

# Tagungsband Von der Forschung zur Praxis Neue Erkenntnisse für die Bemessung im Holzbau Erhaltung Schweizer Holzbaukultur Mai 2023



Mitveranstalter:



Berner  
Fachhochschule



# **Von der Forschung zur Praxis:**

**Neue Erkenntnisse für die Bemessung im Holzbau  
Erhaltung Schweizer Holzbaukultur**

S-WIN Tagung  
S-WIN Swiss Wood Innovation Network  
10. Mai 2023 in Biel/Bienne, Berner Fachhochschule

**S-WIN**

# **Von der Forschung zur Praxis**

## **Neue Erkenntnisse für die Bemessung im Holzbau Erhaltung Schweizer Holzbaukultur**

Die S-WIN Tagung «Von der Forschung zur Praxis» findet im Wechsel an der ETH Zürich und an der Berner Fachhochschule in Biel statt. Ziel der Tagung ist die Vorstellung und Diskussion von umsetzbaren Erkenntnissen und Resultaten aus aktuellen Forschungsaktivitäten. Die diesjährige Tagung richtet den Fokus auf den konstruktiven Ingenieurholzbau und der Erhaltung der Schweizer Holzbaukultur.

Für den Ingenieur werden Prüf- und Bemessungsergebnisse für Wände in Holzrahmenbauweise, das Schubtragverhalten von Brettschichtholz aus Esche sowie Ansätze zur Berücksichtigung klimatischer Einflüsse oder zur leistungsbasierten Bemessung der Abbrandtiefe vorgestellt. Im zweiten Teil werden Lösungen und Wege für das Bauen im Bestand, insbesondere für Schweizer Blockbauten, in den Bereichen Bauphysik, Brandschutz und Erdbeben aufgezeigt. Den Abschluss bildet ein Blick auf die Schweizer Holzbaukultur, den Brückenschlag zwischen Tradition und Moderne.

Die Tagung stellt die wesentlichen Resultate und Erkenntnisse der zwei Forschungsthemen für die Praxis vor. Unser ausführlicher Dank gilt an dieser Stelle allen Referentinnen und Referenten, die zur Mitgestaltung der Veranstaltung beitragen.

Dr. Franke Bettina und Prof. Geiser Martin

Institut für Holzbau, Tragwerke und Architektur  
Berner Fachhochschule, Biel/Bienne

# Inhaltsverzeichnis

<b>Ergebnisse aus Versuchen an mit OSB/3 beplankten Holzrahmenbau-Wänden</b>	5
<i>Nadja Manser, Nicolas Zoller, Lukas Kramer, Dr. René Steiger, Prof. Martin Geiser, Prof. Dr. Andrea Frangi</i>	
<b>Bemessung von Holzrahmenbau-Wänden mit Gipsfaserbeplankung</b>	14
<i>Lukas Kramer, Lukas Furrer, Prof. Martin Geiser</i>	
<b>Schubsteifigkeit und Schubfestigkeit von Eschen-Brettschichtholz</b>	22
<i>Dr. Pedro Palma, Dr. René Steiger, Thomas Strahm, Prof. Dr. Ernst Gehri</i>	
<b>Berücksichtigung des klimatischen Einflusses auf mechanische Verstärkungen</b>	30
<i>Prof. Dr. Steffen Franke, Dr. Bettina Franke, Marcus Schiere</i>	
<b>Leistungsbasierte Bemessung der Abbrandtiefe und deren Einflussfaktoren</b>	40
<i>Dr. Reto Fahrni, Prof. Dr. Andrea Frangi</i>	
<b>Projekt Gebäudeerneuerung Oberwallis VETA/NOVA – Neues Leben für historische Blockbauten</b>	48
<i>Thomas Näher</i>	
<b>Erzielung der Luftdichtheit durch den Einsatz von Lehm</b>	53
<i>Prof. Dr. Christoph Geyer</i>	
<b>Erkenntnisse und Empfehlungen zur Erdbebensicherheit von Blockbauten</b>	58
<i>Lukas Furrer, Prof. Martin Geiser</i>	
<b>Umsetzung der Brandschutzvorschriften in der Instandhaltung von Blockbauten</b>	66
<i>Prof. Christoph Renfer, Nicolas Seidlitz, Prof. Hanspeter Kolb, Prof. Isabel Engels</i>	
<b>Schweizer Holzbaukultur: Tradition – Moderne – Zukunft</b>	72
<i>Prof. Dr. Marion Sauter</i>	
<b>Autorenverzeichnis</b>	77

# Ergebnisse aus Versuchen an mit OSB/3 beplankten Holzrahmenbau-Wänden

Nadja Manser, Empa, Abt. Ingenieur-Strukturen, ETH Zürich, Institut für Baustatik und Konstruktion  
Nicolas Zoller, Berner Fachhochschule, Institut für Holzbau, Tragwerke und Architektur  
Lukas Kramer, Berner Fachhochschule, Institut für Holzbau, Tragwerke und Architektur  
Dr. René Steiger, Empa, Abt. Ingenieur-Strukturen  
Prof. Martin Geiser, Berner Fachhochschule, Institut für Holzbau, Tragwerke und Architektur  
Prof. Dr. Andrea Frangi, ETH Zürich, Institut für Baustatik und Konstruktion

## 1 AUSGANGSLAGE

Für eine erdbebengerechte Bemessung von Tragwerken nach dem Konzept des duktilen Tragwerksverhalten muss eine genügende Energiedissipation sichergestellt werden. Holzrahmenbau-Wände können für die Sicherstellung der Energiedissipation angesetzt werden, wenn sie für ein duktilen Versagen bemessen und konstruiert werden. Gemäss der Norm SIA 265, 2021 darf die Duktilität der Verankerung nicht angesetzt werden, weshalb die Duktilität nur mit der Verbindung zwischen Beplankung und Ständerwerk sichergestellt wird. Für ein duktilen Versagen der Holzrahmenbau-Wand muss garantiert werden, dass die Verbindung zwischen Beplankung und Ständerwerk das schwächste Glied der gesamten Wandscheibe ist und alle anderen Elemente überbemessen sind.

Die Bemessung solcher Holzrahmenbau-Wände ist in der Norm SIA 265, 2021 nicht ausführlich geregelt. Häufig wird deshalb der deutsche nationale Anhang des Eurocodes DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 beigezogen. Nach dieser Norm wird der Tragwiderstand der Wandscheibe als Minimum resultierend aus dem Tragwiderstand der Verbindungsmittel und der Beplankung berechnet. Dieser Ansatz wurde aus der DIN 1052, 2008-12 übernommen (Formeln (1)), in welcher die Darstellung übersichtlicher war. Zusätzlich zu diesem Nachweis der Scheibenbeanspruchung müssen entsprechende Nachweise für das Ständerwerk und die Verankerung geführt werden.

$$f_{v,0,d} = \min \begin{cases} k_{v,1} \cdot R_d / a_v & \text{Abscherwiderstand der Verbindungsmittel} \\ k_{v,1} \cdot k_{v,2} \cdot f_{v,d} \cdot t & \text{Schubwiderstand der Beplankung} \\ k_{v,1} \cdot k_{v,2} \cdot f_{v,d} \cdot 35 \cdot t^2 / a_r & \text{Beulwiderstand der Beplankung} \end{cases} \quad (1)$$

