Holz-Beton-Verbundbrücken

Erfahrungen und Perspektiven

Stand: März 2018

Qualitätsgemeinschaft Holz-Brückenbau

MIEBACH INGENIEURBÜRO

Auftraggeber:

Qualitätsgemeinschaft Holzbrückenbau e.V.
Am Geißberg 14
D-71292 Friolzheim

Aufsteller:

Ingenieurbüro Miebach
Haus Sülz 7
D-53797 Lohmar

Verfasser:

Ingenieurbüro Miebach, Dipl.-Ing. (FH) Frank Miebach
B.Eng. Dominik Niewerth
B.Eng. Fabian Wolf
B.Eng. Jakob Laraki

Inhaltsverzeichnis

1. Anlass, Ziel und Aufbau der Studie ... 4
1.1. Einführung ... 4
1.2. Aufbau ... 4
2. Holz-Beton-Verbundbrücken ... 5
2.1. Funktionale und gestalterische Randbedingungen ... 5
2.2. Holz als Baustoff im Brückenbau – Ökobilanz Holzbrückenbau ... 7
2.3. Schubverbundsysteme zwischen Holz und Beton ... 9
2.3.1. HBV©-Schubverbinder ... 9
2.3.2. Dübelleiste mit Kopfbolzen ... 10
2.3.3. Kerven und eingeklebte Stahlstangen ... 11
2.4. konstruktiver Holzschutz durch Hybridbauweise ... 12
3. Gebaute Holz-Beton-Verbundbrücken ... 13
3.1. Bauwerksübersicht „historischer“ HBV-Brücken in den USA (Auswahl) ... 13
3.2. Bauwerksübersicht Deutschland ... 15
3.3. Bauwerksübersicht Europa (Auswahl) ... 25
4. Derzeitige Planungsgrundlagen ... 31
4.1. Grundlagen für den Entwurf und die Bemessung von HBV-Brücken ... 31
4.2. Bemessungsmethoden ... 34
4.2.1. Bemessungsverfahren über Stabwerksmodelle: ... 34
4.2.2. Finite-Elemente-Methode: ... 35
4.2.3. γ-Verfahren (Gamma-Verfahren): ... 35
4.2.4. Schubanalogie-Verfahren ... 36
4.3. Konstruktive Durchbildung ... 36
4.4. Abdichtung/Holzschutz ... 41
4.5. Fertigung und Montage ... 44
5. Bauwerksüberwachung ... 47
5.1. Bauwerks-Prüfbarkeit, Monitoring-Möglichkeiten ... 47
5.2. Prüf-, Erhaltungs- und Wartungskonzept ... 50
6. Wirtschaftlichkeitsberechnung ... 54
6.1. Beispielbrücke: Einfeldsystem, 30m Länge, 12,10m Breite ... 54
6.2. Baukosten Beispielbrücke ... 55
6.3. Unterhalts- und Erhaltungskosten ... 56
7. Perspektiven der HBV-Bauweise im Brückenbau ... 57
7.1. Überlegungen zu Typenplanungen ... 57
7.2. biegesteife Anschlüsse und integrale Bauweise ... 57
7.3. hybride Grünbrücken ... 59
7.4. Vorfertigungspotential ... 60
8. Zusammenfassung ... 63
9. Literatur- und Quellenhinweise ... 64
9.1. Abbildungsverzeichnis ... 64
9.2. Quellenverzeichnis ... 65

1. Anlass, Ziel und Aufbau der Studie

Die vorliegende Dokumentation behandelt die Holz-Beton-Verbundbauweise im Bereich des Brückenbaus und gibt eine Übersicht über den derzeitigen Stand der Technik. Neuartige Ansätze sollen zusätzlich neue Perspektiven aufzeigen, und somit zum Verständnis und zur Verbreitung dieser vorteilhaften Bauweise beitragen. Erkenntnisse aus Theorie und Praxis zeigen viele Vorzüge bei der Anwendung der Hybridbauweise zwischen Holz und Beton. Neben der statischen Sinnhaftigkeit durch die tragende Kombination unterschiedlicher Materialien sind die gute Verfügbarkeit der Rohstoffe und die gute Ökobilanz zu benennen. Da Brückenbauwerke überwiegend von öffentlicher Hand errichtet werden, richtet sich diese Studie an öffentliche Bauherren, aber auch an planende Ingenieure und Architekten.

1.1. Einführung

Seit den 1930er Jahren gibt es die Bestrebungen, Brücken mit einem tragenden Verbund aus Beton und Holz zu errichten. Begonnen hat man seinerzeit in den USA mit einfachen, kurzgespannten Mehrfeldkonstruktionen, die in Summe durchaus fast 400 m (1300 ft) mit Stützweiten von 6-10 m überbrückten.[1] Als Motivation für die weitere Entwicklung gilt die Nutzung wirtschaftlicher Materialien, die seinerzeit auf eine kriegsbedingte Ressourceneinsparung zurückzuführen ist. Diese damals errichteten Bauwerke behielten jedoch Pilotprojektcharakter – nach dem Zweiten Weltkrieg wurde die Entwicklung dort nicht intensiv weiter vorangetrieben. Erst in den 1990er Jahren wurde die Bauweise in Europa - insbesondere in der Schweiz - erneut aufgegriffen und bei zahlreichen Projekten eingesetzt. Weitere Bauwerke wurden seitdem in Frankreich, Österreich, den Niederlanden, Luxemburg und Finnland gebaut. In Deutschland begann man im Jahr 2004 mit einer ersten quergespannten HBV- Brückenplatte bei Johanngeorgenstadt im Erzgebirge und im Jahr 2008 mit der ersten Holz-Beton-Verbundstraßenbrücke bei Wippra im Harz. Dies war der Start für eine neue Bauform, die inzwischen bei vielen Brücken eingesetzt wurde. Nachdem sich die Kombination von Holz und Beton technisch als auch wirtschaftlich durchaus bewährt hat, scheint es geboten, eine Bewertung der Ist-Situation vorzunehmen und weitere Perspektiven aufzuzeigen.

1.2. Aufbau

Die vorliegende Studie behandelt nachfolgend den derzeitigen Stand der Entwicklung und stellt die allgemeinen Grundlagen vor. Daran schließt sich eine Übersicht von nationalen sowie international errichteten HBV-Brücken an, die einen Einblick in den derzeitigen Erfahrungsumfang gewährt.
Die konkreten Planungsgrundlagen werden kurz vorgestellt, und mit neuen Erkenntnissen der Bauwerksüberwachung ergänzt. Neben einer Wirtschaftlichkeitsbetrachtung an einer Beispielbrücke werden daraufhin neue Perspektiven und Potenziale der Bauweise aufgezeigt.

[1] Aus “Timber-concrete composite decks for bridges, piers, docks, ramps, buildings, and other structures requiring heavy duty floors.”, American Wood-Preservers' Association Service Bureau, Year 1941

2. Holz-Beton-Verbundbrücken

2.1. Funktionale und gestalterische Randbedingungen

Holz-Beton-Verbundbrücken bestehen aus einem oder mehreren Holzträgern und einer Stahlbetonfahrbahnplatte, die miteinander nachgiebig verbunden sind. Durch die Kombination unterschiedlicher Materialien spricht man auch von Hybridbrücken.
Sinn und Zweck einer solchen statisch wirksamen Hybridlösung ist es, die jeweiligen positiven Materialeigenschaften der Baustoffe in bestimmten Bereichen einzusetzen, und somit materialoptimierte Brücken zu erzielen. Eine optimale Ausnutzung des Verbundquerschnitts wird erreicht, wenn das Holz der Zugzone und der Beton der Druckzone des Querschnitts zugeordnet werden, wodurch Holz-Beton-Verbundbrücken vorrangig für Einfeld-Systeme verwendet werden.

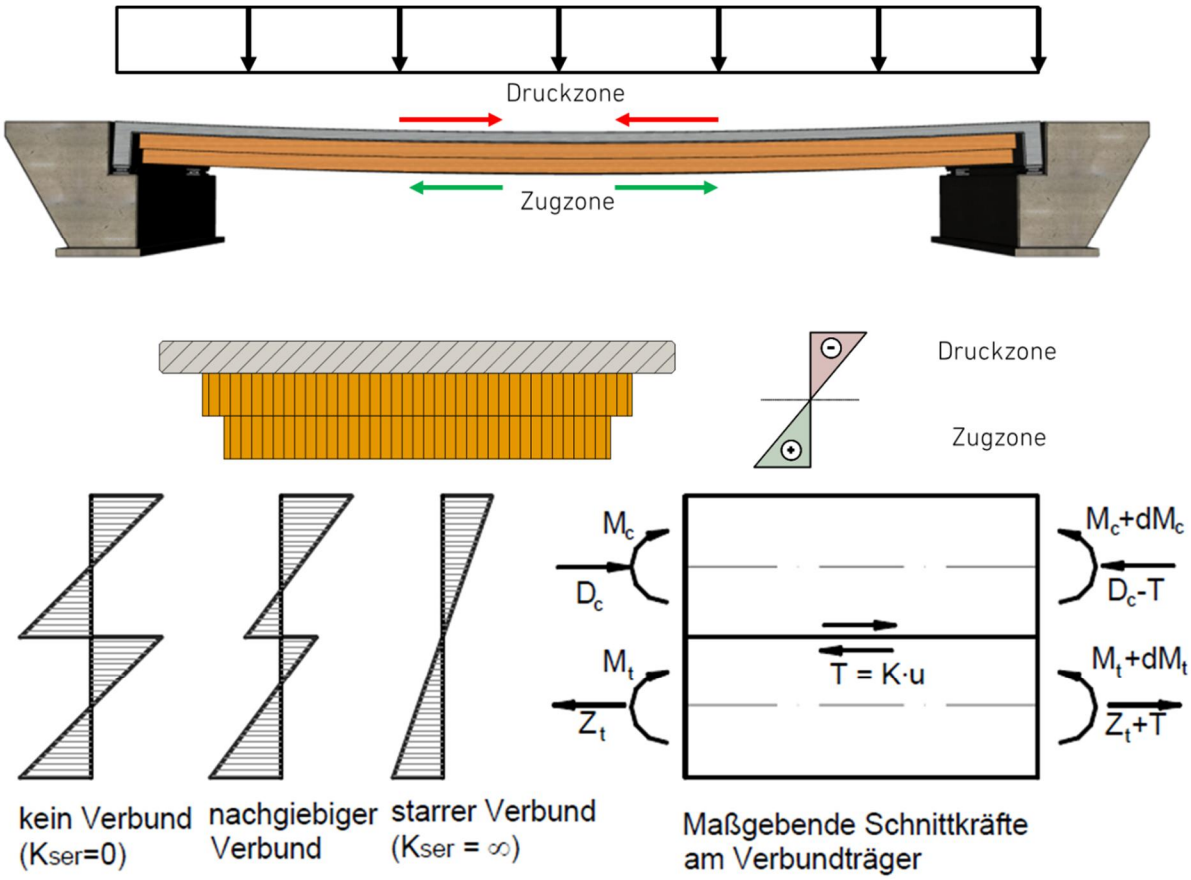


Abbildung 1 Darstellung des hybriden Tragverhaltens und der Verbundwirkung[2]

Holz-Beton-Verbundbrücken zeichnen sich durch höhere Steifigkeiten und Tragfähigkeiten als konventionelle Holzbrücken aus und sind effizienter als reine Betonbrücken.

Die Betonplatte schützt den darunterliegenden Holzträger und verlängert so die Lebensdauer und senkt die Unterhaltskosten der Brücke. Die Betonplatte erleichtert die Aufnahme von Achs- und Horizontallasten aus

[2] Grafik: Dr.-Ing Antje Simon (2008) Dissertation: Analyse zum Trag- und Verformungsverhalten von Straßenbrücken in Holz-Beton-Verbundbauweise

dem Straßenverkehr und ermöglicht die Verwendung von Regelaufbauten aus den Regelwerken der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt), wie Randkappen, Geländer, Fahrzeugrückhaltesystemen und Fahrbahnaufbauten, wodurch der Planungsaufwand deutlich reduziert wird. Im Gegensatz zu reinen Betonbrücken sind Holz-Beton-Verbundbrücken bei gleicher Gesamttragfähigkeit wesentlich leichter und somit wirtschaftlicher. Dies gilt vor allem bei Straßenbrücken mit Stützweiten zwischen 10 - 25 m. In diesem Bereich sind Holz-Beton-Verbundbrücken sehr gut geeignet und können sich ökonomisch behaupten.

Das geringe Eigengewicht des Holzes führt zu einfachen Transportbedingungen und dadurch zu einem hohen Vorfertigungsgrad, sodass die hölzernen Hauptträger inklusive vormontierter Betonschalung auf die Baustelle transportiert werden können und dort mit Ortbeton ergänzt werden. Bei kleineren Abmessungen sind auch komplette Fertigteilbrücken wirtschaftlich.

Ökologisch betrachtet ist Holz als nachwachsender Rohstoff und mit der Fähigkeit der CO_2-Bindung ein nachhaltiger Baustoff. Obwohl Beton eine negative CO_2 Bilanz aufweist, kann man bei Holz-Beton-Verbundbrücken durch den Holzanteil CO_2-neutrale Bauwerke erzielen. Dies gilt insbesondere für Hybridbrücken mit hohem Holzeinsatz durch massive, blockverklebte Brettschichtholzträger.

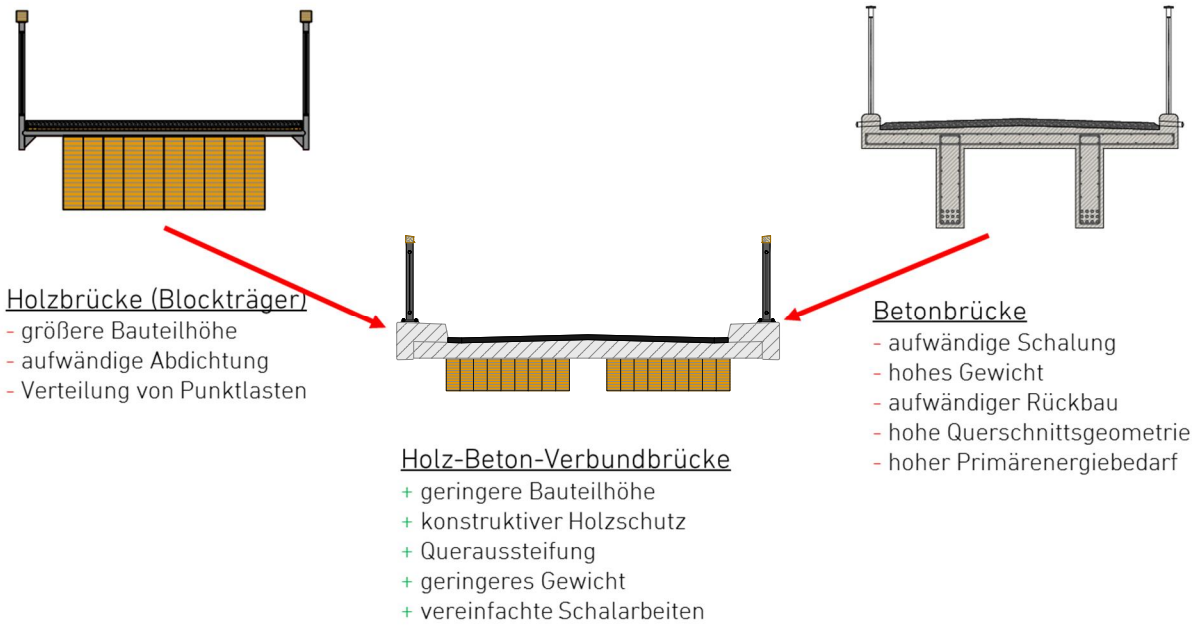


Abbildung 2 Vergleich materialgetrennter und hybrider Bauweise

2.2. Holz als Baustoff im Brückenbau – Ökobilanz Holzbrückenbau (CO^2 Senkfunktion)

Zur Betrachtung des ökologischen Einflusses von Bauwerken sind Ökobilanzierungen üblich. Im Zuge einer einfachen Vergleichsaufstellung von unterschiedlichen Baumaterialien wird der Verbrauch bzw. die Einsparung von CO_2 anhand einer Beispielbrücke untersucht[3]. In dieser Ökobilanz im Zuge einer BA-Thesis der Hochschule Hildesheim wurden ökologische Einflüsse verschiedener Brückenentwürfe mit identischen Vorgaben (lichte Breite = 3,0 m, Stützweite = 25,0 m) und Geh- und Radwegbelastung gegenübergestellt. Es wurden vier Brückenentwürfe verschiedener marktüblicher Baustoffe verglichen: Eine Aluminium-Fachwerkbrücke, eine geschützte Holz-Trogbrücke, eine Stahl-Deckbrücke und eine Stahlbeton-Plattenbalkenbrücke. Die Entwürfe stellen die jeweils wirtschaftlichste Bauweise der jeweiligen Materialien für Geh- und Radwegbrücken dar.

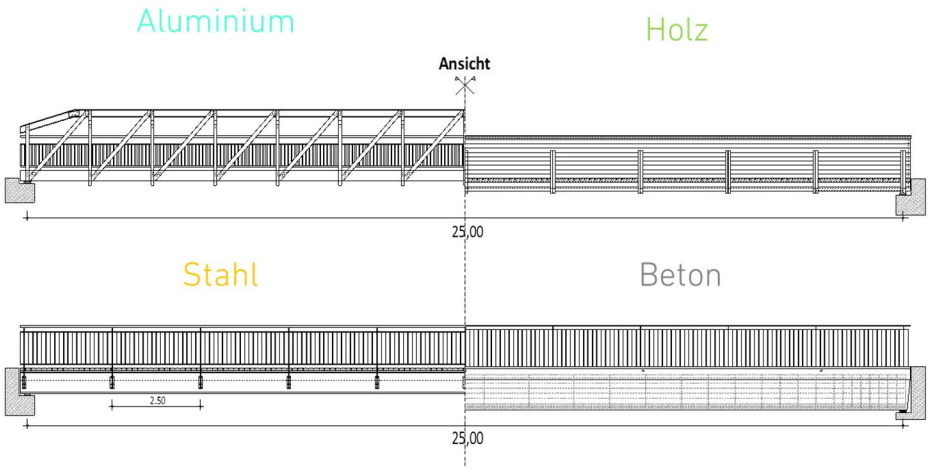


Abbildung 3 Brückenentwürfe als Grundlage der Ökobilanz

In dieser Ökostudie wird ersichtlich, dass die Holzbrücke die einzige Bauform ist, die eine CO_2-Speicherung ermöglicht. Im Hinblick auf die Holz-Betonverbundbauweise kann somit eine Verrechnung von negativen und positiven CO_2 Kontingenten vorgenommen werden, sodass in den meisten Fällen ein CO_2 neutrales Brückenbauwerk zu erwarten ist.

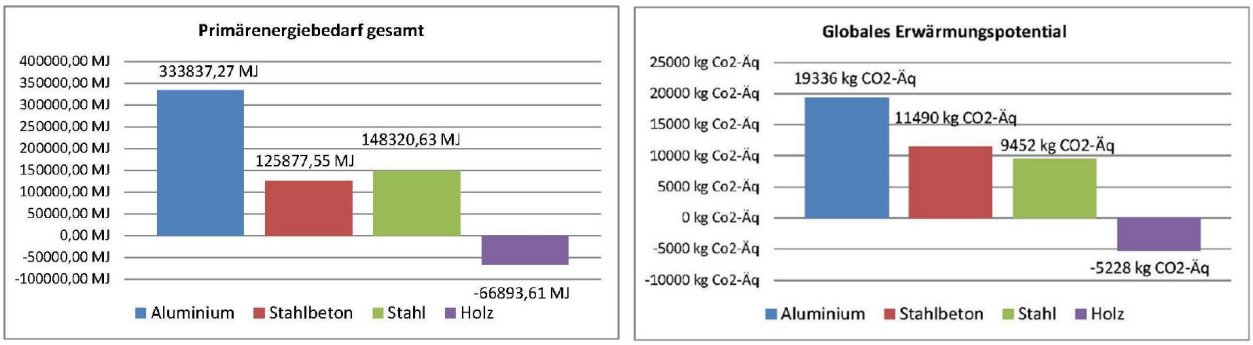


Abbildung 4 grafische Auswertung der Ökobilanz unterschiedlicher Konstruktionsmateriaien im Brückenbau

[3] Stoll, Hochschule für angewandte Wissenschaften und Kunst Hildesheim, „Vergleich der Ökobilanz von Aluminium, Holz, Stahlbeton und Stahl am Beispiel einer Brücke"

Beispieluntersuchung CO_2-Bilanz an einer Holz-Beton-Verbund-Brücke

Für den Überbau der HBV-Brücke in Lohmar-Schiffarth (siehe Kapitel 3.2) wurde auf der Datengrundlage der ÖKOBAUDAT des Bundesministeriums für Umwelt, Naturschutz, Bau und Reaktorsicherheit (BMUB) eine Ökobilanzierung erstellt. Demnach werden aufgrund der Verwendung von Brettschichtholz 44,3 Tonnen CO_2 über die Lebensdauer des Bauwerks eingelagert.

Abbildung 5 HBV-Brücke Lohmar-Schiffarth (40m Länge, 5,5m Breite)

Der positive Einfluss des Holzanteils an der CO_2-Speicherung übersteigt den negativen Einfluss des Betons und Stahlanteils deutlich, sodass in Summe eine positive Gesamtbilanz resultiert.

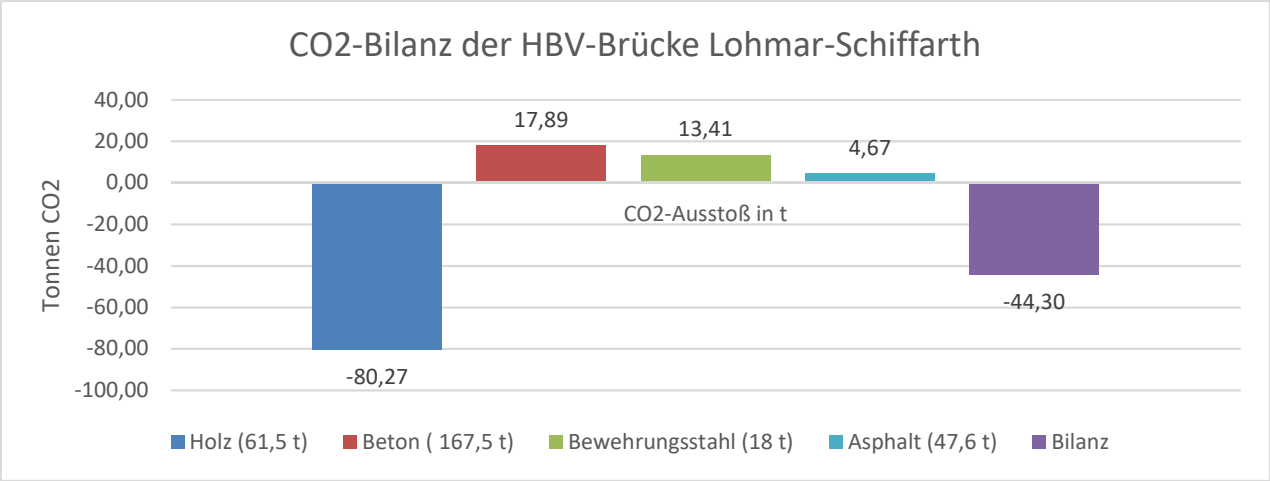


Abbildung 6 grafische Darstellung der CO_2-Bilanz zur HBV-Brücke Lohmar-Schiffarth

2.3. Schubverbundsysteme zwischen Holz und Beton

Die jeweils speziellen Eigenschaften von Holz und Beton werden bei einem sogenannten Schubverbund ausgeschöpft. Eine wichtige Funktion kommt somit der Schubverbindung zu, die den statischen Kraftfluss zwischen der oberseitigen Betonplatte und den untenliegenden Holzträgern ermöglicht, und so erst eine gemeinsam tragende Hybridbauweise ermöglicht.

