	–	–	8,17	–	7,12	–	6,25	8,17
500	60	9,66	–	8,15	–	6,95	–	5,98	7,53	5,19	–	4,54	–
	80	–	–	–	–	7,79	–	–	8,48	–	–	–	–
	100	–	–	–	–	8,31	–	–	9,14	–	7,88	–	–
	120	–	–	–	–	–	–	–	–	–	8,16	–	7,65
625	60	8,85	–	7,49	–	6,39	8,17	5,51	–	4,79	–	4,19	–
	80	–	–	8,41	–	–	–	–	7,92	–	–	–	–
	100	–	–	–	–	–	–	–	8,54	–	–	–	–
	120	–	–	–	–	7,93	–	–	–	–	–	–	–
750	60	8,19	–	6,94	–	5,94	7,61	5,13	–	4,46	–	3,91	–
	80	–	–	7,82	–	–	8,72	–	–	–	–	–	–
	100	–	–	8,30	–	–	–	–	8,04	–	–	–	–
	120	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–
875	60	7,64	–	6,50	–	5,57	–	4,81	–	4,19	–	3,68	–
	80	8,59	–	–	–	–	8,23	–	–	–	–	–	–
	100	–	–	7,79	–	–	–	–	–	–	–	–	–
	120	–	–	8,04	–	–	–	–	7,95	–	–	–	–
1000	60	7,14	–	6,10	7,88	5,24	–	4,54	–	3,96	–	3,48	–
	80	8,06	–	–	9,15	–	–	–	–	–	–	–	–
	100	–	–	–	–	–	8,42	–	–	–	–	–	–
	120	–	–	7,61	–	–	–	–	–	–	–	–	–
1125	60	6,69	–	5,74	–	4,95	–	4,30	–	3,76	–	3,31	–
	80	–	–	–	8,61	–	–	–	–	–	–	–	–
	100	8,03	–	–	9,35	–	8,00	–	–	–	–	–	–
	120	–	–	–	–	–	8,43	–	–	–	–	–	–
1250	60	6,25	7,95	5,40	–	4,69	–	4,08	–	3,58	–	3,16	–
	80	–	–	–	8,08	–	–	–	–	–	–	–	–
	100	–	–	–	8,84	–	–	–	–	–	–	–	–
	120	7,44	–	–	–	–	8,09	–	–	–	–	–	–

Verwendete Konfiguration der SHV-Decke

– nicht untersucht

Neben dem Frequenzkriterium wird von den typografisch hervorgehobenen Konfigurationen auch das Steifigkeitskriterium gemäß [84] erfüllt, sodass die Durchbiegung $w_{(1kN)}$ infolge einer Einzellast von 1 kN in Feldmitte maximal 1,0 mm beträgt. Beschleunigungs- oder Geschwindigkeitsreaktionen werden an dieser Stelle nicht ermittelt, da keine Untersuchungen zu den Dämpfungseigenschaften der SHV-Decke vorgenommen wurden. Diesbezügliche Auswertungen von ALOISIO et al. [5] ergaben, dass für SHV-Decken im Vergleich zu BSP-Decken tendenziell geringere Dämpfungsgrade bei simultan höheren Eigenfrequenzen zu erwarten sind.

In Bild 5.39 manifestieren sich die höheren Steifigkeiten der entsprechend Tabelle 5.8 verwendeten SHV-Konfigurationen (Bezeichnung $b_{quer} - h_{BSP} - t_{STP}$) mit $f_1 \geq 8,0$ Hz in engeren Kurvenscharen mit deutlich geringeren Verformungen im Vergleich zu Parameterstudie I (vgl. Bild 5.38). Überdies sind die Ausnutzungsgrade für die untersuchten Achsabstände dargestellt, wobei mit $\eta_{GZG,qk=5,0}$ und $\eta_{GZT,qk=5,0}$ zusätzlich die Durchbiegungen und Spannungen für das Lastniveau mit einer Nutzlast von $5,0 \text{ kN/m}^2$ ausgewertet werden. Die Ergebnisse aller weiteren Spannweiten sowie die Spannungsdiagramme befinden sich in Anhang A.2.3.

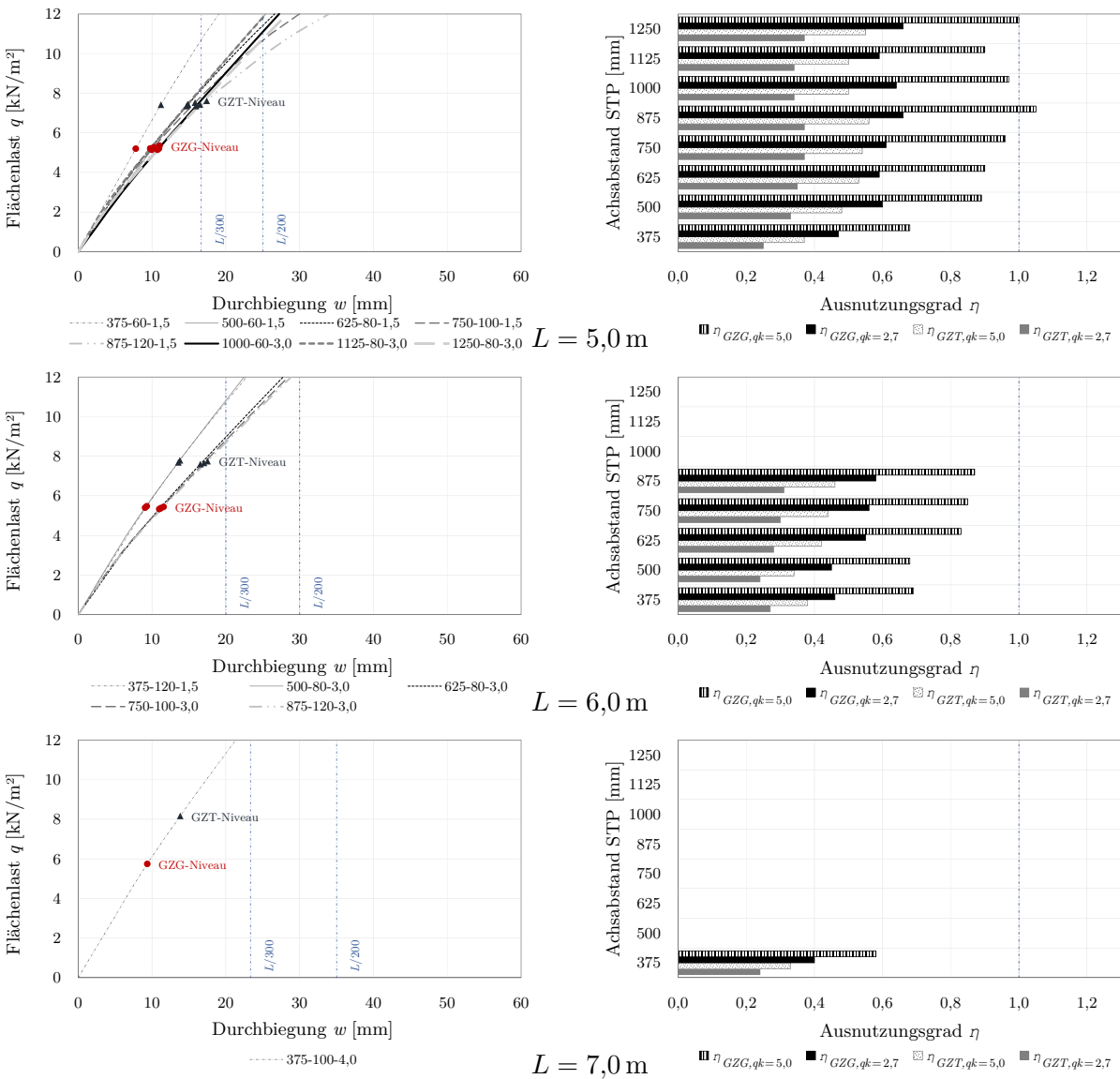


Bild 5.39: w und η für Konfigurationen aus Tabelle 5.8 – $L = 5,0 \text{ m}$, $L = 6,0 \text{ m}$ und $L = 7,0 \text{ m}$

Aus Bild 5.39 geht hervor, dass das Verformungsverhalten weiterhin die Bemessung dominiert und die geringen Ausnutzungsgrade des jeweils maßgebenden Spannungsnachweises deutliche Traglastreserven aufzeigen. Ferner sind für beinahe alle Konfigurationen auch die Durchbiegungsnachweise mit $q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$ erfüllt, sodass auch Anwendungsszenarien mit entsprechend höheren Nutzlasten realisierbar sind.

Darüber hinaus ist im Hinblick auf die Bewertung der umweltbezogenen Qualität von Bedeutung, welcher Materialbedarf für die Stahl-Holz-Verbunddecke für die jeweiligen Spannweiten besteht. Dazu sind in Bild 5.40 die Konfigurationen mit dem kleinsten Flächengewicht je Spannweite, sowohl zur Erfüllung der Grenzfrequenz $f_{1,min} = 4,5 \text{ Hz}$ als auch zur Einhaltung des Frequenzkriteriums von $8,0 \text{ Hz}$, veranschaulicht.

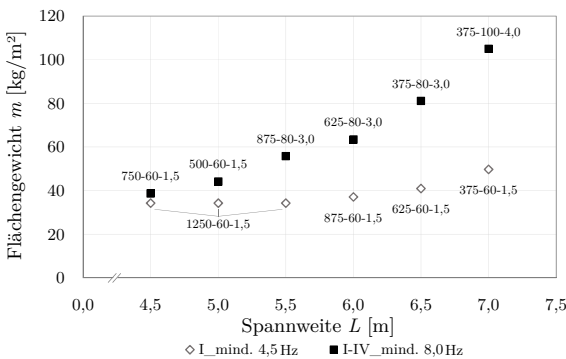


Bild 5.40: Verwendete Konfigurationen mit dem geringsten Flächengewicht

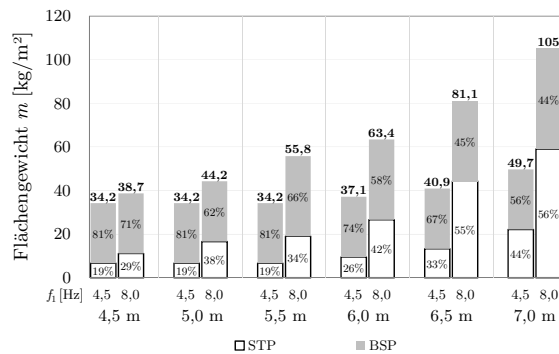


Bild 5.41: Beteiligung der BSP-Platte und des STP an dem Flächengewicht

Hierbei ist mit zunehmender Spannweite der überproportionale Anstieg des materiellen Aufwandes zur Einhaltung des Frequenzkriteriums offensichtlich. Bei $L = 4,5 \text{ m}$ wächst der Materialbedarf zur Einhaltung des Frequenzkriteriums um knapp 15% , wohingegen bei einer Spannweite von $7,0 \text{ m}$ gut das doppelte Flächengewicht im Vergleich zu $4,5 \text{ Hz}$ erforderlich wird. Des Weiteren wird in Bild 5.41 bei größeren Spannweiten die wesentliche Zunahme des Stahlgewichtes am Konstruktionsgewicht der SHV-Decke betont. Dies wird durch die höheren Blechdicken sowie die geringeren Achsabstände der STP bedingt, um eine ausreichende Steifigkeit für $f_1 \geq 8,0 \text{ Hz}$ zu gewährleisten. Dennoch ist das Konstruktionsgewicht der SHV-Decke verglichen mit konventionellen Deckensystemen als gering einzustufen. An dieser Stelle sei darauf hingewiesen, dass letztlich nicht nur das Flächengewicht, sondern auch die Relation von erforderlicher Stahl- zu Holzmenge die umweltbezogene Qualität der SHV-Decke beeinflusst, was im Zuge der Ökobilanzierung in Kapitel 6 belegt wird.

Ferner ist es mithilfe der Ergebnisse aus der Parameterstudie möglich, das in Kapitel 4.3.6 vorgestellte analytische Modell auch für andere Spannweiten und Bauteildicken zu beurteilen. Dazu sind in Bild 5.42 die Durchbiegungen aus den numerischen Berechnungen und dem analytischen Modell gegenübergestellt. Da das FE-Modell auf dem multilinearen Ansatz gemäß FOSCHI mit einer anfänglich hohen Steifigkeit basiert, wurde im analytischen Rechenmodell neben dem Verschiebungsmodul k_s auch der Anfangs-Verschiebungsmodul k_i verwendet, welcher insbesondere für die Konfigurationen mit dickeren Stahltrapezprofilen die Durchbiegungen etwas besser approximiert. Die Ergebnisse zeigen, dass das vereinfachte Rechen-

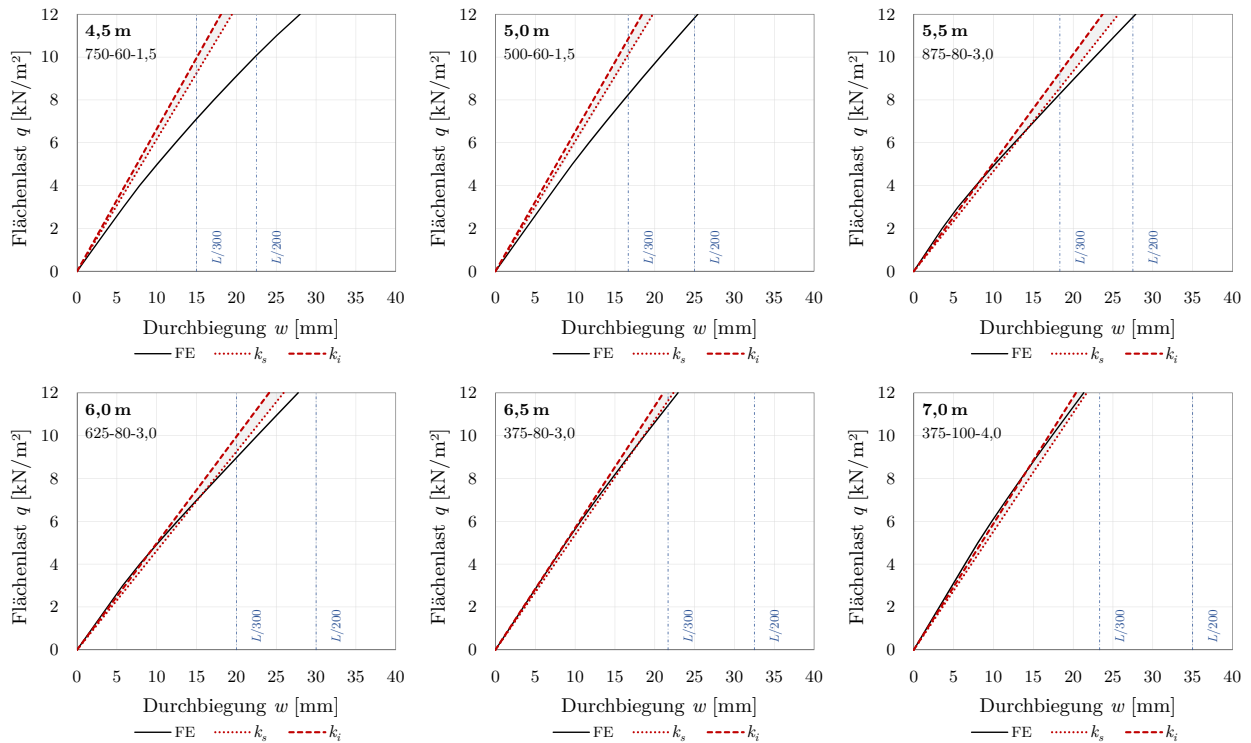


Bild 5.42: Vergleich der analytisch und numerisch ermittelten Durchbiegungen

modell das Verformungsverhalten der SHV-Decke für die hier untersuchten Spannweiten und Konfigurationen sowie typische Lasten auf Gebrauchstauglichkeitsniveau zuverlässig beschreibt. Infolgedessen kann die Eignung etwaiger SHV-Konfigurationen schon frühzeitig unter Berücksichtigung der bemessungsrelevanten Durchbiegungsnachweise überprüft werden.

Zudem weisen die analytisch und numerisch (Index *FE*, gestrichelt) ermittelten Spannungen in Feldmitte eine hohe Übereinstimmung auf (siehe Bild 5.43), was auf ähnliche Biegesteifigkeiten und eine vergleichbare Berücksichtigung der Verbundtragwirkung zurückzuführen ist. Bei genauer Betrachtung ist für den Spannungsvergleich der Spannweiten 5,0 m und 7,0 m erkennbar, dass insbesondere die Spannungen σ_2 im STP für 7,0 m wesentlich kleiner ausfallen als für 5,0 m, was auf der deutlich höheren Blechdicke und der damit einhergehenden höheren Biegesteifigkeit zur Erreichung einer Frequenz von $f_1 \geq 8,0$ Hz fußt.

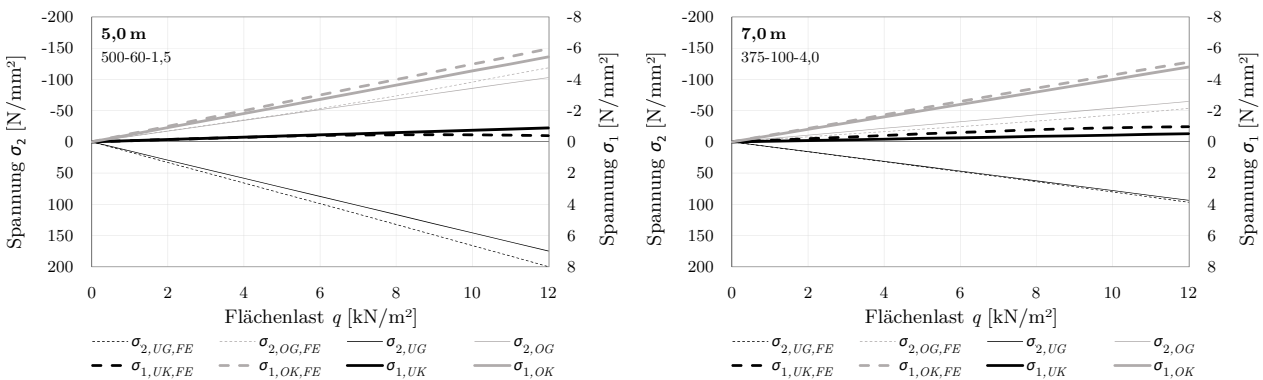


Bild 5.43: Vergleich der analytisch und numerisch ermittelten Spannungen – $L = 5,0$ m und $L = 7,0$ m

5.4 Erkenntnisse aus den numerischen Untersuchungen

Die Auswertung der numerischen Berechnungen zeigt für die untersuchten Aspekte eine hohe Übereinstimmung mit den experimentellen Versuchsergebnissen, wobei insbesondere die Modellierung der auf dem STP aufgestellten Lagerungsvariante die versuchstechnischen Messungen in sehr guter Näherung wiedergibt. Dementsprechend werden sowohl das Verformungsverhalten als auch der innere Kraftfluss anhand des Spannungsverlaufes adäquat reproduziert. Das versuchstechnisch ermittelte duktile Tragverhalten kann im FE-Modell mithilfe der beschriebenen Materialgesetze auf Basis der durchgeführten Materialversuche und den aus den Abscherversuchen abgeleiteten Federsteifigkeiten grundlegend abgebildet werden. Von besonderer Bedeutung ist die numerisch nachvollziehbare Abbildung der Verbundtragwirkung zwischen dem Stahltrapezprofil und der Brettsperrholzplatte, welche der Verbundtragwirkung von Stahl-Beton-Verbundkonstruktionen nicht unähnlich ist. Zudem sind die randnahen Federn im FE-Modell am stärksten beansprucht, wohingegen die Federn in Feldmitte von untergeordneter Bedeutung für das Verbundtragverhalten sind. Infolgedessen besteht durchaus Optimierungspotenzial in der Staffelung der Verbindungsmittel.

Die numerische Abbildung der ausgeklinkten Lagerungsvariante ist insgesamt als weniger akkurat einzustufen als das FE-Modell mit der aufgestellten Auflagersituation, da ohne entsprechende Kalibrierung der Eingabeparameter die Verformungsdifferenzen rund 10 % bis zu teilweise über 20 % betragen und damit zu konservativen Entwurfsannahmen führen. Das im FE-Modell zu beobachtende Gesamttragverhalten bestätigt das ingenieurmäßige Verständnis einer ausgeklinkten Verbundkonstruktion. So werden im auflagernahen Bereich die Beanspruchungen aus dem STP über die als Federn implementierten Schrauben in die linienhaft gelagerte BSP-Platte eingeleitet, was zudem durch die nach oben gerichteten Hauptzugspannungstrajektorien im Steg des STP hervorgehoben wird. Numerisch erscheint die Lagerung auf dem STP vorteilhaft gegenüber der Lagerung auf der BSP-Platte, wohingegen die Versuchsergebnisse auf eine vergleichbare Leistungsfähigkeit schließen lassen (siehe Bild 5.44).

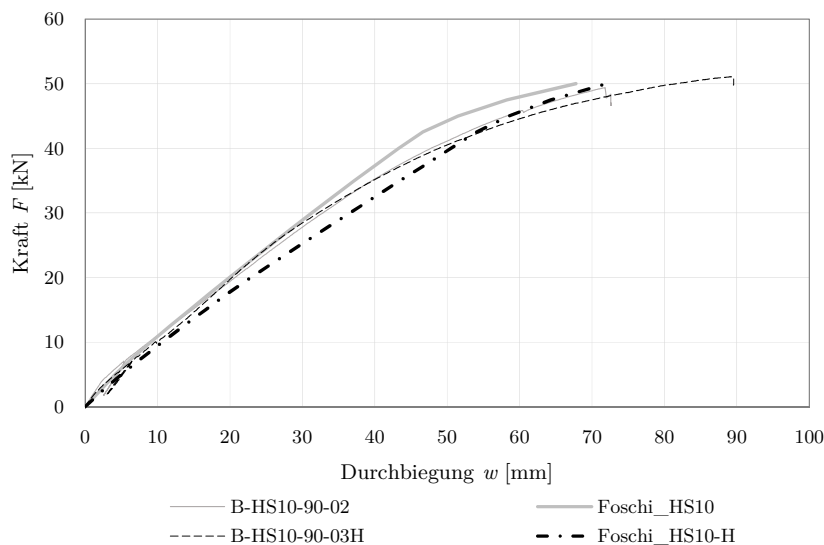


Bild 5.44: Vergleich der experimentellen und numerischen Durchbiegungen für beide Auflagersituationen – B-HS10-90 und B-HS10-90H

Ferner ist die nicht unwesentliche Traglaststeigerung festzuhalten, die aus der Ausbildung der Verbundfuge mit den untersuchten Sechskant-Holzschrauben im Vergleich zu einem losen Auflegen der BSP-Platte resultiert. Höhere Tragfähigkeiten der untersuchten Konfiguration der SHV-Decke sind durch die Stahlgüte des STP limitiert, da dieses plastifiziert, bevor die Verbindungsmittel vollständig ausgenutzt werden. Demnach kann geschlussfolgert werden, dass die Verbundsteifigkeit in Abhängigkeit des Steifigkeitsverhältnisses von STP und BSP-Platte entscheidend für das Endtragverhalten und somit auch für den dominanten Versagensmechanismus ist. Weiterhin wird dadurch die Ausnutzung der BSP-Platte bedingt, die bei den untersuchten Konfigurationen von untergeordneter Bedeutung ist.

Durch die vergleichende Untersuchung mit zwei FE-Programmen und Modellierungsmethoden lässt sich ableiten, dass sowohl Ansys als auch SOFiSTiK für die numerische Abbildung von Stahl-Holz-Verbunddecken geeignet sind, wobei die Implementierung der BSP-Platte mit Volumenelementen unter Berücksichtigung der Auflagersituation durchaus vorteilhaft ist.

Weiterhin erlaubt es die parametrische Modellierung, andere Konfigurationen der SHV-Decke mit beispielsweise abweichenden Spannweiten, Materialstärken oder Verbindungsmittelabständen zu untersuchen. Anhand von über 150 Berechnungen wurden bis zu einer Spannweite von 7,0 m Konstellationen der SHV-Decke detektiert, welche sowohl die Durchbiegungsbeschränkung als auch die zulässigen Bemessungsspannungen einhalten und zugleich auch das Komfortkriterium mit einer Eigenfrequenz von mindestens 8,0 Hz erfüllen. Somit ermöglichen die daraus bekannten erforderlichen Aufbauten und Mengen einen Vergleich der ökologischen Qualität der SHV-Decke mit anderen Deckensystemen (vgl. Kapitel 6).

Kapitel 6

Vergleichende Lebenszyklusanalyse

In diesem Kapitel wird das umweltbezogene Potenzial der Stahl-Holz-Verbunddecke untersucht und anhand eines ökobilanziellen Vergleiches auf Bauteilebene mit konventionellen Deckensystemen unter Verwendung von Umwelt-Produktdeklarationen eingeordnet. Darüber hinaus wird das Kreislauffähigkeitspotenzial analysiert.

6.1 Untersuchungsrahmen und Ziel

Übergeordnetes Ziel ist es, die umweltbezogene Qualität der untersuchten SHV-Decke gegenüber einer Stahlbetonflachdecke (STB-Decke), einer Holz-Beton-Verbundflachdecke (HBV-Decke) und einer Brettsperrholzdecke (BSP-Decke) einzuordnen. Dafür werden die in Bild 6.1 dargestellten Deckensysteme für den Spannweitenbereich $L = \{4,5 \text{ m} - 7,0 \text{ m}\}$ untersucht und gemäß ihrer technischen Standards für die Grenzzustände der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit nachgewiesen. Die Dimensionierung der Decken basiert auf einem Ausnutzungsgrad des maßgebenden Nachweises von nahezu 100 %. Die damit einhergehende Mengenermittlung bildet das Fundament für die umweltbezogene Beurteilung.

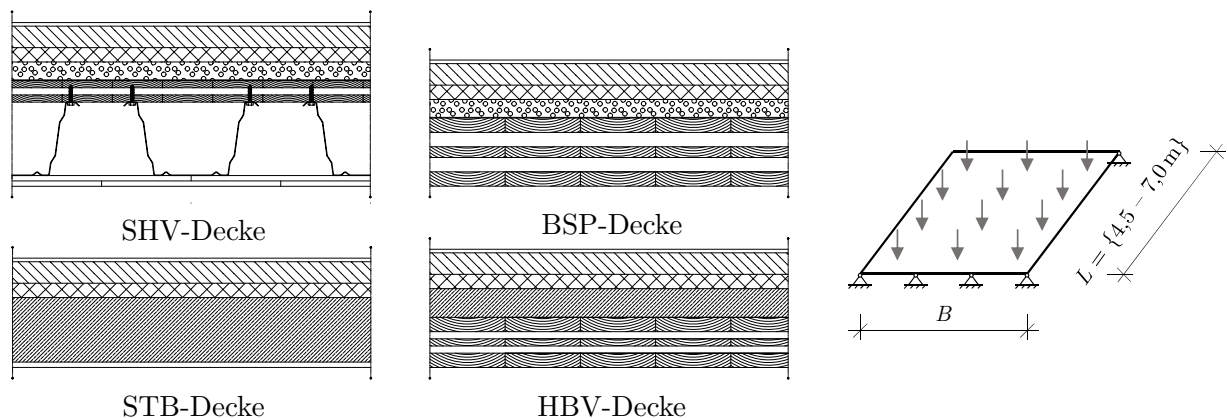


Bild 6.1: Untersuchte Decken und geometrische Randbedingungen

Der ökobilanzielle Vergleich erfolgt auf Bauteilebene und berücksichtigt ausschließlich die Deckenkonstruktion mit entsprechenden Ausbauschichten, wohingegen die angrenzenden vertikalen Tragelemente als gleichwertig angenommen und somit nicht in die Bewertung einbezogen werden. Zudem wird eine ideal-gelenkige Lagerung zugrunde gelegt. Weiterhin wird für die vergleichende Studie von einem gleichartigen Bodenbelag für alle Deckensysteme ausgegangen, weshalb auf dessen explizite Berücksichtigung verzichtet wird. Zur Sicherstellung der Vergleichbarkeit werden die umweltbezogenen Ergebnisse der Deckensysteme auf die funktionelle Einheit einer Deckenfläche von 1 m^2 bezogen, wobei alle Konstruktionsarten die in Kapitel 6.1.2 aufgeführten technischen und funktionalen Anforderungen erfüllen.

Die umweltbezogene Bewertung umfasst im Rahmen dieser Arbeit die Lebenszyklusphasen A1-A3 (Herstellungsphase), C3 (Abfallbehandlung) respektive C4 (Abfallbeseitigung) und D (Wiederverwendungs-, Energierückgewinnungs- und Recyclingpotenzial), da diese in nahezu allen betrachteten EPDs deklariert werden (siehe Tabelle 6.1) und repräsentativ für die umweltbezogenen Einflüsse sind (siehe Anhang B, Bilder B.1 bis B.10).

Tabelle 6.1: Verwendete Umwelt-Produktdeklarationen und berücksichtigte Module

EPD	Herstellung A1-A3	Transport A4	Einbau A5	Abbruch C1	Transport C2	Abfallbeh. C3	Abfallbes. C4	Potenziale D
C20/25 [134]	X	x	x	x	x	X	ND	X
C30/37 [135]	X	x	x	x	x	X	ND	X
Betonstahl [14]	X	ND	ND	x	x	0	X	X
BSP [213]	X	ND	x	ND	x	X	ND	X
GKF [41]	X	x	x	ND	x	X	ND	X
GP [42]	X	x	x	x	x	0	X	0
MW [102]	X	x	x	ND	x	ND	X	X
Splitt [204]	X	ND	ND	x	x	X	ND	X
STP [97]	X	x	x	x	x	X	0	X
Estrich [205]	X	ND	ND	ND	x	ND	X	ND

X: berücksichtigt **x:** deklariert, aber nicht berücksichtigt **0:** mit 0 deklariert **ND:** nicht deklariert

Die Herstellungsphase umfasst die Rohstoffgewinnung sowie Verarbeitungsprozesse von etwaigen Sekundärstoffen (A1), deren Transport zum Hersteller (A2) und die Herstellung mitsamt der notwendigen Energie (A3). Modul C3 berücksichtigt die Abfallbehandlung von allen Stoffströmen, die ein Wiederverwendungs-, Energierückgewinnungs- sowie Recyclingpotenzial aufweisen und demnach als Sekundärmaterialien respektive Sekundärbrennstoffe eingesetzt werden. Dazu zählt auch das infolge thermischer Verwertung wiederfreigesetzte CO₂ von biogenen Stoffen in die Atmosphäre, welche für die Einlagerung von Kohlenstoff während des Wachstums eine Gutschrift in A1-A3 erhalten. Weiterhin beinhaltet Modul C3 auch den Übergang von Biomasse in nachfolgende Produktsysteme [76], beispielsweise wenn Holz nicht thermisch sondern stofflich verwertet wird. Sofern das angesetzte Szenario der EPD die Deponierung des Baustoffes deklariert, ist dieses nicht Modul C3 zuzuweisen. In diesem Zusammenhang werden die physikalische Vorbehandlung sowie der Deponiebetrieb im Rahmen der Abfallbeseitigung in Modul C4 berücksichtigt. Deshalb sind in Abhängigkeit des Szenarios am Ende der Nutzungsdauer entweder C3 oder C4 deklariert, was auch in Tabelle 6.1 ersichtlich ist. Die Potenziale in Modul D beruhen auf den aktuellen Verwertungsprozessen und prognostizieren demnach Gutschriften, deren tatsächliche Größenordnung bei einem zukünftigen Rückbau unter anderem durch die Änderung des Energiemix deutlich abweichen kann. Demzufolge werden die Umweltwirkungen modulweise ausgewertet und die Potenziale stets nachvollziehbar dargestellt.

Trotz einer in den EPDs einheitlich angenommenen Transportdistanz von 50 km wird Modul C2 vernachlässigt, da es beinahe an allen Umwelt-Kernindikatoren nur marginal partizipiert (vgl. Anhang B) und die tatsächlichen Standorte für die nachgelagerten Verarbeitungsprozesse in Abhängigkeit des Materials und der Lage des Bauobjektes stark differieren können. Die

Nutzungsphase (Module B1–B7) wird nicht in die Untersuchungen einbezogen, da diese nur in den Beton-EPDs vereinzelt deklariert ist. Zudem gewinnen die konstruktionsbedingten Emissionen vor dem Hintergrund der steigenden Anzahl von energieeffizienten Gebäuden und einer damit einhergehenden Reduktion der nutzungsbedingten Emissionen an Relevanz [189].

Im Rahmen dieser Studie werden anteilige Einflüsse von weniger als 1 % in Bezug auf den Energie- bzw. Masseinsatz sowie die Umweltrelevanz normkonform vernachlässigt, wozu hier die Verbindungsmittel, der Einfluss von Bohrlöchern, das durch die Bewehrung verdrängte Betonvolumen oder auch das Rieselschutzpapier und etwaige Folien zählen. Weiterhin bleiben Prozesse zur Herstellung des Verbundes zwischen zwei Teilquerschnitten unberücksichtigt, da die EPDs lediglich die einzelnen Baustoffe deklarieren.

Eine Zusammenstellung der zugrunde gelegten EPDs für die verwendeten Materialien der tragenden Bauteile und Ausbauschichten einschließlich der baustoffspezifischen Entsorgungs- und Verwertungsszenarien befindet sich in Anhang B, wobei die Daten eine gute geografische, technische und zeitliche Repräsentativität gemäß DIN EN 15804+A2 [83] aufweisen. Der zeitliche Bezugsrahmen der Untersuchung ist an die in den EPDs angegebene Referenz-Nutzungsdauer von 50 Jahren angelehnt und entspricht damit einer geplanten Nutzungsdauer der Klasse 4 gemäß DIN EN 1990, Tabelle 2.1 [62].

Ferner ist zu konstatieren, dass die Ökobilanz im Kontext einer gesamtheitlichen Nachhaltigkeitsbewertung nur einen Teil darstellt (vgl. Kapitel 2.5), wobei ökonomische und soziale Aspekte außerhalb des Untersuchungsrahmens liegen. Eine Bewertung der technischen Qualität erfolgt ausschließlich im Hinblick auf das Kreislauffähigkeitspotenzial, wohingegen auf die Prozessqualität nicht gesondert eingegangen wird. Diesbezüglich wurde in Kapitel 3.1 auf einige Merkmale der SHV-Decke, wie das geringe Eigengewicht und die dadurch mögliche Verwendung von leichten Hebevorrichtungen sowie den trockenen Bauprozess, hingewiesen.

6.1.1 Berücksichtigte Indikatoren

Die für die Beurteilung der ökologischen Qualität verwendeten Indikatoren werden nachfolgend aufgeführt, wobei weitergehende Informationen beispielsweise in [83] enthalten sind. Zunächst werden in Kapitel 6.2 die Indikatoren des Ressourceneinsatzes (siehe Tabelle 6.2) für die vier Deckenkonstruktionen ausgewertet. Diese werden auch als Input-Flüsse bezeichnet, da diese die Inanspruchnahme von Ressourcen im Kontext der Herstellung von Bauteilen respektive der Errichtung von Bauwerken berücksichtigen.

Tabelle 6.2: Untersuchte Indikatoren für den Ressourceneinsatz

PERT*	Total erneuerbare Primärenergie
PENRT*	Total nicht erneuerbare Primärenergie
SM	Einsatz von Sekundärstoffen
RSF	Erneuerbare Sekundärbrennstoffe
NRSF	Nicht erneuerbare Sekundärbrennstoffe
FW	Nettoeinsatz von Süßwasserressourcen

* Berücksichtigung von energetisch und stofflich verwendeten Energieträgern

Zudem werden die in Tabelle 6.3 zusammengefassten Abfallkategorien und Output-Flüsse evaluiert. Für anfallende Abfälle sind der Herstellungsprozess sowie der Abbruch bzw. Rückbau von besonderer Relevanz. Der Indikator CRU für die Weiterverwendung von Komponenten wird nicht untersucht, da dieser von den verwendeten EPDs entweder nicht deklariert oder mit null angenommen wird. Demzufolge wird eine gesonderte Einordnung des Kreislauffähigkeitspotenzials der vier Deckenkonstruktionen vorgenommen (vgl. Kapitel 6.4). In diesem Kontext werden auch die Indikatoren MFR und MER diskutiert. Für die Indikatoren EEE und EET erfolgt keine detaillierte Auswertung, da diese für alle betrachteten Phasen und Materialien mit null deklariert werden und einzig für die Herstellungsphase von Brettsperholz sowohl ein elektrischer als auch ein thermischer Energieexport von weniger als 1 MJ/m³ ausgewiesen wird.

Tabelle 6.3: Untersuchte Indikatoren für die Abfallkategorien und die Output-Flüsse

HWD	Deponierter gefährlicher Abfall
NHWD	Deponierter nicht gefährlicher Abfall
RWD	Radioaktiver Abfall
MFR	Stoffe zum Recycling
MER	Stoffe für die Energierückgewinnung

In Kapitel 6.3 werden die Kernindikatoren der Umweltwirkungen (siehe Tabelle 6.4) umfänglich ausgewertet, wobei das globale Erwärmungspotenzial im Vordergrund steht. Das Wasser-Entzugspotenzial WDP sowie die Potenziale für die Verknappung von abiotischen Ressourcen ADPE und ADPF werden nicht berücksichtigt, da diese im Rahmen der ILCD-Klassifizierung als Typ 3 eingestuft werden und demnach für diese Indikatoren hohe Unsicherheiten bestehen. Ferner sind für diese Indikatoren lediglich begrenzte Erfahrungswerte vorhanden [83].

Tabelle 6.4: Untersuchte Indikatoren für die Umweltwirkungen

GWP*	Globales Erwärmungspotenzial
ODP	Abbaupotenzial der stratosphärischen Ozonschicht
POCP	Bildungspotenzial für troposphärisches Ozon
AP	Versauerungspotenzial
EP-terra	Eutrophierungspotenzial von Böden
EP-fresh	Eutrophierungspotenzial von Süßwasser
EP-marine	Eutrophierungspotenzial von Salzwasser

* Verwendung von GWP-total, dem kumulierten Treibhauspotenzial aus biogenen sowie fossilen Anteilen und aufgrund von Landnutzung, Landnutzungsänderung und Forstwirtschaft

6.1.2 Anforderungen und Berechnungsgrundlagen

Um eine funktionale Äquivalenz zu erreichen und eine fundierte Vergleichsgrundlage für die Lebenszyklusanalyse zu schaffen, sind die in Tabelle 6.5 aufgeführten Anforderungen von allen untersuchten Deckensystemen zu erfüllen. Die Nachweisführung mit den konstruktions-spezifischen Annahmen für die STB-, HBV- und BSP-Decke ist ebenso wie die spannweiten-abhängige Mengenermittlung in Anhang A.3.1 ausführlich dokumentiert. Diesbezüglich befinden sich die ermittelten Bauteildicken in einer plausiblen Größenordnung und korrelieren mit den Werten aus den Vorbemessungstabellen diverser Hersteller. Die Ergebnisse der SHV-Decke fußen auf Kapitel 5.3.2, in welchem die nachfolgend tabellarisierten Lasten und Grenzwerte bereits zugrunde gelegt wurden.

Tabelle 6.5: Technische und funktionale Anforderungen

Eigengewicht	$g_{k,1} = \text{variabel}$
Ausbaulast	$g_{k,2} = 2,0 \text{ kN/m}^2$
Nutzlast*	$q_k = 2,7 \text{ kN/m}^2$ für Wohn- und Aufenthaltsräume der Kategorie A2 zzgl. Trennwandzuschlag nach DIN EN 1991-1-1/NA [63]
Verformungen	$w_{inst} \leq L/300$ für die seltene Einwirkungskombination $w_{fin} \leq L/200$ für die seltene Einwirkungskombination
Spannungen	Einhaltung der materialspezifischen Bemessungsspannungen unter Berücksichtigung etwaiger Abminderungen (z. B. Stabilität)
Schwingungen	$f_1 \geq 8,0 \text{ Hz}$ unter Annahme einer unnachgiebigen, gelenkigen Lagerung
Brandschutz	Feuerwiderstandsdauer F90 Stahlbetonflachdecke: Annahme einer ausreichenden Betondeckung und Bauteildicke nach DIN EN 1992-1-2 [64] (keine Heißbemessung). HVB- und BSP-Decke: Nachweis mit reduziertem Querschnitt bei direkter Beflammung von unten gemäß DIN EN 1995-1-2 [67]. SHV-Decke: Verwendung von Gipskartonplatten, um das Wieder-/Weiterverwendungspotenzial der Stahltrapezprofile nicht durch etwaige Brandschutzbeschichtungen einzuschränken.
Schallschutz	Annahme typischer Aufbauten zur Erreichung der Mindestanforderungen gemäß DIN 4109-1 [74], jedoch ohne expliziten Nachweis. Die Ausbauschichten der SHV-Decke sind an die BSP-Decke angelehnt. Trenndecken: Luftschall ($R'_w \geq 54 \text{ dB}$) und Trittschall ($L'_{n,w} \leq 53 \text{ dB}$)

* für Bürogebäude der Kategorie B3 [63] mit $q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$ wird eine Einordnung vorgenommen

Alle folgenden Auswertungen basieren auf einer statischen Lebenszyklusanalyse für eine Referenz-Nutzungsdauer von 50 Jahren. Zeitdynamische Aspekte, beispielsweise in Form der anvisierten Dekarbonisierung des Strommix oder der mutmaßlich besseren Recyclingmöglichkeiten von heute geplanten Bauwerken in einigen Dekaden, werden aufgrund vieler Unsicherheiten bei der Annahme von Reduktionspfaden, Gesetzgebungsänderungen und technologischen Fortschritten nicht in Betracht gezogen.

6.2 Ressourceneinsatz und Output-Flüsse

Zur Einordnung des Ressourceneinsatzes und der Output-Flüsse erfolgt keine Sachbilanz auf Basis materialspezifischer Prozessstrukturen unter Berücksichtigung von Teilprozessen, sondern eine Evaluation der Stoff- und Energiemengen für die ausgewählten Module mithilfe der EPDs gemäß Tabelle 6.1. Die Quantifizierung ist auf 1 m^2 Deckenfläche bezogen und ermöglicht somit einen direkten Vergleich der vier Deckensysteme für die jeweiligen Indikatoren.

Die Lebenszyklusanalyse fußt auf der aus der Bemessung resultierenden Mengenermittlung der jeweiligen Deckensysteme (vgl. Anhang A.3.1). Bild 6.2 stellt eindrücklich die ermittelten Flächengewichte der tragenden Bauteilkomponenten und zusätzlicher Ausbauschichten sowie die zugehörigen Deckenhöhen für die untersuchten Spannweiten dar.

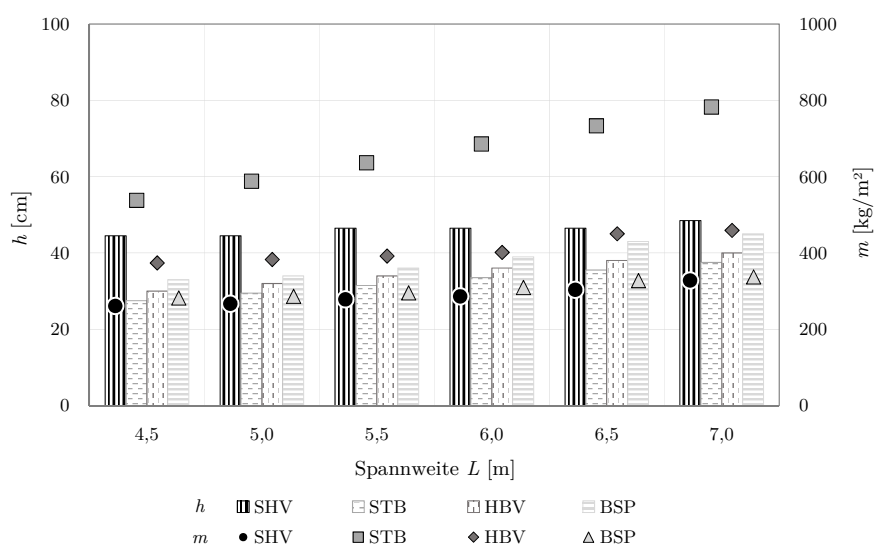


Bild 6.2: Deckenhöhen h [cm] und Flächengewichte m [kg/m²] für die untersuchten Spannweiten

Aufgrund der gleichbleibenden Wahl des Stahltrapezprofils für die SHV-Decke verfügt diese selbst bei kleinen Spannweiten über eine große Bauteilhöhe, wobei die Zunahme bis zu einer Spannweite von $L = 7,0 \text{ m}$ gering ist und auf die Erhöhung der BSP-Platte zurückzuführen ist. Gleichzeitig besitzt die SHV-Decke stets das kleinste Flächengewicht. Im Gegensatz dazu weist die Stahlbetonflachdecke für alle Spannweiten die geringste Bauteilhöhe sowie das größte Flächengewicht auf. Die erforderliche Bauteilhöhe der HBV-Decke ist im Vergleich zur STB-Decke geringfügig größer und hat ein um 30 % bis 40 % reduziertes Flächengewicht. Das Flächengewicht der BSP-Decke ist mit dem der SHV-Decke vergleichbar und liegt deutlich unter dem Flächengewicht der STB-Decke. Dementgegen steht die größere erforderliche Bauteilhöhe, welche ca. 10 % bis 15 % über der STB-Decke liegt und für Spannweiten über 6,0 m knapp 10 % unter der SHV-Decke einzuordnen ist. In diesem Kontext erscheint es für die SHV-Konfigurationen naheliegend, gedrungener Profile und höhere Blechdicken zu verwenden sowie bei höheren Spannweiten möglichst auf eine Erhöhung der BSP-Platte zu verzichten, um die erforderliche Bauteilhöhe und das vorhandene Flächengewicht zu minimieren. Jedoch wirkt sich eine höhere Stahlmenge negativ auf die umweltbezogene Bewertung aus. Ferner

resultieren aus den geringen Flächengewichten der SHV-Decke und der BSP-Decke materielle und folglich ökologische Einsparpotenziale bei den vertikalen Bauteilen und der Gründung, welche mit zunehmender Gebäudehöhe steigen. Diese Vorteile werden bei dem hiesigen Vergleich auf Bauteilebene vernachlässigt. Abschließend ist festzuhalten, dass die untersuchten Deckensysteme mit den höchsten erforderlichen Bauteilhöhen die geringsten Massen aufweisen.

Die indikatorweise Auswertung für den Ressourceneinsatz und die Output-Flüsse erfolgt für eine Spannweite von 5,0 m, wobei anschließend die Tendenzen für die weiteren Spannweiten aufgezeigt werden. In Bild 6.3 wird die Zusammensetzung der Flächengewichte aus den tragenden Bauteilkomponenten sowie den Ausbauschichten für $L = 5,0$ m veranschaulicht. Sowohl bei der SHV-Decke als auch bei der BSP-Decke wird die hohe Beteiligung der Ausbauschichten, insbesondere der zementbasierten Estrichschicht sowie der trockenen Splittschüttung, an dem Flächengewicht deutlich. Hingegen werden die Flächengewichte der STB-Decke und der HBV-Decke von der Masse des erforderlichen Stahlbetons dominiert.

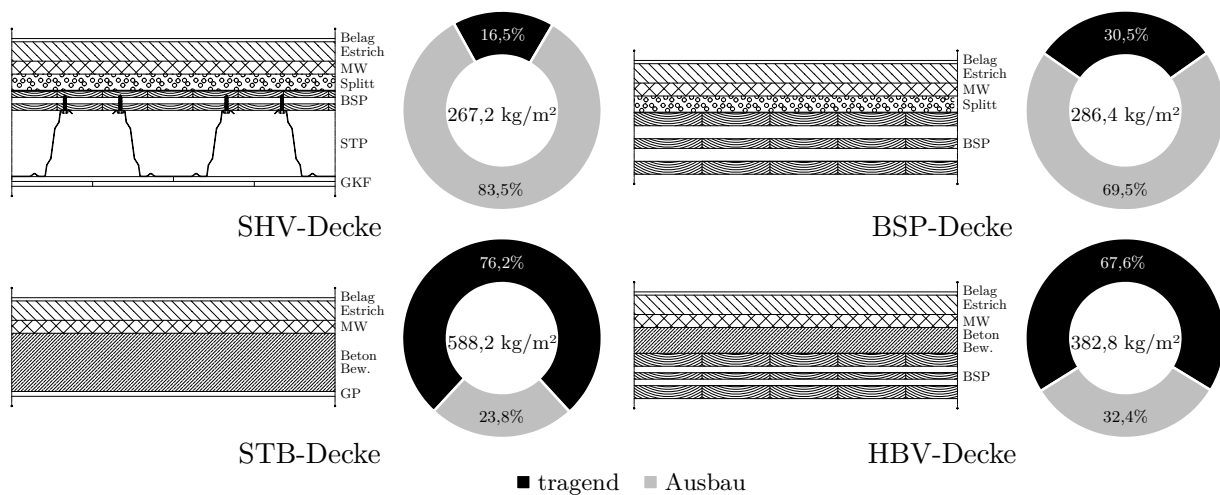


Bild 6.3: Zusammensetzung der Flächengewichte – $L = 5,0$ m

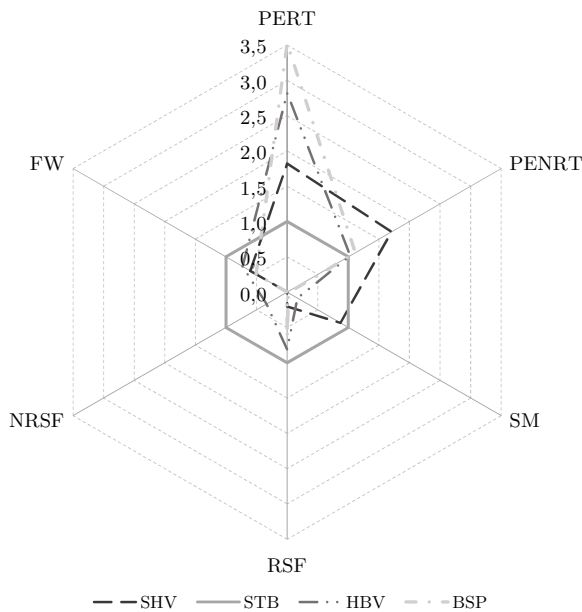
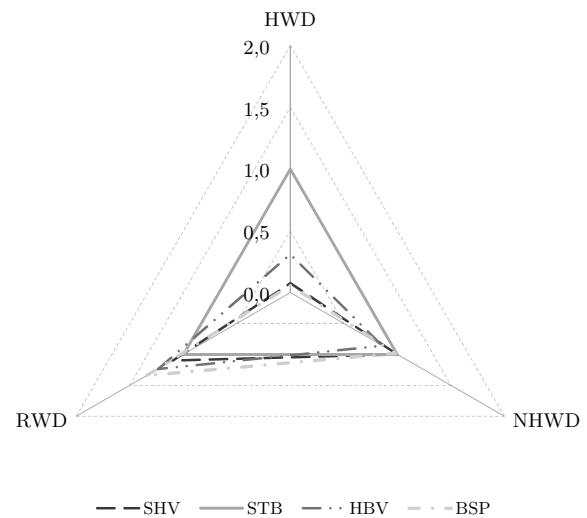
Tabelle 6.6 fasst die ausgewerteten Indikatoren für den Ressourceneinsatz und der Output-Flüsse unter Berücksichtigung der Module A1-A3, C3-C4 für eine Spannweite von 5,0 m zusammen und betont die Auswirkung von Modul D auf die Bewertung. Diesbezüglich wird für Brettspertholz das stoffliche Verwertungsszenario angesetzt, auch wenn in der EPD die thermische Verwertung als das übliche Szenario für Modul D deklariert wird. Dieses wertete die Wiederfreisetzung des CO_2 infolge des Verbrennungsprozesses durch eine höhere Gutschrift im Vergleich zur stofflichen Nutzung auf, weil die gewonnene thermische Energie als Ersatz für fossile Energieträger eingesetzt würde. Im Sinne der Ressourcenschonung und CO_2 -Bindung ist es jedoch langfristig sinnvoller, Holz stofflich und nicht thermisch zu verwerten, beispielsweise im Zuge einer Kaskadennutzung [106]. Das Hauptaugenmerk der Auswertung liegt auf der Herstellungs- und Entsorgungsphase, wohingegen die Potenziale in Modul D auf Basis der Verwertungsszenarien als weitergehende Informationen zu verstehen sind. Dies fußt auf den hohen Unwägbarkeiten der ausgewiesenen Potenziale, da beispielsweise die zukünftig eintretenden End-of-Life-Szenarien von der heutigen Planung abweichen können, woraus andere Gutschriften resultierten.

Tabelle 6.6: Kumulation des Ressourceneinsatzes und der Output-Flüsse je $m^2 - L = 5,0\text{ m}$

Indikator	SHV	A1-A3, C3-C4			relativer Einfluss von Modul D			
		STB	HBV	BSP	SHV	STB	HBV	BSP
PERT [MJ]	2,83E+02	1,55E+02	4,38E+02	5,46E+02	+13 %	-12 %	-3 %	-1 %
PENRT [MJ]	8,89E+02	5,21E+02	5,37E+02	5,81E+02	-30 %	+2 %	-6 %	-6 %
SM [kg]	1,72E+01	1,97E+01	3,34E+00	4,33E-01	*	*	*	*
RSF [MJ]	5,93E+00	2,91E+01	2,36E+01	1,88E+01	0 %	0 %	0 %	0 %
NRSF [MJ]	8,40E-21	6,84E+01	2,30E+01	0,00E+00	0 %	0 %	0 %	0 %
FW [m ³]	1,53E-01	2,54E-01	1,85E-01	1,29E-01	-16 %	-104 %	-65 %	-3 %
HWD [kg]	7,86E-05	1,03E-03	3,20E-04	6,02E-05	< 1 %	< 1 %	< 1 %	< 1 %
NHWD [kg]	1,40E+02	1,41E+02	1,21E+02	1,38E+02	-1 %	-3 %	-2 %	-1 %
RWD [kg]	1,80E-02	1,64E-02	2,03E-02	2,20E-02	+20 %	-15 %	-7 %	-4 %

* ohne Bezug, da in A1-A3 das für die Produktion verwendete Sekundärmaterial und in Modul D die nach dem Lebenszyklus als Sekundärmaterial verwendete Menge deklariert werden (vgl. Bild 6.13)

Neben der quantitativen Ergebnisdokumentation veranschaulichen die skalierten Ergebnisse in den Bildern 6.4 und 6.5 für jeden Indikator die Relationen der vier Deckensysteme, wobei die STB-Decke als normierte Referenz dient.

**Bild 6.4:** Normierter Vergleich des Ressourceneinsatzes für A1-A3, C3-C4 – $L = 5,0\text{ m}$ **Bild 6.5:** Normierter Vergleich der Output-Flüsse für A1-A3, C3-C4 – $L = 5,0\text{ m}$

Die Netzdiagramme belegen, dass die STB-Decke mit Ausnahme der Indikatoren PERT, PENRT und RWD stets die größten Bedarfe sowie Abfallmengen aufweist. Der maximale Unterschied ist für die erneuerbare Primärenergie PERT mit einem Faktor von 3,5 zwischen der BSP-Decke und der STB-Decke festzustellen. Die normierten Ergebnisse der weiteren Spannweiten sind in Anhang A.3.2 grafisch dargestellt. Für diese ist zu konstatieren, dass sich die Verhältnisse zwischen den jeweiligen Deckensystemen mit zunehmender Spannweite tendenziell verstärken.

Eine detaillierte Erläuterung der Ergebnisse wird auf Basis der nachfolgenden Box-Whisker-Diagramme vorgenommen, welche indikatorweise den Einfluss der Spannweiten sowie von Modul D veranschaulichen. Dabei korrelieren der untere Grenzwert stets mit $L = 4,5$ m und der obere Grenzwert mit $L = 7,0$ m.

Bild 6.6 zeigt den Bedarf der vier betrachteten Deckensysteme an erneuerbarer Primärenergie. Diesbezüglich resultiert der vorrangige Einfluss aus der energieintensiven Trocknung von Holz als Grundlage für die Brettspertholzherstellung. Dementsprechend weist die BSP-Decke den höchsten Bedarf an PERT auf, wohingegen die STB-Decke den geringsten Energiebedarf besitzt. Für die SHV-Decke ist der zweitniedrigste Wert zu konstatieren, insbesondere da die Erzeugung der Stahltrapezprofile nur unwesentlich zur PERT beiträgt. Der PERT-Wert der HBV-Decke befindet sich im Bereich zwischen dem Wert der SHV-Decke und dem der BSP-Decke. Durch den Ansatz der Potenziale in Modul D ergeben sich keine relevanten Änderungen. Der Energiebedarf der SHV-Decke wird durch Modul D etwas erhöht und die PERT der STB-Decke nimmt geringfügig ab. Die PERT-Werte für die HBV-Decke und die BSP-Decke bleiben nahezu konstant.

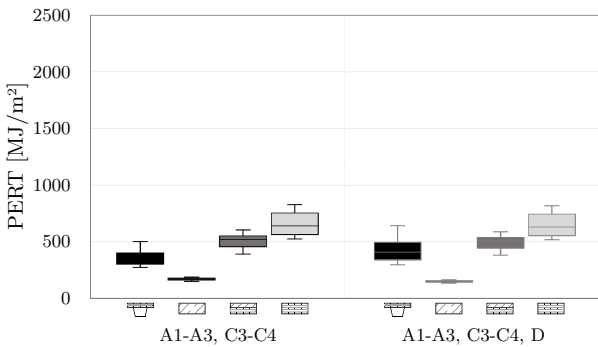


Bild 6.6: Total erneuerbare Primärenergie

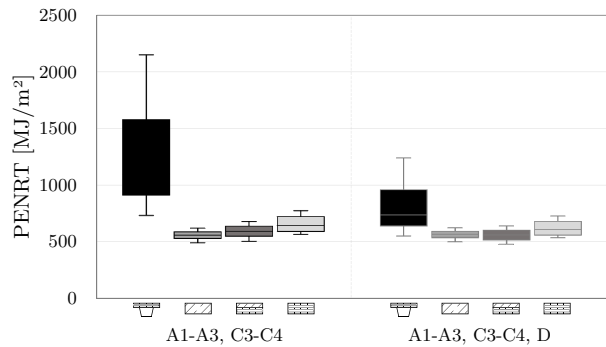


Bild 6.7: Total nicht erneuerbare Primärenergie

Überdies erfolgt in Bild 6.7 eine Gegenüberstellung der nicht erneuerbaren Primärenergie. Hierbei ragt die Bilanz des Stahltrapezprofils heraus, wodurch die SHV-Decke den höchsten Bedarf an PENRT aufweist. Im Zuge dessen wird auch die erforderliche Mehrmenge des Stahls für größere Spannweiten offensichtlich. Die PENRT der anderen drei Deckensysteme liegt in einer vergleichbaren Größenordnung, wobei der Energiebedarf der BSP-Decke etwas über dem Bedarf der HBV-Decke und der STB-Decke liegt. Weiterhin werden die hohen Gutschriften für das STP in Modul D betont, wodurch der Bedarf an PENRT der SHV-Decke zumindest für Spannweiten von weniger als 6 m dem Energiebedarf der anderen Decken ähnelt.

Bild 6.8 visualisiert die Energiemenge durch den Einsatz erneuerbarer (RSF) und nicht erneuerbarer (NRSF) Sekundärbrennstoffe. Da Modul D keinen Einfluss auf die beiden Indikatoren hat, werden diese gemeinsam für A1-A3, C3-C4 abgebildet. Insgesamt ist die Energiemenge aus Sekundärbrennstoffen deutlich kleiner als aus Primärenergie. Dabei entfällt die geringste Energiemenge auf die SHV-Decke und die höchste auf die STB-Decke. Für den Indikator RSF sind als prägende Bauteilkomponenten insbesondere die Betonschicht und das Brettspertholz hervorzuheben, welche die Reihenfolge der Energiemenge bestimmen. Für NRSF ist einzig die Betonschicht der STB-Decke und der HBV-Decke verantwortlich.

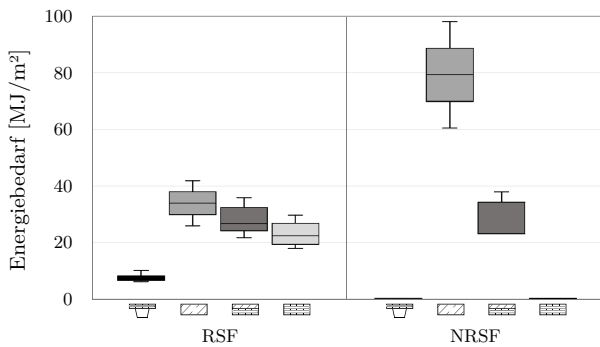


Bild 6.8: Erneuerbare und nicht erneuerbare Sekundärbrennstoffe

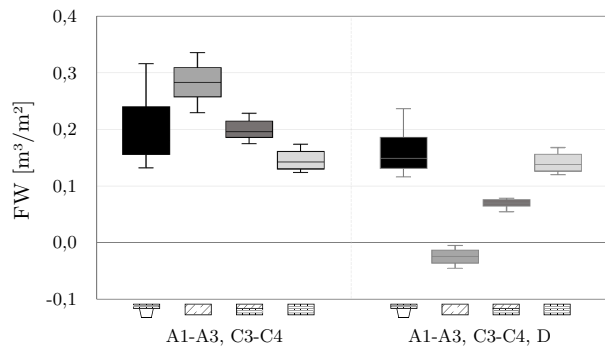


Bild 6.9: Nettoeinsatz von Süßwasserressourcen

Ferner dominiert der Beton auch den Bedarf an Süßwasserressourcen (siehe Bild 6.9). Daneben wird der Einfluss des STP auf den Indikator FW deutlich, welcher für größere Spannweiten überproportional zunimmt. Der Süßwasserbedarf der HBV-Decke fußt annähernd zu gleichen Teilen auf der Beton- sowie BSP-Schicht, welche gemeinsam für rund 80 % des kumulierten Bedarfes für A1-A3, C3-C4 verantwortlich sind. Bei der BSP-Decke besitzt die BSP-Schicht den größten Einfluss auf den Süßwasserbedarf. Auffällig ist der Einfluss von Modul D bei der STB-Decke, da für den Betonabbruch der Einsatz als Sekundärmaterial im Straßenbau deklariert wird und somit Primärmaterialien mit einem hohen Frischwasserbedarf wie Sand oder Kies substituiert werden. Dieser Anteil wird von den zugrunde gelegten EPDs über dem erforderlichen Frischwasserbedarf für die Gesteinskörnung bei der Betonherstellung (A1-A3) eingeordnet, weshalb summiert für A1-A3, C3-C4, D eine Gutschrift entsteht. Die FW-Bilanz der HBV-Decke wird ebenfalls signifikant von diesem Effekt beeinflusst. Neben dem Betonabbruch wird lediglich für das STP ein nennenswertes Potenzial in Modul D deklariert, weshalb der FW-Wert der SHV-Decke sichtbar reduziert wird. Einzig für die BSP-Decke resultiert keine nennenswerte Gutschrift in Modul D.

Bild 6.10 zeigt die insgesamt geringen Mengen im einstelligen Grammbereich an deponierten gefährlichen Abfällen je Quadratmeter Deckenfläche. Neben der für den HWD-Wert prägenden Betonschicht trägt die Zementestrichschicht zu dieser Abfallkategorie bei. Dies basiert hauptsächlich auf der Zementherstellung. Dementsprechend ergeben sich für die STB-Decke die höchsten Mengen, welche über die HBV-Decke und die SHV-Decke bis zur BSP-Decke abnehmen. Modul D beeinflusst die Ergebnisse nur unwesentlich.

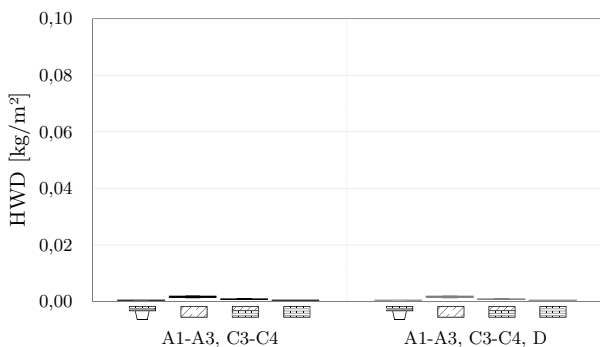


Bild 6.10: Deponierter gefährlicher Abfall

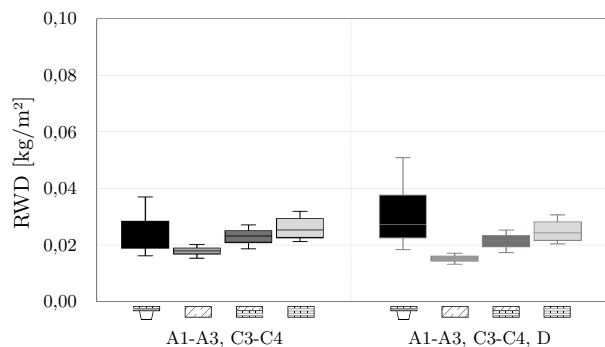


Bild 6.11: Radioaktiver Abfall

Die deklarierten radioaktiven Abfälle sind ebenfalls als gering einzuordnen (siehe Bild 6.11), auch wenn diese im Vergleich zu HWD etwas höher ausfallen. Zum RWD tragen sowohl die BSP-Schicht bei der BSP-Decke, der HBV-Decke und der SHV-Decke als auch das STP bei der SHV-Decke bei. Die radioaktive Abfallmenge der STB-Decke ist verhältnismäßig gering, wobei die Bewehrung und der Beton zu gleichen Teilen am RWD partizipieren. Die geringen Mengen an radioaktiven Abfällen sind einerseits auf den in einigen EPDs zugrunde gelegten Strommix mit niedrigem Atomstromanteil und andererseits auf natürlich anfallende radioaktive Stoffe, beispielsweise bei Sanden, Nebengesteinen oder der Verarbeitung von Erzen, zurückzuführen [6]. Bei zukünftigen EPDs mit einer Datenbasis von 2024 oder neuer entfällt der Atomstromanteil infolge der Abschaltung der letzten deutschen Atomkraftwerke im Jahr 2023, wodurch die Bedeutung dieses Indikators abnimmt.