$k_{v,1}$  = Faktor zur Berücksichtigung der Anordnung und Verbindungsart der Beplankung ( $k_{v,1} = 1.0$  für allseitig schubsteif verbundenen Plattenränder)

$k_{v,2}$  = Faktor zur Berücksichtigung der Zusatzbeanspruchungen (Einflüsse unten beschrieben)

$R_d$  = Bemessungswert des Tragwiderstands eines Verbindungsmittels auf Abscheren

$a_v$  = Abstand der Verbindungsmittel untereinander

$f_{v,d}$  = Bemessungswert der Schubfestigkeit der Beplankungsplatten

$t$  = Dicke der Beplankung

$a_r$  = Abstand der Ständer

Der Tragwiderstand der Beplankung wird mit dem  $k_{v,2}$ -Faktor reduziert. Dieser Reduktionsfaktor erlaubt die vereinfachte Berücksichtigung zusätzlicher Spannungen, welche zu einer Reduktion der Schubfestigkeit der Beplankung führen. In der DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 sind folgende Ursachen für zusätzliche Spannungen aufgeführt:

- der Abstand zwischen der Achse der Ständerwerkelemente und der Beplankung (Abb. 1, a)),
- ein diskontinuierlicher Schubfluss (Abb. 1, b)),
- Kräfte, die senkrecht zu den Achsen der Ständerwerkelemente wirken (Abb. 1, c)).

Im aktuellen Entwurf des Eurocode 5, prEN1995-1-1, 2022 wurde der Bemessungsansatz aus der DIN übernommen. Der Faktor  $k_{v,2}$  wurde in  $k_{p,model}$  unbenannt. Im vorliegenden Beitrag wird für  $k_{v,2}$ , bzw.  $k_{p,model}$ , der Begriff Reduktionsfaktor verwendet. Zusätzlich zu den drei oben aufgeführten Ursachen für zusätzliche Spannungen, welche zu einer Reduktion der Schubfestigkeit der Beplankung führen, werden in der prEN1995-1-1, 2022 zwei weitere Einflüsse genannt:

- Modellannahme von gelenkigen Verbindungen zwischen den Ständerwerkelementen, während die tatsächlichen Verbindungen oft schwächer sind (Abb. 1, d)),
- Exzentrizität der Achsen der Ständerwerkelemente, wenn die Elemente im Querschnitt unterschiedliche Höhen aufweisen (Abb. 1, e)).

Der Einfluss der Verbindung der Ständerwerkelemente ist etwas irreführend formuliert. Tatsache ist, dass die Ständerwerkelemente nicht, wie im Modell angenommen, perfekt gelenkig verbunden sind, sondern eine gewisse Federsteifigkeit besitzen. Ob diese Federsteifigkeit schwächer oder stärker als die gelenkige Modellannahme ist, ist jedoch abhängig von der Konstruktion des Ständerwerks.

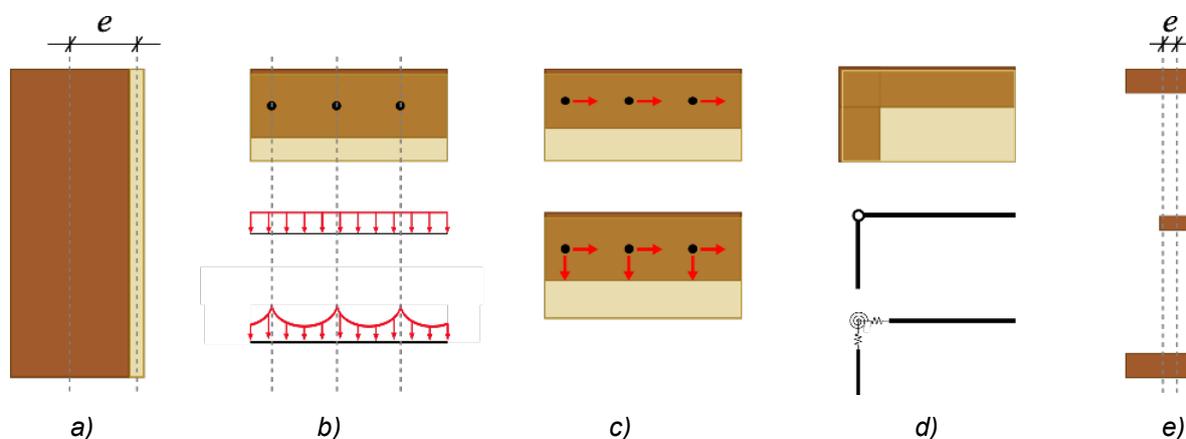


Abb. 1: Einflüsse, welche die Schubfestigkeit der Beplankung in Holzrahmenbau-Wänden reduzieren: a) Exzentrizität zwischen Ständerwerk- und Beplankungsachsen, b) Abweichung von der Modellannahme eines kontinuierlichen Schubflusses (oben: Modell, unten: Realität), c) Abweichung von der Modellannahme, dass die Kräfte nur parallel zur Achse der Elemente des Ständerwerks wirken (oben: Modell, unten: Realität). d) Abweichung von der Modellannahme von gelenkig verbundenen Ständerwerkelementen (oben: Modell, unten: Realität), e) Exzentrizität innerhalb der Ständerwerkelemente.

In der DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 ist der Reduktionsfaktor zu 0.33 für eine einseitige und 0.50 für eine beidseitige Beplankung festgelegt. In der prEN 1995-1-1, 2022 ist er auf 0.50 für eine einseitige und 0.67 für eine beidseitige Beplankung erhöht worden.

Bereits bei Gebäuden, die in Zonen mit geringer bis mittlerer Erdbebengefährdung liegen, können grosse horizontale seismische Kräfte resultieren. Um Holzrahmenbau-Wände für die Aufnahme grosser horizontaler Kräfte auszulegen, kann eine mehrreihige Verklammerung angeordnet werden. Diese Maximierung des Tragwiderstands mit Hilfe einer mehrreihigen Verklammerung ist in der Schweiz nicht unüblich. Da gleichzeitig sichergestellt werden muss, dass die Verbindungsmittel beim Erreichen des Tragwiderstands duktil versagen und das spröde Versagen der Beplankung und des Ständerwerks ausgeschlossen ist, entsteht die Notwendigkeit einer genaueren Quantifizierung des Tragwiderstands der Beplankung und folglich des Reduktionsfaktors. Der Reduktionsfaktor ist nur geringfügig auf experimentellen Daten gestützt und es wird vermutet, dass er in der DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 zu konservativ festgelegt ist. Das Ziel der vorgestellten Untersuchungen war, den Reduktionsfaktor mit Hilfe experimenteller Untersuchungen genauer zu quantifizieren.

## 2 VERWENDETE WERKSTOFFE

**Beplankung:** Die untersuchten Beplankungsplatten waren vom Typ OSB/3 mit Dicken von 12 mm, 15 mm, 18 mm und 25 mm und Abmessungen (d. h. Breite und Höhe) von 1250 mm und 2500 mm. Die Platten jeder Dicke stammten aus einer einzigen Produktionscharge.

**Ständerwerk:** Die Ständerwerkelemente bestanden aus Schweizer Brettschichtholz GL24h (SN EN 14080, 2013), hergestellt aus Fichte (*Picea abies*).