Folgende drei Verbindungsarten haben sich derzeit etabliert und wurden bereits im Brückenbau eingesetzt. Andere existierende Systeme sind in der Regel nur für ruhende Lasten (z. B. im Hochbau) geeignet und werden daher hier nicht weiter betrachtet.

2.3.1. HBV©-Schubverbinder

Abbildung 7 grafische Darstellung des HBV-Schubverbinders im Verbund zwischen Holzträger und Betonplatte

Der HBV©-Schubverbinder von der Firma TiComTec (D-Haibach) besteht aus einem gelochten Streckblech, das halbseitig linear in Faserrichtung in den Holzträger eingeklebt wird, und halbseitig in den Ortbeton mit Bewehrung hineinragt. Die Höhe des Verbinders beträgt 90 bzw. 120 mm. Die Anzahl, der nebeneinander angeordneten Schubverbinder hängt von den statischen Erfordernissen ab. Die Fahrbahnplatte aus Beton wird meist mit einer Stärke von ca. 20 cm ausgeführt.

Abbildung 8 Mit HBV-Schubverbindern ausgeführte HBV-Brücken in Winschoten

Der Verbund zwischen Beton und Streckmetall wird über die Kornverzahnung im Streckmetallgitter erzielt. Da diese Verbindungsmittel über die gesamte Brückenlänge eingebracht werden können, weisen die Streckmetallverbinder den Vorteil eines kontinuierlichen Schubverbundes auf. Zur Bemessung des Schubverbundes mithilfe dieser Verbindungsmittel wurde durch die TiComTec GmbH eine bauaufsichtliche Zulassung (Z-9.1-557) erwirkt. Diese Verbindungsmittel eignen sich für Gehweg- und Straßenbrücken, sofern die Beanspruchung des Verbinders keinen Richtungswechsel erfährt wie es z.B. bei geometrisch ungünstigen mehrfeldrigen Brücken auftreten kann.

2.3.2. Dübelleiste mit Kopfbolzen

Abbildung 9 grafische Darstellung der Kopfbolzendübel im Verbund zwischen Holzträger und Betonplatte

In Analogie zum Stahl-Beton-Verbundbau greift die Kopfbolzenverbindung auf ein bereits etabliertes und geregeltes System zurück. Die mit aufgeschweißten Kopfbolzen versehenen Stahlplatten werden quer zur Tragrichtung in Kerven eingelassen, und zusätzlich mit Schrauben zugverankert. Der Verbund zwischen Beton und Stahlplatte ist somit ein bereits normativ erfasster Verbund, die Verbindung zwischen Stahlplatte und Holz greift auch auf den bekannten Kervenversatz zurück.

Abbildung 10 Mit Kopfbolzendübel ausgeführte „Birkbergbrücke“ in Wippra

Bei der Verwendung von Kopfbolzen bietet sich der Vorteil der Verwendung von standardisierten Verbindungsmitteln aus dem Stahl-Betonverbundbau. Durch die Geometrie wird die Kraftübertragung im Holzbau durch die kervenartige Ausbildung ermöglicht, und im Stahlbetonbau durch die im Verbundbau bewährten Verbindungsmittel. Mithilfe dieser Art von Verbundmittel wurden in Europa bereits zahlreiche Schwerlastbrücken in Holz-Beton-Verbundbauweise erstellt. Das Tragverhalten dieser Dübelleiste wurde durch Simon[4], Rautenstrauch und Simon[5] im Langzeitverhalten und durch Rautenstrauch und Müller[6] im Kurzzeitverhalten und unter zyklischen Belastungen ausgiebig erforscht und bietet Kennwerte und Bemessungsverfahren für die normengerechte Bemessung.

---

[4] Simon, Dissertation, Bauhaus-Universität Weimar, „Analyse zum Trag- und Verformungsverhalten von Straßenbrücken in Holz-Beton-Verbundbauweise“, 2008
[5] Rautenstrauch und Simon, Bauhaus-Universität Weimar, „Weiterentwicklung der Holz-Beton Verbundbauweise unter Einsatz von blockverleimten Brettschichtholzquerschnitten bei Straßenbrücken. Schlussbericht zum AiF-Forschungsvorhaben 14275 BR“, 2008
[6] Rautenstrauch, Müller, Bauhaus-Universität Weimar, „Trag-, Verformungs- und Ermüdungsverhalten spezieller Verbundelemente für Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken. Schlussbericht zum AiF-Vorhaben 16266 BR“, 2012

2.3.3. Kerven und eingeklebte Stahlstangen

Abbildung 11 grafische Darstellung des Kervenverbunds mit eingeklebten Stahlbügeln als Abhebesicherung

Diese dritte Schubverbindung stellt eine Kombination aus einem Kervenversatz und eingeklebten Stahlstangen dar. Die Schubübertragung wird durch die formschlüssige Kervenausbildung über die Kervenflanken erzielt, die auftretenden Zugkräfte hingegen tragen die Stahlstangen ab. Die Anordnung der Kerven erfolgt quer zur Tragrichtung.

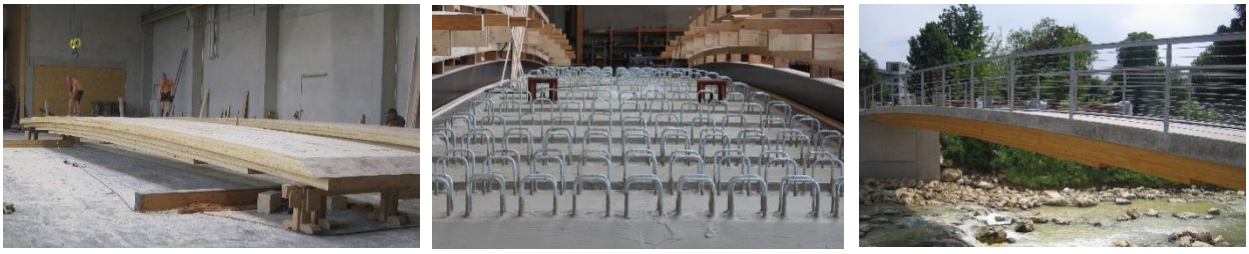


Abbildung 12 Integrale HBV-Brücken in Schwäbisch Gmünd mit einem Schubverbund über Kerven und eingeklebten Stahlstäben

Bei der Verwendung von Kerven bietet sich der Vorteil, dass diese Verbindungen normativ durch die DIN EN 1995-2/NA geregelt sind, und auch das Langzeitverhalten gut untersucht ist. So haben Kuhlmann und Kudla[7] ein vereinfachtes Bemessungsverfahren zum Ermüdungsnachweis von Kerven in der Verwendung in Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken erstellt. Bei der Bemessung von Kerven sind zum einen die Druckübertragung sowie das Abscheren im Bereich des Vorholzes zu untersuchen, hierbei kann auf die Nachweisführung von Versätzen gem. DIN EN 1995-1-1/NA zurückgegriffen werden. Im Bereich der Stahlbetonplatte stellt sich ein Tragverhalten vergleichbar mit einer Konsole ein. Zusätzlich zu dieser formschlüssigen Verbindung, fordert die DIN EN 1995-2 den Nachweis eines rechtwinklig zur Schubfuge angeordneten Verbindungsmittels als Abhebesicherung. Untersuchungen von Michelfelder[8] am Beispiel von Brettstapel-Beton-Verbunddecken haben jedoch ergeben, dass der Einfluss dieser Verbindungsmittel auf die Tragfähigkeit und die Steifigkeit der Kerve vernachlässigbar ist.

---

[7] Kuhlmann und Kudla, Institut für Konstruktion und Entwurf Stahl- Holz- und Verbundbau Universität Stuttgart, „Vereinfachter Ermüdungsnachweis von Holzbauteilen in Holz- und Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken“, 2015
[8] Michelfelder, Institut für Konstruktion und Entwurf Stahl- Holz- und verbundbau Universität Stuttgart, „Trag- und Verformungsverhalten von Kerven bei Brettstapel-Beton-Verbunddecken“, 2006

2.4. konstruktiver Holzschutz durch Hybridbauweise

Der Begriff des konstruktiven Holzschutzes umschreibt bauliche Maßnahmen zum Schutz vor direkter Bewitterung durch Niederschlag. Meist sind damit Verkleidungen und Überdachungen gemeint. Dadurch wird das Ziel verfolgt, die Holzfeuchte im Holzbauteil dauerhaft unter 20 % zu halten, da in diesem Bereich nicht von einer Schädigung durch holzzerstörende Pilze auszugehen ist. Ein Befall durch Insekten ist bei der mittlerweile üblichen Anwendung von technisch getrocknetem Holz somit ebenfalls ausgeschlossen. Durch den Trocknungsprozess werden Stoffe im Holz abgebaut, die für die Larvenentwicklung üblicher Holzschädlinge notwendig sind[9]. Normativ kann das eingesetzte Holz in geschützter Bauweise in Nutzungsklasse 2 eingestuft werden.

Einer der wesentlichen Vorteile der Holz-Beton-Verbundbauweise ist der gegebene konstruktive Holzschutz, der durch die auskragende Betonplatte oberhalb des Holzträgers gewährleistet wird. Wird die Betonplatte mit seitlicher Auskragung so ausgebildet, dass kein Schlagregen die hölzerne Tragkonstruktion erreichen kann (Überstand ≥ 30° aus der Vertikalen), gilt die Konstruktion als „geschütztes Tragwerk“ im Sinne der DIN EN 1995-2/NA 2011-08. Diese Einstufung als geschütztes Tragwerk führt nach der Ablösungsbeträge-Berechnungsverordnung 2010 (kurz: ABBV) zu einer theoretischen Nutzungsdauer von mind. 60 Jahren. Eine Studie der Deutschen Gesellschaft für Holzforschung (kurz: DGfH) geht sogar von einer theoretischen Lebensdauer von 80 Jahren aus.

Überdies ermöglicht die Hybridbauweise den Vorzug, im feuchteanfälligen Auflagerbereich das Holz durch Beton zu ersetzen. Dies kann beispielsweise dadurch erzielt werden, dass ein Betonendquerträger vor der Kopfseite der Holzträger angeordnet wird. Auf diese Weise ist das Hirnholz der Träger geschützt und das

Abbildung 13 Beispiele zur indirekten Auflagerung des Holzträgers in der HBV-Bauweise

Holz ist keiner Pressung rechtwinklig zur Faser ausgesetzt. Dieses Detail ermöglicht zusätzlich auch eine einfache Umsetzung einer integralen, also lagerlosen Bauweise, indem ein biegesteifer Anschluss zum Widerlager angeordnet wird.

Die hölzerne Tragkonstruktion sollte im Zustand der Vor-Ort-Betonage vor dem Eintrag von Feuchtigkeit aus dem Ortbeton geschützt werden. Diese Absperrung des Trägers gegenüber dem Beton kann durch eine, in der Kontaktfuge aufgebrachte, dünne Schicht Epoxidharz oder eine Betonschlämme ausgebildet werden.

[9] Informationsdienst Holz, Spezial: Unempfindlichkeit von technisch getrocknetem Holz gegen Insekten, November 2008

3. Gebaute Holz-Beton-Verbundbrücken

3.1. Bauwerksübersicht „historischer“ HBV-Brücken in den USA (Auswahl)

Der Holz-Beton-Verbund wurde Anfang der 1920er Jahre in den USA entwickelt, um das verfügbare und somit günstige Holz mit dauerhaftem Beton zu kombinieren. 1924 wurden Versuche zum Verbund von Holz-Beton-Trägern von der University of Washington und dem Seattle Engineers Office getätigt, bei denen verschiedene Schubverbinder untersucht wurden. George D. Burr entwickelte dabei den Nagelverbund (steel spikes), der zwischen einem aus hochkant verleimten Lamellen bestehenden Holz-Blockträger und darauf vergossenem Ortbeton die erste Holz-Beton-Verbundkonstruktion bildete. Zusammen mit A.W. Munster konzipierte Burr die erste Holz-Beton-Verbundbrücke, welche 1924 als Zufahrt für die Spokane Street Bridge in Seattle fertiggestellt wurde.

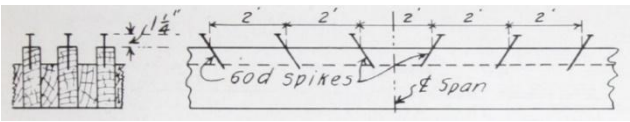


Abbildung 14 Nagel- und Kervenverbund von 1924

1932 begann die Oregon State Highway Commission eine Studie zur Entwicklung einer wirtschaftlich vielseitig einsetzbaren Highway-Brücke aus Holz. Die Forstwirtschaft war damals Oregons größter Wirtschaftszweig. C.B. McCullough, ein Brückeningenieur und R.H. Baldock, Ingenieur der Oregon State Highway Commission, entwickelten daraufhin ein System, welches dem von Burr und Munster ähnelt, aber den Schubverbund durch Kerven ausbildet. Im selben Jahr wurde nach diesem Konzept eine Brücke in Oregon gebaut.

J.F. Seiler vom Service Bureau of the American Wood Preservers Association entwickelte eine weitere Verbundlösung, indem er verschieden breite (bzw. hohe) Lamellen mittels Nagel-Press-Leimung hochkant miteinander verleimte und somit Längskerven zur Vergrößerung der Holzoberfläche schuf. Quer zu den Kerven wurden trapezförmige Schubverbinder aus Stahl eingeschlagen. Die erste nach diesem Entwurf gebaute Brücke war der 3500 ft (1066 m) lange Tampa-Clearwater Causeway in Florida, welche 1934 fertiggestellt wurde. Diese spannte 167 feldrig über 20 ft (6,1 m) und enthielt ein Klappbrückenelement über 110 ft (33,5 m). Es folgten weitere Brücken nach diesem Vorbild, vor allem, weil im Zweiten Weltkrieg Stahl für die Rüstungsindustrie benötigt wurde und somit nicht für den Brückenbau zur Verfügung stand. Bis 1943 waren Holz-Beton-Verbundbrücken in 12 Staaten der USA und in Canada verbreitet. Allein das Oregon State Highway Department hatte bis dahin über 180 Verbundbrücken mit einer Gesamtlänge von 20.000 ft (6100 m).

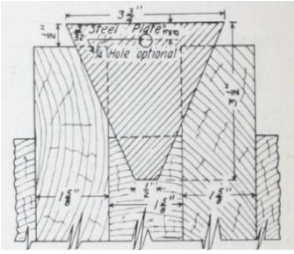


Abbildung 15 Verbund mittels Längskerven und stählernen Schubverbindern

Nach dem Zweiten Weltkrieg nahm das Interesse an Holz-Beton-Verbundbrücken jedoch wieder stark ab. 1984 jedoch baute das Delaware Department of Transportation wieder eine Verbundbrücke nach Seilers Vorbild, als kostengünstigste Alternative für eine Brücke in Sussex County. Seitdem ist der Anteil der gebauten HBV-Brücken wieder deutlich gestiegen[10]. Seit den 1980er Jahren wurde diese Bauweise dann in Europa eingesetzt, beginnend mit ersten Entwürfen in der Schweiz. Seitdem gibt es zahlreiche Bauwerke in nahezu allen europäischen Ländern. Nachfolgend sind Verbundbrücken aus den USA, Deutschland und den europäischen Nachbarländern gelistet:

[10] aus: „Historic American Engineering Record”, National Park Service, Philadelphia Support Office, Year 1994

Mill Creek Bridge-Delaware Bridge 9

Ort: Smyrna, Sussex, US-DE
Baujahr: 1936
Länge: 100 ft (30,5 m)
Breite: 10 ft (3,5 m)
Sanierung: 1970

Erste der drei nahezu baugleichen HBV-Brücken in Delaware nach J.F. Seilers Entwicklung.

Abb. 16

Abb. 17

Silver Lake Bridge-State Bridge 707
(existiert noch)

Ort: Rehoboth, Sussex, US-DE
Baujahr: 1938
Länge: 260,2 ft 13x20ft (79,2 m)
Breite: 30,8 ft (9,4 m)
Sanierung: 1995

Baugleich zur Mill Creek Bridge nach J.F. Seilers Entwicklung.

Abb. 18

Abb. 19

Omar Bridge-Delaware Bridge 445
(existiert noch)

Ort: Southeast of Dagsboro, Sussex, US-DE
Baujahr: 1938
Länge: 60 ft (18,3 m)
Breite: 29,5 ft (9 m)

Baugleich zur Mill Creek Bridge nach J.F. Seilers Entwicklung.

Abb. 20

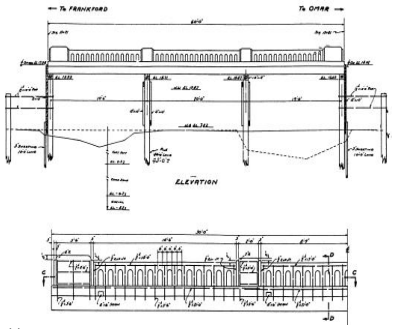


Abb. 21

Fort Pulaski Bridge
(existiert noch)

Ort: Savannah, Georgia (US)
Baujahr: 1938
Länge: 1300 ft 65x20ft (396,2 m)
Breite: 25 ft (7,6 m)
Sanierung: 1965,1996,2008

Zweispurige Holz-Beton-Verbundbrücke auf 330 mit Kreosot behandelten Holzstützen über den Savannah River.

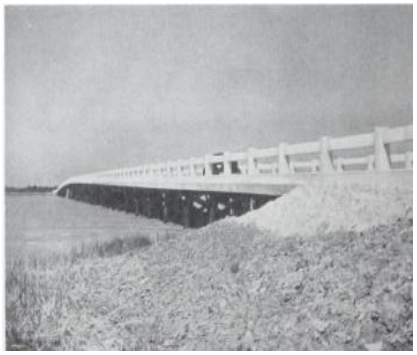


Abb. 22

Abb. 23

Maryland Highway Bridge K-681
(existiert noch)

Ort: Sassafras Kent, Maryland (US)
Baujahr: 1938
Länge: 70 ft (21,3 m)
Breite: 26 ft (7,9 m)
Sanierung: 1994

Zweispurige Holz-Beton-Verbundbrücke über den Jacobs Creek

Abb. 24

Abb. 25

3.2. Bauwerksübersicht Deutschland

Liste der gebauten Holz-Beton-Verbundbrücken in Deutschland Stand 04/2016

Abb. 26

HBV-Brücke über das Schwarzwasser im Erzgebirge

Entwurf:	Architekturbüro Weiß, Hecker & Partner GbR
Planung:	Baucon Berlin Kempfer
Ort:	Johanngeorgenstadt, DE
Baujahr:	2004
Brückenlänge:	13,0 m
Brückenbreite:	4,7 m
Belastung:	Straßenbrücke bis 2,8 t
Konstruktion:	Haupttragkonstruktion in Längsrichtung bilden zwischen den Betonwiderlagern zwei Bogenträger (32/50cm) aus Brettschichtholz GL18h. *In Querrichtung liegt die Holz-Beton-Verbundkonstruktion* aus Querträgern (35/40cm) und der Betonplatte (18cm). Der Schubverbund wird mittels Kerven und Gewindestangen hergestellt.
Holzschutz:	Holzträger durch Betonplatte mit oberseitigem Asphalt vor Witterung geschützt

Abb. 27

Abb. 28

„Birkbergbrücke“ in Wippra

Abb. 29

Bauherr:	Forstbetrieb Oberharz
Planung:	Ingenieurbüro Setzpfand
Ausführung:	U&W Wasserbau Halberstadt, Schaffitzel Holzindustrie GmbH und Co. KG
Ort:	Wippra, Landkreis Mansfeld-Südharz, DE
Baujahr:	2008
Brückenlänge:	16,40 m
Brückenbreite:	4,50 m
Belastung:	Schwerlast-Straßenbrücke
Konstruktion:	Deckbrücke aus blockverklebtem Brettschichtholz in Holz-Beton-Verbundbauweise mit Schubverbund über Kopfbolzendübel
Holzschutz:	Holzträger durch Betonplatte mit Bitumenabdichtung witterungsgeschützt

Abb. 30

Abb. 31

Biathlonbrücke Ruhpolding

Abb. 32

Bauherr:	Gemeinde Ruhpolding
Planung:	BG Trauntal Gmbh
Ausführung:	Schaffitzel Holzindustrie GmbH + Co. KG
Ort:	Ruhpolding, Chiemgau-Arena, DE
Baujahr:	2010
Brückenlänge:	17,00 m
Brückenbreite:	13,70 m
Belastung:	Loipenbrücke - ausgelegt bis 15 t Gesamtgewicht
Konstruktion:	Zweifeldrige Deckbrücke in Holz-Beton-Verbundbauweise mit eingeklebten HBV-Schubverbindern
Holzschutz:	Holzträger durch Betonplatte mit oberseitiger Gussasphaltabdichtung vor Witterung geschützt

Abb. 33

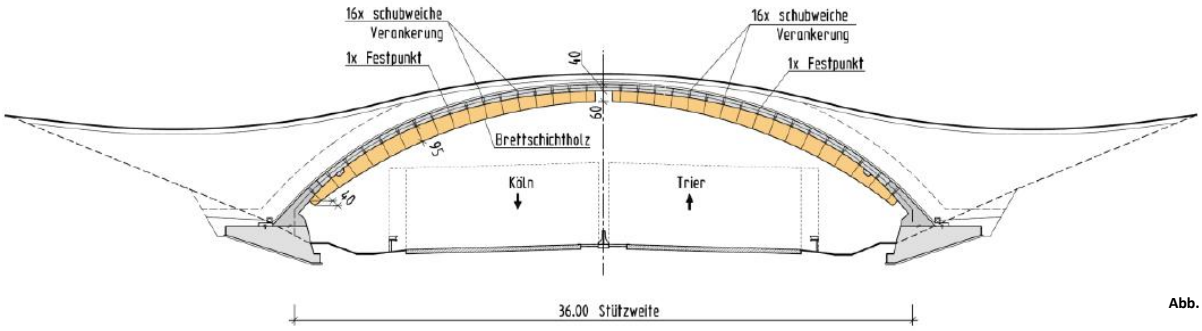


Abb. 34

Hybrid-Grünbrücke Nettersheim

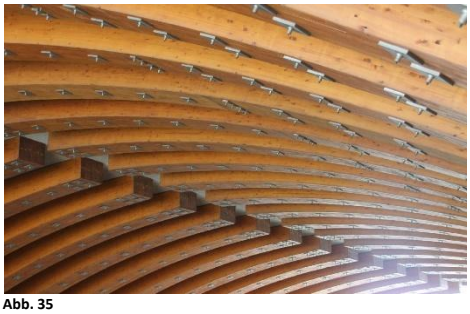


Abb. 35

Abb. 36

Bauherr:	Landesbetrieb Straßenbau NRW
Planung:	Ingenieurbüro Setzpfand
Ausführung:	Weiland Bau/ Mohr Holzbau Trier
Ort:	A1 bei Nettersheim, DE
Baujahr:	2011
Brückenlänge:	36,00 m
Brückenbreite:	50,00 m
Belastung:	Grün- bzw. Wildbrücke
Konstruktion:	*Schubweicher Holz-Beton-Verbund* mit schlankem eingespannten Stahlbetonbogen, welcher die Normalkräfte aus äußeren Lasten aufnimmt und darunterliegenden blockverklebten Brettschichtholzträgern für die Biegemomente. Der Verbund ist schubweich um Zwangsbeanspruchungen aus hygrothermischen Differenzen der Baustoffe zu vermeiden (nur in einem Punkt starr verbunden)
Holzschutz:	Holzträger durch Betonplatte vor Witterung und Staunässe geschützt