Darüber hinaus wird in Bild 6.12 die Menge der deponierten, nicht gefährlichen Abfälle der vier Deckensysteme einander gegenübergestellt. Der Indikator NHWD wird nur in geringem Maße von der betrachteten Spannweite beeinflusst, da diese Abfallkategorie primär auf der Estrichschicht fußt. Außerdem tragen die Schüttung der SHV-Decke und der BSP-Decke sowie die Beton- und Gipsputzschicht bei der STB-Decke zum NHWD bei, weshalb sich für die HBV-Decke ohne Schüttung und mit reduziertem Betonanteil etwas geringere Abfallmengen ergeben. Auch diese Abfallkategorie wird kaum merklich von Modul D beeinflusst.

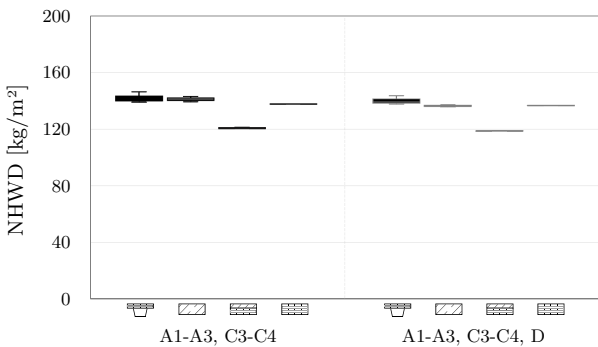


Bild 6.12: Deponierter nicht gefährlicher Abfall

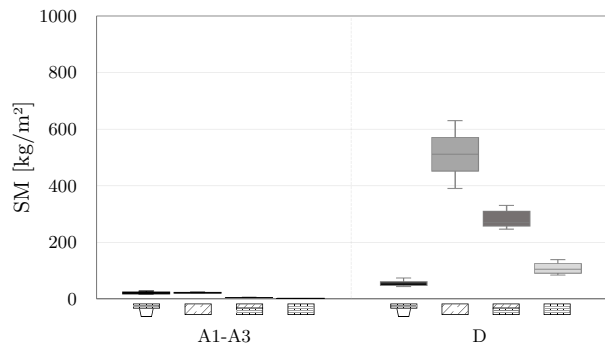


Bild 6.13: Einsatz von Sekundärstoffen

In Bild 6.13 wird einerseits das für den Herstellungsprozess verwendete Sekundärmaterial veranschaulicht und andererseits das in Modul D deklarierte Substitutionspotenzial von Primärmaterialien dargestellt. Für die Herstellungsphase A1-A3 ist insbesondere die Bewehrung für die Bewertung entscheidend, wohingegen anteilig auch das STP sowie die Gipskartonplatten der SHV-Decke unter Verwendung von Sekundärmaterialien produziert werden. Insgesamt sind die Mengen jedoch als gering einzuordnen. Im Gegensatz dazu zeigt sich für die nach dem Lebenszyklus als Sekundärmaterial verwendeten Mengen der erhebliche Einfluss der Betonschicht, weshalb für die STB-Decke und die HBV-Decke die größten Potenziale deklariert werden. Zudem wird das stoffliche Substitutionspotenzial der Brettsperrholzsichten ersichtlich, weshalb bei der BSP-Decke größere Mengen Sekundärmaterial als bei der SHV-Decke resultieren. Der Indikator SM gibt jedoch keinen Aufschluss über die Wertigkeit des Recyclings. Dementsprechend sind große Mengen nicht zwangsläufig als vorteilhaft aufzufassen, weshalb in Kapitel 6.4.2 eine detaillierte Betrachtung zum Recyclingpotenzial vorgenommen wird.

Bild 6.14 fasst abschließend den Energiebedarf der Deckensysteme vergleichend zusammen und ermöglicht die unmittelbare Deutung des Einflusses von Modul D, wobei die Werte exemplarisch für eine Spannweite von 5 m gelten.

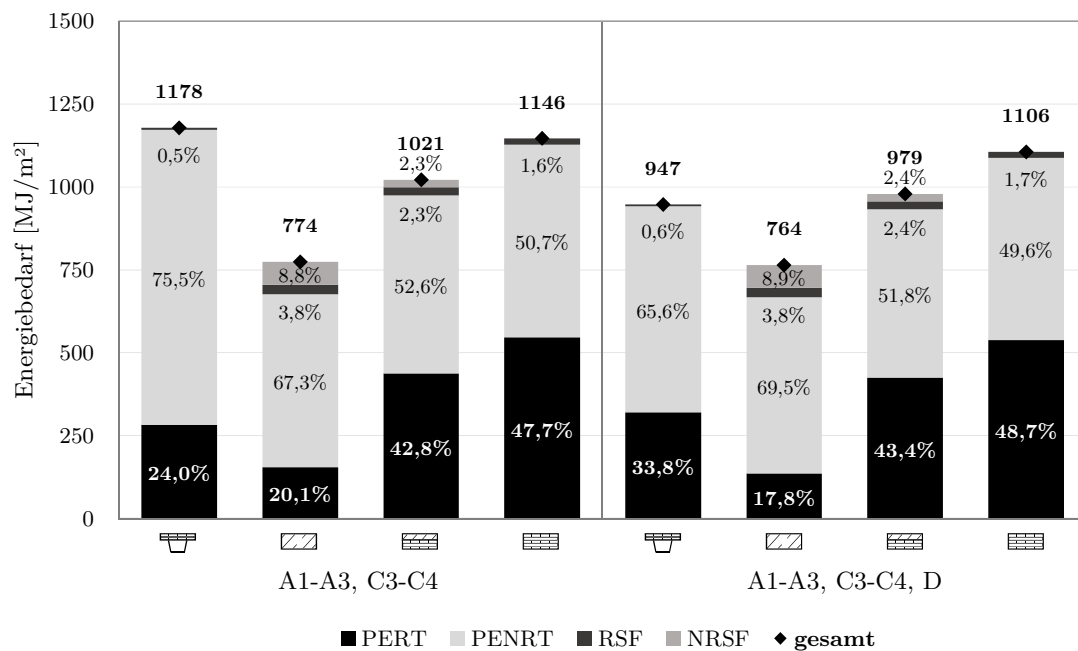


Bild 6.14: Kumulierter Energiebedarf – $L = 5,0$ m

Unter Berücksichtigung der Herstellungs- und Entsorgungsphase weisen die SHV-Decke und die BSP-Decke den höchsten Energiebedarf auf. Dieser wird bei der BSP-Decke zu rund 48 % aus erneuerbaren Energien gedeckt, wohingegen der erneuerbare Energieanteil für die SHV-Decke nur ein Viertel beträgt. Der geringste Energiebedarf besteht für die STB-Decke, welcher in etwa 250 MJ/m^2 unter dem Energiebedarf der HBV-Decke liegt, was fast ausschließlich auf der Differenz des erneuerbaren Primärenergiebedarfes fußt. Für Modul D sind vor allem bei der SHV-Decke nennenswerte Energierückgewinnungspotenziale infolge der Gutschriften für das STP erkennbar. Dadurch weist die SHV-Decke kumuliert einen geringeren Energiebedarf auf als die BSP-Decke und die HBV-Decke.

Nach den Auswertungen der Indikatoren des Ressourceneinsatzes und der Output-Flüsse werden nachfolgend die Umweltwirkungen analysiert.

6.3 Umweltwirkungen

In diesem Kapitel wird im Hinblick auf eine transparente Wirkungsabschätzung gemäß DIN EN 14044 [80] eine modulweise Betrachtung der Umweltwirkungen mit Fokus auf dem globalen Erwärmungspotenzial GWP vorgenommen. Dementsprechend sind signifikante Beteiligungen diverser Materialien und etwaiger Lebenszyklusphasen unmittelbar identifizierbar. Darüber hinaus erfolgt eine indikatorweise Auswertung der weiteren Umweltwirkungen.

6.3.1 Globales Erwärmungspotenzial

Zunächst werden die globalen Erwärmungspotenziale der untersuchten Deckenkonstruktionen exemplarisch für eine Spannweite von $L = 5,0\text{m}$ detailliert analysiert sowie der Einfluss einzelner Komponenten und Module evaluiert.

Bild 6.15 veranschaulicht das GWP der Stahl-Holz-Verbunddecke und stellt die jeweilige Beteiligung der tragenden Komponenten und Ausbauschichten an der Herstellungsphase A1-A3, den betrachteten Modulen der Entsorgungsphase C3-C4, den Potenzialen in Modul D sowie den Summen dar. Es ist zu erkennen, dass das STP maßgeblich an dem GWP der SHV-Decke partizipiert, was durch die Herstellungsphase bedingt wird. Gleichzeitig werden für das STP aufgrund der guten Recyclingfähigkeit und der möglichen Substitution von Primärmaterialien hohe Gutschriften in Modul D deklariert. Im Gegensatz dazu besitzt die BSP-Platte sowohl für die kumulierte Betrachtung A1-A3, C3-C4 als auch für Modul D nur eine untergeordnete Bedeutung für das GWP der SHV-Decke. In diesem Zusammenhang ist die Kohlenstoffsenke während der Nutzungsphase hervorzuheben, da der BSP-Platte für die CO_2 -Bindung eine Gutschrift in der Herstellungsphase angerechnet wird, welche jedoch während der Abfallbehandlung in C3 negiert wird. Infolge der berücksichtigten stofflichen

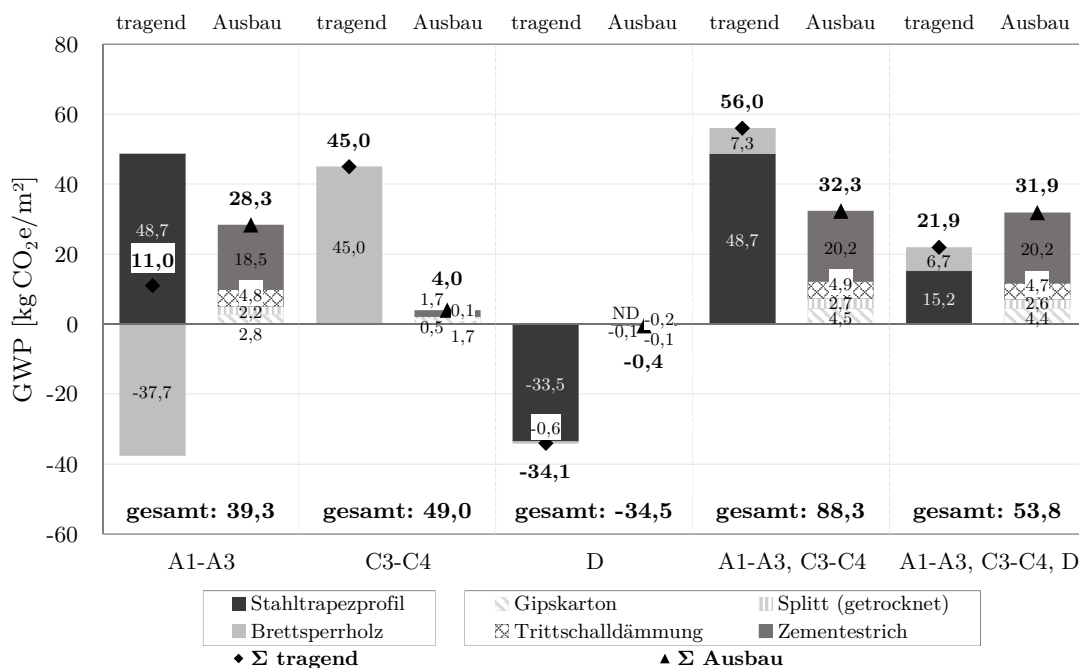


Bild 6.15: Globales Erwärmungspotenzial der SHV-Decke – $L = 5,0\text{m}$

Verwertung von BSP in Modul D beträgt das GWP-Einsparpotenzial nur etwa 5 % verglichen mit einem thermischen End-of-Life-Szenario. Zudem ist das hohe GWP des Zementestrichs von 20,2 kg CO₂e/m² und dessen Beteiligung von rund 60 % an dem GWP aller Ausbauschichten ersichtlich. Die Trittschalldämmung und die Gipskartonplatten tragen mit 4,9 kg CO₂e/m² respektive 4,7 kg CO₂e/m² zum globalen Erwärmungspotenzial bei. Verglichen mit seiner Masse verursacht die Splittschüttung ein verhältnismäßig geringes GWP von 2,7 kg CO₂e/m².

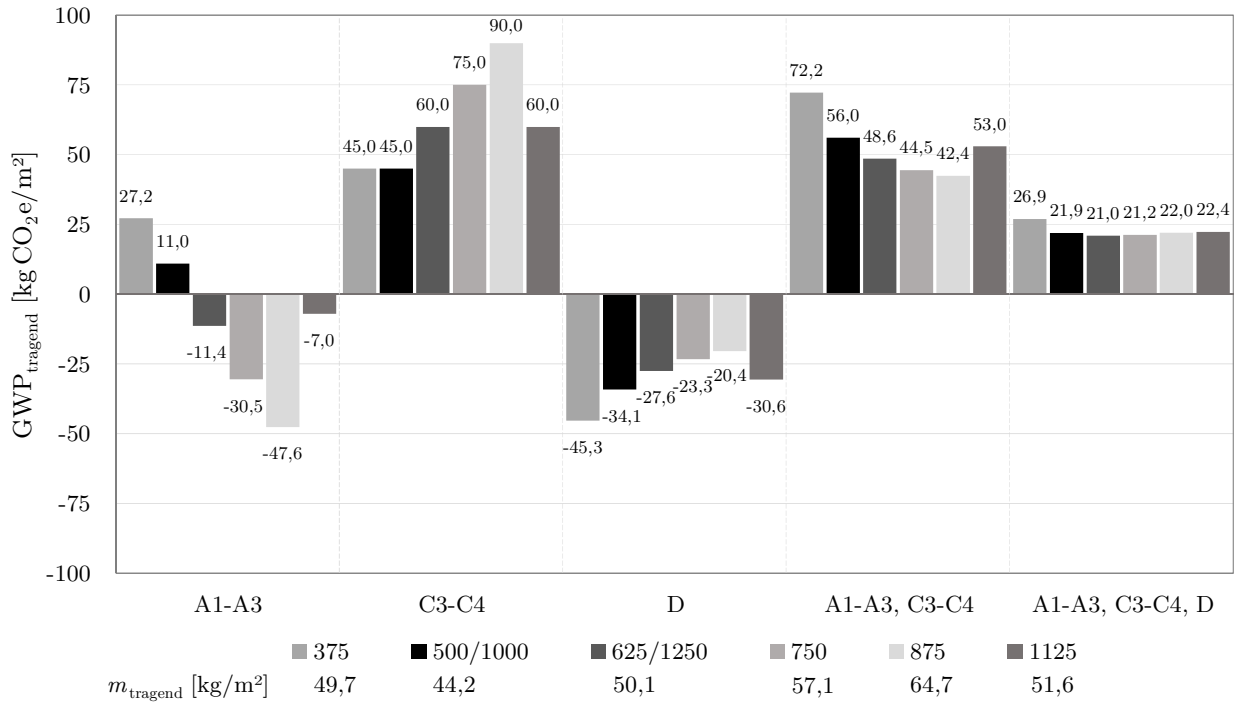


Bild 6.16: Vergleich des GWP_{tragend} der SHV-Konfigurationen – L = 5,0 m

Darüber hinaus sei erwähnt, dass die für L = 5,0 m verwendete SHV-Konfiguration mit einem STP-Achsabstand von 500 mm, einer BSP-Dicke von 60 mm und einer Stahlblechdicke von 1,5 mm (500-60-1,5) zwar das geringste Eigengewicht, aber gleichzeitig nicht das kleinste GWP aufweist (siehe Bild 6.16). Dies liegt in dem Verhältnis zwischen der BSP-Schicht und dem STP begründet, da der Einfluss des STP das globale Erwärmungspotenzial dominiert. Dementsprechend sind im Hinblick auf das GWP einige der in Bild 6.17 dargestellten Konfigurationen auf Basis von Tabelle 5.8 mit höheren BSP-Platten und größeren Achsabständen trotz höherer Masse auf Bauteilebene besser einzuordnen. Für den übergeordneten Vergleich mit den anderen Deckensystemen wird dennoch die Konfiguration 500-60-1,5 beibehalten.

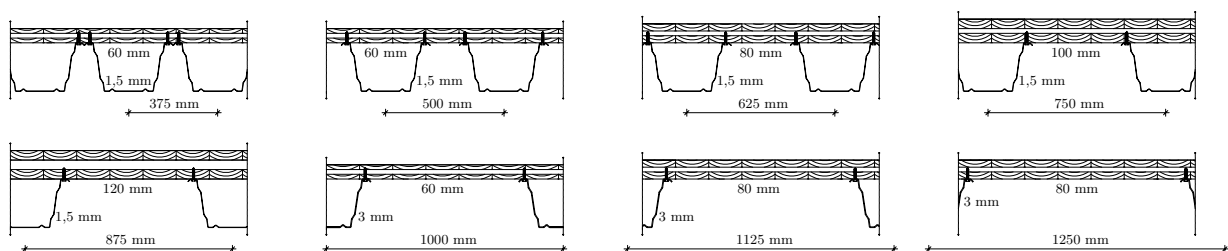


Bild 6.17: SHV-Konfigurationen mit f₁ ≥ 8,0 Hz – L = 5,0 m

Bei der Stahlbetonflachdecke ist vor allem die Betonschicht maßgeblich für das globale Erwärmungspotenzial verantwortlich (siehe Bild 6.18). Außerdem ist der Beitrag der Bewehrung zum GWP als signifikant zu bewerten, insbesondere angesichts ihrer relativ geringen Masse. Wie schon bei der SHV-Decke ist die Zementestrichschicht die prägende Ausbauschicht und weist sowohl für die Herstellungs- als auch für die Entsorgungsphase das größte GWP auf. Die Trittschalldämmung sowie die Gipsputzschicht sind von untergeordneter Bedeutung für das GWP. Insgesamt ist offensichtlich, dass einerseits die Herstellungshase zu 96 % an dem kumulierten GWP partizipiert und andererseits Modul D die Bewertung aufgrund der berücksichtigten Verwertungsszenarien und dem Nettoverbrauch von Stahlschrott [14] geringfügig verschlechtert.

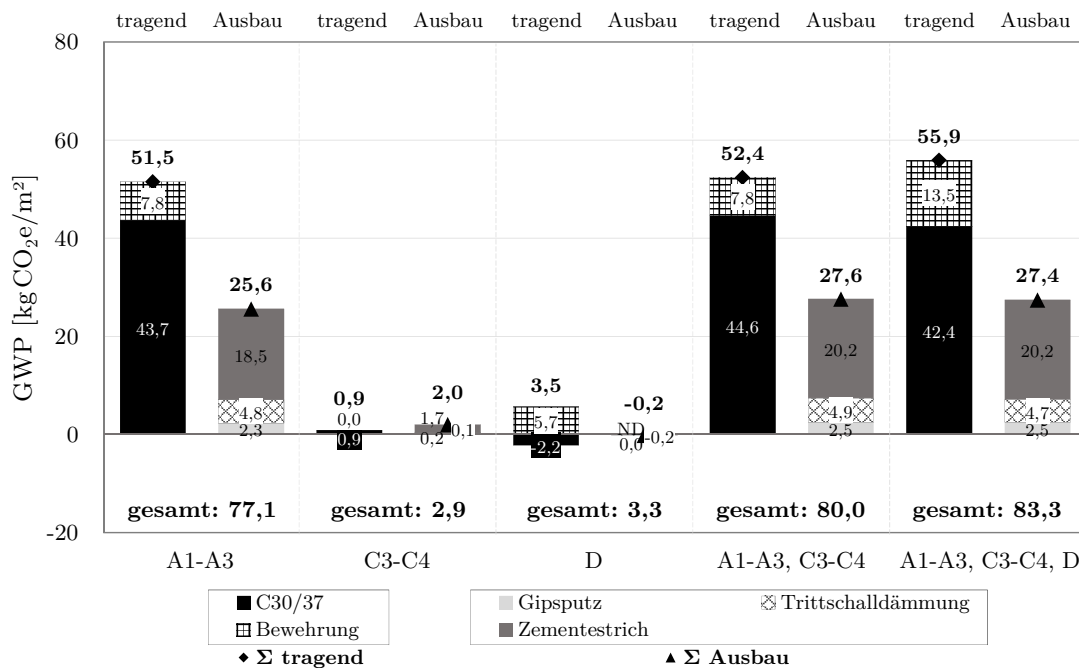


Bild 6.18: Globales Erwärmungspotenzial der STB-Decke – $L = 5,0$ m

Bild 6.19 zeigt die Beteiligung der einzelnen Bauteilkomponenten am GWP der Holz-Beton-Verbunddecke. Dabei ist auffällig, dass die BSP-Platte beinahe zu gleichen Teilen am kumulierten GWP partizipiert wie der Beton, obwohl für die BSP-Platte in der Herstellungsphase große Gutschriften infolge der CO₂-Bindung zu verzeichnen sind. Zudem wird die Bewertung weniger von der Betonschicht beeinflusst als noch bei der STB-Decke, was sowohl auf die geringere Betondicke als auch auf die geringere Druckfestigkeitsklasse des Betons zurückzuführen ist. Weiterhin verursachen die beiden Ausbauschichten gemeinsam nur 26 % weniger GWP als die tragenden Bauteilkomponenten. Dies fußt überwiegend auf dem Zementestrich, welcher summiert das schlechteste GWP aller Schichten aufweist. Ferner resultieren aus Modul D Gutschriften auf einem niedrigen Niveau, beispielsweise infolge der stofflichen Verwertung des Brettsperholzes.

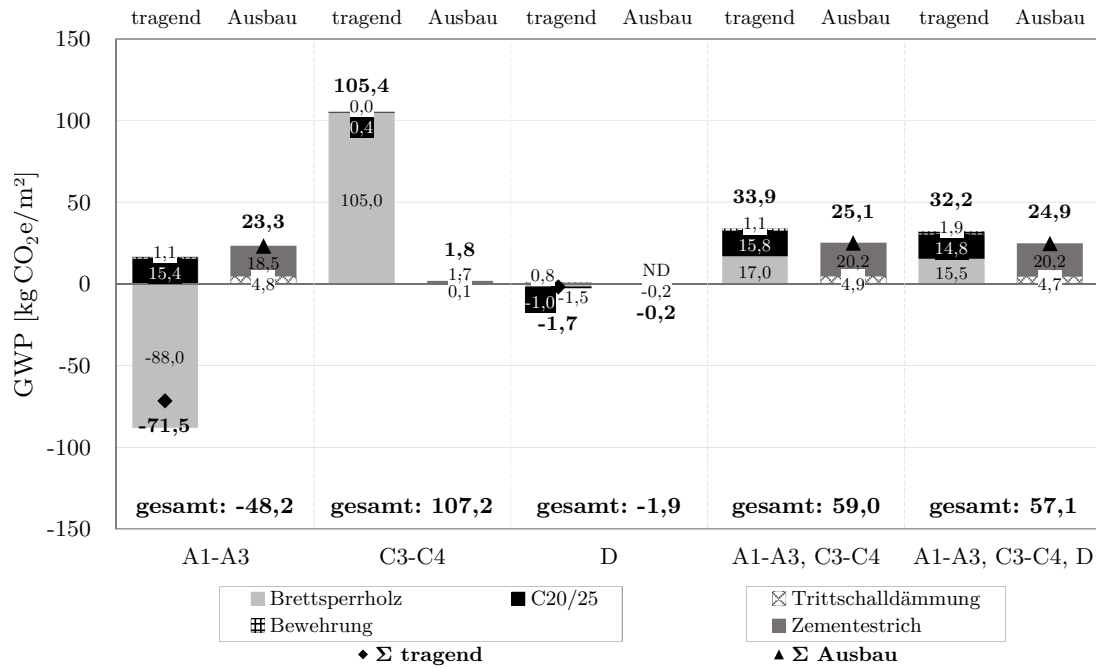


Bild 6.19: Globales Erwärmungspotenzial der HBV-Decke – $L = 5,0$ m

Die Brettsperrholzdecke besitzt für A1-A3, C3-C4 ein GWP von insgesamt $50,9 \text{ kg CO}_2\text{e/m}^2$, wobei die drei Ausbauschichten mit 55 % stärker dazu beitragen als die tragende BSP-Schicht mit nur 45 % (siehe Bild 6.20). Daneben führen die in Modul D deklarierten Potenziale zu einer geringen Gutschrift, welche hauptsächlich der BSP-Schicht zuzuschreiben ist.

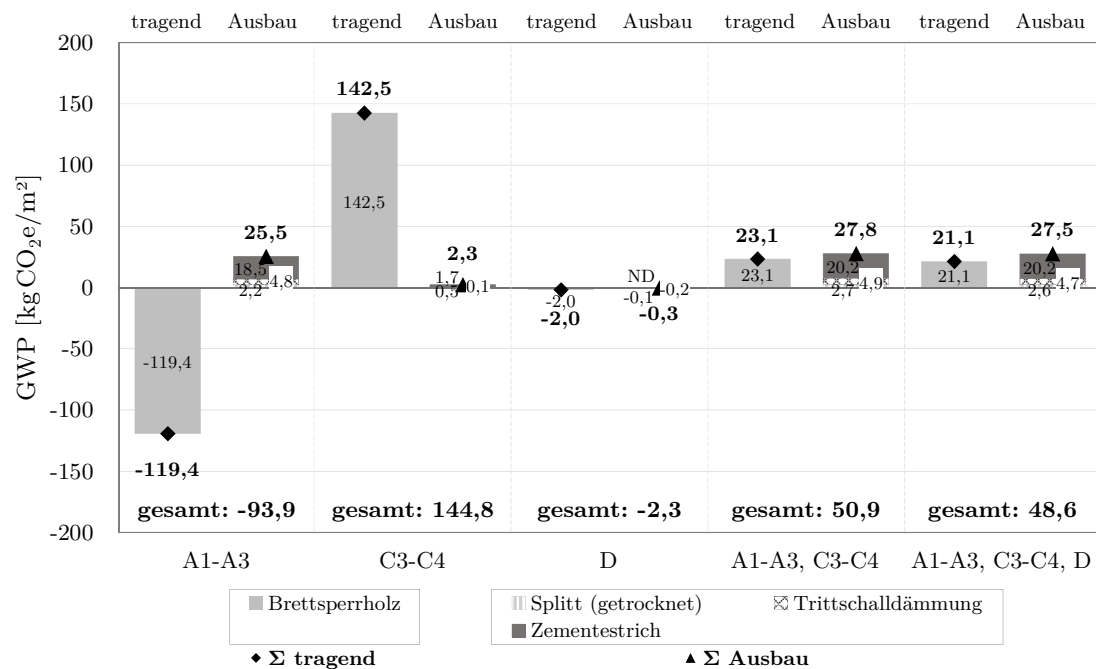


Bild 6.20: Globales Erwärmungspotenzial der BSP-Decke – $L = 5,0$ m

Zudem ist das vergleichsweise kleine globale Erwärmungspotenzial der BSP-Decke in der Ergebnisdarstellung in Bild 6.21 ersichtlich. Dies liegt vorrangig darin begründet, dass weder tragende metallische noch mineralische Bauteilkomponenten vorhanden sind.

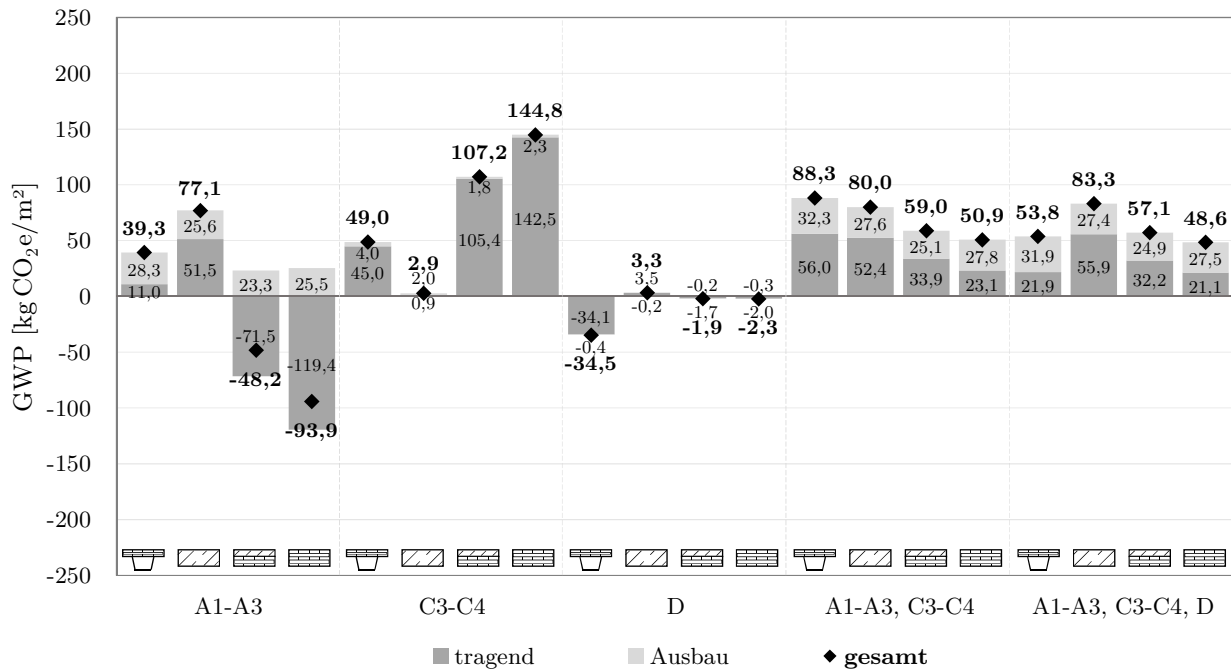


Bild 6.21: Modulweiser Vergleich des GWP der betrachteten Decken – $L = 5,0$ m

In der Gesamtschau ist bei der modulweisen Gegenüberstellung der vier Deckenkonstruktionen der nicht unerhebliche Anteil der Ausbausichten am GWP zu betonen, wobei nur geringe Unterschiede zwischen den Decken festzustellen sind. Bei Berücksichtigung der tragenden Bauteilkomponenten weisen die SHV-Decke mit $56,0 \text{ kg CO}_2\text{e/m}^2$ und die STB-Decke mit $52,4 \text{ kg CO}_2\text{e/m}^2$ für A1-A3, C3-C4 die höchsten globalen Erwärmungspotenziale auf. Dementgegen stehen bei der HBV-Decke $33,9 \text{ kg CO}_2\text{e/m}^2$ und bei der BSP-Decke lediglich $23,1 \text{ kg CO}_2\text{e/m}^2$. Zudem weisen die EPDs einzig den Stahltrapezprofilen eine sehr gute Recyclingfähigkeit zu, woraus die hohe Gutschrift in Modul D resultiert und die SHV-Decke in der kumulierten Betrachtung (A1-A3, C3-C4, D) wesentlich besser als die STB-Decke und etwas besser als die HBV-Decke abschneidet.

Als weiteres Merkmal ist der Zeitpunkt zu betonen, an welchem die CO₂-Äquivalente auftreten und somit klimawirksam sind. Dementsprechend kommt bei Bauteilen mit einem hohen biogenen Anteil das globale Erwärmungspotenzial erst verstärkt am Ende des Lebenszyklus zum Tragen, wohingegen bei Stahl und Beton die klimaschädlichen Emissionen zu Beginn des Lebenszyklus in der Herstellungsphase auftreten. Infolgedessen ist bei kumulierten GWP-Ergebnissen in einer vergleichbaren Größenordnung eine möglichst langfristige Kohlenstoffbindung und späte Anrechnung der CO₂-Äquivalente zu präferieren. Dies trifft im vorliegenden Fall ausdrücklich auf die BSP-Decke zu.

Bild 6.22 gibt Aufschlüsse über die weiteren untersuchten Spannweiten und den bereits thematisierten Einfluss von Modul D, wobei eine detaillierte Übersicht der Ergebnisse in Anhang A.3.3 enthalten ist. Von den konventionellen Deckensystemen weist die BSP-Decke für alle Spannweiten das geringste und die Stahlbetondecke das größte GWP auf. Das GWP der HBV-Decke ist dazwischen einzuordnen und liegt tendenziell näher an den Werten der BSP-Decke als der STB-Decke. Dies beruht auf der Materialverteilung der HBV-Decke, welche durch

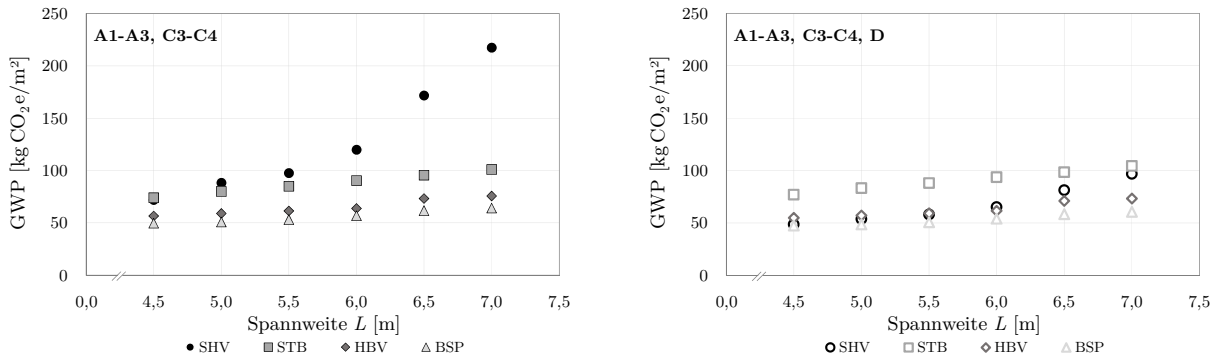


Bild 6.22: GWP in Abhängigkeit der untersuchten Spannweiten und deklarierten Potenziale

die BSP-Schicht dominiert wird. Die SHV-Decke besitzt ohne Berücksichtigung von Potenzialen aus Modul D mit zunehmender Spannweite infolge der größeren erforderlichen Stahlmenge das größte globale Erwärmungspotenzial aller vier Decken, wobei insbesondere die Spannweiten 6,5 m und 7,0 m hervortreten. Unter Annahme der in den EPDs deklarierten Potenziale erscheint das GWP der SHV-Decke wesentlich konkurrenzfähiger und liegt stets unter dem GWP der STB-Decke und bei Spannweiten von weniger als 6,0 m auch unter dem GWP der HBV-Decke. Übergeordnet lässt sich festhalten, dass die SHV-Decke unter der Prämisse einer Eigenfrequenz von mindestens 8,0 Hz vor allem bei kleinen Spannweiten vergleichbare GWP-Werte zu konventionellen Deckensystemen aufweist. Je kleiner die erforderliche Mindestfrequenz gewählt wird, desto besser schneidet die SHV-Decke bei einer Gegenüberstellung des GWP mit der STB-Decke, der HBV-Decke und der BSP-Decke ab. Dies basiert auf dem erheblich geringeren Bedarf an Stahltrapezprofilen (vgl. Bild 5.41), welcher das globale Erwärmungspotenzial der SHV-Decke entscheidend prägt.

6.3.2 Weitere Umweltindikatoren

Neben dem globalen Erwärmungspotenzial erfolgt eine Auswertung von weiteren Umweltwirkungen, welche eine substanziellere Beurteilung der Nachhaltigkeitspotenziale ermöglichen. Tabelle 6.7 fasst die für die Module A1-A3, C3-C4 summierten Ergebnisse der ausgewerteten Indikatoren zusammen, wobei $L = 5,0$ m zugrunde liegt und die Werte auf einen Quadratmeter Deckenfläche bezogen sind. Ferner wird der relative Einfluss von Modul D ausgewiesen, wodurch etwaige Lasten oder Gutschriften unmittelbar detektierbar sind.

Tabelle 6.7: Kumulation der Umweltwirkungen je $m^2 - L = 5,0$ m

Indikator		A1-A3, C3-C4				relativer Einfluss von Modul D			
		SHV	STB	HBV	BSP	SHV	STB	HBV	BSP
ODP	[kg CFC11e]	6,71E-10	8,88E-09	3,30E-09	4,53E-10	+14 %	< 1 %	-1 %	-3 %
POCP	[kg NMVOCe]	2,16E-01	1,13E-01	1,73E-01	1,96E-01	-37 %	+5 %	-7 %	-8 %
AP	[mol H ⁺ e]	1,23E-01	1,59E-01	1,89E-01	2,01E-01	-4 %	+6 %	-5 %	-6 %
EP-terra	[mol Ne]	4,92E-01	5,19E-01	7,65E-01	8,52E-01	-9 %	+2 %	-7 %	-8 %
EP-fresh	[kg Pe]	3,11E-01	1,22E-04	1,50E-04	1,63E-04	-63 %	-5 %	-5 %	-4 %
EP-marine	[kg Ne]	1,28E-01	3,93E-02	6,28E-02	7,13E-02	-49 %	+3 %	-8 %	-8 %

Diesbezüglich ist auffällig, dass der STB-Decke in Modul D beinahe für alle Indikatoren Lasten zugeschrieben werden, wohingegen der SHV-Decke teils erhebliche Gutschriften zukommen. Die Gutschriften aus Modul D für die HBV-Decke sowie die BSP-Decke sind mit weniger als 10 % als gering einzuordnen. Überdies veranschaulicht Bild 6.23 die Größenordnung der Ergebnisse untereinander, wobei erneut die STB-Decke als normierte Referenz dient.

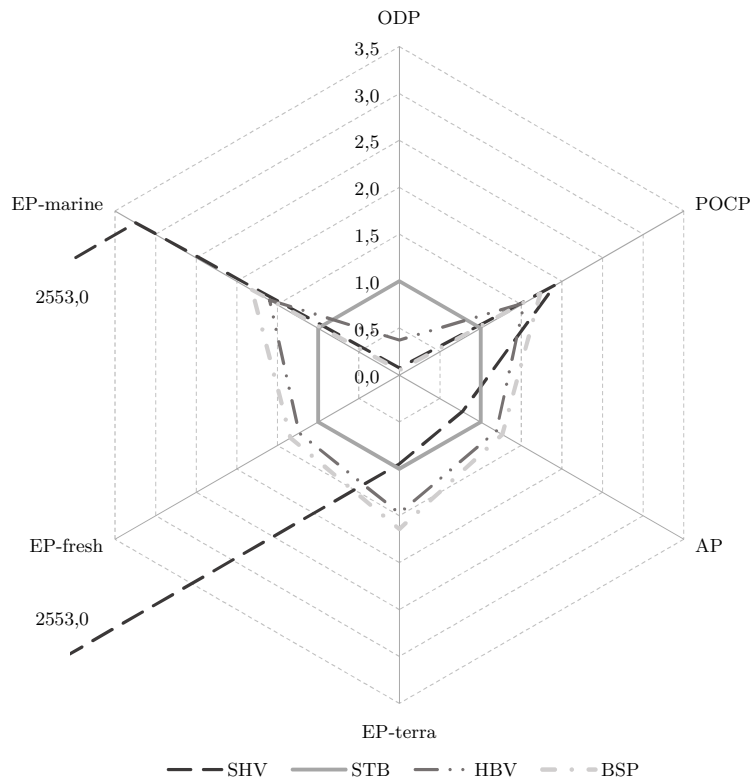


Bild 6.23: Normierter Vergleich der Umweltwirkungen für A1-A3, C3-C4 - $L = 5,0$ m

Aus Bild 6.23 geht eindrücklich hervor, dass die betrachteten Umweltwirkungen der Deckensysteme lediglich in einer moderaten Größenordnung differieren. Die einzigen Ausnahmen zeigen sich bei der SHV-Decke für die Indikatoren EP-marine sowie EP-fresh, für welche verhältnismäßig hohe Eutrophierungspotenziale resultieren. Zudem ist für die STB-Decke das hohe Abbaupotenzial der stratosphärischen Ozonschicht auffällig. Die normierten Ergebnisse der weiteren Spannweiten sind in Anhang A.3.3 dargestellt. In der Folge werden indikatorweise die Unterschiede mit den zugehörigen maßgebenden Bauteilkomponenten für alle betrachteten Spannweiten evaluiert und das in Modul D deklarierte Potenzial adressiert.

Bild 6.24 verdeutlicht das verhältnismäßig hohe ODP der STB-Decke gegenüber den anderen Deckensystemen, was unmittelbar auf dem erforderlichen Beton fußt, da alle weiteren Komponenten nur unwesentlich zum ODP beitragen. Die teilweise Substitution des Betons bei der HBV-Decke führt zu einer Reduktion des ODP um rund 60 %. Das kumulierte ODP von der SHV-Decke und der BSP-Decke befindet sich auf einem vernachlässigbaren Niveau, auch wenn Modul D die SHV-Decke geringfügig belastet.

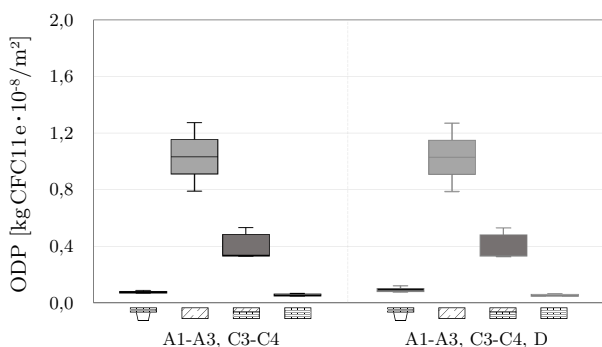


Bild 6.24: Abbaupotenzial der stratosphärischen Ozonschicht

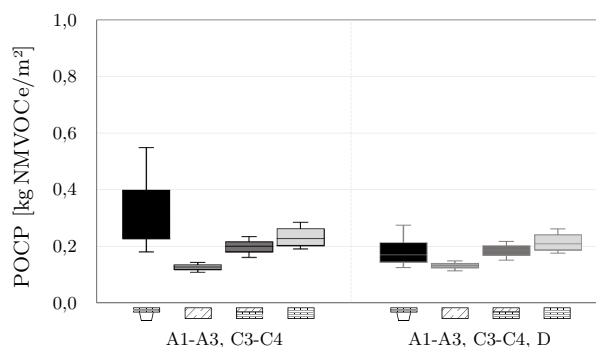


Bild 6.25: Bildungspotenzial für troposphärisches Ozon

Das Stahltrapezprofil weist das größte Bildungspotenzial von troposphärischem Ozon aller betrachteten Bauteilkomponenten auf, wodurch die SHV-Decke bei dem Vergleich des POCP am schlechtesten abschneidet (siehe Bild 6.25). Darüber hinaus ist die BSP-Schicht in hohem Maße am POCP beteiligt und beeinflusst neben der SHV-Decke die BSP-Decke sowie die HBV-Decke. Demnach besitzt die STB-Decke, für welche der Beton die maßgebende Schicht darstellt, das geringste Ozonbildungspotenzial. In Modul D werden für das STP nennenswerte Potenziale deklariert, was auf der Verwendung des Closed-Loop-Materials Stahl basiert und wodurch die SHV-Decke kumuliert (A1-A3, C3-C4, D) für kurze Spannweiten besser und für große Spannweiten nur unbedeutend schlechter als die BSP-Decke abschneidet.

Der maßgebende Einfluss auf das Versauerungspotenzial stammt vom Brettsper Holz, wobei die Trittschalldämmung den zweitgrößten Anteil ausmacht. Infolgedessen ist die BSP-Decke für den Indikator AP am schlechtesten einzuordnen (siehe Bild 6.26). Die SHV-Decke besitzt das geringste AP, was aus der dünnen BSP-Platte und dem höheren Versauerungspotenzial der Betonschichten der STB-Decke respektive der HBV-Decke im Vergleich zum STP resultiert.

Bild 6.27 hebt die vergleichsweise hohen Stickstoff-Äquivalente der SHV-Decke hervor, welche primär auf das STP zurückzuführen sind. Ferner führt das STP in Modul D zu hohen

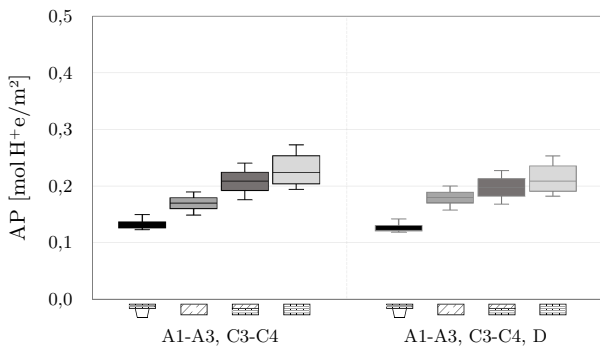


Bild 6.26: Versauerungspotenzial

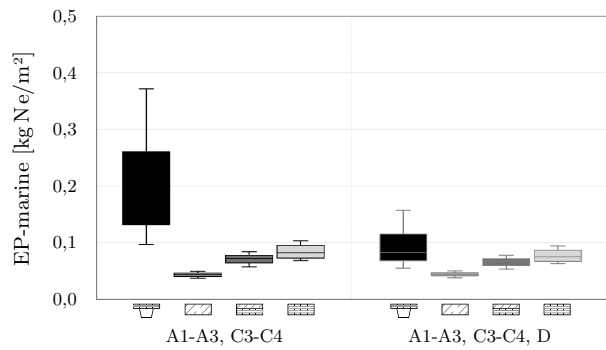


Bild 6.27: Eutrophierungspotenzial von Salzwasser

Gutschriften. Bei der HBV-Decke und der BSP-Decke ist hauptsächlich die BSP-Schicht für das Eutrophierungspotenzial von Salzwasser verantwortlich, wohingegen das EP-marine für die STB-Decke als gering zu klassifizieren ist.

Das Eutrophierungspotenzial von Böden wird entscheidend von der BSP-Schicht beeinflusst, wodurch die BSP-Decke das größte EP-terra besitzt (siehe Bild 6.28). Das EP-terra der SHV-Decke ist am kleinsten, gefolgt von der STB-Decke, deren Eutrophierungspotenzial vor allem auf der Betonschicht fußt. Demnach resultiert für die HBV-Decke aufgrund der BSP-Schicht sowie der Betonschicht das zweithöchste EP-terra. Wie schon beim AP ist auch für das EP-terra der Anteil der Trittschalldämmung nicht zu vernachlässigen, welcher beispielsweise für die SHV-Decke 25 % und bei der BSP-Decke noch 15 % beträgt.

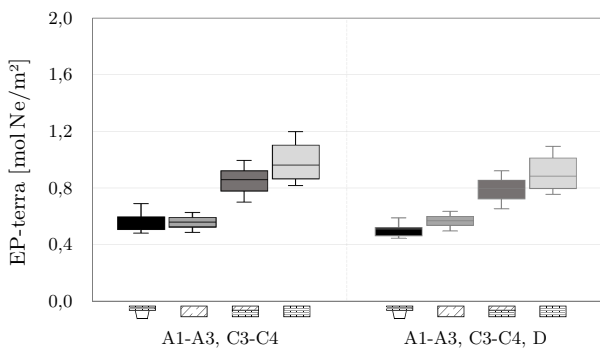


Bild 6.28: Eutrophierungspotenzial von Böden

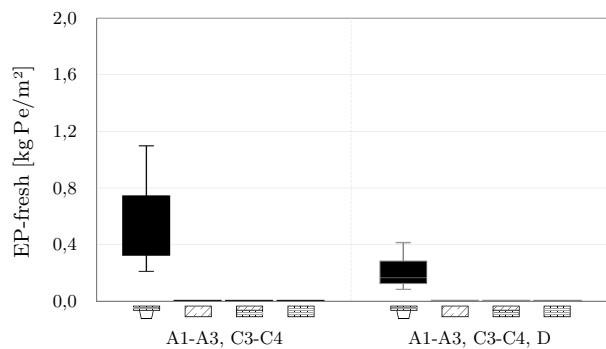


Bild 6.29: Eutrophierungspotenzial von Süßwasser

Bild 6.29 veranschaulicht das Eutrophierungspotenzial von Süßwasser für die vier Deckensysteme. Die mit Abstand höchsten Phosphor-Äquivalente werden für das STP deklariert, woraus das relativ hohe EP-fresh für die SHV-Decke resultiert. Bei den anderen Deckensystemen sind insbesondere die BSP-Schichten und bei der STB-Decke die Betonschicht inklusive der Bewehrung für das EP-fresh verantwortlich, jedoch auf einem deutlich geringeren Niveau als das STP. Dies erklärt den signifikanten Ausreißer in Bild 6.23.

Abschließend ist in Bild 6.30 die relative Beteiligung der einzelnen Komponenten an den zuvor erläuterten Indikatoren unter Berücksichtigung der Herstellungs- und Entsorgungsphase exemplarisch für eine Spannweite von 5 m zusammengefasst.

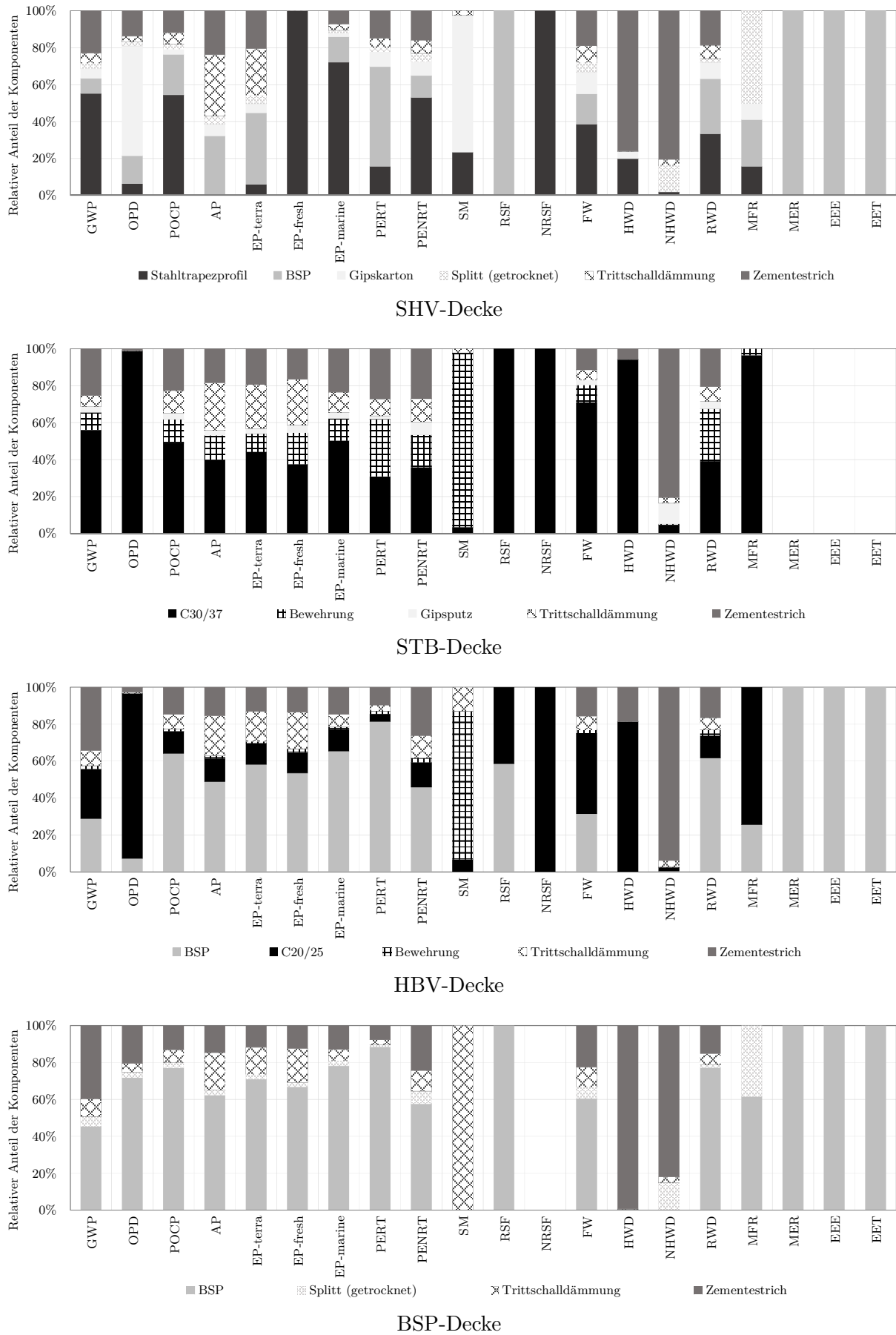


Bild 6.30: Kumulierte Beteiligung der einzelnen Bauteilkomponenten an den ökobilanziellen Indikatoren für A1-A3, C3-C4 – $L = 5,0$ m

6.4 Kreislauffähigkeit

Im Sinne einer umfassenderen Evaluation der Nachhaltigkeitspotenziale der Deckensysteme wird in diesem Kapitel die Kreislauffähigkeit untersucht. Kontextuell stehen einerseits die Demontierbarkeit respektive Trennbarkeit der Bauteilkomponenten im Rückbaustadium und andererseits die Verwertungspotenziale im Hinblick auf eine Wiederverwendung sowie eine möglichst hochwertige Rezyklierbarkeit und Rückführung schadstofffreier Materialien in die jeweiligen Stoffkreisläufe im Fokus. Zwar stehen die Entwicklung und Definition einheitlicher Zirkularitätsindikatoren für eine vergleichende Bewertung noch aus [91, 130], dennoch wird auf Basis typischer Konstruktionsweisen und den zugrunde gelegten Deckenaufbauten eine Analyse der Rückbaubarkeit und der Recyclingfähigkeit vorgenommen. Diesbezüglich bietet die Entwurfsfassung der DIN EN 15978 [88] erste Anhaltspunkte.

6.4.1 Demontagepotenzial

Das Demontagepotenzial der Deckenkonstruktionen wird im Hinblick auf die Trennbarkeit der Komponenten eingeordnet. Eine Bewertung der Demontierbarkeit unter Berücksichtigung der angrenzenden vertikalen Bauteile wird nicht vorgenommen, da diese wesentlich von der Bauweise und den Konstruktionsdetails [196] abhängt und demnach stark schwanken kann.

Entsprechend des normativen Ansatzes wird das Demontagepotenzial der Baustoffe unter Angabe der zugehörigen Mengen in vier Gruppen eingeteilt. Bei der hier vorgenommenen Klassifizierung wird davon ausgegangen, dass jede Schicht vollständig einer Gruppe zugeschrieben wird. Allgemein ist festzuhalten, dass lediglich die Mengen der tragenden Komponenten von der Spannweite beeinflusst werden, wohingegen die Ausbauschichten als konstant angesehen werden können. Die nachfolgende Auswertung der Demontagepotenziale erfolgt exemplarisch für eine Spannweite von 5,0 m.

Die Einordnung der jeweiligen Komponenten der Stahl-Holz-Verbunddecke stützt sich auf die Erläuterungen aus Kapitel 3.3 und findet sich in Tabelle 6.8 wieder. Dabei werden die Vorbohrlöcher im Stahltrapezprofil nicht als Beschädigung aufgefasst, da an denselben Stellen erneut Verbindungsmittel angeordnet werden können. Im Gegensatz dazu entsteht infolge der eingebrachten Schrauben eine geringfügige Beschädigung der BSP-Platte. Der Trittschall-

Tabelle 6.8: Demontagepotenzial der SHV-Decke – $L = 5,0$ m

Beschreibung	Potenzial	Schicht	Masse [kg/m ²]
Demontage ohne Beschädigung*	A++	STP Splitt	16,6 75,0
Demontage mit geringer Beschädigung*	A+	BSP	27,6
Demontage mit Beschädigung/Zerstörung*	A	Estrich GKF	120,0 24,0
Nicht sortenreine Demontage	B	MW	4,0

* der Form und Materialstruktur

dämmung wird bei allen Deckensystemen aufgrund etwaiger Verunreinigungen durch den Estrich (inklusive PE-Folie) ein stark eingeschränktes Demontagepotenzial zugewiesen. Zudem wird der Splittschüttung ein hohes Demontagepotenzial attestiert, da diese ohne großen Aufwand abgesaugt und erneut verwendet werden kann.

Des Weiteren sind in Bild 6.31 die Beiträge der einzelnen Komponenten an der Gesamtmasse der SHV-Decke veranschaulicht. Bei direkter Gegenüberstellung mit der STB-Decke werden für die

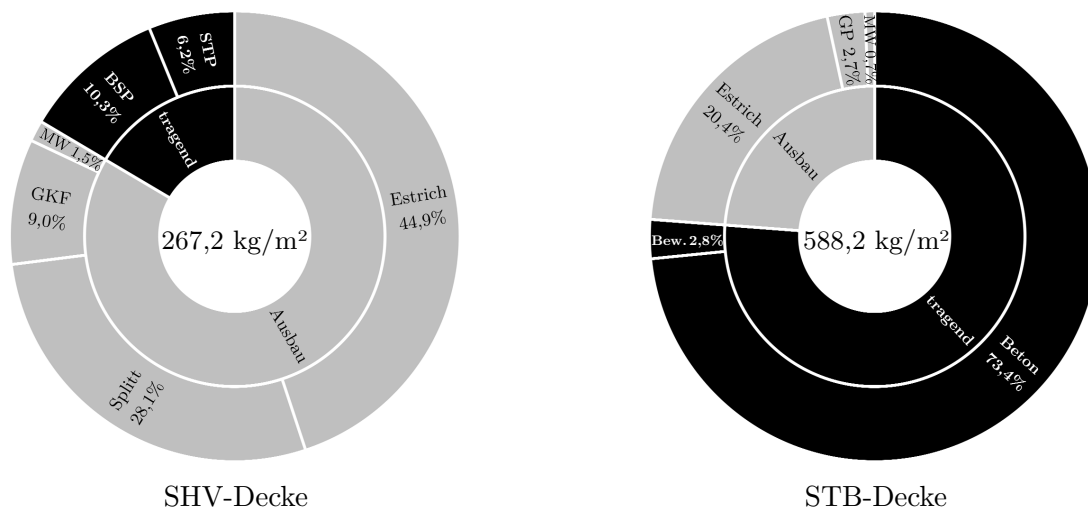


Bild 6.31: Massenbezogene Zusammensetzung der SHV- und STB-Decke – $L = 5,0$ m

SHV-Decke nicht nur die vergleichsweise geringe Gesamtmasse und die geringe Partizipation der tragenden Komponenten ersichtlich, sondern auch das hohe Demontagepotenzial im Verhältnis zur STB-Decke (vgl. Tabelle 6.9). Das begrenzte Demontagepotenzial der STB-Decke fußt insbesondere auf der Inhomogenität der Stahlbetonschicht aus der Betonmatrix sowie der Bewehrung. Der Gipsputz und die Trittschalldämmung besitzen zwar das geringste Potenzial, sind jedoch im Hinblick auf die Gesamtmasse von untergeordneter Bedeutung.

Die HBV-Decke ist durch die als A+ klassifizierte BSP-Schicht im Vergleich zur STB-Decke als demontagefreundlicher einzuordnen (siehe Tabelle 6.10). Dabei wird davon ausgegangen, dass bei der Trennung von BSP- und STB-Schicht letztere zerstört wird, obwohl auch Untersuchungen zu demontierbaren Verbundfugen von HBV-Decken existieren [144]. Unabhängig

Tabelle 6.9: Demontagepotenzial der STB-Decke – $L = 5,0$ m

Beschreibung	Potenzial	Schicht	Masse [kg/m²]
Demontage ohne Beschädigung*	A+++	–	0,0
Demontage mit geringer Beschädigung*	A+	–	0,0
Demontage mit Beschädigung/Zerstörung*	A	Beton	432,0
		Bewehrung	16,4
		Estrich	120,0
Nicht sortenreine Demontage	B	Gipsputz	15,8
		MW	4,0

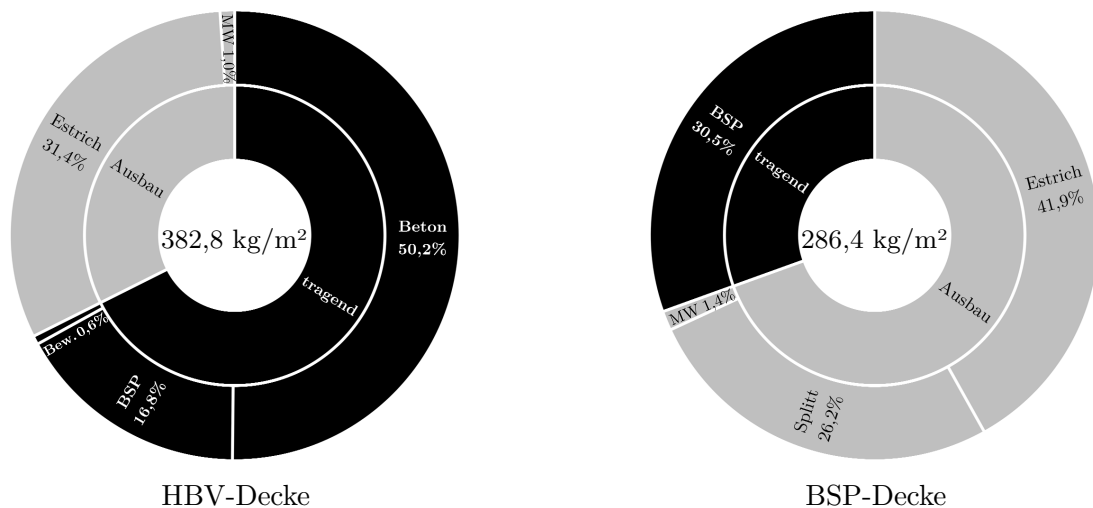
* der Form und Materialstruktur

Tabelle 6.10: Demontagepotenzial der HBV-Decke – $L = 5,0$ m

Beschreibung	Potenzial	Schicht	Masse [kg/m ²]
Demontage ohne Beschädigung*	A++	–	0,0
Demontage mit geringer Beschädigung*	A+	BSP	64,4
Demontage mit Beschädigung/Zerstörung*	A	Beton	192,0
		Bewehrung	2,4
		Estrich	120,0
Nicht sortenreine Demontage	B	MW	4,0

* der Form und Materialstruktur

von der Ausbildung der Verbundfuge wird die BSP-Platte als geringfügig beschädigt charakterisiert, da entweder Kerben verbleiben oder andere Verbundmittel die Materialstruktur lokal beeinträchtigen. Die STB-Platte der HBV-Decke macht rund die Hälfte von der Gesamtmasse

**Bild 6.32:** Massenbezogene Zusammensetzung der HBV- und BSP-Decke – $L = 5,0$ m

aus (siehe Bild 6.32) und ist damit mehr als doppelt so schwer wie die tragende Schicht der BSP-Decke, deren Demontagepotenzial insgesamt als gut eingeordnet werden kann (vgl. Tabelle 6.11). Diesbezüglich wird die BSP-Schicht durch Schraubenverbindungen sowie mögliche Querkraftverstärkungen in den Auflagerbereichen nach der Demontage als geringfügig beschädigt in Form und Materialstruktur klassifiziert.