**Verbindungsmittel:** Für die Verbindung zwischen Beplankung und Ständerwerk wurden zwei verschiedene Arten von Verbindungsmitteln verwendet:

- Beharzte Klammern: Durchmesser 1.53 mm und Länge 50 mm (Haubold, KG 700),
- Rillennägel: Durchmesser 3.10 mm und Länge 90 mm. (Haubold 3.10 x 90 Ring Wire Weld).

## 3 EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN

### 3.1 Versuche an OSB/3-Platten

Es wurde die Schubfestigkeit der OSB/3-Platten nach dem in der Norm SN EN 789, 2004 festgelegten Prüfverfahren bestimmt. Für jede Beplankungsdicke wurden je fünf Prüfkörper parallel und senkrecht zur Spanrichtung der Deckschicht der Platten geprüft. Weiter wurden die Plattendicken aller verwendeten Platten gemessen.

### 3.2 Versuche an Holzrahmenbau-Wänden

Um die Schubfestigkeit von OSB/3-Platten in der Anwendung als Beplankungsmaterial von Holzrahmenbau-Wänden zu bestimmen, wurden Wandelemente in Bauteilgrösse geprüft. Der Versuchsaufbau, einschliesslich der für die Ständerwerkelemente verwendeten Terminologie und der Definition der Verbindungsmittelabstände ist in der Abb. 2 dargestellt. Die Prüfkörper wurden so konstruiert, dass ein Versagen in der Beplankung erzwungen, und ein Versagen der Verbindungsmittel, der Verankerung und des Ständerwerks vermieden wurde. Um diese besondere Versagensart herbeizuführen, wurden die Verbindungsmittel, die Verankerung und das Ständerwerk im Vergleich zur Beplankung überdimensioniert. Insgesamt wurden neun Wandtypen in je drei Versuchen getestet. Vier Wandtypen hatten einen rechteckigen, fünf einen quadratischen Querschnitt. In der Tab. 1 sind die verwendeten Materialien und die geometrischen Eigenschaften von sämtlichen untersuchten Wandtypen zusammengestellt.

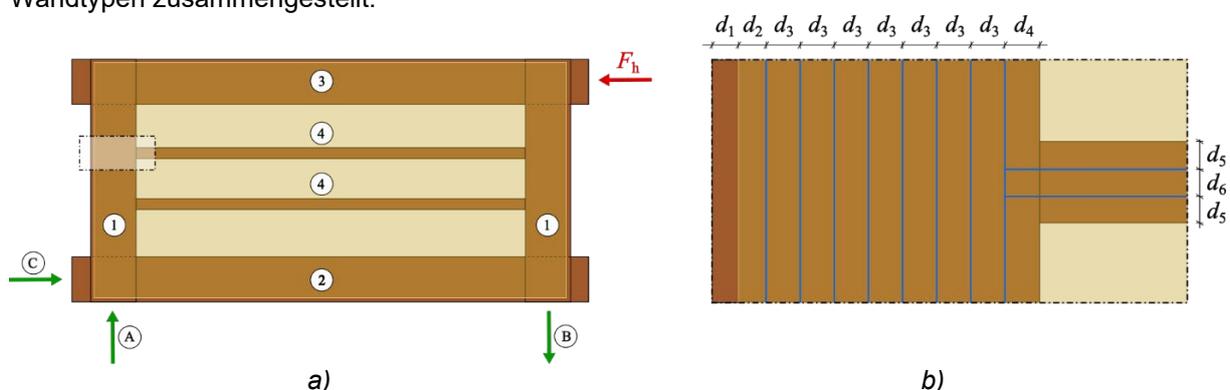


Abb. 2: a) Übersicht über die geprüften Wandscheiben mit den durch Nummern gekennzeichneten Ständerwerkelementen (1: Randständer, 2: Schwelle, 3: Einbinder, 4: Zwischenständer) und den durch die aufgebrachte Kraft  $F_h$  hervorgerufenen Reaktionskräften A, B, C. Der gestrichelt-gepunktete Bereich ist in Abbildung b) dargestellt. Die blauen Linien zeigen die Reihen an, auf denen die Verbindungsmittel angeordnet wurden.

Bei den rechteckigen Wandtypen wurden die OSB/3-Platten mit Dicken von jeweils 12 mm, 15 mm und 18 mm mit Hilfe von beharzten Klammern auf dem Ständerwerk befestigt. Zur Befestigung der 25 mm dicken Platten wurden Rillennägel verwendet, da die in der Praxis verwendeten Klammern technisch nur schwierig in die 25 mm dicke OSB/3-Platte eingebracht werden können und die Eindringtiefe im Ständerwerk kritisch gering wäre. Die Grösse der Prüfkörper ergab sich aus den Abmessungen der OSB/3-Platten (2.50 m und 1.25 m) und einem Versatz von 20 mm (Abb. 2,  $d_1$ ) an den Plattenrändern. Der Versatz wurde angeordnet, um lokale Quetschungen der Beplankung aufgrund der grossen Verformungen während den Versuchen zu vermeiden. Die Abmessungen (Breite x Höhe) der Prüfkörper betrug 1.29 m x 2.54 m. Auch die Abmessungen der quadratischen Prüfkörper (1.29 m x 1.29 m) richtete sich nach den Abmessungen der OSB/3 Platten und einem Versatz von 20 mm an den Plattenrändern. An zwei Wandtypen mit einer 12 mm dicken Beplankung wurde der Einfluss der Anordnung der Beplankung, einseitig oder beidseitig, untersucht. Weiter wurde ein Wandtyp mit einer 12 mm dicken Beplankung untersucht, bei dem die Dicke des Ständerwerks um 50% reduziert war. Auch wurden zwei Wandtypen mit einer 18 mm dicken Beplankung geprüft, die sich nur in den verwendeten Verbindungsmitteln, Klammern oder Nägel, unterschieden.

Tab. 1: Geometrie aller geprüften Wandtypen. Die Abstände  $d_1$  bis  $d_6$  sind in Abb. 2 dargestellt. Der Abstand  $a_v$  beschreibt den Verbindungsmittelabstand innerhalb einer Verbindungsmittelreihe. Die Zahl in der Benennung der Wandtypen entspricht der Dicke der OSB/3-Platten. Der erste Buchstabe beschreibt das verwendete Verbindungsmittel (S: staples/Klammern und N: nails/Nägel) und die zweiten Buchstaben, falls vorhanden, ein dünnes Ständerwerk (DS) oder eine beidseitige Beplankung (BB).