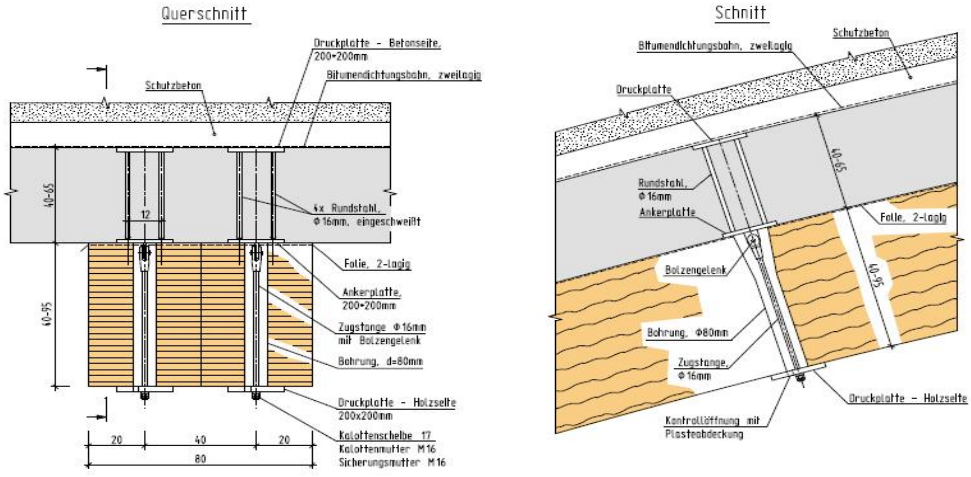


Abb. 37

Abb. 38

Rokoko- und Bahnhofsbrücke über die Rems

Abb. 39

Bauherr:	Landesgartenschau Schwäbisch Gmünd 2014 GmbH
Entwurf:	Graf Ingenieure
Ausführung:	Schaffitzel Holzindustrie GmbH + Co. KG
Ort:	Schwäbisch Gmünd, DE
Baujahr:	2012
Brückenlänge:	27,66 m (Bahnhofsbrücke), 25,29 m (Rokokobrücke)
Brückenbreite:	3,00 m (Bahnhofsbrücke), 2,50 m (Rokokobrücke)
Belastung:	Fußgänger- und Radwegbrücke
Konstruktion:	Haupttragwerk bestehend aus gestuft blockverklebtem BSH-Träger im Schubverbund mit dem Ortbeton mittels Kerven und eingeleimten Stahlbügel. Geländer mit horizontalen Edelstahlseilen und im Handlauf integrierter Beleuchtung.
Holzschutz:	Holzträger durch Betonplatte vor Witterung geschützt

Abb. 40

Abb. 41

HBV-Brücke „Schmatzfelder Chaussee“ über die Holtemme

Abb. 42

Bauherr:	Stadt Wernigerode
Planung:	Ingenieurgemeinschaft Setzpfandt GmbH und Co. KG
Ausführung:	U&W Wasserbau Halberstadt, Schmees und Lühn Holz- und Stahlingenieure GmbH
Ort:	Wernigerode, DE
Baujahr:	2012
Brückenlänge:	15,2 m
Brückenbreite:	5,0 m
Belastung:	Schwerlast-Straßenbrücke
Konstruktion:	Haupttragwerk bestehend aus zwei blockverklebten Lärchen Brettschichtholzträgern 70/125cm im Schubverbund zum Ortbeton mittels Kopfbolzendübel.
Holzschutz:	Holzträger durch Betonplatte vor Witterung geschützt

Abb. 43

Abb. 44

„Erika-Brücke“ in Bad Lauterberg und „Kulmke-Brücke“ in Herzberg

Bauherr:	Niedersächsisches Forstamt Riefensbeck
Statik:	TiComTec GmbH
Entwurf:	Ingenieurbüro Miebach
Ausführung:	Schaffitzel Holzindustrie GmbH + Co. KG
Ort:	Bad Lauterberg, Herzberg
Baujahr:	2013
Brückenlänge:	11,90 m, 12,00 m
Brückenbreite:	4,00 m, 4,75 m
Belastung:	Schwerlast – Straßenbrücke

Abb. 45

Abb. 46

Konstruktion: Das Haupttragwerk bestehend aus blockverklebten BSH-Trägern durch HBV-Verbindern mit der Betonplatte gekoppelt. Die baugleichen Brücken unterscheiden sich lediglich beim Geländer: In Bad Lauterberg befindet sich ein Füllstabgeländer, in Herzberg am Harz ein Holmgeländer aus Stahl.

Holzschutz: Holzträger durch Betonplatte vor Witterung geschützt

Abb. 47

Rad- und Fußwegbrücke in Eberhardszell über die Umlach

Abb. 48

Bauherr:	Gemeinde Eberhardszell
Planung/Ausführung:	TiComTec GmbH/ Holzbau Gröber GmbH
Ort:	Eberhardszell, DE
Baujahr:	2013
Brückenlänge:	11,00 m
Brückenbreite:	1,80 m
Belastung:	Geh- und Radwegbrücke
Konstruktion:	Deckbrücke in Holz-Beton-Verbundbauweise mit eingeklebten HBV-Schubverbindern und indirektem Auflager
Holzschutz:	Holzträger durch Betonplatte vor Witterung geschützt

Abb. 49

Zwei HBV-Vorlandbrücken „Höngesberg“ an der Agger in Lohmar

Abb. 50

Bauherr:	Stadt Lohmar
Planung:	Ingenieurbüro Miebach
Ausführung:	Schaffitzel Holzindustrie GmbH + Co. KG
Ort:	Lohmar, DE
Baujahr:	2014
Brückenlänge:	jeweils 10 m (2x)
Brückenbreite:	3,5 m
Belastung:	Straßenbrücke (ehem. SLW12)
Konstruktion:	Haupttragwerk der beiden Vorlandbrücken sind blockverklebte Fichten-Brettschichtholzträger in Verbund mit einer Ortbetonplatte durch Schubverbinder (Lochblech). Die Vorlandbrücken erschließen eine 45 m weit gespannte Bogenbrücke über die Agger.
Holzschutz:	Holzträger durch Betonplatte mit oberseitigem Gussasphalt vor Witterung geschützt

Abb. 52

HBV-Brücke über die Agger in Lohmar

Abb. 53

Abb. 54

Bauherr:	Rhein-Sieg-Kreis
Planung:	Ingenieurbüro Miebach
Ausführung:	Fa. Busmann, Schüttorf, Schaffitzel Holzindustrie GmbH+ Co. KG
Ort:	Lohmar Schiffarth, DE
Baujahr:	2014
Brückenlänge:	40,00 m
Brückenbreite:	4,75 m
Belastung:	Straßenbrücke
Konstruktion:	Dreifeldrige Deckbrücke in Holz-Beton-Verbundbauweise mit eingeklebten HBV-Schubverbindern und getrepptem, blockverklebtem Fichten-Brettschichtholz.
Holzschutz:	Holzträger durch Betonplatte mit oberseitiger Gussasphalt vor Witterung geschützt

Abb. 55

3.3. Bauwerksübersicht Europa (Auswahl)

Auswahl von gebauten Holz-Beton-Verbundbrücken im europäischen Ausland

Schweiz

Ronatobelbrücke
Ort: Furna, Graubünden
Baujahr: 1991
Länge: 12,0+12,0+13,75+12,25 m
Breite: 4,2 m
Erste HBV-Brücke der Schweiz.
Sprengwerkbrücke mit vier Feldern.
Verbund über geschlitzte Stahlplatten durch Betonfertigteile als Schalung für den Ortbeton

Abb. 56

Abb. 57

Le Sentier
Ort: Le Chenit, Waadt
Baujahr: 1991
Länge: 13,0 m
Breite: 4,0 m

Rundholzbrücke mit Betonfahrbahn

Abb. 58

Abb. 59

Crestawaldbrücke
Ort: Sufers, Graubünden
Baujahr: 1996
Länge: 33,0 m
Breite: 3,9 m

Sprengwerkbrücke mit Brettschichtholztragwerk und Schubverbund zum Ortbeton mittels Kopfbolzen

Abb. 60

Abb.61

Punt la Resiga
Ort: Innerferrera, Graubünden
Baujahr: 1998
Länge: 45,7 m
Breite: 3,5 m

Bogenbrücke aus BSH-Trägern mit eingeklebten Bewehrungsstählen für den Verbund zum Ortbeton

Abb. 62

Abb. 63

Aabachbrücke
Ort: Lenzburg, Aargau
Baujahr: 2002
Länge: 9,5 m
Breite: 3,5 m

Deckbrücke mit Brettschichtholztragwerk und Schubverbund zum Ortbeton mittels Kopfbolzen

Abb. 64

Abb. 65

Glennerbrücke

Ort: Peiden Bad, Graubünden
Baujahr: 2002
Länge: 24,5 m
Breite: 4,8 m (Fahrbahnbreite)

Sprengwerk-Straßenbrücke als HBV-Konstruktion. Holztragwerk von Betonplatte geschützt

Abb. 66

Abb. 67

Günscharüelbachbrücke

Ort: Klosters-Serneus, GB
Baujahr: 2003
Länge: 24,1 m
Breite: 3,5 m

Sprengwerkbrücke mit Brettschicht-holztragwerk und Schubverbund zum Ortbeton durch eingeklebte Bewehrungsstähle

Abb. 68

Abb. 69

La Léchère (7 Bauwerke)

Ort: Bulle, Freiburg
Baujahr: 2005
Länge: bis 45,0 m
Breite: bis 11 m

Deckbrücken aus BSH-Hauptträgern im Schubverbund mit der Ortbetonplatte über gefräste Kerven

Abb. 70

Abb. 71

Ragoztobelbrücke

Ort: Saas, Graubünden
Baujahr: 2007
Länge: 24,1 m
Breite: 6,0 m

Sprengwerk aus Brettschicht-holzträgern u. Schubverbund zum Ortbeton durch Filigran-betonteile und eingeklebte Bewehrungsstähle

Abb. 72

Abb. 73

Hergiswaldbrücke

Ort: Kriens, Luzern
Baujahr: 2012
Länge: 38,1 m
Breite: 8,6 m

Zwei unterspannte, einfeldrige Hauptträger aus BSH. Schubverbund mit der Ortbetondecke durch Kopfbolzendübel.

Abb. 74

Abb. 75

Frankreich

Pont des Fayettes

Ort: D526 kreuzt den Fluss la bonne
Baujahr: 2000
Länge: 38,56 m
Breite: 12,60 m

Gedeckte Fachwerkbrücke. Untergurt aus Stahl mit Fahrbahn aus Beton schubsteif verbunden. Quer trägt eine HBV- Decke.

Abb. 76

Abb. 77

Pont de Vocance

Ort: Vocance, Rhône-Alpes
Baujahr: 2000
Länge: 14,0 m
Breite: 4,0 m

Typen Deckbrücke in Holz-Beton-Verbundbauweise mit Trägerschar.

Abb. 78

Abb. 79

Passerelle de Preuilly

Ort: Auxerre, Yonne
Baujahr: 2001
Länge: 34,0 m
Breite: 3,2 m

Sprengwerkbrücke in Holz-Beton-Verbundbauweise für Fußgänger und Radfahrer.

Abb. 80

Abb. 81

Tineébrücke Ilonse

Ort: Ilonse, Alpes-Côte d´Azur
Baujahr: 2010
Länge: 21,5 m
Breite: - m

Unterspannte Holz-Beton-Verbundbrücke für den Straßenverkehr

Abb. 82

Abb. 83

Pont de l´ecoquartier de Villeneuve

Ort: Cognin, Rhône-Alpes
Baujahr: 2015
Länge: 40,0 m
Breite: 13,0 m

Schwerlast Deckbrücke in Holz-Beton-Verbundbauweise für den Straßenverkehr

Abb. 84

Abb. 85

Pont de Riou
Ort: Lantosque, Alpes-Maritimes
Baujahr: 2016
Länge: 20,5 m
Breite: ca. 5 m

Deckbrücke in Holz-Beton-Verbundbauweise, ausgeführt mit Betonfertigteilen, welche nach der Montage mit den Kopfbolzen vergossen werden.

Abb. 86

Abb. 87

Pont de Lure
Ort: Lantosque, Alpes-Maritimes
Baujahr: 2017
Länge: 30 m
Breite: ca. 12 m

Deckbrücke in Holz-Beton-Verbundbauweise, ausgeführt mit Schubverbund durch Dübelleisten

Abb. 88

Abb. 89

Österreich

Unidobrücke
Ort: Purkersdorf, Niederösterreich
Baujahr: 2007
Länge: 17,60 m
Breite: 3,92 m

Deckbrücke aus drei Fischbauchträgern die mit HBV-Verbindern mit der Ortbetonplatte vergossen wurden

Abb. 90

Abb. 91

Niederlande

Winschoten 1
Ort: Winschoten
Baujahr: 2012
Länge: 40,0 m (18,0 + 22,0 m)
Breite: 4,0 m

Erste Deckbrücke in Holz-Beton-Verbundbauweise in NL (mit HBV-Schubverbindern)

Abb. 92

Abb. 93

Winschoten 2
Ort: Winschoten
Baujahr: 2012
Länge: 26,2 m (12,2 + 14,0 m)
Breite: 5,0 m

Zweite von zwei baugleichen Deckbrücken in Holz-Beton-Verbundbauweise (mit HBV-Schubverbindern)

Abb. 94

Abb. 95

Luxemburg

Kayl
Ort: Kayl
Baujahr: 2006
Länge: 9,7 m
Breite: 4,0 m

Geh- und Radwegbrücke in Holz-Beton-Verbundbauweise

Abb. 96

Abb. 97

Finnland

Kruununmylly
Ort: Hämeenlinna
Baujahr: 1993
Länge: 8,0 m
Breite: 12,0 m

Deckbrücke in Holz-Beton-Verbundbauweise.

Abb. 98

Tirva
Ort: Valkeala
Baujahr: 1997
Länge: 17,9 m
Breite: 7,65 m

Deckbrücke in Holz-Beton-Verbundbauweise.

Abb. 99

Vihantasalmi
Ort: 180km nördlich von Helsinki
Baujahr: 1999
Länge: 182 m (21+42+42+42+21 m)
Breite: 11,0+3,0 m

Deckbrücke in Holz-Beton-Verbundbauweise.

Abb. 100

Abb. 101

Pikisilta
Ort: Oulu
Baujahr: 2001
Länge: 50,5 m (13,0+16,0+13,0 m)
Breite: 9,5 m

Deckbrücke in Holz-Beton-Verbundbauweise

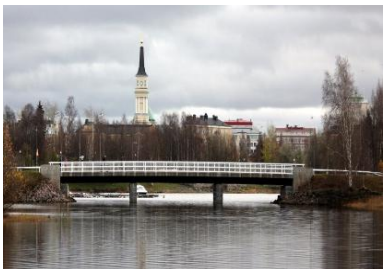


Abb. 102

Abb. 103

Talvitie
Ort: 80km nördlich von Pori
Baujahr: 2001
Länge: 31,6 m (11,6+10,8 m)
Breite: 4,5 m

Deckbrücke in Holz-Beton-Holz Verbundbauweise. In der Betondeck-schicht sind ebenfalls Balken vergossen.

Abb. 104

Norwegen

Studie „Mjøsa-Brücke“
Ort: Moelv/Biri
Baujahr: --
Länge: 1650 m,
längste Spannweite 120,75m
Breite: 29,0 m

Studie zu einer Hybridbrücke mit Fachwerkträger aus Brettschichtholz und aufliegender Betonfahrbahn.

Abb. 105

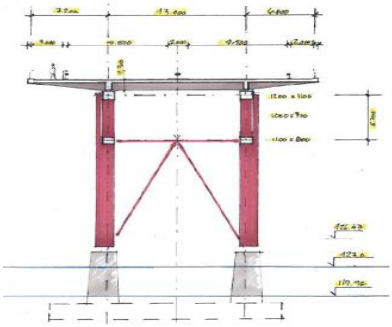


Abb. 106

4. Derzeitige Planungsgrundlagen

4.1. Grundlagen für den Entwurf und die Bemessung von HBV-Brücken

a) Entwurf
Holz-Beton-Verbundbrücken bestehen aus Biegeträgern mit zusammengesetzten Querschnitte. Dadurch beschränkt sich dieser Brückentyp auf die Konzeption als Balkenbrücke, Plattenbalkenbrücke oder Plattenbrücke. Die Entwurfsparameter sind hierbei jedoch identisch wie bei konventionellen Verbund-Brücken.

Es gelten die gleichen Regelwerke wie für Beton- und Stahl-Beton-Verbundbrücken. (ZTV-Ing, RIZ-Ing. der Bundesanstalt für Straßenbau BASt)

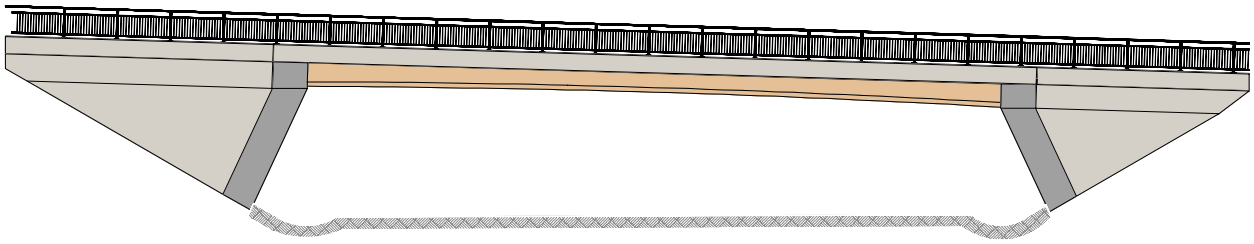


Abbildung 107 beispielhafter Entwurf einer Straßenbrücke in HBV-Bauweise

Für den Entwurf von Holz-Beton-Verbundbrücken werden zusätzlich zu den o.g. Regelwerken noch die von der Qualitätsgemeinschaft Holzbrückenbau e.V. (QHB) veröffentlichte Musterzeichnungen herangezogen. Diese enthalten wie die RiZ-ING standardisierte Regeldetails, jedoch speziell auf die Gegebenheiten des Holzbrückenbaus abgestimmt. Überdies sind die in der DIN EN 1995-2/NA genannten Mindestquerschnitte für Holzbauteile zu beachten.

b) Lasteinwirkungen auf Straßenbrücken
Die Bemessung von Holz-Beton-Verbundbrücken erfolgt nach den gleichen Regelwerken wie bei konventionellen Brücken.
Die Lasteinwirkungen aus Eigengewicht werden dabei in der DIN EN 1991-1 geregelt, in der DIN EN 1991-2 die Verkehrslasten auf Brücken, in der DIN EN 1991-1-4 die Windeinwirkungen sowie in der DIN EN 1991-1-5 die Temperatureinwirkungen. Des Weiteren wird in der DIN EN 1990 das Kombinationsschema sowie das Sicherheitskonzept geregelt.

Nachfolgend werden die besonders für Verbundkonstruktionen zu beachtenden Einwirkungen beschrieben:

<u>Temperatureinwirkungen:</u>
In der DIN EN 1991-1-5 werden Temperatureinwirkungen auf den Brückenüberbau geregelt, auch bei dieser Einwirkungsart werden verschiedene Lastanordnungen untersucht. Es ist zwischen gleichmäßigem Erwärmen bzw. Abkühlen und den linear veränderlichen Temperatureinwirkungen zu unterscheiden. Die gleichmäßigen Temperatureinwirkungen werden über eine konstante Temperaturänderung der Hauptbauteile berücksichtigt. Die Norm unterscheidet zwischen Stahl, Beton und Verbundkonstruktionen.

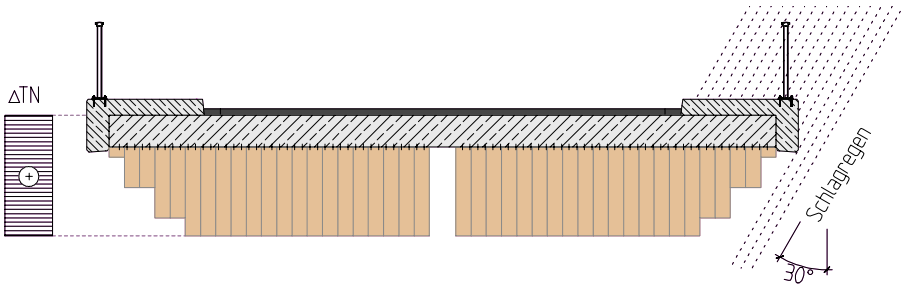


Abbildung 108 beispielhafte Lastanordnung für den konstanten Temperaturlastfall

Die linearen Temperaturunterschiede stellen ein ungleichmäßiges Erwärmen bzw. Abkühlen des Brückenüberbaus dar, z.B. eine oberseitige Erwärmung des Brückenbelags.

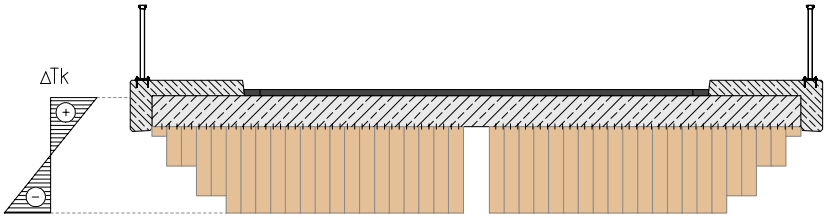


Abbildung 109 beispielhafte Lastanordnung für den linearen Temperaturlastfall mit oberseitiger Erwärmung

Kriechen und Schwinden:

Zusätzlich zu den oben genannten Einwirkungen sind die Einflüsse des Kriechens und Schwindens der einzelnen Materialien zu berücksichtigen. Das Schwinden der Betonplatte wird üblicherweise durch einen zusätzlichen Temperaturlastfall berücksichtiget, die resultierende Längenänderung muss äquivalent zur Längenänderung der Einflüsse aus dem Schwinden sein. Das Kriechverhalten der Holzträger und der Betonplatte wird über ein modifiziertes Elastizitätsmodul berücksichtigt. Daher sind für den Zustand der Tragfähigkeit zwei verschiedene Zeitpunkte zu betrachten, der Zeitpunkt t=0 und der Zeitpunkt t=∞.