Tabelle 6.11: Demontagepotenzial der BSP-Decke – $L = 5,0$ m

Beschreibung	Potenzial	Schicht	Masse [kg/m ²]
Demontage ohne Beschädigung*	A++	Splitt	75,0
Demontage mit geringer Beschädigung*	A+	BSP	87,4
Demontage mit Beschädigung/Zerstörung*	A	Estrich	120,0
Nicht sortenreine Demontage	B	MW	4,0

* der Form und Materialstruktur

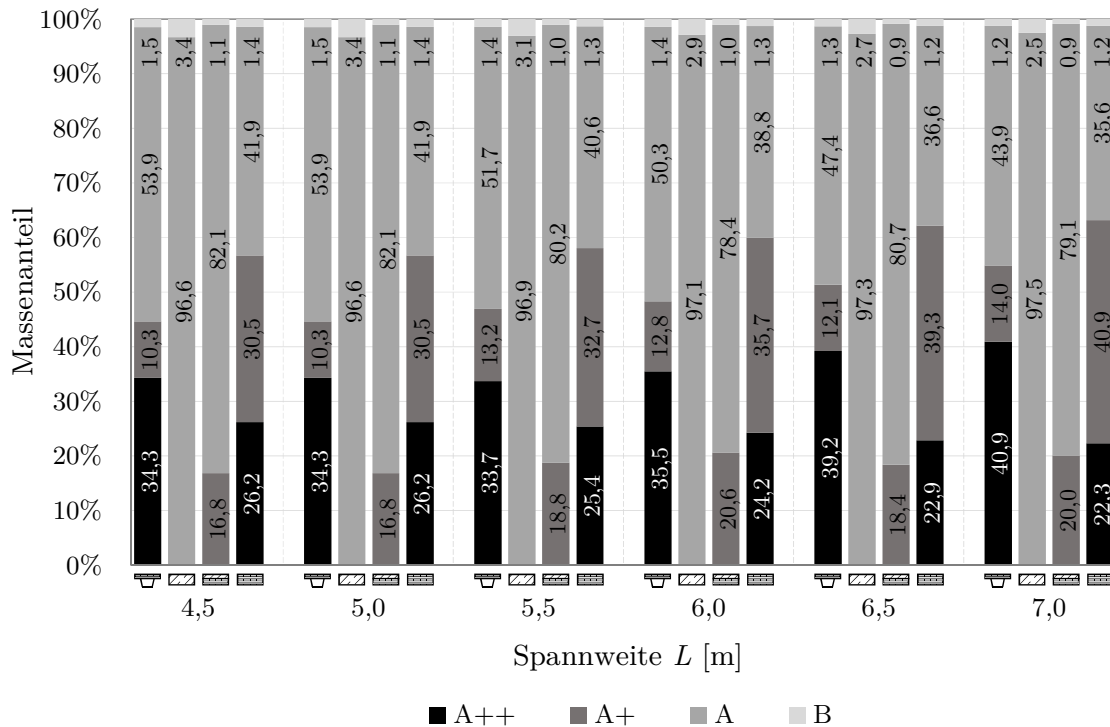


Bild 6.33: Massenbezogene Demontagepotenziale in Abhängigkeit der Spannweite

Bild 6.33 visualisiert den relativen Einfluss der Spannweite auf das Demontagepotenzial der vier Deckensysteme. Es ist zu erkennen, dass das Demontagepotenzial der SHV-Decke aufgrund des höheren Stahlanteils mit Zunahme der Spannweite steigt. Demnach sind bei einer Spannweite von 7,0 m rund 41 % der erforderlichen Masse beschädigungsfrei demontierbar, wobei die Potenziale durch die Anpassung der Blechdicken und STP-Achsabstände für die verschiedenen Spannweiten keine lineare Änderung aufweisen. Neben der SHV-Decke wird auch für die BSP-Decke eine Schüttung vorgesehen, welche ebenfalls ein hohes Demontagepotenzial (A++) besitzt. Dieses nimmt für die BSP-Decke mit Zunahme der Spannweite zufolge der geänderten Massenverhältnisse geringfügig ab. Weiterhin ist der Einfluss der BSP-Schicht auf die SHV-, HBV- und BSP-Decke festzustellen, welche als A+ klassifiziert wird, wobei dieser für die Verbunddecken weniger bedeutsam ist als für die BSP-Decke. Bei der HBV-Decke ist die Abnahme der relativen Beteiligung der BSP-Schicht zwischen den Spannweiten 6,0 m zu 6,5 m auffällig, was jedoch auf die erforderliche Erhöhung der Stahlbetonschicht zurückzuführen ist. Ferner ist die zerstörende Demontage der Stahlbetonschicht bei der STB- und HBV-Decke sowie der Estrichschicht bei allen vier Deckensystemen offensichtlich (A). Der massenbezogene Einfluss der Estrichschicht ist vorrangig bei den leichten Decken dominant, dagegen ist das Demontagepotenzial der STB- und HBV-Decke durch die Stahlbetonschicht geprägt. Die nicht sortenreine Demontage der Trittschalldämmung ist bei allen untersuchten Decken von untergeordneter Bedeutung.

Bei der Betrachtung der Demontagepotenziale wird deutlich, dass die SHV-Decke sowie die BSP-Decke signifikante Vorteile aufweisen, wohingegen insbesondere die inhomogene Stahlbetonschicht das Demontagepotenzial der STB- und HBV-Decke abmindert.

6.4.2 Wiederverwendungs- und Recyclingpotenzial

Das End-of-Life-Szenario der Decken respektive derer Komponenten wird maßgeblich durch das Demontagepotenzial und etwaige Verunreinigungen durch die angrenzenden Bauteilschichten bestimmt. Die Bauteilkomponenten sind hierarchisch einzelnen Szenarien von der Wiederverwendung bis hin zur Deponierung zuordenbar (vgl. Tabelle 3.1), wobei stellenweise noch Differenzierungen getroffen werden können. Demnach sind die theoretisch mögliche, nach aktuellem Stand der Technik umsetzbare und reale Recyclingfähigkeit unter Berücksichtigung von Sammelverlusten zu unterscheiden, welche deutlich voneinander abweichen können [182]. So beträgt beispielsweise der Anteil rezyklierter Gesteinskörnungen in Betonen in einigen Pilotprojekten 100 % [226]. Normativ ist diese Substitution in der DIN 1045-2 [85] in Abhängigkeit der Expositionsklasse auf höchstens 45 % begrenzt, wobei die Entwurfsfassung der DIN EN 1992-1-1 [78] eine Reduktion der mechanischen Betoneigenschaften bei rezyklierten Anteilen über 20 % empfiehlt. Tatsächlich wurde der Bedarf an Gesteinskörnungen im Jahr 2020 mit rund 13 % aus rezyklierten Baustoffen gedeckt [40].

Die betrachteten Umwelt-Produktdeklarationen geben keine Anhaltswerte für die Weiterverwendung von einzelnen Komponenten (CRU), da dieser Indikator in den EPDs nicht deklariert oder mit null angenommen wird. Jedoch quantifizieren die EPDs die Stoffmengen für ein Recyclingszenario, eine Energierückgewinnung oder eine Deponierung, wobei die Recyclingqualität häufig in Textform spezifiziert wird.

In Bild 6.34 werden die Stoffströme und Verwertungspotenziale der untersuchten Deckensysteme auf Grundlage der Angaben in den Umwelt-Produktdeklarationen für eine Spannweite von 5,0 m dargestellt. In diesem Kontext wird für BSP die stoffliche Verwertung angesetzt. Zudem wird für die Gipskartonplatten das in der EPD deklarierte Recyclingszenario herangezogen, wobei 39 % in nachgelagerten anderen Systemen stofflich verwendet werden. Da keine Spezifikation dieser Verwertung erfolgt, wird konservativ von einem Downcyclingszenario ausgegangen. Die verbleibenden 61 % werden für die Substitution von Naturgips eingesetzt. Bei allen anderen Baustoffen ist nur ein Szenario in den EPDs definiert (vgl. Anhang B). Aufbereitungs- und Sammelverluste werden der Deponierung zugewiesen. Einerseits werden der erforderliche Mengeneinsatz je Komponente und andererseits deren Einordnung in die Verwertungsszenarien Recycling (A+), Downcycling (A) und Deponierung (B) veranschaulicht (siehe Bild 6.34). Im Allgemeinen ist das Recyclingpotenzial A+ für alle Decken als gering einzustufen, da lediglich für das STP, die Bewehrung und teilweise die Gipskartonplatten eine qualitativ gleichwertige Nachnutzung deklariert wird. Die BSP-Decke weist nur die Potenziale A und B auf, welche annähernd gleich groß sind. Die SHV-Decke besitzt mit 54 % die größte Deponierungsquote, was jedoch auf das verhältnismäßig geringe Eigengewicht zurückzuführen ist. Die absolute Deponierungsmenge liegt in der gleichen Größenordnung wie bei den anderen Decken, da stets die Estrichschicht und Trittschalldämmung partizipieren. Die HBV-Decke und insbesondere die STB-Decke werden wesentlich von der Betonschicht beeinflusst, woraus hohe Downcyclingquoten resultieren. Downcycling umfasst hier auch die Verwendung als Ersatzbaustoff für Primärmaterialien für nichttragende Anwendungszwecke, beispielsweise wird der Betonabbruch meist als Sekundärmaterial im Straßenbau eingesetzt [134].

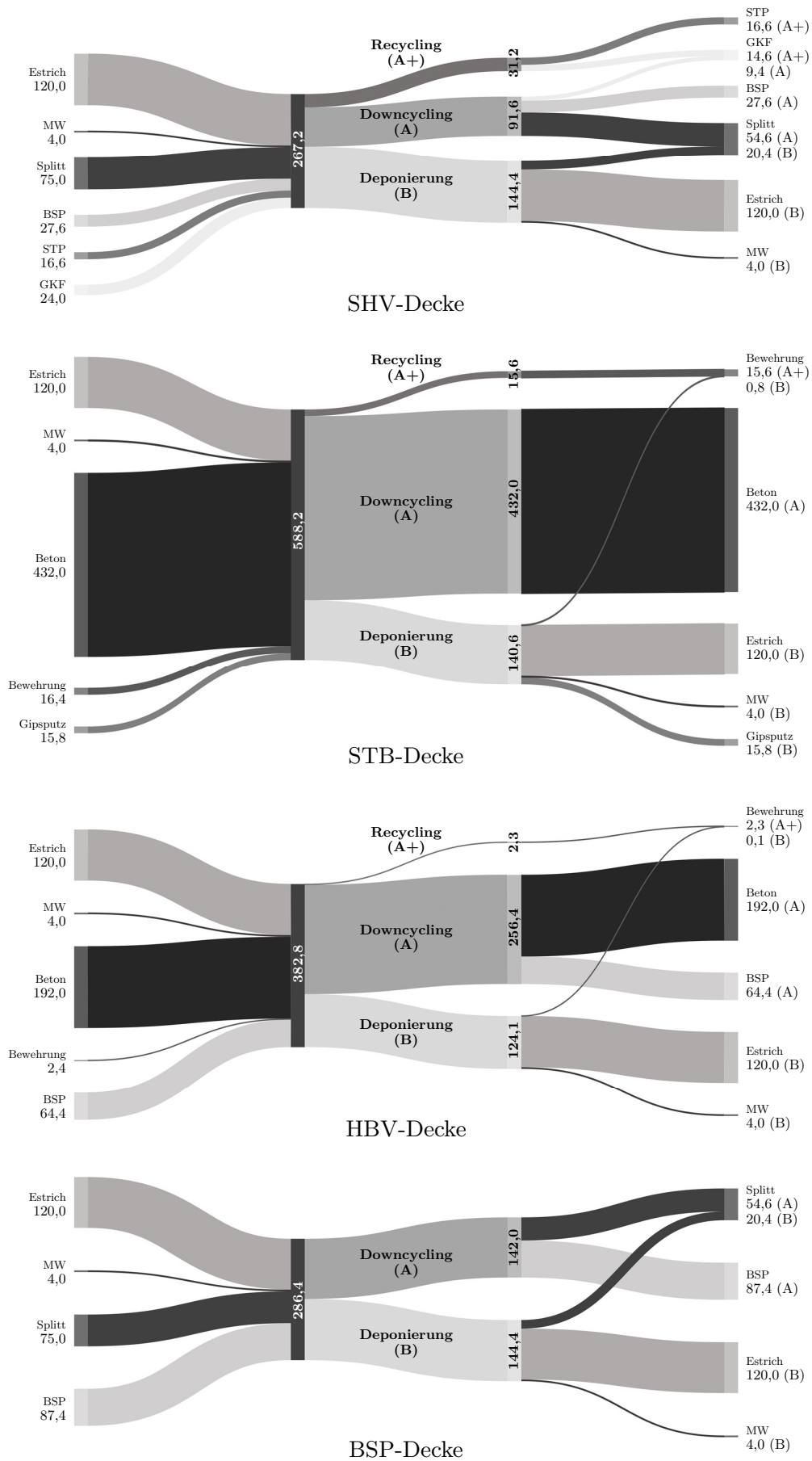


Bild 6.34: Stoffströme [kg/m²] und EPD-basierte Verwertungspotenziale – L = 5,0 m

Im Rahmen einer Fallstudie werden nachfolgend das Wiederverwendungspotenzial sowie differenzierte Verwertungsszenarien für die Bauteilkomponenten der jeweiligen Deckensysteme erörtert und miteinander verglichen. Um etwaige zukünftige Zirkularitätspotenziale identifizieren zu können, werden in diese Betrachtung rechtlich hemmende Einschränkungen für die Kreislaufwirtschaft, wie die aktuell ausgeschlossene Wieder-/Weiterverwertung einer Bauteilkomponente mit Abfallstatus [115], bewusst nicht einbezogen.

Bei der SHV-Decke ist grundsätzlich eine Wiederverwendung der unbeschädigt demontierten Stahltrapezprofile denkbar, da ein Plastizieren bei den ausgewählten SHV-Konfigurationen zur Erfüllung der Frequenzanforderung ausgeschlossen werden kann. Daneben ist für das STP ein hochwertiges Recyclingszenario als Closed-Loop-Material realistisch, wie es bereits in der zugehörigen EPD [97] erläutert wird. Sofern die BSP-Platte gemeinsam mit den Stahltrapezprofilen demontiert wird, ist theoretisch auch eine Wiederverwendung einzelner SHV-Verbundplattenbalken möglich, wofür jedoch ein Anwendungsgebiet mit vergleichbaren Spannweiten notwendig wäre. In dieser Fallstudie steht jedoch nicht die Wiederverwendung von zusammengesetzten Bauteilkomponenten oder vereinzelt Deckenstreifen im Fokus, sondern das Wiederverwendungspotenzial der einzelnen Komponenten. Ein gleichwertiges Recycling von BSP-Elementen ist eher unüblich, da beispielsweise Unwägbarkeiten in der Beschaffenheit und Qualität der Klebefugen bestehen und teils arbeitsintensive Ausbesserungen vorzunehmen wären. Dennoch bestünde durch die Verbindung mit anderen Plattenelementen via Generalkeilzinkenstoß ein erweitertes Einsatzspektrum und ein stoffliches Nachnutzungsszenario auf hohem Qualitätsniveau. Das Downcycling innerhalb der Holzkaskade kann als typisches stoffliches Verwertungsszenario angenommen werden, wohingegen die EPD die thermische Verwertung als Standardszenario deklariert. Die zugehörigen BSP-Mengen sind in der EPD mithilfe der Indikatoren für das stoffliche Recycling (MFR) und für die Energierückgewinnung (MER) ausgewiesen. Ferner besteht bei fachgerechter Einbringung die Möglichkeit einer vollständigen Wiederverwendung der Schüttung. Da alle anderen Komponenten der SHV-Decke geringfügig beschädigt werden, ist deren Wiederverwendungspotenzial als gering einzuordnen. Einzig für die Estrichschicht ist eine Wiederverwendung theoretisch möglich, sofern diese mit Trockenestrichelementen ausgeführt wird, wovon für die hiesige Betrachtung aber nicht ausgegangen wird. Üblicherweise erfolgt eine zerstörende Demontage mit anschließender Deponierung, wobei zukünftig zumindest ein Downcycling des Abbruchmaterials angestrebt werden sollte. Das Verwertungsszenario der Trittschalldämmung ist abhängig von der stofflichen Zusammensetzung und des Verunreinigungsgrades nach der Demontage. Nach Möglichkeit sollte hier mindestens eine thermische Verwertung vorgesehen werden, um eine Deponierung zu vermeiden. Zudem ist auch für die nicht gipsbasierten Komponenten der Gipskartonplatten ein hochwertiges Recycling anzuvisieren.

Bei der STB-Decke birgt lediglich die Ausführung mit Fertigteilen ein gewisses Wiederverwendungspotenzial. In diesem Kontext sind bei der Vergabe zur Nachnutzung, insbesondere von massenintensiven Bauteilen, geringe Transportdistanzen zu bevorzugen. Überdies ist in Recycling-Betonen die maximal zulässige Substitution von 45 % der groben Gesteinskörnung anzustreben, um die Downcyclingquote zu minimieren. Bestenfalls wird der Betonabbruch vollständig zur Substitution der Gesteinskörnung in neuen Betonen verwendet und ein Ein-

satz als Verfüllmaterial vermieden. Weiterhin würde eine sortenreine Rückgewinnung der Gipsputzschicht eine partielle Substitution von Naturgips ermöglichen. Ferner sind etwaige Sammelverluste der Bewehrung zu vermeiden, um einen gleichwertigen Stoffkreislauf des Betonstahls ohne nennenswerte Zugabe von Primärrohstoffen zu etablieren.

Für die HBV-Decke ist sowohl mit demontagegerechten vertikalen Fugen eine Wiederverwendung von HBV-Verbundplattenstreifen als auch eine Wiederverwendung der BSP-Platte denkbar. Dafür ist die Betonschicht ohne Beschädigung der BSP-Platte abzutragen. Darüber hinaus bestehen die zuvor beschriebenen Verwertungspotenziale der einzelnen Komponenten.

In Abhängigkeit ihrer plastischen Verformungen kann gegebenenfalls die BSP-Platte der BSP-Decke wiederverwendet werden, wobei zur Aufrechterhaltung der CO₂-Bindung zumindest eine stoffliche Verwertung ohne oder mit nur geringen Qualitätsverlusten zu beabsichtigen ist.

Auf Basis der verwendeten EPDs, quellenbasierter Anpassungen (EPD+) und der vorherigen Erläuterungen theoretischer, bestmöglicher End-of-Life-Szenarien werden drei Fallunterscheidungen für die Bauteilkomponenten der vier Decken vorgenommen und deren Verwertungspotenziale quantifiziert. Tabelle 6.12 fasst die Ergebnisse der SHV-Decke zusammen. Für die tragenden Komponenten sind Bereiche für die Massen angegeben, da diese spannenweitenabhängig sind, wobei die untere Grenze mit $L = 4,5\text{ m}$ und die obere mit $L = 7,0\text{ m}$ korrelieren. Im Gegensatz dazu bleiben die Ausbauschichten unverändert. Ferner ist der zugehörige, massenbezogene Anteil je Bauteilkomponente ausgewiesen. Die detaillierte Auflistung für die anderen Deckensysteme erfolgt in den Tabellen A.17 bis A.19 (siehe Anhang A.3.4).

Tabelle 6.12: Wiederverwendungs- und Recyclingpotenzial der SHV-Decke

Szenario	Potenzial	Schicht	Masse [kg/m ²] (Anteil [%])					
			EPD		EPD+*		Best-Case†	
Wieder- verwendung	A++	STP	0,0	(0)	0,0	(0)	11,1–59,0	(100)
		Splitt	0,0	(0)	37,5	(50)	75,0	(100)
Recycling	A+	STP	11,1–59,0	(100)	11,1–59,0	(100)	0,0	(0)
		BSP	0,0	(0)	0,0	(0)	27,6–46,0	(100)
		GKF	14,6	(61)	14,6	(61)	24,0	(100)
Downcycling	A	BSP	27,6–46,0	(100)	27,6–46,0	(100)	0,0	(0)
		Splitt	54,6	(73)	37,5	(50)	0,0	(0)
		Estrich	0,0	(0)	0,0	(0)	120,0	(100)
		MW	0,0	(0)	0,0	(0)	0,4	(10)
Verbrennung‡	B+	MW	0,0	(0)	0,0	(0)	3,6	(90)
		Splitt	20,4	(27)	0,0	(0)	0,0	(0)
Deponierung	B	GKF	9,4	(39)	9,4	(39)	0,0	(0)
		Estrich	120,0	(100)	120,0	(100)	0,0	(0)
		MW	4,0	(100)	4,0	(100)	0,0	(0)

Massenangabe der tragenden Komponenten für $L = 4,5\text{ m}$ bis $L = 7,0\text{ m}$

* Anpassung der EPD-Daten: Annahme Splittschüttung 50 % A++ [51]

† gemäß Beschreibung sowie MW mit 10 % A und 90 % B+

‡ ohne Differenzierung der Verbrennungsanteile mit und ohne Rückgewinnung von Energie

In Bild 6.35 werden die massenbezogenen Verwertungspotenziale der untersuchten Deckenkonstruktionen für eine Spannweite von 5 m in Abhängigkeit der Szenarien vergleichend dargestellt.

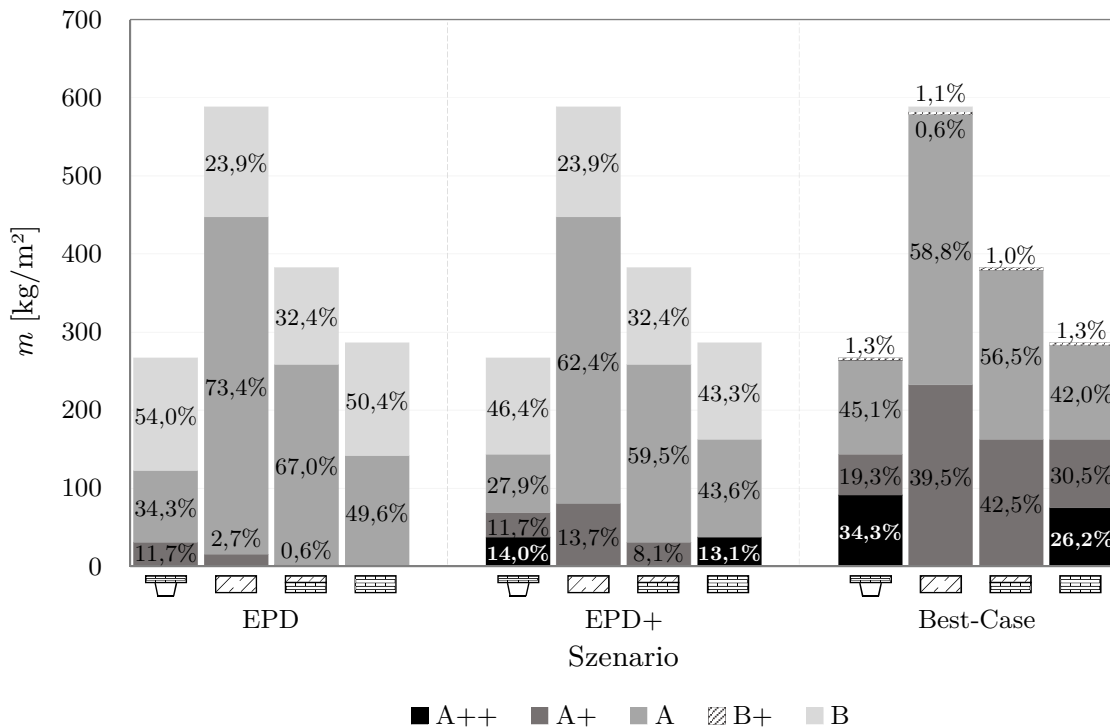


Bild 6.35: Massenbezogene Verwertungspotenziale der analysierten Szenarien – $L = 5,0$ m

Das höchste Zirkularitätspotenzial erreicht die SHV-Decke im Best-Case-Szenario. Demnach können knapp 54 % der Gesamtmasse wiederverwendet oder gleichwertig recycelt werden. Daneben weist die BSP-Decke mit der erneut nutzbaren Schüttung ein relevantes Wiederverwendungspotenzial auf, wohingegen die STB- und HBV-Decke kein nennenswertes Kreislauffähigkeitspotenzial besitzen, sofern keine Fertigteile verwendet werden. Bei der STB-Decke und der HBV-Decke wird über die Hälfte der Masse stofflich minderwertig verwertet (A), sofern nicht das theoretische Best-Case-Szenario betrachtet wird, bei welchem der Betonabbruch vollständig zur Substitution der Gesteinskörnung in Recycling-Betonen dient. Bemerkenswert ist, dass der Downcyclinganteil der STB-Decke für die Szenarien EPD und EPD+ insgesamt eine höhere Masse aufweist als alle Bauteilkomponenten von der SHV-Decke zusammen. Weiterhin kann der für den Ressourcenverbrauch bedeutende Deponierungsanteil reduziert werden, sofern vor allem für die Zementestrichschicht stoffliche Verwertungsszenarien etabliert werden und diese nicht, wie in der EPD deklariert, vollständig deponiert wird. Der Verbrennungsanteil B+ wird unter der Prämisse der stofflichen Verwertung von BSP einzig durch die überwiegende Verbrennung der Trittschalldämmung bedingt und ist mit maximal 1,3 % sehr gering.

Unter Berücksichtigung aller Szenarien und Spannweiten sind in Bild 6.36 die maximalen Streuungen beim Recyclingpotenzial und bei der Deponierung erkennbar, da die gewichtsmäßig dominanten Beton- und Estrichschichten von dem EPD-basierten Szenario wesentlich ungünstiger klassifiziert werden als von dem theoretischen Best-Case-Szenario.

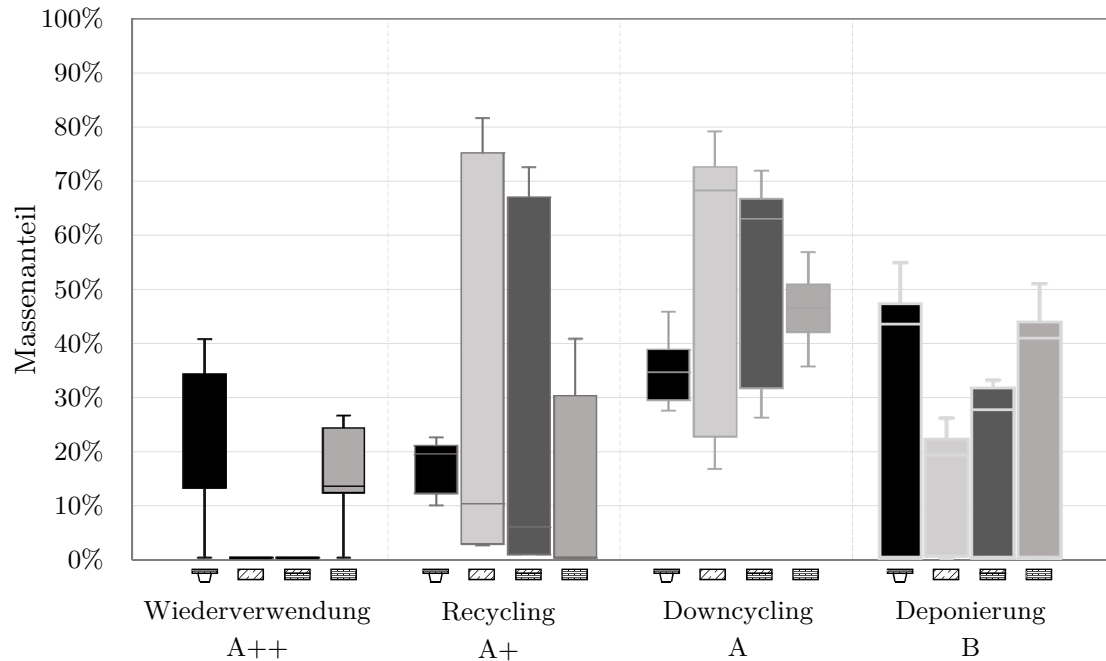


Bild 6.36: Relative Streuung der Verwertungspotenziale unter Berücksichtigung der untersuchten Szenarien und Spannweiten

Dementsprechend verfügen die STB- und die HBV-Decke bestenfalls über hohe Recyclingpotenziale (A+), wobei die Standardszenarien (EPD und EPD+) Downcyclinganteile von über 50 % ausweisen. Die Downcyclingquote ist sowohl für die BSP-Decke als auch für die SHV-Decke teils deutlich geringer. Die absoluten Deponierungsmengen sind für alle Decken ähnlich, fallen im Vergleich jedoch bei der verhältnismäßig leichten SHV-Decke sowie der BSP-Decke mit schlechtestenfalls 55 % respektive 51 % bei einer Spannweite von 4,5 m hoch aus. Festzuhalten sind die massenbezogenen hohen Wiederverwendungspotenziale der SHV-Decke sowie der BSP-Decke, welche vorrangig auf der Schüttung und bei der SHV-Decke zusätzlich auf dem Stahltrapezprofil fußen. Die Verbrennungsanteile sind infolge ihrer untergeordneten Bedeutung nicht gesondert veranschaulicht.

6.5 Erkenntnisse aus den umweltbezogenen Untersuchungen

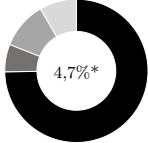

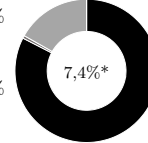
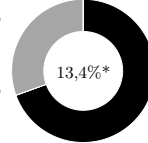
Die Ergebnisse der vergleichenden Lebenszyklusanalyse belegen, dass eine Betrachtung diverser Nachhaltigkeitsaspekte wesentlich komplexer geartet ist als die zurzeit häufig vorgenommene Fokussierung auf das globale Erwärmungspotenzial. Darüber hinaus werden alleine mit EPDs nicht alle Nachhaltigkeitsaspekte erfasst, sodass zusätzlich stets die Kreislauffähigkeit zu evaluieren ist. Diese ist bereits im Planungsprozess zu adressieren, da die konstruktiven Details sowie die Durchbildung der Bauteile das Demontagepotenzial und folglich auch die Zirkularität wesentlich beeinflussen. Demnach ist die Betrachtung lediglich eines Indikators eindimensional und nicht repräsentativ. Für eine fundierte ökologische Bewertung ist es unerlässlich, den Einfluss etwaiger Ausbauschichten einzubeziehen. In Deutschland existiert derzeit noch kein aggregierendes Bewertungssystem zur Berücksichtigung mehrerer Indikatoren respektive umweltrelevanter Einflüsse, auch wenn in einigen Zertifizierungssystemen Gewichtungsschlüssel angewandt werden. Demgegenüber umfasst und gewichtet der österreichische *Oekoindex* die drei Indikatoren PENRT, GWP und AP, wohingegen in der Schweiz die *Methode der ökologischen Knappheit* unter Berücksichtigung der umweltpolitischen Zielsetzung existiert [238]. Eine Anlehnung an diese Methoden erfolgt hier jedoch nicht.

Sowohl im Hinblick auf den Klimawandel als auch die zunehmende Ressourcenknappheit ist die Relevanz der Zirkularität zu betonen, wofür das Demontagepotenzial der hier betrachteten Deckenkonstruktionen das Fundament bildet. Denn je langfristiger die verwendeten Materialien im Stoffkreislauf gehalten werden können, desto mehr wird die Bedeutung des globalen Erwärmungspotenzials bei der Herstellung von Primärmaterialien abgeschwächt. Überdies wirkt sich eine hohe Kreislauffähigkeit positiv auf den Ressourcenbedarf und folglich auch auf die Abfallmengen aus.

Die Stahl-Holz-Verbunddecke weist einerseits das höchste Demontagepotenzial und andererseits das höchste Wiederverwendungs- bzw. Recyclingpotenzial der betrachteten Deckensysteme auf. Zudem besitzt die SHV-Decke für alle untersuchten Spannweiten die geringste Masse. Daneben besitzt die BSP-Decke zirkuläre Vorzüge gegenüber der HBV-Decke sowie der STB-Decke. Für die untersuchten Deckensysteme kann keine übergeordnete Aussage bezüglich der ökobilanziellen Indikatoren getroffen werden. So ist der BSP-Decke für die betrachteten Spannweiten zwar ein relativ geringes GWP zu attestieren, gleichzeitig besitzt diese das höchste Versauerungspotenzial sowie herstellungsbedingt einen hohen Energiebedarf. Die STB-Decke verursacht ein hohes GWP sowie ODP und weist einen hohen Bedarf an Süßwasserressourcen auf, dagegen sind der Energiebedarf sowie die Eutrophierungspotenziale von Gewässern und Böden vergleichsweise gering. Die Ergebnisse der HBV-Decke sind infolge der konstruktiven Durchbildung zwischen denen der BSP- und der STB-Decke einzuordnen. Diesbezüglich werden einige Indikatoren verstärkt von der BSP-Schicht und andere wiederum von der STB-Schicht beeinflusst. Für die SHV-Decke ergeben sich hohe Bedarfe an Energie und Süßwasserressourcen sowie durch das STP hohe Eutrophierungspotenziale von Gewässern. Im Gegensatz dazu resultieren verhältnismäßig geringe Werte für AP und ODP. Das globale Erwärmungspotenzial

der SHV-Decke wird wesentlich von den Potenzialen in Modul D bestimmt. Sofern diese berücksichtigt werden, ist das GWP der SHV-Decke vor allem für kleine Spannweiten mit dem GWP der BSP- und HBV-Decke vergleichbar, andernfalls liegt es auf einem ähnlichen Niveau wie das GWP der STB-Decke und für Spannweiten über 5,5 m teils deutlich darüber. Tabelle 6.13 fasst die Kernaussagen der vergleichenden Lebenszyklusanalyse, sinngemäß einem Bauteilressourcenpass in Anlehnung an [56, 197], für eine Spannweite von 5,0 m zusammen. Die Ergebnisse der weiteren Spannweiten sind gleichermaßen in Anhang A.3.5 dargestellt.

Tabelle 6.13: Zusammenstellung der umweltbezogenen Ergebnisse – $L = 5,0$ m

	SHV	STB	HBV	BSP
Materialität				
– mineralisch	74,8%	94,5%	82,6%	69,5%
– metallisch	6,2%	2,8%	0,6%	0,0%
– holzbasiert	10,6%	0,0%	16,8%	30,5%
– gipsbasiert	8,4%	2,7%	0,0%	0,0%
				
Masse [kg/m ²]	267,2	588,2	382,8	286,4
Materialgüte [-]	BSP aus C24 S 320 GD	C30/37	BSP aus C24 C20/25	BSP aus C24
Bauteilhöhe [cm]	44,5	29,5	32,0	34,0
GWP [kg CO₂e/m²]				
– A1-A3	39,3	77,1	-48,2	-93,9
– C3-C4	49,0	2,9	107,2	144,8
– D	-34,5	3,3	-1,9	-2,3
PENRT [MJ/m²]				
– A1-A3	850,0	483,3	500,8	538,9
– C3-C4	39,2	37,6	36,2	42,0
– D	-267,7	10,0	-30,1	-32,2
Trennbarkeit	überwiegend gut	ungenügend	mangelhaft	gut
A++ und A+ [%]†	44,6	0,0	16,8	56,7
Kreislauffähigkeit‡				
– Wiederverwendung	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%
– Recycling	11,7%	2,7%	0,6%	0,0%
– Downcycling	34,3%	73,4%	67,0%	49,6%
– Verbrennung	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%
– Deponierung	54,0%	23,9%	32,4%	50,4%
Best-Case-Szenario				
– Wiederverwendung	34,3%	0,0%	0,0%	26,2%
– Recycling	19,3%	76,2%	67,6%	30,5%
– Downcycling	45,1%	22,1%	31,5%	42,0%
– Verbrennung	1,3%	0,6%	0,9%	1,3%
– Deponierung	0,0%	1,1%	0,0%	0,0%

* biogener Kohlenstoffgehalt ohne Berücksichtigung weiterer Einlagerungen während der Nutzungsphase

† Massenanteil ohne Beschädigung (A++) zuzüglich Massenanteil mit geringer Beschädigung (A+)

‡ entsprechend der verwendeten Umwelt-Produktdeklarationen

Trotz der umfassenden Analyse der relevanten Nachhaltigkeitsaspekte sind die Ergebnisse als Anhaltswerte zu verstehen, da die EPD-Landschaft schnell wächst sowie die stetigen normativen Neuerungen die Vergleichbarkeit mit zukünftigen Studien einschränken können. Darum ist die Mengenermittlung in Anhang A.3.1 transparent ausgewiesen, womit eine Verwendung in zukünftigen vergleichenden Analysen ermöglicht wird. Durch eine anvisierte Ausnutzung von nahezu 100 % sind die Mengen und die sich daraus ergebenden Umweltwirkungen als untere Richtwerte zu interpretieren.

Abschließend sei noch zu erwähnen, dass die zuvor gewonnenen Erkenntnisse auch weitestgehend auf Untersuchungen mit höheren Nutzlasten transferiert werden können. Dies liegt darin begründet, dass bei einer Nutzlast von $q_k = 2,7 \text{ kN/m}^2$ das Frequenzkriterium für die SHV-Decke und die BSP-Decke maßgebend ist. Ferner übersteigt die Mindestbewehrung der STB-Decke die erforderliche Biegebewehrung und simultan ist eine ausreichende Druckspannungsreserve vorhanden. Lediglich die Dimensionen für die HBV-Decke nehmen bei einer Erhöhung der Nutzlast auf $q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$ geringfügig zu, wodurch deren Nachhaltigkeitsaspekte negativ beeinflusst werden.

Kapitel 7

Zusammenfassung und Ausblick

7.1 Zusammenfassung

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurde eine Stahl-Holz-Verbunddecke unter den Prämissen einer ressourceneffizienten und demontagegerechten Durchbildung konzipiert sowie deren Verbundwirkung, Biegetragverhalten und Nachhaltigkeitspotenziale untersucht. Die SHV-Decke besteht aus äquidistant angeordneten, dünnwandigen Stahltrapezprofilen mit darauf befestigten Brettspertholzplatten, wobei reversible Verbindungsmittel für die kraftschlüssige Fügung vorgesehen sind.

Die Auswahl der Verbindungsmittel erfolgte auf Grundlage von Abscherversuchen mit dem Ziel, neben einer hohen Verbundsteifigkeit auch einen gutmütigen Versagensmechanismus auf einem adäquaten Tragfähigkeitsniveau zu realisieren. Ferner wurde der Herstellungsaufwand evaluiert. Alle untersuchten Verbindungen für die Ausbildung der Verbundfuge wiesen eine hohe Duktilität auf, welche auf die einsetzende Lochleibung im BSP bei gleichzeitiger Verdrehung der Schrauben zurückzuführen war. Die senkrecht eingebrachten Sechskant-Holzschrauben ergaben gegenüber gleichartiger, um 45° geneigt eingebrachter Verbindungsmittel einen wesentlich geringeren Installationsaufwand bei vergleichbaren Verschiebungsmoduln, aber auch geringere Tragfähigkeiten, was jedoch für die Anwendung in der Stahl-Holz-Verbunddecke von untergeordneter Bedeutung ist.

Anschließend wurde das Biegetragverhalten der SHV-Decke mithilfe von sieben 4-Punkt-Biegeversuchen, unter Verwendung von 5 m langen Probekörpern aus einem 1,5 mm dünnen Stahltrapezprofil, einer 1 m breiten und 60 mm dicken BSP-Platte sowie senkrecht installierten Sechskant-Holzschrauben, untersucht. Einerseits wurde eine auf dem STP aufgestellte Lagerungsvariante mit Auflagerschotten aus Holz und andererseits eine ausgeklinkte Lagerungsvariante mit unmittelbarer Auflagerung auf der BSP-Platte erprobt. Für beide Auflagersituationen konnten annähernd deckungsgleiche Kraft-Verformungs-Beziehungen detektiert werden, wobei sich die vorrangig in Feldmitte ausgewerteten Verformungen und Spannungen in einer ähnlichen Größenordnung befanden. Übliche Lasten auf Gebrauchstauglichkeitsniveau waren dem ausgeprägt linear-elastischen Anfangsbereich zuzuordnen, an welchen sich ein plastischer Übergangsbereich anschloss und der sich sukzessive einem Kraftplateau annäherte. Dementsprechend konnte ein Versagen mit Vorankündigung konstatiert werden. Zudem wurde basierend auf dem γ -Verfahren ein vereinfachtes analytisches Modell abgeleitet, welches die experimentellen Ergebnisse in einem angemessenen Toleranzbereich beschreibt und vor allem die Durchbiegungen sowie die Spannungen am Untergurt des STP und an der Oberkante der BSP-Platte in sehr guter Näherung reproduziert.

Die versuchstechnisch gewonnenen Erkenntnisse wurden durch umfangreiche numerische Untersuchungen konsolidiert. Zunächst wurden geeignete Materialgesetze auf Basis von gesonderten Materialversuchen formuliert und die Verbundsteifigkeit aus den Abscherversuchen in die numerischen Berechnungen überführt. Für die Implementierung der Verbundsteifigkeit stellte sich heraus, dass das Verformungsverhalten und die Spannungen der SHV-Decke bereits mit einem linearen Federgesetz in guter Näherung abgebildet werden können, wobei die Genauigkeit der numerischen Ergebnisse durch Ansatz eines multilinearen Federgesetzes anstieg. In Bezug auf die Auflagersituation ergab der Vergleich der experimentellen und numerischen Ergebnisse eine sehr hohe Übereinstimmung für die aufgestellte Auflagersituation. Hingegen zeigten sich bei der ausgeklinkten Auflagersituation einige Differenzen, wobei die numerischen Ergebnisse die versuchstechnischen tendenziell unterschätzten. Darüber hinaus erlaubten die numerischen Untersuchungen die Beurteilung und Visualisierung der Verbundtragwirkung sowie die Berechnung anderer Spannweiten und Konfigurationen. Auf Grundlage einer extensiven Parameterstudie wurden die erforderlichen Materialbedarfe der SHV-Decke ermittelt, welche wesentlich von der Einhaltung des Frequenzkriteriums von mindestens 8,0 Hz beeinflusst wurden. Infolgedessen war unter Verwendung von Umwelt-Produktdeklarationen ein umweltbezogener Vergleich mit konventionellen Deckensystemen möglich.

Im Zuge der vergleichenden Lebenszyklusanalyse wurde die SHV-Decke technisch und funktional äquivalenten STB-Decken, HBV-Decken und BSP-Decken für einen Spannweitenbereich von 4,5 m bis 7,0 m gegenübergestellt. Vereinzelt konnten für die SHV-Decke deutliche Vorteile im Hinblick auf den Materialbedarf, die werkstoffliche Trennbarkeit der einzelnen Bauteilkomponenten sowie das Wiederverwendungs- und Recyclingpotenzial identifiziert werden. Hierbei ist das leichte und sortenrein trennbare Stahltrapezprofil hervorzuheben, dessen Verwendung hohe Kreislauffähigkeitspotenziale besitzt und aufgrund der verhältnismäßig hohen Biegesteifigkeit eine ressourcenschonendere Ausbildung der BSP-Platte ermöglicht. Dagegen wies die SHV-Decke, in Abhängigkeit von den untersuchten Spannweiten und berücksichtigten Lebenszyklusphasen, hohe Energie- und Süßwasserbedarfe sowie vergleichsweise hohe Eutrophierungspotenziale von Gewässern auf. Übergeordnet bleibt zu konstatieren, dass keine Decke die anderen Decken in allen Nachhaltigkeitsaspekten übertrifft. Die untersuchte SHV-Decke weist jedoch große ökologische Potenziale auf und besitzt vor allem Stärken in den Nachnutzungs- und Verwertungsszenarien. Gleichzeitig ist das globale Erwärmungspotenzial der SHV-Decke für kleine Spannweiten und, unter Einbeziehung von Modul D, auch für Spannweiten bis 7,0 m wettbewerbsfähig.

Die Ergebnisse und Erkenntnisse dieser Arbeit liefern einen wertvollen Beitrag und belegen, dass Stahl-Holz-Verbunddecken das Spektrum bisher verwendeter Deckenkonstruktionen sinnvoll erweitern, mit konstruktiver Vielfalt einen Beitrag der Baubranche zur Erreichung der Klimaschutzziele leisten, den rückläufigen Ressourcenvorkommen begegnen und die Zirkularität steigern können.

7.2 Ausblick

Durch zusätzliche Untersuchungen ließen sich die im Rahmen dieser Arbeit gewonnenen Erkenntnisse erweitern und vertiefen, um einerseits die Praxistauglichkeit der Stahl-Holz-Verbunddecke zu komplettieren und andererseits deren Potenziale bestmöglich zu entfalten.

Dementsprechend wäre es wünschenswert, in zukünftigen Untersuchungen brandschutz- und schallschutztechnische Aspekte von SHV-Deckenkonstruktionen detailliert zu begutachten sowie das Langzeitverhalten zu eruieren. Dahingehend sind die Ausbildung der Verbundfuge näher zu betrachten und deren Verbundsteifigkeit möglichst zu maximieren, wobei andersartige und gegebenenfalls spezielle Verbindungsmittel Optimierungspotenziale bieten könnten. Hierbei ist eine höhere Ausnutzung der Brettsperrholzplatte anzuvisieren. In diesem Kontext erscheint es sinnvoll, im Hinblick auf eine ausgeklinkte Auflagersituation spezifische Versuche zur Erfassung kombinierter Querkraft- und Zugbeanspruchungen von Stahl-Holz-Verbindungen durchzuführen. Dies könnte die Grundlage für die Ableitung eines akkuraten numerischen Federgesetzes schaffen und auflagernah eine detaillierte Analyse des lokalen Tragverhaltens ermöglichen. Zudem ist die Schädigung infolge personeninduzierter Schwingungen an den Verbindungsstellen von Interesse, insbesondere vor dem Hintergrund dünner Stahlbleche in Kombination mit Verbindungsmitteln geringen Durchmessers.

Weiterer Forschungsbedarf wird in der Optimierung des Stahlprofils gesehen, um die erforderliche Stahlmenge vor allem für größere Spannweiten zu reduzieren, wodurch die umweltbezogenen Ergebnisse verbessert werden können. Sofern die Stahlspannungen maßgebend werden, besteht ein naheliegender Lösungsansatz in der Erhöhung der Stahlgüte, welche in der hiesigen Arbeit mit S 320 GD bewusst in einem niedrigen Festigkeitsbereich angesiedelt wurde. Im Zuge der Untersuchungen des Stahlprofils kann auch beurteilt werden, inwiefern Steglochungen einerseits zur Reduktion der Stahlmenge und andererseits zur Leitungsführung technischer Gebäudeausrüstung bei Geschossbauten beitragen können. Im Zusammenhang mit Geschossbauten könnte auch die Möglichkeit einer punktuellen Lagerung eruiert werden. Hinzu kann durch die Untersuchung der Scheibentragwirkung der SHV-Decke ein Mehrwert geschaffen werden, um im Gebäudekontext die Aussteifungsqualität gegenüber horizontalen Einwirkungen bewerten zu können.

Darüber hinaus werden mit großem Interesse die Ergebnisse der Arbeitsgruppe des TC11 der *European Convention for Constructional Steelwork (ECCS)* zu erwarten sein, da diese sich die Ausarbeitung expliziter Konstruktions- und Bemessungsregeln für Stahl-Holz-Verbundkonstruktionen vorgenommen hat und folglich das Fundament für weitere Forschungsthemen gelegt wird. Für die hier untersuchte SHV-Decke können beispielsweise Öffnungen durch eine entsprechende Anpassung des Achsabstandes der STP realisiert werden. Zudem ist es denkbar, die an die Öffnung angrenzenden Profile mit höheren Blechdicken auszubilden und eine dickere BSP-Platte in diesem Bereich vorzusehen. Der Einsatz von Auswechslungen am Öffnungsbereich erscheint aufgrund der dünnwandigen STP und dem Bedarf von aussteifenden Schotten als sehr aufwendig. Die Verbindung der Brettsperrholzplatten untereinander könnte beispielsweise mithilfe einer Stufenfalz oder einer kreuzweisen Verschraubung erfolgen.

Überdies ist auch die Verwendung der SHV-Decke im Rahmen von Nachverdichtungsprojekten zu analysieren. Das Potenzial der SHV-Decke fußt, neben dem effizienten Lastabtrag und der sortenreinen Trennbarkeit der verwendeten Komponenten, auf dem geringen Eigengewicht, wodurch im Bauwerkskontext die lastweiterleitenden Bauteile eine geringere Beanspruchung erfahren und potenziell mit weniger Material ausgeführt werden können. Im Zuge dessen können vergleichende Lebenszyklusanalysen auf Bauwerksebene eine weitergehende Einordnung der Nachhaltigkeitspotenziale der SHV-Decke ermöglichen. Ferner können in Anbetracht der Umstellung des Strommix zukünftige Lebenszyklusanalysen aktualisierte Aufschlüsse über die ökologische Qualität der SHV-Decke liefern, da die angestrebte Stahlproduktion mit grünem Wasserstoff die Ökobilanzierung positiv beeinflussen wird, auch wenn die aktuelle Wasserstoffherzeugung deutlich hinter den gesteckten Produktionszielen zurückliegt [179]. Des Weiteren besteht Optimierungspotenzial bezüglich des globalen Erwärmungspotenzials der Ausbauschichten. Außerdem sollte der grundlegenden Frage nachgegangen werden, inwiefern die Anforderungen in Bezug auf den Schwingungsnachweis reduziert werden können. Eine Abminderung des Frequenzkriteriums von 8 Hz auf 4,5 Hz würde deutlich geringere Materialmengen erfordern, womit erheblich bessere umweltbezogene Kenngrößen für die SHV-Decke einhergehen, denn ohne zeitnahes Handeln wird das ambitionierte Ziel einer Treibhausgasneutralität Deutschlands bis 2045 deutlich verfehlt [208]. Diesbezüglich könnte auch eine Abkehr von dem Drei-Säulen-Modell mit der Priorisierung der ökologischen Dimension diskutiert werden [125], woraus jedoch eine Gratwanderung im Spannungsfeld zwischen sozialer, ökonomischer und ökologischer Nachhaltigkeit folgen würde.

In Zukunft wird davon auszugehen sein, dass die Verwendung von demontagegerechten Verbundkonstruktionen mit Holzanteil zunehmen wird, um den steigenden Materialkosten mit Materialeffizienz zu begegnen, hochwertige Anschlussnutzungen zu ermöglichen und dem gesellschaftlich wachsenden Bewusstsein für klimafreundliche Bauweisen gerecht zu werden.

Literaturverzeichnis

- [1] Ahnert, R. und Krause, K. H. (2014). *Typische Baukonstruktionen von 1860 bis 1960 zur Beurteilung der vorhandenen Bausubstanz* (Unveränderter Nachdruck der 7. durchgesehenen und korrigierten Aufl., Bd. 2). Berlin: Beuth.
- [2] Aicher, S., Höfflin, L. und Behrens, W. (2002). Determination of local and global modulus of elasticity in wooden boards. *Otto-Graf-Journal*, 13, 183-198. <https://www.mpa.uni-stuttgart.de/en/institute/publications/otto-graf-journal/>. (Zugriff am: 01.06.2025)
- [3] Akbarnezhad, A. und Xiao, J. (2017). Estimation and minimization of embodied carbon of buildings: A review. *Buildings*, 2017, 7 (1). doi: 10.3390/buildings7010005
- [4] Al-Hunaity, S. A. und Far, H. (2024). Vibration performance of cold-formed steel and plywood composite floors – Experimental studies. *Journal of Constructional Steel Research*, 219, 108793. doi: 10.1016/j.jcsr.2024.108793
- [5] Aloisio, A., Pasca, D. P., Owolabi, D. und Loss, C. (2024). Vibration serviceability of hybrid CLT-steel composite floors based on experimental and numerical investigations using random walk models. *Engineering Structures*, 304. doi: 10.1016/j.engstruct.2024.117600
- [6] Arbeitsgemeinschaft Schacht KONRAD e.V. (Hrsg.). (2021). *Atommüllreport: Herkunft radioaktiver Abfälle*. <https://www.atommuellreport.de/themen/detail/herkunft-radioaktiver-abfaelle.html>. (Zugriff am: 01.06.2025)
- [7] Arnold, W. (2021). A short guide to carbon offsetting. *The Structural Engineer*, 2021 (7).
- [8] Asiz, A. und Smith, I. (2011). Connection system of massive timber elements used in horizontal slabs of hybrid tall buildings. *Journal of Structural Engineering*, 137 (11), 1390-1393. doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000363
- [9] Aspila, A., Heinisuo, M., Mela, K., Malaska, M. und Pajunen, S. (2022). Elastic design of Steel-Timber Composite beams. *Wood Material Science & Engineering*, 17 (4), 243-252. doi: 10.1080/17480272.2022.2093128
- [10] Bärtschi, R. (2005). *Load-bearing behaviour of composite beams in low degrees of partial shear connection*. ETH Zürich. doi: 10.3929/ETHZ-A-004956129
- [11] Bau-Institut für Ressourceneffizientes und Nachhaltiges Bauen (Hrsg.). (2024). *BNK/BNG (QNG) Kriteriensteckbriefe: Version 2.0*. <https://bau-irn.com/bnkibng-system/bnkibng-qng-kriteriensteckbriefe>. (Zugriff am: 01.06.2025)
- [12] Bauer, H. G. und Schadt, W. (2017). *Walzen von Flachprodukten*. Springer-Verlag GmbH. doi: 10.1007/978-3-662-48091-5

- [13] bauforumstahl e.V. (2023). *EPD: Structural Steel: Sections and merchant bars* (Nr. EPD-BFS-20230271-IBG3-EN). <https://epd-online.com/PublishedEpd/Detail?id=22909>. (Zugriff am: 01.06.2025)
- [14] Baustahlgewebe GmbH. (2023). *EPD: Betonstahl in Ringen und Betonstabstahl* (Nr. EPD-BSW-20210265-CBA1-DE). <https://epd-online.com/EmbeddedEpdList/Detail?id=14846>. (Zugriff am: 01.06.2025)
- [15] Bejtka, I. und Blaß, H. J. (2002). Joints with inclined screws. In *International Council for Research and Innovation in Building and Construction, Working Commission W18 - Timber Structures*. (Meeting 35, Paper 7-5)
- [16] Blaß, H. J. und Fellmoser, P. (2002). *Erstellung eines Rechenverfahrens zur Ermittlung von Festigkeitskennwerten von Mehrschichtplatten*. Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine, Abteilung Ingenieurholzbau, Universität Fridericiana Karlsruhe.
- [17] Bogensperger, T., Augustin, M. und Schickhofer, G. (2011). Properties of CLT-panels exposed to compression perpendicular to their plane. In *International Council for Research and Innovation in Building and Construction, Working Commission W18 - Timber Structures* (S. 1-15).
- [18] Böhm, N., Kühn, B., Vogelsberg, A. und Hoffmeister, B. (2024). Bending behaviour of non-rigid connected Steel-Timber Composite beams - An experimental and numerical parametric study: The Swedish Institute of Steel Construction. In *15th Nordic Steel Construction Conference*. doi: 10.5281/zenodo.12529053
- [19] Böhm, N., Vogelsberg, A. und Kühn, B. (2023). Investigations of the shear connectors and the load-bearing behaviour of steel Cross-Laminated Timber composite beams. *ce/papers*, 6 (3-4), 78-83. doi: 10.1002/cepa.2379
- [20] Böhm, N., Vogelsberg, A. und Kühn, B. (2024). Bending and vibration behaviour of CLT-Steel Composite beams. *Journal of Sustainable Architecture and Civil Engineering*, 34 (1), 75–88. doi: 10.5755/j01.sace.34.1.35467
- [21] Bollinger, K., Grohmann, M., Reichel, A. und Feldmann, M. (2011). *Atlas moderner Stahlbau: Stahlbau im 21. Jahrhundert* (1. Aufl.). München. doi: 10.11129/detail.9783955530044
- [22] Bompa, D. V., Ungureanu, V., Elghazouli, A. Y. und Afsal, A. (2024). Disassembly and structural reuse potential of steel-timber shear connections with screws. In V. Ungureanu, L. Bragança, C. Baniotopoulos und K. M. Abdalla (Hrsg.), *4th International Conference: Coordinating Engineering for Sustainability and Resilience & Midterm Conference of CircularB: Implementation of Circular Economy in the Built Environment* (Bd. 489, S. 231-242). Springer Nature Switzerland. doi: 10.1007/978-3-031-57800-7{_}21
- [23] Brandner, R. (2013). Production and technology of Cross Laminated Timber (CLT): A state-of-the-art report. In *Focus Solid Timber Solutions - European Conference on Cross Laminated Timber (CLT)* (Bd. 1).

- [24] Brandner, R., Flatscher, G., Ringhofer, A., Schickhofer, G. und Thiel, A. (2016). Cross Laminated Timber (CLT): Overview and development. *European Journal of Wood and Wood Products*, 74 (3), 331-351. doi: 10.1007/s00107-015-0999-5
- [25] Brandner, R., Tomasi, R., Moosbrugger, T., Serrano, E. und Dietsch, P. (Hrsg.). (2018). *Properties, testing and design of Cross Laminated Timber: A state-of-the-art report by COST Action FP1402/WG2*. Aachen: Shaker Verlag.
- [26] Brühl, F. (2020). *Ductility in timber structures - possibilities and requirements with regard to dowel type fasteners* (Dissertation). Institut für Konstruktion und Entwurf, Fakultät Bau- und Umweltingenieurwissenschaften, Universität Stuttgart.
- [27] Buchert, M., Sutter, J., Alwast, H., Schütz, N. und Weimann, K. (2017). *Ökobilanzielle Betrachtung des Recyclings von Gipskartonplatten: Endbericht*. Umweltbundesamt (Texte 33/2017).
- [28] Bundesamt für Bauwesen und Raumordnung (Hrsg.). (2001). *Leitfaden Nachhaltiges Bauen* (2. Aufl.). Berlin.
- [29] Bundesamt für Bauwesen und Raumordnung (Hrsg.). (2019). *Leitfaden Nachhaltiges Bauen: Zukunftsfähiges Planen, Bauen und Betreiben von Gebäuden* (3. Aufl.). Berlin.
- [30] Bundesinstitut für Bau-, Stadt- und Raumforschung. (2019). *Zementestrich: WECO BIS - Ökologisches Baustoffinformationssystem*. <https://www.wecobis.de/bauproduktgruppen/moertel-estriche-pg/estriche-pg/zementestrich-pg.html>. (Zugriff am: 01.06.2025)
- [31] Bundesministerium der Justiz. (2020). *Gesetz zur Förderung der Kreislaufwirtschaft und Sicherung der umweltverträglichen Bewirtschaftung von Abfällen*. <https://www.gesetze-im-internet.de/krwg/index.html#BJNR021210012BJNE000201116>. (Zugriff am: 01.06.2025)
- [32] Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz, nukleare Sicherheit und Verbraucherschutz (Hrsg.). (2024). *Nationale Kreislaufwirtschaftsstrategie (NKWS)*. <https://www.bmuv.de/download/nationale-kreislaufwirtschaftsstrategie-nkws>. (Zugriff am: 01.06.2025)
- [33] Bundesministerium für Wirtschaft und Energie. (2021). *Abkommen von Paris*. <https://www.bmwi.de/Redaktion/DE/Artikel/Industrie/klimaschutz-abkommen-von-paris.html>. (Zugriff am: 01.06.2025)
- [34] Bundesministerium für Wirtschaft und Klimaschutz. (2020). *Sustainable Finance-Taxonomie*. <https://www.bmwi.de/Redaktion/DE/Schlaglichter-der-Wirtschaftspolitik/2020/09/kapitel-1-6-sustainable-finance-taxonomie.html>. (Zugriff am: 01.06.2025)
- [35] Bundesministerium für Wohnen, Stadtentwicklung und Bauwesen (Hrsg.). (2017). *Nutzungsdauern von Bauteilen - Informationsportal Nachhaltiges Bauen*. <https://www>

- .nachhaltigesbauen.de/austausch/nutzungsdauern-von-bauteilen/. (Zugriff am: 01.06.2025)
- [36] Bundesministerium für Wohnen, Stadtentwicklung und Bauwesen (Hrsg.). (2022). *Bündnis bezahlbarer Wohnraum stellt Maßnahmenpaket vor*. <https://www.bmwsb.bund.de/SharedDocs/pressemitteilungen/Webs/BMWSB/DE/2022/10/buendnis.html>. Berlin. (Zugriff am: 01.06.2025)
- [37] Bundesministerium für Wohnen, Stadtentwicklung und Bauwesen. (2023). *Informationsportal Qualitätssiegel Nachhaltiges Gebäude (QNG)*. <https://www.qng.info/>. (Zugriff am: 01.06.2025)
- [38] Bundestag. (2002). *Verordnung über Anforderungen an die Verwertung und Beseitigung von Altholz*. <https://www.gesetze-im-internet.de/altholzv/index.html>. (Zugriff am: 01.06.2025)
- [39] Bundestag. (2019). *Bundes-Klimaschutzgesetz (KSG)*. (BGBl. 2019) (Teil I Nr. 48)
- [40] Bundesverband Baustoffe - Steine und Erden e.V. (Hrsg.). (2023). *Mineralische Bauabfälle - Monitoring 2020: Bericht zum Aufkommen und zum Verbleib mineralischer Bauabfälle im Jahr 2020*. Berlin.
- [41] Bundesverband der Gipsindustrie e.V. (2022a). *EPD: Gipsplatte - Feuerschutz* (Nr. EPD-BVG-20210343-IBE1-DE). <https://epd-online.com/EmbeddedEpdList/Detail?id=15340>. (Zugriff am: 01.06.2025)
- [42] Bundesverband der Gipsindustrie e.V. (2022b). *EPD: Gipsputz* (Nr. EPD-BVG-20210317-IBE1-DE). <https://epd-online.com/EmbeddedEpdList/Detail?id=15237>. (Zugriff am: 01.06.2025)
- [43] Cabeza, L. F., Bai, Q., Bertoldi P., Kihila J.M., Lucena, A., Mata, É., ... Saheb, Y. (2023). Buildings. In P. R. Shukla et al. (Hrsg.), *Climate Change 2022 - Mitigation of Climate Change* (S. 953-1048). Cambridge University Press. doi: 10.1017/9781009157926.011
- [44] Cadorel, X. und Crawford, R. H. (2018). Life cycle analysis of Cross Laminated Timber in buildings: A review. In P. Rajagopalan (Hrsg.), *52nd International Conference of the Architectural Science Association 2018 - Engaging Architectural Science: Meeting the Challenges of Higher Density*. The Architectural Science Association and RMIT University.
- [45] Chen, Y. (2011). *Structural performance of box based Cross Laminated Timber system used in floor applications* (PhD thesis). Faculty of Forestry, University of British Columbia, Vancouver, B.C..
- [46] Chiniforush, A. A. (2018). *Serviceability of Steel-Timber Composite (STC) floors* (PhD thesis). School of Civil and Environmental Engineering, Faculty of Engineering, University of New South Wales, Sydney.

- [47] Chiniforush, A. A., Valipour, H. R., Bradford, M. A. und Akbarnezhad, A. (2019). Long-term behaviour of Steel-Timber Composite (STC) shear connections. *Engineering Structures*, 196. doi: 10.1016/j.engstruct.2019.109356
- [48] Clark, D. H. (2013). *What colour is your building? Measuring and reducing the energy and carbon footprint of buildings*. London: RIBA Publishing.
- [49] Current World Archaeology. (2013). World's oldest timber structures. *Current Publishing*, 9 (5). <https://www.world-archaeology.com/world/europe/germany/worlds-oldest-timber-structures/>. (Zugriff am: 01.06.2025)
- [50] Dechantsreiter, U., Horst, P., Mettke, A., Asmus, S., Schmidt, S., Knappe, F., ... Lau, J. J. (2015). *Instrumente zur Wiederverwendung von Bauteilen und hochwertigen Verwertung von Baustoffen*. Umweltbundesamt (Texte 93/2015).
- [51] Deilmann, C., Reichenbach, J., Krauß, N. und Gruhler, K. (2017). *Materialströme im Hochbau: Potenziale für eine Kreislaufwirtschaft* (Bd. 6; Bundesinstitut für Bau- Stadt- und Raumforschung im Bundesamt für Bauwesen und Raumordnung (BBR), Hrsg.). Bonn. http://www.bbsr.bund.de/BBSR/DE/Veroeffentlichungen/ZukunftBauenFP/2017/band-06-dl.pdf?__blob=publicationFile&v=2. (Zugriff am: 01.06.2025)
- [52] DERIX GmbH. (22.05.2023). *Nachhaltig bauen mit Holz*. <https://derix.de/nachhaltigkeit-im-holzbau/nachhaltig-bauen-mit-holz/>. (Zugriff am: 01.06.2025)
- [53] Deutsche Bauakademie. (1954). *Handbuch für Architekten*. Berlin: Verlag Technik.
- [54] Deutsche Gesellschaft für Nachhaltiges Bauen (Hrsg.). (2021). *Positionspapier Holzbau*. <https://www.dgnb.de/de/dgnb-richtig-nutzen/newsroom/stellungnahmen-und-positionspapiere>. (Zugriff am: 01.06.2025)
- [55] Deutsche Gesellschaft für Nachhaltiges Bauen (Hrsg.). (2023). *DGNB System: Kriterienkatalog Gebäude Neubau* (3. Aufl.). <https://www.dgnb.de/de/zertifizierung/gebaeude/neubau/version-2023>. (Zugriff am: 01.06.2025)
- [56] Deutsche Gesellschaft für Nachhaltiges Bauen (Hrsg.). (2024). *Der Gebäuderessourcenpass der DGNB*. <https://www.dgnb.de/de/nachhaltiges-bauen/zirkulaeres-bauen/gebaeuderessourcenpass#c2969>. (Zugriff am: 01.06.2025)
- [57] Deutsches Institut für Bautechnik. (2019). *Derix X-LAM. Massives plattenförmiges Holzbauelement zur Verwendung als tragendes Bauteil in Bauwerken* (Nr. 11/0189). DIBt.
- [58] Deutsches Institut für Bautechnik. (2022). *SFS VB Schrauben als Verbindungsmittel in Holz-Beton Verbundkonstruktionen* (Nr. 13/0699). DIBt.
- [59] Deutsches Institut für Normung e.V. (1991). *Holzbauwerke – Verbindungen mit mechanischen Verbindungsmitteln - Allgemeine Grundsätze für die Ermittlung der Tragfähigkeit und des Verformungsverhaltens* (Nr. 26891:1991-07). Berlin: Beuth Verlag GmbH.