			Rechteckige Wände				Quadratische Wände				
			12-S	15-S	18-S	25-N	12-S	12-S-DS	12-S-BB	18-S	18-N
<b>Beplankung</b>	Dicke	[mm]	12	15	18	25	12	12	12	18	18
	Anordnung		einseitig	einseitig	einseitig	einseitig	einseitig	einseitig	beidseitig	einseitig	einseitig
<b>Ständerwerk</b>	Einbinder und Schwelle (Breite x Höhe)	[mm]	200 x 240*	200 x 240*	200 x 240*	200 x 280*	200 x 240*	200 x 240*	200 x 240*	200 x 240*	200 x 240*
	Randständer (Breite x Höhe)	[mm]	240 x 200	240 x 200	240 x 200	280 x 200	240 x 200	240 x 200	240 x 200	240 x 200	240 x 200
	Zwischenständer (Breite x Höhe)	[mm]	200 x 60*	200 x 60*	200 x 60*	200 x 100*	200 x 60*	200 x 60*	200 x 60*	200 x 60*	200 x 60*
	Anzahl Zwischenständer	[-]	2	2	2	1	2	2	2	2	2
<b>Verbindung</b>	Typ	[-]	Klammer	Klammer	Klammer	Nagel	Klammer	Klammer	Klammer	Klammer	Nagel
	Anzahl Reihen auf dem Plattenrand	[-]	8	8	8	10	8	8	8	8	8
	Anzahl Reihen auf den Zwischenständern	[-]	2	2	2	2	2	2	2	2	2
<b>Abstände</b>	$d_1$	[mm]	20	20	20	20	20	20	20	20	20
	$d_2$	[mm]	20	20	20	30	20	20	20	20	22
	$d_3$	[mm]	25	25	25	20	25	25	25	25	24
	$d_4$	[mm]	25	25	25	50	25	25	25	25	30
	$d_5$	[mm]	20	20	20	35	20	20	20	20	20
	$d_6$	[mm]	20	20	20	30	20	20	20	20	30
	$a_v$	[mm]	23	23	23	40	23	23	23	23	40

\* Lamellen stehend

## 4 ERGEBNISSE DER VERSUCHE

### 4.1 Versuche an OSB/3-Platten

Die Ergebnisse der an den OSB/3-Platten durchgeführten Schubversuche sind in der Tab. 2 dargestellt. Die Variationskoeffizienten (CoV) der Schubfestigkeiten lagen im Bereich von 3.6% bis 10.8%. Der in der Literatur angegebene Mittelwert der Schubfestigkeit von OSB/3-Platten (9.4 N/mm<sup>2</sup>, Schick (2019)) konnte durch die Ergebnisse der in dieser Studie durchgeführten Schubprüfungen nicht bestätigt werden. Die aus den Prüfwerten nach dem Verfahren der SN EN 14358, 2016 berechneten 5% Fraktile lagen für fast alle Prüfserien unter dem in der Norm SIA 265/1, 2018 und in der Leistungserklärung angegebenen charakteristischen Wert der Schubfestigkeit (6.8 N/mm<sup>2</sup>). Die gemessenen Dicken aller in dieser Studie verwendeten OSB/3-Platten sind in der Tab. 3 zusammengestellt. Alle Plattendicken lagen unter den nominellen Werten der Plattendicke. Es sind zusätzliche Untersuchungen geplant, um die OSB/3 Eigenschaften umfassender zu ermitteln.

Tab. 2: Mittelwerte (M), Standardabweichungen (SD) und Variationskoeffizienten (CoV) der Schubfestigkeiten, die aus den Schubprüfungen an den OSB/3-Platten ermittelt wurden. Die 5% Fraktile wurden nach dem in der SN EN 14358, 2016 beschriebenen Verfahren berechnet.

	n [-]	M [N/mm <sup>2</sup> ]	SD [N/mm <sup>2</sup> ]	CoV [%]	5% Fraktile [N/mm <sup>2</sup> ]
12, ⊥	5	7.69	0.28	3.6	6.79
15, ⊥	5	7.84	0.36	4.6	6.92
18, ⊥	5	7.61	0.41	5.4	6.63
25, ⊥	5	6.36	0.69	10.8	4.86
12,	5	6.97	0.38	5.5	6.08
15,	5	7.40	0.42	5.6	6.41
18,	5	7.28	0.46	6.3	6.21
25,	5	6.37	0.27	4.3	5.62

Tab. 3: Mittelwerte, maximal und minimal gemessene Dicken der OSB/3-Platten.

Nominell [mm]	Mittelwert [mm]	Minimum [mm]	Maximum [mm]
12	11.4	11.1	11.6
15	14.4	14.2	14.8
18	17.6	17.3	17.8
25	24.8	24.5	25.0

### 4.2 Versuche an Holzrahmenbau-Wänden



Abb. 3: Das initiale Versagen beim rechteckigen Prüfkörper 12-S-2 trat entlang der Klammerreihe auf (rot markiert).\*

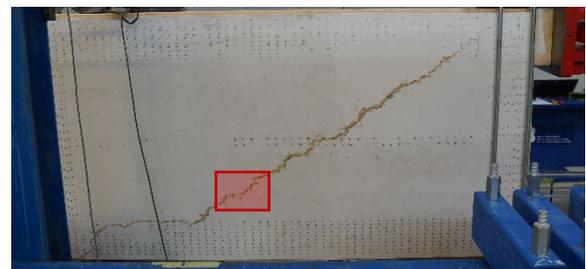


Abb. 4: Das initiale Versagen beim rechteckigen Prüfkörper 25-N-3 trat im Feld der Beplankung auf (rot markiert).\*

\*Die OSB/3 Platten wurden weiss gestrichen, um den Verlauf der Risse besser zu erkennen.

In allen 27 Wandscheibenversuchen versagte die Beplankung spröde in Richtung des Kraftflusses zwischen dem Punkt der Krafteinleitung und dem Punkt, an dem die horizontale Kraft in den Prüfrahmen eingeleitet wurde. Das initiale Versagen trat entweder entlang einer Verbindungsmittelreihe (Abb. 3) oder in diagonaler Richtung im Feld der Beplankung auf (Abb. 4). Die aufgebrachten Kräfte beim Bruch ( $F_{\max}$ ) und die horizontale Verschiebung des Prüfkörpers beim Bruch ( $d_{\max,rel}$ ), sind in der Tab. 4 zusammengefasst. Die Verschiebung und die daraus resultierende Steifigkeit der geprüften Wandscheiben sind für den Vergleich von numerischen Berechnungen mit den Versuchsergebnissen wichtig. Da dies nicht Teil dieses Beitrags ist, werden die relativen horizontalen Verschiebung an dieser Stelle nur der Vollständigkeit halber angegeben, ohne dass sie weiter diskutiert werden.

Tab. 4: Aufgebrachte Kräfte ( $F_{\max}$ ) und relative horizontale Verschiebungen ( $d_{\max,rel}$ ) beim Bruch der geprüften Holzrahmenbau-Wände.

Rechteckig				Quadratisch			
		$F_{\max}$ [kN]	$d_{\max,rel}$ [mm]			$F_{\max}$ [kN]	$d_{\max,rel}$ [mm]
<b>12-S</b>	1	181	9.5	<b>12-S</b>	1	98	11.1
	2	186	10.1		2	101	13.1
	3	178	9.5		3	100	12.0
<b>15-S</b>	1	241	12.5	<b>12-S-DS</b>	1	92	19.1*
	2	221	10.6		2	95	9.8
	3	229	10.6		3	101	10.6
<b>18-S</b>	1	299	11.9	<b>12-S-BB</b>	1	185	13.9
	2	290	11.7		2	185	15
	3	305	12.9		3	179	17.4
<b>25-N</b>	1	394	16.6	<b>18-S</b>	1	135	15.7
	2	405	16.3		2	144	19.3
	3	379	14.5		3	157	19.7
				<b>18-N</b>	1	163	19.8
					2	159	20.2
					3	155	18.0

\*Bei diesem Versuch wurde am Prüfaufbau eine Änderung vorgenommen, welcher zu einer grösseren Verformung des Prüfkörpers führte.