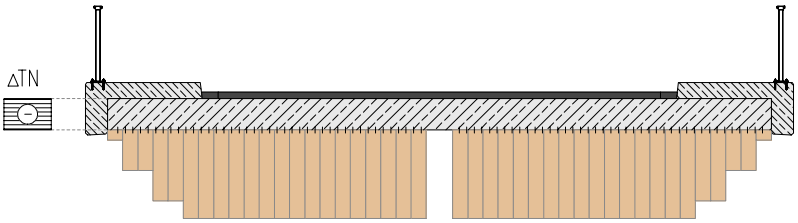


Abbildung 110 beispielhafte Lastanordnung zur Berücksichtigung des Schwindens der Betonplatte

Einwirkungen durch Fahrzeuganprall an Schutzeinrichtungen und Geländer werden lokal über die Betonplatte abgetragen, und sind dort zu bemessen.

c) Lastannahmen auf Fuß- und Radwegbrücken

Die Bemessung von Fuß- und Radwegbrücken in Holz-Beton-Verbundbauweise erfolgt nach den gleichen Regelwerken wie bei konventionellen Brücken, zusätzlich sind die zuvor genannten Einwirkungen aus unterschiedlichen Temperaturlastfällen und unterschiedlichem Schwind- und Kriechverhalten der Materialien zu berücksichtigen.

d) mögliche statische Systeme

Für die statischen Systeme von Holz-Beton-Verbundbrücken bieten sich verschiedene Möglichkeiten an. Im Sinne der materialgerechten Spannungsverteilung eignen sich gelenkig gelagerte Einfeldträger. Bei

Einfeldträgern kann eine klare Zuordnung der vorwiegenden Druckspannungen in die Betonplatte sowie der vorwiegenden Zugspannungen in den Holzträgern erfolgen.

Aus Gründen der Wirtschaftlichkeit kann alternativ eine wartungsarme Konstruktion gewählt werden, die durch Reduktion von Lagern generiert wird. Hierzu zählen die semiintegrale oder die integrale Bauweise.

Die integrale Bauweise verzichtet dabei vollkommen auf gelenkige Lagerkonstruktionen und der Brückenträger wird an den Gründungsbauteilen biegesteif angeschlossen. Aufgrund der fehlenden Freiheitsgrade des statischen Systems ergeben sich zusätzliche planmäßige Zwangsbeanspruchungen.

Bei der semiintegralen Bauweise werden nicht alle gelenkigen Lager ersetzt. Um den Aufwand einer Wartung zu reduzieren, bietet es sich bei mehrfeldrigen Überbauten oftmals an, den Brückenüberbau biegesteif an den Mittelunterstützungen anzuschließen. Dies reduziert den Aufwand der Lagerwartung immer dann, wenn eine Wartung der Lager auf Mittelunterstützungen i.d.R. aufgrund der zu überwindenden Hindernisse (Straße, Gewässer o.Ä.) sehr aufwändig ist. Die Wartung der Lagerkonstruktionen an den Endwiderlagern ist jedoch bei gut zugänglicher Bausituation oft wartungsfreundlich. Des Weiteren bietet die semiintegrale Bauweise den Vorzug, dass Zwängungen aufgrund der Freiheitsgrade an den Widerlagern vermieden werden.

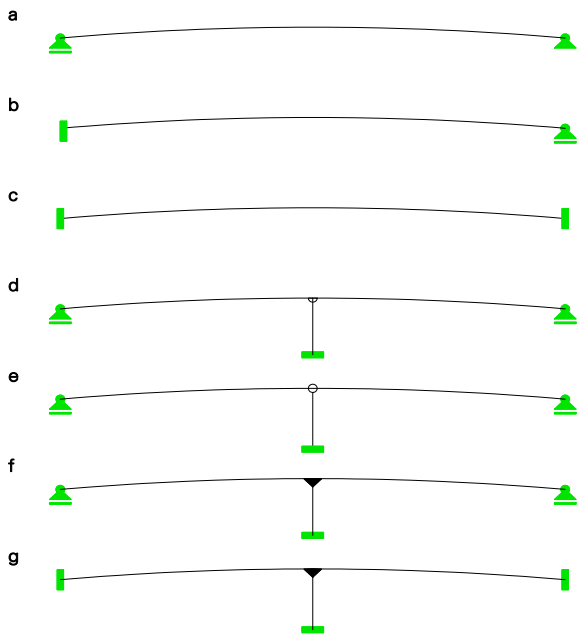


Abbildung 111 mögliche statische Systeme;
a: gelenkig gelagerter Einfeldträger;
b: semi-integraler Einfeldträger;
c: integraler Einfeldträger;
d: gelenkig gelagerter Durchlaufträger;
e: gelenkig gelagerte Einfeldträger;
f: semi-integral gelagerter Durchlaufträger;
g: integral gelagerter Durchlaufträger;
eine Erweiterung um weitere Felder ist möglich

Aufgrund der fehlenden Freiheitsgrade im semi-integralen und integralen statischen System ist zu beachten, dass Setzungen des Baugrunds erhebliche Auswirkungen auf das Gesamtsystem haben. Daher ist die Interaktion vom Baugrund mit dem Brückenbauwerk besonders zu betrachten.

Systemtyp	Pro		Contra	
Gelenkig gelagerte Einfeldträger	+++	Einfachste Bauweise	---	Höchste Anzahl von Fahrbahnübergängen (Wartung)
	++	Ideale Verbundwirkung (Beton-> Druck; Holz-> Zug)	---	Höchste Anzahl von Lagern (Wartung)
	++	Einfache Lagerkonstruktion	---	Maximale Trägerhöhen

Gelenkig gelagerte Durchlaufträger	+ ++	Einfache Bauweise Einfache Lagerkonstruktion	-- --- - -	Hohe Anzahl von Fahrbahnübergängen Höchste Anzahl von Lagern große Trägerhöhen umgekehrte Verbundwirkung in Teilbereichen
Semi-integrale Bauweise	++ ++ +	Reduzierte Anzahl von Fahrbahnübergängen Reduzierte Anzahl von beweglichen Lagern geringere Trägerhöhe	- - -	Aufwändiger integraler Lageranschluss Wechsel der Hauptbeanspruchung der Materialien in Teilbereichen (z.B. Betonplatte im Stützbereich vorwiegend auf Zug beansprucht) erhöhte Anforderungen an Baugrund
Integrale Bauweise	+++ +++ ++ +	keine Fahrbahnübergänge keine beweglichen Lager geringste Trägerhöhe Keine Taumittelbelastung auf Bauteilen unterhalb der Fahrbahn (ggf. Sprühnebelbelastung)	-- - - -	Aufwändiger integraler Lageranschluss Wechsel der Hauptbeanspruchung der Materialien in Teilbereichen (s. Anmerkung o.) Systembedingte Zwangsbeanspruchungen erhöhte Anforderungen an Baugrund

Tabelle 1 Bewertung möglicher statischer Systeme

4.2. Bemessungsmethoden

Für die Bemessung von Verbundbauteilen gilt grundsätzlich, dass das unterschiedliche Materialverhalten sowie auch die Nachgiebigkeit des Schubverbundes dieser Materialien zu berücksichtigen sind. Zur Modellierung eines solchen Tragverhaltens existieren 3 verschiedene Herangehensweisen. Diese werden nachfolgend beschrieben.

4.2.1. Bemessungsverfahren über Stabwerksmodelle:

In der praktischen Anwendung konnte sich bereits die Bemessung über ein Stabwerksmodell bewähren. In diesem Verfahren wird der Verbundquerschnitt in einem Stabwerk dargestellt dessen Teilquerschnitte als Stab- oder Plattenförmige Bauteile modelliert und über gelenkige Koppelstäbe verbunden werden. Um den Schubverbund zu modellieren werden zusätzliche Stäbe als Diagonalen oder Kragarme eingefügt.
Die Modellierung mit Kragarmen erfolgt unter Berücksichtigung der Nachgiebigkeit der Verbindungsmittel, in der Schubfuge erhalten die Kragarme ein Momentengelenk.

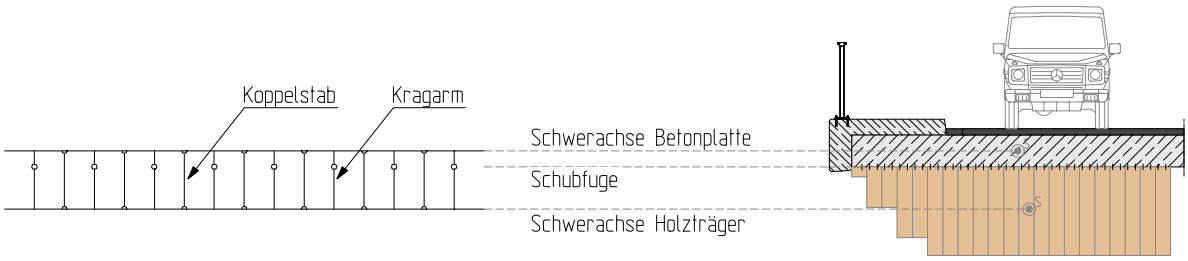


Abbildung 112 beispielhafte Modellierung Verbundträger mit Kragarmen (links: Seitenansicht des Modells; rechts: Brückenquerschnitt

Die Modellierung mit Diagonalen zur Berücksichtigung des Schubverbundes stellt ein Fachwerk dar, somit ist die Querkraftbeanspruchung des Holzstabes nicht direkt ablesbar und muss noch modifiziert werden. Daher ist die vorher genannte Modellierung mit Kragarmen zu bevorzugen.

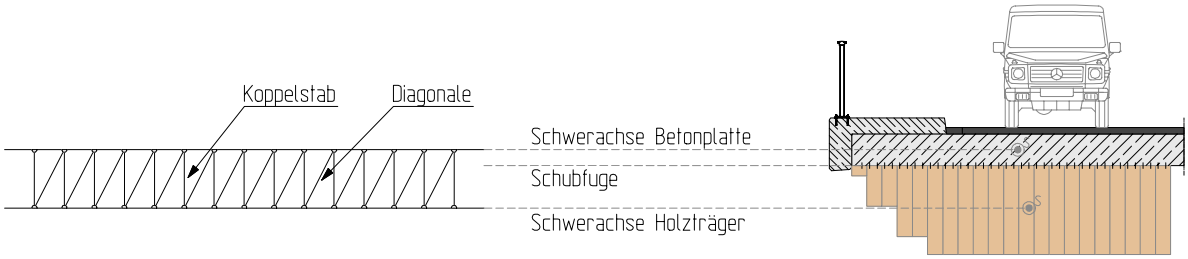


Abbildung 113 beispielhafte Modellierung Verbundträger mit Diagonalen (links: Seitenansicht des Modells; rechts: Brückenquerschnitt

Durch die Modellierung des Verbundquerschnittes als Stabwerk ist es mithilfe von EDV-Stabwerksprogrammen möglich beliebige statische Systeme und Belastungssituationen zu generieren. Daher hat sich diese Berechnungsmethode bei bereits realisierten Holz-Beton-Verbundbrücken bewährt.

4.2.2. Finite-Elemente-Methode:

Die Modellierung des Verbundquerschnittes mittels Finite-Elemente-Methode (FEM) kann sehr präzise Ergebnisse liefern, jedoch ist diese Modellierung auch sehr aufwändig und für die Anwendung in der Baupraxis nicht erforderlich. Diese Methode findet vorwiegend in der Forschung Anwendung.

4.2.3. γ-Verfahren (Gamma-Verfahren):

Eine weitere Methode ist das γ-Verfahren, welches auch in der DIN EN 1995-1-1 Anhang B beschrieben wird. Bei diesem Verfahren wird in Abhängigkeit von Querschnittsanteile der unterschiedlichen Materialien, dessen Elastizitätsmodul sowie dessen Schwerpunktabstände vom Gesamtschwerpunkt und unter Berücksichtigung von nachgiebigen Verbindungsmitteln eine effektive Steifigkeit des Gesamtquerschnitts ermittelt. Des Weiteren können über dieses Verfahren die Normal- und Schubspannungen in den unterschiedlichen Teilquerschnitten sowie die Einwirkungen auf die Verbindungsmittel in der Schubfuge ermittelt werden.

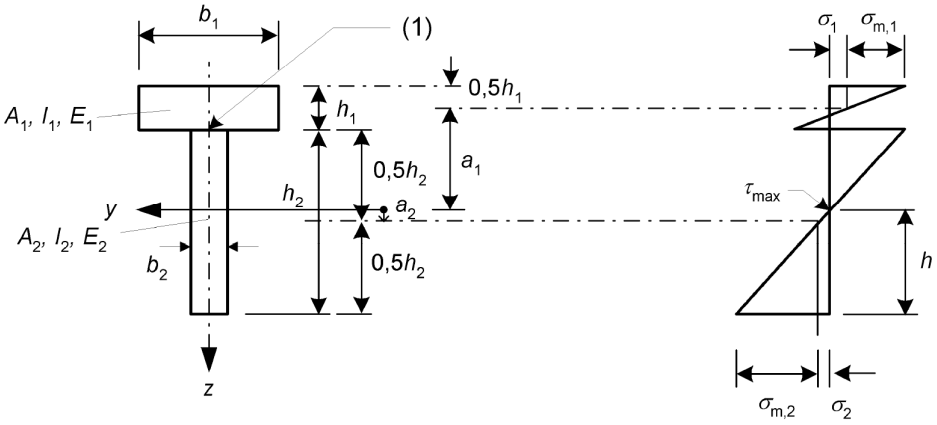


Abbildung 114 Querschnitt und Spannungsverteilung für Verbundquerschnitte - Bild B.1 aus DIN EN 1995-1-1:2010-12

Über die Definition einer Ersatzsteifigkeit lassen sich ohne EDV Unterstützung einfache Trägersysteme bemessen. Jedoch ist dieses Verfahren in der Anwendbarkeit auf Einfeldsysteme mit Gleichstreckenlast begrenzt. In DIN EN 1995 Anhang B.1.2 Abs. 1 wird beschrieben, dass dieses Verfahren für Mehrfeld- und Kragarmsystem näherungsweise mit einer modifizierten Stützweite (4/5 x l für Mehrfeldsysteme; 2 x l für Kragarmsysteme) anwendbar ist.
Da in diesem Verfahren jedoch keine Punktlasten möglich sind, diese jedoch im Brückenbau aufgrund von Fahrzeugbelastungen anzusetzen sind, ist dieses Verfahren für die Bemessung von Holz-Beton-Verbundbrücken ungeeignet.

4.2.4. Schubanalogie-Verfahren

Das Schubanalogie-Verfahren ist ein EDV gestütztes Verfahren zur Berechnung von Verbundquerschnitten, welches von Kreuzinger entwickelt wurde. Das Verfahren basiert auf der Transformation des real vorhandenen Querschnitts, zu einem ideellen Rechenquerschnitt als Modellgrundlage und der späteren Rücktransformation.

Der ideelle Modellquerschnitt besteht aus zwei stabförmigen oder flächigen Ebenen. Der Ebene A wird die Biegesteifigkeit der realen Teilquerschnitte zugeordnet, wohin gegen die Schubsteifigkeit gegen unendlich angenommen wird. Ebene B bekommt die Steineranteile der Biegesteifigkeiten, sowie die Schubnachgiebigkeit des Verbundquerschnittes zugeordnet. Die Verschiebung beider Ebenen muss gleich groß sein, weswegen diese über starre Pendelstäbe gekoppelt werden müssen. Die am ideellen Querschnitt ermittelten Schnittgrößen müssen auf die Spannungen in den einzelnen Teilquerschnitten umgerechnet werden.

Mit dem Schubanalogieverfahren, lässt sich das Tragverhalten beliebiger Querschnittsaufbauten bestimmen und ist ebenso für beliebige statische Systeme anwendbar. Eine Anwendung im Brückenbau ist also denkbar, bis jetzt allerdings in Deutschland in der Praxis üblich. Voraussetzung für exakte Lösungen dieses Verfahrens sind:

- Schwerpunkte der Teilquerschnitte liegen im verformten Zustand auf einer Linie
- Teilquerschnitte sind schubstarr
- Verbundschichten bzw. Schubschichten besitzen keine Biegesteifigkeit
- Diskretisierung des ideellen Systems erfolgt ausreichend genau.

Es ist darauf zu achten die Abstände der Verbindungsmittel nicht zu groß zu wählen. Bei zu großen Abständen können sich größere Abweichungen in den Ergebnissen ergeben, wenn keine Anpassung im Modell stattfindet. In Bereichen außerhalb der Verbindungsmittel kann alternativ die Schubsteifigkeit des Trägers B zu 0 gesetzt werden, während im Bereich der Verbindungsmittel die tatsächliche Schubsteifigkeit modelliert werden kann.

4.3. Konstruktive Durchbildung

Durch die Verwendung von Beton als Fahrbahnplatte kann auf bereits bewährte Regeldetails des Stahlbetonbaus und Stahl-Beton-Verbundbaus aus der RiZ-ING und ZTV-ING zurückgegriffen werden.

a) Betonplatte
Die Betonplatte wird in Ortbetonbauweise erstellt, hierzu sind die erforderlichen Mindestabmessungen der ZTV-ING einzuhalten. In 3.2.1 wird für *Fahrbahnplatten und Platten über Fertigteilen (Dies gilt auch für die*

Ortbetonergänzungen über Fertigteilplatten bei Stahlverbundbrücken)[11] eine Mindestdicke von 20 cm gefordert. *Kragplatten am Außenrand* müssen eine Stärke von 25 cm aufweisen. Für *Fertigteilplatten für Ortbetonergänzungen* wird eine Mindestdicke von 10 cm gefordert.
Durch das Aufbringen in Ortbetonweise ergibt sich die Möglichkeit die Verbindung von Betonplatte und Holzträgern über Formschluss zu gewährleisten.

b) Kappen/Schrammborde/Schutzeinrichtungen
Bei Straßenbrücken sind grundsätzlich Rückhaltesysteme für Fahrzeuge vorzusehen, diese können aus Schrammborden oder auch Leitplanken bestehen. Die Anforderungen an Rückhaltesysteme sind in der Richtlinie für passive Schutzeinrichtungen geregelt.
In Abhängigkeit zur zulässigen Geschwindigkeit und der Gefährdung Dritter, wie z.B. beim Überqueren einer Autobahn werden die erforderlichen Aufhaltestufen der Rückhaltesysteme definiert. Eine Ausnahme stellen Straßenbrücke dar, auf denen die zulässige Geschwindigkeit ≤ 50km/h ist und keine Gefährdung dritter vorliegt. In diesem Fall ist lediglich ein Schrammbord mit einer Höhe von 0,15 – 0,20 m und ein Geländer mit Seil gemäß RiZ-ING vorzusehen. Für alle übrigen Gruppen werden für Leitplanken o.Ä. Aufhaltestufen von H1 – H4b gefordert. In einer von der BASt veröffentlichten Einsatzfreigabeliste werden Produkte von diversen Herstellern in die Aufhaltestufen eingestuft. Details zum Anschluss dieser Einrichtungen können der RiZ-ING entnommen werden.

Systeme zur Absturzsicherung von Personen müssen ebenfalls auf allen Brückenbauwerken errichtet werden. Die Anforderungen an Geländer werden in der ZTV-ING in Bezug auf die Brückennutzung geregelt. Z.B. wird für die Nutzung durch Radfahrer eine Geländerhöhe von 1,30 m gefordert. Bei Straßenbrücken mit einer Länge von über 20,0 m ist im Geländer ein Drahtseil anzuordnen. Diverse standardisierte Geländerausführungen und Anschlüsse werden in der RiZ-ING dargestellt. Die Geländerausführungen gem. RiZ-ING berücksichtigen die Mindestabmessungen für Geländer gem. ZTV-ING.

c) Abdichtung/Belag
Die Abdichtung auf Kappen kann gem. ZTV-ING über zwei Arten erfolgen, dies sind zum einen die Hydrophobierung (OS-A) und zum anderen die Beschichtungen (OS-B bis OS-F). In Abhängigkeit zu den Bauteileigenschaften, z.B. Funktion, Einwirkung von Tausalzen, Rissüberbrückung usw. werden Beschichtungssysteme aufgeführt. So ist für die Beschichtung einer als Gehweg genutzten Kappe eine OS-F Beschichtung mit einer Einstreuung erforderlich. Diese Beschichtung dient als Abdichtung und zeitgleich auch als rutschhemmender Belag.

Als Fahrbahnbelag wird in der Regel ein mehrschichtiger bituminöser Abdichtungs-, bzw. Belagsaufbau verwendet. Dabei wird zunächst eine mehrlagige Abdichtung auf die Betonplatte aufgebracht, diese besteht aus einer Grundierung z.B. Epoxidharz-Kratzspachtelung und einer ein- bis zweilagigen Abdichtung aus Bitumenschweißbahnen. Auf dieser Abdichtung wird in Form einer Schutzschicht und einer Deckschicht der eigentliche Fahrbahnbelag i.d.R. aus Gussasphalt aufgebracht. Alternativ kann die Abdichtung auch durch Flüssigkunststoff erstellt werden. Geregelt werden die Abdichtungssysteme in der ZTV-ING im Kap. 7, Regeldetails zur Ausbildung von Randstreifen, oder die Ausbildung von Fugen und Bauteilanschlüssen werden in der RiZ-ING dargestellt.

[11] ZTV-ING-Teil3 Massivbau 2014/12 Tabelle 3.2.1 „Mindestabmessungen für Bauteildicken“

d) Schubverbund
Der Schubverbund zwischen den Holzträgern und der Betonplatte kann über verschiedene Verbindungsmittelarten erfolgen. Etablierte Verbindungsmittel stellen dabei die Ausbildung von Kerven, die Anordnung von Kopfbolzen sowie die Verwendung von eingeklebten Streckmetallblechen dar. (siehe Kapitel 2.3)

e) Holzträger
Für die Erstellung der Holzträger bieten sich verschiedene Möglichkeiten in der Materialwahl und der Wahl der Geometrie.

In Abstimmung mit den in den nachfolgenden Kapiteln beschriebenen Holzschutzmaßnahmen wird regulär Brettschichtholz aus einheimischem Nadelholz - meist aus Fichte - eingesetzt. Heimisches Nadelholz zeichnet sich durch nachhaltigen Anbau in Mitteleuropa aus. Durch die geschützte Bauweise kann das Holz in Nutzungsklasse 2 eingestuft werden.

Durch die Fügetechnologie der Keilzinkung und Schichtverklebung von einzelnen Holzlamellen zu großen Brettschichtholzträgern sind theoretisch endlos lange Bauteile herstellbar. Zusätzlich bietet sich ohne nennenswerten Mehraufwand die Möglichkeit, gekrümmte Holzträger durch einstellbare Pressbetten herzustellen.

Ebenfalls besteht die Möglichkeit, deutlich größere Querschnitte im Verhältnis zum Vollholz herzustellen. Die übliche, produktionsbedingte Limitierung der Bauteilabmessungen von Brettschichtholz liegt bei derzeit ca. 2,45 m Höhe, x 0,24 m Breite und 50m Länge. Durch einen weiteren Verarbeitungsschritt, der so genannten Blockverklebung (ehem. Blockverleimung) wird es jedoch auch möglich, einzelne Brettschichtholz-Querschnitte in der Breite zu verkleben, so dass Querschnitte von bis zu ca. 2,45 m x 3,00 m realisierbar sind. Dies schließt auch produktionsbedingte Variationen mit Stufungen und Treppungen ein.