- [60] Deutsches Institut für Normung e.V. (2000). *Bohrschrauben mit Blechschraubengewinde* (Nr. 10666:2000-02). Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [61] Deutsches Institut für Normung e.V. (2005). *Holzbauwerke – Prüfverfahren - Zyklische Prüfungen von Anschlüssen mit mechanischen Verbindungsmitteln* (Nr. 12512:2005-12). Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [62] Deutsches Institut für Normung e.V. (2010a). *Eurocode 0: Grundlagen der Tragwerksplanung* (Nr. 1990:2010-12). Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [63] Deutsches Institut für Normung e.V. (2010b). *Eurocode 1/Nationaler Anhang: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke - Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau* (Nr. 1991-1-1/NA:2010-12). Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [64] Deutsches Institut für Normung e.V. (2010c). *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall* (Nr. 1992-1-2:2010-12). Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [65] Deutsches Institut für Normung e.V. (2010d). *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-3: Allgemeine Regeln - Ergänzende Regeln für kaltgeformte Bauteile und Bleche;* (Nr. 1993-1-3:2010-12). Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [66] Deutsches Institut für Normung e.V. (2010e). *Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-1: Allgemeines - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau* (Nr. 1995-1-1:2010-12). Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [67] Deutsches Institut für Normung e.V. (2010f). *Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall* (Nr. 1995-1-1:2010-12). Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [68] Deutsches Institut für Normung e.V. (2010g). *Nachhaltigkeit von Bauwerken – Bewertung der Nachhaltigkeit von Gebäuden - Teil 1: Allgemeine Rahmenbedingungen* (Nr. 15643-1:2010-12). Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [69] Deutsches Institut für Normung e.V. (2011). *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau* (Nr. 1992-1-1:2011-01). Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [70] Deutsches Institut für Normung e.V. (2012). *Holzbauwerke – Bauholz für tragende Zwecke und Brettschichtholz - Bestimmung einiger physikalischer und mechanischer Eigenschaften* (Nr. 408:2012-10). Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [71] Deutsches Institut für Normung e.V. (2013). *Eurocode 2/Nationaler Anhang: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau* (Nr. 1992-1-1/NA:2013-04). Berlin: Beuth Verlag GmbH.

- [72] Deutsches Institut für Normung e.V. (2015). *Kontinuierlich schmelztauchveredelte Flachzeugnisse aus Stahl zum Kaltumformen – Technische Lieferbedingungen* (Nr. 10346:2015-10). Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [73] Deutsches Institut für Normung e.V. (2016). *Sechskant-Holzschrauben* (Nr. 571:2016-12). Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [74] Deutsches Institut für Normung e.V. (2018a). *Schallschutz im Hochbau – Teil 1: Mindestanforderungen* (Nr. 4109-1:2018-01). Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [75] Deutsches Institut für Normung e.V. (2018b). *Schallschutz im Hochbau – Teil 2: Rechnerische Nachweise der Erfüllung der Anforderungen* (Nr. 4109-2:2018-01). Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [76] Deutsches Institut für Normung e.V. (2019). *Treibhausgase – Carbon Footprint von Produkten - Anforderungen an und Leitlinien für Quantifizierung* (Nr. 14067:2019-02). Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [77] Deutsches Institut für Normung e.V. (2020). *Metallische Werkstoffe – Zugversuch - Teil 1: Prüfverfahren bei Raumtemperatur* (Nr. 6892-1:2020-06). Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [78] Deutsches Institut für Normung e.V. (2021a). *Entwurf – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Regeln - Regeln für Hochbauten, Brücken und Ingenieurbauwerke* (Nr. 1992-1-1:2021-10). Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [79] Deutsches Institut für Normung e.V. (2021b). *Holzbauwerke – Brettsper Holz - Anforderungen* (Nr. 16351:2021-06). Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [80] Deutsches Institut für Normung e.V. (2021c). *Umweltmanagement – Ökobilanz - Anforderungen und Anleitungen* (Nr. 14044:2021-02). Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [81] Deutsches Institut für Normung e.V. (2021d). *Umweltmanagement – Ökobilanz - Grundsätze und Rahmenbedingungen* (Nr. 14040:2021-02). Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [82] Deutsches Institut für Normung e.V. (2022a). *Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Berechnung von Holz-Beton-Verbundbauteilen - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau* (Nr. CEN/TS 19103:2022-02). Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [83] Deutsches Institut für Normung e.V. (2022b). *Nachhaltigkeit von Bauwerken – Umweltproduktdeklarationen - Grundregeln für die Produktkategorie Bauprodukte* (Nr. 15804:2022-03). Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [84] Deutsches Institut für Normung e.V. (2023a). *Entwurf – Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-1: Allgemeines - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau* (Nr. 1995-1-1:2023-10). Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [85] Deutsches Institut für Normung e.V. (2023b). *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 2: Beton* (Nr. 1045-2:2023-08). Berlin: Beuth Verlag GmbH.

- [86] Deutsches Institut für Normung e.V. (2023c). *Verfahren zur Erfassung von Bauprodukten als Grundlage für Bewertungen des Anschlussnutzungspotentials vor Abbruch- und Renovierungsarbeiten (Pre-Demolition-Audit)* (Nr. 91484:2023-09). Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [87] Deutsches Institut für Normung e.V. (2024a). *Entwurf – Eurocode 5/Nationaler Anhang: National festgelegte Parameter: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Berechnung von Holz-Beton-Verbundbauteilen - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau* (Nr. 19103/NA:2024-09). Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [88] Deutsches Institut für Normung e.V. (2024b). *Entwurf – Nachhaltigkeit von Bauwerken – Bewertung der Umweltleistung von Gebäuden - Methodik* (Nr. 15978:2024-05). Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [89] de Wit, M., Hoogzaad, J., Ramkumar, S., Friedl, H. und Douma, A. (2018). *The Circularity Gap Report: An analysis of the circular state of the global economy*. <https://circulareconomy.europa.eu/platform/en/knowledge/circularity-gap-report>. (Zugriff am: 01.06.2025)
- [90] de Wolf, C., Yang, F., Cox, D., Charlson, A., Hattan, A. S. und Ochsendorf, J. (2016). Material quantities and embodied carbon dioxide in structures. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Engineering Sustainability*, 169 (4), 150-161. doi: 10.1680/ensu.15.00033
- [91] DIN, DKE, VDI (Hrsg.). (2023). *Deutsche Normungsroadmap Circular Economy*. <https://www.din.de/de/forschung-und-innovation/themen/circular-economy/normungsroadmap-circular-economy>. (Zugriff am: 01.06.2025)
- [92] Dinkler, D. (2018). *Grundlagen der Baustatik: Modelle und Berechnungsmethoden für ebene Stabtragwerke* (5. Aufl.). Springer Fachmedien Wiesbaden GmbH.
- [93] Durlinger, B., Crossin, E. und Wong, J. P. C. (2013). *Life Cycle Assessment of a Cross Laminated Timber building* (Nr. PNA282-1112). <https://fwpa.com.au/report/life-cycle-assessment-of-a-cross-laminated-timber-building/>. (Zugriff am: 01.06.2025)
- [94] Emms, G., Chung, H., McGunnigle, K. und Dodd, G. (2006). Improving the impact insulation of light timber floors. In *Noise of progress*. Australian Acoustical Society. <https://hal.science/hal-01573582v1>. (Zugriff am: 01.06.2025)
- [95] Europäische Kommission (Hrsg.). (2019). *Der europäische Grüne Deal*. https://commission.europa.eu/publications/communication-european-green-deal_en. Brüssel. (Zugriff am: 01.06.2025)
- [96] Europäisches Parlament und Europäischer Rat. (2008). *Richtlinie 2008/98/EG über Abfälle und zur Aufhebung bestimmter Richtlinien (Abfallrahmenrichtlinie)*. <https://eur-lex.europa.eu/legal-content/DE/TXT/PDF/?uri=CELEX:32008L0098>. (Zugriff am: 01.06.2025)

- [97] European Association for Panels and Profiles. (2024). *EPD: Profiled sheets made of steel for roof, wall, deck and ceiling constructions* (Nr. EPD-PPA-20240129-CBG1-EN). <https://epd-online.com/EmbeddedEpdList/Detail?id=22159>. (Zugriff am: 01.06.2025)
- [98] Fachagentur Nachwachsende Rohstoffe e.V. (2021). *Marktanteil von Dämmstoffen aus nachwachsenden Rohstoffen steigt*. <https://www.bba-online.de/news/marktanteil-von-daemmstoffen-aus-nachwachsenden-rohstoffen-waechst/#slider-intro-1>. (Zugriff am: 01.06.2025)
- [99] Far, H. (2020). Flexural behavior of cold-formed Steel-Timber Composite flooring systems. *Journal of Structural Engineering*, 146 (5). doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002600
- [100] Fishedick, M., Roy, J., Abdel-Aziz, A., Acquaye, A., Allwood, J. M., Ceron, J.-P., . . . Sheinbaum C. & Tanaka, K. (2014). Industry. In *Climate Change 2014: Mitigation of Climate Change* (S. 739-810). Cambridge University Press. doi: 10.1017/CBO9781107415416.016
- [101] Fleischmann, M. (2005). *Numerische Berechnung von Holzkonstruktionen unter Verwendung eines realitätsnahen orthotropen elasto-plastischen Werkstoffmodells* (Dissertation). Fakultät für Bauingenieurwesen, Technische Universität Wien.
- [102] FMI Fachverband Mineralwolleindustrie e.V. (2023). *EPD: Mineralwolle-Dämmstoff im mittleren Rohdichtebereich* (Nr. EPD-FMI-20210017-IBG1-DE). <https://epd-online.com/EmbeddedEpdList/Detail?id=18267>. (Zugriff am: 01.06.2025)
- [103] Forster, P., Ramaswamy, V., Artaxo, P., Berntsen, T., Betts, R., Fahey, D. W., . . . Schulz, M. & Van Dorland, R. (2007). Changes in atmospheric constituents and in radiative forcing. In S. Solomon, D. Qin, M. Manning und Z. Chen (Hrsg.), *Climate Change 2007: The Physical Science Basis. Contribution of Working Group I to the Fourth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change*. Cambridge University Press.
- [104] Foschi, R. O. (1974). Load-slip characteristics of nails. *Wood Science and Technology*, 7 (1), 69-76.
- [105] Fouquet, M., Levasseur, A., Margni, M., Lebert, A., Lasvaux, S., Souyri, B., . . . Woloszyn, M. (2015). Methodological challenges and developments in LCA of low energy buildings: Application to biogenic carbon and global warming assessment. *Building and Environment*, 90, 51-59. doi: 10.1016/j.buildenv.2015.03.022
- [106] Fraunhofer-Institut für Holzforschung - Wilhelm-Klauditz-Institut (WKI), Verband der Deutschen Holzwerkstoffindustrie e. V. (2008). *Sperrholz: spezial*. https://informationsdienst-holz.de/fileadmin/Publikationen/3_Spezial/Spezial_Sperrholz_2008.pdf. (Zugriff am: 01.06.2025)
- [107] Furtmüller, T., Giger, B. und Adam, C. (2018). General shell section properties and failure model for cross-laminated timber obtained by numerical homogenization. *Engineering Structures*, 163, 77-92. doi: 10.1016/j.engstruct.2018.02.017

- [108] Gatheeshgar, P., Poologanathan, K., Gunalan, S., Nagaratnam, B., Tsavdaridis, K. D. und Ye, J. (2020). Structural behaviour of optimized cold-formed steel beams. *Steel Construction*, 13 (4), 294-304. doi: 10.1002/stco.201900024
- [109] Giaccu, G. F., Meloni, D., Valdès, M. und Fragiaco, M. (2017). Dynamic determination of the modulus of elasticity of maritime pine cross-laminated panels using vibration methods. In C. A. Brebbia (Hrsg.), *Sustainable Development and Planning IX* (S. 571-579). WIT Press, Southampton UK. doi: 10.2495/SDP170501
- [110] Gordon, J. E. (1988). *The science of structures and materials* (Bd. 23). New York: Scientific American Library.
- [111] Gross, D., Hauger, W., Schnell, W., Schröder, J. und Wall, W. A. (2006). *Technische Mechanik 1: Statik*. Springer-Verlag GmbH. doi: 10.1007/3-540-34092-0
- [112] Gross, D., Hauger, W., Schröder, J. und Wall, W. A. (2007). *Technische Mechanik 2: Elastostatik*. Springer-Verlag GmbH. doi: 10.1007/978-3-540-70763-9
- [113] Hafner, A. und Storck, M. (2023). Aufstockung versus Abriss und Neubau – Vergleich von ökologischen und ökonomischen Auswirkungen. In N. A. Fouad (Hrsg.), *Bauphysik-Kalender* (S. 245-258). John Wiley & Sons, Ltd. doi: 10.1002/9783433611289.ch8
- [114] Haidarali, M. R. und Nethercot, D. A. (2011). Finite element modelling of cold-formed steel beams under local buckling or combined local/distortional buckling. *Thin-Walled Structures*, 49 (12), 1554-1562. doi: 10.1016/j.tws.2011.08.003
- [115] Halstenberg, M. und Franßen, G. (2022). *Regelwerke des Normungs- und technischen Zulassungswesens anhand des Themenkomplexes Recyclingverfahren und Weiter-/Wiederverwendung von Bauprodukten und Baustoffen: Studie im Auftrag des Hauptverbands der Deutschen Bauindustrie e.V.* https://www.bauindustrie.de/fileadmin/bauindustrie.de/Media/Veroeffentlichungen/Wiederverwendung_Bauprodukte_Roadmap_Studie.pdf. (Zugriff am: 01.06.2025)
- [116] Hasik, V., Escott, E., Bates, R., Carlisle, S., Faircloth, B. und Bilec, M. M. (2019). Comparative whole-building life cycle assessment of renovation and new construction. *Building and Environment*, 161. doi: 10.1016/j.buildenv.2019.106218
- [117] Hassanieh, A. (2017). *Development of Steel-Timber Composite system for large scale construction* (PhD thesis). School of Civil and Environmental Engineering, Faculty of Engineering, University of New South Wales, Sydney.
- [118] Hassanieh, A., Valipour, H. R. und Bradford, M. A. (2016a). Experimental and analytical behaviour of Steel-Timber Composite connections. *Construction and Building Materials*, 118, 63-75. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2016.05.052
- [119] Hassanieh, A., Valipour, H. R. und Bradford, M. A. (2016b). Experimental and numerical study of Steel-Timber Composite (STC) beams. *Journal of Constructional Steel Research*, 122, 367-378. doi: 10.1016/j.jcsr.2016.04.005

- [120] Hassanieh, A., Valipour, H. R. und Bradford, M. A. (2016c). Load-slip behaviour of steel-Cross Laminated Timber (CLT) composite connections. *Journal of Constructional Steel Research*, 122, 110-121. doi: 10.1016/j.jcsr.2016.03.008
- [121] Hassanieh, A., Valipour, H. R. und Bradford, M. A. (2017). Composite connections between CLT slab and steel beam: Experiments and empirical models. *Journal of Constructional Steel Research*, 138, 823-836. doi: 10.1016/j.jcsr.2017.09.002
- [122] Hassanieh, A., Valipour, H. R., Bradford, M. A. und Sandhaas, C. (2017). Modelling of Steel-Timber Composite connections: Validation of finite element model and parametric study. *Engineering Structures*, 138, 35-49. doi: 10.1016/j.engstruct.2017.02.016
- [123] Hawkins, W., Cooper, S., Allen, S., Roynon, J. und Ibell, T. (2021). Embodied carbon assessment using a dynamic climate model: Case-study comparison of a concrete, steel and timber building structure. *Structures*, 33 (3), 90-98. doi: 10.1016/j.istruc.2020.12.013
- [124] He, M., Sun, X. und Li, Z. (2018). Bending and compressive properties of cross-laminated timber (CLT) panels made from Canadian hemlock. *Construction and Building Materials*, 185, 175-183. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2018.07.072
- [125] Hebel, D. E., Heisel, F. und Webster, K. (2022). *Kreislaufgerechtes Bauen und Kreislaufwirtschaft*. Basel: Birkhäuser.
- [126] Heimeshoff, B. (1987). Zur Berechnung von Biegeträgern aus nachgiebig miteinander verbundenen Querschnittsteilen im Ingenieurholzbau. *Holz als Roh- und Werkstoff*, 45 (6), 237-241. doi: 10.1007/BF02616416
- [127] Heinisuo, M., Mela, K., Pajunen, S. und Malaska, M. (2019). New Steel-Timber Composite beam, Nordic System. *ce/papers*, 3 (5-6), 193-202. doi: 10.1002/cepa.1194
- [128] Hillebrandt, A., Riegler-Floors, P., Rosen, A. und Seggewies, J.-K. (2018). *Recycling Atlas: Gebäude als Materialressource* (1. Aufl.). München: Detail Business Information GmbH. doi: 10.11129/9783955534165
- [129] Hillebrandt, A., Riegler-Floors, P., Rosen, A. und Seggewies, J.-K. (2021). *Recycling Atlas: Gebäude als Materialressource* (2. korrigierte Aufl.). München: Detail Business Information GmbH. doi: 10.11129/9783955534165
- [130] Hillebrandt, A., Schwede, D. A. und Steretzeder, J. (2024). *Transformation zu einer zirkulären Bauwirtschaft als Beitrag zu einer nachhaltigen Entwicklung*. <https://www.umweltbundesamt.de/publikationen/transformation-zu-einer-zirkulaeren-bauwirtschaft>. (Zugriff am: 01.06.2025)
- [131] Himes, A. und Busby, G. (2020). Wood buildings as a climate solution. *Developments in the Built Environment*, 4. doi: 10.1016/j.dibe.2020.100030
- [132] Hoglmeier, K., Weber-Blaschke, G. und Richter, K. (2015). Evaluation of wood cascading. In *Sustainability Assessment of Renewables-Based Products* (S. 335-346). John Wiley & Sons, Ltd. doi: 10.1002/9781118933916.ch22

- [133] IEA. (2024). *World energy outlook 2024*. <https://www.iea.org/reports/world-energy-outlook-2024/>. Paris. (Zugriff am: 01.06.2025)
- [134] InformationsZentrum Beton GmbH. (2023a). *EPD: Beton der Druckfestigkeitsklasse C20/25* (Nr. EPD-IZB-20230420-IBA1-DE). <https://epd-online.com/EmbeddedEpdList/Detail?id=18915>. (Zugriff am: 01.06.2025)
- [135] InformationsZentrum Beton GmbH. (2023b). *EPD: Beton der Druckfestigkeitsklasse C30/37* (Nr. EPD-IZB-20230328-IBG1-DE). <https://epd-online.com/EmbeddedEpdList/Detail?id=17947>. (Zugriff am: 01.06.2025)
- [136] IPCC. (2023). Sections. In H. Lee und J. Romero (Hrsg.), *Climate Change 2023: Synthesis Report* (S. 35-115). Geneva, Switzerland. doi: 10.59327/IPCC/AR6-9789291691647
- [137] Izzi, M., Rinaldin, G., Fragiaco, M. und Polastri, A. (2016). Numerical modelling of steel-to-timber joints and connectors for CLT structures. In J. Eberhardsteiner, W. Winter, A. Fadai und M. Pöll (Hrsg.), *WCTE 2016 e-book* (S. 2000-2008). Wien: TU Verlag Wien.
- [138] Jacobs, R. P. W. M., Griffiths, M. H., Bright, P. E., Homer, J. B., van Oudenhoven, J. A. C. M. und Waller, J. (1988). *The greenhouse effect* (Nr. 88-001). Report Series HSE.
- [139] Jakobs, A. (2005). *Zur Berechnung von Brettlagenholz mit starrem und nachgiebigem Verbund unter plattenartiger Belastung mit besonderer Berücksichtigung des Rollschubes und der Drillweichheit* (Dissertation). Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen, Universität der Bundeswehr München.
- [140] Johansen, K. W. (1949). Theory of timber connections. *International Association of Bridge and Structural Engineers* (9), 249-262. doi: 10.5169/seals-9703
- [141] Karacabeyli, E. und Gagnon, S. (Hrsg.). (2019). *Canadian CLT Handbook: 2019 Edition: Volume 1* (Nr. SP-532E).
- [142] Karki, D., Al-Hunaity, S., Far, H. und Saleh, A. (2022). Composite connections between CFS beams and plywood panels for flooring systems: Testing and analysis. *Structures*, 40, 771-785. doi: 10.1016/j.istruc.2022.04.064
- [143] Karki, D., Far, H. und Saleh, A. (2021). Numerical studies into factors affecting structural behaviour of composite cold-formed steel and timber flooring systems. *Journal of Building Engineering*, 44. doi: 10.1016/j.jobbe.2021.102692
- [144] Khorsandnia, N., Valipour, H., Schänzlin, J. und Crews, K. (2016). Experimental investigations of deconstructable timber-concrete composite beams. *Journal of Structural Engineering*, 142 (12). doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001607
- [145] Kollmann, F. (1951). *Technologie des Holzes und der Holzwerkstoffe: Anatomie und Pathologie, Chemie, Physik Elastizität und Festigkeit* (2. aktualisierte und erw. Aufl.). Springer-Verlag GmbH. doi: 10.1007/978-3-642-49758-2

- [146] Krinitzki, C., Kaczorowski, M. und Hartz, C. (2023). *Zu konstruktionsbedingten Treibhausgasemissionen in der Tragwerksplanung am Beispiel ausgewählter Decken- und Wandkonstruktionen im Hochbau*. <https://ikbaunrw.de/kammer/gesellschaft/meldungen/Klimaschutz.php>. (Zugriff am: 01.06.2025)
- [147] Krinitzki, C., Kaczorowski, M. und Hartz, C. (2024). Zum globalen Erwärmungspotenzial (GWP) von zentrisch belasteten Stützen im Konstruktiven Ingenieurbau. *Bautechnik*, 101 (5). doi: 10.1002/bate.202300048
- [148] Kruse, K. und Venschott, D. (2001). *Eigenschaften und Einsatzpotenziale neuer Holzwerkstoffe im Bauwesen* (Nr. 2001/02). Hamburg: Bundesforschungsanstalt für Forst- und Holzwirtschaft und Universität Hamburg.
- [149] Kumpenza, C., Matz, P., Halbauer, P., Grabner, M., Steiner, G., Feist, F. und Müller, U. (2018). Measuring Poisson's ratio: Mechanical characterization of spruce wood by means of non-contact optical gauging techniques. *Wood Science and Technology*, 52 (6), 1451-1471. doi: 10.1007/s00226-018-1045-7
- [150] Kyvelou, P., Gardner, L. und Nethercot, D. A. (2015). Composite action between cold-formed steel beams and wood-based floorboards. *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, 15 (8). doi: 10.1142/S0219455415400295
- [151] Kyvelou, P., Gardner, L. und Nethercot, D. A. (2017). Testing and analysis of composite cold-formed steel and wood-based flooring systems. *Journal of Structural Engineering*, 143 (11). doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001885
- [152] Kyvelou, P., Gardner, L. und Nethercot, D. A. (2018). Finite element modelling of composite cold-formed steel flooring systems. *Engineering Structures*, 158, 28-42. doi: 10.1016/j.engstruct.2017.12.024
- [153] Kyvelou, P., Reynolds, T. P., Beckett, C. T. und Huang, Y. (2021). Experimental investigation on composite panels of cold-formed steel and timber. *Engineering Structures*, 247. doi: 10.1016/j.engstruct.2021.113186
- [154] Landesamt für Natur, Umwelt und Verbraucherschutz NRW. (2022). *Recycling von Gipsplatten*. https://www.lanuv.nrw.de/fileadmin/lanuvpubl/1_infoblaetter/12034.pdf. (Zugriff am: 01.06.2025)
- [155] Landesdirektion Sachsen (Hrsg.). (2023). *Typenprüfung JID 200-375-750: Anlage 34.4 zum Prüfbescheid Nr. T22-026*. <https://www.joriside.com/de-de/produktubersicht-joris-ide/unsere-produkte/tragschale/tragschale/jid-200-375-750--000000000000003927#specs>. (Zugriff am: 01.06.2025)
- [156] Li, Y., Shan, W., Huang, Z., Ge, B. und Wu, Y. (2008). Experimental study on mechanical behavior of profiled steel sheet-bamboo plywood composite slabs. *Journal of Building Structures*, 29 (1).

- [157] Loss, C. und Davison, B. (2017). Innovative composite steel-timber floors with prefabricated modular components. *Engineering Structures*, 132, 695-713. doi: 10.1016/j.engstruct.2016.11.062
- [158] Loss, C., Piazza, M. und Zandonini, R. (2015). Ultra-light and prefabricated composite steel-timber floors: Numerical-experimental research on the bending behaviour. *Structural* (199), 1-14. doi: 10.12917/Stru199.26
- [159] Loss, C., Piazza, M. und Zandonini, R. (2016). Connections for steel-timber hybrid prefabricated buildings. Part I: Experimental tests. *Construction and Building Materials*, 122, 781-795. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2015.12.002
- [160] Low Energy Transformation Initiative (Hrsg.). (2020). *Embodied Carbon Primer*. <https://www.leti.london/ecp>. (Zugriff am: 01.06.2025)
- [161] MacCracken, M. C. und Luther, F. M. (1985). *Detecting the climatic effects of increasing carbon dioxide* (Nr. 0235). doi: 10.2172/6264945
- [162] Mahdavifar, V., Barbosa, A. und Sinha, A. (2016). Nonlinear layerd modelling approach for Cross Laminated Timber panels subjected to out-of-plane loading. In A. Tadeu (Hrsg.), *41st IAHS World Congress on Housing, Sustainability and Innovation for the Future*. International Association for Housing Science.
- [163] Mahler, B., Idler, S., Nusser, T. und Gantner, J. (2019). *Energieaufwand für Gebäudekonzepte im gesamten Lebenszyklus*. Umweltbundesamt (Texte 132/2019).
- [164] Martínez-Martínez, J. E., Alonso-Martínez, M., Rabanal, F. P. Á. und Del Díaz, J. J. C. (2018). Finite Element Analysis of Composite Laminated Timber (CLT). *Proceedings*, 2 (23). doi: 10.3390/proceedings2231454
- [165] McDonough, W. und Braungart, M. (2002). *Cradle to Cradle: Remaking the way we make things* (1. Aufl.). New York, NY: North Point Press.
- [166] Meadows, D. H., Meadows, D. L. und Randers, J. (1992). *Beyond the limits: Global collapse or a sustainable future* (1. Aufl.). London: Earthscan Publications Limited.
- [167] Merryday, H., Potuzak, M., Roueche, D. und Sener, K. (2023). Experimental and numerical investigations on the usage of CLT panels to form Steel-Timber Composite floor systems. *13th World Conference on Timber Engineering 2023, WCTE 2023*, 3373–3381. doi: 10.52202/069179-0439
- [168] Mestek, P. (2011). *Punktgestützte Flächentragwerke aus Brettsperrholz (BSP) – Schubmessung unter Berücksichtigung von Schubverstärkungen* (Dissertation). Lehrstuhl für Holzbau und Baukonstruktion, Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen, Technische Universität München.
- [169] Möhler, K. (1956). *Über das Tragverhalten von Biegeträgern und Druckstäben mit zusammengesetzten Querschnitten und nachgiebigen Verbindungsmitteln* (Habilitation). Fakultät für Bauwesen, Universität Karlsruhe.

- [170] Müller, S. und Scheibstock, P. (2021). CO₂-Reduktion in der gebauten Umwelt – Von der Formulierung strategischer Leitlinien bis zur Planung und Umsetzung. *Bautechnik*, 98 (11), 887-895. doi: 10.1002/bate.202100083
- [171] Natterer, J. und Hoeft, M. (1987). *Zum Tragverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen. Forschungsbericht CERS* (Nr. 1345). Lausanne.
- [172] Navaratnam, S., Widdowfield Small, D., Gatheeshgar, P., Poologanathan, K., Thamboo, J., Higgins, C. und Mendis, P. (2021). Development of Cross Laminated Timber-cold-formed steel composite beam for floor system to sustainable modular building construction. *Structures*, 32, 681-690. doi: 10.1016/j.istruc.2021.03.051
- [173] Neuhoff, K., Ancygier, A., Ponsard, J.-P., Quirion, P., Sabio, N., Sartor, O., ... Schopp, A. (2015). Modernisierung und Innovation bei CO₂-intensiven Materialien: Lehren aus der Stahl- und Zementindustrie. *DIW Wochenbericht* (29/30), 667-677.
- [174] Niemz, P. und Sonderegger, W. U. (2017). *Holzphysik: Physik des Holzes und der Holzwerkstoffe*. München: Fachbuchverlag Leipzig im Carl Hanser Verlag.
- [175] Nisse, J. und Armbrecht, K. (2020). Nachhaltigkeitsaspekte unter der Lupe – Ökobilanzen im Gebäudevergleich. *Mauerwerk*, 24 (3), 118-123. doi: 10.1002/dama.202000007
- [176] Nocetti, M., Brancheriau, L., Bacher, M., Brunetti, M. und Crivellaro, A. (2013). Relationship between local and global modulus of elasticity in bending and its consequence on structural timber grading. *European Journal of Wood and Wood Products*, 71 (3), 297-308. doi: 10.1007/s00107-013-0682-7
- [177] Nop, P., Cristini, V., Zlamal, J., Vand, M. H., Seda, V. und Tippner, J. (2023). Dynamic properties of wood obtained by Frequency Resonance Technique and Dynamic Mechanical Analysis. *Wood and Fiber Science*, 55 (2), 131-142. doi: 10.22382/wfs-2023-12
- [178] Odenbreit, C., Romero, A., Ahmad, A. und Bogdan, T. (2024). Stahl-Holz-Verbundträger – Erste Bemessungsansätze. *Stahlbau*, 93 (9), 597-607. doi: 10.1002/stab.202400037
- [179] Odenweller, A. und Ueckerdt, F. (2025). The green hydrogen ambition and implementation gap. *Nature Energy*. doi: 10.1038/s41560-024-01684-7
- [180] Peñaloza, D., Erlandsson, M. und Falk, A. (2016). Exploring the climate impact effects of increased use of bio-based materials in buildings. *Construction and Building Materials*, 125, 219-226. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2016.08.041
- [181] Pierobon, F., Huang, M., Simonen, K. und Ganguly, I. (2019). Environmental benefits of using hybrid CLT structure in midrise non-residential construction: An LCA based comparative case study in the U.S. Pacific Northwest. *Journal of Building Engineering*, 26. doi: 10.1016/j.jobbe.2019.100862
- [182] Pomberger, R. (2021). Über theoretische und reale Recyclingfähigkeit. *Österreichische Wasser- und Abfallwirtschaft*, 73, 24-35. doi: 10.1007/s00506-020-00721-5

- [183] Prof. Rutz Communications GmbH. (2015). *Gips-Recycling – Ein ernüchternder Einblick*. <http://naturgips-im-harz.de/gips-recycling-ein-ernuechternder-einblick/>. (Zugriff am: 01.06.2025)
- [184] Rackham, J. W., Couchman, G. H. und Hicks, S. J. (2009). *Composite slabs and beams using steel decking: Best practice for design and construction* (Nr. 13; SCI P300). The Metal Cladding & Roofing Manufacturers Association. doi: 10.13140/RG.2.2.15921.17767
- [185] Richard, R. M. und Abbott, B. J. (1975). Versatile elastic-plastic stress-strain formula. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 101 (4), 511-515. doi: 10.1061/JMCEA3.0002047
- [186] Rietz, A. und Wolf, T. (2020). *Nachhaltige Büro- und Verwaltungsgebäude: Bewertungssystem Nachhaltiges Bauen (BNB) des Bundes* (Bd. 17; Bundesinstitut für Bau-, Stadt- und Raumforschung (BBSR) im Bundesamt für Bauwesen und Raumordnung (BBR), Hrsg.). Bonn.
- [187] Ritchie, H. und Roser, M. (2020). *CO2 and greenhouse gas emissions*. <https://ourworldindata.org/emissions-by-sector>. (Zugriff am: 01.06.2025)
- [188] Robinson, G., Leonard, J. und Whittington, T. (2021). *Future of construction: A global forecast for construction to 2030*. Oxford Economics Ltd.
- [189] Röck, M., Saade, M. R. M., Balouktsi, M., Rasmussen, F. N., Birgisdottir, H., Frischknecht, R., ... Passer, A. (2020). Embodied GHG emissions of buildings – The hidden challenge for effective climate change mitigation. *Applied Energy*, 258. doi: 10.1016/j.apenergy.2019.114107
- [190] Romero, A. und Odenbreit, C. (2024). Experimental investigation on novel shear connections for demountable Steel-Timber Composite (STC) beams and flooring systems. *Engineering Structures*, 304. doi: 10.1016/j.engstruct.2024.117620
- [191] Rosen, A. (2023). Gebäuderessourcenpässe mit dem Urban Mining Index erstellen und bewerten. *nBau* (6/2023), 29-33.
- [192] Rug, W. (1994). Innovationen im Holzbau - Die Hetzerbauweise. *Bautechnik*, 71 (4), 213-219.
- [193] Sathre, R. und O'Connor, J. (2010). *A synthesis of research on wood products & greenhouse gas impacts* (2. Aufl.) (Nr. TR-19R). Vancouver, B.C.: FPInnovations.
- [194] Säynäjoki, A., Heinonen, J., Junnila, S. und Horvath, A. (2017). Can life-cycle assessment produce reliable policy guidelines in the building sector? *Environmental Research Letters*, 12 (1). doi: 10.1088/1748-9326/aa54ee
- [195] Schickhofer, G. (1994). *Starrer und nachgiebiger Verbund bei geschichteten, flächenhaften Holzstrukturen* (Dissertation). Fakultät für Bauingenieurwesen, Technischen Universität Graz.

- [196] Schiewerling, M. und Mähner, D. (2023). Bewertungsverfahren für rezykliergerichte Konstruktionsdetails. *nBau* (4/2023), 42-48.
- [197] Schiller, G., Lehmann, I., Gruhler, K., Hengersdorf, J., Lützkendorf, T., Mörmann, K., ... Reinhardt, J. (2022). *Kartierung des anthropogenen Lagers IV: Erarbeitung eines Gebäudepass- und Gebäudekatasterkonzepts zur regionalisierten Erfassung des Materialhaushaltes mit dem Ziel der Optimierung des Recyclings: Konzepte für Materialinventare und -kataster*. Umweltbundesamt (Texte 05/2022).
- [198] Schlegel, J. (2021). *Die Welt des Stahls* (1. Aufl.). Springer Fachmedien Wiesbaden GmbH. doi: 10.1007/978-3-658-33916-6
- [199] Schneider, U., Böck, M. und Mötzl, H. (2011). *Recyclingfähig konstruieren: gugler! build & print triple zero - Subprojekt 3*. <https://nachhaltigwirtschaften.at/de/hdz/projekte/gugler-build-print-triple-zero-subprojekt-3-recyclingfaehig-konstruieren.php>. (Zugriff am: 01.06.2025)
- [200] Sebera, V., Muszyński, L., Tippner, J., Noyel, M., Pisaneschi, T. und Sundberg, B. (2015). FE analysis of CLT panel subjected to torsion and verified by DIC. *Materials and Structures*, 48, 451-459. doi: 10.1617/s11527-013-0195-1
- [201] Skullestad, J. L., Bohne, R. A. und Lohne, J. (2016). High-rise timber buildings as a climate change mitigation measure – A comparative LCA of structural system alternatives. *Energy Procedia*, 96, 112-123. doi: 10.1016/j.egypro.2016.09.112
- [202] Smith, I., Asiz, A., Snow, M. und Chui, I. H. (2006). Possible Canadian/ISO approach to deriving design values from test data. In *International Council for Research and Innovation in Building and Construction, Working Commission W18 - Timber Structures*. (Meeting 39, Paper 17-1)
- [203] Spence, R. und Mulligan, H. (1995). Sustainable development and the construction industry. *Habitat International*, 19 (3), 279-292.
- [204] Sphera Solutions GmbH. (2023a). *EPD: Splitt 2/15 (getrocknet): Generischer Datensatz mit 10% Sicherheitszuschlag*. <https://oekobaudat.de/OEKOBAU.DAT/datasetdetail/process.xhtml?uuid=08dd6b43-d77b-48fe-8c97-c68294ed4f75&version=20.24.070>. (Zugriff am: 01.06.2025)
- [205] Sphera Solutions GmbH. (2023b). *EPD: Zementestrich: Generischer Datensatz mit 10% Sicherheitszuschlag*. <https://oekobaudat.de/OEKOBAU.DAT/datasetdetail/process.xhtml?uuid=86d919ee-8f30-4ca4-9b7e-717aecba6ac0&version=20.24.070>. (Zugriff am: 01.06.2025)
- [206] Stamm, K. und Witte, H. (1974). *Sandwichkonstruktionen* (Bd. 3). Springer Vienna. doi: 10.1007/978-3-7091-8334-2

- [207] Statista. (2024). *Struktur des Bauvolumens in Deutschland 2023*. <https://de.statista.com/statistik/daten/studie/202210/umfrage/struktur-des-bauvolumens-nach-nachfragebereichen-in-deutschland/>. (Zugriff am: 01.06.2025)
- [208] Statistisches Bundesamt (Hrsg.). (2023). *Nachhaltige Entwicklung in Deutschland: Indikatorenbericht 2022*.
- [209] Strübel, S., Sandhaas, C., Dietsch, P. und Blaß, H. J. (2023). *Schlussbericht zum Teilvorhaben 2: Effiziente Holz-Verbindungen mit sehr dünnen Stahlblechen des Verbundvorhabens Integrierte Holz-Stahl-Hybridelemente für Gewerbe- und Mehrgeschossbau*. Gülzow-Prüzen.
- [210] Stürzenbecher, R., de Borst, K. und Eberhardsteiner, J. (2010). Cross Laminated Timber: A multi-layer, shear compliant plate and its mechanical behavior. *11th World Conference on Timber Engineering 2010, WCTE 2010*, 423-432.
- [211] Thiel, A. und Schickhofer, G. (2010). CLTdesigner - A software tool for designing Cross Laminated Timber elements: 1D-plate-design. *11th World Conference on Timber Engineering 2010, WCTE 2010*, 1742-1747.
- [212] Thornton Tomasetti (Hrsg.). (2019). *Where is the embodied carbon?* <https://www.thorntontomasetti.com/capability/embodied-carbon>. (Zugriff am: 01.06.2025)
- [213] Thünen-Institut für Holzforschung. (2023). *EPD: Brettsper Holz (Durchschnitt DE)*. https://oekobaudat.de/OEKOBAU.DAT/datasetdetail/process.xhtml?uuid=8c4eb262-9ae6-4ace-8f3d-0b06f2007f3e&version=00.00.027&stock=0BD_2023_I&lang=de. (Zugriff am: 01.06.2025)
- [214] Umweltbundesamt. (2015). *Altholz: Stoffströme Altholzverwertung in Deutschland*. <https://www.umweltbundesamt.de/altholz#sekundarproduktion>. (Zugriff am: 01.06.2025)
- [215] Umweltbundesamt. (2019). *Mineralwolle: Factsheet FKZ 3716 35 3230*. https://www.umweltbundesamt.de/sites/default/files/medien/3521/dokumente/factsheet_mineralwolle_fi_barrierefrei.pdf. (Zugriff am: 01.06.2025)
- [216] United Nations. (1992). *Rio-Erklärung über Umwelt und Entwicklung*. <https://www.un.org/Depts/german/de/konferenzen.html>. Rio de Janeiro. (Zugriff am: 01.06.2025)
- [217] United Nations Environment Programme. (2025). *Global Status Report for buildings and construction 2024/25: Not just another brick in the wall*. Nairobi.
- [218] van de Kuilen, J.-W., Khaloian, A., Westermayr, M., Yu, T., Abdelrahman, M., Marburg, S. und Chocholaty, B. (2023). *Schlussbericht zum Vorhaben: Integrierte Holz-Stahl-Hybridelemente für Gewerbe- und Mehrgeschossbau (HS-Hybrid)*. Gülzow-Prüzen.
- [219] Vella, N., Gardner, L. und Buhagiar, S. (2020). Experimental analysis of cold-formed steel-to-timber connections with inclined screws. *Structures*, 24, 890-904. doi: 10.1016/j.istruc.2020.02.009

- [220] Verein Deutscher Zementwerke e.V. (2020). *Dekarbonisierung von Zement und Beton – Minderungspfade und Handlungsstrategien*.
- [221] Verein zur Förderung der Nachhaltigkeit im Wohnungsbau e.V. (Hrsg.). (2024). *Qualitätssiegel Nachhaltiger Wohnungsbau – Neubau: Version 4.0*. https://www.nawoh.de/uploads/pdf/Steckbriefsatz_NaWoh_4.0-QNG_240905.pdf. (Zugriff am: 01.06.2025)
- [222] Vogdt, F. U., Schenk, A. und Koc, A. (2019). *Urban Mining: Leitfaden zur Vermeidung nicht recyclingfähiger Bauabfälle bei künftigen kommunalen Hochbauvorhaben*. Stuttgart: Fraunhofer IRB Verlag. F 3108.
- [223] Wallner-Novak, M., Pock, K. und Koppelhuber, J. (2013). *Brettsperrholz Bemessung: Grundlagen für Statik und Konstruktion nach Eurocode* (1. Aufl.). ProHolz Austria.
- [224] Wang, C.-L., Lyu, J., Zhao, J. und Yang, H. (2020). Experimental investigation of the shear characteristics of steel-to-timber composite joints with inclined self-tapping screws. *Engineering Structures*, 215. doi: 10.1016/j.engstruct.2020.110683
- [225] Werkle, H. (2008). *Finite Elemente in der Baustatik: Statik und Dynamik der Stab- und Flächentragwerke* (3. aktualisierte und erw. Aufl.). Wiesbaden: Vieweg.
- [226] Wild, P., Kustermann, A. und Stengel, T. (2024). Beton mit 100 % rezyklierter Gesteinskörnung – Erfahrungsbericht zu acht Praxisprojekten. *Beton- und Stahlbetonbau*, 119 (10), 722-734. doi: 10.1002/best.202400049
- [227] Winter, K., Maderebner, R. und Dietsch, P. (2023). A new approach to determine and evaluate the Poisson's ratio of wood. *13th World Conference on Timber Engineering 2023, WCTE 2023*, 366-375. doi: 10.52202/069179-0050
- [228] Winter, S., Hamm, P. und Richter, A. (2010). *Schwingungs- und Dämpfungsverhalten von Holz- und Holz-Beton- Verbunddecken: Schlussbericht: Forschungsvorhaben gefördert aus den Haushaltsmitteln des BMWA über die AiF*.
- [229] Wolf, T., Untergutsch, A., Wensing, C., Mittelbach, H., Lu-Pagenkopf, F., Kellenberger, D. und Kubowitz, P. (2020). *Potenziale von Bauen mit Holz: Erweiterung der Datengrundlage zur Verfügbarkeit von Holz als Baustoff zum Einsatz im Holzbau sowie vergleichende Ökobilanzierung von Häusern in Massiv- und Holzbauweise*. Umweltbundesamt (Texte 192/2020).
- [230] World Commission on Environment and Development. (1987). *Our common future*. <https://digitallibrary.un.org/record/139811>. (Zugriff am: 01.06.2025)
- [231] Yang, R., Li, H., Lorenzo, R., Ashraf, M., Sun, Y. und Yuan, Q. (2020). Mechanical behaviour of Steel-Timber Composite shear connections. *Construction and Building Materials*, 258. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2020.119605
- [232] Zhang, H. und Ling, Z. (2022). Finite Element Modeling on shear performance of grouted stud connectors for Steel-Timber Composite beams. *Materials*, 15 (3). doi: 10.3390/ma15031196

- [233] Zhao, Y., Yuan, Y., Wang, C.-L., Zheng, J. und Zhou, Y. (2022). Experimental study on shear performance of steel-timber screw connectors with grout pockets. *Engineering Structures*, 266. doi: 10.1016/J.ENGSTRUCT.2022.114535
- [234] Zhou, X., Shi, Y., Xu, L., Yao, X. und Wang, W. (2019). A simplified method to evaluate the flexural capacity of lightweight cold-formed steel floor system with oriented strand board subfloor. *Thin-Walled Structures*, 134, 40-51. doi: 10.1016/j.tws.2018.09.006
- [235] Zhu, J. (2024a). Das Gamma-Verfahren zur Berechnung nachgiebig verbundener Biegeträger: Allgemeine Methode. *Bautechnik*, 101 (1), 40-51. doi: 10.1002/bate.202300015
- [236] Zhu, J. (2024b). Das Gamma-Verfahren zur Berechnung nachgiebig verbundener Biegeträger aus beliebig vielen Einzelquerschnitten: Doppelsymmetrische Querschnitte. *Bautechnik*, 101 (1), 52-61. doi: 10.1002/bate.202300016
- [237] Zimmer, S. und Augustin, M. (2016). Timber-Steel-Composite - A possibility for hybrid structures of long span timber floors. In J. Eberhardsteiner, W. Winter, A. Fadaei und M. Pöll (Hrsg.), *WCTE 2016 e-book* (S. 4309-4319). Wien: TU Verlag Wien.
- [238] Zitterl, T. und Bauer, P. (2024). Ökobilanzen von Baustoffen für Tragwerke in Abhängigkeit von den Bewertungssystemen im DACH-Raum. *Bautechnik*, 101 (6), 368-380. doi: 10.1002/bate.202300124

Abbildungsverzeichnis

1.1	Entwicklung der globalen Erderwärmung seit 1850 [136]	1
1.2	THG-Pfade mit prognostizierter Erderwärmung [136]	1
1.3	Hierarchie der Dekarbonisierungspotenziale gemäß [7] und Umsetzungsstrategien	2
1.4	Lebenszyklus eines Bauwerkes [90] in Anlehnung an [48]	2
2.1	Übersicht typischer Deckenkonstruktionen in Anlehnung an [1]	6
2.2	Verbundsystem und Probekörper mit Bambussperrholzplatten [156]	6
2.3	Verbundsystem mit Doppel-T-Profil und Brettsperrholzplatte [8]	7
2.4	Verbundsystem mit C-Profilen und Holzspanplatte [150]	7
2.5	Verbundsystem und Probekörper mit Z-Profilen und Brettsperrholzplatte [157]	7
2.6	Verbundsystem und Probekörper mit Walzprofil und Brettsperrholzplatte [117]	7
2.7	Verbundsystem <i>Nordic System</i> [127]	8
2.8	Verbundsystem mit C-Profil und Brettsperrholzplatte [172]	8
2.9	Verbundsysteme mit Trapezblechen und einseitiger bzw. beidseitiger OSB- Bepankung [153]	8
2.10	Verbundsystem und Probekörper aus Holz-Stahl-Hybridelementen [209, 218] .	9
2.11	Makrostruktur von Nadelholz [101] gemäß [145]	10
2.12	Klassifizierung von Holzwerkstoffen nach [174] und erweitert gemäß [106] . . .	11
2.13	Schematischer Aufbau und Foto einer dreilagigen Brettsperrholzplatte	11
2.14	Schematischer Biegespannungsverlauf über die Höhe einer dreilagigen BSP-Platte	12
2.15	Klassifizierung metallischer Werkstoffe nach [198]	13
2.16	Stahltrapezprofil 205-375 in Negativlage	14
2.17	Qualitative lineare Spannungsverteilung in Abhängigkeit der Verbundwirkung	16
2.18	Auszugsweise Übersicht der untersuchten Stahl-Holz-Verbindungen [159]	17
2.19	Lineare und zirkuläre Rohstoffverwendung [160]	23
3.1	Schematischer Querschnitt der Stahl-Holz-Verbunddecke	27
3.2	Mögliche Auflagersituationen der Stahl-Holz-Verbunddecke	28
3.3	Möglicher Deckenaufbau der Stahl-Holz-Verbunddecke	28
3.4	Lebenszyklusphasen und Baustoffkreislauf	29
4.1	Schematischer Aufbau der Stahlzugversuche und Probekörper im Versuchsstand	33
4.2	σ - ε -Diagramm der Stahlzugversuche	34
4.3	Stahlzugprobekörper nach Versuchsende	35
4.4	Schematischer Aufbau der BSP-Biegeversuche und Probekörper im Versuchsstand	36
4.5	Kraft-Verformungs-Diagramm der BSP-Versuche	37
4.6	Kraft-Maschinenweg-Diagramm der BSP-Versuche	37
4.7	Schematischer Aufbau der Abscherversuche mit symmetrischem Probekörper .	39
4.8	Unterlegkeil mit 45° Neigung	40

4.9	Untersuchte Verbindungsmittel im Rahmen der Abscherversuche	41
4.10	Probekörper im Versuchsstand und Positionierung der Wegaufnehmer	43
4.11	Belastungsverfahren und idealisierte Last-Verschiebungskurve nach [59]	43
4.12	K-V-Diagramm der Versuchsreihe S-HS10-90	45
4.13	Lastabtrag der Verbundfuge in Abhängigkeit der Schraubenneigung	46
4.14	K-V-Diagramm der Versuchsreihe S-HS12-90	48
4.15	K-V-Diagramm der Versuchsreihe S-BS6,3-90	49
4.16	K-V-Diagramm der Versuchsreihe S-HS10-45, $L_S = 80$ mm	50
4.17	Vergleich der Ausgangszustände für S-HS10-90 und S-HS10-45	51
4.18	K-V-Diagramm der Versuchsreihe S-HS10-45A, $L_S = 50$ mm	51
4.19	Theoretische Versagensmechanismen der untersuchten Stahl-Holz-Verbindungen	52
4.20	Lochleibung der BSP-Platte für die untersuchten Versuchsreihen	53
4.21	Lokale Blechbiegung des STP für die untersuchten Versuchsreihen	54
4.22	Versagensmechanismen der Versuchsreihe S-HS10-45, $L_S = 80$ mm	54
4.23	K-V-Beziehungen aller untersuchten Stahl-Holz-Verbindungen	55
4.24	Streuung des Anfangs-Verschiebungsmoduls der Versuchsreihen	56
4.25	Streuung des Verschiebungsmoduls der Versuchsreihen	56
4.26	Schematischer Aufbau der 4-Punkt-Biegeversuche – Lagerung auf STP	58
4.27	Untersuchte Auflagersituationen im Rahmen der Biegeversuche	59
4.28	Übersicht des Versuchsstandes mit Probekörper und Messtechnik	60
4.29	Positionierung der Wegaufnehmer und applizierten Dehnmessstreifen	61
4.30	Instrumentierung der Probekörper mit Wegaufnehmern und Dehnmessstreifen	61
4.31	Auflagersituation und lokales Versagen des Vorversuches B-HS10-90-01	62
4.32	Auflagersituation und lokales Versagen des Vorversuches B-HS10-90-01H	62
4.33	K-V-Diagramm der Vorversuche	63
4.34	Verteilung der Längsspannungen σ [N/mm ²] über die Plattenbreite in Feldmitte	63
4.35	K-V-Diagramm der Versuche mit Holzschrauben $\varnothing 10$ mm	64
4.36	Qualitativer Biegemomentenverlauf des 4-Punkt-Biegeversuches	65
4.37	Spannungsverlauf im SHV-Querschnitt [N/mm ²] und Durchbiegung w [mm] in Feldmitte für ausgewählte Lastniveaus – Versuche mit Holzschrauben $\varnothing 10$ mm	66
4.38	Auflagersituation, Ausgangs- und Endzustand für B-HS10-90-02	67
4.39	Auflagersituation, Ausgangs- und Endzustand für B-HS10-90-03H	67
4.40	K-V-Diagramm der Versuche mit Holzschrauben $\varnothing 12$ mm	67
4.41	Spannungsverlauf im SHV-Querschnitt [N/mm ²] und Durchbiegung w [mm] in Feldmitte für ausgewählte Lastniveaus – Versuche mit Holzschrauben $\varnothing 12$ mm	68
4.42	Auflagersituation, Ausgangs- und Endzustand für B-HS12-90-01H	68
4.43	K-V-Diagramm aller durchgeführten Biegeversuche	69
4.44	Beziehung der Dehnungsrichtungen	70
4.45	Hauptspannungen und deren Richtungen im Sechstelpunkt für $F = 20$ kN	70
4.46	Parameter der dreilagigen BSP-Platte	72
4.47	Parameter des STP	73
4.48	Geometrische Zusammenhänge des Stahl-Holz-Verbundquerschnittes	74
4.49	Vergleich der experimentellen und analytischen Durchbiegungen	75

4.50	Analytische Biegesteifigkeiten verschiedener Verbundwirkungen	76
4.51	Qualitativer Spannungsverlauf verschiedener Verbundwirkungen	76
4.52	Schematischer Spannungsverlauf des SHV-Querschnittes	77
4.53	Spannungsverlauf im SHV-Querschnitt [N/mm^2] und Durchbiegung w [mm] in Feldmitte für ausgewählte Lastniveaus – analytische Näherung	77
4.54	Vergleich der experimentell und analytisch ermittelten Spannungen	78
4.55	Spannungsvergleich auf Basis einer angepassten Verbundsteifigkeit	78
5.1	Makro-, Meso- und Mikromodellierung von Brettsperrholz	79
5.2	Gegenüberstellung der Durchbiegungen und Längsspannungen der BSP-Platte für unterschiedliche Berechnungsmethoden	82
5.3	Elementtypen der gewählten Modellierungsstrategie	83
5.4	K-V-Beziehungen sowie Parameter nach (5.1) und (5.2) gemäß S-HS10-90-01 .	84
5.5	Gegenüberstellung der analytisch ermittelten K-V-Beziehungen mit den Versuchs- reihen S-HS10-90 und S-HS12-90	84
5.6	Vergleich der Federsteifigkeiten $K_{x,F}$ gemäß k_s und FOSCHI mit den Versuchs- reihen S-HS10-90 und S-HS12-90	85
5.7	Implementierte Federsteifigkeit $K_{z,F}$ gemäß analytischem Ausziehwiderstand .	86
5.8	Vergleich der technischen und wahren Spannung für S03	87
5.9	Implementierte multilineare Verfestigung für das Stahltrapezprofil	87
5.10	Modellierung der beiden Auflagersituationen (Festlagerseite)	88
5.11	Finite-Elemente-Modelle für die aufgestellte Lagerung auf dem STP	88
5.12	Sensitivität der Durchbiegungen in Abhängigkeit der relativen Netzfeinheit . .	89
5.13	Sensitivität der Spannungen in Abhängigkeit der relativen Netzfeinheit	89
5.14	Einfluss der Modellierung der Verbundfuge auf die Durchbiegung in Feldmitte	90
5.15	Einfluss der Querkontraktionszahlen der BSP-Platte auf w und σ in Feldmitte	91
5.16	Vergleich der experimentellen und numerischen Durchbiegungen – B-HS10-90 .	91
5.17	Plastifizierte Bereiche des STP bei $F = 50 \text{ kN}$ – B-HS10-90	92
5.18	Belasteter Probekörper und numerische Verformungsplots – B-HS10-90	92
5.19	Vergleich der experimentellen und numerischen Spannungen – B-HS10-90 . . .	93
5.20	Spannungsverlauf über die Höhe der BSP-Platte – B-HS10-90	93
5.21	Numerische Längsspannungen [N/mm^2] in der BSP-Platte – B-HS10-90	94
5.22	Hauptspannungsverlauf des SHV-Querschnittes für $F = 20 \text{ kN}$ – B-HS10-90 . .	95
5.23	Vergleich der experimentellen und numerischen Hauptzugspannungen, Haupt- druckspannungen sowie der zugehörigen Richtungen im Sechstelpunkt für $F = 20 \text{ kN}$ – B-HS10-90	96
5.24	Federkräfte F_x und F_z je Schraubenreihe für $F = 20 \text{ kN}$ – B-HS10-90	97
5.25	Vergleich der experimentellen und numerischen Durchbiegungen – B-HS12-90 .	97
5.26	Vergleich der experimentellen und numerischen Durchbiegungen – B-HS10-90H	98
5.27	Belasteter Probekörper und numerische Verformungsplots – B-HS10-90H . . .	99
5.28	Vergleich der experimentellen und numerischen Spannungen – B-HS10-90H . .	100
5.29	Spannungsverlauf über die Höhe der BSP-Platte – B-HS10-90H	100
5.30	Hauptspannungsverlauf des SHV-Querschnittes für $F = 20 \text{ kN}$ – B-HS10-90H .	101

5.31	Vergleich der experimentellen und numerischen Hauptzugspannungen, Hauptdruckspannungen sowie der zugehörigen Richtungen im Sechstelpunkt für $F = 20 \text{ kN}$ – B-HS10-90H	102
5.32	Federkräfte F_x und F_z je Schraubenreihe für $F = 20 \text{ kN}$ – B-HS10-90H	102
5.33	Vergleich der experimentellen und numerischen Durchbiegungen – B-HS12-90H	103
5.34	Vergleich der experimentellen und numerischen Spannungen – B-HS12-90H	104
5.35	Einfluss der Verbundsteifigkeit auf die Durchbiegung	105
5.36	Einfluss der Verbundsteifigkeit auf die Biegesteifigkeit	105
5.37	Numerische Eigenfrequenzen infolge Konstruktionseigengewicht – B-HS10-90	106
5.38	Parameterstudie I: Einfluss von b_{quer} auf w und σ – $L = 5,0 \text{ m}$, $L = 6,0 \text{ m}$ und $L = 7,0 \text{ m}$	109
5.39	w und η für Konfigurationen aus Tabelle 5.8 – $L = 5,0 \text{ m}$, $L = 6,0 \text{ m}$ und $L = 7,0 \text{ m}$	113
5.40	Verwendete Konfigurationen mit dem geringsten Flächengewicht	114
5.41	Beteiligung der BSP-Platte und des STP an dem Flächengewicht	114
5.42	Vergleich der analytisch und numerisch ermittelten Durchbiegungen	115
5.43	Vergleich der analytisch und numerisch ermittelten Spannungen – $L = 5,0 \text{ m}$ und $L = 7,0 \text{ m}$	115
5.44	Vergleich der experimentellen und numerischen Durchbiegungen für beide Auflagersituationen – B-HS10-90 und B-HS10-90H	116
6.1	Untersuchte Decken und geometrische Randbedingungen	119
6.2	Deckenhöhen h [cm] und Flächengewichte m [kg/m^2] für die untersuchten Spannweiten	124
6.3	Zusammensetzung der Flächengewichte – $L = 5,0 \text{ m}$	125
6.4	Normierter Vergleich des Ressourceneinsatzes für A1-A3, C3-C4 – $L = 5,0 \text{ m}$	126
6.5	Normierter Vergleich der Output-Flüsse für A1-A3, C3-C4 – $L = 5,0 \text{ m}$	126
6.6	Total erneuerbare Primärenergie	127
6.7	Total nicht erneuerbare Primärenergie	127
6.8	Erneuerbare und nicht erneuerbare Sekundärbrennstoffe	128
6.9	Nettoeinsatz von Süßwasserressourcen	128
6.10	Deponierter gefährlicher Abfall	128
6.11	Radioaktiver Abfall	128
6.12	Deponierter nicht gefährlicher Abfall	129
6.13	Einsatz von Sekundärstoffen	129
6.14	Kumulierter Energiebedarf – $L = 5,0 \text{ m}$	130
6.15	Globales Erwärmungspotenzial der SHV-Decke – $L = 5,0 \text{ m}$	131
6.16	Vergleich des GWP _{tragend} der SHV-Konfigurationen – $L = 5,0 \text{ m}$	132
6.17	SHV-Konfigurationen mit $f_1 \geq 8,0 \text{ Hz}$ – $L = 5,0 \text{ m}$	132
6.18	Globales Erwärmungspotenzial der STB-Decke – $L = 5,0 \text{ m}$	133
6.19	Globales Erwärmungspotenzial der HBV-Decke – $L = 5,0 \text{ m}$	134
6.20	Globales Erwärmungspotenzial der BSP-Decke – $L = 5,0 \text{ m}$	134
6.21	Modulweiser Vergleich des GWP der betrachteten Decken – $L = 5,0 \text{ m}$	135
6.22	GWP in Abhängigkeit der untersuchten Spannweiten und deklarierten Potenziale	136

6.23	Normierter Vergleich der Umweltwirkungen für A1-A3, C3-C4 – $L = 5,0$ m . . .	137
6.24	Abbaupotenzial der stratosphärischen Ozonschicht	138
6.25	Bildungspotenzial für troposphärisches Ozon	138
6.26	Versauerungspotenzial	139
6.27	Eutrophierungspotenzial von Salzwasser	139
6.28	Eutrophierungspotenzial von Böden	139
6.29	Eutrophierungspotenzial von Süßwasser	139
6.30	Kumulierte Beteiligung der einzelnen Bauteilkomponenten an den ökobilan- ziellen Indikatoren für A1-A3, C3-C4 – $L = 5,0$ m	140
6.31	Massenbezogene Zusammensetzung der SHV- und STB-Decke – $L = 5,0$ m . .	142
6.32	Massenbezogene Zusammensetzung der HBV- und BSP-Decke – $L = 5,0$ m . .	143
6.33	Massenbezogene Demontagepotenziale in Abhängigkeit der Spannweite	144
6.34	Stoffströme [kg/m^2] und EPD-basierte Verwertungspotenziale – $L = 5,0$ m . . .	146
6.35	Massenbezogene Verwertungspotenziale der analysierten Szenarien – $L = 5,0$ m	149
6.36	Relative Streuung der Verwertungspotenziale unter Berücksichtigung der untersuchten Szenarien und Spannweiten	150
A.1	Geometrie der BSP-Platte für die BSP-Biegeversuche	191
A.2	Statisches System für die BSP-Biegeversuche	192
A.3	Querschnittswerte des STP gemäß SOFiSTiK	195
A.4	Statisches System einschließlich Momentenverlauf für Vergleichsberechnungen .	196
A.5	Statisches System für das Schubanalogieverfahren	198
A.6	K-V-Beziehungen sowie Parameter entsprechend der jeweiligen Abscherversuche	200
A.7	Vergleich der Federsteifigkeiten – B-HS12-90H	201
A.8	Numerische Umsetzung der studienspezifischen Parameter	202
A.9	Parameterstudie I: Einfluss von b_{quer} auf w und σ – $L = 4,5$ m, $L = 5,5$ m und $L = 6,5$ m	203
A.10	Parameterstudie II: Einfluss von b_{quer} auf w und σ für $L = \{4,5$ m – $5,0$ m $\}$. .	204
A.11	Parameterstudie II: Einfluss von b_{quer} auf w und σ für $L = \{5,5$ m – $7,0$ m $\}$. .	205
A.12	w und η für Konfigurationen aus Tabelle 5.8 – $L = 4,5$ m, $L = 5,5$ m, $L = 6,5$ m	206
A.13	Bemessungsspannung σ im GZT für $q_k = 2,7$ kN/m ² – $L = \{4,5$ m – $7,0$ m $\}$. .	207
A.14	w und σ für $q_k = 5,0$ kN/m ² für Konfigurationen aus Tabelle 5.8 – $L = \{4,5$ m – $6,0$ m $\}$	208
A.15	w und σ für $q_k = 5,0$ kN/m ² für Konfigurationen aus Tabelle 5.8 – $L = 6,5$ m und $L = 7,0$ m	209
A.16	Höhe h [mm] der Stahlbetonflachdecke für die untersuchten Spannweiten . . .	211
A.17	Bemessungsmomente m_{Ed} [kNm/m] der Stahlbetonflachdecke – $L = 5,0$ m . . .	211
A.18	Durchbiegung w [mm] und 1. Eigenform der Stahlbetonflachdecke – $L = 5,0$ m	211
A.19	Erforderliche Bewehrung [cm^2/m] für die Stahlbetonflachdecke – $L = 5,0$ m . .	212
A.20	Betondruckspannungen σ_c [N/mm^2] der Stahlbetonflachdecke – $L = 5,0$ m . . .	213
A.21	STB-Decke mit Ausbauschichten	214
A.22	Höhe h [mm] der Holz-Beton-Verbunddecken für die untersuchten Spannweiten	216
A.23	Höhe h [mm] der HBV-Decken für eine erhöhte Nutzlast von $q_k = 5,0$ kN/m ² .	217

A.24	HBV-Decke mit Ausbauschichten	218
A.25	Aufbau und Höhe h [mm] der BSP-Decke für die untersuchten Spannweiten . .	219
A.26	Numerisch ermittelte 1. Eigenformen und zugehörige Eigenfrequenzen der BSP- Decke für die untersuchten Spannweiten	221
A.27	BSP-Decke mit Ausbauschichten	223
A.28	SHV-Decke mit Ausbauschichten	224
A.29	Normierter Vergleich des Ressourceneinsatzes und der Output-Flüsse für A1-A3, C3-C4 – $L = \{4,5 \text{ m} - 5,5 \text{ m}\}$	225
A.30	Normierter Vergleich des Ressourceneinsatzes und der Output-Flüsse für A1-A3, C3-C4 – $L = \{6,0 \text{ m} - 7,0 \text{ m}\}$	226
A.31	Modulweiser Vergleich des GWP der betrachteten Decken – $L = 4,5 \text{ m}$	227
A.32	Modulweiser Vergleich des GWP der betrachteten Decken – $L = 5,0 \text{ m}$ (vgl. Kapitel 6.3.1, Bild 6.21)	227
A.33	Modulweiser Vergleich des GWP der betrachteten Decken – $L = 5,5 \text{ m}$	228
A.34	Modulweiser Vergleich des GWP der betrachteten Decken – $L = 6,0 \text{ m}$	228
A.35	Modulweiser Vergleich des GWP der betrachteten Decken – $L = 6,5 \text{ m}$	229
A.36	Modulweiser Vergleich des GWP der betrachteten Decken – $L = 7,0 \text{ m}$	229
A.37	Normierter Vergleich der Umweltwirkungen für A1-A3, C3-C4 – $L = \{4,5 \text{ m} - 7,0 \text{ m}\}$	230
B.1	Relativer Anteil der Module an den einzelnen Indikatoren – Betonstabstahl . .	240
B.2	Relativer Anteil der Module an den einzelnen Indikatoren – Brettsper Holz . .	241
B.3	Relativer Anteil der Module an den einzelnen Indikatoren – Gipskartonplatte .	242
B.4	Relativer Anteil der Module an den einzelnen Indikatoren – Gipsputz	243
B.5	Relativer Anteil der Module an den einzelnen Indikatoren – C20/25	244
B.6	Relativer Anteil der Module an den einzelnen Indikatoren – C30/37	245
B.7	Relativer Anteil der Module an den einzelnen Indikatoren – Mineralwolle . . .	246
B.8	Relativer Anteil der Module an den einzelnen Indikatoren – Splitt (getrocknet)	247
B.9	Relativer Anteil der Module an den einzelnen Indikatoren – Stahltrapezprofil .	248
B.10	Relativer Anteil der Module an den einzelnen Indikatoren – Zementestrich . .	249
C.1	Gemessene BSP-Dicke	251
C.2	Gemessener Fugenspalt außen	251
C.3	Eingebauter Probekörper	251
C.4	Gelenkige Lagerung	251
C.5	Installierte Seilwegaufnehmer	251
C.6	Verformter Zustand	251
C.7	BSP-Probekörper nach Versuchsende	252
C.8	Verbundene STP und aufgeweitete Löcher für die um 45° geneigten Schrauben	253
C.9	Vorbereiteter Probekörper mit Hilfsleisten zur Messung der Relativverschiebung	253
C.10	Verbindungsstellen mit Holzschrauben $\varnothing 10 \text{ mm}$ und $\varnothing 12 \text{ mm}$ sowie Blechbohr- schrauben $\varnothing 6,3 \text{ mm}$ nach Versuchsende	253
C.11	Applikation der Holz-DMS	254
C.12	Bohrungen für Auflagerschott	254