## 5 AUSWERTUNG DER REDUKTIONSFAKTOREN

Der Reduktionsfaktor wurde bestimmt, indem der Schubwiderstand der OSB/3-Platte (abgeschätzt mit Hilfe der zweiten Zeile in Formel (1) multipliziert mit der Länge der Wand) mit der im Versuche ermittelten aufgebrachten Kraft beim Bruch  $F_{\max}$  gleichgesetzt wurde. Das Auflösen nach dem Reduktionsfaktor führt zu Formel (2).

$$k_{v,2} = \frac{F_{\max}}{k_{v,1} \cdot f_{v,est,mean} \cdot t \cdot l} \quad (2)$$

$F_{\max}$  = Aufgebrachte Kraft beim Bruch

$k_{v,1}$  = 1.0

$f_{v,est,mean}$  = Schubfestigkeit der Platte auf Niveau Mittelwert

$t$  = Dicke der Beplankung

$l$  = Länge des Wandelements (rechteckig:  $l = 2.50$  m, quadratisch:  $l = 1.25$  m)

Um den Einfluss der Schubfestigkeit auf Niveau Mittelwert und den Einfluss der Plattendicke abzuschätzen, wurden zwei Auswertungsansätze für die Bestimmung des Reduktionsfaktors aus den Resultaten der Wandscheibenversuche angewendet.

**Auswertung mit der nominellen Plattendicke und einer Schätzung der mittleren Plattenschubfestigkeit, basierend auf dem in der Norm SIA 265/1 angegebenen charakteristischen Wert.**

Ausgehend von der in der Norm SIA 265/1, 2018 angegebenen charakteristischen Schubfestigkeit der OSB/3 Platten ( $f_{v,k} = 6.8 \text{ N/mm}^2$ ) und unter der Annahme einer Lognormalverteilung wurde der Mittelwert der Plattenschubfestigkeit geschätzt. Für diese Abschätzung muss ein Variationskoeffizient (CoV) der Schubfestigkeit von OSB/3-Platten gewählt werden. Im JCSS Probabilistic Model Code gibt es keine Informationen über den CoV der Schubfestigkeit von OSB/3-Platten. In den vorliegenden Untersuchungen wurde deshalb ein CoV von 15% als Obergrenze für die Auswertungen festgelegt, welcher im JCSS Probabilistic Model Code für die Schubfestigkeit von Brettschichtholz angegeben ist. Der mittlere CoV, der aus den Schubversuchen der OSB/3-Platten ermittelt wurde, betrug 6%. Dieser niedrige Wert lässt sich dadurch erklären, dass alle geprüften OSB/3-Platten aus einer einzigen Produktionscharge pro Plattendicke und von nur einem einzigen Hersteller stammten. Daher wurde für die Auswertung der Reduktionsfaktoren der Wert von 6% für den CoV als untere Grenze gewählt. Zusätzlich wurden die Berechnungen mit einem CoV von 11% durchgeführt. Als Plattendicke wurde in dieser Auswertung die nominelle Dicke der OSB/3-Platten verwendet. Die mit diesem Auswertungsansatz berechneten Reduktionsfaktoren für mit OSB/3-Platten beplankte Holzrahmenbau-Wände lagen zwischen 0.69 und 0.91 (Abb. 5).

**Auswertung mit der gemessenen effektiven Plattendicke und der Plattenschubfestigkeit ermittelt in den Schubversuchen an den OSB/Platten**

Für die Plattenschubfestigkeiten auf Niveau Mittelwert wurden die Resultate der Schubversuche an den OSB/3-Platten verwendet. Da der Stichprobenumfang mit nur fünf Versuchen pro Serie gering war, wurden nicht die Mittelwerte aus den Versuchen verwendet, sondern es wurden Konfidenzintervalle (CI) berechnet. Diese Konfidenzintervalle beschreiben den Bereich, in dem der wahre Mittelwert der Schubfestigkeit mit einer bestimmten Wahrscheinlichkeit enthalten ist. Erneut wurde angenommen, dass die Schubfestigkeiten lognormal verteilt sind. Die Reduktionsfaktoren wurden berechnet einerseits für ein 75% Konfidenzintervall, welches in der SN EN 1990, 2002 für die statistische Bestimmung von einzelnen Eigenschaften vorgegeben ist und für ein 95% Konfidenzintervall, was einer sehr konservativen Annahme entspricht. Als Plattendicke wurde für jeden Versuch der gemessene effektive Wert eingesetzt. Die mit diesem Auswertungsansatz berechneten Reduktionsfaktoren für mit OSB/3-Platten beplankte Holzrahmenbau-Wände lagen zwischen 0.78 und 0.99 (Abb. 5).

**6 RESULTIERENDE REDUKTIONSFAKTOREN**

Der Vergleich der beiden Auswertungsansätze für die Bestimmung der Reduktionsfaktoren zeigt, dass beide Ansätze zu Werten in der gleichen Größenordnung führen. In der Abb. 5 sind sämtliche resultierende Reduktionsfaktoren grafisch dargestellt.

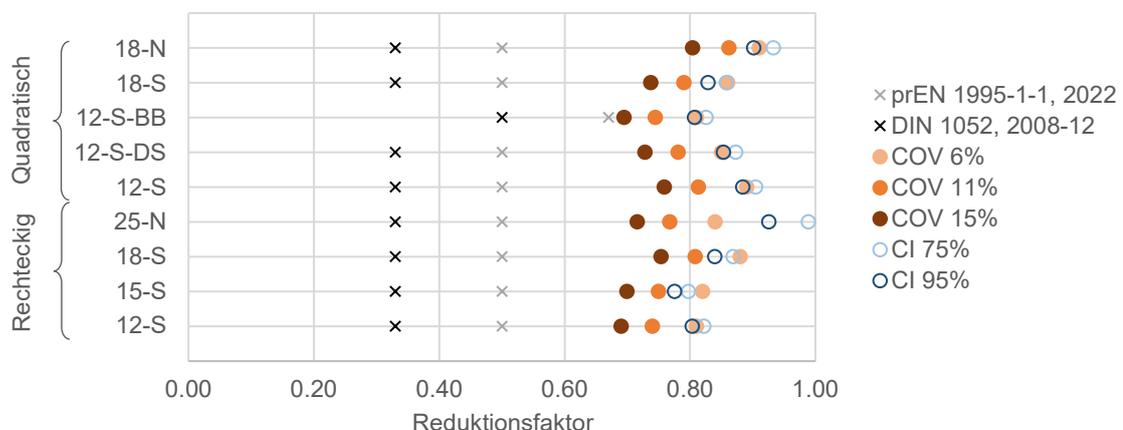


Abb. 5: Reduktionsfaktoren für die vereinfachte Bemessung von mit OSB/3-Platten beplankten Holzrahmenbau-Wänden. Vergleich zwischen den in der DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 und in der prEN 1995-1-1, 2022 festgelegten Werten mit den aus den Wandscheibenversuchen resultierenden Werten.

Die in der DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 angegebenen Faktoren zur Reduktion der Schubfestigkeit (0.33 bei einseitiger und 0.50 bei beidseitiger Beplankung) für einen vereinfachten Plattennachweis mit einer pauschalen Berücksichtigung der sich aus den im Abschnitt 1 beschriebenen Einflüssen ergebenden zusätzlichen Spannungen, scheinen im Vergleich zu den Versuchsergebnissen dieser Studie zu konservativ gewählt. Eine Erhöhung dieser Reduktionsfaktoren würde zu einem höheren rechnerischen Tragwiderstand von Holzrahmenbau-Wänden führen.