So bieten sich für die geometrische Wahl des Brückenquerschnittes die Möglichkeit, mehrere einzelne Brettschichtholzträger als Trägerschar nebeneinander anzuordnen, oder aber einen blockverklebten Brettschichtholzquerschnitt zu verwenden. Beide Varianten bieten je nach Verwendungszweck vor und Nachteile.

Systemtyp	Pro		Contra	
Trägerschar aus Brettschichtholz	+++	Kleinere/leichte Bauteile (Abbund, Transport, Montage)	---	Große Bauteiloberfläche
			---	Kleinere Kontaktfläche zw. Holz und Beton (Schubübertragung)
	+++	hohes Verhältnis zw. Eigengewicht/Steifigkeit	--	Kippaussteifung/ Gabellager/ Querschnittskopplung erforderlich
	++	weniger Verleimungsvorgänge (mehr Hersteller)	---	(z.B. Querschotts) Erhöhter Schalaufwand für die Betonplatte
Blockträger aus Brettschichtholz	+++	Geringe Holzoberfläche	-	Große Transportgeometrien
	+++	Größtmögliche Kontaktfläche zw. Holz und Beton (Schubübertragung)	--	Mehr Materialeinsatz
			-	Gewicht
	++	Geringer Schalaufwand für Betonplatte	-	

	Hohe horizontale Steifigkeit

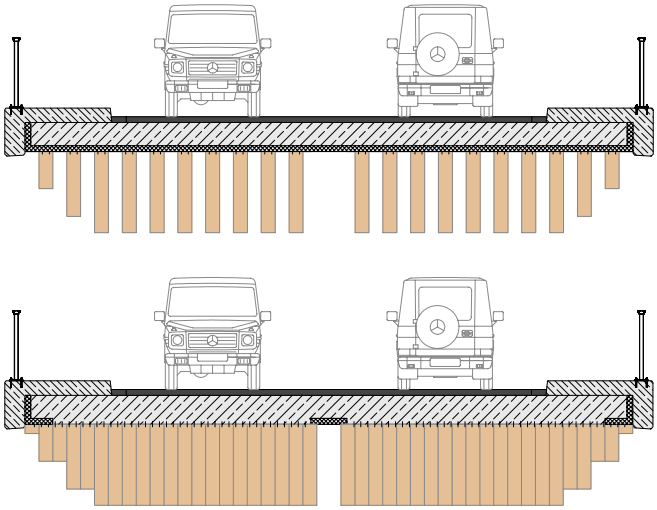


Abbildung 115 beispielhafte Darstellung: Querschnitt mit Trägerschar und Querschnitt mit blockverklebten Trägern

f) Schalung
Für die Erstellung der Stahlbetonplatte in Ortbetonbauweise wird eine Schalung benötigt. Diese kann wie im Stahlbeton- und Stahl-Betonverbundbau mit herkömmlichen Schaltafeln aus Holz erfolgen, aus Stahlbeton-Fertigteilen, den so genannten Filigranelementen oder aus Faserbetonelementen. Auch bei der Verwendung von Holzwerkstoffplatten können diese als sogenannte verlorene Schalung im Bauwerk verbleiben. Dies bringt den Vorteil einer vereinfachten Leitungsbefestigung unterhalb der Brücke mit sich. Eine verlorene Schalung weist jedoch auch den Nachteil auf, dass die Betonplatte später nicht mehr sichtbar und somit auch nicht prüfbar ist. Generell ist die Verwendung von großflächigen Blockträgern vorteilhaft, da dabei ein sehr geringer Schalungsanteil resultiert.

Um einen schnelleren Bauablauf zu gewährleisten wird insbesondere im europäischen Ausland immer mehr auf Beton Fertigteile zurückgegriffen. Durch den Einsatz von Stahlbeton-Fertigteilen kann weitestgehend auf die äußerst zeit – und kostenintensive Betonschalung verzichtet werden. Beispielsweise wurde die Ronatobelbrücke in der Schweiz von 1991 und der Pont de Riou in der Nähe von Nizza (Frankreich) von 2016, als Schwerlastbrücken in Holz-Betonverbundbauweise mit einer Fertigteil-Fahrbahnplatte erstellt (siehe Kapitel 3.3).

g) Anschlussdetails Auflagerung
Bei der Gestaltung der Lagerdetails kann auf die ZTV-ING und die RiZ-ING zurückgegriffen werden. In der ZTV-ING Teil 4, Abs. 2 Stahlbetonverbundbau Anhang A werden Möglichkeiten zur Ausbildung von Stahlbetonquerträgern aufgezeigt. Prinzipiell bieten diese Details gute Konstruktionsansätze, die jedoch an die Besonderheiten des Holzbaus angepasst werden müssen. Nachfolgend werden die Querträgerlösungen gem. Variante B sowie deren mögliche Anpassung an den Holzbau aufgezeigt.

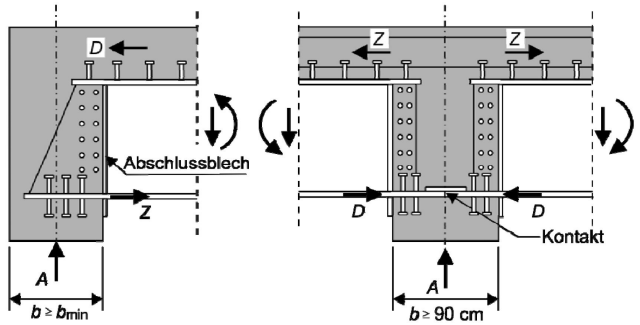


Abbildung 116 Betonquerträger gem. Variante B ZTV-ING Teil 4, Abs. 2, Anhang A, Bild A.4.2.1; links: WL-QRT; rechts: Stützen QRT

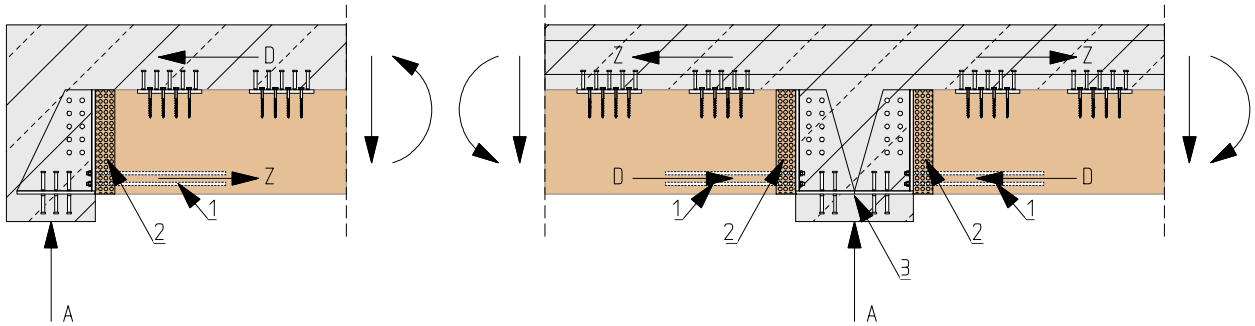


Abbildung 117 Anpassung Betonquerträger Variante B an den Holzbau; links: WL-QRT; rechts: Stützen QRT; 1: Verankerung über eingeklebte Gewindestangen; 2 Querkraftübertragung über eingeklebte Stahlbleche; 3: Kontaktstoß

Die Ausbildung von Betonquerträgern zur Auflagerung bietet zum einen den Vorteil, dass standardisierte Lager gem. RiZ-ING verwendet werden können. Zum anderen werden die Holz-Bauteile von Feuchtigkeit ferngehalten. Alternativ zur Ausführung eines Betonquerträgers können Lagerkonstruktionen auch direkt am Holzträger angebracht werden. In diesem Fall ist jedoch ein besonderes Augenmerk auf den konstruktiven Holzschutz zu legen. Eine mögliche Konstruktion eines Lagers wird in den Musterzeichnungen der DGfH in Blatt H Lag 1 gezeigt.

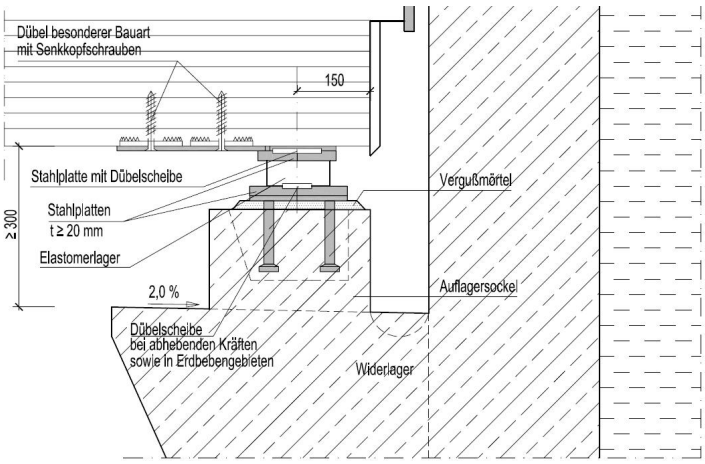


Abbildung 118 Auszug aus den Musterzeichnungen H Lag 1 der DGfH

Eine weitere Möglichkeit der Lagerung des Überbaus bietet die Integrale Bauweise, hier werden bewegliche oder auch verformbare Bauteile wie sie üblicherweise in Brückenlagern zu finden sind vermieden. Bewegliche Lager wie z.B. Kalottenlager (Verdrehungen und/oder Verschiebungen) und verformbare Bauteile wie z.B. bewehrte Elastomerlager (Stauchungen und Verzerrungen) weisen einen gewissen

Verschleiß auf, sodass bei einer Integralen, lagerlosen Bauweise die Unterhaltkosten reduziert werden können.

Da die Integrale Bauweise in der Holz-Beton-Verbundbauweise derzeit noch in der Entwicklung ist, können hier keine besonderen Planungsgrundlagen angegeben werden. Derzeitige Entwicklungen sehen einen monolithischen Anschluss der Betonplatte an das Widerlager vor. Der Anschluss der Holzträger erfolgt in diesen Untersuchungen in der Regel mit verformungsarmen, eingeklebten Verbindungsmitteln, welche entweder direkt in das Widerlager einbinden oder über einbetonierte Stahlteile angeschlossen werden.

4.4. Abdichtung/Holzschutz

Um eine Dauerhaftigkeit des Bauwerks zu garantieren ist für alle Bauteile ein Schutz vor Feuchteeinflüssen erforderlich. Daher müssen diverse Maßnahmen zum Schutz des Bauwerks getroffen werden. Nachfolgend werden diese Schutzmaßnahmen für die verschiedenen Materialien erläutert.

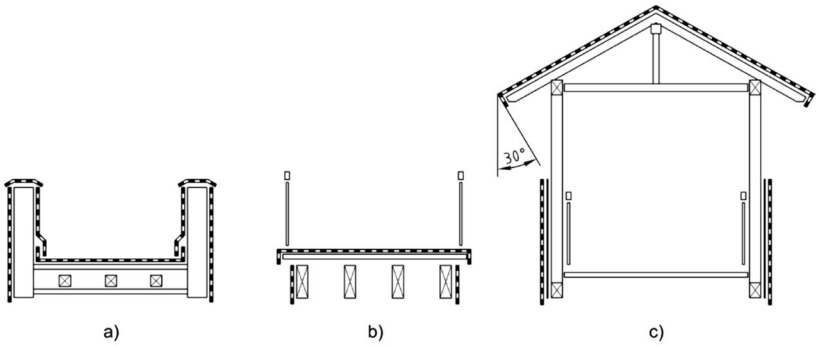
Der Schutz der Holzbauteile wird über die DIN EN 1995-2/NA:2011-08, DIN 68800-1:2011-10 sowie DIN 68800-2:2012-02 geregelt. Dabei definiert die DIN EN 1995-2/NA die Belange aus der Sicht der statischen Berechnung und die DIN 68800 die Belange der Dauerhaftigkeit. In der DIN EN 1995-2/NA wird zwischen geschützten und ungeschützten Bauteilen differenziert. Dabei gelten alle Bauteile *bei denen eine direkte Bewitterung durch Niederschläge oder durch Eintrag von Feuchte ausgeschlossen ist*[12] als geschütztes Bauteil. *Geschütze Bauteile werden der Nutzungsklasse 2 zugeordnet, ungeschützte Bauteile der Nutzungsklasse 3.*[13]

Der Korrosionsschutz von Stahlbauteilen, z.B. Lager, Querschotts, Geländer, Leitplanken o.Ä. wird in den *Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen und Richtlinien* (ZTV-ING) der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) im Teil 4 Stahlbau, Stahlverbundbau Abschnitt 3 Korrosionsschutz von Stahlbauten mit Stand von 2013/12 geregelt.
In der Regel wird hier ein mehrschichtiges Schutzsystem verwendet, deren Aufbau, Materialwahl, Grad der Oberflächenvorbereitung und Schichtdicken gemäß der zu erwartenden Korrosionsbelastung und/oder des Bauteiltyps vorgegeben werden. In der Baupraxis haben sich hier besonders Duplex-Systeme bewährt, diese erhalten eine Feuerverzinkung als Grundbeschichtung.

Zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit von Betonbauteilen wie z.B. Kappen, Fahrbahnplatte, Unterbau sind die Forderungen der DIN EN 1992-1-1:2011-01 zusammen mit DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01 sowie die Regelungen der ZTV-ING zu beachten. Diese Regelwerke definieren über die Belastung durch Feuchteeinwirkung im Zusammenhang mit chemischen oder mechanischen Einflüssen die Expositionsklassen. In Abhängigkeit der Expositionsklassen werden sowohl die Mindestfestigkeit des Betons als auch die zu Betonüberdeckung vorgegeben. Grundsätzlich ist jedoch konstruktiv dafür zu sorgen, dass die o.g. Korrosionsbelastungen möglichst geringgehalten werden. Dies geschieht unter anderem durch die oberseitige Abdichtung der Fahrbahnplatte.

---

[12] DIN EN 1995-2/NA:2011-08, Seite 5, NCI NA.1.5.2.6, Geschütztes Bauteil
[13] DIN EN 1995-2/NA:2011-08, Seite 6, NCI NA.2.3.1.3, „Zuordnung zu Nutzungsklassen“



Legende

a) Brücke mit unten liegender Verkehrsbahn

b) Brücke mit oben liegender Verkehrsbahn

c) gedeckte Brücke

Abbildung 119 Definition geschützte Bauweise von Holzbrücke - Bild NA.1 aus DIN EN 1995-2:2011-08

Holzbrücken sind als geschützte Konstruktionen zu erstellen. In Bezug auf die Dauerhaftigkeit werden Holzbauteile gemäß DIN 68800-1 in Gebrauchsklassen unterteilt. Zur Einstufung in eine bestimmte Gebrauchsklasse werden die Holzfeuchte sowie die Exposition herangezogen. Bei Holzbrücken ist dabei zu beachten, dass die mittlere relative Luftfeuchte, besonders im Winter auf über 90 % ansteigen kann. Des Weiteren kann beobachtet werden, dass bei besonderen Wetterlagen auch Kondenswasser an den Holzbauteilen anfallen kann. Aufgrund dieser beiden Gegebenheiten werden die Hauptträger in die Gebrauchsklasse 2 eingestuft. Daher ist Brettschichtholz aus heimischer Fichte mit einem Holzschutzmittel mit vorbeugender Wirkung gegen holzzerstörende Pilze ausreichend dauerhaft. Die Gefährdung gegenüber Insektenbefalls kann aufgrund der technischen Trocknung während der Herstellung des Brettschichtholzes gem. DIN 68800-2:2011-05 ausgeschlossen werden.

Als konkrete Holzschutzmaßnahmen sind drei Hauptpunkte zu beachten: der Schutz vor Feuchtigkeit während des Bauablaufes, der Schutz vor Niederschlagswasser von oben und der direkte Schutz vor seitlich angreifendem Niederschlagswasser (Schlagregen).

Schutz vor Feuchtigkeit während des Bauablaufes wird zum einen durch eine Folierung der Brettschichtholzbauteile erzielt. Jedoch kann diese nur einen Schutz vor direktem Niederschlag, Sprühnebel während des Transportes, Schnee und Schneeschmelze während der ggf. erforderlichen Transportpausen oder auch der Lagerung auf der Baustelle erzielen. Ein Weiterer potenzieller Feuchteeintrag ist die Betonage der Fahrbahnplatte, weswegen eine Abdichtung zwischen dem Holzträger und dem Beton ratsam sein kann. Die Wahl des Abdichtungsmaterials hängt im Wesentlichen von der Bauteilgeometrie ab, z.B. erweist sich bei der Verwendung von eingeklebten Streckmetallverbindern und Kerven aufgrund der geringen Verbindungsmittelabstände bzw. der „unebenen“ Bauteiloberfläche eine Abdichtung aus Epoxidharz als geeignet. Bei der Verwendung von Kopfdübeln kann sich wiederum eine kostengünstigere bituminöse Abdichtung aufgrund der größeren Verbindungsmittelabstände als kostengünstiger erweisen.

Abbildung 120 folierte blockverklebte Brettschichtholzträger vor dem Transport zum Bauort (oberseitige Abdichtung durch Epoxidharzbeschichtung)

Der Schutz vor Niederschlagswasser von oben wird im Wesentlichen durch die im vorherigen Kapitel beschriebenen Abdichtungen auf der Betonplatte erbracht. Des Weiteren ist auch die Ableitung des Niederschlagswassers zu berücksichtigen, sodass besonders auf die Detaillierung von Entwässerungspunkten und des Fahrbahnübergangs geachtet werden muss. Am Fahrbahnübergang ist, sofern kein Betonquerträger ausgebildet wird, ein Hirnholzschutz auszuführen. Dieser kann durch eine Epoxidharzbeschichtung oder eine hinterlüftete Verkleidung erfolgen. Der Fahrbahnübergang sollte in der Regel geschlossen erfolgen, sodass möglichst wenig Feuchtigkeit an den Holzträger gelangen kann.

Der Schutz vor seitlichem Schlagregen kann durch den ausreichenden Überstand der abdichtenden Fahrbahnplatte bzw. Kappe erfolgen. Dabei ist zu beachten, dass gem. DIN EN 1995-2/NA ein Schlagregenwinkel von 30° aus der vertikalen zu berücksichtigen ist. Sofern die Einhaltung des Schlagregenwinkels nicht möglich oder nicht erwünscht ist, kann stattdessen auch eine seitliche hinterlüftete Verkleidung angeordnet werden. Verkleidungen von Brückenträgern können aus Vollholz, Holzwerkstoffen, Kunststoffen oder auch Metallblechen erfolgen.

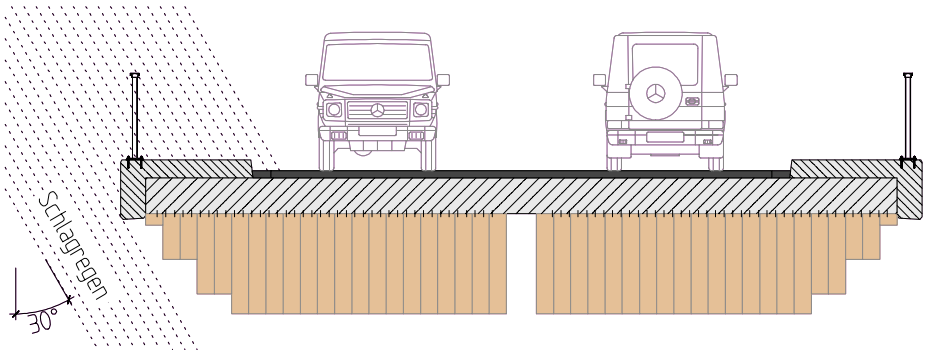


Abbildung 121 beispielhafte Darstellung eines Querschnittes mit auskragender Kappe als Schutz vor Schlagregen

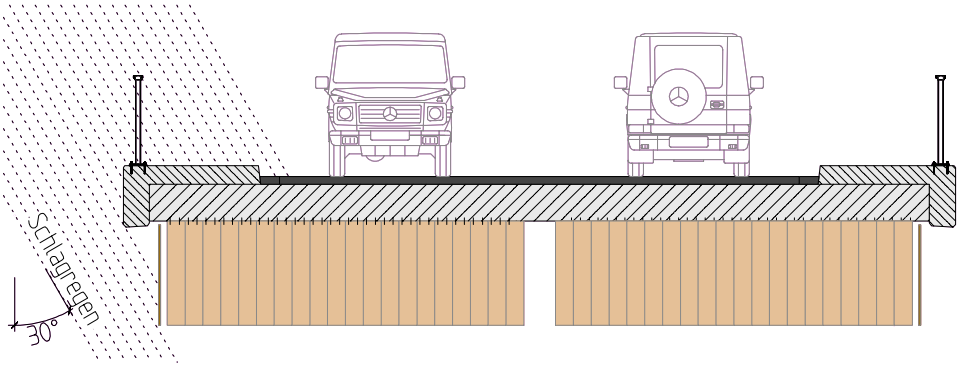


Abbildung 122 beispielhafte Darstellung eines Querschnitts mit seitlicher Verkleidung als Schutz vor Schlagregen

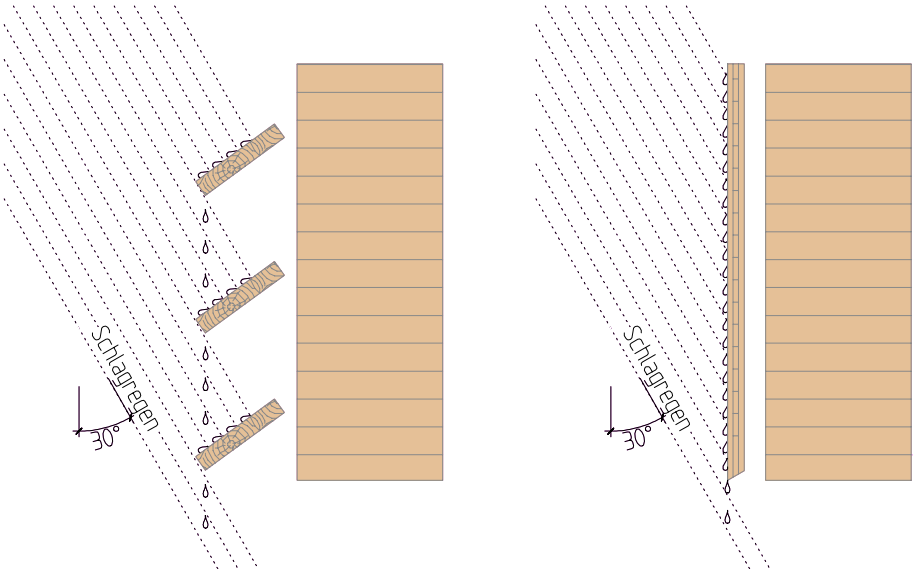


Abbildung 123 Ausbildung von Verkleidungen; links: offene Lamellenverkleidung; rechts geschlossene Verkleidung z.B. Dreischichtplatte aus Lärchenholz

Laufende Untersuchungen von Forschungsvorhaben zeigen, dass fließende oder stehende Gewässer vermutlich kaum Einfluss auf den Feuchtegehalt der Holzbauteile des Brückenüberbaus haben. Die Auswertung von Daten eines Monitoringsystems einer Straßenüberführung zeigen, dass auch hier kein unzulässig hoher Feuchteeintrag aus z.B. Sprühnebel o.Ä. zu erwarten ist.