C.13 Eingesetztes Auflagerschott	254
C.14 Einbringen der Schrauben	254
C.15 Festziehen von der Mitte zum Rand	254
C.16 Probekörper seitlich vom Versuchsstand	254
C.17 Videotechnische Versuchsdokumentation	254
C.18 DMS-Auswertung während des Versuches	254

Tabellenverzeichnis

2.1	Anteil [%] der verschiedenen Qualitäten an der Nachhaltigkeitsbewertung	21
2.2	Module und Lebenszyklusphasen zur Bewertung der ökologischen Qualität gemäß DIN EN 15804 [83]	21
3.1	Derzeitige Verwertungsszenarien für die Materialien der SHV-Decke	31
4.1	Kennwerte aus den Stahlzugversuchen und initiale Querschnittsabmessungen	34
4.2	Kennwerte aus den BSP-Biegeversuchen	37
4.3	Versuchsprogramm der Abscherversuche	41
4.4	STP – Abmessungen sowie Materialkennwerte gemäß Kapitel 4.1.1	42
4.5	BSP – Abmessungen sowie Materialkennwerte gemäß Kapitel 4.1.2 und [57]	42
4.6	Kennwerte der Versuchsreihe S-HS10-90	46
4.7	Kennwerte der Versuchsreihe S-HS12-90	48
4.8	Kennwerte der Versuchsreihe S-BS6,3-90	49
4.9	Kennwerte der Versuchsreihe S-HS10-45, $L_S = 80$ mm	50
4.10	Kennwerte der Versuchsreihe S-HS10-45A, $L_S = 50$ mm	52
4.11	Vergleich der Maximalkraft je Schraube und der Verschiebungsmoduln	56
4.12	Versuchsprogramm der Biegeversuche	59
4.13	Ergebnisse der Versuche B-HS10-90-02, B-HS10-90-03 und B-HS10-90-03H	65
4.14	Ergebnisse der Versuche B-HS12-90-01 und B-HS12-90-01H	68
4.15	Querschnittswerte der dreilagigen BSP-Platte	72
4.16	Querschnittswerte des STP	73
4.17	Berechnungsparameter des SHV-Querschnittes	75
4.18	Gegenüberstellung der experimentellen und analytischen Biegesteifigkeiten	76
5.1	Gemittelte Eingangswerte für das 4-Parameter-Modell	84
5.2	Vergleich der experimentellen und numerischen Dehnungen – B-HS10-90	95
5.3	Vergleich der experimentellen und numerischen Dehnungen – B-HS10-90H	101
5.4	Rechnerische vertikale Eigenfrequenzen auf Basis der Federsteifigkeit k_s	106
5.5	Übersicht der durchgeführten Studien und zugehörigen Parameter	108
5.6	Vertikale Eigenfrequenzen f_1 [Hz] – Parameterstudie I	110
5.7	Relative Änderung [%] von f_1 und w_{GZG} infolge der Halbierung von a_V auf 100 mm gegenüber Parameterstudie I – Parameterstudie II	111
5.8	Vertikale Eigenfrequenzen f_1 [Hz] – Parameterstudien II, III und IV	112
6.1	Verwendete Umwelt-Produktdeklarationen und berücksichtigte Module	120
6.2	Untersuchte Indikatoren für den Ressourceneinsatz	121
6.3	Untersuchte Indikatoren für die Abfallkategorien und die Output-Flüsse	122
6.4	Untersuchte Indikatoren für die Umweltwirkungen	122
6.5	Technische und funktionale Anforderungen	123

6.6	Kumulation des Ressourceneinsatzes und der Output-Flüsse je $m^2 - L = 5,0 m$	126
6.7	Kumulation der Umweltwirkungen je $m^2 - L = 5,0 m$	137
6.8	Demontagepotenzial der SHV-Decke $- L = 5,0 m$	141
6.9	Demontagepotenzial der STB-Decke $- L = 5,0 m$	142
6.10	Demontagepotenzial der HBV-Decke $- L = 5,0 m$	143
6.11	Demontagepotenzial der BSP-Decke $- L = 5,0 m$	143
6.12	Wiederverwendungs- und Recyclingpotenzial der SHV-Decke	148
6.13	Zusammenstellung der umweltbezogenen Ergebnisse $- L = 5,0 m$	152
A.1	Querschnittswerte des linearisierten STP	195
A.2	Längsspannungen σ [N/mm ²] der BSP-Platte in Feldmitte	196
A.3	Durchbiegung w [mm] der BSP-Platte in Feldmitte	196
A.4	Querschnitts- und Steifigkeitswerte entsprechend dem TIMOSHENKO- und Schubanalogieverfahren	197
A.5	Versuchsspezifische Eingangswerte für das 4-Parameter-Modell	200
A.6	Hauptdehnungen, Hauptdehnungsrichtungen und Hauptspannungen für B-HS10-90-03	201
A.7	Hauptdehnungen, Hauptdehnungsrichtungen und Hauptspannungen für B-HS10-90-03H	201
A.8	Vertikale Eigenfrequenzen f_1 [Hz] – Parameterstudie II	204
A.9	Spannweitenabhängige Ergebnisse für die Stahlbetonflachdecke	210
A.10	Mengenermittlung für die Stahlbetonflachdecke je m^2 Deckenfläche	214
A.11	Spannweitenabhängige Ergebnisse für die Holz-Beton-Verbundflachdecke	215
A.12	Mengenermittlung für die HBV-Decke je m^2 Deckenfläche	218
A.13	Spannweitenabhängige Ergebnisse für die Brettsperrholzdecke	219
A.14	Grenzwerte für den Schwingungsnachweis je Einbaulage nach [228]	220
A.15	Mengenermittlung für die Brettsperrholzdecke je m^2 Deckenfläche	223
A.16	Mengenermittlung für die Stahl-Holz-Verbunddecke je m^2 Deckenfläche	224
A.17	Wiederverwendungs- und Recyclingpotenzial der STB-Decke	231
A.18	Wiederverwendungs- und Recyclingpotenzial der HBV-Decke	232
A.19	Wiederverwendungs- und Recyclingpotenzial der BSP-Decke	232
A.20	Zusammenstellung der umweltbezogenen Ergebnisse $- L = 4,5 m$	233
A.21	Zusammenstellung der umweltbezogenen Ergebnisse $- L = 5,0 m$ (vgl. Kapitel 6.5, Tabelle 6.13)	234
A.22	Zusammenstellung der umweltbezogenen Ergebnisse $- L = 5,5 m$	235
A.23	Zusammenstellung der umweltbezogenen Ergebnisse $- L = 6,0 m$	236
A.24	Zusammenstellung der umweltbezogenen Ergebnisse $- L = 6,5 m$	237
A.25	Zusammenstellung der umweltbezogenen Ergebnisse $- L = 7,0 m$	238
B.1	Ökobilanzierung von 1 t Betonstahl in Ringen und Betonstabstahl [14]	240
B.2	Ökobilanzierung von 1 m ³ Brettsperrholz [213]	241
B.3	Ökobilanzierung von 1 m ² Gipskartonplatte (Feuerschutz) [41]	242
B.4	Ökobilanzierung von 1 kg Gipsputz [42]	243
B.5	Ökobilanzierung von 1 m ³ Konstruktionsbeton C20/25 [134]	244

B.6	Ökobilanzierung von 1 m ³ Konstruktionsbeton C30/37 [135]	245
B.7	Ökobilanzierung von 1 m ³ Mineralwolle [102]	246
B.8	Ökobilanzierung von 1 kg Splitt (getrocknet) [204]	247
B.9	Ökobilanzierung von 1 m ² Stahltrapezprofil [97]	248
B.10	Ökobilanzierung von 1 kg Zementestrich [205]	249

Anhang A

Ergänzende Berechnungen und Auswertungen

A.1 Zu den experimentellen Untersuchungen der Stahl-Holz-Verbunddecke

A.1.1 BSP-Biegeversuche

Die Berechnung des Netto-Flächenträgheitsmomentes $I_{y,net}$ und des Netto-Widerstandsmomentes $W_{y,net}$ (unter Vernachlässigung des Anteils der Querlage) erfolgt entsprechend der Formeln (A.1) und (A.2) mit den Bezeichnungen gemäß Bild A.1.

$$\begin{aligned} I_{y,net} &= 2 \cdot \left(\frac{1}{12} \cdot b \cdot h_i^3 + b \cdot h_i \cdot a_i^2 \right) \quad \text{für } i = I \text{ und } i = III \\ &= 2 \cdot \left(\frac{1}{12} \cdot 500 \cdot 20^3 + 500 \cdot 20 \cdot 20^2 \right) = 8666667 \text{ mm}^4 \end{aligned} \quad (\text{A.1})$$

$$\begin{aligned} W_{y,net} &= \frac{I_{y,net}}{0,5 \cdot h_1} \\ &= \frac{8666667}{0,5 \cdot 60} = 288889 \text{ mm}^3 \end{aligned} \quad (\text{A.2})$$

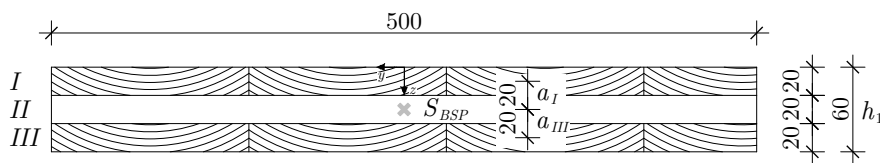


Bild A.1: Geometrie der BSP-Platte für die BSP-Biegeversuche

Herleitung der Biegelinie zur Überprüfung der Bestimmungsgleichung für den globalen Biege-Elastizitätsmodul von Brettsper Holz

Die Herleitung beruht auf entkoppelten Differentialgleichungen für einen Balken nach TIMOSHENKO unter Zuhilfenahme von [111, 112, 206], wodurch die Verformungsanteile aus Biegung und Schub am idealisierten Ersatzsystem (siehe Bild A.2) separat ermittelt werden können.

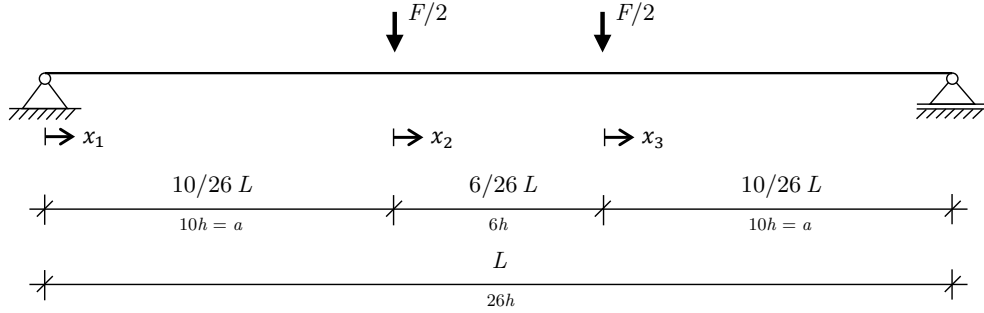


Bild A.2: Statisches System für die BSP-Biegeversuche

Die Biegeverformung w_B resultiert aus der zweifachen Integration des Momentenverlaufes $EIw_B'' = -M(x)$. Der Schubverformungsanteil w_S basiert auf der einfachen Integration des direkten Zusammenhanges zwischen dem Querkraftverlauf $Q(x)$ und der Schubsteifigkeit GA_s .

$$\text{Bereich 1: } \left\{ x_1 \in \mathbb{R} \mid 0 \leq x_1 \leq \frac{10}{26}L \right\}$$

$$EIw_B''(x_1) = -\frac{1}{2} \cdot F \cdot x_1 \quad (\text{A.3})$$

$$EIw_B'(x_1) = -\frac{1}{4} \cdot F \cdot x_1^2 + C_1 \quad (\text{A.4})$$

$$EIw_B(x_1) = -\frac{1}{12} \cdot F \cdot x_1^3 + C_1 \cdot x_1 + C_2 \quad (\text{A.5})$$

$$w_S'(x_1) = \frac{Q}{GA_s} = \frac{F}{2 \cdot GA_s} \quad (\text{A.6})$$

$$w_S(x_1) = \frac{F}{2 \cdot GA_s} \cdot x_1 + C_7 \quad (\text{A.7})$$

$$\text{Bereich 2: } \left\{ x_2 \in \mathbb{R} \mid 0 \leq x_2 \leq \frac{6}{26}L \right\}$$

$$EIw_B''(x_2) = -\frac{5}{26} \cdot FL \quad (\text{A.8})$$

$$EIw_B'(x_2) = -\frac{5}{26} \cdot FL \cdot x_2 + C_3 \quad (\text{A.9})$$

$$EIw_B(x_2) = -\frac{5}{52} \cdot FL \cdot x_2^2 + C_3 \cdot x_2 + C_4 \quad (\text{A.10})$$

$$w_S'(x_2) = 0 \quad (\text{A.11})$$

$$w_S(x_2) = C_8 \quad (\text{A.12})$$

$$\text{Bereich 3: } \left\{ x_3 \in \mathbb{R} \mid 0 \leq x_3 \leq \frac{10}{26}L \right\}$$

$$EIw_B''(x_3) = \frac{1}{2} \cdot F \cdot x_3 - \frac{5}{26} \cdot FL \quad (\text{A.13})$$

$$EIw_B'(x_3) = \frac{1}{4} \cdot F \cdot x_3^2 - \frac{5}{26} \cdot FL \cdot x_3 + C_5 \quad (\text{A.14})$$

$$EIw_B(x_3) = \frac{1}{12} \cdot F \cdot x_3^3 - \frac{5}{52} \cdot FL \cdot x_3^2 + C_5 \cdot x_3 + C_6 \quad (\text{A.15})$$

$$w_S'(x_3) = -\frac{F}{2 \cdot GA_s} \quad (\text{A.16})$$

$$w_S(x_3) = -\frac{F}{2 \cdot GA_s} \cdot x_3 + C_9 \quad (\text{A.17})$$

Die folgenden Randbedingungen an den Übergangsstellen und Auflagern dienen zur Ermittlung der neun Integrationskonstanten C_i :

$$EIw'_B(x_1 = \frac{10}{26} \cdot L) = EIw'_B(x_2 = 0) \quad \Leftrightarrow C_1 = \frac{40}{676} \cdot FL^2 \quad (\text{A.18})$$

$$EIw_B(x_1 = 0) = 0 \quad \Leftrightarrow C_2 = 0 \quad (\text{A.19})$$

$$EIw'_B(x_2 = \frac{3}{26} \cdot L) = 0 \quad \Leftrightarrow C_3 = \frac{15}{676} \cdot FL^2 \quad (\text{A.20})$$

$$EIw_B(x_2 = \frac{6}{26} \cdot L) = EIw_B(x_3 = 0) \quad \Leftrightarrow C_4 = C_6 \quad (\text{A.21})$$

$$EIw'_B(x_2 = \frac{6}{26} \cdot L) = EIw'_B(x_3 = 0) \quad \Leftrightarrow C_5 = -\frac{15}{676} \cdot FL^2 \quad (\text{A.22})$$

$$EIw_B(x_3 = \frac{10}{26} \cdot L) = 0 \quad \Leftrightarrow C_6 = \frac{475}{26364} \cdot FL^3 = C_4 \quad (\text{A.23})$$

$$w_S(x_1 = 0) = 0 \quad \Leftrightarrow C_7 = 0 \quad (\text{A.24})$$

$$w_S(x_1 = \frac{10}{26} \cdot L) = w_S(x_2 = 0) \quad \Leftrightarrow C_8 = \frac{5}{26} \cdot \frac{FL}{GA_s} \quad (\text{A.25})$$

$$w_S(x_3 = \frac{10}{26} \cdot L) = 0 \quad \Leftrightarrow C_9 = \frac{5}{26} \cdot \frac{FL}{GA_s} \quad (\text{A.26})$$

Infolgedessen ergeben sich die Gesamtbiegelinien aus der abschnittswisen Superposition der Biege- und Schubanteile:

$$w(x_1) = \frac{1}{EI} \cdot \left(-\frac{1}{12} \cdot F \cdot x_1^3 + \frac{40}{676} \cdot FL^2 \cdot x_1 \right) + \frac{F}{2 \cdot GA_s} \cdot x_1 \quad (\text{A.27})$$

$$w(x_2) = \frac{1}{EI} \cdot \left(-\frac{5}{52} \cdot FL \cdot x_2^2 + \frac{15}{676} \cdot FL^2 \cdot x_2 + \frac{475}{26364} \cdot FL^3 \right) + \frac{5}{26} \cdot \frac{FL}{GA_s} \quad (\text{A.28})$$

$$w(x_3) = \frac{1}{EI} \cdot \left(\frac{1}{12} \cdot F \cdot x_3^3 - \frac{5}{52} \cdot FL \cdot x_3^2 - \frac{15}{676} \cdot FL^2 \cdot x_3 + \frac{475}{26364} \cdot FL^3 \right) - \frac{F}{2 \cdot GA_s} \cdot x_3 + \frac{5}{26} \cdot \frac{FL}{GA_s} \quad (\text{A.29})$$

Die Durchbiegung in Feldmitte für die in Bild A.2 dargestellte Konfiguration lässt sich durch die Auswertung von Gleichung (A.28) an der Stelle $x_2 = \frac{3}{26} \cdot L$ und $G \rightarrow \infty$ mit (A.30) beschreiben.

$$w(x_2 = \frac{3}{26} \cdot L) \approx \frac{1}{EI} \cdot 0,0193 \cdot FL^3 \quad (\text{A.30})$$

Dasselbe Ergebnis resultiert aus der Umstellung von Gleichung (4.3) mit $I = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3$, $w = w_2 - w_1$, $F = F_2 - F_1$, $a = \frac{10}{26} \cdot L$ und $G \rightarrow \infty$ (siehe (A.31)).

$$E_{m,g,408}(\text{Feldmitte}) = \frac{3 \cdot a \cdot L^2 - 4 \cdot a^3}{2 \cdot b \cdot h^3 \left(2 \cdot \frac{w_2 - w_1}{F_2 - F_1} - \frac{6 \cdot a}{5 \cdot G \cdot b \cdot h} \right)} = \frac{3 \cdot \frac{10}{26} \cdot L \cdot L^2 - 4 \cdot \left(\frac{10}{26} \cdot L \right)^3}{24 \cdot I \left(2 \frac{w}{F} - 0 \right)} \Leftrightarrow w \approx \frac{1}{EI} \cdot 0,0193 \cdot FL^3 \quad (\text{A.31})$$

Demnach kann Gleichung (4.3) aus der DIN EN 408 für die Ermittlung des E-Moduls von Brettsperrholz mithilfe der Biegeversuche gemäß DIN EN 16351 verwendet werden, sofern das Flächenträgheitsmoment entsprechend Gleichung (4.4) angepasst wird.

Weiterhin wird auf Grundlage von (A.28) eine Vergleichsrechnung in Feldmitte für Biegeversuch B02 und $F = F_2 - F_1 = 14700 \text{ N}$ durchgeführt, um die hergeleitete Gesamtbiegeline zu evaluieren (siehe (A.32)).

$$\begin{aligned}
 w(x_2 = 180 \text{ mm}) &= \frac{14700 \cdot 1560}{11707 \cdot 8666667} \cdot \left(-\frac{5}{52} \cdot 180^2 + \frac{15}{676} \cdot 1560 \cdot 180 + \frac{475}{26364} \cdot 1560^2 \right) \\
 &\quad + \frac{5}{26} \cdot \frac{14700 \cdot 1560}{500 \cdot (690 \cdot 40 + 50 \cdot 20)} \\
 &= 10,61 + 0,31 = 10,92 \text{ mm}
 \end{aligned} \tag{A.32}$$

Das obige Ergebnis entspricht mit sehr hoher Übereinstimmung der gemessenen Verformung $w = w_2 - w_1 = 14,64 - 3,65 = 10,99 \text{ mm}$ (vgl. Tabelle 4.2) und bestätigt die hergeleitete Biegelinie.

A.1.2 SHV-Biegeversuche – Analytisches Modell

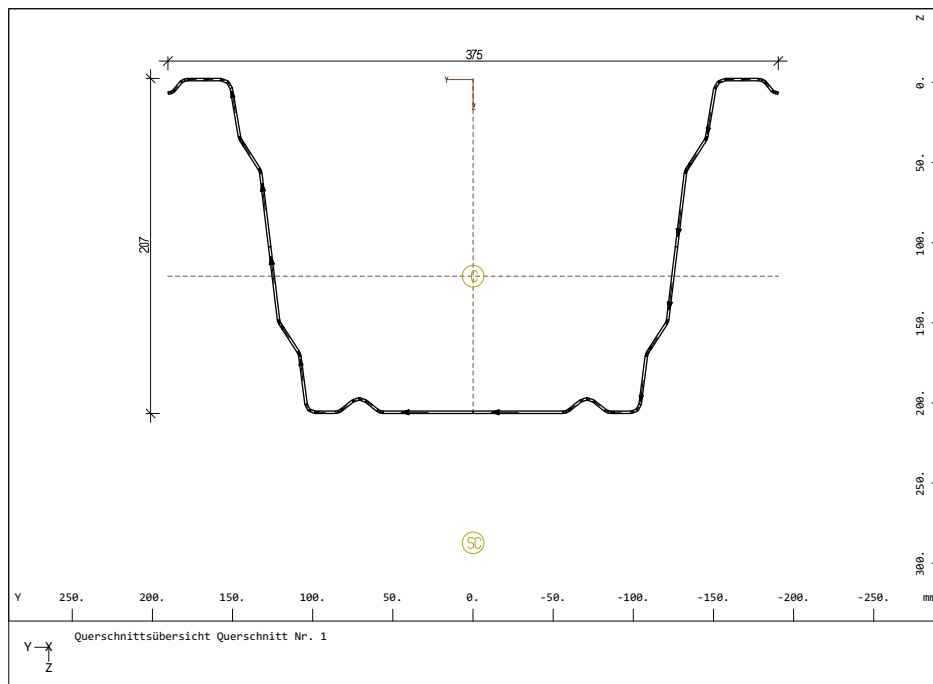
In Tabelle A.1 erfolgt die Ermittlung der Querschnittswerte des STP gemäß Bild 4.47.

Tabelle A.1: Querschnittswerte des linearisierten STP

Teil	z_i [mm]	A_i [cm ²]	$A_i \cdot z_i$ [cm ³]	a_i [cm]	$I_{y,Eigen}$ [cm ⁴]	$I_{y,Steiner}$ [cm ⁴]
OG	0,75	1,125	0,08	-12,16	≈ 0	166,34
Steg	103,25	6,266	64,69	-1,91	216,23	22,85
UG	205,75	3,075	63,27	8,34	0,01	213,89
Σ		10,466	128,04			619,32

$$z_S = \frac{\sum_{i=1}^3 A_i \cdot z_i}{\sum_{i=1}^3 A_i} = \frac{128,04}{10,466} = 12,235 \text{ cm} \quad (\text{Schwerpunktlage von OK OG}) \quad (\text{A.33})$$

Bild A.3 zeigt den in SOFiSTiK implementierten Stahlquerschnitt sowie dessen programmseitig berechneten Querschnittswerte.



Querschnitt 1, Gesamtquerschnittswerte

QNr	yc	zc	ysc	zsc	A	Iy	Iz
	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[cm ⁴]	[cm ⁴]
1	0.00	12.11	0.00	28.55	10.74	629.11	1469.99

QNr Querschnittsnummer
 yc y-Ordinate Schwerpunkt
 zc z-Ordinate Schwerpunkt
 ysc y-Ordinate Schubmittelpunkt
 zsc z-Ordinate Schubmittelpunkt
 A Querschnittsfläche
 Iy Flächenträgheitsmoment y-y
 Iz Flächenträgheitsmoment z-z

Bild A.3: Querschnittswerte des STP gemäß SOFiSTiK

A.2 Zu den numerischen Untersuchungen der Stahl-Holz-Verbunddecke

A.2.1 Gewählte Modellierungsstrategie

Die Verifikation des numerischen Modells für eine gelenkig gelagerte, dreilagige BSP-Platte erfolgt mithilfe von drei analytischen Berechnungsverfahren. Das idealisierte statische System ist in Bild A.4 dargestellt, wobei eine Breite von $b = 1,0$ m berücksichtigt wird.

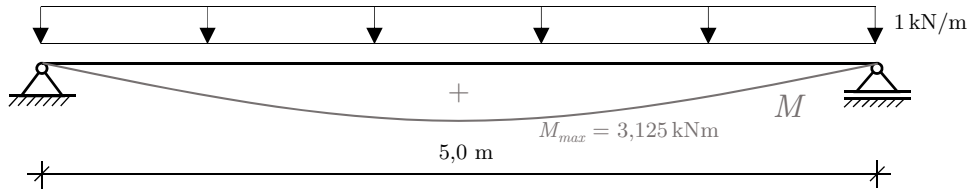


Bild A.4: Statisches System einschließlich Momentenverlauf für Vergleichsberechnungen

Die ermittelten Längsspannungen (von oben nach unten, analog zu den Brettlagen gemäß Bild A.1) und Durchbiegungen in Feldmitte sind in den Tabellen A.2 respektive A.3 ausgewiesen. Durch den Vergleich der Ergebnisse wird deutlich, dass diese für alle verwendeten numerischen als auch analytischen Verfahren nur geringfügig voneinander abweichen. Demnach ist die numerische Implementierung als adäquat einzuordnen.

Tabelle A.2: Längsspannungen σ [N/mm²] der BSP-Platte in Feldmitte

Lage		Ansys (Schale)	Ansys (Volumen)	SOFiSTiK	γ -Verfahren	Timo- shenko	Schub- analogie
<i>I</i>	oben	-5,39	-5,41	-5,40	-5,45	-5,40	-5,46
	unten	-1,80	-1,78	-1,80	-1,82	-1,80	-1,76
<i>II</i>	oben	-0,06	-0,06	-0,06	-0,05	-0,06	-0,06
	unten	0,06	0,06	0,06	0,05	0,06	0,06
<i>III</i>	oben	1,80	1,78	1,80	1,82	1,80	1,76
	unten	5,39	5,41	5,40	5,45*	5,40 [†]	5,46 [‡]

* vgl. (A.34)

[†] vgl. (A.39)

[‡] vgl. (A.46)

Tabelle A.3: Durchbiegung w [mm] der BSP-Platte in Feldmitte

Ansys (Schale)	Ansys (Volumen)	SOFiSTiK	γ -Verfahren	Timo- shenko	Schub- analogie
43,13	43,18	43,66	43,99	43,34	43,47
			vgl. (A.35)	vgl. (A.40)	vgl. (A.47)

Nachfolgend werden die Vorgehensweisen der drei Berechnungsverfahren erläutert und die wesentlichen Rechenschritte dokumentiert.

γ -Verfahren

Die Ergebnisse des γ -Verfahrens fußen auf den γ -Faktoren aus Formel (4.29) und der effektiven Biegesteifigkeit gemäß (4.30). Mit den Formeln (4.37) und (4.38) ergibt sich die Spannung in der äußeren Faser infolge $M = 3,125 \text{ kNm}$ exemplarisch zu:

$$\sigma_{III,unten,\gamma} = \frac{(0,965 + 0,5) \cdot 11000 \cdot 20 \cdot 3,125}{0,185 \cdot 10^6} = 5,45 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{A.34})$$

Die Durchbiegungsberechnung in Feldmitte basiert auf Gleichung (4.20). Damit ergibt sich:

$$w_\gamma = \frac{5}{384} \cdot \frac{1 \cdot 5^4}{0,185} = 43,99 \text{ mm} \quad (\text{A.35})$$

Timoshenko-Verfahren

Bei dem TIMOSHENKO-Verfahren werden die Schubverformungsanteile mithilfe einer effektiven Schubsteifigkeit GA_s erfasst und nicht wie beim γ -Verfahren über die Abminderung der Biegesteifigkeit EI berücksichtigt. Zu diesem Zweck werden in Tabelle A.4 zunächst lagenweise alle erforderlichen Querschnittswerte aufgeführt und die Steifigkeitswerte berechnet. Zudem wird die Dehnsteifigkeit EA angegeben, welche beim Schubanalogieverfahren einfließt.

Tabelle A.4: Querschnitts- und Steifigkeitswerte entsprechend dem TIMOSHENKO- und Schubanalogieverfahren

Lage	h_i [cm]	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	z_i [cm]	EI_{Eigen} [Nm ²]	$EI_{Steiner}$ [Nm ²]	GA [MN]	EA [MN]
I	2,0	11000	690	-2,0	7333	88000	13,8	220,0
II	2,0	370	50	0,0	247	0	1,0	7,4
III	2,0	11000	690	2,0	7333	88000	13,8	220,0
Σ	6,0					190913	28,6	447,4

Für die effektive Schubsteifigkeit GA_s gelten die Beziehungen (A.36) und (A.37).

$$GA_s = \kappa \cdot GA \quad (\text{A.36})$$

$$\text{mit } \kappa = \frac{1}{\kappa_z} \quad (\text{A.37})$$

Der Schubkorrekturbeiwert κ_z kann mithilfe von Formel (A.38) ermittelt werden.

$$\kappa_z = \frac{\Sigma GA}{(EI)^2} \cdot \int_h \frac{[E(z) \cdot \int_h A \cdot z \, dz]^2}{G(z) \cdot b} dz \quad (\text{A.38})$$

Durch die mehrfache Integration über die drei Lagen der BSP-Platte resultieren $\kappa_z = 6,485$ respektive $\kappa = 0,154$. Somit liegt κ im Bereich der Richtwerte zwischen 0,15 und 0,18 für dreilagiges Brettsperrholz [223]. Dementsprechend ergibt sich die effektive Schubsteifigkeit zu $GA_s = 4400 \text{ kN}$ (vgl. Formel (A.36)).

Die Spannungsberechnung mit dem TIMOSHENKO-Verfahren basiert auf Gleichung (A.39), wohingegen die Durchbiegungsberechnung mit Gleichung (A.40) erfolgt.

$$\sigma_{III,unten,Timo} = \frac{M}{I} \cdot z_{UK} = \frac{3,125}{\frac{190913}{11000}} \cdot 30 = 5,40 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{A.39})$$

$$\begin{aligned} w_{Timo} &= \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot L^4}{EI} + \frac{q \cdot L^2}{8 \cdot GA_s} = \frac{5}{384} \cdot \frac{1 \cdot 5^4 \cdot 10^6}{190913} + \frac{1 \cdot 5^2 \cdot 10^3}{8 \cdot 4400} \\ &= 42,63 + 0,71 = 43,34 \text{ mm} \end{aligned} \quad (\text{A.40})$$

Schubanalogieverfahren

Das Schubanalogieverfahren kombiniert analytische Ansätze mit der Verwendung eines Stabwerksprogrammes. Die Grundlage bilden die gemäß Tabelle A.4 ermittelten Steifigkeitswerte, welche in die EDV-basierte Ermittlung virtueller Schnittgrößen (Index v) von zwei starr miteinander gekoppelten Balken einfließen. Aus diesen virtuellen Schnittgrößen können analytisch Teilschnittgrößen und wiederum Spannungen für jede einzelne Lage i der BSP-Platte berechnet werden.

Für die Eingabe in einem Stabwerksprogramm (hier SOFiSTiK) werden zwei Balkenquerschnitte definiert und starr miteinander gekoppelt (siehe Bild A.5).

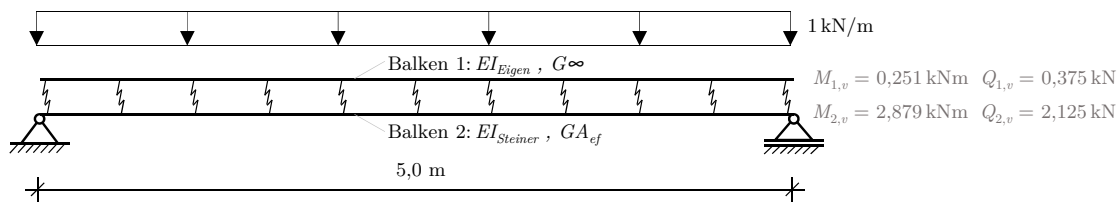


Bild A.5: Statisches System für das Schubanalogieverfahren

Ein Balkenquerschnitt (Balken 1) wird Schubstarr implementiert und zugleich wird diesem EI_{Eigen} analog Tabelle A.4 zugewiesen. Der zweite Balkenquerschnitt (Balken 2) wird schubweich mit GA_{ef} gemäß Formel (A.41) sowie den Steiner-Anteilen $EI_{Steiner}$ analog Tabelle A.4 definiert.

$$\begin{aligned} GA_{ef} &= \frac{a^2}{\left[\left(\frac{h_I}{2 \cdot G_I \cdot b} \right) + \left(\sum_{i=II}^{n-1} \frac{h_i}{G_i \cdot b} \right) + \left(\frac{h_{III}}{2 \cdot G_{III} \cdot b} \right) \right]} \\ &= \frac{40^2}{\left[\left(\frac{20}{2 \cdot 690 \cdot 1000} \right) + \left(\frac{20}{50 \cdot 1000} \right) + \left(\frac{20}{2 \cdot 690 \cdot 1000} \right) \right]} \cdot 10^{-3} = 3730 \text{ kN} \end{aligned} \quad (\text{A.41})$$

mit a : Abstand der Mittellinien der Decklagen

An dieser Stelle sei darauf hingewiesen, dass sich die Herleitung und somit auch die Ergebnisse der effektiven Schubsteifigkeit des TIMOSHENKO- und Schubanalogieverfahrens geringfügig voneinander unterscheiden (vgl. Formeln (A.36) und (A.41)).

Auf Grundlage der virtuellen Schnittgrößen können je Brettlage die Teilschnittgrößen mit den Formeln (A.42) bis (A.45) bestimmt werden.

$$M_{i,1} = \frac{EI_{Eigen,i}}{\sum_{i=I}^{III} EI_{Eigen,i}} \cdot M_{1,v} \quad (\text{A.42})$$

$$Q_{i,1} = \frac{EI_{Eigen,i}}{\sum_{i=I}^{III} EI_{Eigen,i}} \cdot Q_{1,v} \quad (\text{A.43})$$

$$N_{i,2} = \frac{EA_i \cdot a_i}{\sum_{i=I}^{III} EI_{Steiner,i}} \cdot M_{2,v} \quad (\text{A.44})$$

$$Q_{i,2} = \frac{Q_{2,v}}{a} \cdot e_i \quad (\text{A.45})$$

mit e_i : Höhe der Brettlage h_i , bei Decklagen die halbe Höhe

Die Berechnung der Längsspannung erfolgt durch die Superposition der Normal- und Biegespannungsanteile mit Gleichung (A.46), welche hier exemplarisch für die äußere Faser der unteren Brettlage III ausgewertet wird.

$$\sigma_{III,unten,SAV} = \frac{N_{i,2}}{b_i \cdot h_i} + \frac{M_{i,1}}{I_{Eigen,i}} \cdot \frac{h_i}{2} = \frac{72225}{1000 \cdot 20} + \frac{123424}{\frac{7333 \cdot 10^6}{11000}} \cdot \frac{20}{2} = 5,46 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{A.46})$$

Die Durchbiegung in Feldmitte ergibt sich analog zu Formel (A.40), wobei die effektive Schubsteifigkeit gemäß Gleichung (A.41) verwendet wird.

$$w_{SAV} = \frac{5}{384} \cdot \frac{1 \cdot 5^4 \cdot 10^6}{190913} + \frac{1 \cdot 5^2 \cdot 10^3}{8 \cdot 3730} = 42,63 + 0,84 = 43,47 \text{ mm} \quad (\text{A.47})$$

Verbundsteifigkeit mit dem 4-Parameter-Modell gemäß der Abscherversuche

Die Diagramme in Bild A.6 zeigen die 4-Parameter-Modelle nach FOSCHI für die Abscherversuche mit senkrecht eingebrachten Holzschrauben. Diese bilden mit Tabelle A.5 die Basis für die numerische Implementierung der Verbundsteifigkeit gemäß Tabelle 5.1.

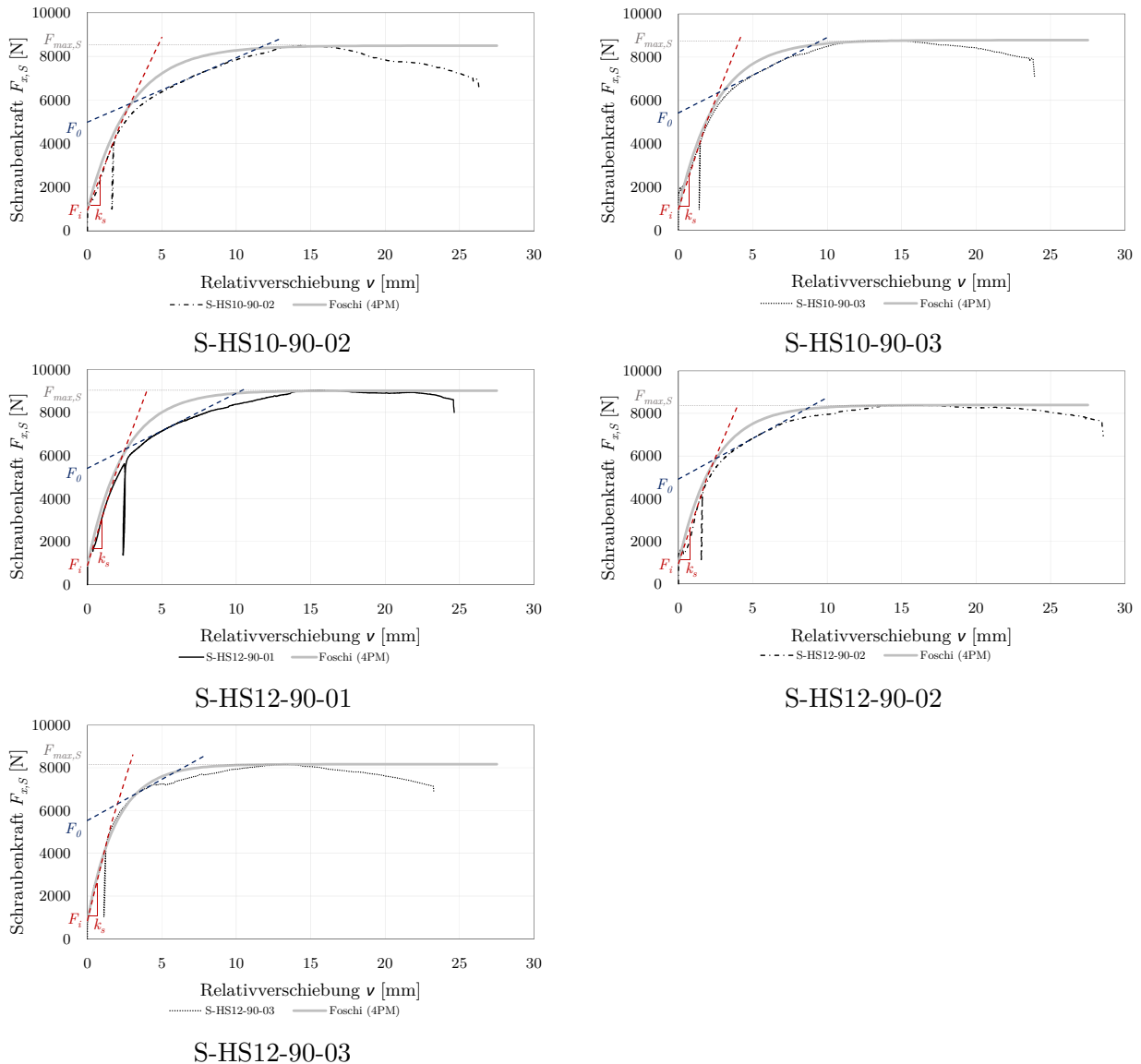


Bild A.6: K-V-Beziehungen sowie Parameter entsprechend der jeweiligen Abscherversuche

Tabelle A.5: Versuchsspezifische Eingangswerte für das 4-Parameter-Modell

Abscherversuch	F_i [N]	F_0 [N]	$F_{max,S}$ [N]	k_s [N/mm]
S-HS10-90-01*	954	4855	8868	1793
S-HS10-90-02	955	4988	8490	1769
S-HS10-90-03	970	5420	8784	2128
S-HS12-90-01	894	5406	9015	2260
S-HS12-90-02	949	4915	8394	2083
S-HS12-90-03	855	5536	8169	2817

* vgl. Kapitel 5.1.2, Bild 5.4

A.2.2 Simulation der Biegeversuche

Die Ermittlung der Hauptdehnungen ε_1 und ε_2 , der zugehörigen Richtungen ϕ_1 und ϕ_2 sowie der Hauptspannungen σ_1 und σ_2 basiert auf den mechanischen Grundgleichungen (4.25) bis (4.28) mit den in den Versuchen gemessenen Dehnungen ε_0 , ε_{45} und ε_{90} . Weiterhin werden $E_{STP} = 195000 \text{ N/mm}^2$ und $\nu_{STP} = 0,3$ angesetzt. Für den Vergleich mit dem numerischen Modell erfolgt die Auswertung für eine Pressenkraft $F = 20 \text{ kN}$ (siehe Tabelle A.6 für die aufgestellte Lagerung und Tabelle A.7 für die ausgeklinte Lagerung).

Tabelle A.6: Hauptdehnungen, Hauptdehnungsrichtungen und Hauptspannungen für B-HS10-90-03

Steg	ε_0 [$\frac{\mu\text{m}}{\text{m}}$]	ε_{90} [$\frac{\mu\text{m}}{\text{m}}$]	ε_{45} [$\frac{\mu\text{m}}{\text{m}}$]	ε_1 [$\frac{\mu\text{m}}{\text{m}}$]	ε_2 [$\frac{\mu\text{m}}{\text{m}}$]	ϕ_1 [$^\circ$]	ϕ_2 [$^\circ$]	σ_1 [$\frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$]	σ_2 [$\frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$]
oben	-198	72	-162	104,4	-230,4	71,9	-18,1	7,6	-42,7
mitte	30	41	-57	128,2	-57,2	46,7	-43,3	23,8	-4,0
unten	333	-130	28	344,4	-141,4	8,8	-81,2	64,7	-8,2

Tabelle A.7: Hauptdehnungen, Hauptdehnungsrichtungen und Hauptspannungen für B-HS10-90-03H

Steg	ε_0 [$\frac{\mu\text{m}}{\text{m}}$]	ε_{90} [$\frac{\mu\text{m}}{\text{m}}$]	ε_{45} [$\frac{\mu\text{m}}{\text{m}}$]	ε_1 [$\frac{\mu\text{m}}{\text{m}}$]	ε_2 [$\frac{\mu\text{m}}{\text{m}}$]	ϕ_1 [$^\circ$]	ϕ_2 [$^\circ$]	σ_1 [$\frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$]	σ_2 [$\frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$]
oben	-51	-52	-177	74,0	-177,0	44,9	-45,1	4,5	-33,2
mitte	149	-30	-73	219,4	-100,4	28,0	-62,0	40,6	-7,4
unten	336	-60	36	360,7	-84,7	13,6	-76,4	71,8	5,0

Bild A.7 zeigt die kalibrierte Federsteifigkeit für die ausgeklinte Auflagervariante mit einem Schraubendurchmesser von 12 mm. Gegenüber der Federsteifigkeit nach FOSCHI werden im Wesentlichen der Widerstand und die Relativverschiebung an der ersten Stützstelle ν_1 angepasst.

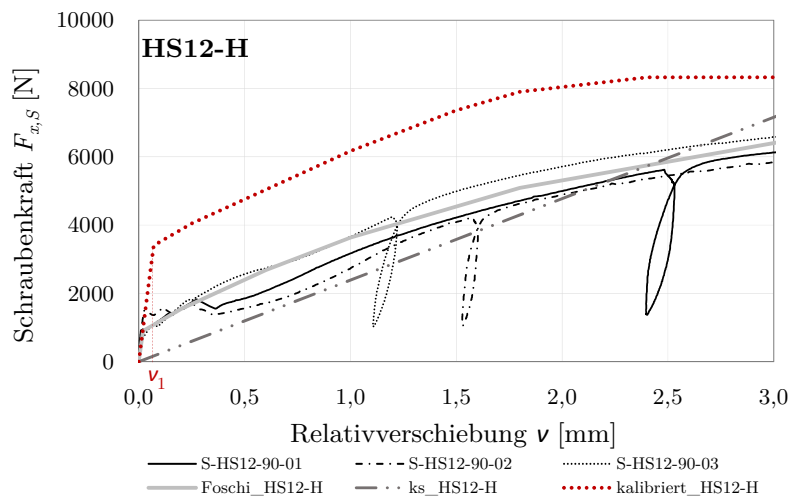


Bild A.7: Vergleich der Federsteifigkeiten – B-HS12-90H

A.2.3 Sensitivitätsanalyse

Die numerische Umsetzung der jeweiligen Parameter der Sensitivitätsanalyse ist in Bild A.8 veranschaulicht.

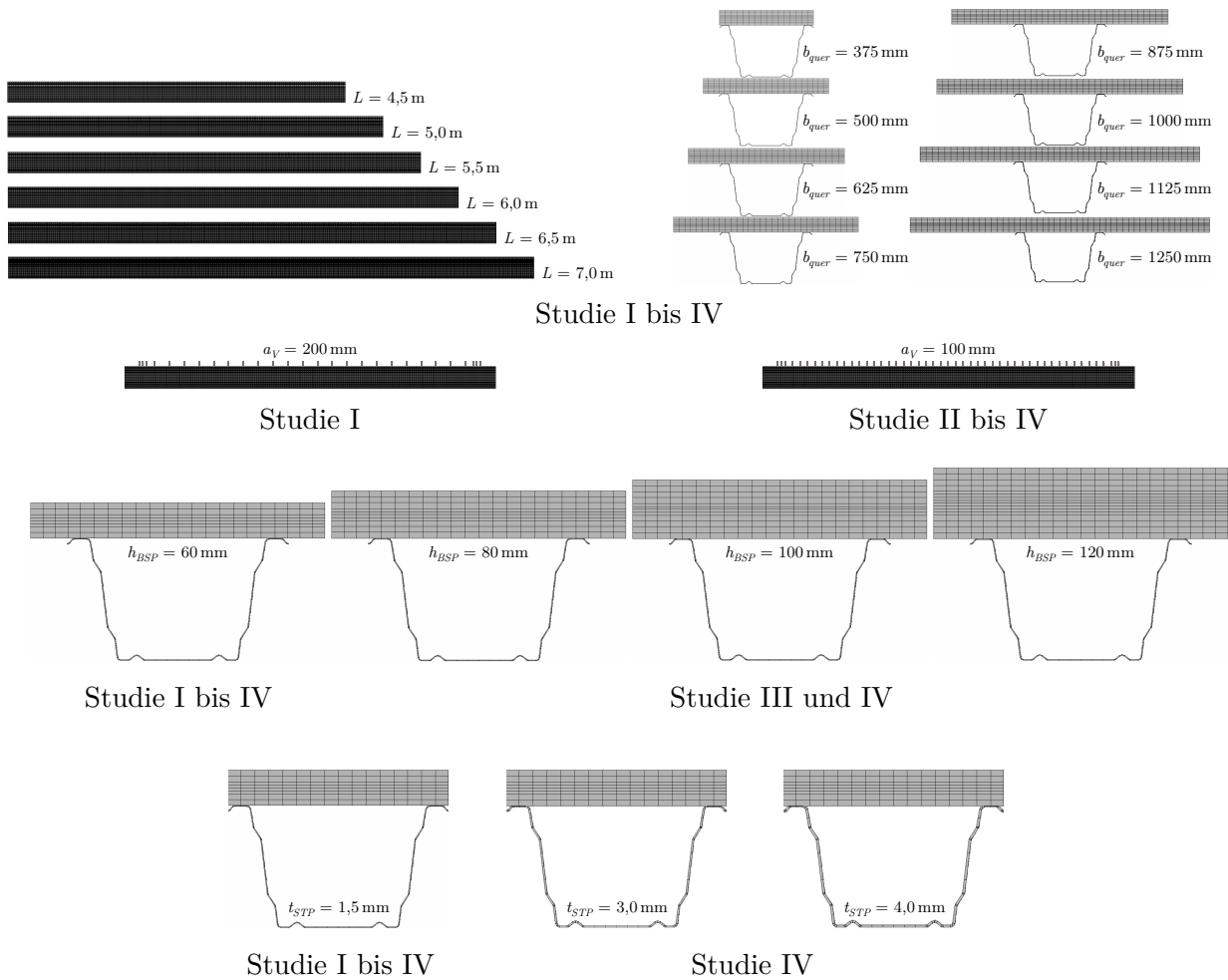


Bild A.8: Numerische Umsetzung der studienspezifischen Parameter

Parameterstudie I

Nachfolgend sind die Ergebnisse aus Parameterstudie I dargestellt, die in Kapitel 5.3.2 nicht ausgewiesen wurden (siehe Bild A.9).

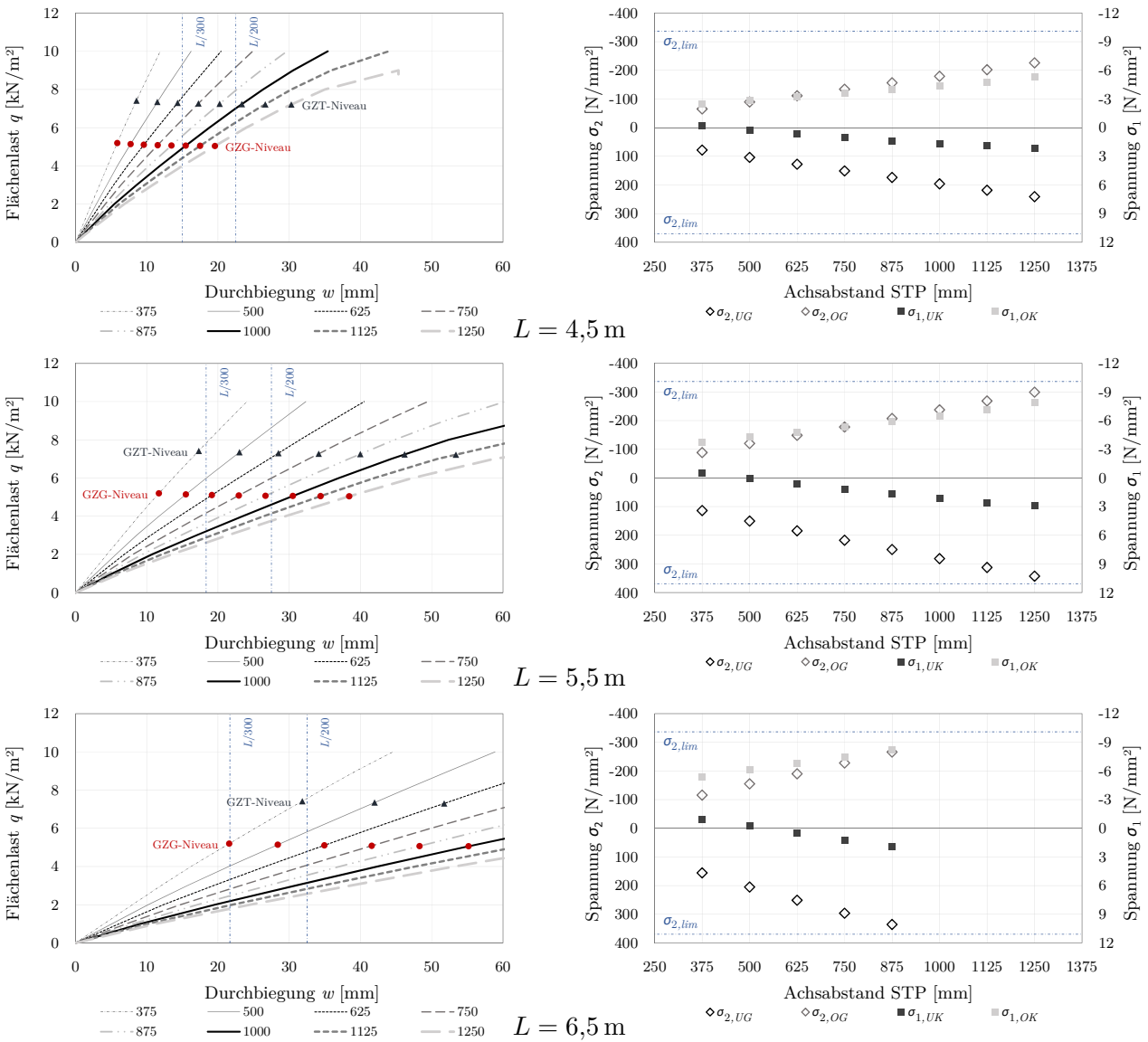


Bild A.9: Parameterstudie I: Einfluss von b_{quer} auf w und σ – $L = 4,5$ m, $L = 5,5$ m und $L = 6,5$ m

Parameterstudie II

Tabelle A.8 fasst die in Parameterstudie II ermittelten Eigenfrequenzen mit einem Verbindungs- mittellabstand von $a_V = 100$ mm zusammen.

Tabelle A.8: Vertikale Eigenfrequenzen f_1 [Hz] – Parameterstudie II

b_{quer} [mm]	Spannweite L [m]					
	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0
375	10,76	9,06	7,70	6,62	5,73	5,01
500	9,66	8,15	6,95	5,98	5,19	4,54
625	8,85	7,49	6,39	5,51	4,79	4,19
750	8,19	6,94	5,94	5,13	4,46	3,91
875	7,64	6,50	5,57	4,81	4,19	3,68
1000	7,14	6,10	5,24	4,54	3,96	3,48
1125	6,69	5,74	4,95	4,30	3,76	3,31
1250	6,25	5,40	4,69	4,08	3,58	3,16

Darüber hinaus sind die Durchbiegungen und Spannungen in den Bildern A.10 und A.11 dargestellt.

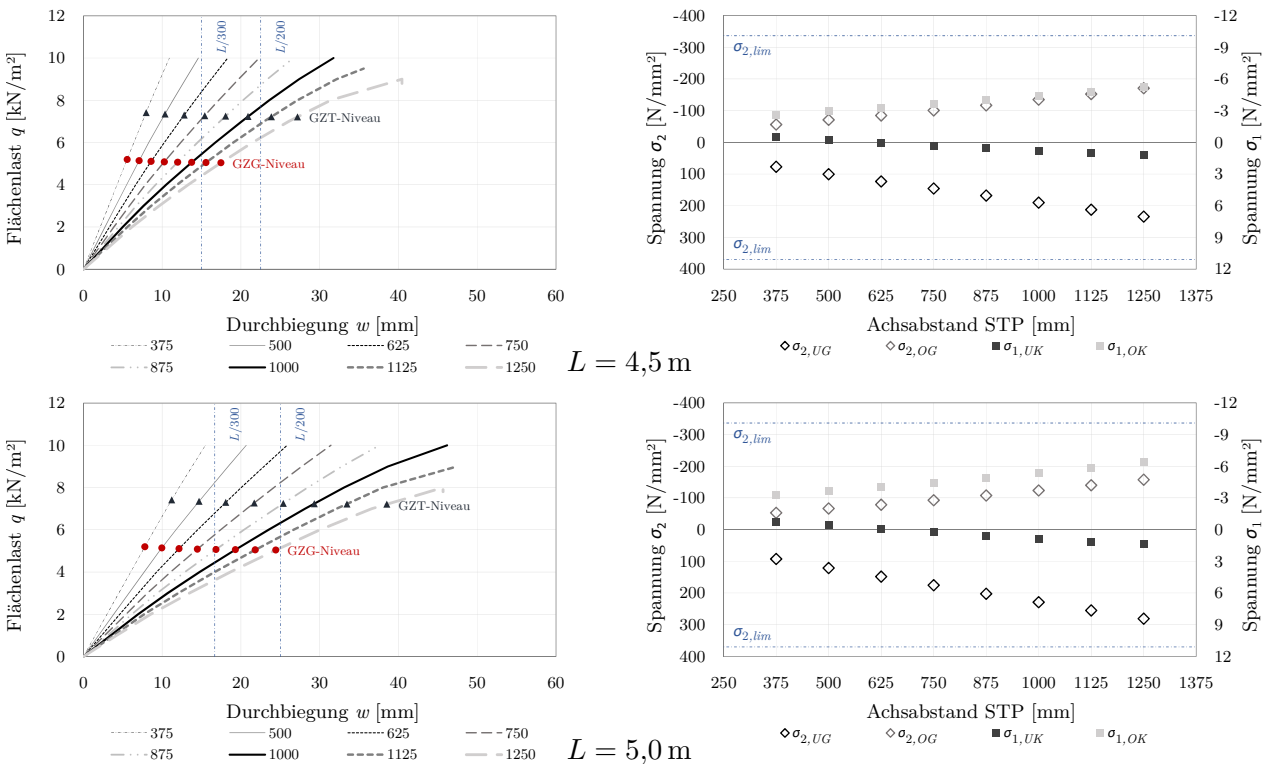


Bild A.10: Parameterstudie II: Einfluss von b_{quer} auf w und σ für $L = \{4,5 \text{ m} - 5,0 \text{ m}\}$

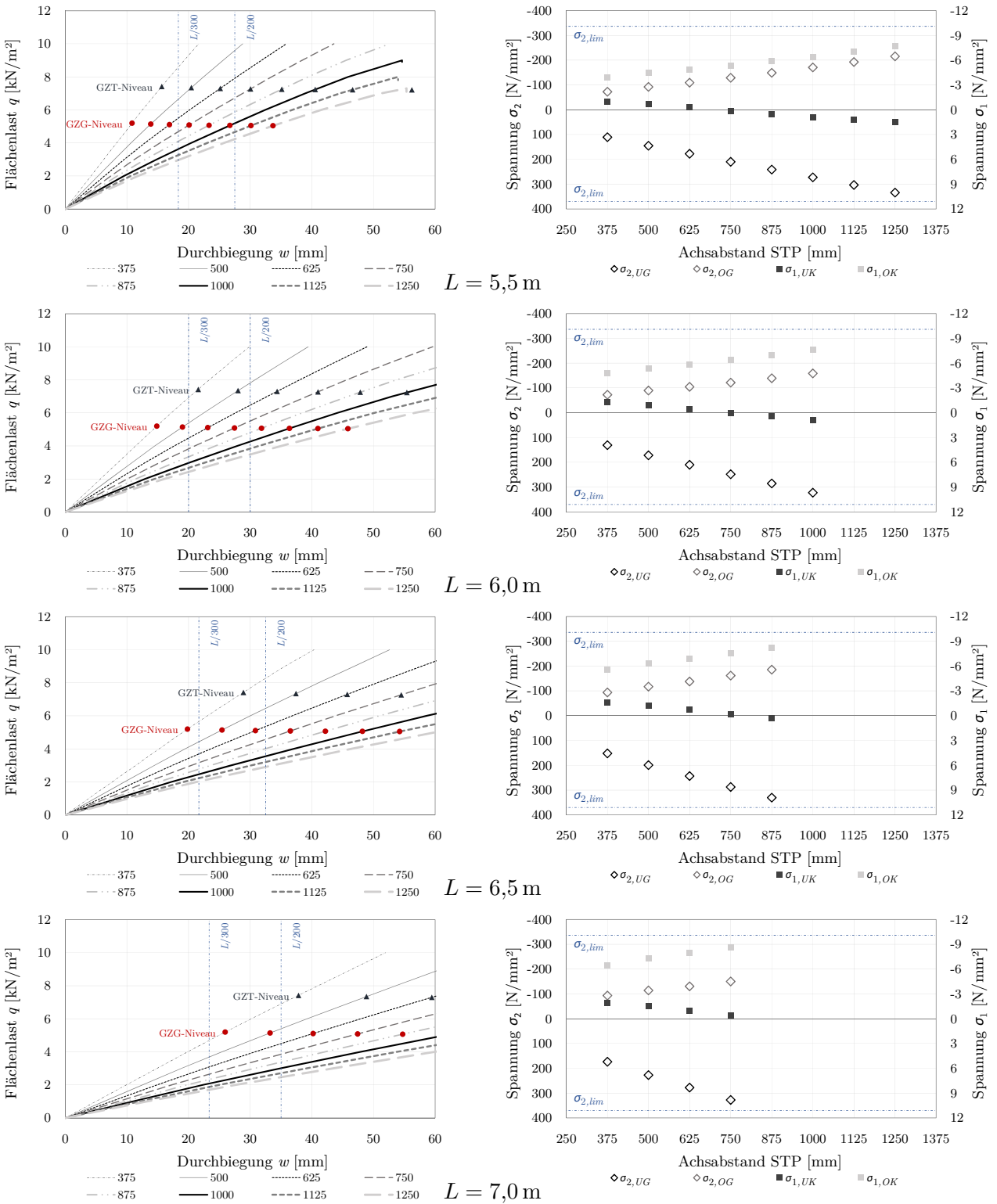


Bild A.11: Parameterstudie II: Einfluss von b_{quer} auf w und σ für $L = \{5,5\text{ m} - 7,0\text{ m}\}$

Parameterstudie III und IV

Bild A.12 veranschaulicht die Durchbiegungsergebnisse der verwendeten Konfigurationen (vgl. Tabelle 5.8) für die Spannweiten 4,5 m, 5,5 m und 6,5 m und hebt die Lastniveaus infolge einer Nutzlast von $q_k = 2,7 \text{ kN/m}^2$ hervor. Weiterhin sind die ermittelten Ausnutzungsgrade für die beiden untersuchten Nutzlasten $q_k = 2,7 \text{ kN/m}^2$ und $q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$ dargestellt.

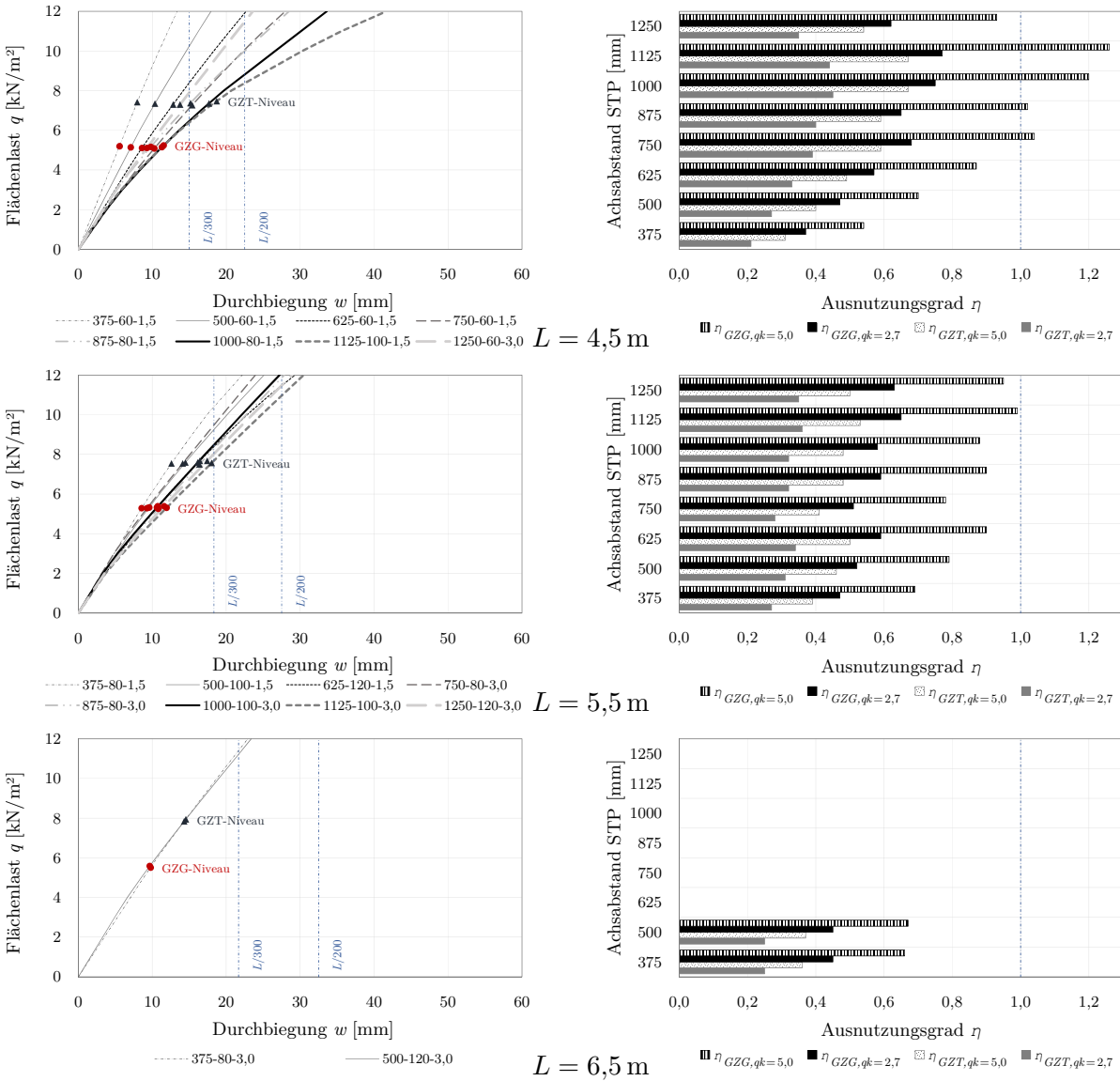


Bild A.12: w und η für Konfigurationen aus Tabelle 5.8 – $L = 4,5 \text{ m}$, $L = 5,5 \text{ m}$ und $L = 6,5 \text{ m}$

In Bild A.13 sind die zu den Bildern 5.39 und A.12 zugehörigen Bemessungsspannungen auf Basis einer Nutzlast von $q_k = 2,7 \text{ kN/m}^2$ abgebildet, welche deutlich unterhalb der zulässigen Materialspannungen liegen.