Die aus den Versuchen resultierenden Reduktionsfaktoren (Abb. 5) liegen, je nach Auswertungsansatz und Wandkonfiguration zwischen 0.69 und 0.99. Der in der prEN 1995-1-1, 2022 vorgeschlagene Reduktionsfaktor für eine einseitige Beplankung (0.50) kann mit den vorliegenden experimentellen Untersuchungen für mit OSB/3-Platten beplankte Holzrahmenbau-Wände bestätigt werden, jener für eine beidseitige Beplankung (0.67) jedoch nicht. Sowohl in der DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 als auch in der prEN 1995-1-1, 2022 ist bei einer beidseitigen Beplankung ein höherer Reduktionsfaktor festgelegt, was in den durchgeführten Versuchen nicht beobachtet wurde. Der Reduktionsfaktor der quadratischen, beidseitig beplankten Wandkonfiguration **12-S-BB** lag sogar tiefer als jener der identisch aufgebauten, einseitig beplankten Wandkonfiguration **12-S**. Ob eine Differenzierung zwischen einseitiger oder beidseitiger Beplankung gerechtfertigt ist, ist deshalb zu diskutieren. Der geringe Unterschied in den resultierenden Reduktionsfaktoren der einseitig und beidseitig beplankten Wände deutet darauf hin, dass der Einfluss des Abstandes der Ständerwerkachse zu der Achse der Beplankung (Abb. 1, a)) auf die zusätzlichen Spannungen in der Beplankung gering ist. Die Untersuchungen an Wandelementen mit unterschiedlicher Ständerwerkbreiten (quadratische Wände **12-S** und **12-S-DS**) bestätigen diese Hypothese. Der Vergleich der resultierenden Reduktionsfaktoren zeigte kaum einen Unterschied für die beiden Ständerwerkbreiten.

Dieser Beitrag dient als eine Grundlage für die Festlegung der Reduktionsfaktoren für die vereinfachte Bemessung von Holzrahmenbau-Wänden, aufgrund derer Normenkommissionen gegebenenfalls über eine Anpassung diskutieren können. Neben der derzeit für die CEN-Vernehmlassung bereitgemachten Entwurfsfassung des EC 5 (prEN 1995-1-1, 2022) ist die DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 die einzige normative Vorgabe.

## 7 DANKSAGUNG

Die vorliegende Studie ist Teil des Forschungsprojekts "Entwicklung einer Methode für die Modellierung, Bemessung und Ausführung von aussteifenden Holzrahmenbau-Wänden mit Öffnungen", welches vom Bundesamt für Umwelt (BAFU) im Rahmen des Aktionsplans Holz 2021 - 2026 finanziert und von Holzbau Schweiz und Swiss Timber Engineers (STE) als Projektpartner unterstützt wird.

## 8 LITERATUR

SIA 265:2021 Holzbau, SIA, Zürich, Schweiz.

DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08: Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten, CEN, Brüssel, Belgien, 2013.

DIN 1052:2018-12 Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken - Allgemeine Bemessungsregeln und Bemessungsregeln für den Hochbau, Deutschland.

prEN 1995-1-1: Eurocode 5 9– Bemessung und Konstruktion von Holzbauten, CEN, Brüssel, Belgien, 2022. INF ENQ Draft. Dokument CEN/TC 250/SC 5/N 1650.

SN EN 14080:2013 Holzbauwerke - Brettschichtholz und Balkenschichtholz - Anforderungen, CEN, Brüssel, Belgien.

SN EN 789:2004 Holzbauwerke - Prüfverfahren - Bestimmung der mechanischen Eigenschaften von Holzwerkstoffen, CEN, Brüssel, Belgien.

Schick M. (2017) Probabilistic investigations on over-strengths of nailed timber-framed wall elements, Kassel, Deutschland.

SN EN 14358:2016 Holzbauwerke - Berechnung und Kontrolle charakteristischer Werte, CEN, Brüssel, Belgien.

Joint Committee on Structural Safety JCSS: Probabilistic Model Code - Part 3.05: Resistance Models: Timber, 2006.

SN EN 1990:2002 Grundlagen der Tragwerksplanung, CEN, Brüssel, Belgien.

# Bemessung von Holzrahmenbau-Wänden mit Gipsfaserbeplankung

Lukas Kramer, Lukas Furrer, Prof. Martin Geiser  
Bernere Fachhochschule, Institut für Holzbau, Tragwerke und Architektur

## 1 AUSGANGSLAGE

Die Holzrahmenbauweise ist in allen Regionen der Schweiz sehr verbreitet. Als Beplankungsmaterial werden neben OSB auch unterschiedliche Gipsprodukte eingesetzt, da diese im Bezug auf Brandschutz, Schallschutz und sommerlichen Wärmeschutz von Vorteil sind. Für die Beplankung von aussteifenden Holzrahmenbau-Wänden werden oft Gipsfaserplatten verwendet. Da die Bemessung von solchen Wänden in der Norm [SIA 265, 2021] nicht ausführlich geregelt ist, wird in der Schweiz üblicherweise der deutsche nationale Anhang des Eurocodes [DIN EN 1995-1-1/NA, 2013-08] verwendet. Nach dieser Norm darf der Rechenwert der Schubfestigkeit des Plattenwerkstoffes beim Nachweis der Scheibenbeanspruchung nicht höher als die niedrigste Zugfestigkeit des Plattenmaterials für Scheibenbeanspruchung sein, was bei Gipsfaserprodukten üblicherweise der Fall ist. Zudem sind diese niedrigen Zugfestigkeiten mit verhältnismässig tiefen Reduktionsbeiwerten zur Berücksichtigung der Zusatzbeanspruchungen ( $k_{v,2}$ , Erläuterungen dazu siehe [Manser et al., 2023] in diesem Tagungsband) zu kombinieren, was dazu führt, dass die Nachweisführung von Holzrahmenbau-Wänden mit Gipsfaserbeplankungen sogar bei kleineren Bauwerken problematisch sein kann, da eine zweireihige Verklammerung nicht möglich ist.

Obwohl sich Gipsfaserplatten von den herkömmlichen Holzwerkstoffplatten deutlich unterscheiden, werden bei der Nachweisführung die gleichen Beiwerte sowie der gleiche Bemessungswert des Abscherwiderstands der Klammer verwendet. Aus diesem Grund ist zu erwarten, dass eine spezifische Nachweisführung mit baustoffgerechten Parametern zu einer verbesserten Ausnutzung des Potenzials von Gipsfaserplatten als Beplankungsmaterial von Holzrahmenbau-Wänden führen sollte. Gleichzeitig sollte dank dem Einsatz von Beplankungsmaterialien mit Mehrfachfunktion eine Stärkung der Attraktivität des Holzbaus erfolgen. So wurde Ende 2019 das Institut für Holzbau, Tragwerke und Architektur (IHTA) der BFH von der Knauf AG Schweiz beauftragt, Bemessungsparameter für den baustoffgerechten Einsatz von Knauf-Gipsfaserplatten zur erdbebengerechten Gebäudeaussteifung im Holzbau zu entwickeln. Der vorliegende Beitrag fasst die wesentlichen Ergebnisse dieses Forschungsauftrags zusammen.