4.5. Fertigung und Montage

Die Holzbauteile einer Holz-Beton-Verbundbrücke bestehen i.d.R. aus handelsüblichem Brettschichtholz der Holzart Fichte. Durch die geschützte Bauart und die Einstufung der Bauteile in Nutzungsklasse 2 gibt es keine höheren Anforderungen an resistentere Holzarten. Aufgrund der partiellen Einstufung von Bauteilen in Gebrauchsklasse 3.1 kann ein chemischer Holzschutz durch Anstrich erforderlich werden.

Nach der Herstellung des Brettschichtholzes wird dieses gem. statischer und konstruktiver Erfordernisse im Werk bearbeitet. Dabei werden z.B. Schubverbinder, Querschotts oder Lager an den Holzträgern befestigt.

Abbildung 124 Montage von Schubverbindern in der Werkhalle am blockverklebten Brettschichtholzquerschnitt

Nach der Bearbeitung des Brettschichtholzes werden sofern erforderlich Holzschutzmittel im Werk aufgebracht. Zusätzlich wird empfohlen, eine Sperrschicht auf der Oberseite des Holzträgers aufzubringen, diese verhindert ein Durchfeuchten des Holzträgers während der Betonage. Danach wird in der Werkhalle die Betonschalung vorbereitet und z.T. schon im Werk an den Holzträgern befestigt.

Abbildung 125 vorgefertigte blockverklebte Brettschichtholzträger mit Betonschalung in der Werkhalle

Parallel zu der zuvor beschriebenen Fertigung in der Werkhalle werden am Bauort analog zu allen anderen Brückenbauweisen die Gründung mit Widerlagern und ggf. Zwischenstützen erstellt. Sobald der Unterbau am Bauort ausgehärtet ist, werden die im Werk vorbereiteten Holzträger mit Betonschalung an den Bauort geliefert und mithilfe von Mobilkränen auf den Unterbau gehoben. In Abhängigkeit der statischen Berechnung kann es (wie auch im Spannbeton- und Stahl-Betonverbundbau) erforderlich sein, den Holzträger mit einem Montagegerüst zu unterstützen.

Abbildung 126 Einheben des vormontierten blockverklebten Brettschichtholzträgers mit Betonschalung

Nachfolgend kann in herkömmlicher Bauweise die Bewehrung der Stahlbetonplatte verlegt werden und die Betonage erfolgen. Nach dem Erhärten des Betons werden die Dichtungsschicht und die Kappen aufgebracht. Im Anschluss des Erhärtens der Kappen wird der Fahrbahnbelag aufgebracht und die Schutzeinrichtungen wie Geländer oder Leitplanken montiert.

Abbildung 127 Holz-Betonverbundbrücke vor der Betonage

Durch den hohen Grad der Vorfertigung im Werk kann der Zeitablauf gegenüber einer herkömmlichen Stahlbetonbrücke deutlich verkürzt werden. In der Regel erfolgt das Aushärten und Abtrocknen der Betonfahrbahnplatte konventionell, es sind jedoch auch Fertigteillösungen möglich.

5. Bauwerksüberwachung

5.1. Bauwerks-Prüfbarkeit, Monitoring-Möglichkeiten

Bauwerks-Prüfbarkeit

Brückenbauwerke sind Teil des Verkehrswegenetzes und die Wartung und Überwachung in Verwaltungsstrukturen eingebunden. Zur Erhaltung der öffentlichen Sicherheit und der größtmöglichen Wirtschaftlichkeit sind regelmäßige Prüfungen von Ingenieurbauwerken erforderlich. Diese Prüfungen sind in der DIN 1076 normativ geregelt. Bereits in der Planungsphase sind dementsprechend auf die konstruktiven Randbedingungen, die für eine sichere Überwachung, handnahe Prüfung und wirtschaftliche Erhaltung notwendig sind, zu achten.

Diese Randbedingungen sind in den Richtlinien für den Entwurf, die konstruktive Ausbildung und Ausstattung von Ingenieurbauten (RE-ING) Teil 2, Abschnitt 3 „Bauliche Durchbildung und Ausstattung von Brücken zur Überwachung, Prüfung und Erhaltung“ (BDA-BRÜ) geregelt und beinhalten Vorgaben zur baulichen Ausbildung im Hinblick auf die Prüfbarkeit. Die Sicherheitstechnischen Anforderungen hierzu sind in den „Sicherheitsregeln Brücken-Instandhaltung“ (GUV-R 2103) aufgeführt.

Monitoring von Holzbauteilen

Im Holzbrückenbau ist häufig ein rasches Handeln gefragt, wenn es um unplanmäßigen Feuchteeintrag in die Tragkonstruktion geht. Sanierungsfälle sind in der Regel auf das Eindringen von Feuchte und der damit verbundenen Bildung von holzzerstörenden Organismen zurückzuführen. Die Reaktionszeit bei Schäden von Tragwerken steht in direkter Verbindung mit den Sanierungskosten und der Schadensbegrenzung. Hieraus ergibt sich die Notwendigkeit der regelmäßigen Überwachung der Holzfeuchte, da ein direkter Zusammenhang zur Lebensdauer des Tragwerks besteht. Geeignete Überwachungssysteme können helfen, Feuchtequellen frühzeitig auszumachen und Instandhaltungsmaßnahmen bereits vor der Bauteilschädigung einzuleiten.

Monitoringsysteme im Bauwesen sind in der Lage mechanische, physikalische und chemische Bauwerksparameter zu erfassen und so Bauwerksschäden frühzeitig zu erkennen. Bei großen Ingenieurbauwerken, wie bspw. Brücken, werden solche Systeme bereits eingesetzt – in den meisten Fällen bei der Überwachung von vorhandenen Schäden. Während bei Beton und Stahlbauwerken vor allem mechanische Bauwerksparameter, wie Dehnungen, Verschiebungen oder chemische Bauwerksparameter wie Korrosion untersucht werden, ist bei Holztragwerken die Erfassung von physikalischen Bauwerksparametern, wie Holzfeuchte und Holztemperatur zielführend. Dies dient vor allem zur Sicherstellung eines Holzfeuchtegehaltes unter 20 %, da unterhalb dieses Richtwertes keine holzzerstörenden Pilze zu erwarten sind. Die Schädigung durch holzzerstörende Insekten ist, durch die mittlerweile übliche technische Trocknung des Holzes, weitestgehend ausgeschlossen.

Im Holzbrückenbau wird zwischen geschützten und ungeschützten Konstruktionen unterschieden. Bei ungeschützten Konstruktionen wird eine direkte Bewitterung der tragenden Holzbauteile zugelassen und es ergibt sich eine regelmäßige Durchfeuchtung dieser Bauteile. Die maximale Lebensdauer dieser

Konstruktionen beträgt lediglich 30 Jahre[14], wodurch ein Monitoringsystem bei dieser Bauweise keine wirtschaftlichen Vorteile bringt. Geschützte Konstruktionen haben eine Lebensdauer von mindestens 60 Jahren[10] und sind somit für die wirtschaftliche Nutzung eines Monitoringsystems geeignet. Die geschützte Bauweise ist im Holzbrückenbau inzwischen Standard.

Bisher werden zwei verschiedene Messsysteme im Monitoring verwendet:

- Die punktuelle Messung als fest eingebaute Einzelmesspunkte an signifikanten Punkten zur Ermittlung der Holzfeuchte
- Die flächige Messung als Leckage-Überwachung über ein elektrisch leitfähiges Vlies unterhalb der Abdichtung

Einzelmesspunkte können an Punkten eingesetzt werden, an denen ein Messvlies durch Verbindungsmittel durchdrungen würde. Es ist sinnvoll dieses Messsystem auch an besonders kritischen Punkten zu installieren, wie zum Beispiel im Auflagerbereich. Mithilfe von Einzelmessstellen kann die Holzfeuchte im Inneren eines Holzquerschnitts ermittelt werden. Die Holzfeuchtemessung erfolgt meist nach der elektrischen Widerstandsmethode.

Abbildung 128 Einzelmesspunkte mittig in einem Blockträger vor Verleimung

Dafür werden jeweils zwei Elektroden senkrecht zur Faser in variable Tiefen eingedreht. Zusätzlich sollte die Temperatur des Holzes mittels Temperatursensoren gemessen werden, da der Widerstand nicht nur von der Holzfeuchte, sondern auch von der Temperatur abhängt. Eine Messung der Luftfeuchte ermöglicht außerdem die rechnerische Holzausgleichsfeuchte zu ermitteln und bietet Vergleichswerte.

Die Sensoren dürfen sich nicht mit Verbindungsmitteln überschneiden und müssen innerhalb einer Lamelle liegen, um einen Einfluss der Leimfuge auszuschließen. Die Auslesung der Messdaten kann in variablen Intervallen erfolgen. So können die Daten zum Beispiel alle sechs Stunden gespeichert und wöchentlich an den Datenlogger übertragen werden.

---

[14] *Ablösungsbeträge-Berechnungsverordnung – ABBV (Ablöserichtlinien für Ingenieurbauwerke).* Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, 2010

Ein Messvlies hingegen wird auf der Holzoberfläche unterhalb von Abdeckungen oder Abdichtungen eingebaut, um deren Abdichtungsfunktion zu überprüfen. Dadurch ist eine flächige und damit lückenlose Erkennung von Leckagen möglich. Nachteil des Systems ist, dass keine metallischen Verbindungsmittel das Messvlies durchdringen dürfen, was einen deutlichen konstruktiven Mehraufwand nach sich zieht. Im Holz-Beton-Verbund lässt sich durch die Vielzahl an metallischen Schubverbindern keine vollflächige Überwachung erzielen.

Abbildung 129 Messvlies auf einer Blockträgerbrücke

Bei allen Brückenbautypen ist differenziert zu untersuchen, an welcher Stelle in Abhängigkeit zur Konstruktionsart ein Monitoring sinnvoll ist und wie eine Umsetzung in der Produktion und Montage ausgeführt werden kann. Bereiche mit hohem Feuchterisiko sind bei allen Brücken zum Beispiel Tiefpunkte, Auflagerbereiche, seitlich bewitterte Flanken oder nicht zugängliche Bauteile.
Für den Einsatz von Monitoring-Anlagen sind je nach System unterschiedliche Voraussetzungen notwendig. Neben einer ausreichenden Zugänglichkeit ist für ein dauerhaftes, für lange Standzeiten angelegtes Monitoring in erster Linie eine Stromversorgung notwendig. Durch ein batteriebasiertes oder Photovoltaikbetriebenes Monitoring System kann auf eine externe Stromzuleitung verzichtet werden.

Abbildung 130 Photovoltaikzelle zum Betreiben eines Monitoringsystems

Neben der technischen Umsetzung von Monitoringsystemen ist die Einbindung in bestehende Abläufe, Zuständigkeiten und unter Umständen auch Software zu berücksichtigen. Brücken müssen regelmäßig geprüft und bewertet werden. Datengrundlage für Prüfung und Überwachung ist ein Bauwerksbuch [DIN 1076]. Hier werden Ergebnisse von Prüfungen (Brückenprüfberichte), Sanierungsmaßnahmen oder allgemeine Änderungen verzeichnet und über die Lebensdauer eines Bauwerks nachgeführt. Monitoringsysteme sind hierbei in erster Linie für Überwachungen von vorhandenen Schäden vorgesehen. Durch die Gegenüberstellung von Überwachungskosten und üblichen Sanierungskosten ohne

Früherkennung lässt sich ermitteln, wann und ob sich die Investition in ein Überwachungssystem langfristig lohnt. Allerdings sind die Kosten von späteren Schäden fiktiv und lassen sich nur schwer kalkulieren. Dennoch ist sicher, dass die Sanierungskosten im Falle einer Früherkennung im Vergleich zu den Sanierungskosten ohne Früherkennung erheblich minimiert werden, da bedeutende Bauteilschäden vermieden werden können.

Monitoring an Holz-Beton-Verbundbrücken

Der Einsatz eines Monitoringsystems ist gerade bei Holz-Beton-Verbundbauweise interessant. Sollte es zu Schäden in der Abdichtung und Rissen im Beton kommen, wodurch Feuchtigkeit bis auf die Holzträger gelangt, ist dies nur sehr schwer im Rahmen einer Bauwerksprüfung zu erkennen.

MONITORING HOLZ-BETON-VERBUNDBRÜCKE		
Bauteile	**Prüftechnik**	**Umsetzung/Einschätzung**
Hauptträger	Einzelmesspunkte im Auflagerbereich	Gezielte Kontrolle von Punkten mit hoher Gefährdung durch Verschmutzung oder Spritzwasser.
	Einzelmesspunkte seitlich	Überprüfung der Wirksamkeit des Überstands der Betonplatte über den Holzträger.
	Messvlies oberseitig vollflächig verlegt	Die Herstellung des Schubverbundes erfolgt stets in der Kombination mit metallischen Verbindungsmitteln; Durchdringungen des Messvlieses können nicht vermieden werden. Entwicklung anderer Lösungsansätze nötig.
	Messvlies vollflächig unter der Abdichtung auf dem Beton verlegt	Einfache Verlegung; Verbund zwischen Abdichtung und Betonoberfläche nicht möglich; Messvlies kann durch hohe Temperaturen zerstört werden.

Abbildung 131 Möglichkeiten der Feuchteüberwachung bei HBV-Brücken, aus dem Forschungsprojekt „Entwicklung eines sicherheitsrelevanten Überwachungssystems für feuchtetechnische Problemstellungen im Holzbau“ des Fraunhofer Instituts, Rosenheim

Der sinnvolle Einsatz von Monitoringsystemen bei Holz-Beton-Verbundbrücken ist technisch aufwendiger als bei anderen Brückentypen. Die vorausgehende Tabelle zeigt, dass der statische Verbund der beiden Werkstoffe gerade die Anordnung von flächigen Monitoringsystemen erschwert. Die Verbindungsmittel, mit denen der Schubverbund hergestellt wird, sind hier entscheidend. Die meisten Systeme werden nicht über die gesamte Länge der Träger verbaut, sondern nur abschnittsweise angeordnet (Kerven und Dübelleisten). Hier besteht die Möglichkeit in den Zwischenräumen Messsysteme anzuordnen.

5.2. Prüf-, Erhaltungs- und Wartungskonzept

Prüfungen

Um die Sicherheit und Beständigkeit von Brückenbauwerken sicherzustellen, ist es notwendig eine regelmäßige Inspektion und Wartung vorzusehen. Die DIN 1076 sieht die erste Hauptprüfung vor Abnahme

der Bauleistung, die zweite Hauptprüfung vor Ablauf der Verjährungsfrist für die Gewährleistung vor. Danach ist jedes sechste Jahr eine Hauptprüfung und jeweils drei Jahre danach eine einfache Prüfung vorzusehen.

Die **Einfache Prüfung** ist als erweiterte, intensive Sichtprüfung und soweit vertretbar ohne Verwendung von Besichtigungsgeräten oder –einrichtungen durchzuführen. Die Ergebnisse der vorhergehenden Hauptprüfung sind in die Einfache Prüfung einzubeziehen.

Im Rahmen der **Hauptprüfung** sind alle, auch schwer zugängliche Bauwerksteile handnah zu prüfen. Abdeckungen sind zu öffnen, einzelne Bauwerksteile ggf. zu reinigen, um auch versteckte Mängel auffinden zu können. Die Hauptprüfung ist in der „Richtlinie zur einheitlichen Erfassung, Bewertung, Aufzeichnung und Auswertung von Ergebnissen der Bauwerksprüfungen nach DIN 1076“ (kurz: RI-EBW-PRÜF) der BASt geregelt.

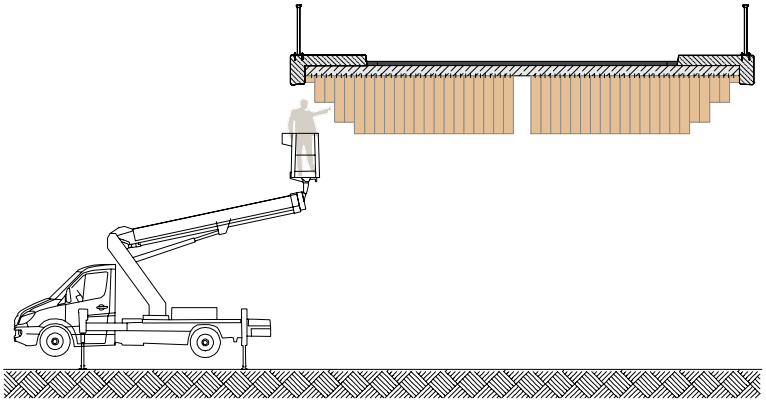


Abbildung 132 Handnahe Prüfung unter Einbeziehung von Besichtigungsgeräten

Zusätzlich zu diesen Prüfungen sind laufende Beobachtungen und Besichtigungen im Rahmen der ständigen Bauwerksüberwachung vorzunehmen. Die ständige Überwachung dient der Feststellung der Funktionstüchtigkeit der Brücke und der Verkehrssicherheit der Fahrbahnen und Überbauten. Sie kann auch von nicht einschlägig geschultem Wartungspersonal unter Anwendung von Sorgfalt durchgeführt werden. Sie erstreckt sich auf Schäden, welche ohne Hilfsmittel erkennbar sind.

Im Folgenden sind **Kontrollhinweise für HBV-Brücken im Sinne der Einfachen Prüfung** aufgelistet. Diese Prüfung entspricht einer visuellen Kontrolle mit unterstützender Holzfeuchtemessung durch einen sachkundigen Ingenieur bzw. durch erfahrenes, mit Holzbrücken vertrautes Personal. Die Kontrolle kann in fünf Abschnitte unterteilt werden:

- **Umgebende Bedingungen**:
    - Bewuchs durch Bäume und eine daraus resultierende Verschattung erschweren die Austrocknung des Bauwerkes und erhöhen somit die Holzausgleichsfeuchte. Durch andauernde Holzfeuchte über 18-20% besteht erhöhte Gefahr für den Befall durch holzzerstörende Pilze. Der Kontakt von Pflanzen, Bäumen und Büschen zum Bauwerk sollten daher vermieden werden. Holz, welches in Kontakt mit dem Erdreich oder dauerhaften Verunreinigungen steht, ist durch die permanente Durchfeuchtung und ohne Möglichkeit der Austrocknung im hohen Maße anfällig für den Befall von Pilzen. Eine regelmäßige Reinigung des Bauwerks sowie eine konstruktive Durchbildung, die solch eine Durchfeuchtung ausschließt, sind für die Dauerhaftigkeit des Werkstoffes Holz unabdingbar. Spritzwassergefährdete Bereiche sind ebenfalls planerisch zu vermeiden oder abzudecken.

- Unterbau:
  - Widerlager, Pfeiler
    Auflagerbank, Lagersockel, Auflagerschwelle, Kammermauer und oder Flügelmauer können Schäden wie Auswaschungen, Aussinterungen, Abplatzungen, Verwitterungen und Risse sowie Korrosion bei Stahlteilen aufweisen. Verschmutzungen und Staunässe können auftreten, wenn die Funktionalität der Auflagerbankentwässerung eingeschränkt ist
  - Lager
    Die Lagerstellung darf gegenüber dem Sollzustand nicht unplanmäßig stark abweichen. Risse und Deformationen von Elastomerlagern können deren Funktionalität einschränken. Verformungen, Risse und Korrosion von Stahlteilen können auf Überbelastung hindeuten und die Gesamttragwirkung des Bauwerks beeinträchtigen.
  - Fahrbahnübergänge
    Die Elastomerübergänge bzw. die Fuge zwischen den Stahlprofilen können leicht verschmutzen, wodurch die Lebensdauer einschränkt wird. Kontrolle auf Risse, Dichtheit, Planheit, Korrosion.
  - Böschungen
    An das Widerlager angrenzende Böschungen müssen angemessen gesichert sein, z.B. durch eine Steinschichtung oder Bewehrung.

- Überbau
  - Allgemeinzustand der Haupttragstruktur
    Die Holzoberflächen können durch Bewitterung und UV-Strahlung Risse, Auswaschungen und Verfärbungen aufweisen, die in geringem Umfang unproblematisch sind. Bei Rissen ist die Rißtiefe von Bedeutung. Eine größere Tiefe als 1/3 des Querschnitts (1/6 je Seite) ist nicht zulässig. Bei der Betonplatte sind Abplatzungen, Risse (> 0,3 mm) und Verformungen nicht zulässig.
    Die Fuge zwischen Beton- und Holzbauteil sollte gleichmäßig verlaufen und darf keine Verformung oder Aufklaffungen zeigen. Verschmutzungen in Bereichen von Anschlüssen und Auflagern gefährden aufgrund eines höheren Durchfeuchtungsrisikos die Dauerhaftigkeit des Tragwerks
  - Verbindungsmittel
    Metallische Verbindungsmittel sind durch Niederschlagswasser, Spritzwasser und Kontakt mit anderen Metallen korrosionsgefährdet. Hierauf ist gesondert Wert zu legen bei der Prüfung von statisch hoch beanspruchten Bereichen. Druckbeanspruchte Bauteile müssen vollflächig aufeinanderliegen, um einen gleichmäßigen Druckabtrag zu gewährleisten.
  - Durchfeuchtung / Holzfeuchtemessung
    Eine Holzfeuchtemessung ist mit geeigneten Geräten an wichtigen Bereichen der Haupttragstruktur durchzuführen. Hierzu zählen Widerlagerbereiche, Stöße und Knotenpunkte. Liegt die Holzfeuchte dauerhaft über 20% besteht erhöhte Gefahr durch Pilzbefall.
  - Moos und Pilzbefall
    Die Haupttragstruktur kann in den Bereichen erhöhter Holzfeuchte Moos und Pilzbefall aufweisen, die wiederum die dauerhafte Ansammlung von Feuchtigkeit ins jeweilige Bauteil begünstigen.
  - Asphalt Belag
    Vorherrschender Schaden von Asphalt ist die Rissbildung. Bewegungen durch unterschiedliche thermische Verformungen oder unterschiedliches Ermüdungsverhalten können zur Beschädigung der Abdichtung führen. Besonders im Bereich der Randfugen und Fahrbahnübergängen kann es vermehrt zur Rissbildung kommen. Die Funktionstüchtigkeit ist zu prüfen.

Erhaltung

Erhaltungsmaßnahmen umfassen nach der Ablöserichtlinie alle notwendigen Maßnahmen, damit Bauwerke bzw. Bauwerksteile (Über- und Unterbauten) verkehrs- und standsicher die theoretische Nutzungsdauer erreichen können. Dies beinhaltet Unterhaltung, Instandsetzung und Erneuerungen.

Bei Holz-Beton-Verbundbrücken im Straßenverkehr können ab der Oberkante der Holzträger die Standardaufbauten der Richtzeichnungen für Ingenieurbauten (RiZ-ING) verwendet werden. Deren Instandhaltung wird in den Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten (ZTV-ING) in den entsprechenden Teilen und Abschnitten für Betonbauteile, Stahlbauteile, Fahrbahnbelag und –übergänge geregelt. Für die Holzträger gibt es die Möglichkeit beschädigte oder schadhafte Stellen auszufräsen und passgenaue Holzstücke kraftschlüssig mit Epoxidharz zu verkleben, solange der Verbund zwischen Holzträger und Beton noch gegeben ist. Auch Risse im Holz lassen sich mit Epoxidharz verpressen.