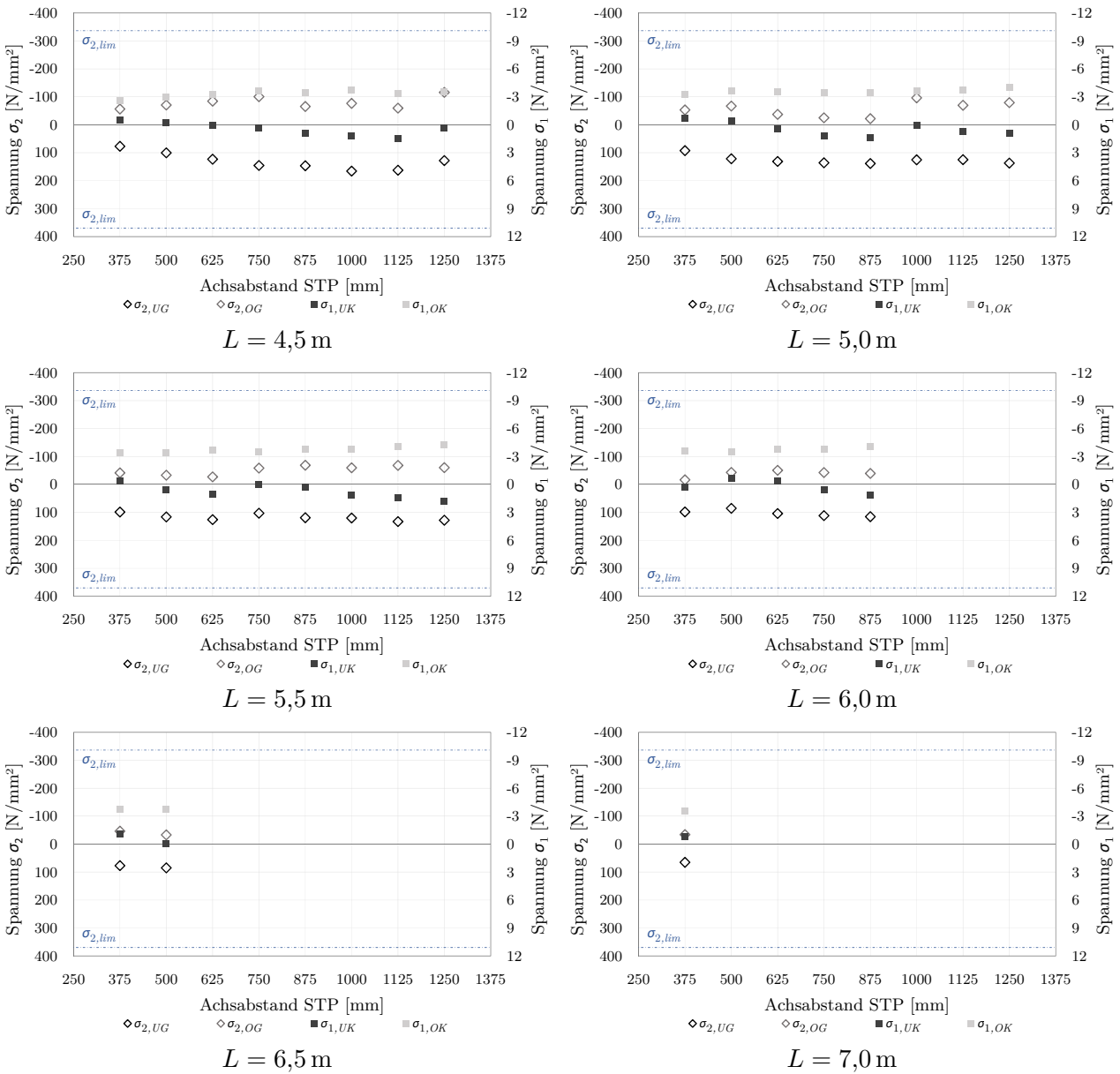


Bild A.13: Bemessungsspannung σ im GZT für $q_k = 2,7 \text{ kN/m}^2 - L = \{4,5 \text{ m} - 7,0 \text{ m}\}$

Weiterhin zeigen die Bilder A.14 und A.15 die Bemessungsspannungen infolge einer Nutzlast von $q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$ für die unterschiedlichen Spannweiten und Achsabstände der STP. Selbst bei dem erhöhten Lastniveau halten die untersuchten Konfigurationen die vorgegebenen Spannungsgrenzen ein.

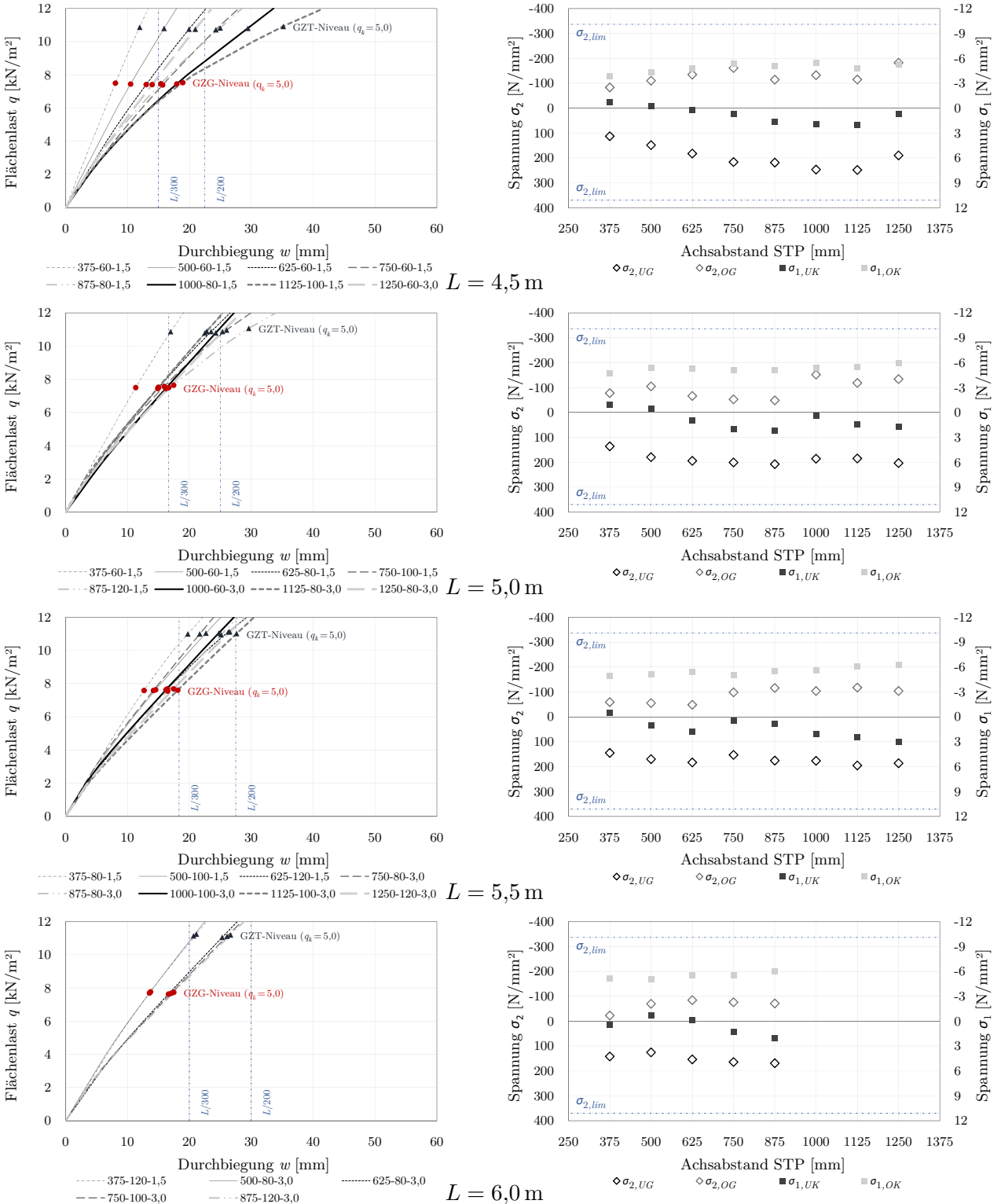


Bild A.14: w und σ für $q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$ für Konfigurationen aus Tabelle 5.8 – $L = \{4,5 \text{ m} - 6,0 \text{ m}\}$

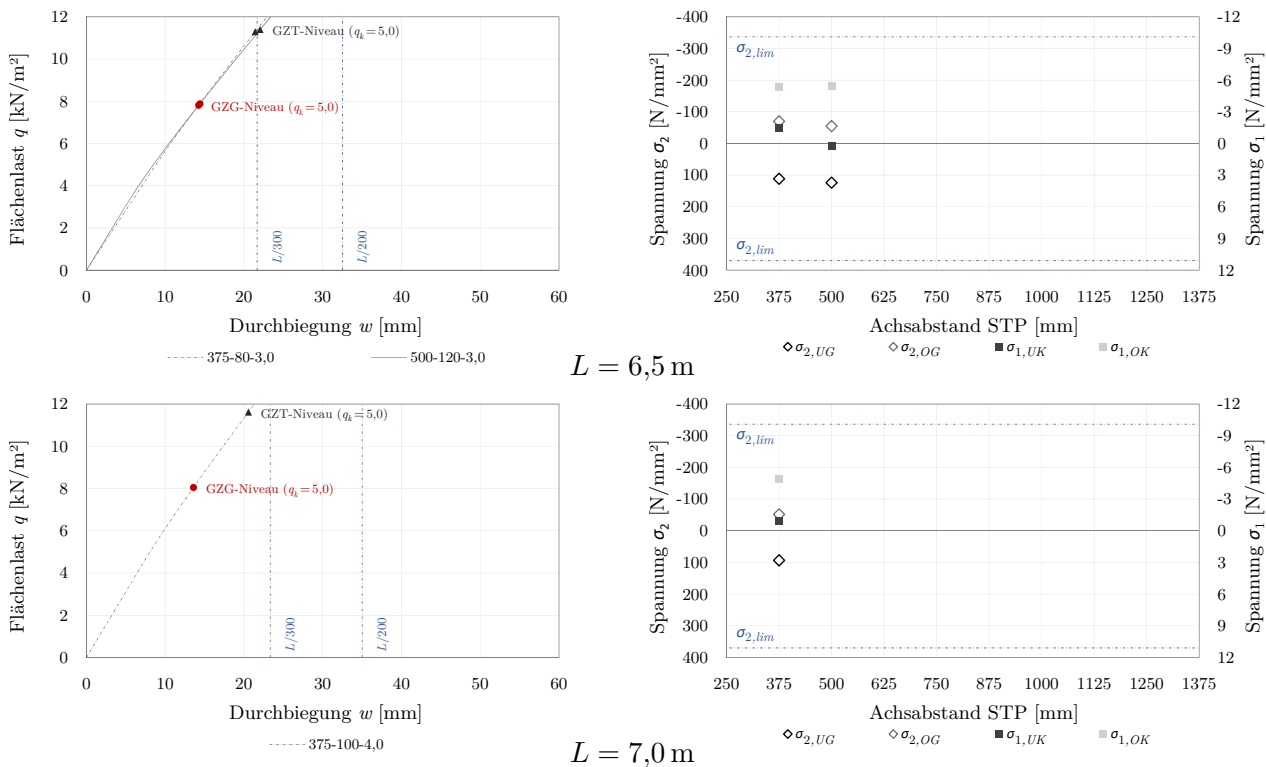


Bild A.15: w und σ für $q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$ für Konfigurationen aus Tabelle 5.8 – $L = 6,5 \text{ m}$ und $L = 7,0 \text{ m}$

A.3 Zur vergleichenden Lebenszyklusanalyse

A.3.1 Berechnungsgrundlagen und Mengenermittlung der Referenzdecken

Die Nachhaltigkeitsbewertung fußt neben den Ökobilanzdaten der Baustoffe (vgl. Anhang B) auf den erforderlichen Mengen der Deckensysteme in Abhängigkeit der Spannweiten, welche nachfolgend mit den wesentlichen Resultaten der Nachweisverfahren dokumentiert werden.

Stahlbetondecke

Im Gegensatz zu den anderen Deckenkonstruktionen wird für die Stahlbetonflachdecke ein zweiachsiger Lastabtrag berücksichtigt. Dieser ist zwar grundsätzlich auch bei HBV- oder BSP-Decken möglich, jedoch aufgrund der Anordnung der Brettlagen des Brettspertholzes deutlich schwächer ausgeprägt. Die Berechnungsergebnisse der Stahlbetonflachdecke sind Tabelle A.9 zu entnehmen. Die Schnittgrößen- und Verformungsberechnung erfolgt mittels SOFiSTiK. Dabei ist die Größenordnung der Schnittgrößen zwischen den Werten aus den Czerny-Tafeln ohne und mit voller Drilltragfähigkeit einzuordnen.

Tabelle A.9: Spannweitenabhängige Ergebnisse für die Stahlbetonflachdecke

Parameter	Referenz	Spannweite L [m]						
		4,5	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0	
$g_{k,1}$	[kN/m ²]	Bild A.16	4,00	4,50	5,00	5,50	6,00	6,50
p_{Ed}	[kN/m ²]	(A.48)	12,15	12,825	13,50	14,175	14,85	15,525
$m_{Ed,GZT}$	[kNm/m]		11,14	14,52	18,51	23,14	28,47	34,52
$m_{Ed,rare}$	[kNm/m]	Bild A.17	7,98	10,41	13,30	16,65	20,51	24,90
$m_{Ed,perm}$	[kNm/m]		6,24	8,27	10,71	13,56	16,89	20,70
$w_{inst,rare}^*$	[mm]	Bild A.18	1,09	1,46	1,64	1,84	2,05	2,27
$w_{fin,rare}^*$	[mm]		3,95	4,38	4,88	5,39	6,05	6,90
f_1	[Hz]	Bild A.18	21,20	19,68	18,35	17,18	16,15	15,23
$a_{sl,B}$	[cm ² /m]	(A.49)	2,00	2,28	2,56	2,87	3,19	3,53
$a_{sl,R}$	[cm ² /m]	(A.50)	2,10	2,32	2,53	2,74	2,95	3,16
$a_{sl,min}$	[cm ² /m]	(A.51), (A.52)	4,22	4,97 [†]	5,10	5,23	5,35	5,48
\varnothing_s^{\ddagger}	[mm]		8	10	10	10	10	10
Abstand	[cm]		11	15	15	14	14	13

Allgemeine Annahmen:

$$g_{k,2} = 2 \text{ kN/m}^2, q_k = 2,7 \text{ kN/m}^2$$

Materialwiderstände basierend auf der Betongüte C30/37 und Betonstahl B500 A

$$f_{ck} = 30,0 \text{ N/mm}^2, f_{cd} = 17,0 \text{ N/mm}^2, f_{ctm} = 2,9 \text{ N/mm}^2, f_{yd} = 435 \text{ N/mm}^2$$

* im ungerissenen Zustand I maximal 20% der Verformungsbegrenzung, sodass auf eine explizite Berechnung der gerissenen Verformungen verzichtet wird, welche üblicherweise mit einem Faktor zwischen 3 und 3,5 aus den ungerissenen Verformungen approximiert werden können

† programmtechnische Ausgabe erfolgt für ein *dünnes* Bauteil; gemäß Nationalem Anhang [71] gilt jedoch $\frac{h}{(h-d)} > 5$, sodass Formel (A.52) für ein *dickes* Bauteil verwendet wird (vgl. Bild A.19)

‡ es wird ausschließlich Stabstahl verwendet

Die erforderliche Bewehrung wird analytisch ermittelt, wobei die Berechnung auf den Schnittgrößen im ungerissenen Zustand I basiert und die Bauteildicken gemäß Bild A.16 zugrunde gelegt werden. Die Bauteildicken fußen auf der Begrenzung der Biegeschlankheit und stellen sinnvolle Anhaltswerte im Rahmen der Vergleichsberechnung dar. Eine umweltbezogene Optimierung wird hier, wie auch bei den anderen Deckenkonstruktionen, nicht vorgenommen.

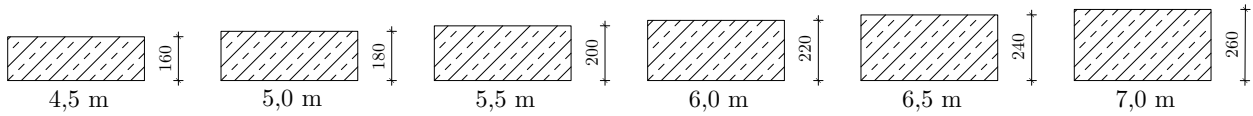


Bild A.16: Höhe h [mm] der Stahlbetondecke für die untersuchten Spannweiten

Die programmtechnisch ermittelten Ergebnisse werden exemplarisch für ein quadratisches Deckenfeld mit $L = 5,0$ m in den Bildern A.17 bis A.20 dargestellt. Zunächst veranschaulicht Bild A.17 die Biegemomente m_{Ed} für die einzelnen Bemessungszustände.

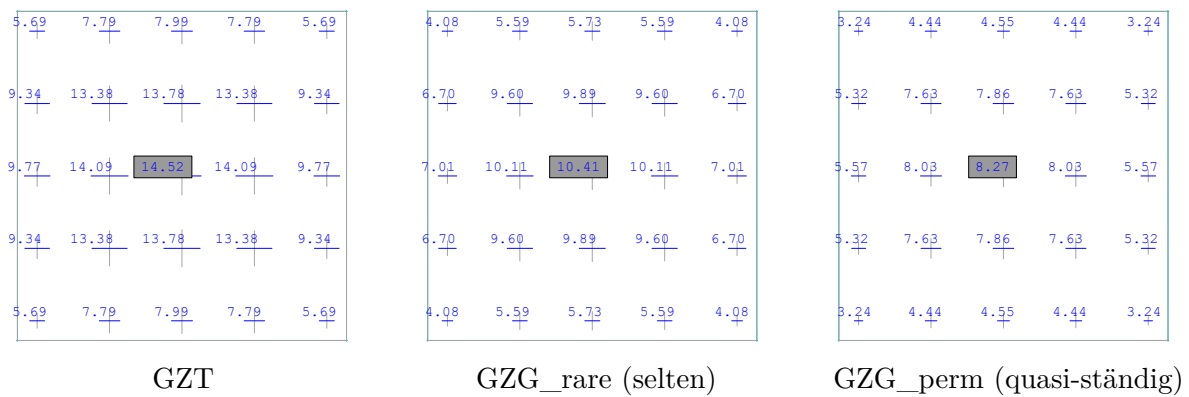


Bild A.17: Bemessungsmomente m_{Ed} [kNm/m] der Stahlbetondecke – $L = 5,0$ m

Bild A.18 zeigt sowohl die Verformungen im ungerissenen Zustand I als auch die 1. vertikale Eigenform der Stahlbetondecke. Aufgrund der geringen Verformungen erfolgt keine explizite Berechnung der nichtlinearen Verformungen zum Zeitpunkt t_∞ . Stattdessen können diese näherungsweise aus den ungerissenen Verformungen mit einem Faktor zwischen 3 und 3,5 approximiert werden und liegen dabei signifikant unter den üblichen Verformungsbegrenzungen wie $L/200$. Die 1. Eigenfrequenz f_1 liegt deutlich über $f_{1,min} = 4,5$ Hz.

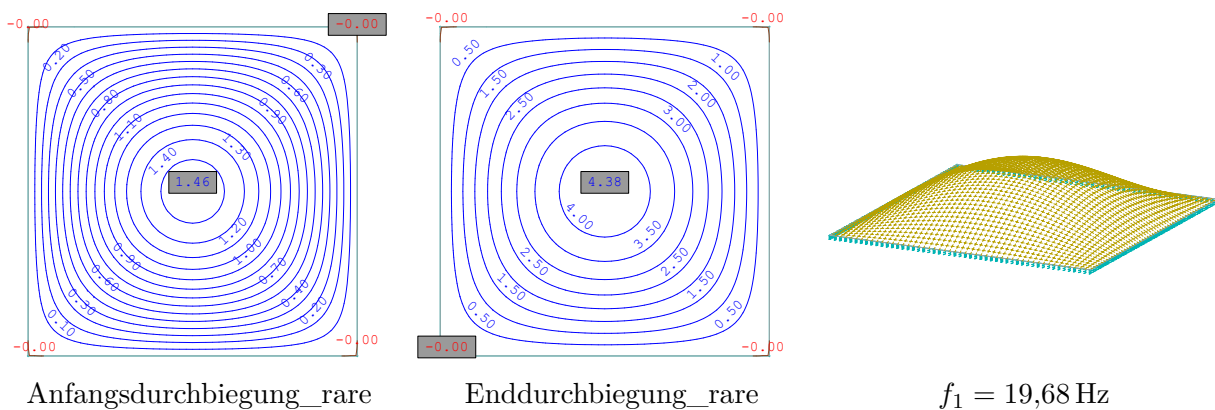


Bild A.18: Durchbiegung w [mm] und 1. Eigenform der Stahlbetondecke – $L = 5,0$ m

Für die Berechnung wird für alle Spannweiten eine Betondeckung von $c_{nom} = 2,5$ cm verwendet, was der Anforderungsklasse S3 bzw. S4 und der Expositionsklasse XC1 entspricht. Weiterhin erfolgt der Ansatz des Mindestwertes von $f_{ctm} = 3,0$ N/mm² zur Berücksichtigung von Überfestigkeiten, wobei der Unterschied zu $f_{ctm,C30/37} = 2,9$ N/mm² gering ist. Außerdem wird von einer frühen Rissbildung ausgegangen, sodass bei der Ermittlung der Mindestbewehrung für die Begrenzung der Rissbreiten infolge zentrischem Zwang die wirksame Zugfestigkeit $f_{ct,ef}$ eine Abminderung von 0,65 beinhaltet. Im Zuge dessen wird eine zulässige Rissbreite von $w_k = 0,4$ mm festgelegt. Die Bestimmung erfolgt normkonform gemäß DIN EN 1992-1-1 [69]. Die Bewehrungsermittlung basiert auf den Formeln (A.49) bis (A.52). Dabei beruht die Berechnung von σ_s in (A.51) bzw. (A.52) auf der Modifikation des Grenzdurchmessers der Bewehrung.

$$p_{Ed} = [1,35 \cdot (g_{k,1} + g_{k,2}) + 1,50 \cdot q_k] \quad (\text{Bemessungslast GZT}) \quad (\text{A.48})$$

$$a_{sl,B} = \frac{1}{f_{yd}} \cdot (\omega_1 \cdot d \cdot f_{cd}) \quad (\text{Biegebewehrung GZT}) \quad (\text{A.49})$$

$$\text{mit } \mu_{eds} = \frac{m_{Ed}}{d^2 \cdot f_{cd}} \text{ und } \omega\text{-Tafeln}$$

$$a_{sl,R} = \frac{W_y \cdot f_{ctm}}{z_i \cdot f_{yk}} \quad (\text{Robustheitsbewehrung}) \quad (\text{A.50})$$

$$a_{sl,min,dünn} = \frac{k_c \cdot k \cdot f_{ct,ef} \cdot A_{ct}}{\sigma_s} \quad (\text{Mindestbewehrung, dünnes Bauteil}) \quad (\text{A.51})$$

$$a_{sl,min,dick} = \frac{f_{ct,ef} \cdot A_{c,ef}}{\sigma_s} \geq \frac{k \cdot f_{ct,ef} \cdot A_{ct}}{f_{yk}} \quad (\text{Mindestbewehrung, dickes Bauteil}) \quad (\text{A.52})$$

Bild A.19 zeigt die programmseitig ermittelte Bewehrung, welche zum Vergleich sowie zur Überprüfung der analytisch ermittelten Werte dient (vgl. Tabelle A.9) und eher als gering einzuordnen ist.

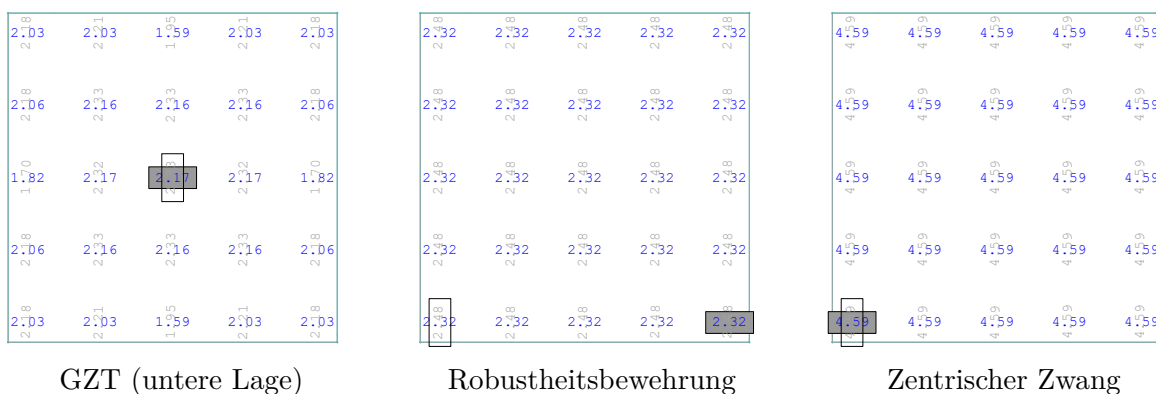


Bild A.19: Erforderliche Bewehrung [cm²/m] für die Stahlbetonflachdecke – $L = 5,0$ m

Schließlich werden in Bild A.20 die Betondruckspannungen für die verschiedenen Bemessungszustände auf Grundlage der gewählten Bewehrung für $L = 5,0$ m ausgewiesen. Es stellt sich heraus, dass die zulässigen Grenzwerte selbst an den Singularitätsstellen unterschritten werden (vgl. Formeln (A.53) bis (A.55)). Dies trifft auch auf die weiteren untersuchten Spannweiten zu, weshalb die Ergebnisse der Betondruckspannungen nicht gesondert in Tabelle A.9 aufgeführt werden.

$$|\sigma_{c,GZT}| \leq f_{cd} \quad (\text{A.53}) \quad |\sigma_{c,rare}| \leq 0,6 \cdot f_{ck} \quad (\text{A.54}) \quad |\sigma_{c,perm}| \leq 0,45 \cdot f_{ck} \quad (\text{A.55})$$

$$\leq 17,0 \text{ N/mm}^2 \quad \leq 18,0 \text{ N/mm}^2 \quad \leq 13,5 \text{ N/mm}^2$$

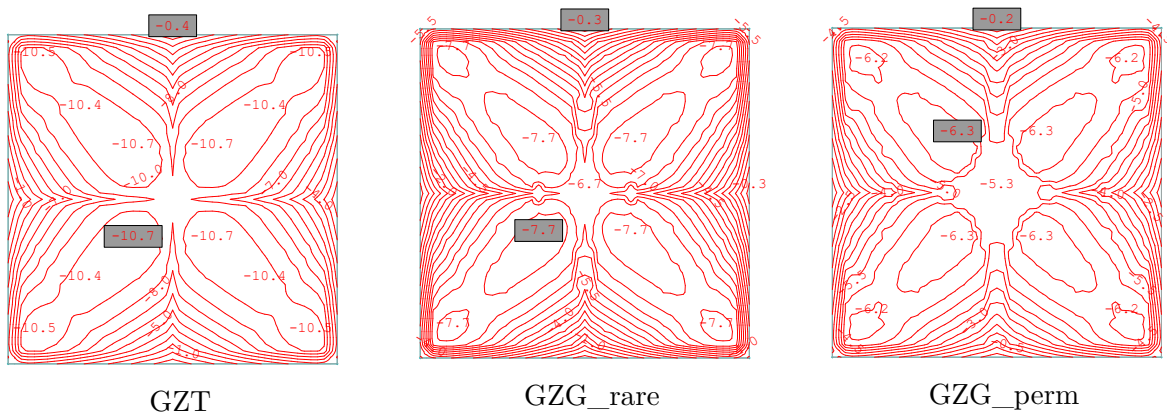


Bild A.20: Betondruckspannungen σ_c [N/mm^2] der Stahlbetonflachdecke – $L = 5,0$ m

Zusammenfassend lässt sich festhalten, dass die gewählten Bauteildicken unter der Annahme eines zweiachsigen Lastabtrages für einige Spannweiten und das gewählte Lastniveau auch ein bis zwei Zentimeter geringer ausfallen können. Für einen einachsigen Lastabtrag stellen die Bauteildicken tendenziell einen unteren Grenzwert dar.

Tabelle A.10 zeigt die Mengenermittlung für die Stahlbetonflachdecke für alle untersuchten Spannweiten entsprechend der deklarierten Einheiten der EPDs. Die Mengen der Ausbauschichten ändern sich nicht, sodass für die Bewertung der ökologischen Qualität ausschließlich die tragende Schicht variiert. Die Bezeichnungen orientieren sich an Bild A.21.

Tabelle A.10: Mengenermittlung für die Stahlbetonflachdecke je m² Deckenfläche

Schicht	t [cm]	ρ [kg/m ³]	ME [je m ²]	EPD [-]
1 Bodenbelag	1,00	–	–	–
2 Zementestrich	6,00	2000	$0,06 \cdot \frac{2}{2,4}^* \cdot 2000 = 100 \text{ kg}$	[205]
3 Trittschalldäm.	4,00	100	$0,04 \text{ m}^3$	[102]
Beton	16,00	2400	$0,16 \text{ m}^3$	[135]
Bewehrung (4,5 m)	Ø8/11	7850	$4^\dagger \cdot 4,570 \cdot 7850 = 14,35 \text{ kg}$	[14]
Beton	18,00	2400	$0,18 \text{ m}^3$	[135]
Bewehrung (5,0 m)	Ø10/15	7850	$4^\dagger \cdot 5,236 \cdot 7850 = 16,44 \text{ kg}$	[14]
Beton	20,00	2400	$0,20 \text{ m}^3$	[135]
Bewehrung (5,5 m)	Ø10/15	7850	$4^\dagger \cdot 5,236 \cdot 7850 = 16,44 \text{ kg}$	[14]
Beton	22,00	2400	$0,22 \text{ m}^3$	[135]
Bewehrung (6,0 m)	Ø10/14	7850	$4^\dagger \cdot 5,610 \cdot 7850 = 17,62 \text{ kg}$	[14]
Beton	24,00	2400	$0,24 \text{ m}^3$	[135]
Bewehrung (6,5 m)	Ø10/14	7850	$4^\dagger \cdot 5,610 \cdot 7850 = 17,62 \text{ kg}$	[14]
Beton	26,00	2400	$0,26 \text{ m}^3$	[135]
Bewehrung (7,0 m)	Ø10/13	7850	$4^\dagger \cdot 6,042 \cdot 7850 = 18,97 \text{ kg}$	[14]
5 Gipsputz	1,50	1050	$0,015 \cdot 1050 = 15,75 \text{ kg}$	[42]

* Verhältnis der Rohdichte ρ zur in der EPD zugrunde gelegten Rohdichte ρ_{EPD}

† mit $a_{sq} = a_{sl}$ und obere Lage = untere Lage für Mindestbewehrung infolge Rissbreitenbeschränkung

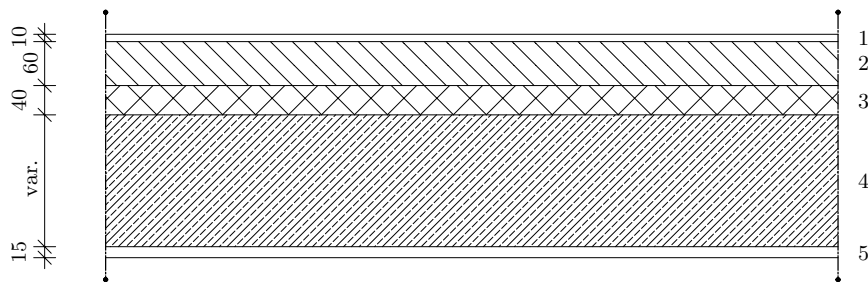


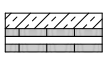
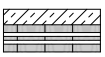
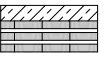
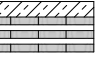
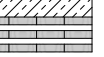
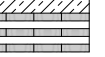
Bild A.21: STB-Decke mit Ausbauschichten

Die ausgewiesenen Mengen behalten auch für eine Nutzlast von $q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$ ihre Gültigkeit. Dies ist darauf zurückzuführen, dass für $q_k = 2,7 \text{ kN/m}^2$ die Mindestbewehrung bei den gewählten Dimensionen maßgebend ist und die Zunahme der erforderlichen Biegebewehrung von $2,7 \text{ kN/m}^2$ auf $5,0 \text{ kN/m}^2$ aus der Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit dadurch abgedeckt ist.

Holz-Beton-Verbunddecke

Die Berechnung der Holz-Beton-Verbunddecke erfolgt gemäß DIN CEN/TS 19103 [82] sowie der Entwurfsfassung des Nationalen Anhangs [87]. Alle wesentlichen Ergebnisse der in Bild A.22 dargestellten Querschnitte sind in Tabelle A.11 zusammengefasst.

Tabelle A.11: Spannweitenabhängige Ergebnisse für die Holz-Beton-Verbundflachdecke

Parameter	Referenz	Spannweite L [m]						
		4,5	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0	
								
$g_{k,1}$	[kN/m ²]	Bild A.22	2,55	2,64	2,74	2,83	3,33	3,42
p_{Ed}	[kN/m ²]	(A.48)	10,19	10,31	10,45	10,57	11,25	11,37
$q_{Ed,red,0}$	[kN/m]	(A.59)	21,71	24,34	27,06	29,81	34,52	37,51
$m_{Ed,0}$	[kNm/m]	$\frac{p_{Ed} \cdot L^2}{8}$	25,80	32,23	39,51	47,57	59,39	69,62
$\gamma_{1,0}$	[-]	(4.34)	0,631	0,585	0,630	0,670	0,634	0,667
$EI_{ef,0}$	[kNm ²]	(4.36)	9529	12494	16349	20788	27200	33372
$\sigma_{t,0}$	[-]	(A.56)	3,38	3,47	3,60	3,73	3,89	4,02
$\sigma_{c,0}$	[-]	(A.57)	-5,64	-5,70	-5,85	-6,04	-6,71	-6,89
$f_{Ed,V,0}$	[kN/m]	(A.58)	80,34	118,00	121,16	124,02	135,54	139,17
$w_{rare,0}$	[mm]	(4.20)	4,06	4,78	5,42	6,11	6,86	7,61
$\eta_{w,0}$	[-]		0,27	0,29	0,30	0,31	0,32	0,33
f_1	[Hz]	(A.65)	11,23	10,31	9,64	9,05	8,40	7,95
η_{fi}	[-]		0,54	0,51	0,49	0,48	0,35	0,35
$m_{Ed,3-7a}$	[kNm/m]	$\frac{p_{Ed}^* \cdot L^2}{8}$	34,95	42,27	51,19	60,95	79,83	92,83
$\gamma_{1,3-7a}^\dagger$	[-]	(4.34)	0,875	0,855	0,875	0,891	0,837	0,855
$EI_{ef,3-7a}^\dagger$	[kNm ²]	(4.36)	3338	4674	6175	7872	11628	14243
$\sigma_{t,3-7a}$	[-]	(A.56)	7,27	6,95	7,09	7,29	7,31	7,52
$\sigma_{c,3-7a}$	[-]	(A.57)	-4,68	-4,24	-4,31	-4,44	-5,89	-6,06
$m_{Ed,\infty}$	[kNm/m]	$\frac{p_{Ed}^* \cdot L^2}{8}$	37,29	44,86	54,22	64,41	85,35	99,18
$\gamma_{1,\infty}^\dagger$	[-]	(4.34)	0,869	0,847	0,869	0,886	0,825	0,844
$EI_{ef,\infty}^\dagger$	[kNm ²]	(4.36)	2781	3884	5123	6521	9789	11987
$\sigma_{t,\infty}$	[-]	(A.56)	7,64	7,27	7,41	7,61	7,65	7,86
$\sigma_{c,\infty}$	[-]	(A.57)	-5,04	-4,59	-4,65	-4,78	-6,45	-6,63
$f_{Ed,V,\infty}$	[kN/m]	(A.58)	106,26	135,37	130,25	126,63	176,70	175,25
$w_{rare,\infty}$	[mm]	(4.20)	22,64	23,85	26,35	29,17	30,74	33,76
$\eta_{w,\infty}$	[-]		1,01	0,95	0,96	0,97	0,95	0,96

Allgemeine Annahmen:

$$g_{k,2} = 2 \text{ kN/m}^2, \quad q_k = 2,7 \text{ kN/m}^2$$

Materialwiderstände basierend auf Betonstahl B500 A mit $f_{yd} = 435 \text{ N/mm}^2$ und C24 (vgl. Tabelle A.13)

Betongüte C20/25: $f_{ck} = 20,0 \text{ N/mm}^2$, $f_{cd} = 11,3 \text{ N/mm}^2$, $f_{ctm} = 2,2 \text{ N/mm}^2$ für $L = \{4,5 \text{ m} - 6,0 \text{ m}\}$

Betongüte C30/37: $f_{ck} = 30,0 \text{ N/mm}^2$, $f_{cd} = 17,0 \text{ N/mm}^2$, $f_{ctm} = 2,9 \text{ N/mm}^2$ für $L = \{6,5 \text{ m} - 7,0 \text{ m}\}$

Die einzelnen Ergebnisse der Schubspannungsnachweise werden nicht ausgewiesen, da diese bei Weitem nicht maßgebend sind

* inklusive Ersatzlast Δp gemäß Formel (A.60) zur Berücksichtigung des unterschiedlichen Schwindverhaltens von Beton und Holz

† auf Basis der reduzierten E-Moduln von Beton bzw. Holz und des abgeminderten Verschiebungsmoduls K_{ser}

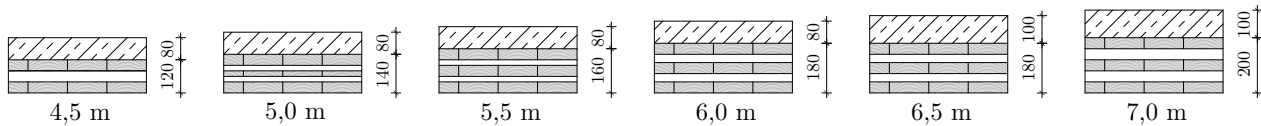


Bild A.22: Höhe h [mm] der Holz-Beton-Verbunddecken für die untersuchten Spannweiten

Das zugrunde gelegte Berechnungsverfahren für den zusammengesetzten Verbundquerschnitt basiert auf dem γ -Verfahren. Ein wesentlicher Aspekt besteht in der Erfassung der Langzeiteffekte, welche rechnerisch über die Reduktion der E-Moduln mithilfe von Modifikationsbeiwerten ψ sowie dem aus dem Holzbau bekannten Beiwert für die Kriechverformung k_{def} berücksichtigt werden. Hierbei ist nicht nur der rechnerische Zeitpunkt t_∞ interessant, sondern auch der Zeitraum t_{3-7a} nach 3 bis 7 Jahren, da in diesem der Beton stärker als das Holz kriecht und somit aufgrund des veränderten Steifigkeitsverhältnisses größere Beanspruchungen auftreten können. Die Ermittlung der Endkriechzahlen φ_∞ und Endschwindmaße $\varepsilon_{s,\infty}$ orientiert sich an der Vorgehensweise gemäß Anhang B der DIN EN 1992-1-1 [69]. Dabei wird das Betonalter bei Belastungsbeginn t_0 sowie bei Austrocknungsbeginn t_s mit 28 Tagen angenommen. Für das tatsächliche Betonalter werden 30000 Tage angesetzt. Ferner wird eine relative Luftfeuchte von 50 % berücksichtigt. Für die Ermittlung der wirksamen Bauteildicke h_0 wird der Umfang der Betonplatte mit allen vier Bauteilseiten bestimmt. Infolgedessen ergeben sich auf Basis der Zementklasse N die Wertebereiche $\varphi_\infty = \{2,67 - 3,38\}$ und $\varepsilon_{s,\infty} = \{0,532\% - 0,568\%\}$.

Die Ermittlung der Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten ($w_k = 0,4$ mm) erfolgt analog der bei der Stahlbetonflachdecke beschriebenen Vorgehensweise mit einem Mindestwert von $f_{ctm} = 3,0$ N/mm² zur Berücksichtigung von Überfestigkeiten. Demnach ergeben sich etwas größere Bewehrungsmengen (vgl. Tabelle A.12) als die tabellarisierten Werte in [82].

Die Bestimmung der Biegesteifigkeit fußt auf dem Netto-Flächenträgheitsmoment der Brettsperrholzplatte analog Anhang A.1.1. Für die Verbundfuge werden in der Baupraxis übliche Kerven mit einer Länge von 250 mm in einem wirksamen Abstand von 500 mm bzw. 750 mm sowie eine Kervertiefe von 20 mm angesetzt. Diese darf nicht mehr als 50 % der äußeren Längslage(n) der BSP-Platte betragen [87], wodurch BSP-Platten mit nur einer äußeren Längslage und gleichzeitigen Lagendicken von 20 mm bzw. 30 mm faktisch ausgeschlossen werden. Weiterhin wird für die Kerven zum Zeitpunkt t_0 ein Verschiebungsmodul $K_{ser,t_0} = 1000$ N/mm je mm verwendet. Eine Grenzwertbetrachtung mit einer Abminderung um 20 % wird hier nicht vorgenommen. Unter Berücksichtigung eines Druckstrebenneigungswinkels von $\Theta = 10^\circ$ resultieren abhebende Kräfte, welche durch entsprechende Verbindungsmittel aufzunehmen sind. Da sowohl deren erforderliche Anzahl unter Annahme typischer Schraubentragfähigkeiten [58] als auch der umweltbezogene Einfluss gering sind, werden diese nicht detailliert ausgewiesen.

Die Spannungsermittlung in den Teilquerschnitten Holz und Beton basiert auf den mechanischen Beziehungen (A.56) respektive (A.57).

$$\sigma_{t,i} = \sigma_{t,N,i} + \sigma_{t,M,i} = \frac{1,0 \cdot E_{t,i} \cdot a_{2,i} \cdot m_{Ed,i}}{EI_{ef,i}} \pm \frac{E_{t,i} \cdot h_t \cdot m_{Ed,i}}{2 \cdot EI_{ef,i}} \quad (\text{A.56})$$

$$\sigma_{c,i} = \sigma_{c,N,i} + \sigma_{c,M,i} = -\frac{\gamma_{1,i} \cdot E_{c,i} \cdot a_{1,i} \cdot m_{Ed,i}}{EI_{ef,i}} \pm \frac{E_{c,i} \cdot h_c \cdot m_{Ed,i}}{2 \cdot EI_{ef,i}} \quad (\text{A.57})$$

Die auf die Kerven einwirkenden Bemessungskräfte werden mithilfe der Formeln (A.58) und (A.59) bestimmt.

$$f_{Ed,V,i} = \frac{q_{Ed,red,i} \cdot \gamma_{1,i} \cdot E_{c,i} \cdot A_c \cdot a_{1,i} \cdot s_{ef}}{EI_{ef,i}} \quad (\text{A.58})$$

$$\text{mit } q_{Ed,red,i} = \frac{p_{Ed,i} \cdot L}{2} - p_{Ed,i} \cdot h_t \quad (\text{A.59})$$

Formel (A.60) bildet die Grundlage für die Ersatzlast Δp , die das unterschiedliche Schwindverhalten von Beton und Holz berücksichtigt.

$$\Delta p = \Delta \varepsilon \cdot \pi^2 \cdot \frac{E_{c,i} \cdot A_c \cdot E_{t,i} \cdot A_t \cdot (a_{1,i} + a_{2,i}) \cdot \gamma_{1,i}}{(E_{c,i} \cdot A_c + E_{t,i} \cdot A_t) \cdot L^2} \quad (\text{A.60})$$

Der Nachweis für den Brandfall wird in Anlehnung an die Nachweisführung gemäß [67] mit einer Abbrandrate von $\beta_0 = 0,65 \text{ mm/min}$ geführt. Infolgedessen wird der reduzierte BSP-Querschnitt für die Bestimmung der Verbundquerschnittswerte herangezogen. Durch die dementsprechend veränderte Lage des Schwerpunktes treten trotz der abgeminderten Einwirkungen im Brandfall teils etwas größere Ausnutzungsgrade auf, wobei lediglich der maximale Ausnutzungsgrad η_{fi} der Spannungsnachweise in Tabelle A.11 aufgeführt wird.

Schließlich ist zu konstatieren, dass infolge höherer Nutzlasten wie $q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$ auch größere Bauteildimensionen für die HBV-Decke notwendig werden, da meist der Durchbiegungsnachweis zum Zeitpunkt t_∞ maßgebend ist (vgl. Tabelle A.11). Die angepassten Höhen sind in Bild A.23 veranschaulicht, wobei mit Ausnahme von $L = 4,5 \text{ m}$ eine Betongüte von C30/37 erforderlich ist.

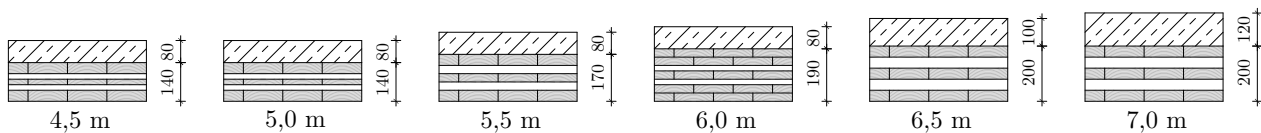


Bild A.23: Höhe h [mm] der HBV-Decken für eine erhöhte Nutzlast von $q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$

Die Mengenermittlung für die Holz-Beton-Verbundflachdecke erfolgt in Tabelle A.12 für alle untersuchten Spannweiten von 4,5 m bis 7,0 m entsprechend der deklarierten Einheiten der EPDs. Die Mengen der Ausbauschichten ändern sich nicht, sodass für die Bewertung der ökologischen Qualität ausschließlich die Stahlbetonschicht und die Brettsperrholzschicht variieren (siehe Bild A.24).

Tabelle A.12: Mengenermittlung für die HBV-Decke je m² Deckenfläche

Schicht	t [cm]	ρ [kg/m ³]	ME [je m ²]	EPD [-]
1 Bodenbelag	1,00	–	–	–
2 Zementestrich	6,00	2000	$0,06 \cdot \frac{2}{2,4}^* \cdot 2000 = 100 \text{ kg}$	[205]
3 Trittschalldäm.	4,00	100	0,04 m ³	[102]
Beton (4,5 m)	8,00	2400	0,08 m ³	[134]
4 Bewehrung – 6,0 m)	Ø5/13	7850	$2^\dagger \cdot 1,51 \cdot 7850 = 2,37 \text{ kg}$	[14]
Beton (6,5 m)	10,00	2400	0,10 m ³	[135]
Bewehrung – 7,0 m)	Ø5/10	7850	$2^\dagger \cdot 1,96 \cdot 7850 = 3,08 \text{ kg}$	[14]
	(4,5 m)	12,00	$0,12 \cdot \frac{4,6^*}{4,9} = 0,113 \text{ m}^3$	
	(5,0 m)	14,00	$0,14 \cdot \frac{4,6^*}{4,9} = 0,131 \text{ m}^3$	
5 BSP (5,5 m)	16,00	460	$0,16 \cdot \frac{4,6^*}{4,9} = 0,150 \text{ m}^3$	[213]
	(6,0 m)	18,00	$0,18 \cdot \frac{4,6^*}{4,9} = 0,169 \text{ m}^3$	
	(6,5 m)	18,00	$0,18 \cdot \frac{4,6^*}{4,9} = 0,169 \text{ m}^3$	
	(7,0 m)	20,00	$0,20 \cdot \frac{4,6^*}{4,9} = 0,188 \text{ m}^3$	

* Verhältnis der Rohdichte ρ zur in der EPD zugrunde gelegten Rohdichte ρ_{EPD}

† mit $a_{sq} = a_{sl}$ für Mindestbewehrung infolge Rissbreitenbeschränkung

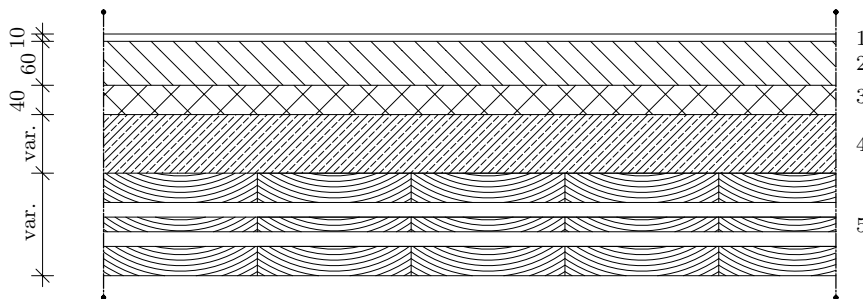


Bild A.24: HBV-Decke mit Ausbauschichten

Brettsperrholzdecke

Die Ergebnisse für die Brettsperrholzdecke resultieren aus dem Berechnungsverfahren nach TIMOSHENKO (siehe Anhang A.2.1) und sind in Tabelle A.13 für die sechs untersuchten Spannweiten ausgewiesen. Der jeweilige konstruktive Deckenaufbau ist in Bild A.25 veranschaulicht.

Tabelle A.13: Spannweitenabhängige Ergebnisse für die Brettsperrholzdecke

Parameter	Referenz	Spannweite L [m]						
		4,5	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0	
$g_{k,1}^*$	[kN/m ²]	Bild A.25	0,828	0,874	0,966	1,104	1,288	1,380
p_{Ed}	[kN/m ²]	(A.48)	7,87	7,93	8,05	8,24	8,49	8,61
q_{Ed}	[kN/m]	$\frac{p_{Ed} \cdot L}{2}$	17,70	19,82	22,15	24,72	27,59	30,15
m_{Ed}	[kNm/m]	$\frac{p_{Ed} \cdot L^2}{8}$	19,92	24,78	30,45	37,08	44,83	52,75
EI	[kNm ²]	Tab. A.4 [†]	4517	6007	7867	12275	18649	23198
κ	[-]	(A.37)	0,189	0,202	0,179	0,226	0,179	0,219
GA_s	[kN]	(A.36)	16206	21267	19058	31599	25411	36946
$w_{g,k}$	[mm]	(A.40)	3,8	4,3	5,1	4,7	4,8	5,1
$w_{q,k}$	[mm]	(A.40)	3,6	4,1	4,6	4,1	3,9	4,1
$w_{inst,rare}$	[mm]	(A.61)	7,4	8,4	9,7	8,8	8,7	9,2
$w_{fin,perm}$	[mm]	(A.62)	7,8	8,9	10,3	9,5	9,5	10,1
$w_{fin,rare}$	[mm]	(A.63)	10,3	11,7	13,6	12,4	12,3	13,0
$\eta_{max,GZG}$	[-]		0,49	0,50	0,53	0,44	0,40	0,39
$\sigma_{m,Ed}$	[N/mm ²]	$\frac{M_{Ed}}{W_{y,net}^\ddagger}$	4,4	4,3	4,5	4,0	3,7	3,8
$\tau_{R,Ed}$	[N/mm ²]	(A.64)	0,1	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
$\tau_{V,Ed}$	[N/mm ²]	(A.64)	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
$\eta_{max,GZT}$	[-]		0,27	0,27	0,28	0,25	0,23	0,23
$EI_{y,net}$	[kNm ²]	Tab. A.4 [†]	4488	5998	7846	12261	18597	23144
f_1	[Hz]	(A.65)	9,68	8,99	8,36	8,59	8,76	8,31
$w_{(1kN)}$	[mm]	(A.66)	0,16	0,21	0,17	0,16	0,10	0,10
η_{fi}	[-]		0,18	0,28	0,33	0,17	0,18	0,14

Allgemeine Annahmen:

$$g_{k,2} = 2 \text{ kN/m}^2, q_k = 2,7 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{NKL1} \rightarrow k_{def} = 0,6, \psi_2 = 0,3$$

$$b_{Decke} = 4,0 \text{ m für Lastverteilungsbreite}$$

Bemessungswiderstände BSP basierend auf C24 nach [57] mit $k_{mod} = 0,8$ und $\gamma_M = 1,3$:

$$f_{m,Rd} = 16,3 \text{ N/mm}^2 \text{ mit } k_l = 1,1, f_{VR,Rd} = 0,68 \text{ N/mm}^2, f_{V,Rd} = 1,54 \text{ N/mm}^2$$

$$* \rho_{BSP} = 460 \text{ kg/m}^3$$

[†] analog der dargelegten Vorgehensweise, Netto-Berechnung basiert auf den Anteilen der Hauptlagen

[‡] analog (A.1) und (A.2)

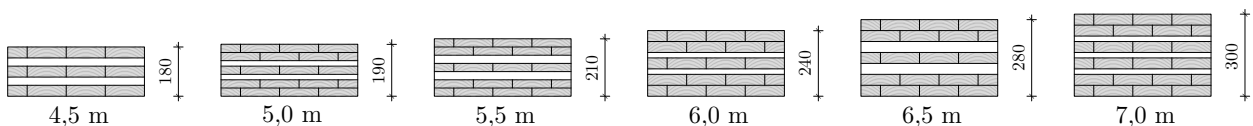


Bild A.25: Aufbau und Höhe h [mm] der BSP-Decke für die untersuchten Spannweiten

Für die Nachweisführung werden die entsprechenden Parameter mit den Gleichungen (A.61) bis (A.64) bestimmt und den Grenzwerten gegenübergestellt.

$$w_{inst,rare} = w_{g,k} + w_{q,k} \leq L/300 \quad (\text{A.61})$$

$$w_{fin,perm} = (1 + k_{def}) \cdot (w_{g,k} + \psi_2 \cdot w_{q,k}) \leq L/250 \quad (\text{A.62})$$

$$w_{fin,rare} = w_{inst,rare} + k_{def} \cdot (w_{g,k} + \psi_2 \cdot w_{q,k}) \leq L/200 \quad (\text{A.63})$$

$$\tau_{i,Ed} = \frac{q_{Ed} \cdot \int_A E_i \cdot z_i \, dA}{EI \cdot b} \quad (\text{A.64})$$

mit z_i an äußerster Querlage für $\tau_{R,Ed}$

mit z_i im Schwerpunkt für $\tau_{V,Ed}$

Die Grenzwerte für den Schwingungsnachweis sind in Tabelle A.14 aufgelistet. Neben dem Frequenzkriterium sind je nach Anforderung an die Decke das Steifigkeitskriterium (Verformung infolge einer Einzellast in Feldmitte) und ggf. das Beschleunigungskriterium (Beschleunigung infolge abgegebener Kraft beim Gehen) zu erfüllen.

Tabelle A.14: Grenzwerte für den Schwingungsnachweis je Einbaulage nach [228]

Einbaulage	Decke zwischen unterschiedlichen Nutzungseinheiten	Decke innerhalb einer Nutzungseinheit	Keine Anforderungen
Bewertung	1,0 bis 1,5	1,5 bis 2,5	2,5 bis 4,0
Empfindung des Schwingungsverhaltens	Schwingungen werden gar nicht oder nur gering spürbar, wenn man sich darauf konzentriert und nicht als störend empfunden.	Schwingungen werden als spürbar, jedoch nicht als störend empfunden.	Schwingungen werden als spürbar bis deutlich spürbar, unangenehm und auch teilweise störend empfunden.
Frequenzkriterium $f_1 \geq f_{grenz}$	$f_{grenz} = 8 \text{ Hz}$	$f_{grenz} = 6 \text{ Hz}$	–
Steifigkeitskriterium $w_{(1kN)} \leq w_{grenz}$ Genauere	$w_{grenz} = 0,25 \text{ mm}$	$w_{grenz} = 0,5 \text{ mm}$	–
Untersuchung, falls $f_1 < f_{grenz}$	$4,5 \text{ Hz} \leq f_1 < f_{grenz}$ mit $a_{grenz} = 0,05 \text{ m/s}^2$	$4,5 \text{ Hz} \leq f_1 < f_{grenz}$ mit $a_{grenz} = 0,10 \text{ m/s}^2$	–

Als Berechnungsgrundlage dienen die Gleichungen (A.65) bis (A.67), wobei die Steifigkeit der Estrichschicht nicht berücksichtigt wird.

$$f_1 = \frac{\pi}{2 \cdot L^2} \cdot \sqrt{\frac{EI_{y,net} \cdot a_g}{(g_{k,1} + g_{k,2})}} \quad (\text{A.65})$$

$$\text{mit } a_g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

$$w_{(1kN)} = \frac{1 \cdot L^2}{48 \cdot EI_{y,net} \cdot b_{w(1kN)}} \quad (\text{A.66})$$

$$\text{mit } b_{w(1kN)} = \min \left\{ \frac{L}{1,1} \cdot \sqrt[4]{\frac{EI_{y,90,net}}{EI_{y,net}}}, b_{Decke} \right\} \quad (\text{A.67})$$

Des Weiteren werden die Eigenfrequenzen mit SOFiSTiK ermittelt, da der Schwingungsnachweis maßgebend für die konstruktive Höhe der BSP-Decke ist und somit die analytische Lösung verifiziert werden kann (siehe Bild A.26). Beim Vergleich der Ergebnisse ist die hohe Übereinstimmung erkennbar, wobei die numerisch berechneten Eigenfrequenzen tendenziell etwas kleiner sind als die analytischen Ergebnisse, welche in Tabelle A.13 aufgeführt sind. Ein zusätzlicher Vergleich mit dem angepassten und erweiterten Schwingungsvergleich gemäß dem Entwurf der DIN EN 1995-1-1 [84] zeigte, dass neben der Frequenzanforderung auch das Steifigkeits- und Geschwindigkeitskriterium mindestens für Level IV eingehalten wird.

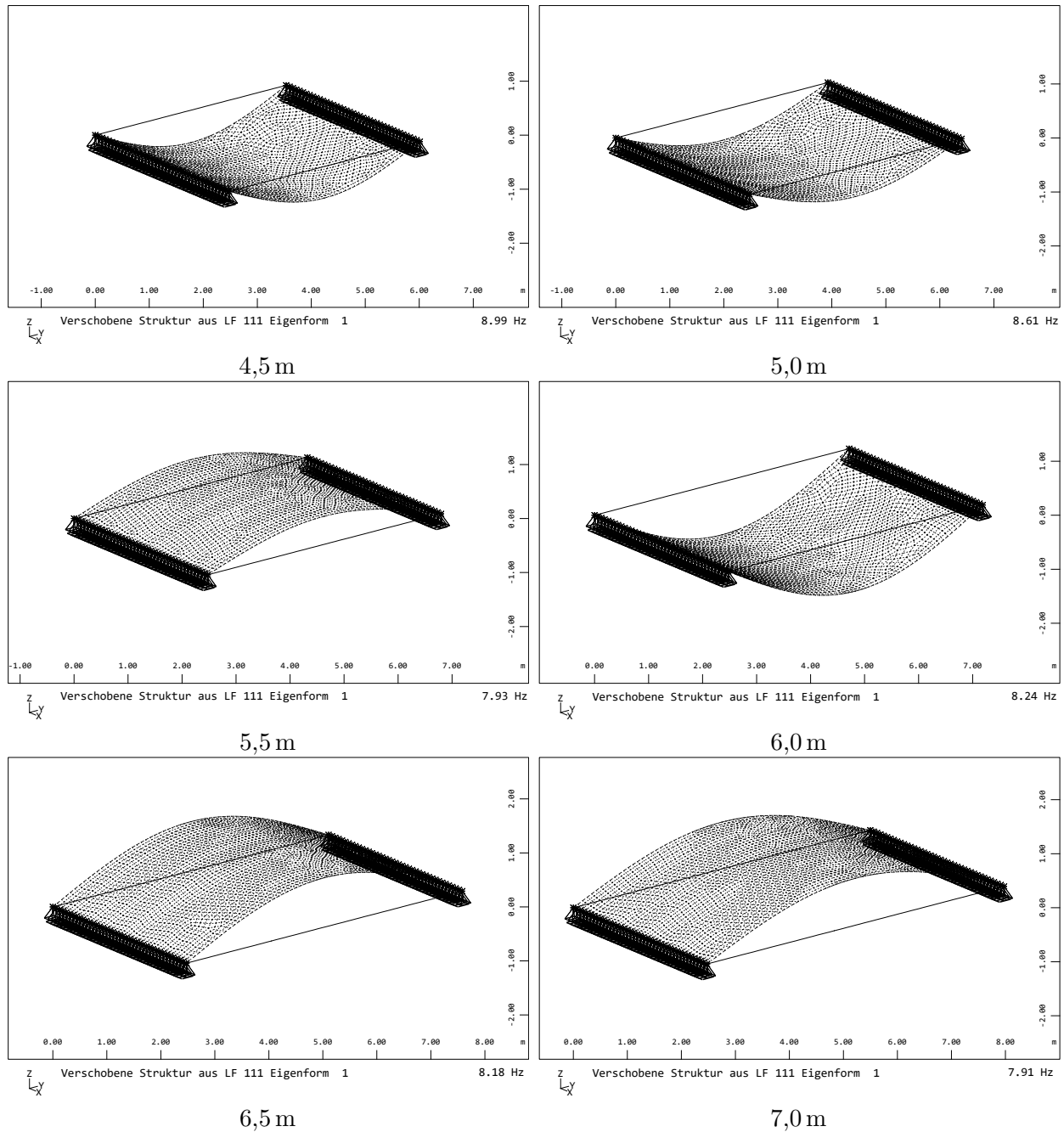


Bild A.26: Numerisch ermittelte 1. Eigenformen und zugehörige Eigenfrequenzen der BSP-Decke für die untersuchten Spannweiten

Zudem wird ein Brandnachweis mit einseitiger Beflammung gemäß DIN EN 1995-2 [67] mit einer Abbrandrate von $\beta_0 = 0,65$ mm/min geführt. Dieser ist aufgrund der Abminderung der Bemessungslasten für den außergewöhnlichen Lastfall Brand nie maßgebend, weshalb lediglich der ermittelte maximale Ausnutzungsgrad η_{fi} in Tabelle A.13 ausgewiesen ist.

Ferner sind die Grenzwerte an den Luft- und Trittschall nach dem vereinfachten Verfahren gemäß DIN 4109-2 [75] für alle in Bild A.25 dargestellten Bauteildicken mit dem folgenden Deckenausbau ($g_{k,2} \approx 2$ kN/m²) erfüllt:

- 6,0 cm Zementestrich ($\rho = 2000$ kg/m³)
- 4,0 cm Trittschalldämmung ($\rho = 50$ kg/m³)
- 5,0 cm Splittschüttung ($\rho = 1500$ kg/m³)
- Rieselschutzpapier

Abschließend ist festzuhalten, dass für die vorgesehenen BSP-Aufbauten (vgl. Bild A.25) die Nachweise auch für eine Nutzlast von $q_k = 5,0$ kN/m² eingehalten werden, da stets die Anforderungen an die Frequenz respektive Steifigkeit maßgebend für die Dimensionierung sind.

Tabelle A.15 fasst die Mengenermittlung für die Brettsperrholzdecke entsprechend der deklarierten Einheiten der EPDs zusammen. Für die Bewertung der ökologischen Qualität ergeben sich lediglich für die tragende Schicht Anpassungen für die verschiedenen Spannweiten. Die Mengen der Ausbauschichten bleiben unverändert (vgl. Bild A.27).