## 2 EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN

### 2.1 Verwendete Werkstoffe

**Beplankung:** Für die Untersuchungen wurde die Knauf Vidifire A1 Platte mit 18 mm Dicke festgelegt. Die Platte zeichnet sich aus durch die Verwendung von einem hochwertigen Spezialgips und organischen und anorganischen Fasern. Daraus resultiert eine höhere Festigkeit als bei Standardplatten und eine leicht erhöhte Rohdichte. Somit ist eine höhere Leistungsfähigkeit der mit diesem Produkt beplankten Holzrahmenbau-Wand zu erwarten.

**Ständerwerk:** Die Ständerwerkelemente bestehen aus Brettschichtholz GL24h [SN EN 14080, 2013], hergestellt aus Fichte (*Picea abies*).

**Verbindungsmittel:** Für die Klammerverbindung werden Klammern vom Typ Haubold KG700 K 1,53 x 50 mm verwendet.

Die Ergebnisse aus diesen Untersuchungen gelten ausschliesslich für die zuvor genannten Produkte und dürfen nicht auf andere Platten und Verbindungsmittel übertragen werden.

## 2.2 Klammerverbindungen

Die Vidifire A1-Holz-Klammerverbindung wird in Anlehnung an die [EN 1381, 2016] geprüft. Der Prüfkörper ist in der Abb. 1 dargestellt. Pro Prüfkörper werden insgesamt 8 Klammern K 1,53 x 50 mm eingesetzt. Vor der Herstellung wurde das Holz bis zur Massenkonstanz bei 20°C und 65 % Luftfeuchtigkeit gelagert. Die Klammern werden mittels Luftdruckpistole bündig eingetrieben. Das Holz wird parallel zur Faser belastet und die Klammerrücken werden in einem Winkel von 45° zur Faserrichtung des Holzes eingetrieben. Insgesamt wurden 50 Prüfkörper getestet.

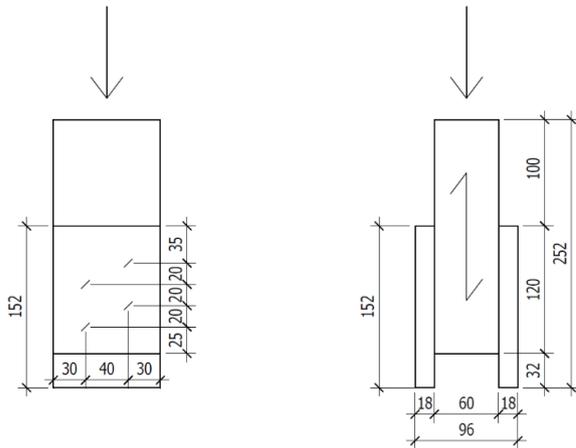


Abb. 1 Prüfkörper zur Bestimmung der Klammerverbindungseigenschaften

Die Steifigkeit der Klammerverbindung ist wie bei Klammerverbindungen in OSB/3 abhängig von der Auslastung [Oberbach, 2021]. Dies ist in Abb. 2 ersichtlich. Die Steifigkeit bei 100 % Ausnutzung des Bemessungstragwiderstands kann verwendet werden, wenn die Aussteifung nur mit Holzrahmenbauwänden mit Vidifire A1 Beplankung erfolgt. In der Abb. 3 sind die Steifigkeiten der beiden Klammerverbindungen an exemplarischen Kraft-Verschiebungskurven dargestellt.

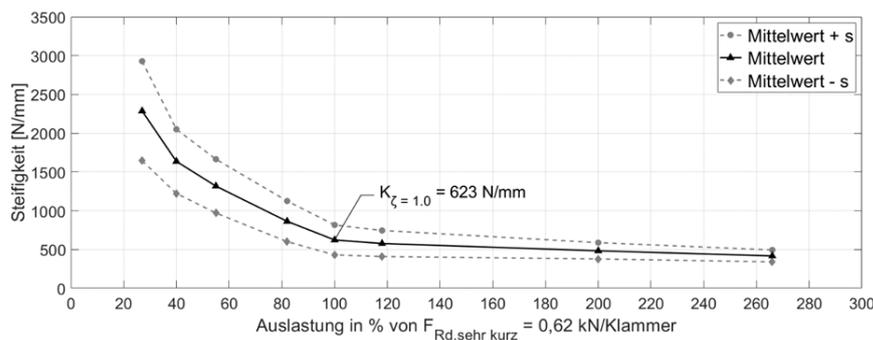


Abb. 2 Steifigkeit der Vidifire A1-Holz Verbindung pro Klammer in Abhängigkeit der Auslastung in Prozent des Tragwiderstands der Verbindung

Die Berechnung des charakteristischen Tragwiderstandes der Vidifire A1-Holz Verbindung erfolgt nach [ETA-07/0086, ETA-16/0535, EN 1995-1-1, 2014] und ergibt sich zu 0,736 kN. Dementsprechend beträgt der Tragwiderstand für sehr kurze Einwirkungen 0,62 kN sowie für kurze Einwirkungen 0,51 kN. Da der Fließbeginn bereits in diesem Bereich liegt (Abb. 3), kann der charakteristische Tragwiderstand nicht weiter erhöht werden, obwohl der Widerstand der Verbindung deutlich höher wäre.

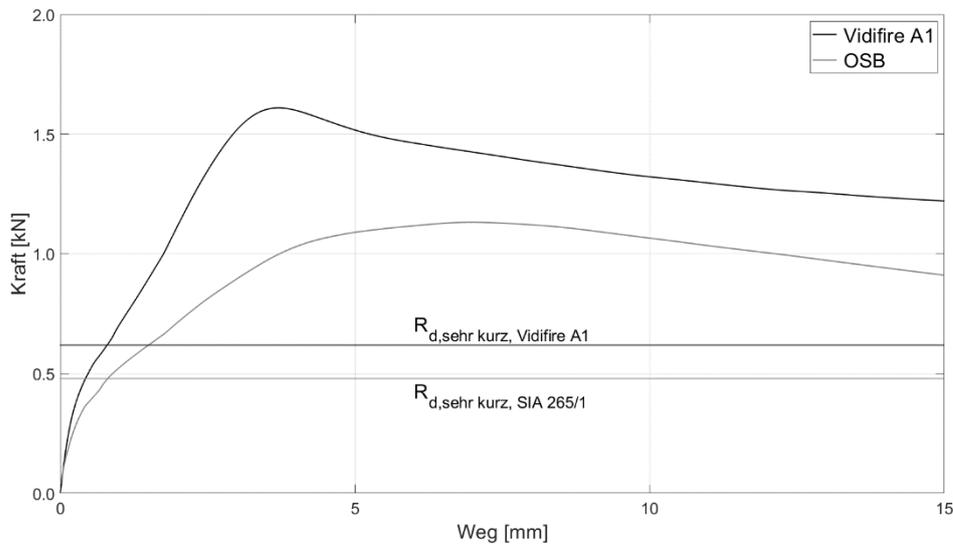


Abb. 3 Vergleich von Kraft-Verschiebungskurven von Klammerverbindungen (pro Klammer) mit OSB/3 und Vidifire A1 Beplankungen