Wartung

Die Wartung ist Teil der präventiven Instandsetzung und ist als „Maßnahme zur Verzögerung des Abbaus des vorhandenen Abnutzungsvorrats“ definiert (DIN 31051: 2012-09), wobei der Abnutzungsvorrat die Zeitspanne von der Herstellung bis zum Ausfall eines Bauteils beschreibt. In Bezug auf Ingenieurbauwerke taucht Wartung als eigenständiger Begriff im Rahmen der Wartungskosten in der Ablösungsbeträge-Berechnungsverordnung (ABBV) auf, die jährliche Wartungskosten und theoretische Nutzungsdauer verschiedener Bauwerke formal und werkstoffspezifisch auflistet (siehe dazu Kapitel 6.3).

6. Wirtschaftlichkeitsberechnung

Die Wirtschaftlichkeit einer Baumaßnahme wird üblicherweise unter Berücksichtigung der Baukosten sowie der Unterhalts- und Erhaltungskosten der Konstruktion bewertet. Dabei sind die Konstruktionsteile Überbau und Unterbau gesondert zu betrachten, da sich die Lebensdauer einzelner Bauwerksteile unterscheidet.

6.1. Beispielbrücke: Einfeldsystem, 30m Länge, 12,10m Breite

Exemplarisch wird im Folgenden eine HBV-Brücke mit einer Spannweite von 30m untersucht, die eine Fahrspur je Fahrtrichtung und seitlich jeweils einen Geh- und Radweg aufweist. Die Brückenbreite beläuft sich damit auf 12,10m.

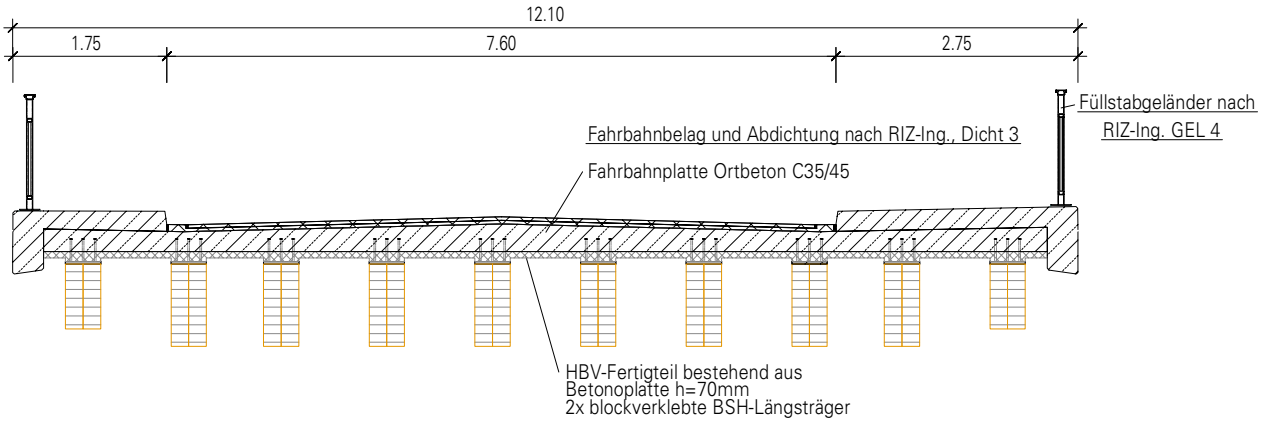


Abbildung 133 Querschnitt der HBV-Beispielbrücke

Der Überbau setzt sich aus HBV-Fertigteilen zusammen, die Fahrbahnplatte wird oberseitig als Ortbetonplatte aufgebracht. Ein Fertigteil besteht aus zwei Brettschichtholz-Trägern die im Abstand von 80 cm zueinander positioniert sind. Die Holzträger sind oberseitig mit der 240 cm breiten und 7 cm starken Betonplatte schubfest verbunden. Die Betonplatte übernimmt mehrere Funktionen: in statischer Hinsicht erhöht sich durch den Schubverbund zusätzlich die vertikale Steifigkeit des Bauteils. Zusätzlich dient die Betonplatte als Querausstеifung und horizontale Stabilisierung für den Montagezustand. In bautechnischer Sicht bildet sie darüber hinaus die Schalung für die Fahrbahn aus Ortbeton. Diese Ausbildung beeinflusst die Bauzeit positiv und erspart Verkehrsbeeinträchtigungen für Schalungsbau und –rückbau. Die Bauteile weisen ein Eigengewicht von ca. 23 to. auf. Die Fahrbahnplatte und Kappen sind aus Stahlbeton C35/45 herzustellen und werden in einem Betoniervorgang gegossen. Zur Schubkraftübertragung werden zwischen Fahrbahnplatte und den Längsträgern Dübelleisten angeordnet. Zum Schutz des Betons ist die Ortbetonplatte sowohl im Fahrbahnbereich als auch im Gehwegbereich oberseitig mit einer bituminösen Abdichtung versehen. Der Fahrbahnbelag aus Asphalt wird zweilagig mit Schutzschicht und Deckschicht ausgeführt. Ausführung gemäß ZTV-Ing und Richtzeichnung „Dicht 3“ einschließlich 20 cm breiten Randstreifen aus Gussasphalt und bituminösen Fugenverguss gemäß Richtzeichnung „Dicht 9“. Die Betonfläche ist somit oberseitig komplett abgedichtet und keinen Angriffen z.B. durch Tausalzeinsatz ausgesetzt. Die Gründung der Unterbauten erfolgt als Flachgründung in Ortbetonbauweise.

6.2. Baukosten Beispielbrücke

In Anlehnung an die Kostenermittlung nach AKVS werden die Kosten durch folgende Mengenansätze ermittelt:

Teilleistung		Menge	Einheit	EP	GP	Gesamtkosten
Baugruben						72.000,00 €
	Aushub	1000	m3	45,00 €	45.000,00 €	
	Hinterfüllung	600	m3	45,00 €	27.000,00 €	
Gründungen						52.500,00 €
	Stahlbeton Fundament	150	m3	350,00 €	52.500,00 €	
Stahlbeton Widerlager						127.500,00 €
	Widerlager	150	m³	550,00 €	82.500,00 €	
	Flügelwände	100	m³	450,00 €	45.000,00 €	
Tragwerk Brückenüberbau						360.000,00 €
	Träger aus Brettschichtholz	130	m³	1.500,00 €	195.000,00 €	
	Betonfertigteile	30	m3	1.500,00 €	45.000,00 €	
	Stahlteile	10	t	6.500,00 €	65.000,00 €	
	Fahrbahnplatte aus Ortbeton	100	m3	550,00 €	55.000,00 €	
Abdichtungen, Deckschichten						70.000,00 €
	Asphaltbelag	360	m²	180,00 €	64.800,00 €	
	Bordsteine	65	m	80,00 €	5.200,00 €	
Brückenlager, Üko und Geländer						78.000,00 €
	Geländer	60	lfm	230,00 €	13.800,00 €	
	Lager	20	Stck	2.000,00 €	40.000,00 €	
	ÜKO	24,2	lfm	1.000,00 €	24.200,00 €	
Brückenausstattung, sonstiges						9.800,00 €
	Medienführung	280	lfm	35,00 €	9.800,00 €	
Baustelleneinrichtung, Verkehrssicherung						167.000,00 €
	Baustelleneinrichtung	1	psch	30.000,00 €	30.000,00 €	
	Transportkosten	6	Stck	2.000,00 €	12.000,00 €	
	Mobilkraneinsatz	1	psch	50.000,00 €	50.000,00 €	
	Brückenmontage	1	psch	25.000,00 €	25.000,00 €	
	Verkehrssicherung	1	psch	50.000,00 €	50.000,00 €	
Anpassung Straßenbau						62.800,00 €
	Straßenunterbau / Frostschutzschicht	260	m³	50,00 €	13.000,00 €	
	Asphaltarbeiten	500	m²	90,00 €	45.000,00 €	
	Bordsteine	60	m	80,00 €	4.800,00 €	
Gesamtkosten netto						999.600,00 €

Die Gesamtkosten belaufen sich auf gerundet 1.000.000 € ohne Mehrwertsteuer. Bezogen auf einen Quadratmeter Brückenfläche (30,0m x 12,0m =360m²) entspricht dies etwa 2.770,00 €. Der Anteil der Überbaukosten beträgt dabei etwa 1.900,00 €.

Die verschiedenen Verbundsysteme haben einen geringen Einfluss auf die Kosten. Die Ausführungsarten des Schubverbunds mittels Dübelleisten bzw. Kerven mit eingeklebten Stahlstangen sind annähernd kostengleich und geringfügig wirtschaftlicher als HBV©-Schubverbinder. Im Gegenzug liefert der HBV©-Verbinder den starrsten Verbund.
Die Kosten der eingebauten Schubverbinder belaufen sich auf ca. 140 – 210,- EUR/m² (netto).

6.3. Unterhalts- und Erhaltungskosten

Die jährlichen Wartungskosten werden formal in den Ablösungsbeträgen des Bundesministeriums für Bauen und Verkehr (BMVBS) definiert und werkstoffspezifisch aufgeführt.

Auszug „Ablösungsbeträge-Berechnungsverordnung – ABBV“, Ausgabe 2010
Theoretische Nutzungsdauer und Prozentsätze der jährlichen Unterhaltskosten von Ingenieurbauwerken

1.2	Überbauten	Theor. Nutzungsdauer m (in Jahren)	Jährlichen Unterhaltungskosten p [v.H.]
1.2.1	aus Stahlbeton	70	0,8
1.2.2.1	aus Spannbeton mit internen Spanngliedern	70	1,3
1.2.2.2	Spannbeton mit externen Spanngliedern	70	1,1
1.2.3	aus Stahl	100	1,5
1.2.5.1	*aus Holz für Geh– und Radwege (nicht geschützt)*	*30*	*2,5*
1.2.5.2	aus Holz für Geh– und Radwege (geschütztes Haupttragwerk)	60	2,0
1.2.5.3	aus Holz für Straßen (geschütztes Haupttragwerk)	60	2,0
1.2.6	*Holz-Beton Verbund (Annahme)*	*60/70*	*ca. 1,4*

Hinweis: Bei gemischten Bauweisen empfiehlt sich eine bauteilabhängige Untersuchung

7. Perspektiven der HBV-Bauweise im Brückenbau

7.1. Überlegungen zu Typenplanungen

Durch einen standardisierten Aufbau erscheinen Typenplanungen sinnvoll, die je nach Spannweite bestimmte Querschnittshöhen und -verhältnisse vorgeben. Dies dürfte eine Hilfsstellung für Entwurfsüberlegungen sein und eine Regelbauweise definieren.

7.2. biegesteife Anschlüsse und integrale Bauweise

Die integrale Bauweise verzichtet auf die Trennung von Überbau und Widerlager bei Brücken, wodurch Lager und Übergangskonstruktionen entfallen, die als Verschleißbauteile einen erheblichen Anteil der Unterhaltungskosten solcher Ingenieurbauwerke ausmachen. Durch die Möglichkeit einer durchgehenden, dichten und fugenlosen Fahrbahn ist die untenliegende Tragkonstruktion vor Feuchte- und Taumitteleintrag sowie vor Verunreinigungen geschützt, und der Fahrkomfort erhöht sich durch den Wegfall der Übergangskonstruktion.

Ohne Lagerkonstruktionen wird ein biegesteifer Anschluss zwischen Brückenüberbau und dem Betonwiderlager notwendig, der einen positiven Einfluss auf das Trag- und Verformungsverhalten einer solchen Brücke ausüben kann, aber auch eine zusätzliche Zwängung zum Baugrund hin verursacht.

Die beidseitige Einspannung der Brückenträger verändert den Biege-Momentenverlauf, wodurch geringere positive Feldmomente auftreten und negative Einspannmomente entstehen, die über das Widerlager abgetragen werden müssen – es entsteht ein Rahmentragwerk. Diese monolithische Ausbildung eines Gesamttragwerks bedingt Zwangsbeanspruchungen, die aus Längenänderungen infolge von Temperatur, Feuchtigkeitsschwankungen und dem daraus ergebenen Quellen und Schwinden der Querschnitte resultieren. Diese Zwangsbeanspruchungen treten durch jahreszeitliche Umgebungsbedingungen zyklisch auf und sind außerdem von der Steifigkeit des Bauwerks und der Hinterfüllung des Widerlagers abhängig. Da Holz generell eine geringere Längenänderung als bei Stahl- oder Stahlbeton aufweist, ist die Problematik der Interaktion zwischen Bauwerk und Boden und der konstruktiven Lösungen zur Aufnahme von Dehnungen und Stauchungen bei reinen Holzbrücken weniger groß. Bei HBV-Brücken ist die Längenänderung vorwiegend im Beton dennoch zu berücksichtigen.

Die Holz-Beton-Verbundbauweise bietet die Möglichkeit einer einfachen und wirkungsvollen Ausbildung integraler Holzbrücken, obwohl der Umstand negativer Biege-Momente der eigentlichen Logik des Holz-Beton-Verbunds zuwiderläuft. In den Bereichen negativer Momente, liegt die Zugzone im Bereich des Stahlbetons und die Druckzone im Bereich des Holzes. Dadurch wird ein größerer Bewehrungsanteil in der Betonplatte notwendig. Die Ausführung des biegesteifen Anschlusses ist bei der HBV-Bauweise allerdings, durch den Verguss der Trägerenden im Widerlager mittels der üblichen Schubverbundsysteme, einfach zu realisieren. Der Beton, der die Träger oberhalb und an dem besonders feuchteanfälligen Hirnholz überdeckt, sorgt für einen guten konstruktiven Holzschutz. Die positiven Eigenschaften des geringen Verformungsverhalten und der Tragfähigkeit werden durch die statische Einspannung nochmals verstärkt und ermöglichen eine materialeffiziente Ausführung bei einer geringen Konstruktionshöhe.

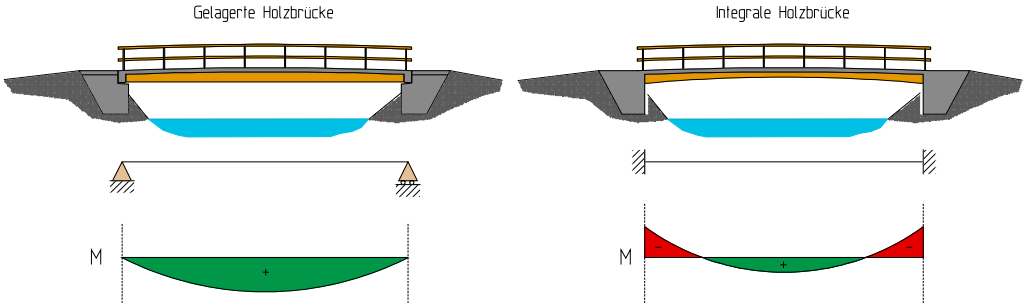


Abbildung 134 Momentenverläufe einer gelagerten gegenüber einer integralen HBV-Brücke

Den Vorteilen im Trag- und Verformungsverhalten stehen die Nachteile bei der Planung integraler HBV-Brücken durch zusätzliche Zwängungen gegenüber. Das unterschiedliche Kriech- bzw. Schwindverhalten von Holz und Beton ist bei der Berechnung von Verformungen und Schnittkräften zu berücksichtigen. Die Berücksichtigung des Kriechverhaltens geschieht in der Regel über die Reduktion der E-Module. Quellen und Schwinden werden, wie in Kapitel 4.1 dargestellt, als Temperaturlastfälle modelliert.

Besondere Berücksichtigung erhält das unterschiedliche Ausdehnungsverhalten von Holz und Beton. Die oben erwähnten zyklischen Verformungen treten bei Stahl- bzw. Stahlbetonbrücken infolge von Temperatureinflüssen auf. Bei warmen Temperaturen dehnen sich solche Brücken aus (Sommerstellung), bei kalten Temperaturen ziehen sich diese zusammen (Winterstellung). Holz besitzt in longitudinaler Richtung einen Wärmeausdehnungskoeffizienten, der zehnmal kleiner ist als der von Beton. Außerdem erfolgt beim hygroskopischen Werkstoff Holz bei einer längerfristigen Temperatursteigung der gegenteilig wirkende Effekt der Holzfeuchteabnahme, die einen wesentlich stärkeren Einfluss auf die Längenänderung hat. Durch die erhöhte Umgebungsfeuchte und geringere Temperaturen nimmt das Holz Feuchtigkeit auf

Abbildung 135 Rokoko- und Bahnhofsbrücke in Schwäbisch Gmünd für die Landesgartenschau 2014

und dehnt sich aus (Winterstellung), bei umgekehrten Verhältnissen schwindet das Holz (Sommerstellung). Diese umgekehrte Korrelation muss bei der Ermittlung von Zwangsbeanspruchungen berücksichtigt werden. Gebaute Beispiele sind die beiden nahezu baugleichen integralen Holz-Beton-Verbundbrücken die im Zuge der Landesgartenschau 2014 in Schwäbisch Gmünd entstanden. Sie sind rund 28 m und 25 m lang und bestehen jeweils aus einem längs und quer gestuften blockverklebten Brettschichtholzträger, der mittels Kervenverbund und eingeklebten Stahlbügeln schubsteif mit der darüberliegenden Ortbetonplatte verbunden ist. Dieser Brettschichtholzträger ist ausschließlich in der Zugzone des Feldmomentes angeordnet. Der integrale Stoß ist durch den Verguss der Ortbetonplatte mit dem Widerlager ausgebildet.

7.3. hybride Grünbrücken

So genannte Grünbrücken, die den kollisionsfreien Wildwechsel über Verkehrswegen ermöglichen, gelten als prädestinierte Bauwerke für den Einsatz von Holz als Baumaterial - ökologisches Bauen für ökologische Zwecke. Da diese Bauwerke mit Erdreich überschüttet werden, ist es jedoch unerlässlich, eine robuste Abdichtung inklusive Durchwurzelungsschutz über dem Tragwerk vorzusehen, um das Holztragwerk vor Nässe zu schützen. Oftmals werden Grünbrücken bei Geländeeinschnitten als Bogentragwerke entworfen, und die Auflast aus der Erdüberschüttung wird mittels des Druckbogens in den Baugrund eingeleitet.

Der Landesbetrieb Straßenbau NRW hat bereits eine hybride Holz-Beton-Grünbrücke am Ausbauende der A1 bei Nettersheim (siehe Kapitel 3.2, Hybrid-Grünbrücke Nettersheim) errichtet. Hierbei wurde ein bogenförmiges Hybrid-Tragwerk aus Holz und Beton geplant, so dass die Betonschicht zwischen Holztragwerk und Erdüberschüttung angeordnet ist. Diese Konstruktion hat den Vorteil, dass praxisbewährte Anschlussdetails und Ausführungen von bituminösen Abdichtungen genutzt werden konnte, ohne diese auf neue Situationen im Holzbau anpassen zu müssen. Gleichzeitig bleiben die ökologischen und ästhetischen Vorteile von Holzbauten partiell erhalten. Durch das geringere Eigengewicht einer Hybrid-Konstruktion gegenüber eines Betonbaus, konnten Einsparungen in Transport- und Gründungskosten erzielt werden. Durch die oberseitige Betonschale ist die Holzkonstruktion außerdem vor Feuchte geschützt. Diese Bauweise garantiert ein höheres Sicherheitsniveau bei Schäden in der Abdichtung als eine reine Holzbauweise.

Die Grünbrücke war zunächst als Holz-Beton-Verbundtragwerk mit schubsteifem Verbund konzipiert worden. Nach einigen Voruntersuchungen der Planer stellte sich jedoch heraus, dass durch die Länge des Bogens die in Kapitel 4.1 beschriebenen Effekte des unterschiedlichen Schwind- bzw. Quellverhaltens zu Zwangsbeanspruchungen und damit zum Reißen des Betons führen würden. Neben diesen Zwangsspannungen in den Teilquerschnitten entstehen bei gekrümmten Verbundkonstruktionen aus dem unterschiedlichen hygrothermischen Materialverhalten der Baustoffe in der Verbundfuge nicht nur Schubkräfte wie bei ebenen Tragwerken, sondern auch Zugkräfte. Beim Erwärmen der Gesamtkonstruktion und beim Schwinden des Holzes hebt der Betonbogen vom Holzbogen ab und die Verbundmittel werden zugbeansprucht. Verbundelemente, die zwischen Holz und Beton gleichzeitig hohe Schub- und Zugkräfte übertragen können, gibt es derzeit nicht. Daher wurde eine hybride Konstruktion mit einer schubweichen Verbindung der beiden Materialien als effizientere Lösung gewählt. Gegenüber einer reinen Betonkonstruktion konnte so die erforderliche Betondicke deutlich reduziert und somit Kosten und Zeit gespart werden.

<u>Bauwerksdaten:</u>

Stützweite:	36,00 m
Lichte Weite:	34,05 m
Kleinste lichte Höhe	5,304 m
Kreuzungswinkel:	100 gon
Nutzbreite zwischen den Irritationsschutzwänden:	50,00 m
Breite zwischen den Geländern:	51,80 m
Konstruktionshöhe:	0,40-1,35 m
Brückenfläche:	2112 m²

Abbildung 136 Grünbrücke Nettersheim, hybride Konstruktion

7.4. Vorfertigungspotential

Ein großer Vorteil im Holzbau ist das geringe Eigengewicht des Werkstoffs bezogen auf die Tragfähigkeit. Neben den daraus bedingten Einsparmöglichkeiten in den Bereichen Gründung, Transport und Montage ergibt sich die Option eines hohen Vorfertigungsgrades. Großformatige Elemente, wie beispielsweise Holztafelwände, können durch das geringe Gewicht mit einem hohen Vorfertigungsgrad aus dem Werk auf die Baustelle geliefert und dort „just-in-time“ verbaut werden. Dieses Vorgehen verkürzt Baustellenzeiten, die Mietdauer von Kränen und sonstiger Baustelleneinrichtung und erhöht die Qualität der Bauteile, da diese unter kontrollierten Bedingungen und unabhängig von Witterungseinflüssen im Werk gefertigt werden können.

Brücken in Holzbauweise bis ca. 40 m Länge und einer Gesamtbreite von bis zu 3,5 m lassen sich meistens vollständig vorfertigen, transportieren und mittels Mobilkränen auf den vorbereiteten Widerlagern platzieren. Zur Reduktion des Gesamtgewichts kann der Brückenbelag später auf der Baustelle montiert werden, insbesondere bei der Verwendung von schweren Belägen wie Natursteinplatten, Betonfertigteile oder Gussasphaltbelag.

Abbildung 137 Transport und Montage einer vorgefertigten Trogbrücke

Das maximale Transportgewicht beträgt ca. 40 Tonnen pro Transport. Bei der Überschreitung eines der Parameter (Länge, Breite und Gewicht) sollte vom Planer die wirtschaftliche Abwägung zwischen Sondertransporten oder Elementstößen mit Baustellenmontage getroffen werden.
Durch das hohe Gewicht von Beton ist das maximale Transportgewicht schnell erreicht und es werden große Mobilkräne für die Montage notwendig, andererseits macht die Verwendung von Ortbeton Schalungsarbeiten die ggf. mit Sperrungen verbunden sein können, sowie eine Trockenphase von rund 28 Tagen notwendig, vor der die Brücke nicht unter Verkehr gestellt werden kann.
Für die Ausführung von Holz-Beton-Verbundbrücken gibt es verschiedene Ansätze, diese Problematik zu lösen. Die 1991 in der Schweiz gebauten Ronatobelbrücke (siehe Kapitel 3.3) umgeht den Schalungsaufwand durch die Verwendung von 8 cm dicken Betonfertigteilen, die in den Bereichen der Schubverbinder, welche im Holz eingelassen sind, ausgespart wurden. Diese werden auf die vormontierten Brettschichtholzträger aufgelegt und dienen als Schalung der bewehrten 12-14 cm dicken Ortbetonschicht. Die seitlichen Ränder sind aufgekantet und bilden, neben der seitlichen Schalungsbegrenzung, das Schrammboard für den Fahrzeugverkehr.