Tabelle A.15: Mengenermittlung für die Brettsperrholzdecke je m² Deckenfläche

Schicht	t [cm]	ρ [kg/m ³]	ME [je m ²]	EPD [-]
1 Bodenbelag	1,00	–	–	–
2 Zementestrich	6,00	2000	$0,06 \cdot \frac{2}{2,4}^* \cdot 2000 = 100 \text{ kg}$	[205]
3 Trittschalldäm.	4,00	100	0,04 m ³	[102]
4 Splittschüttung [†]	5,00	1500	$0,05 \cdot 1500 = 75 \text{ kg}$	[204]
	(4,5 m)	18,00	$0,18 \cdot \frac{4,6^*}{4,9} = 0,169 \text{ m}^3$	
	(5,0 m)	19,00	$0,19 \cdot \frac{4,6^*}{4,9} = 0,178 \text{ m}^3$	
5 BSP	(5,5 m)	21,00	$0,21 \cdot \frac{4,6^*}{4,9} = 0,197 \text{ m}^3$	[213]
	(6,0 m)	24,00	$0,24 \cdot \frac{4,6^*}{4,9} = 0,225 \text{ m}^3$	
	(6,5 m)	28,00	$0,28 \cdot \frac{4,6^*}{4,9} = 0,263 \text{ m}^3$	
	(7,0 m)	30,00	$0,30 \cdot \frac{4,6^*}{4,9} = 0,282 \text{ m}^3$	

* Verhältnis der Rohdichte ρ zur in der EPD zugrunde gelegten Rohdichte ρ_{EPD}

† zuzüglich Rieselschutzpapier

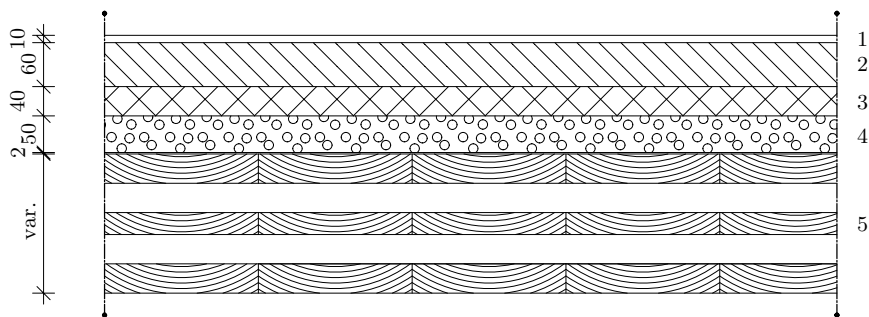


Bild A.27: BSP-Decke mit Ausbauschichten

Stahl-Holz-Verbunddecke

Tabelle A.16 zeigt die Mengenermittlung für die in Bild 5.40 ausgewiesenen Konfigurationen der Stahl-Holz-Verbunddecke gemäß der Parameterstudie. Der Abstand der Stahltrapezprofile sowie die Bauteildicken sind in Bild A.28 ersichtlich. Alle Mengen fußen auf den deklarierten Einheiten der EPDs, wobei die Mengen der Ausbauschichten unabhängig von der Spannweite sind, sodass für die umweltbezogene Bewertung ausschließlich die tragende Schicht variiert.

Tabelle A.16: Mengenermittlung für die Stahl-Holz-Verbunddecke je m² Deckenfläche

Schicht	t [cm]	ρ [kg/m ³]	ME [je m ²]	EPD [-]
1 Bodenbelag	1,00	–	–	–
2 Zementestrich	6,00	2000	$0,06 \cdot \frac{2}{2,4}^* \cdot 2000 = 100 \text{ kg}$	[205]
3 Trittschalldäm.	4,00	100	0,04 m ³	[102]
4 Splittschüttung [†]	5,00	1500	$0,05 \cdot 1500 = 75 \text{ kg}$	[204]
5 BSP (4,5 m)	6,00	460	$0,06 \cdot \frac{4,6^*}{4,9} = 0,056 \text{ m}^3$	[213]
6 STP ($b_{quer} - t_{STP}$)	75–0,15	7850	$\frac{100}{75} \cdot \frac{8,3^\ddagger}{8,87} = 1,247 \text{ m}^2$	[97]
5 BSP (5,0 m)	6,00	460	$0,06 \cdot \frac{4,6^*}{4,9} = 0,056 \text{ m}^3$	[213]
6 STP ($b_{quer} - t_{STP}$)	50–0,15	7850	$\frac{100}{50} \cdot \frac{8,3^\ddagger}{8,87} = 1,872 \text{ m}^2$	[97]
5 BSP (5,5 m)	8,00	460	$0,08 \cdot \frac{4,6^*}{4,9} = 0,075 \text{ m}^3$	[213]
6 STP ($b_{quer} - t_{STP}$)	87,5–0,3	7850	$\frac{3}{1,5} \cdot \frac{100}{87,5} \cdot \frac{8,3^\ddagger}{8,87} = 2,139 \text{ m}^2$	[97]
5 BSP (6,0 m)	8,00	460	$0,08 \cdot \frac{4,6^*}{4,9} = 0,075 \text{ m}^3$	[213]
6 STP ($b_{quer} - t_{STP}$)	62,5–0,3	7850	$\frac{3}{1,5} \cdot \frac{100}{62,5} \cdot \frac{8,3^\ddagger}{8,87} = 2,994 \text{ m}^2$	[97]
5 BSP (6,5 m)	8,00	460	$0,08 \cdot \frac{4,6^*}{4,9} = 0,075 \text{ m}^3$	[213]
6 STP ($b_{quer} - t_{STP}$)	37,5–0,3	7850	$\frac{3}{1,5} \cdot \frac{100}{37,5} \cdot \frac{8,3^\ddagger}{8,87} = 4,991 \text{ m}^2$	[97]
5 BSP (7,0 m)	10,00	460	$0,10 \cdot \frac{4,6^*}{4,9} = 0,094 \text{ m}^3$	[213]
6 STP ($b_{quer} - t_{STP}$)	37,5–0,4	7850	$\frac{4}{1,5} \cdot \frac{100}{37,5} \cdot \frac{8,3^\ddagger}{8,87} = 6,654 \text{ m}^2$	[97]
7 Gipskartonplatte	3,00	800	$0,03 \cdot 800 = 2,4 \cdot 10 \text{ kg}$	[41]

* Verhältnis der Rohdichte ρ zur in der EPD zugrunde gelegten Rohdichte ρ_{EPD}

† zuzüglich Rieselschutzpapier

‡ Verhältnis des Flächengewichtes zum in der EPD angegebenen Flächengewicht

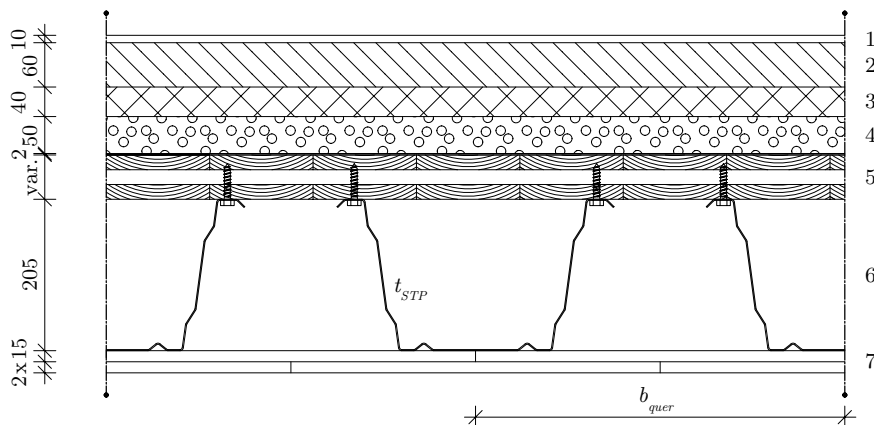


Bild A.28: SHV-Decke mit Ausbauschichten

A.3.2 Ressourceneinsatz und Output-Flüsse

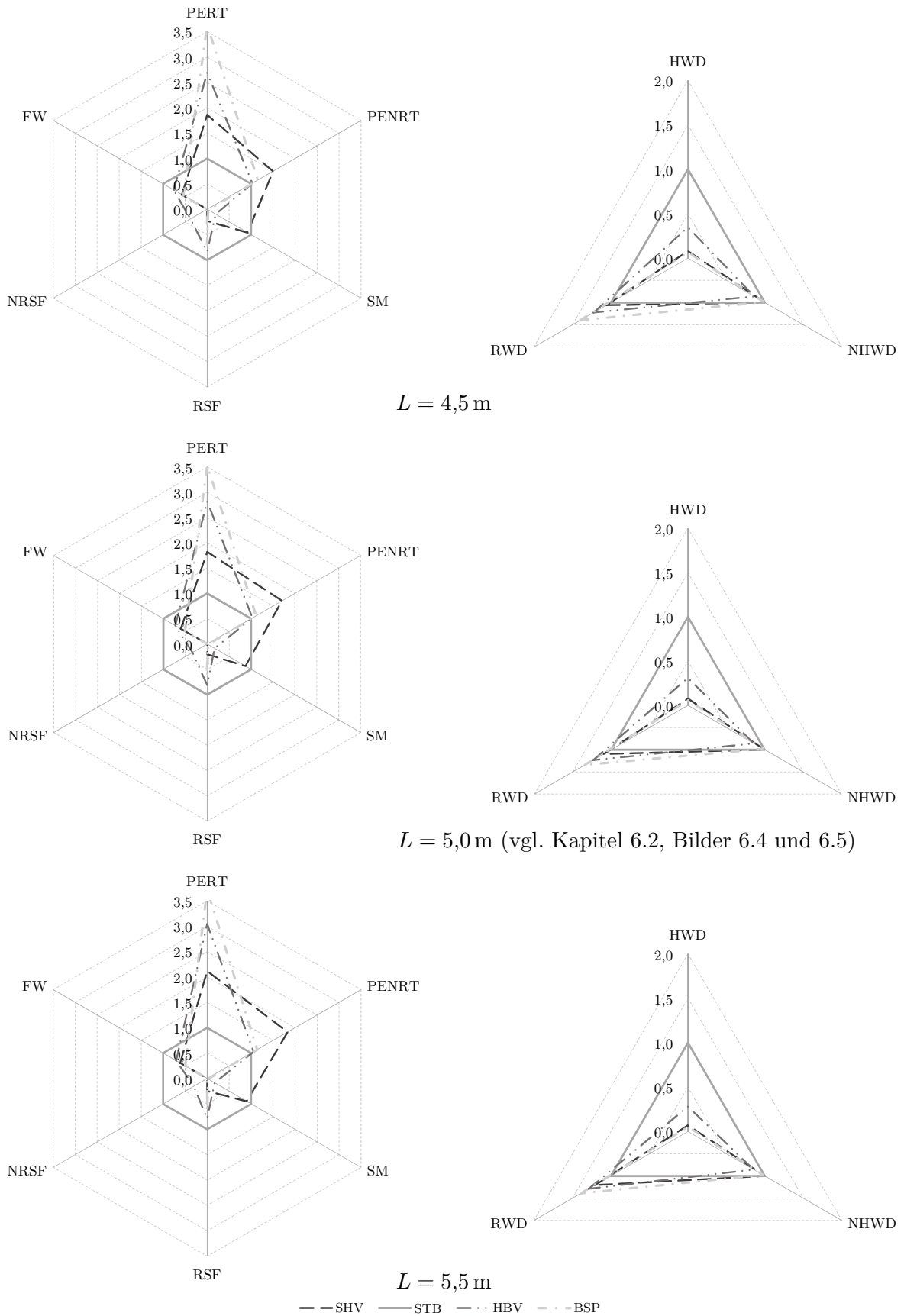


Bild A.29: Normierter Vergleich des Ressourceneinsatzes und der Output-Flüsse für A1-A3, C3-C4 – $L = \{4,5 \text{ m} - 5,5 \text{ m}\}$

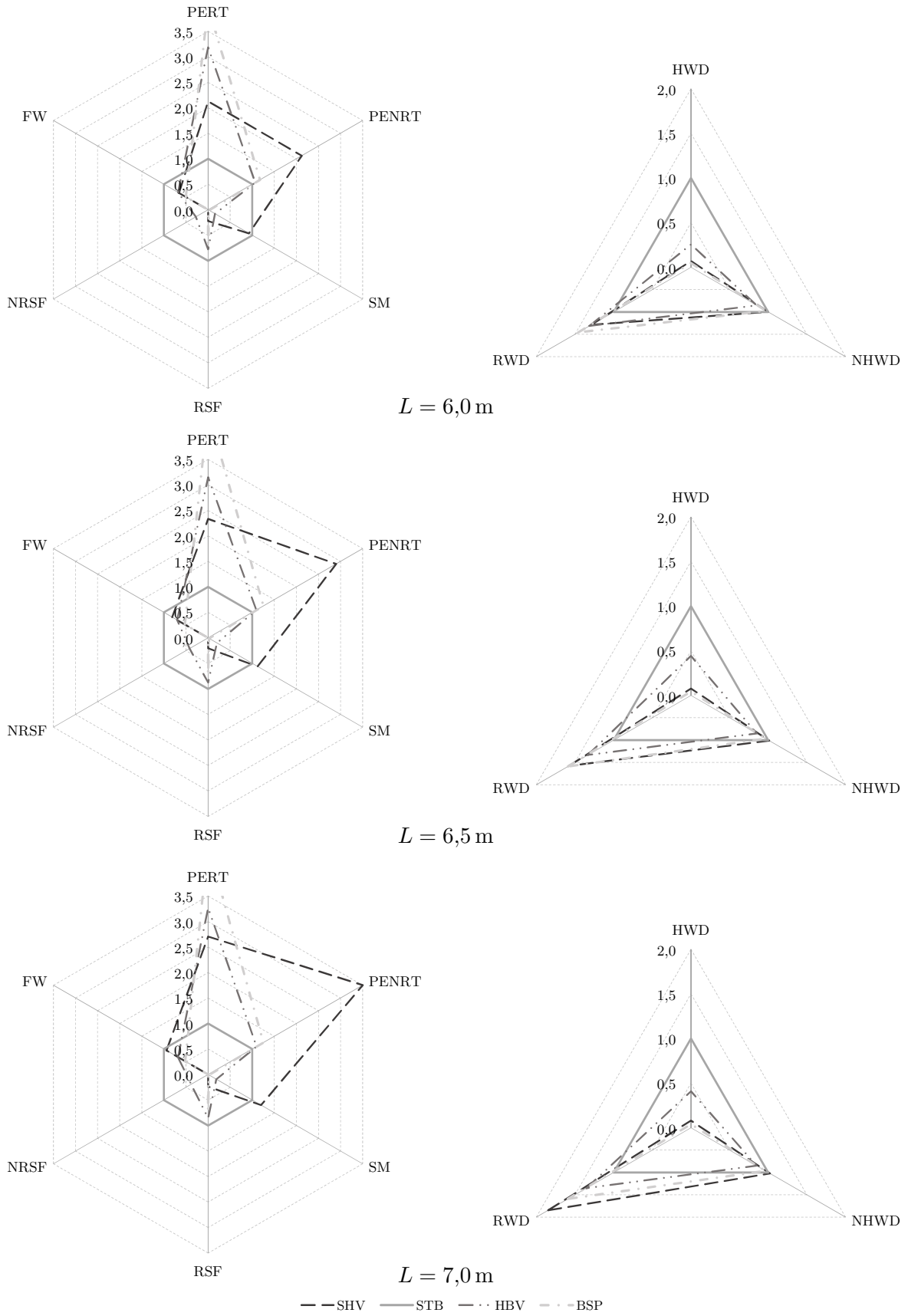


Bild A.30: Normierter Vergleich des Ressourceneinsatzes und der Output-Flüsse für A1-A3, C3-C4 – $L = \{6,0\text{ m} - 7,0\text{ m}\}$

A.3.3 Umweltwirkungen

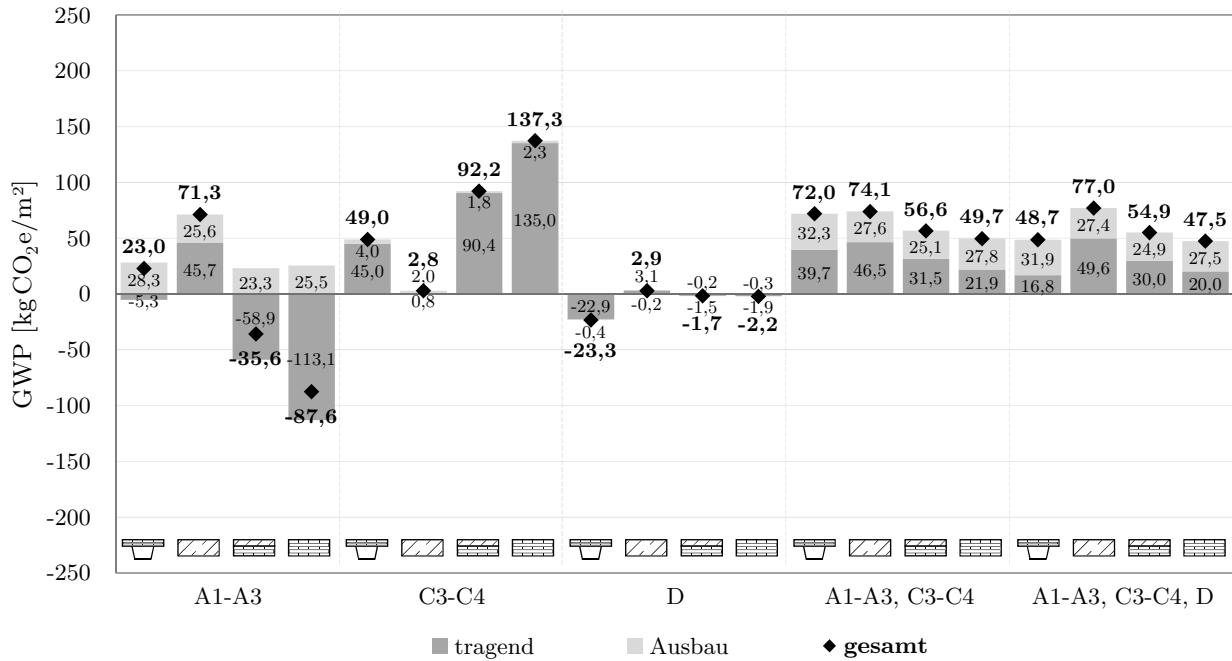


Bild A.31: Modulweiser Vergleich des GWP der betrachteten Decken – $L = 4,5\text{ m}$

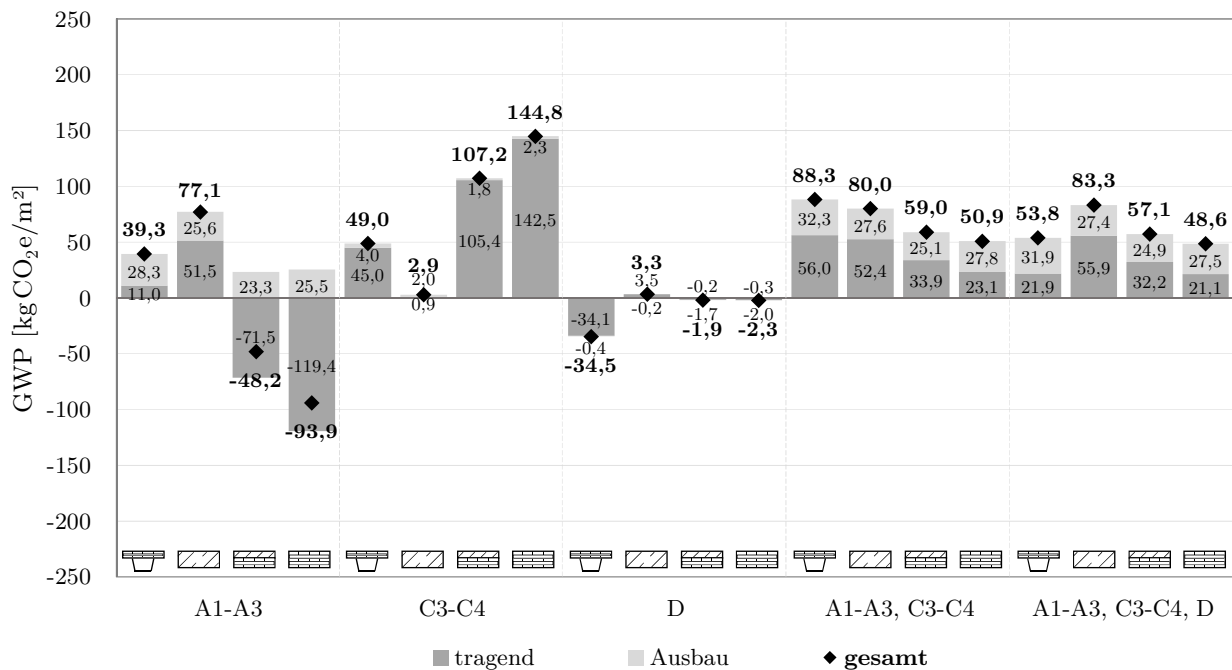


Bild A.32: Modulweiser Vergleich des GWP der betrachteten Decken – $L = 5,0\text{ m}$
(vgl. Kapitel 6.3.1, Bild 6.21)

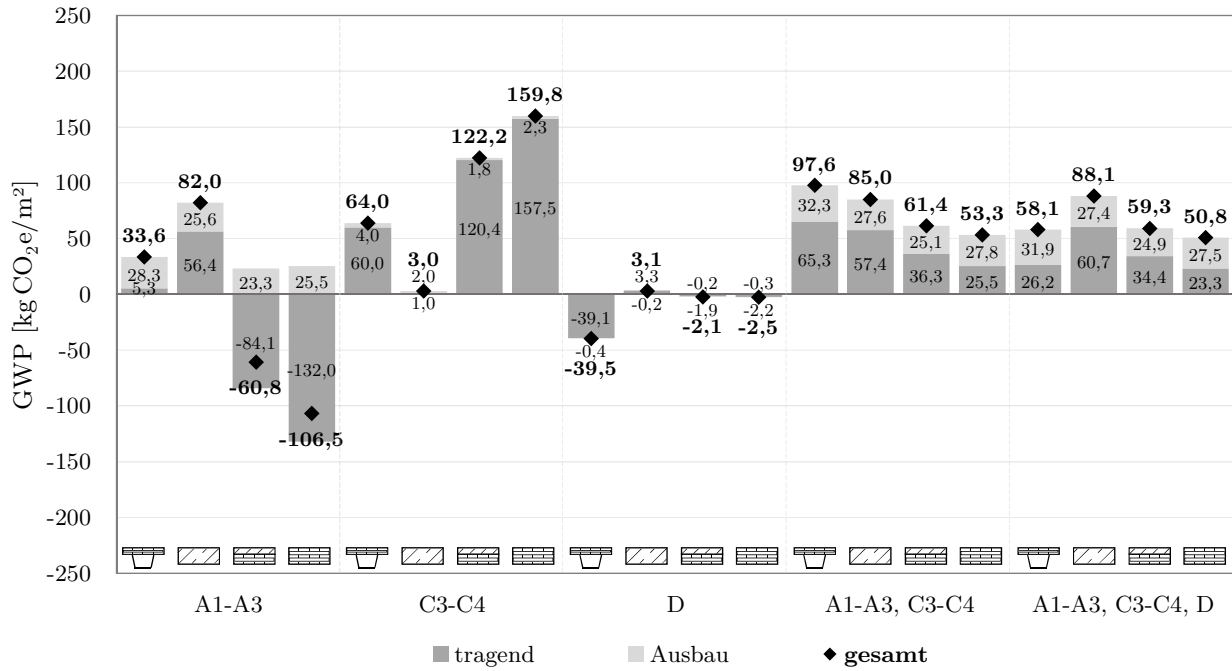


Bild A.33: Modulweiser Vergleich des GWP der betrachteten Decken – L = 5,5 m

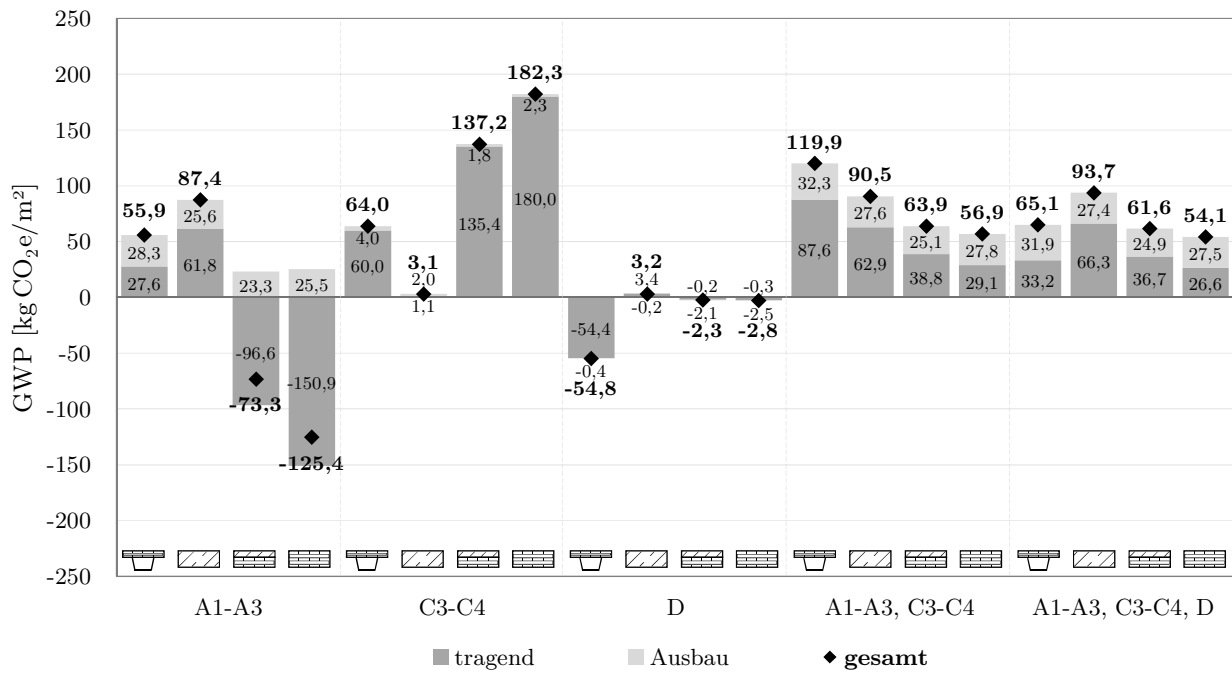


Bild A.34: Modulweiser Vergleich des GWP der betrachteten Decken – L = 6,0 m

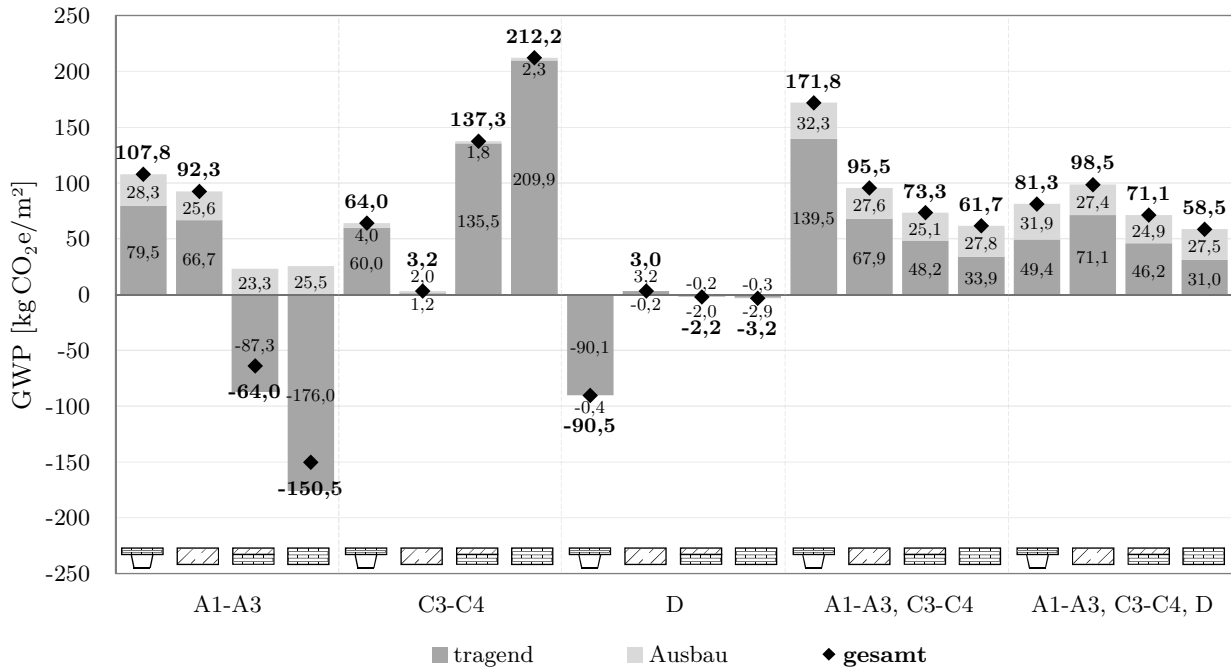


Bild A.35: Modulweiser Vergleich des GWP der betrachteten Decken – $L = 6,5$ m

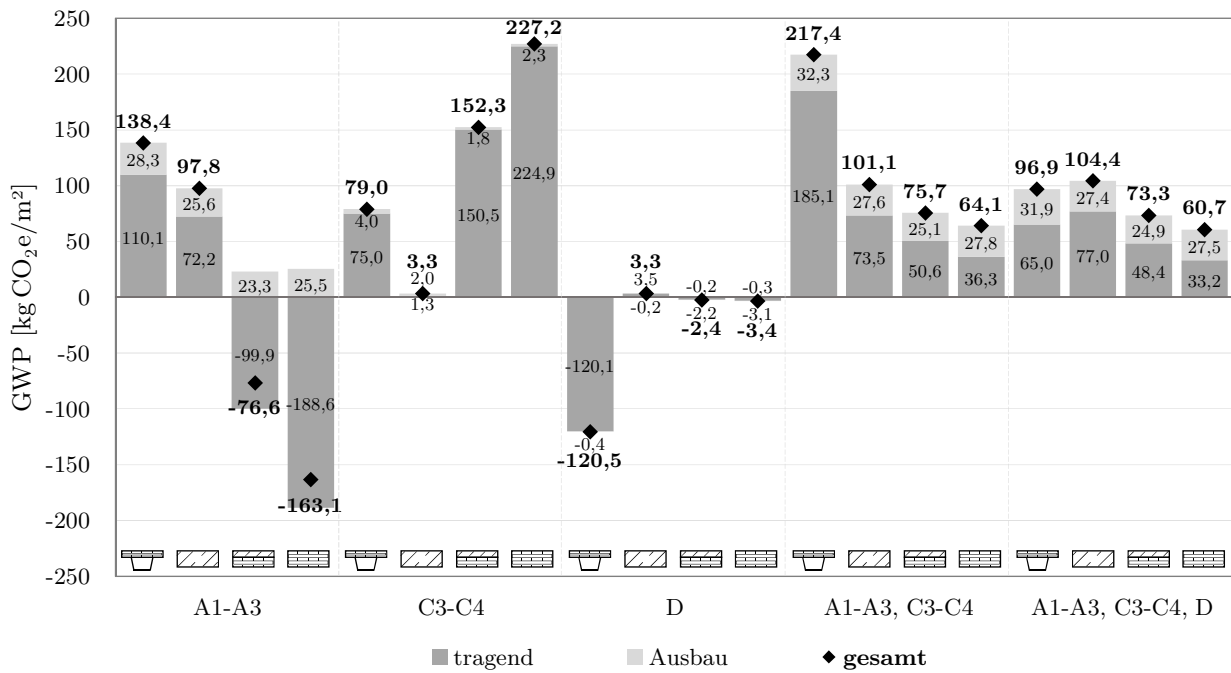


Bild A.36: Modulweiser Vergleich des GWP der betrachteten Decken – $L = 7,0$ m

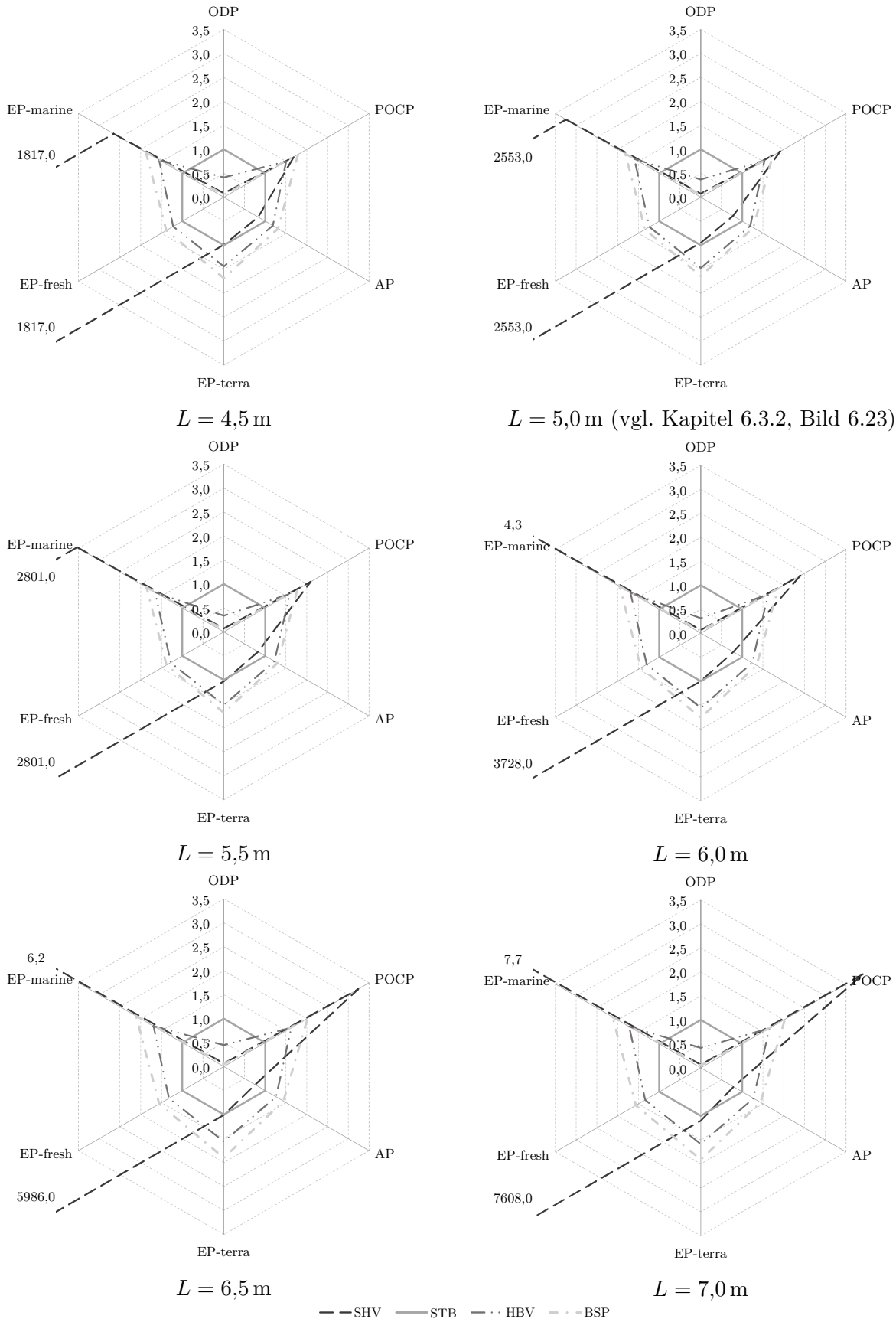


Bild A.37: Normierter Vergleich der Umweltwirkungen für A1-A3, C3-C4 – $L = \{4,5 \text{ m} - 7,0 \text{ m}\}$

A.3.4 Wiederverwendungs- und Recyclingpotenzial

In den nachfolgenden Tabellen A.17 bis A.19 werden die Ergebnisse der Fallstudie unter der Annahme diverser Verwertungsszenarien auf Basis der EPDs, quellenbasierter Anpassungen (EPD+) sowie theoretischer Best-Case-Szenarien für die Stahlbetonflachdecke, die Holz-Beton-Verbundflachdecke und die Brettsperrholzdecke zusammengetragen. Diese stellen die Grundlage für die grafische Gegenüberstellung in den Bildern 6.35 und 6.36 dar.

Tabelle A.17: Wiederverwendungs- und Recyclingpotenzial der STB-Decke

Szenario	Potenzial	Schicht	Masse [kg/m ²] (Anteil [%])					
			EPD		EPD+*		Best-Case [†]	
Wieder- verwendung	A++	–	0,0	(0)	0,0	(0)	0,0	(0)
Recycling	A+	Bew.	13,6–18,0	(95)	13,6–18,0	(95)	14,3–19,0	(100)
		Beton	0,0	(0)	38,4–62,4	(10)	384,0–624,0	(100)
Downcycling	A	GP	0,0	(0)	0,0	(0)	9,5	(60)
		Beton	384,0–624,0	(100)	345,6–561,6	(90)	0,0	(0)
		MW	0,0	(0)	0,0	(0)	0,4	(10)
		Estrich	0,0	(0)	0,0	(0)	120,0	(100)
Verbrennung [‡]	B+	MW	0,0	(0)	0,0	(0)	3,6	(90)
Deponierung	B	Bew.	0,7–1,0	(5)	0,7–1,0	(5)	0,0	(0)
		GP	15,8	(100)	15,8	(100)	6,3	(40)
		MW	4,0	(100)	4,0	(100)	0,0	(0)
		Estrich	120,0	(100)	120,0	(100)	0,0	(0)

* Anpassung der EPD-Daten: Gesteinskörnung partizipiert mit ca. 80 % am Beton und wird zu ca. 13 % mit Recycling-Baustoffen (Annahme: Betonabbruch) substituiert A+ [40]

[†] gemäß Beschreibung sowie Gipsputz mit 60 % A und 40 % B; MW mit 10 % A und 90 % B+ Beton mit 100 % A+ trotz mutmaßlich hoher Aufbereitungsverluste von bis zu 50 % [197]

[‡] ohne Differenzierung der Verbrennungsanteile mit und ohne Energierückgewinnung

Tabelle A.18: Wiederverwendungs- und Recyclingpotenzial der HBV-Decke

Szenario	Potenzial	Schicht	Masse [kg/m ²] (Anteil [%])					
			EPD		EPD+*		Best-Case [†]	
Wieder- verwendung	A++	–	0,0	(0)	0,0	(0)	0,0	(0)
Recycling	A+	Bew.	2,3–2,9	(95)	2,3–2,9	(95)	2,4–3,1	(100)
		BSP	0,0	(0)	0,0	(0)	55,2–92,0	(100)
		Beton	0,0	(0)	19,2–24,0	(10)	192,0–240,0	(100)
Downcycling	A	BSP	55,2–92,0	(100)	55,2–92,0	(100)	0,0	(0)
		Beton	192,0–240,0	(100)	172,8–216,0	(90)	0,0	(0)
		MW	0,0	(0)	0,0	(0)	0,4	(10)
		Estrich	0,0	(0)	0,0	(0)	120,0	(100)
Verbrennung [‡]	B+	MW	0,0	(0)	0,0	(0)	3,6	(90)
Deponierung	B	Bew.	0,1–0,2	(5)	0,1–0,2	(5)	0,0	(0)
		MW	4,0	(100)	4,0	(100)	0,0	(0)
		Estrich	120,0	(100)	120,0	(100)	0,0	(0)

* Anpassung der EPD-Daten: Gesteinskörnung partizipiert mit ca. 80 % am Beton und wird zu ca. 13 % mit Recycling-Baustoffen (Annahme: Betonabbruch) substituiert A+ [40]

[†] gemäß Beschreibung sowie MW mit 10 % A und 90 % B+

Beton mit 100 % A+ trotz mutmaßlich hoher Aufbereitungsverluste von bis zu 50 % [197]

[‡] ohne Differenzierung der Verbrennungsanteile mit und ohne Energierückgewinnung

Tabelle A.19: Wiederverwendungs- und Recyclingpotenzial der BSP-Decke

Szenario	Potenzial	Schicht	Masse [kg/m ²] (Anteil [%])					
			EPD		EPD+*		Best-Case [†]	
Wieder- verwendung	A++	Splitt	0,0	(0)	37,5	(50)	75,0	(100)
Recycling [‡]	A+	BSP	0,0	(0)	0,0	(0)	82,8–138,0	(100)
Downcycling	A	BSP	82,8–138,0	(100)	82,8–138,0	(100)	0,0	(0)
		MW	0,0	(0)	0,0	(0)	0,4	(10)
		Splitt	54,6	(73)	37,5	(50)	0	(0)
		Estrich	0,0	(0)	0,0	(0)	120,0	(100)
Verbrennung [‡]	B+	MW	0,0	(0)	0,0	(0)	3,6	(90)
Deponierung	B	MW	4,0	(100)	4,0	(100)	0,0	(0)
		Splitt	20,4	(27)	0,0	(0)	0,0	(0)
		Estrich	120,0	(100)	120,0	(100)	0,0	(0)

* Anpassung der EPD-Daten: Annahme Splittschüttung 50 % A++ [51]

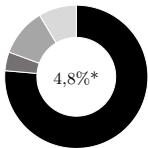

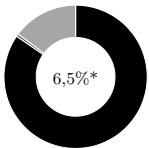
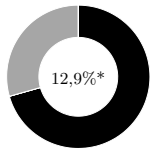
[†] gemäß Beschreibung sowie MW mit 10 % A und 90 % B+

[‡] ohne Differenzierung der Verbrennungsanteile mit und ohne Energierückgewinnung

A.3.5 Zusammenfassung der umweltbezogenen Ergebnisse

In den Tabellen A.20 bis A.25 sind die umweltbezogenen Ergebnisse für die untersuchten Spannweiten tabellarisch zusammengefasst.

Tabelle A.20: Zusammenstellung der umweltbezogenen Ergebnisse – $L = 4,5\text{ m}$

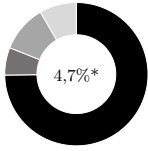
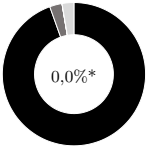
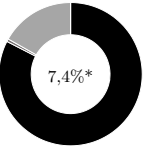
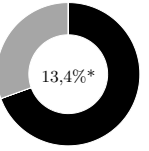
	SHV	STB	HBV	BSP
Materialität				
– mineralisch	•76,4%	•94,4%	•84,6%	•70,6%
– metallisch	•4,2%	•2,7%	•0,6%	•0,0%
– holzbasiert	•10,9%	•0,0%	•14,8%	•29,4%
– gipsbasiert	•8,5%	•2,9%	•0,0%	•0,0%
				
Masse [kg/m ²]	261,7	538,1	373,6	281,8
Materialgüte [-]	BSP aus C24 S 320 GD	C30/37	BSP aus C24 C20/25	BSP aus C24
Bauteilhöhe [cm]	44,5	27,5	30,0	33,0
GWP [kg CO₂e/m²]				
– A1-A3	23,0	71,3	-35,6	-87,6
– C3-C4	49,0	2,8	92,2	137,3
– D	-23,3	2,9	-1,7	-2,2
PENRT [MJ/m²]				
– A1-A3	692,8	452,3	466,8	521,9
– C3-C4	39,2	36,2	35	41,4
– D	-183,5	7,8	-27,3	-30,8
Trennbarkeit	befriedigend	ungenügend	mangelhaft	gut
A++ und A+ [%] [†]	34,4	0,0	14,8	56,0
Kreislauffähigkeit[‡]				
– Wiederverwendung	•0,0%	•0,0%	•0,0%	•0,0%
– Recycling	•9,8%	•2,5%	•0,6%	•0,0%
– Downcycling	•35,0%	•71,4%	•66,2%	•48,8%
– Verbrennung	•0,0%	•0,0%	•0,0%	•0,0%
– Deponierung	•55,2%	•26,1%	•33,2%	•51,2%
Best-Case-Szenario				
– Wiederverwendung	•32,9%	•0,0%	•0,0%	•26,6%
– Recycling	•19,7%	•74,0%	•66,8%	•29,4%
– Downcycling	•46,0%	•24,1%	•32,2%	•42,7%
– Verbrennung	•1,4%	•0,7%	•1,0%	•1,3%
– Deponierung	•0,0%	•1,2%	•0,0%	•0,0%

* biogener Kohlenstoffgehalt ohne Berücksichtigung weiterer Einlagerungen während der Nutzungsphase

† Massenanteil ohne Beschädigung (A++) zuzüglich Massenanteil mit geringer Beschädigung (A+)

‡ entsprechend der verwendeten Umwelt-Produktdeklarationen

Tabelle A.21: Zusammenstellung der umweltbezogenen Ergebnisse – $L = 5,0$ m
(vgl. Kapitel 6.5, Tabelle 6.13)

	SHV	STB	HBV	BSP
Materialität				
– mineralisch	74,8%	94,5%	82,6%	69,5%
– metallisch	6,2%	2,8%	0,6%	0,0%
– holzbasiert	10,6%	0,0%	16,8%	30,5%
– gipsbasiert	8,4%	2,7%	0,0%	0,0%
				
Masse [kg/m ²]	267,2	588,2	382,8	286,4
Materialgüte [-]	BSP aus C24 S 320 GD	C30/37	BSP aus C24 C20/25	BSP aus C24
Bauteilhöhe [cm]	44,5	29,5	32,0	34,0
GWP [kg CO₂e/m²]				
– A1-A3	39,3	77,1	-48,2	-93,9
– C3-C4	49,0	2,9	107,2	144,8
– D	-34,5	3,3	-1,9	-2,3
PENRT [MJ/m²]				
– A1-A3	850,0	483,3	500,8	538,9
– C3-C4	39,2	37,6	36,2	42,0
– D	-267,7	10,0	-30,1	-32,2
Trennbarkeit	überwiegend gut	ungenügend	mangelhaft	gut
A++ und A+ [%] [†]	44,6	0,0	16,8	56,7
Kreislauffähigkeit[‡]				
– Wiederverwendung	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%
– Recycling	11,7%	2,7%	0,6%	0,0%
– Downcycling	34,3%	73,4%	67,0%	49,6%
– Verbrennung	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%
– Deponierung	54,0%	23,9%	32,4%	50,4%
Best-Case-Szenario				
– Wiederverwendung	34,3%	0,0%	0,0%	26,2%
– Recycling	19,3%	76,2%	67,6%	30,5%
– Downcycling	45,1%	22,1%	31,5%	42,0%
– Verbrennung	1,3%	0,6%	0,9%	1,3%
– Deponierung	0,0%	1,1%	0,0%	0,0%

* biogener Kohlenstoffgehalt ohne Berücksichtigung weiterer Einlagerungen während der Nutzungsphase

† Massenanteil ohne Beschädigung (A++) zuzüglich Massenanteil mit geringer Beschädigung (A+)

‡ entsprechend der verwendeten Umwelt-Produktdeklarationen

Die Grundlage für die Ergebnisse der SHV-Decke stellt die Verbundfuge mit 50 mm langen Sechskant-Holzschrauben Ø10 mm dar, welche im Zuge der Abscherversuche für eine BSP-Dicke von 60 mm gewählt wurden. Da die SHV-Konfigurationen ab 5,5 m Spannweite jedoch eine BSP-Dicke von mindestens 80 mm besitzen, besteht hier Potenzial zur Materialeinsparung und Verbesserung der Ergebnisse durch Verwendung längerer Schrauben, wodurch eine höhere Verbundsteifigkeit zwischen STP und BSP-Platte erzielt würde. Eine diesbezügliche Anpassung erfolgte bei der Parameterstudie in Kapitel 5.3.2 nicht, um weiterhin die validierte Verbundsteifigkeit aus den Abscherversuchen ansetzen zu können.

Tabelle A.22: Zusammenstellung der umweltbezogenen Ergebnisse – $L = 5,5$ m

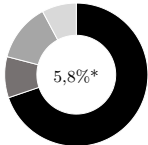
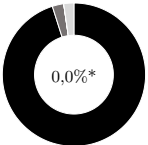
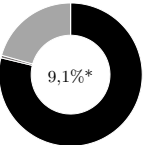
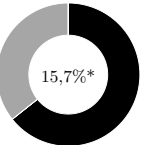
	SHV	STB	HBV	BSP
Materialität				
– mineralisch	•71,7%	•94,9%	•80,6%	•67,3%
– metallisch	•6,8%	•2,6%	•0,6%	•0,0%
– holzbasiert	•13,5%	•0,0%	•18,8%	•32,7%
– gipsbasiert	•8,0%	•2,5%	•0,0%	•0,0%
Masse [kg/m ²]	278,8	636,2	392,0	295,6
Materialgüte [-]	BSP aus C24 S 320 GD	C30/37	BSP aus C24 C20/25	BSP aus C24
Bauteilhöhe [cm]	46,5	31,5	34,0	36,0
GWP [kg CO₂e/m²]				
– A1-A3	33,6	82,0	-60,8	-106,5
– C3-C4	64,0	3,0	122,2	159,8
– D	-39,5	3,1	-2,1	-2,5
PENRT [MJ/m²]				
– A1-A3	951,3	502,8	534,8	572,9
– C3-C4	40,4	38,9	37,4	43,2
– D	-306,6	6,9	-32,9	-35,0
Trennbarkeit	überwiegend gut	ungenügend	mangelhaft	gut
A++ und A+ [%] [†]	46,9	0,0	18,8	58,1
Kreislauffähigkeit[‡]				
– Wiederverwendung	•0,0%	•0,0%	•0,0%	•0,0%
– Recycling	•12,1%	•2,5%	•0,6%	•0,0%
– Downcycling	•36,1%	•75,4%	•67,8%	•51,2%
– Verbrennung	•0,0%	•0,0%	•0,0%	•0,0%
– Deponierung	•51,8%	•22,1%	•31,6%	•48,8%
Best-Case-Szenario				
– Wiederverwendung	•33,7%	•0,0%	•0,0%	•25,4%
– Recycling	•21,8%	•78,0%	•68,4%	•32,7%
– Downcycling	•43,2%	•20,4%	•30,7%	•40,7%
– Verbrennung	•1,3%	•0,6%	•0,9%	•1,2%
– Deponierung	•0,0%	•1,0%	•0,0%	•0,0%

* biogener Kohlenstoffgehalt ohne Berücksichtigung weiterer Einlagerungen während der Nutzungsphase

† Massenanteil ohne Beschädigung (A++) zuzüglich Massenanteil mit geringer Beschädigung (A+)

‡ entsprechend der verwendeten Umwelt-Produktdeklarationen

Tabelle A.23: Zusammenstellung der umweltbezogenen Ergebnisse – $L = 6,0$ m

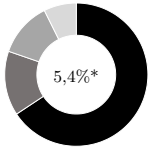
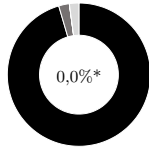
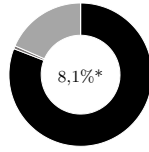
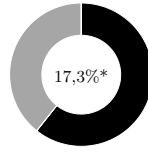
	SHV	STB	HBV	BSP
Materialität				
– mineralisch	•69,8%	•95,1%	•78,8%	•64,3%
– metallisch	•9,3%	•2,6%	•0,6%	•0,0%
– holzbasiert	•13,1%	•0,0%	•20,6%	•35,7%
– gipsbasiert	•7,8%	•2,3%	•0,0%	•0,0%
				
Masse [kg/m ²]	286,4	685,4	401,2	309,4
Materialgüte [-]	BSP aus C24 S 320 GD	C30/37	BSP aus C24 C20/25	BSP aus C24
Bauteilhöhe [cm]	46,5	33,5	36,0	39,0
GWP [kg CO₂e/m²]				
– A1-A3	55,9	87,4	-73,3	-125,4
– C3-C4	64,0	3,1	137,2	182,3
– D	-54,8	3,2	-2,3	-2,8
PENRT [MJ/m²]				
– A1-A3	1166,9	528,7	568,8	623,9
– C3-C4	40,4	40,2	38,6	45,0
– D	-422,1	6,8	-35,7	-39,1
Trennbarkeit	überwiegend gut	ungenügend	befriedigend	gut
A++ und A+ [%] [†]	48,3	0,0	20,6	59,9
Kreislauffähigkeit[‡]				
– Wiederverwendung	•0,0%	•0,0%	•0,0%	•0,0%
– Recycling	•14,4%	•2,4%	•0,6%	•0,0%
– Downcycling	•35,2%	•77,1%	•68,5%	•53,3%
– Verbrennung	•0,0%	•0,0%	•0,0%	•0,0%
– Deponierung	•50,4%	•20,5%	•30,9%	•46,7%
Best-Case-Szenario				
– Wiederverwendung	•35,5%	•0,0%	•0,0%	•24,2%
– Recycling	•21,2%	•79,6%	•69,1%	•35,7%
– Downcycling	•42,0%	•19,0%	•30,0%	•38,9%
– Verbrennung	•1,3%	•0,5%	•0,9%	•1,2%
– Deponierung	•0,0%	•0,9%	•0,0%	•0,0%

* biogener Kohlenstoffgehalt ohne Berücksichtigung weiterer Einlagerungen während der Nutzungsphase

† Massenanteil ohne Beschädigung (A++) zuzüglich Massenanteil mit geringer Beschädigung (A+)

‡ entsprechend der verwendeten Umwelt-Produktdeklarationen

Tabelle A.24: Zusammenstellung der umweltbezogenen Ergebnisse – $L = 6,5\text{ m}$

	SHV	STB	HBV	BSP
Materialität				
– mineralisch	•65,7%	•95,4%	•80,9%	•60,7%
– metallisch	•14,6%	•2,4%	•0,7%	•0,0%
– holzbasiert	•12,4%	•0,0%	•18,4%	•39,3%
– gipsbasiert	•7,3%	•2,1%	•0,0%	•0,0%
				
Masse [kg/m ²]	304,1	733,4	449,9	327,8
Materialgüte [-]	BSP aus C24 S 320 GD	C30/37	BSP aus C24 C20/25	BSP aus C24
Bauteilhöhe [cm]	46,5	35,5	38,0	43,0
GWP [kg CO₂e/m²]				
– A1-A3	107,8	92,3	-64,0	-150,5
– C3-C4	64,0	3,2	137,3	212,2
– D	-90,5	3,0	-2,2	-3,2
PENRT [MJ/m²]				
– A1-A3	1670,0	548,2	603,8	691,9
– C3-C4	40,4	41,5	39,9	47,4
– D	-691,6	3,6	-37,0	-44,7
Trennbarkeit	gut	ungenügend	mangelhaft	gut
A++ und A+ [%] [†]	51,3	0,0	18,4	62,2
Kreislauffähigkeit[‡]				
– Wiederverwendung	•0,0%	•0,0%	•0,0%	•0,0%
– Recycling	•19,4%	•2,3%	•0,6%	•0,0%
– Downcycling	•33,1%	•78,5%	•71,8%	•55,9%
– Verbrennung	•0,0%	•0,0%	•0,0%	•0,0%
– Deponierung	•47,5%	•19,2%	•27,6%	•44,1%
Best-Case-Szenario				
– Wiederverwendung	•39,2%	•0,0%	•0,0%	•22,9%
– Recycling	•20,0%	•80,9%	•72,4%	•39,3%
– Downcycling	•39,6%	•17,7%	•26,8%	•36,7%
– Verbrennung	•1,2%	•0,5%	•0,8%	•1,1%
– Deponierung	•0,0%	•0,9%	•0,0%	•0,0%

* biogener Kohlenstoffgehalt ohne Berücksichtigung weiterer Einlagerungen während der Nutzungsphase

† Massenanteil ohne Beschädigung (A++) zuzüglich Massenanteil mit geringer Beschädigung (A+)

‡ entsprechend der verwendeten Umwelt-Produktdeklarationen

Tabelle A.25: Zusammenstellung der umweltbezogenen Ergebnisse – $L = 7,0$ m

	SHV	STB	HBV	BSP
Materialität				
– mineralisch	•60,9%	•95,6%	•79,3%	•59,1%
– metallisch	•18,0%	•2,4%	•0,7%	•0,0%
– holzbasiert	•14,3%	•0,0%	•20,0%	•40,9%
– gipsbasiert	•6,8%	•2,0%	•0,0%	•0,0%
Masse [kg/m ²]	328,0	782,7	459,1	337,0
Materialgüte [-]	BSP aus C24 S 320 GD	C30/37	BSP aus C24 C20/25	BSP aus C24
Bauteilhöhe [cm]	48,5	37,5	40,0	45,0
GWP [kg CO₂e/m²]				
– A1-A3	138,4	97,8	-76,6	-163,1
– C3-C4	79,0	3,3	152,3	227,2
– D	-120,5	3,3	-2,4	-3,4
PENRT [MJ/m²]				
– A1-A3	2123,2	575,1	637,8	726,0
– C3-C4	41,6	42,8	41,1	48,6
– D	-918,9	4,0	-39,8	-47,5
Trennbarkeit	gut	ungenügend	befriedigend	gut
A++ und A+ [%] [†]	54,9	0,0	20,0	63,2
Kreislauffähigkeit[‡]				
– Wiederverwendung	•0,0%	•0,0%	•0,0%	•0,0%
– Recycling	•22,5%	•2,3%	•0,6%	•0,0%
– Downcycling	•33,5%	•79,7%	•72,3%	•57,2%
– Verbrennung	•0,0%	•0,0%	•0,0%	•0,0%
– Deponierung	•44,0%	•18,0%	•27,1%	•42,8%
Best-Case-Szenario				
– Wiederverwendung	•40,9%	•0,0%	•0,0%	•22,3%
– Recycling	•21,3%	•82,1%	•73,0%	•40,9%
– Downcycling	•36,7%	•16,6%	•26,2%	•35,7%
– Verbrennung	•1,1%	•0,5%	•0,8%	•1,1%
– Deponierung	•0,0%	•0,8%	•0,0%	•0,0%

* biogener Kohlenstoffgehalt ohne Berücksichtigung weiterer Einlagerungen während der Nutzungsphase

† Massenanteil ohne Beschädigung (A++) zuzüglich Massenanteil mit geringer Beschädigung (A+)

‡ entsprechend der verwendeten Umwelt-Produktdeklarationen

Anhang B

Umwelt-Produktdeklarationen

Nachfolgend sind für jedes Material der vier gegenübergestellten Deckensysteme seitenweise die wesentlichen Informationen aus der jeweiligen Umwelt-Produktdeklaration zusammengestellt.

Zunächst werden alle Ergebnisse der Ökobilanz in tabellarischer Form dargestellt. Die Überschrift umfasst das Material, die deklarierte Einheit sowie einen Verweis auf die EPD. Nicht deklarierte Module oder Indikatoren sind mit ND gekennzeichnet. Weiterhin sind in Modul D die berücksichtigten Wiederverwendungs-, Energierückgewinnungs- und Recyclingpotenziale aufgeführt.

Darüber hinaus ist der Zeitraum genannt, in welchem die EPD gültig ist, auf welchem Datensatztyp diese basiert, welche Referenz-Nutzungsdauer zugrunde liegt und welche Dichte respektive welches Flächengewicht das Material aufweist.

Jede Seite schließt mit einem Diagramm ab, welches die Beteiligung eines jeden Moduls an den Indikatoren für die Umweltwirkungen, für den Ressourceneinsatz sowie für die Abfallkategorien und Output-Flüsse veranschaulicht. Infolgedessen wird deutlich, dass die verwendeten Module A1-A3, C3 bzw. C4 und D (vgl. Tabelle 6.1) für die vergleichende Ökobilanzierung gemeinsam fast 100 % der untersuchten Kernindikatoren abdecken.

Weitere technische Informationen und detaillierte Angaben zu den angenommenen Rechenregeln einschließlich der gewählten Systemgrenzen können den referenzierten EPDs entnommen werden.

Tabelle B.1: Ökobilanzierung von 1 t Betonstahl in Ringen und Betonstabstahl [14]

Indikator	Einheit	Herstellung A1-A3	Transport A4	Einbau A5	Abbruch C1	Transport C2	Abfallbeh. C3	Beseitigung C4	Potenziale D*
Umweltwirkungen									
GWP-total	[kg CO ₂ e]	4,74E+02	ND	ND	2,23E+00	1,27E-01	0,00E+00	7,36E-01	3,49E+02
GWP-biogen	[kg CO ₂ e]	3,83E+00	ND	ND	-7,59E-01	-1,50E-04	0,00E+00	-2,20E-02	-6,09E-01
GWP-fossil	[kg CO ₂ e]	4,70E+02	ND	ND	2,86E+00	1,26E-01	0,00E+00	7,56E-01	3,49E+02
GWP-luluc	[kg CO ₂ e]	2,09E-01	ND	ND	1,38E-01	1,03E-03	0,00E+00	2,22E-03	8,21E-03
ODP	[kg CFC11e]	1,29E-11	ND	ND	1,05E-14	2,49E-17	0,00E+00	2,94E-15	-1,63E-12
POCP	[kg NMVOCe]	8,84E-01	ND	ND	8,35E-03	1,10E-04	0,00E+00	4,24E-03	6,70E-01
AP	[mol H ⁺ e]	1,29E+00	ND	ND	1,10E-02	1,28E-04	0,00E+00	5,39E-03	9,65E-01
EP-terra	[mol Ne]	3,11E+00	ND	ND	2,78E-02	4,71E-04	0,00E+00	1,54E-02	2,17E+00
EP-fresh	[kg Pe]	1,27E-03	ND	ND	5,10E-05	3,74E-07	0,00E+00	1,27E-06	6,04E-05
EP-marine	[kg Ne]	2,90E-01	ND	ND	2,13E-03	3,95E-05	0,00E+00	1,40E-03	2,00E-01
WDP	[-m ² Worlde]	2,49E+01	ND	ND	2,08E-01	1,17E-03	0,00E+00	8,11E-02	-7,18E+00
ADPE	[kg Sbe]	2,22E-04	ND	ND	1,41E-06	1,12E-08	0,00E+00	7,13E-08	-7,47E-06
ADPF	[MJ]	5,54E+03	ND	ND	2,41E+02	1,68E+00	0,00E+00	1,00E+01	2,55E+03
Ressourceneinsatz									
PERE	[MJ]	2,94E+03	ND	ND	1,53E+01	9,65E-02	0,00E+00	1,35E+00	-3,25E+02
PERM	[MJ]	0,00E+00	ND	ND	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00
PERT	[MJ]	2,94E+03	ND	ND	1,53E+01	9,65E-02	0,00E+00	1,35E+00	-3,25E+02
PENRE	[MJ]	5,55E+03	ND	ND	2,41E+02	1,68E+00	0,00E+00	1,00E+01	2,58E+03
PENRM	[MJ]	0,00E+00	ND	ND	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00
PENRT	[MJ]	5,55E+03	ND	ND	2,41E+02	1,68E+00	0,00E+00	1,00E+01	2,58E+03
SM	[kg]	1,13E+03	ND	ND	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	-1,79E+02
RSF	[MJ]	0,00E+00	ND	ND	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00
NRSF	[MJ]	0,00E+00	ND	ND	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00
FW	[m ³]	1,45E+00	ND	ND	1,72E-02	1,11E-04	0,00E+00	2,48E-03	2,35E-01
Abfallkategorien und Output-Flüsse									
HWD	[kg]	1,07E-06	ND	ND	1,30E-08	8,87E-11	0,00E+00	1,07E-09	-3,12E-07
NHWD	[kg]	3,92E+00	ND	ND	3,87E-02	2,64E-04	0,00E+00	5,01E+01	5,05E+00
RWD	[kg]	2,83E-01	ND	ND	1,19E-03	3,05E-06	0,00E+00	1,05E-04	-4,19E-02
CRU	[kg]	0,00E+00	ND	ND	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00
MFR	[kg]	0,00E+00	ND	ND	0,00E+00	0,00E+00	9,50E+02	0,00E+00	0,00E+00
MER	[kg]	0,00E+00	ND	ND	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00
EEE	[MJ]	0,00E+00	ND	ND	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00
EET	[MJ]	0,00E+00	ND	ND	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00

* 95 % Recycling, wird mit Zukauf von 180 kg Stahlschrott für die erneute Herstellung von 1 t Betonstahl verwendet
5 % Deponierung

- Gültigkeit: 2022 – 2027
- Datensatztyp: spezifisch für die Baustahlgewebe GmbH mit Produktion in Kehl
- Referenz-Nutzungsdauer: keine Angabe, in Betondecken mind. 50 Jahre [35]
- Dichte: 7850 kg/m³
- Anmerkung: Im Jahr 2024 die einzige EPD für Stabstahl in Deutschland, die nicht nur generische Daten enthält.

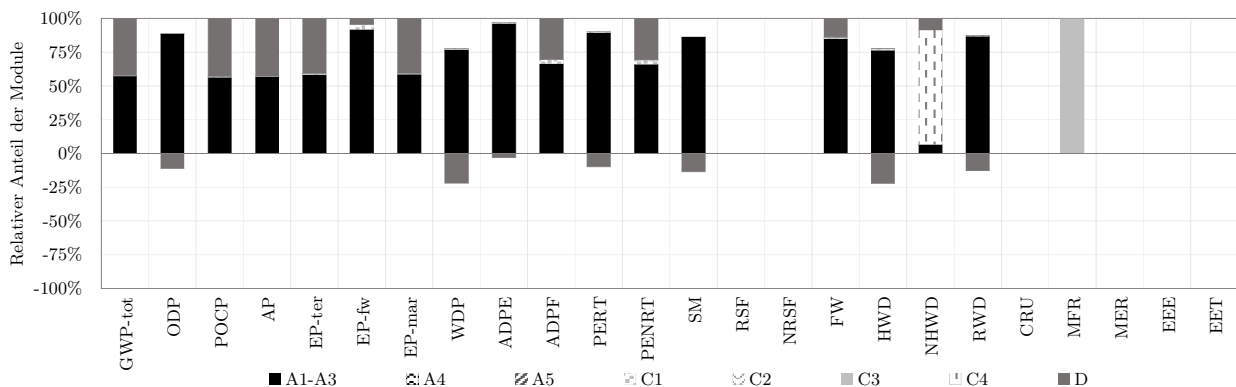


Bild B.1: Relativer Anteil der Module an den einzelnen Indikatoren – Betonstabstahl

Tabelle B.2: Ökobilanzierung von 1 m³ Brettsperrholz [213]

Indikator	Einheit	Herstellung A1-A3	Transport A4	Einbau A5	Abbr./Beseit. C1=C4	Transport C2	Abfallbeh. C3	Potenziale D-S*	Potenziale D-T†
Umweltwirkungen									
GWP-total	[kg CO ₂ e]	-6,70E+02	ND	1,77E+00	ND	6,41E-01	7,99E+02	-1,12E+01	-2,39E+02
GWP-biogen	[kg CO ₂ e]	-7,89E+02	ND	0,00E+00	ND	0,00E+00	7,89E+02	0,00E+00	0,00E+00
GWP-fossil	[kg CO ₂ e]	1,19E+02	ND	1,77E+00	ND	6,41E-01	9,96E+00	-1,12E+01	-2,39E+02
GWP-luluc	[kg CO ₂ e]	ND	ND	ND	ND	ND	ND	ND	ND
ODP	[kg CFC11e]	1,55E-09	ND	1,53E-13	ND	5,75E-14	2,71E-10	-6,34E-11	-6,28E-09
POCP	[kg NMVOCe]	8,33E-01	ND	1,28E-04	ND	3,72E-03	1,19E-02	-8,17E-02	-2,18E-01
AP	[mol H ⁺ e]	6,87E-01	ND	2,82E-04	ND	4,03E-03	1,52E-02	-6,72E-02	-2,43E-01
EP-terra	[mol Ne]	3,34E+00	ND	1,33E-03	ND	2,19E-02	5,13E-02	-3,55E-01	-6,83E-01
EP-fresh	[kg Pe]	5,52E-04	ND	4,47E-08	ND	2,40E-06	5,93E-05	-3,22E-05	-1,35E-03
EP-marine	[kg Ne]	3,07E-01	ND	4,94E-05	ND	1,98E-03	4,96E-03	-3,22E-02	-9,20E-02
WDP	[-m ² Worlde]	3,92E-01	ND	3,80E-03	ND	6,96E-04	4,61E-02	-1,70E-02	8,65E-01
ADPE	[kg Sbe]	1,99E-05	ND	1,28E-09	ND	4,24E-08	1,81E-06	-9,76E-07	-3,97E-05
ADPF	[MJ]	1,79E+03	ND	2,94E-01	ND	8,93E+00	1,40E+02	-1,49E+02	-4,12E+03
Ressourceneinsatz									
PERE	[MJ]	2,58E+03	ND	7,67E-02	ND	6,32E-01	1,31E+02	-3,70E+01	5,19E+03
PERM	[MJ]	8,29E+03	ND	0,00E+00	ND	0,00E+00	-8,29E+03	0,00E+00	0,00E+00
PERT	[MJ]	1,09E+04	ND	7,67E-02	ND	6,32E-01	-8,16E+03	-3,70E+01	5,19E+03
PENRE	[MJ]	1,72E+03	ND	2,06E+01	ND	8,95E+00	1,40E+02	-1,49E+02	-4,04E+03
PENRM	[MJ]	9,58E+01	ND	-2,03E+01	ND	0,00E+00	-7,56E+01	0,00E+00	0,00E+00
PENRT	[MJ]	1,81E+03	ND	2,94E-01	ND	8,95E+00	6,42E+01	-1,49E+02	-4,04E+03
SM	[kg]	0,00E+00	ND	0,00E+00	ND	0,00E+00	0,00E+00	4,89E+02	0,00E+00
RSF	[MJ]	1,05E+02	ND	0,00E+00	ND	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00
NRSF	[MJ]	0,00E+00	ND	0,00E+00	ND	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00
FW	[m ³]	3,92E-01	ND	3,80E-03	ND	6,96E-04	4,61E-02	-1,70E-02	8,65E-01
Abfallkategorien und Output-Flüsse									
HWD	[kg]	1,32E-06	ND	4,08E-12	ND	3,31E-11	-2,73E-08	4,73E-09	4,23E-07
NHWD	[kg]	2,38E+00	ND	8,87E-03	ND	1,29E-03	1,28E-01	-3,94E-02	6,43E+00
RWD	[kg]	8,16E-02	ND	7,77E-06	ND	1,16E-05	1,36E-02	-3,23E-03	-3,10E-01
CRU	[kg]	0,00E+00	ND	0,00E+00	ND	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00
MFR	[kg]	0,00E+00	ND	0,00E+00	ND	0,00E+00	4,89E+02	0,00E+00	0,00E+00
MER	[kg]	0,00E+00	ND	0,00E+00	ND	0,00E+00	4,89E+02	0,00E+00	0,00E+00
EEE	[MJ]	4,16E-01	ND	3,21E+00	ND	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00
EET	[MJ]	9,67E-01	ND	7,39E+00	ND	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00

* stoffliche Verwertung

† thermische Verwertung (ausgewiesenes Standardszenario)

- Gültigkeit: 2023 – 2028
- Datensatztyp: Durchschnitt, welcher repräsentativ für Deutschland ist
- Referenz-Nutzungsdauer: keine Angabe, in Massivholzdecken mind. 50 Jahre [35]
- Dichte: 490 kg/m³

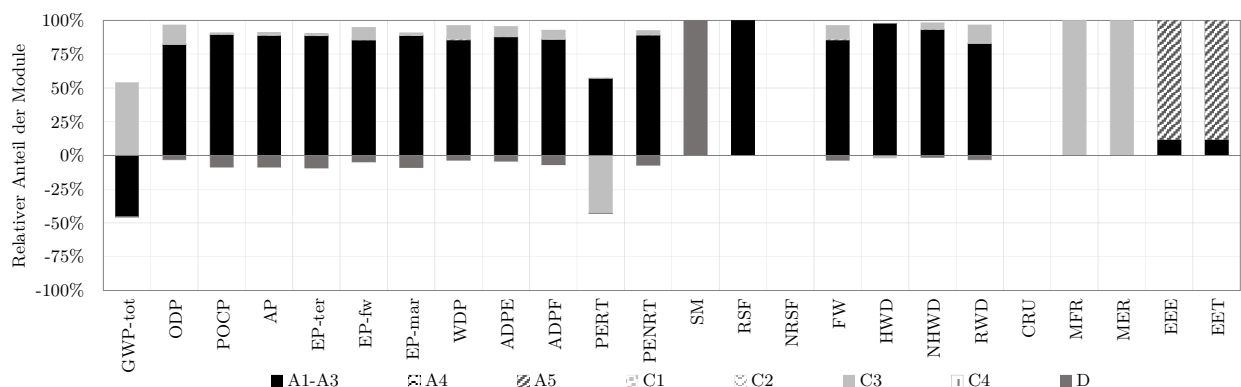


Bild B.2: Relativer Anteil der Module an den einzelnen Indikatoren – Brettsperrholz

Tabelle B.3: Ökobilanzierung von 1 m² Gipskartonplatte (Feuerschutz) [41]

Indikator	Einheit	Herstellung A1-A3	Transport A4	Einbau A5	Abbruch C1	Transport C2	Abfallbeh. C3	Beseitigung C4	Potenziale D*
Umweltwirkungen									
GWP-total	[kg CO ₂ e]	1,17E+00	1,16E-01	1,01E-03	ND	6,29E-02	6,92E-01	ND	-3,10E-02
GWP-biogen	[kg CO ₂ e]	-5,55E-01	5,09E-03	3,36E-06	ND	2,77E-03	5,21E-02	ND	1,15E-04
GWP-fossil	[kg CO ₂ e]	1,72E+00	1,11E-01	1,01E-03	ND	6,01E-02	6,91E-01	ND	-3,08E-02
GWP-luluc	[kg CO ₂ e]	3,06E-03	2,62E-06	1,46E-06	ND	1,42E-06	1,75E-04	ND	-2,24E-04
ODP	[kg CFC11e]	1,66E-10	1,16E-17	2,21E-17	ND	6,32E-18	2,66E-15	ND	-5,95E-17
POCP	[kg NMVOCe]	2,41E-03	9,20E-05	1,35E-06	ND	5,00E-05	1,62E-04	ND	-1,21E-04
AP	[mol H ⁺ e]	2,97E-03	1,04E-04	2,22E-06	ND	5,64E-05	2,67E-04	ND	-1,14E-04
EP-terra	[mol Ne]	9,45E-03	3,52E-04	5,19E-06	ND	1,92E-04	6,22E-04	ND	-5,44E-04
EP-fresh	[kg Pe]	1,12E-05	2,36E-08	2,69E-09	ND	1,28E-08	3,23E-07	ND	-1,05E-07
EP-marine	[kg Ne]	9,04E-04	3,15E-05	4,94E-07	ND	1,71E-05	5,92E-05	ND	-4,77E-05
WDP	[-m ² Worlde]	1,26E-01	2,16E-04	2,19E-04	ND	1,17E-04	2,63E-02	ND	-1,85E-03
ADPE	[kg Sbe]	2,37E-07	3,30E-09	2,91E-10	ND	1,79E-09	3,50E-08	ND	-3,00E-09
ADPF	[MJ]	2,52E+01	1,56E+00	1,77E-02	ND	8,48E-01	2,12E+00	ND	-4,24E-01
Ressourceneinsatz									
PERE	[MJ]	3,53E+00	4,92E-03	7,84E-03	ND	2,68E-03	5,84E+00	ND	-4,39E-02
PERM	[MJ]	4,90E+00	0,00E+00	0,00E+00	ND	0,00E+00	-4,90E+00	ND	0,00E+00
PERT	[MJ]	8,43E+00	4,92E-03	7,84E-03	ND	2,68E-03	9,41E-01	ND	-4,39E-02
PENRE	[MJ]	2,52E+01	1,56E+00	1,77E-02	ND	8,49E-01	2,12E+00	ND	-4,26E-01
PENRM	[MJ]	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	ND	0,00E+00	0,00E+00	ND	0,00E+00
PENRT	[MJ]	2,52E+01	1,56E+00	1,77E-02	ND	8,49E-01	2,12E+00	ND	-4,26E-01
SM	[kg]	5,30E+00	0,00E+00	0,00E+00	ND	0,00E+00	0,00E+00	ND	0,00E+00
RSF	[MJ]	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	ND	0,00E+00	0,00E+00	ND	0,00E+00
NRSF	[MJ]	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	ND	0,00E+00	0,00E+00	ND	0,00E+00
FW	[m ³]	6,16E-03	8,83E-06	9,07E-06	ND	4,80E-06	1,09E-03	ND	-6,05E-05
Abfallkategorien und Output-Flüsse									
HWD	[kg]	1,23E-06	1,52E-10	7,32E-12	ND	8,24E-11	8,79E-10	ND	-2,15E-08
NHWD	[kg]	2,36E-02	1,60E-04	1,26E-05	ND	8,68E-05	1,51E-03	ND	-9,02E-05
RWD	[kg]	3,49E-04	1,68E-06	2,69E-06	ND	9,12E-07	3,22E-04	ND	-7,58E-06
CRU	[kg]	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	ND	0,00E+00	0,00E+00	ND	0,00E+00
MFR	[kg]	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	ND	0,00E+00	3,90E+00	ND	0,00E+00
MER	[kg]	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	ND	0,00E+00	0,00E+00	ND	0,00E+00
EEE	[MJ]	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	ND	0,00E+00	0,00E+00	ND	0,00E+00
EET	[MJ]	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	ND	0,00E+00	0,00E+00	ND	0,00E+00

* 100 % Recycling mit Gutschriften für die Substitution von Naturgips

- Gültigkeit: 2022 – 2027
- Datensatztyp: Durchschnitt für die Mitglieder des Bundesverbandes der Gipsindustrie e.V.
- Referenz-Nutzungsdauer: keine Angabe, mind. 50 Jahre gemäß [35]
- Flächengewicht: 10 kg/m²
- Anmerkung: Die EPD beinhaltet ein zweites Szenario mit 100 % Deponierung.

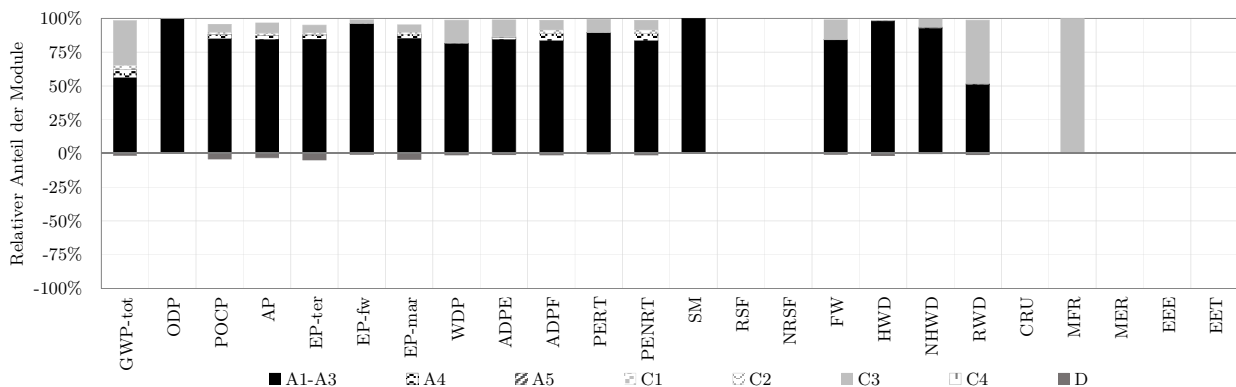


Bild B.3: Relativer Anteil der Module an den einzelnen Indikatoren – Gipskartonplatte

Tabelle B.4: Ökobilanzierung von 1 kg Gipsputz [42]

Indikator	Einheit	Herstellung A1-A3	Transport A4	Einbau A5	Abbruch C1	Transport C2	Abfallbeh. C3	Beseitigung C4	Potenziale D*
Umweltwirkungen									
GWP-total	[kg CO ₂ e]	1,44E-01	1,30E-02	1,20E-04	6,39E-04	6,00E-03	0,00E+00	1,50E-02	0,00E+00
GWP-biogen	[kg CO ₂ e]	-9,12E-04	5,51E-04	3,54E-06	9,33E-07	2,77E-04	0,00E+00	1,00E-03	0,00E+00
GWP-fossil	[kg CO ₂ e]	1,45E-01	1,20E-02	1,16E-04	6,38E-04	6,00E-03	0,00E+00	1,50E-02	0,00E+00
GWP-luluc	[kg CO ₂ e]	5,17E-05	2,84E-07	2,51E-07	1,45E-08	1,42E-07	0,00E+00	4,37E-05	0,00E+00
ODP	[kg CFC11e]	3,20E-16	1,26E-18	2,96E-18	6,45E-20	6,32E-19	0,00E+00	5,62E-17	0,00E+00
POCP	[kg NMVOCe]	1,52E-04	9,97E-06	1,47E-07	4,02E-06	5,00E-06	0,00E+00	8,48E-05	0,00E+00
AP	[mol H ⁺ e]	1,56E-04	1,12E-05	1,88E-07	3,02E-06	5,64E-06	0,00E+00	1,09E-04	0,00E+00
EP-terra	[mol Ne]	5,59E-04	3,82E-05	5,94E-07	1,55E-05	1,92E-05	0,00E+00	3,08E-04	0,00E+00
EP-fresh	[kg Pe]	2,95E-07	2,55E-09	3,83E-09	1,31E-10	1,28E-09	0,00E+00	2,61E-08	0,00E+00
EP-marine	[kg Ne]	5,15E-05	3,41E-06	6,91E-08	1,42E-06	1,71E-06	0,00E+00	2,80E-05	0,00E+00
WDP	[-m ² Worlde]	1,00E-02	2,34E-05	1,30E-02	1,20E-06	1,17E-05	0,00E+00	2,00E-03	0,00E+00
ADPE	[kg Sbe]	1,18E-08	3,58E-10	3,71E-11	1,83E-11	1,79E-10	0,00E+00	1,36E-09	0,00E+00
ADPF	[MJ]	2,14E+00	1,69E-01	1,00E-03	9,00E-03	8,50E-02	0,00E+00	1,99E-01	0,00E+00
Ressourceneinsatz									
PERE	[MJ]	1,39E-01	5,33E-04	7,03E-04	2,73E-05	2,68E-04	0,00E+00	2,60E-02	0,00E+00
PERM	[MJ]	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00
PERT	[MJ]	1,39E-01	5,33E-04	7,03E-04	2,73E-05	2,68E-04	0,00E+00	2,60E-02	0,00E+00
PENRE	[MJ]	2,14E+00	1,69E-01	1,00E-03	9,00E-03	8,50E-02	0,00E+00	1,99E-01	0,00E+00
PENRM	[MJ]	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00
PENRT	[MJ]	2,14E+00	1,69E-01	1,00E-03	9,00E-03	8,50E-02	0,00E+00	1,99E-01	0,00E+00
SM	[kg]	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00
RSF	[MJ]	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00
NRSF	[MJ]	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00
FW	[m ³]	4,08E-04	9,57E-07	3,01E-04	4,90E-08	4,80E-07	0,00E+00	5,02E-05	0,00E+00
Abfallkategorien und Output-Flüsse									
HWD	[kg]	1,45E-09	1,64E-11	1,40E-12	8,41E-13	8,24E-12	0,00E+00	3,04E-09	0,00E+00
NHWD	[kg]	9,18E-04	1,73E-05	8,65E-05	8,86E-07	8,68E-06	0,00E+00	1,00E+00	0,00E+00
RWD	[kg]	3,86E-05	1,82E-07	1,07E-07	9,30E-09	9,12E-08	0,00E+00	2,26E-06	0,00E+00
CRU	[kg]	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00
MFR	[kg]	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00
MER	[kg]	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00
EEE	[MJ]	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00
EET	[MJ]	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00

* Die in der EPD angenommenen Szenarien (unverpackte Ware, 100 % Deponierung) ermöglichen keine Gutschriften

- Gültigkeit: 2022 – 2027
- Datensatztyp: Durchschnitt für den Bundesverband der Gipsindustrie e.V.
- Referenz-Nutzungsdauer: mind. 50 Jahre
- Dichte: 1050 kg/m³

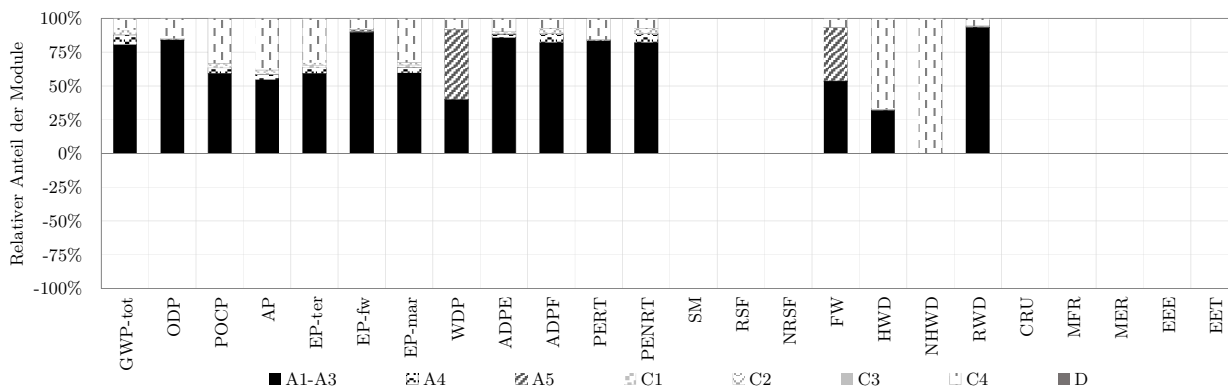


Bild B.4: Relativer Anteil der Module an den einzelnen Indikatoren – Gipsputz

Tabelle B.5: Ökobilanzierung von 1 m³ Konstruktionsbeton C20/25 [134]

Indikator	Einheit	Herstellung A1-A3	Transport A4	Einbau A5	Abbruch C1	Transport C2	Abfallbeh. C3	Beseitigung C4	Potenziale D*
Umweltwirkungen									
GWP-total	[kg CO ₂ e]	1,93E+02	3,75E+00	8,74E-01	3,32E+00	1,03E+01	5,05E+00	ND	-1,21E+01
GWP-biogen	[kg CO ₂ e]	1,68E+02	3,72E+00	8,62E-01	3,30E+00	1,03E+01	4,99E+00	ND	-1,20E+01
GWP-fossil	[kg CO ₂ e]	2,47E+01	1,34E-02	1,20E-02	1,50E-03	3,71E-03	5,05E-02	ND	-1,06E-01
GWP-luluc	[kg CO ₂ e]	6,30E-02	1,41E-02	3,02E-04	1,22E-02	3,93E-02	1,14E-02	ND	-2,02E-02
ODP	[kg CFC11e]	3,68E-08	7,53E-13	2,02E-11	6,47E-13	2,09E-12	7,61E-11	ND	-1,50E-10
POCP	[kg NMVOCe]	2,41E-01	1,43E-02	9,73E-04	2,08E-02	3,55E-02	2,04E-02	ND	-2,69E-02
AP	[mol H ⁺ e]	2,78E-01	1,39E-02	1,24E-03	1,56E-02	3,57E-02	1,67E-02	ND	-2,90E-02
EP-terra	[mol Ne]	1,01E+00	7,28E-02	4,14E-03	8,20E-02	1,88E-01	8,14E-02	ND	-1,25E-01
EP-fresh	[kg Pe]	1,89E-04	7,32E-06	3,99E-06	6,30E-06	2,03E-05	1,91E-05	ND	-4,02E-05
EP-marine	[kg Ne]	8,64E-02	6,60E-03	3,99E-04	7,42E-02	1,69E-02	7,44E-03	ND	-1,11E-02
WDP	[-m ² Worlde]	2,93E+00	1,58E-02	2,07E-02	1,53E-03	4,38E-02	7,30E-03	ND	-2,94E+00
ADPE	[kg Sbe]	1,39E-05	3,69E-07	4,24E-07	3,17E-07	1,02E-06	1,85E-06	ND	-3,67E-06
ADPF	[MJ]	8,26E+02	4,87E+01	1,10E+01	4,19E+01	1,35E+02	6,53E+01	ND	-1,56E+02
Ressourceneinsatz									
PERE	[MJ]	1,89E+02	3,20E+00	9,32E+00	2,76E+00	8,90E+00	3,68E+01	ND	-7,30E+01
PERM	[MJ]	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	ND	0,00E+00
PERT	[MJ]	1,89E+02	3,20E+00	9,32E+00	2,76E+00	8,90E+00	3,68E+01	ND	-7,30E+01
PENRE	[MJ]	8,27E+02	4,87E+01	1,10E+01	4,19E+01	1,35E+02	6,53E+01	ND	-1,57E+02
PENRM	[MJ]	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	ND	0,00E+00
PENRT	[MJ]	8,27E+02	4,87E+01	1,10E+01	4,19E+01	1,35E+02	6,53E+01	ND	-1,57E+02
SM	[kg]	2,80E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	ND	2,36E+03
RSF	[MJ]	1,22E+02	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	ND	0,00E+00
NRSF	[MJ]	2,88E+02	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	ND	0,00E+00
FW	[m ³]	9,10E-01	5,20E-02	2,00E-02	4,00E-02	1,40E-01	1,00E-01	ND	-1,49E+00
Abfallkategorien und Output-Flüsse									
HWD	[kg]	3,25E-03	2,13E-10	1,21E-09	0,00E+00	5,91E-10	4,45E-08	ND	-9,96E-10
NHWD	[kg]	3,29E+01	7,90E-03	1,12E-02	0,00E+00	2,20E-02	4,21E-02	ND	-2,31E+01
RWD	[kg]	2,73E-02	6,12E-05	9,90E-04	0,00E+00	1,70E-04	3,04E-03	ND	-7,75E-03
CRU	[kg]	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	ND	0,00E+00
MFR	[kg]	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	2,36E+03	ND	0,00E+00
MER	[kg]	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	ND	0,00E+00
EEE	[MJ]	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	ND	0,00E+00
EET	[MJ]	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	ND	0,00E+00

* Verwendung von Betonabbruch als Sekundärmaterial (überwiegend im Straßenbau) anstelle von Primärmaterialien wie Kies oder Schotter

- Gültigkeit: 2023–2028
- Datensatztyp: Durchschnitt für die Mitglieder des Bundesverbandes der Deutschen Transportbetonindustrie e.V. und der Forschungsvereinigung der deutschen Beton- und Fertigteilindustrie e.V.
- Referenz-Nutzungsdauer: mind. 50 Jahre
- Dichte: 2400 kg/m³
- Anmerkung: A1-A3 berücksichtigt für das GWP den Anteil aus der Verbrennung von Abfällen bei der Klinkerherstellung.

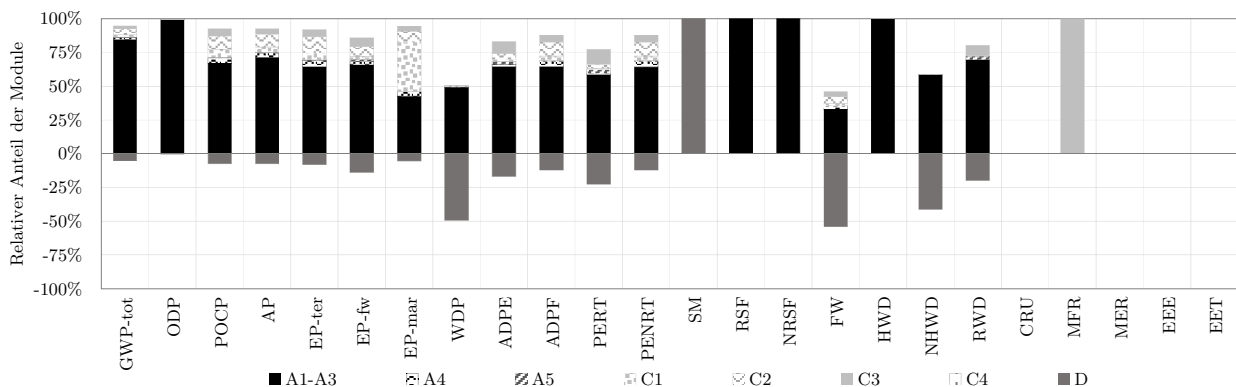


Bild B.5: Relativer Anteil der Module an den einzelnen Indikatoren – C20/25

Tabelle B.6: Ökobilanzierung von 1 m³ Konstruktionsbeton C30/37 [135]

Indikator	Einheit	Herstellung A1-A3	Transport A4	Einbau A5	Abbruch C1	Transport C2	Abfallbeh. C3	Beseitigung C4	Potenziale D*
Umweltwirkungen									
GWP-total	[kg CO ₂ e]	2,43E+02	4,35E+00	8,74E-01	3,32E+00	1,03E+01	5,05E+00	ND	-1,21E+01
GWP-biogen	[kg CO ₂ e]	2,11E+02	4,32E+00	8,62E-01	3,30E+00	1,03E+01	4,99E+00	ND	-1,20E+01
GWP-fossil	[kg CO ₂ e]	3,25E+01	1,55E-02	1,20E-02	1,15E-02	3,71E-02	5,05E-02	ND	-1,06E-01
GWP-luluc	[kg CO ₂ e]	6,80E-02	1,64E-02	3,02E-04	1,22E-02	3,93E-02	1,14E-02	ND	-2,02E-02
ODP	[kg CFC11e]	4,86E-08	8,75E-13	2,02E-11	6,47E-13	2,09E-12	7,61E-11	ND	-1,50E-10
POCP	[kg NMVOCe]	2,86E-01	1,61E-02	9,73E-04	2,08E-02	3,55E-02	2,04E-02	ND	-2,69E-02
AP	[mol H ⁺ e]	3,33E-01	1,59E-02	1,24E-03	1,56E-02	3,57E-02	1,67E-02	ND	-2,90E-02
EP-terra	[mol Ne]	1,19E+00	8,34E-02	4,14E-03	8,20E-02	1,88E-01	8,14E-02	ND	-1,25E-01
EP-fresh	[kg Pe]	2,34E-04	8,52E-06	3,99E-06	6,30E-06	2,03E-05	1,91E-05	ND	-4,02E-05
EP-marine	[kg Ne]	1,02E-01	7,50E-03	3,99E-04	7,42E-02	1,69E-02	7,44E-03	ND	-1,11E-02
WDP	[-m ² Worlde]	3,28E+00	1,84E-02	2,07E-02	1,53E-02	4,38E-02	7,73E-02	ND	-2,94E+00
ADPE	[kg Sbe]	1,71E-05	4,29E-07	4,24E-07	3,17E-07	1,02E-06	1,85E-06	ND	-3,67E-06
ADPF	[MJ]	9,72E+02	5,66E+01	1,10E+01	4,19E+01	1,35E+02	6,53E+01	ND	-1,56E+02
Ressourceneinsatz									
PERE	[MJ]	2,29E+02	3,73E+00	9,32E+00	2,76E+00	8,90E+00	3,68E+01	ND	-7,30E+01
PERM	[MJ]	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	ND	0,00E+00
PERT	[MJ]	2,29E+02	3,73E+00	9,32E+00	2,76E+00	8,90E+00	3,68E+01	ND	-7,30E+01
PENRE	[MJ]	9,72E+02	5,67E+01	1,10E+01	4,19E+01	1,35E+02	6,53E+01	ND	-1,57E+02
PENRM	[MJ]	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	ND	0,00E+00
PENRT	[MJ]	9,72E+02	5,67E+01	1,10E+01	4,19E+01	1,35E+02	6,53E+01	ND	-1,57E+02
SM	[kg]	3,70E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	ND	2,36E+03
RSF	[MJ]	1,62E+02	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	ND	0,00E+00
NRSF	[MJ]	3,80E+02	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	ND	0,00E+00
FW	[m ³]	9,00E-01	6,00E-02	2,00E-02	4,00E-02	1,40E-01	1,00E-01	ND	-1,49E+00
Abfallkategorien und Output-Flüsse									
HWD	[kg]	5,39E-03	2,47E-10	1,21E-09	1,83E-10	5,91E-10	4,45E-09	ND	-9,96E-09
NHWD	[kg]	3,51E+01	9,00E-03	1,12E-02	6,82E-03	2,20E-02	4,21E-02	ND	-2,31E+01
RWD	[kg]	3,27E-02	7,12E-05	9,90E-04	5,27E-05	1,70E-04	3,04E-03	ND	-7,75E-03
CRU	[kg]	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	ND	0,00E+00
MFR	[kg]	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	2,36E+03	ND	0,00E+00
MER	[kg]	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	ND	0,00E+00
EEE	[MJ]	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	ND	0,00E+00
EET	[MJ]	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	ND	0,00E+00

* Verwendung von Betonabbruch als Sekundärmaterial (überwiegend im Straßenbau) anstelle von Primärmaterialien wie Kies oder Schotter

- Gültigkeit: 2023–2028
- Datensatztyp: Durchschnitt für die Mitglieder des Bundesverbandes der Deutschen Transportbetonindustrie e.V. und der Forschungsvereinigung der deutschen Beton- und Fertigteilindustrie e.V.
- Referenz-Nutzungsdauer: mind. 50 Jahre
- Dichte: 2400 kg/m³
- Anmerkung: A1-A3 berücksichtigt für das GWP den Anteil aus der Verbrennung von Abfällen bei der Klinkerherstellung.

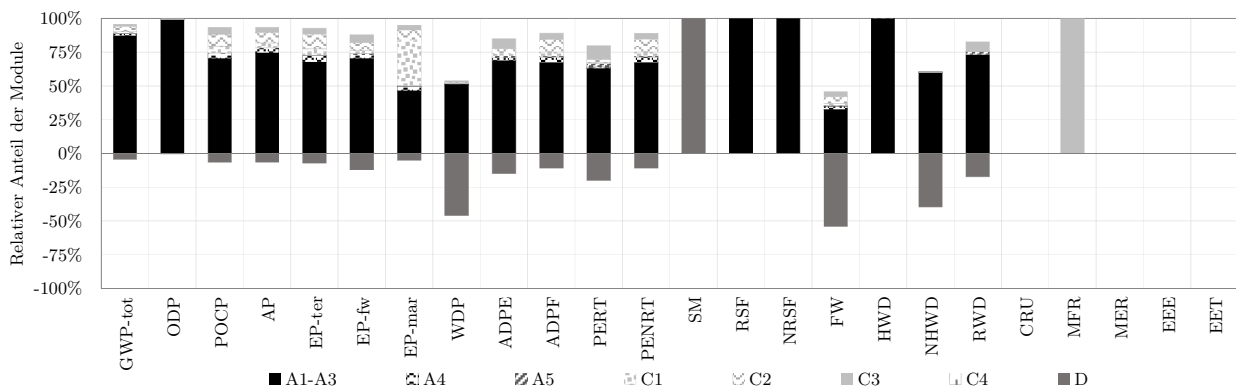


Bild B.6: Relativer Anteil der Module an den einzelnen Indikatoren – C30/37

Tabelle B.7: Ökobilanzierung von 1 m³ Mineralwolle [102]

Indikator	Einheit	Herstellung A1-A3	Transport A4	Einbau A5	Abbruch C1	Transport C2	Abfallbeh. C3	Beseitigung C4	Potenziale D*
Umweltwirkungen									
GWP-total	[kg CO ₂ e]	1,21E+02	2,18E+00	1,85E+01	ND	3,03E-01	ND	2,19E+00	-6,01E+00
GWP-biogen	[kg CO ₂ e]	-9,23E+00	-3,63E-03	1,12E+01	ND	-5,04E-04	ND	6,70E-01	-1,41E-02
GWP-fossil	[kg CO ₂ e]	1,30E+02	2,17E+00	7,31E+00	ND	3,01E-01	ND	1,52E+00	-6,00E+00
GWP-luluc	[kg CO ₂ e]	1,10E-01	1,75E-02	2,82E-03	ND	2,43E-03	ND	4,37E-03	-4,22E-03
ODP	[kg CFC11e]	5,44E-10	3,97E-16	1,09E-11	ND	5,52E-17	ND	5,62E-15	-6,29E-14
POCP	[kg NMVOCe]	3,38E-01	3,85E-03	8,69E-03	ND	5,35E-04	ND	8,48E-03	-6,25E-03
AP	[mol H ⁺ e]	1,01E+00	4,44E-03	2,26E-02	ND	6,16E-04	ND	1,09E-02	-8,42E-03
EP-terra	[mol Ne]	3,09E+00	2,03E-02	7,24E-02	ND	2,81E-03	ND	3,08E-02	-2,33E-02
EP-fresh	[kg Pe]	7,49E-04	6,59E-06	1,54E-05	ND	9,15E-07	ND	2,61E-06	-7,77E-06
EP-marine	[kg Ne]	1,07E-01	1,79E-03	2,84E-03	ND	2,48E-04	ND	2,80E-03	-2,18E-03
WDP	[-m ² Worlde]	1,68E+00	2,11E-02	1,60E+00	ND	2,93E-03	ND	1,59E-01	-6,24E-01
ADPE	[kg Sbe]	2,82E-05	1,75E-07	5,98E-07	ND	2,43E-08	ND	1,36E-07	-9,87E-07
ADPF	[MJ]	1,60E+03	2,89E+01	3,60E+01	ND	4,01E+00	ND	1,99E+01	-1,02E+02
Ressourceneinsatz									
PERE	[MJ]	2,17E+02	1,67E+00	1,22E+02	ND	2,32E-01	ND	2,61E+00	-2,23E+01
PERM	[MJ]	1,40E+02	0,00E+00	-1,14E+02	ND	0,00E+00	ND	0,00E+00	0,00E+00
PERT	[MJ]	3,57E+02	1,67E+00	7,78E+00	ND	2,32E-01	ND	2,61E+00	-2,23E+01
PENRE	[MJ]	1,39E+03	2,90E+01	9,34E+01	ND	4,03E+00	ND	1,99E+01	-1,02E+02
PENRM	[MJ]	2,14E+02	0,00E+00	-5,74E+01	ND	0,00E+00	ND	0,00E+00	0,00E+00
PENRT	[MJ]	1,60E+03	2,90E+01	3,61E+01	ND	4,03E+00	ND	1,99E+01	-1,02E+02
SM	[kg]	1,08E+01	0,00E+00	2,16E-01	ND	0,00E+00	ND	0,00E+00	0,00E+00
RSF	[MJ]	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	ND	0,00E+00	ND	0,00E+00	0,00E+00
NRSF	[MJ]	0,00E+00	0,00E+00	5,77E-01	ND	0,00E+00	ND	0,00E+00	0,00E+00
FW	[m ³]	3,39E-01	1,95E-03	4,35E-02	ND	2,70E-04	ND	5,02E-03	-2,59E-02
Abfallkategorien und Output-Flüsse									
HWD	[kg]	3,92E-06	1,34E-06	1,17E-07	ND	1,86E-07	ND	3,04E-07	-4,06E-08
NHWD	[kg]	9,25E+00	4,59E-03	2,28E+00	ND	6,38E-04	ND	1,00E+02	-4,71E-02
RWD	[kg]	3,26E-02	5,34E-05	8,26E-04	ND	7,42E-06	ND	2,26E-04	-7,62E-03
CRU	[kg]	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	ND	0,00E+00	ND	0,00E+00	0,00E+00
MFR	[kg]	0,00E+00	0,00E+00	2,61E-01	ND	0,00E+00	ND	0,00E+00	0,00E+00
MER	[kg]	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	ND	0,00E+00	ND	0,00E+00	0,00E+00
EEE	[MJ]	0,00E+00	0,00E+00	2,55E+01	ND	0,00E+00	ND	0,00E+00	0,00E+00
EET	[MJ]	0,00E+00	0,00E+00	4,56E+01	ND	0,00E+00	ND	0,00E+00	0,00E+00

* da 100 % Deponierung, lediglich Berücksichtigung der Substitutionspotenziale aus der energetischen Verwertung der Verpackung

- Gültigkeit: 2023 – 2028
- Datensatztyp: Durchschnitt für die Mitglieder des Fachverbandes Mineralwolleindustrie e.V. (FMI)
- Referenz-Nutzungsdauer: bei fachgerechter Verwendung nicht limitiert, mind. 50 Jahre gemäß [35]
- Dichte: 100 kg/m³

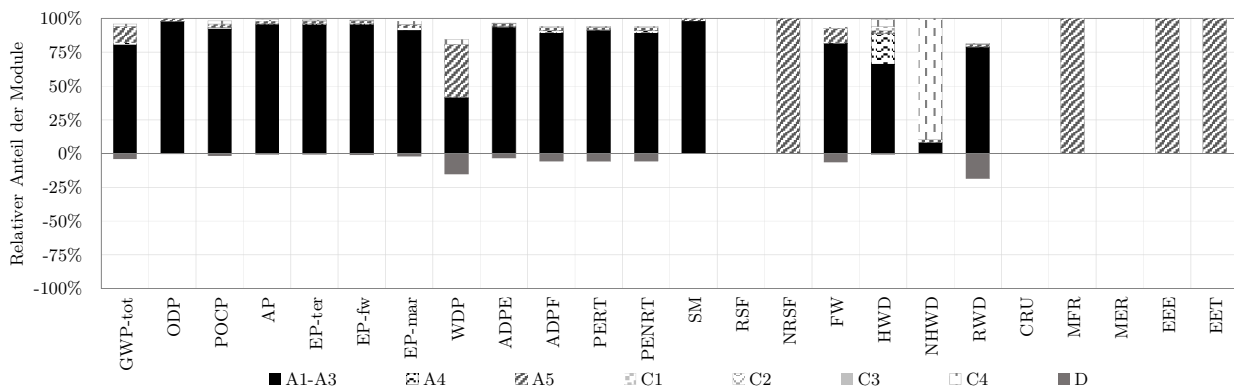


Bild B.7: Relativer Anteil der Module an den einzelnen Indikatoren – Mineralwolle

Tabelle B.8: Ökobilanzierung von 1 kg Splitt (getrocknet) [204]

Indikator	Einheit	Herstellung A1-A3	Transport A4	Einbau A5	Abbruch C1	Transport C2	Abfallbeh. C3	Beseitigung C4	Potenziale D*
Umweltwirkungen									
GWP-total	[kg CO ₂ e]	2,91E-02	ND	ND	3,02E-04	4,26E-03	7,10E-03	ND	-1,57E-03
GWP-biogen	[kg CO ₂ e]	1,06E-05	ND	ND	1,93E-06	2,16E-05	3,13E-05	ND	2,44E-05
GWP-fossil	[kg CO ₂ e]	2,90E-02	ND	ND	2,95E-04	4,16E-03	7,00E-03	ND	-1,58E-03
GWP-luluc	[kg CO ₂ e]	6,18E-05	ND	ND	5,70E-06	8,00E-05	6,90E-05	ND	-1,89E-05
ODP	[kg CFC11e]	1,65E-13	ND	ND	6,93E-17	1,31E-15	2,02E-14	ND	-1,42E-14
POCP	[kg NMVOCe]	3,44E-05	ND	ND	5,44E-06	5,33E-06	4,09E-05	ND	-6,02E-06
AP	[mol H ⁺ e]	3,19E-05	ND	ND	3,98E-06	5,49E-06	4,29E-05	ND	-6,40E-06
EP-terra	[mol Ne]	1,48E-04	ND	ND	1,99E-05	2,36E-05	1,55E-04	ND	-2,92E-05
EP-fresh	[kg Pe]	3,64E-08	ND	ND	7,99E-10	1,13E-08	1,75E-08	ND	-5,64E-09
EP-marine	[kg Ne]	1,31E-05	ND	ND	1,81E-06	1,95E-06	1,40E-05	ND	-2,64E-06
WDP	[-m ² Worlde]	2,57E-03	ND	ND	2,09E-06	2,98E-05	9,59E-04	ND	-4,50E-05
ADPE	[kg Sbe]	1,90E-09	ND	ND	5,02E-11	7,06E-10	3,57E-09	ND	-2,55E-10
ADPF	[MJ]	4,32E-01	ND	ND	3,86E-03	5,46E-02	1,07E-01	ND	-2,09E-02
Ressourceneinsatz									
PERE	[MJ]	7,15E-02	ND	ND	4,19E-04	6,04E-03	1,68E-02	ND	-8,23E-03
PERM	[MJ]	0,00E+00	ND	ND	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	ND	0,00E+00
PERT	[MJ]	7,15E-02	ND	ND	4,19E-04	6,04E-03	1,68E-02	ND	-8,23E-03
PENRE	[MJ]	4,32E-01	ND	ND	3,86E-03	5,46E-02	1,07E-01	ND	-2,09E-02
PENRM	[MJ]	0,00E+00	ND	ND	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	ND	0,00E+00
PENRT	[MJ]	4,32E-01	ND	ND	3,86E-03	5,46E-02	1,07E-01	ND	-2,09E-02
SM	[kg]	0,00E+00	ND	ND	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	ND	0,00E+00
RSF	[MJ]	0,00E+00	ND	ND	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	ND	0,00E+00
NRSF	[MJ]	0,00E+00	ND	ND	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	ND	0,00E+00
FW	[m ³]	8,10E-05	ND	ND	3,99E-07	5,64E-06	2,97E-05	ND	-4,00E-06
Abfallkategorien und Output-Flüsse									
HWD	[kg]	1,48E-10	ND	ND	1,65E-13	2,66E-12	2,47E-11	ND	-1,61E-11
NHWD	[kg]	1,71E-04	ND	ND	6,40E-07	9,23E-06	2,67E-01	ND	-1,38E-02
RWD	[kg]	3,74E-06	ND	ND	5,22E-09	8,69E-08	9,68E-07	ND	-6,22E-07
CRU	[kg]	0,00E+00	ND	ND	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	ND	0,00E+00
MFR	[kg]	0,00E+00	ND	ND	0,00E+00	0,00E+00	7,28E-01	ND	0,00E+00
MER	[kg]	0,00E+00	ND	ND	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	ND	0,00E+00
EEE	[MJ]	0,00E+00	ND	ND	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	ND	0,00E+00
EET	[MJ]	0,00E+00	ND	ND	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	ND	0,00E+00

* Verwendung als Sekundärmaterial für die Substitution von natürlichem Kies als Verfüllmaterial (z.B. im Straßen- oder Deponiebau)

- Gültigkeit: 2023–2026
- Datensatztyp: generisch mit 10 % Sicherheitszuschlag
- Referenz-Nutzungsdauer: keine Angabe, jedoch ist kein Qualitätsverlust für den Einsatz als Schüttung zu erwarten
- Dichte: $\approx 1500 \text{ kg/m}^3$
- Anmerkung: C3 berücksichtigt einen Aufbereitungsverlust von 25 %, welcher einer Inertstoffdeponie in Modul C3 zugeführt wird (durchschnittliche Deponieemissionen).

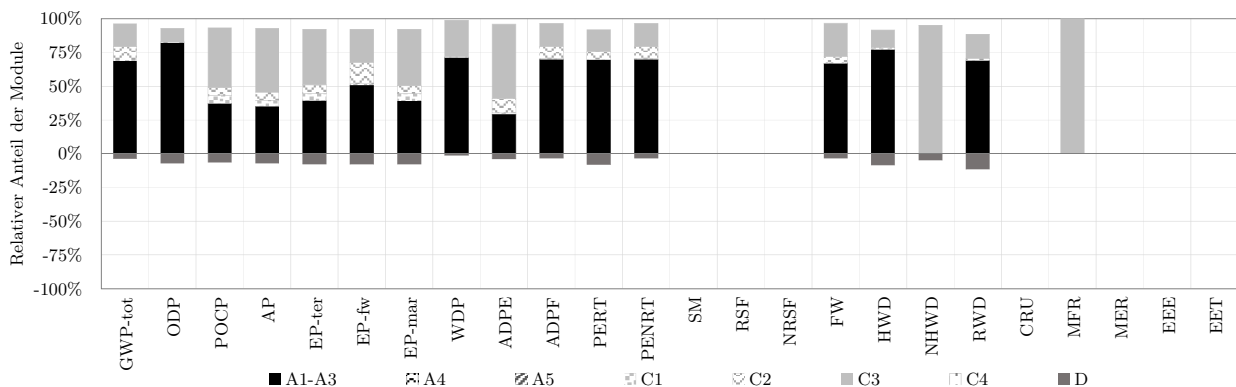


Bild B.8: Relativer Anteil der Module an den einzelnen Indikatoren – Splitt (getrocknet)

Tabelle B.9: Ökobilanzierung von 1 m² Stahltrapezprofil [97]

Indikator	Einheit	Herstellung A1-A3	Transport A4	Einbau A5	Abbruch C1	Transport C2	Abfallbeh. C3	Beseitigung C4	Potenziale D*
Umweltwirkungen									
GWP-total	[kg CO ₂ e]	2,60E+01	6,43E-02	5,84E-01	4,11E-01	3,21E-02	0,00E+00	0,00E+00	-1,79E+01
GWP-biogen	[kg CO ₂ e]	2,62E+01	6,35E-02	3,67E-01	4,05E-01	3,18E-02	0,00E+00	0,00E+00	-1,79E+01
GWP-fossil	[kg CO ₂ e]	-1,93E-01	1,88E-04	2,13E-01	1,61E-03	9,38E-05	0,00E+00	0,00E+00	3,47E-02
GWP-luluc	[kg CO ₂ e]	1,02E-02	5,88E-04	3,16E-03	3,73E-03	2,94E-04	0,00E+00	0,00E+00	-7,39E-03
ODP	[kg CFC11e]	2,22E-11	8,27E-15	1,64E-11	8,17E-14	4,13E-15	0,00E+00	0,00E+00	5,19E-11
POCP	[kg NMVOCe]	6,29E-02	8,15E-05	2,05E-03	2,37E-03	4,08E-05	0,00E+00	0,00E+00	-4,02E-02
AP	[mol H ⁺ e]	2,16E-05	2,32E-07	1,27E-06	1,48E-06	1,16E-07	0,00E+00	0,00E+00	-1,36E-06
EP-terra	[mol Ne]	1,54E-02	2,76E-05	9,90E-04	1,15E-03	1,38E-05	0,00E+00	0,00E+00	-9,65E-03
EP-fresh	[kg Pe]	1,66E-01	3,33E-04	1,10E-02	1,28E-02	1,66E-04	0,00E+00	0,00E+00	-1,04E-01
EP-marine	[kg Ne]	4,92E-02	7,03E-05	2,63E-03	3,07E-03	3,51E-05	0,00E+00	0,00E+00	-3,21E-02
WDP	[-m ² Worlde]	6,55E-04	4,18E-09	2,34E-08	2,68E-08	2,09E-09	0,00E+00	0,00E+00	-1,87E-07
ADPE	[kg Sbe]	2,50E+02	8,66E-01	4,80E+00	5,52E+00	4,33E-01	0,00E+00	0,00E+00	-1,33E+02
ADPF	[MJ]	8,43E-01	7,68E-04	3,07E-02	5,22E-03	3,84E-04	0,00E+00	0,00E+00	-2,57E-01
Ressourceneinsatz									
PERE	[MJ]	2,12E+01	6,30E-02	2,96E+00	4,19E-01	3,15E-02	0,00E+00	0,00E+00	2,18E+01
PERM	[MJ]	2,55E+00	0,00E+00	-2,55E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00
PERT	[MJ]	2,37E+01	6,30E-02	4,11E-01	4,19E-01	3,15E-02	0,00E+00	0,00E+00	2,18E+01
PENRE	[MJ]	2,51E+02	8,69E-01	5,43E+00	5,54E+00	4,34E-01	0,00E+00	0,00E+00	-1,35E+02
PENRM	[MJ]	6,04E-01	0,00E+00	-6,04E-01	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00
PENRT	[MJ]	2,52E+02	8,69E-01	4,82E+00	5,54E+00	4,34E-01	0,00E+00	0,00E+00	-1,35E+02
SM	[kg]	2,14E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00
RSF	[MJ]	3,84E-22	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00
NRSF	[MJ]	4,51E-21	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00
FW	[m ³]	3,13E-02	6,90E-05	1,02E-03	4,54E-04	3,45E-05	0,00E+00	0,00E+00	-1,16E-02
Abfallkategorien und Output-Flüsse									
HWD	[kg]	8,35E-06	2,69E-12	7,81E-12	1,44E-11	1,35E-12	0,00E+00	0,00E+00	-5,09E-10
NHWD	[kg]	1,34E+00	1,32E-04	5,03E-03	8,64E-04	6,62E-05	0,00E+00	0,00E+00	-2,65E-01
RWD	[kg]	3,21E-03	1,63E-06	2,80E-05	1,56E-05	8,13E-07	0,00E+00	0,00E+00	2,21E-03
CRU	[kg]	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00
MFR	[kg]	1,65E-01	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	8,87E+00	0,00E+00	0,00E+00
MER	[kg]	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00
EEE	[MJ]	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00
EET	[MJ]	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00

* 100 % Recycling ohne Sammelverluste

- Gültigkeit: 2024 – 2029
- Datensatztyp: Durchschnitt für die European Association for Panels and Profiles
- Referenz-Nutzungsdauer: mind. 15 Jahre im Außenraum, als tragendes Bauteil eines Gebäudes mind. 50 Jahre
- Flächengewicht: 8,87 kg/m²
- Anmerkung: Für den Vergleich wird von einer Referenz-Nutzungsdauer von 50 Jahren ausgegangen, da das Bauteil keine Witterungseinflüsse erfährt.

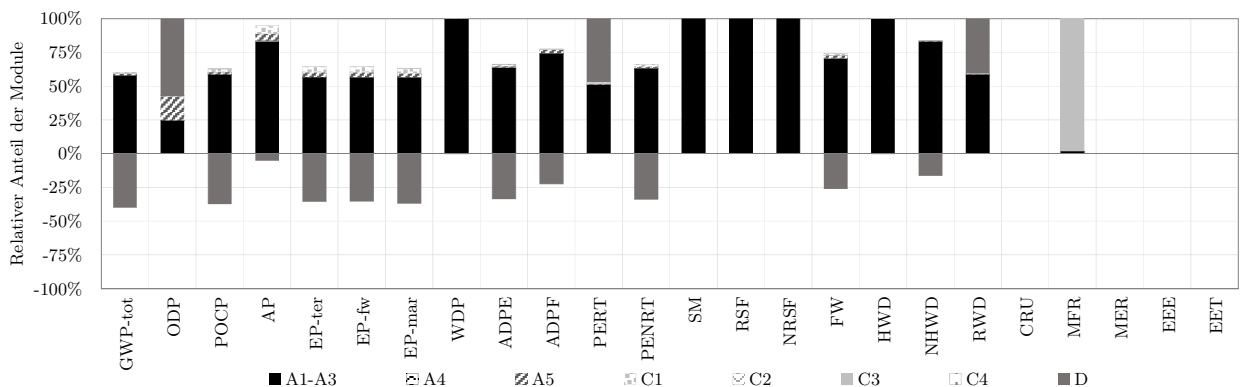


Bild B.9: Relativer Anteil der Module an den einzelnen Indikatoren – Stahltrapezprofil

Tabelle B.10: Ökobilanzierung von 1 kg Zementestrich [205]

Indikator	Einheit	Herstellung A1-A3	Transport A4	Einbau A5	Abbruch C1	Transport C2	Abfallbeh. C3	Beseitigung C4	Potenziale D
Umweltwirkungen									
GWP-total	[kg CO ₂ e]	1,85E-01	ND	ND	ND	4,26E-03	ND	1,66E-02	ND
GWP-biogen	[kg CO ₂ e]	5,36E-04	ND	ND	ND	2,16E-05	ND	4,34E-05	ND
GWP-fossil	[kg CO ₂ e]	1,84E-01	ND	ND	ND	4,16E-03	ND	1,65E-02	ND
GWP-luluc	[kg CO ₂ e]	6,53E-05	ND	ND	ND	8,00E-05	ND	9,88E-05	ND
ODP	[kg CFC11e]	8,80E-13	ND	ND	ND	1,31E-15	ND	4,49E-14	ND
POCP	[kg NMVOCe]	1,63E-04	ND	ND	ND	5,33E-06	ND	9,21E-05	ND
AP	[mol H ⁺ e]	1,77E-04	ND	ND	ND	5,49E-06	ND	1,17E-04	ND
EP-terra	[mol Ne]	6,73E-04	ND	ND	ND	2,36E-05	ND	3,31E-04	ND
EP-fresh	[kg Pe]	1,65E-07	ND	ND	ND	1,13E-08	ND	3,75E-08	ND
EP-marine	[kg Ne]	6,22E-05	ND	ND	ND	1,95E-06	ND	3,01E-05	ND
WDP	[-m ² Worlde]	4,75E-03	ND	ND	ND	2,98E-05	ND	1,88E-03	ND
ADPE	[kg Sbe]	6,64E-09	ND	ND	ND	7,06E-10	ND	1,05E-09	ND
ADPF	[MJ]	1,19E+00	ND	ND	ND	5,46E-02	ND	2,17E-01	ND
Ressourceneinsatz									
PERE	[MJ]	3,83E-01	ND	ND	ND	6,04E-03	ND	3,80E-02	ND
PERM	[MJ]	0,00E+00	ND	ND	ND	0,00E+00	ND	0,00E+00	ND
PERT	[MJ]	3,83E-01	ND	ND	ND	6,04E-03	ND	3,80E-02	ND
PENRE	[MJ]	1,19E+00	ND	ND	ND	5,46E-02	ND	2,17E-01	ND
PENRM	[MJ]	0,00E+00	ND	ND	ND	0,00E+00	ND	0,00E+00	ND
PENRT	[MJ]	1,19E+00	ND	ND	ND	5,46E-02	ND	2,17E-01	ND
SM	[kg]	0,00E+00	ND	ND	ND	0,00E+00	ND	0,00E+00	ND
RSF	[MJ]	0,00E+00	ND	ND	ND	0,00E+00	ND	0,00E+00	ND
NRSF	[MJ]	0,00E+00	ND	ND	ND	0,00E+00	ND	0,00E+00	ND
FW	[m ³]	2,28E-04	ND	ND	ND	5,64E-06	ND	5,74E-05	ND
Abfallkategorien und Output-Flüsse									
HWD	[kg]	5,98E-07	ND	ND	ND	2,66E-12	ND	5,45E-11	ND
NHWD	[kg]	3,26E-02	ND	ND	ND	9,23E-06	ND	1,10E+00	ND
RWD	[kg]	3,14E-05	ND	ND	ND	8,69E-08	ND	2,25E-06	ND
CRU	[kg]	0,00E+00	ND	ND	ND	0,00E+00	ND	0,00E+00	ND
MFR	[kg]	0,00E+00	ND	ND	ND	0,00E+00	ND	0,00E+00	ND
MER	[kg]	0,00E+00	ND	ND	ND	0,00E+00	ND	0,00E+00	ND
EEE	[MJ]	0,00E+00	ND	ND	ND	0,00E+00	ND	0,00E+00	ND
EET	[MJ]	0,00E+00	ND	ND	ND	0,00E+00	ND	0,00E+00	ND

- Gültigkeit: 2023 – 2026
- Datensatztyp: generisch mit 10 % Sicherheitszuschlag
- Referenz-Nutzungsdauer: keine Angabe, mind. 50 Jahre gemäß [35]
- Dichte: 2400 kg/m³
- Anmerkung: C4 berücksichtigt durchschnittliche Deponieemissionen in Deutschland, wobei die Nutzung von Deponiegas nicht angesetzt wird.

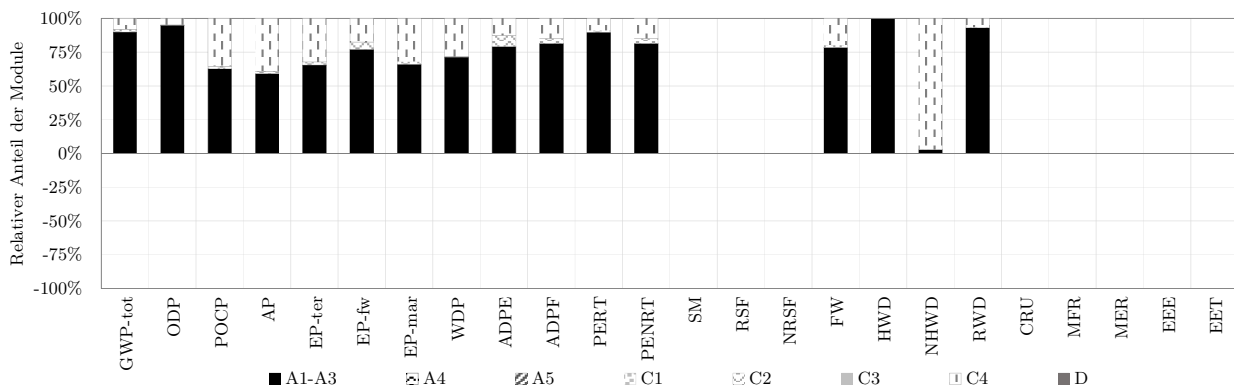


Bild B.10: Relativer Anteil der Module an den einzelnen Indikatoren – Zementestrich

Anhang C

Fototechnische Dokumentation

C.1 BSP-Biegeversuche



Bild C.1: Gemessene BSP-Dicke



Bild C.2: Gemessener Fugenspalt außen



Bild C.3: Eingebauter Probekörper



Bild C.4: Gelenkige Lagerung



Bild C.5: Installierte Seilwegaufnehmer



Bild C.6: Verformter Zustand



Bild C.7: BSP-Probekörper nach Versuchsende

C.2 Abscherversuche



Bild C.8: Verbundene STP und aufgeweitete Löcher für die um 45° geneigten Schrauben

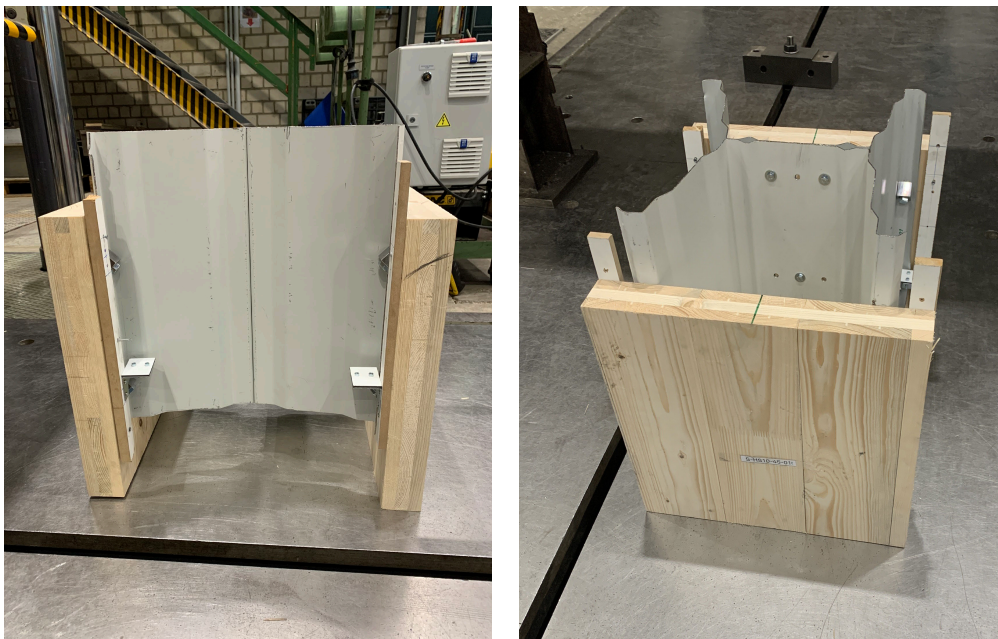


Bild C.9: Vorbereiteter Probekörper mit Hilfsleisten zur Messung der Relativverschiebung

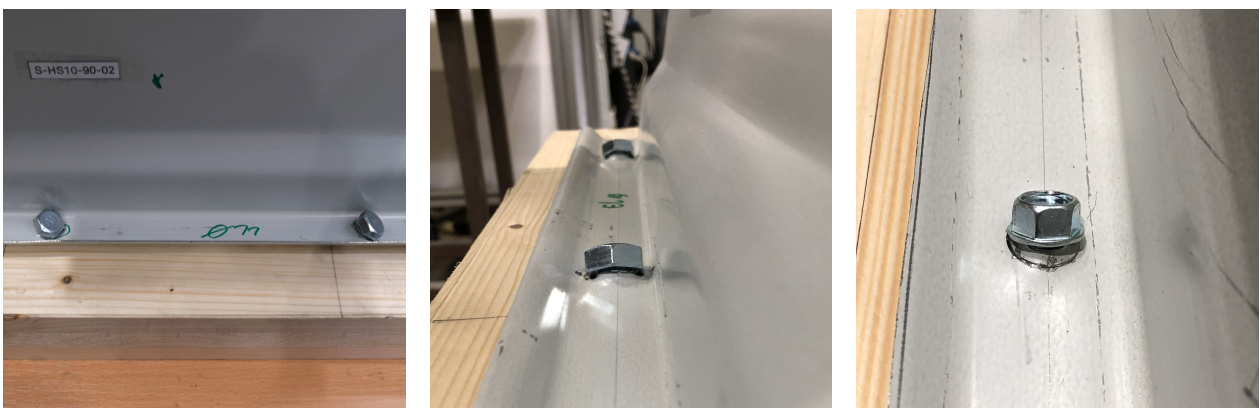


Bild C.10: Verbindungsstellen mit Holzschrauben $\text{\O}10\text{ mm}$ und $\text{\O}12\text{ mm}$ sowie Blechbohrschrauben $\text{\O}6,3\text{ mm}$ nach Versuchsende

C.3 SHV-Biegeversuche



Bild C.11: Applikation der Holz-DMS



Bild C.12: Bohrungen für Auflagerschott



Bild C.13: Eingesetztes Auflagerschott



Bild C.14: Einbringen der Schrauben



Bild C.15: Festziehen von der Mitte zum Rand

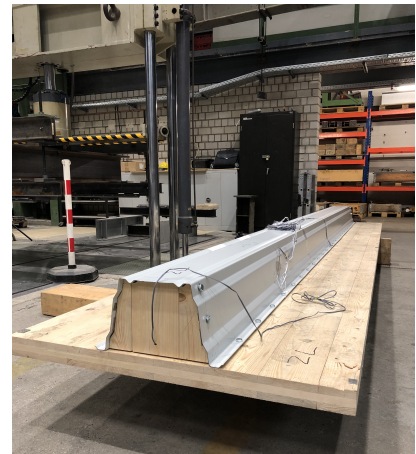


Bild C.16: Probekörper seitlich vom Versuchsstand

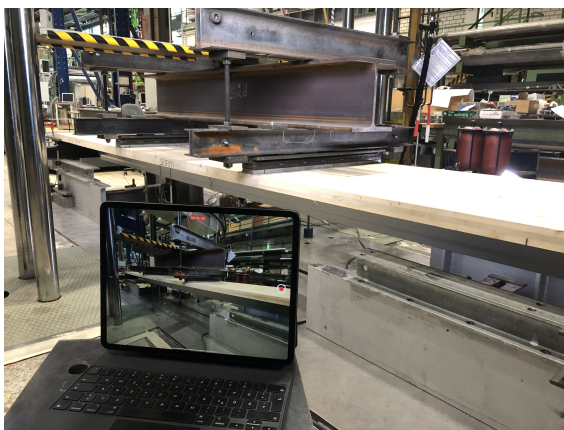


Bild C.17: Videotechnische Versuchsdokumentation

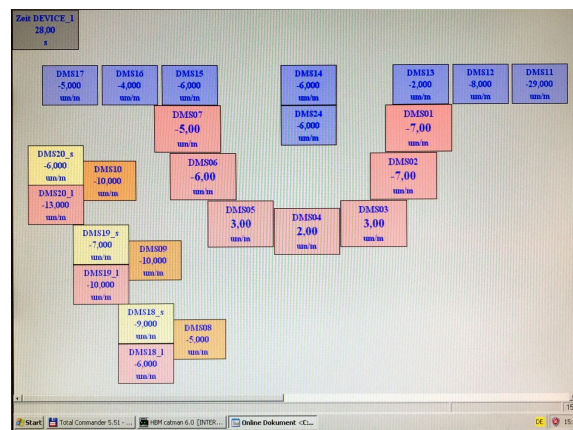


Bild C.18: DMS-Auswertung während des Versuches