Eine weitere Brücke in Frankreich, die Pont de Riou in Lantosque von 2016, bedient sich einer ähnlichen Vorgehensweise. Auch hier wurden Fertigelemente mit Aussparungen für die Dübelleisten verwendet. Diese sind allerdings in ihrer erforderlichen Bauteildicke hergestellt, sodass sich die Ortbetonarbeiten auf den einzelnen Verguss der Schubverbinder und die Querstöße der Elemente beschränkten. Anschließend wurde das Geländer montiert und der Straßenbelag aufgebracht.

Abbildung 138 Pont de Riou bei der Montage mittels Fertigteilelementen

Aktuell ist eine HBV-Brücke in der Planung, die den Gedanken der Vorfertigung auf andere Weise aufgreift. Die Brücke hat eine Spannweite von 9,60 m und eine Breite von 5,50 m. Der Überbau besteht aus zwei 1,80 m breiten und 0,48 m hohen Brettschichtholzträgern, die bereits jeweils werkseitig mit einer 0,25 m dicken Betonplatte versehen werden. HBV-Schubverbinder sorgen für den Verbund der HBV-Fertigelemente. Zur Brückenlängsachse hin stehen Bewehrungseisen für einen Längs-Verguss in Endlage aus den Betonplatten heraus. Die dazu benötigte Schalung kann zwischen den BSH-Trägern befestigt und nach dem Verguss entfernt werden. Auf diese Weise können aufwändige Bewehrungs- und Schalungsarbeiten vor Ort vermieden werden. Diese beschränken sich nur auf den Längsstoß und die Kappen. Die Vor-Ort-Betonnage der Kappen ist hier aus Gewichtsgründen wirtschaftlicher, aber auch die Anpassung der Toleranzen auf der Baustelle sind somit günstiger beherrschbar – insbesondere zur wasserdichten Übergangskonstruktion hin.

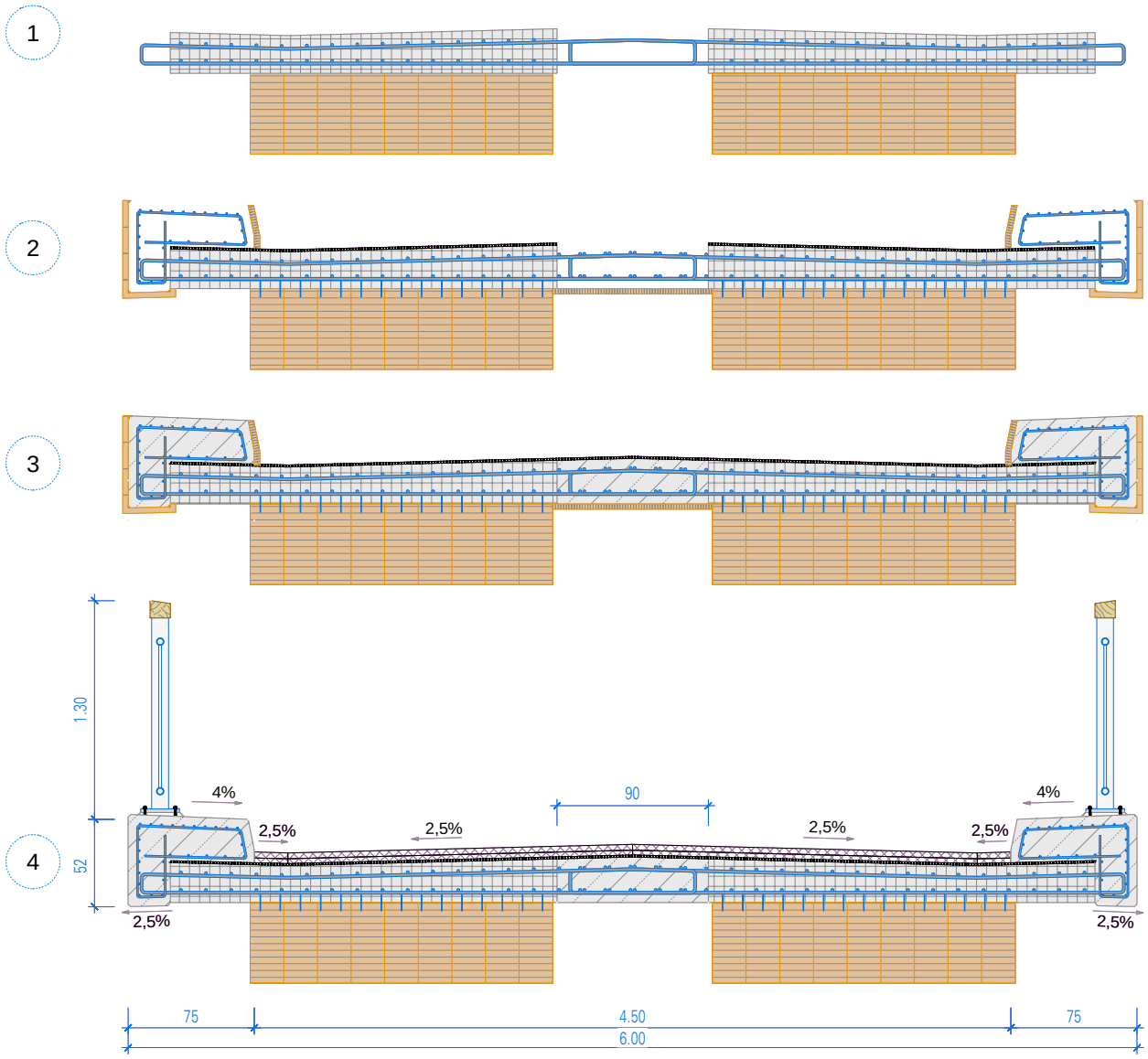


Abbildung 139 Vorfertigungspotential durch zwei HBV-Fertigelementen und ein Längs-Verguss

8. Zusammenfassung

Die Holz-Beton-Verbundbauweise ist eine innovative Möglichkeit, die positiven Eigenschaften der beiden Materialien zu nutzen. Es wird ein ökologisches, ästhetisches und effizientes Bauwerk geschaffen, welches eine hohe Dauerhaftigkeit bei moderatem Wartungsaufwand gewährleistet. Standardisierte Aufbauten und Anschlüsse aus dem Betonbau erleichtern Planung und Ausführung und es steht das große Potenzial der Vorfertigung zur Verfügung.

Holz-Beton-Verbundbrücken können neben herkömmlichen Massivbrücken sowohl hinsichtlich der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit, aber auch hinsichtlich des Planungs- und Ausführungsaufwandes und der Wirtschaftlichkeit gleichwertig zu konventionellen Brücken bestehen. Der intensive Einsatz von Holz in diesem neuen Hybridbrückentyp ist ein Schritt auf dem Weg zum umweltbewussten, nachhaltigen Bauen.

Das Potential von HBV-Brücken scheint bei weitem nicht ausgeschöpft, so das eine vielversprechende Entwicklung in den kommenden Jahren zu erwarten ist. Dies verrät besonders ein Blick auf das Nachbarland Frankreich, in dem in den letzten Jahren viele innovative HBV-Straßenbrücken entstanden sind, die mit umfangreicher Messtechnik ausgestattet wurden, um neue Erkenntnisse zu gewinnen.
Aber auch Weiterentwicklungen im Betonbau, etwa durch Carbon-Beton, dürften für die Holz-Beton-Verbundbauweise neue Impulse setzen.

Seit 2004 sind in Deutschland zwölf HBV-Brücken entstanden. Von einer deutlich größeren Anzahl ist künftig auszugehen.

9. Literatur- und Quellenhinweise

9.1. Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1 Darstellung des hybriden Tragverhaltens und der Verbundwirkung 5
Abbildung 2 Vergleich materialgetrennter und hybrider Bauweise 6
Abbildung 3 Brückenentwürfe als Grundlage der Ökobilanz 7
Abbildung 4 Grafische Auswertung der Ökobilanz unterschiedlicher Konstruktionsmateriaien im Brückenbau 7
Abbildung 5 HBV-Brücke Lohmar-Schiffarth (40m Länge, 5,5m Breite) 8
Abbildung 6 Grafische Darstellung der CO_2-Bilanz zur HBV-Brücke Lohmar-Schiffarth 8
Abbildung 7 Grafische Darstellung des HBV-Schubverbinders im Verbund zwischen Holzträger und Betonplatte 9
Abbildung 8 Mit HBV-Schubverbindern ausgeführte HBV-Brücken in Winschoten 9
Abbildung 9 Grafische Darstellung der Kopfbolzendübel im Verbund zwischen Holzträger und Betonplatte 10
Abbildung 10 Mit Kopfbolzendübel ausgeführte „Birkbergbrücke“ in Wippra 10
Abbildung 11 Grafische Darstellung des Kervenverbunds mit eingeklebten Stahlbügeln als Abhebesicherung 11
Abbildung 12 Integrale HBV-Brücken in Schwäbisch Gmünd mit einem Schubverbund über Kerven und eingeklebten Stahlstäben . 11
Abbildung 13 Beispiele zur indirekten Auflagerung des Holzträgers in der HBV-Bauweise 12
Abbildung 14 Nagel- und Kervenverbund von 1924 13
Abbildung 15 Verbund mittels Längskerven und stählernen Schubverbindern 13

Abbildung 16-25 umfassen eine Auswahl gebauter HBV-Brücken in den USA 14
Abbildung 26-55 umfassen die gebauten HBV-Brücken in Deutschland 15
Abbildung 56-106 umfassen eine Auswahl gebauter HBV-Brücken in Europa 25

Abbildung 107 Beispielhafter Entwurf einer Straßenbrücke in HBV-Bauweise 31
Abbildung 108 Beispielhafte Lastanordnung für den konstanten Temperaturlastfall 32
Abbildung 109 Beispielhafte Lastanordnung für den linearen Temperaturlastfall mit oberseitiger Erwärmung 32
Abbildung 110 Beispielhafte Lastanordnung zur Berücksichtigung des Schwindens der Betonplatte 32
Abbildung 111 mögliche statische Systeme; 33
Abbildung 112 Beispielhafte Modellierung Verbundträger mit Kragarmen (links: Seitenansicht des Modells; rechts: Brückenquerschnitt 34
Abbildung 113 Beispielhafte Modellierung Verbundträger mit Diagonalen (links: Seitenansicht des Modells; rechts: Brückenquerschnitt 35
Abbildung 114 Querschnitt und Spannungsverteilung für Verbundquerschnitte - Bild B.1 aus DIN EN 1995-1-1:2010-12 35
Abbildung 115 Beispielhafte Darstellung: Querschnitt mit Trägerschar und Querschnitt mit blockverklebten Trägern 39
Abbildung 116 Betonquerträger gem. Variante B ZTV-ING Teil 4, Abs. 2, Anhang A, Bild A.4.2.1; links: WL-QRT; rechts: Stützen QRT 40
Abbildung 117 Anpassung Betonquerträger Variante B an den Holzbau; links: WL-QRT; rechts: Stützen QRT; 1: Verankerung über eingeklebte Gewindestangen; 2 Querkraftübertragung über eingeklebte Stahlbleche; 3: Kontaktstoß 40
Abbildung 118 Auszug aus den Musterzeichnungen H Lag 1 der DGfH 40
Abbildung 119 Definition geschützte Bauweise von Holzbrücke - Bild NA.1 aus DIN EN 1995-2:2011-08 42
Abbildung 120 Folierte blockverklebte Brettschichtholzträger vor dem Transport zum Bauort (oberseitige Abdichtung durch Epoxidharzbeschichtung) 43
Abbildung 121 Beispielhafte Darstellung eines Querschnittes mit auskragender Kappe als Schutz vor Schlagregen 43
Abbildung 122 Beispielhafte Darstellung eines Querschnitts mit seitlicher Verkleidung als Schutz vor Schlagregen 44
Abbildung 123 Ausbildung von Verkleidungen; links: offene Lamellenverkleidung; rechts geschlossene Verkleidung z.B. Dreischichtplatte aus Lärchenholz 44
Abbildung 124 Montage von Schubverbindern in der Werkhalle am blockverklebten Brettschichtholzquerschnitt 45
Abbildung 125 Vorgefertigte blockverklebte Brettschichtholzträger mit Betonschalung in der Werkhalle 45
Abbildung 126 Einheben des Vormontierten blockverklebten Brettschichtholzträgers mit Betonschalung 46
Abbildung 127 Holz-Betonverbundbrücke vor der Betonage 46
Abbildung 128 Einzelmesspunkte mittig in einem Blockträger vor Verleimung 48
Abbildung 129 Messvlies auf einer Blockträgerbrücke 49
Abbildung 130 Photovoltaikzelle zum Betreiben eines Monitoringsystems 49

Abbildung 131 Möglichkeiten der Feuchteüberwachung bei HBV-Brücken, aus dem Forschungsprojekt „Entwicklung eines sicherheitsrelevanten Überwachungssystems für feuchtetechnische Problemstellungen im Holzbau“ des Fraunhofer Instituts, Rosenheim 50
Abbildung 132 Handnahe Prüfung unter Einbeziehung von Besichtigungsgeräten 51
Abbildung 133 Querschnitt der HBV-Beispielbrücke 54
Abbildung 134 Momentenverläufe einer gelagerten gegenüber einer integralen HBV-Brücke 58
Abbildung 135 Rokoko- und Bahnhofsbrücke in Schwäbisch Gmünd für die Landesgartenschau 2014 58
Abbildung 136 Grünbrücke Nettersheim, hybride Holz-Beton Konstruktion 59
Abbildung 137 Transport und Montage einer vorgefertigten Trogbrücke 60
Abbildung 138 Pont de Riou bei der Montage mittels Fertigteilelementen 61
Abbildung 139 HBV-Brücke „Grüner Weg“ aus zwei HBV-Fertigelementen und einem Längsverguss 62

9.2. Quellenverzeichnis

Abbildung 1, Seite 5: Dr.-Ing Antje Simon (2008) Dissertation: Analyse zum Trag- und Verformungsverhalten von Straßenbrücken in Holz-Beton-Verbundbauweise

Abbildung 3, Abbildung 4, Seite 7: Stoll, Niels, Hochschule für angewandte Wissenschaften und Kunst Hildesheim, „Vergleich der Ökobilanz von Aluminium, Holz, Stahlbeton und Stahl am Beispiel einer Brücke”

Abbildung 8, Seite 9: ticomtec.de/referenz/bruecke-winschoten-nl am 14.02.2018, Schaffitzel Holzindustrie GmbH & Co.KG

Abbildung 10, Seite 10: Schaffitzel Holzindustrie GmbH & Co.KG

Abbildung 12, Seite 11: Schaffitzel Holzindustrie GmbH & Co.KG

Abbildung 13, Seite 11: Schaffitzel Holzindustrie GmbH & Co.KG

Abbildung 14, Abbildung 15, Seite 13: Timber-concrete composite decks for bridges, piers, docks, ramps, buildings, and other structures requiring heavy duty floors, American Wood-Preservers' Association Service Bureau, Year 1941

USA:

Abbildung 16, Abbildung 17, Seite 14: https://bridgehunter.com/de/kent/mill-creek/ am 06.12.2016

Abbildung 18, Seite 14: Timber-concrete composite decks for bridges, piers, docks, ramps, buildings, and other structures requiring heavy duty floors, American Wood-Preservers' Association Service Bureau, 1941

Abbildung 19, Seite 14: Google Earth, 123 Lake Drive, Rehoboth Beach, DE 19971

Abbildung 20, Abbildung 21, Seite 14: Timber Bridges, Photograph from Delaware Department of Transportation photographic archives

Abbildung 22, Seite 14: Timber-concrete composite decks for bridges, piers, docks, ramps, buildings, and other structures requiring heavy duty floors, American Wood-Preservers' Association Service Bureau, 1941

Abbildung 23, Seite 14: Fort Pulaski Bridge Environmental Assessment, National Park Service U.S. Department of Interior, 2013

Abbildung 24, Abbildung 25, Seite 14: Maryland inventory of historic bridges, Maryland state highway administration, 2001

Deutschland:

Abbildung 26, Seite 15: Dipl.-Ing. Rico Weiß, Freier Architekt

Abbildung 27, Seite 15: www.bauconberlinkempfer.de/?p=206 am 14.02.2018

Abbildung 28, Abbildung 29, Abbildung 30, Seite 16: Schaffitzel Holzindustrie GmbH & Co.KG

Abbildung 31, Abbildung 32, Abbildung 33, Seite 17: Schaffitzel Holzindustrie GmbH & Co.KG

Abbildung 34, Abbildung 37, Seite 18: Büro Setzpfand, Dr.-Ing Antje Simon

Abbildung 35, Seite 18: www.ksta.de/region/euskirchen-eifel/nettersheim/--4456044 am 14.02.2018

Abbildung 36, Seite 18: www.rwj-online.de/rwj/forschungsstelle/verschiedenes/zwischenbilanz-zu-vier-grunbrucken-in-nrw_6_1032.html am 14.02.2018

Abbildung 38, Abbildung 39, Abbildung 40, Seite 19: Schaffitzel Holzindustrie GmbH & Co.KG

Abbildung 43, Seite 20: Schmees & Lühn Holz- und Stahlingenieurbau GmbH

Abbildung 44, Abbildung 45, Abbildung 46, Seite 21: Firma TiComTec GmbH

Abbildung 47, Abbildung 48, Abbildung 49, Seite 22: Firma TiComTec GmbH

Schweiz:

Abbildung 56, Abbildung 57, Seite 25: www.swiss-timber-bridges.ch/detail/461 am 04.04.2016

Abbildung 58, Abbildung 59, Seite 25: Holz-Beton-Verbund-Verkehrsbrücken aus „Die neue Quadriga“ vom 5/2008

Abbildung 60, Abbildung 61, Seite 25: Holz-Beton-Verbundbrücke in Kayl aus „Bauen mit Holz“ von 12/2006

Abbildung 62, Abbildung 63, Seite 25: www.swiss-timber-bridges.ch/detail/450 am 04.04.2016

Abbildung 64, Abbildung 65, Seite 25: Holz-Beton-Verbundbrücke in Kayl aus „Bauen mit Holz“ vom 12/2006

Abbildung 66, Abbildung 67, Seite 26: www.baukultur.gr.ch/de_DE/address/glennerbruecke_2002.24255 am 09.02.2018

Abbildung 68, Abbildung 69, Seite 26: www.swiss-timber-bridges.ch/detail/462 am 04.04.2016

Abbildung 70, Abbildung 71, Seite 26: http://www.proholzschweiz.ch am 12.04.2018, HBV-Verkehrsbrücken aus „Die neue Quadriga“ vom 5/2008

Abbildung 72, Abbildung 73, Seite 26: www.swiss-timber-bridges.ch/detail/463 am 04.04.2016

Abbildung 74, Abbildung 75, Seite 26: www.luzernerzeitung.ch am 05.04.2016

Frankreich:

Abbildung 76, Abbildung 77, Seite 27: www.est.cerema.fr/pont-des-fayettes-a2079.html am 05.04.2016

Abbildung 78, Abbildung 79, Seite 27: www.est.cerema.fr/descriptif-du-pont-de-vocance-a2080.html am 05.04.2016

Abbildung 80, Abbildung 81, Seite 27: https://structurae.info/ouvrages/passerelle-de-preuilly am 05.04.2016

Abbildung 82, Abbildung 83, Seite 27: https://structurae.info/ouvrages/pont-d-ilonse am 05.04.2016

Abbildung 84, Abbildung 85, Seite 27: Construction de l´ecoquartier de Villeneuve, Dossier de presse septembre 2015

Abbildung 86, Abbildung 87, Seite 28: www.arbonis.com/index.php/arbonis/Actualites am 05.06.2016

Abbildung 88, Abbildung 89, Seite 28: www.glulam.org/ff-portfolio/lure/ am 12/2017

Österreich:

Abbildung 90, Abbildung 91, Seite 28: www.ticomtec.de/hbv/ref_bruecken_unido.htm am 05.06.2016

Niederlande:

Abbildung 92, Abbildung 93, Seite 28: Firma TiComTec GmbH

Abbildung 94, Abbildung 95, Seite 29: Firma TiComTec GmbH

Luxemburg:

Abbildung 96, Abbildung 97, Seite 29: www.ticomtec.de/hbv/ref_bruecken_kayl.htm am 06.04.2016

Finnland:

Abbildung 98, Seite 29: Wood-Concrete Composite Bridges- Finnish Speciality in the Nordic Countries, ICTB Lillehammer, A. Jutila

Abbildung 99, Seite 29: Wood-Concrete Composite Bridges- Finnish Speciality in the Nordic Countries, ICTB Lillehammer von A. Jutila

Abbildung 100, Abbildung 101, Seite 29: “Wood-Concrete Composite Bridges” von Lauri Salokangas, Aalto University

Abbildung 102, Abbildung 103, Seite 30: https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Pikisilta_Oulu_20101024.JPG

Abbildung 104, Seite 30: Wood-Concrete Composite Bridges- Finnish Speciality in the Nordic Countries, ICTB Lillehammer, A. Jutila

Norwegen:

Abbildung 105, Abbildung 106, Seite 30: A timber bridge across Lake Mjosa in Norway, ICTB 2013, Jakobsen, Stensby, Mikkelsen, Artun, Meaas

Abbildung 114, Seite 35: DIN EN 1995-1-1:2010-12, Anhang B, Bild B.1

Abbildung 116, Seite 39: ZTV-ING Teil 4, Abs. 2, Anhang A, Bild A.4.2.1

Abbildung 118, Seite 40: Auszug aus den Musterzeichnungen H Lag 1 der DGfH, beziehbar über www.holzbrueckenbau.com

Abbildung 119, Seite 42: DIN EN 1995-2:2011-08, Bild NA.1

Abbildung 120, Seite 43: Schaffitzel Holzindustrie GmbH & Co.KG

Abbildung 124, Abbildung 125, Seite 45: Schaffitzel Holzindustrie GmbH & Co.KG

Abbildung 131, Seite 50: Forschungsprojekt „Entwicklung eines sicherheitsrelevanten Überwachungssystems für feuchtetechnische Problemstellungen im Holzbau“ des Fraunhofer Instituts, Rosenheim

Abbildung 135, Seite 58: Schaffitzel Holzindustrie GmbH & Co.KG

Abbildung 136, Seite 59: https://www.ksta.de/region/euskirchen-eifel/nettersheim/--4456044 am 14.02.2018

Abbildung 137, Seite 60: Schaffitzel Holzindustrie GmbH & Co.KG

Abbildung 138, Seite 61: www.arbonis.com/index.php/arbonis/Actualites am 05.06.2016

Alle nicht aufgelisteten Abbildungen sind entweder durch den Aufsteller erstellt worden oder deren Nutzungsrechte liegen beim Aufsteller