### 2.2.1 Überfestigkeitsfaktoren für die Bemessung nach dem duktilen Tragwerksverhalten

Im Falle einer Erdbebenbemessung nach dem duktilen Tragwerksverhalten mit einem Verhaltensbeiwert  $q > 1,5$  ist die Klammerverbindung als duktiler Bereich auszubilden. Alle übrigen Tragwerksteile und Verbindungen des Aussteifungssystems müssen gemäss [SIA 265, 2021] § 4.6.3.1 einen ausreichend höheren Tragwiderstand aufweisen. Die im vorliegenden Fall erforderlichen Überfestigkeitsfaktoren wurden für die Randständer (GL24h) und die Beplankung (Vidifire A1) ermittelt. Die Ermittlung der Überfestigkeitsfaktoren folgt der Methodik von [Schick, 2017], wobei das stochastische Materialmodell für Brettschichtholz aus [Schilling et al., 2022] verwendet wird. Der Bemessungswiderstand der Klammerverbindung wird entsprechend der Tabelle 3 verwendet. Die Überfestigkeitsfaktoren wurden probabilistisch ermittelt. Als Sicherheitsindex  $\beta$  wird wie in [Schick, 2017] ein Wert von 1,75 verwendet. Die Sensitivitätsfaktoren  $\alpha$  werden mittels First Order Reliability Method (FORM) [Hasofer und Lind, 1974; Rackwitz und Fiessler, 1978] ermittelt. Im Rahmen des Eurocode Entwurfes [prEN 1998-1-1, 2022] sind die angegebenen Überfestigkeitsfaktoren als  $\gamma_{Rd} / k_{deg}$  zu verstehen.

Aufgrund der sehr hohen Überfestigkeitsfaktoren eine Erdbebenbemessung nach dem duktilen Tragwerksverhalten kaum wirtschaftlich umzusetzen ist. Deshalb wird eine konventionelle Erdbebenbemessung mit einem Verhaltensbeiwert von  $q = 1,5$  empfohlen.

Tabelle 1 Ermittelte Überfestigkeitsfaktoren

Bauteil	Überfestigkeitsfaktor
Randstütze GL24h	2,4
Beplankung Vidifire A1	2,4

Die Abb. 4 zeigt die Bandbreite des experimentell ermittelten Tragverhaltens der Vidifire A1-Holz Klammerverbindung. Dabei wurde der Widerstand auf den sehr kurzen Bemessungswert normalisiert.

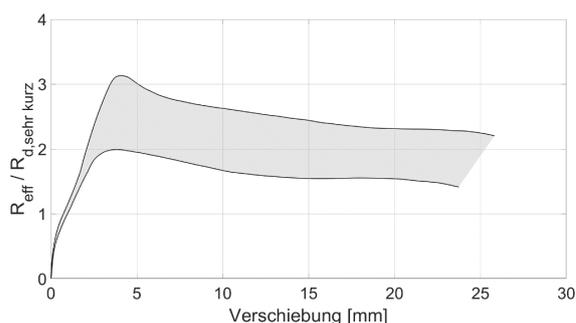


Abb. 4 Tragverhalten einer Vidifire A1-Holz-Klammerverbindung mit normalisierter Darstellung des Tragwiderstands

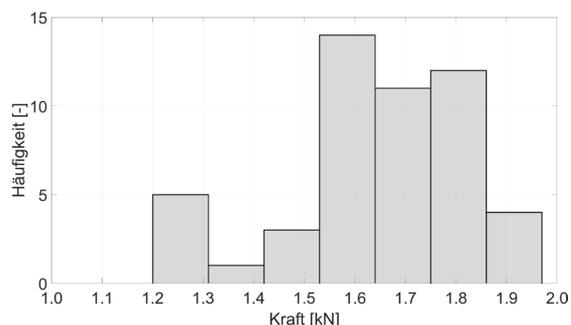


Abb. 5 Verteilung der Vidifire A1-Holz-Klammerverbindungswiderstände

### 2.3 Holzrahmenbau-Wände

Um das Tragverhalten von Gipsfaser-beplankten Holzrahmenbau-Wänden zu untersuchen, wurden Prüfwände unterschiedlicher Ausführung getestet. Das Hauptaugenmerk bei den Wandscheibenprüfungen nach [ISO 21581, 2010] lag insbesondere auf dem Reduktionsfaktor  $k_{v2}$ . Dafür muss in den Prüfkörpern ein Versagen in der Beplankung erfolgen. In der ersten Prüferie ist der Einfluss des Randabstands der Verklammerung auf das Tragverhalten einer Wandscheibe untersucht worden. In einer weiteren Prüferie wurden einseitig und zweiseitig beplankte Wandscheiben getestet, wobei auch der Einfluss eines vertikalen Plattenstosses untersucht worden ist. Schliesslich wurden in der letzten Prüferie einseitig und zweiseitig beplankte Wandscheiben mit optimiertem Klammerabstand getestet. Abb. 6 zeigt die unterschiedlichen Varianten der drei Prüferien.

Die Prüfkörper der Serie 1 sowie Serie 2 wurden vertikal geprüft und waren 1,29 m lang und 2,49 m hoch. Die Prüfkörper der Serie 3 wurden liegend geprüft, wie in [Manser et al., 2023]. Die Wandscheiben waren 2,49 m lang und 1,29 m hoch. Die Beplankung wies rund herum einen Versatz zum Ständerwerk von 20 mm auf.

Der Maximalkräfte aller Prüfkörper sind in der Tabelle 2 aufgeführt. Exemplarische Versagensbilder sind in der Abb. 7 zu sehen. Die weitere Auswertung und Interpretation erfolgen in den anschliessenden Abschnitten.



#### Nomenklatur der Wandscheibenprüfung anhand des Beispiels 1-WS21-r15-a2x30

Prüferie	Beplankung zweiseitig ohne Stoss	Randabstand 15mm	Zweireihig mit $a_v = 30\text{mm}$
1	WS21	r15	a2x30

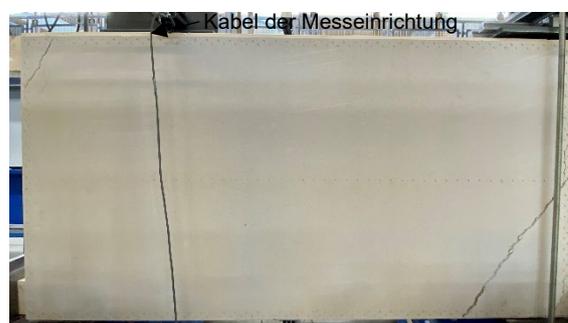
Abb. 6 Übersicht der Prüfkörpervarianten (schematische Darstellung)

Tabelle 2 Maximalkräfte der Prüfkörper bei Versagen der Beplankung ( $F_{max}$ )

Prüfkörperbezeichnung	$F_{max}$ [kN]	Prüfkörperbezeichnung	$F_{max}$ [kN]
1-WS11-r25-a2x30-1	59,7	2-WS21-r15-a2x30-1	112
1-WS11-r25-a2x30-2	67,2	2-WS21-r15-a2x30-2	113
1-WS11-r15-a2x30-1	71,3	2-WS11-r15-a2x30-1	60,7
1-WS11-r15-a2x30-2	69,9	2-WS11-r15-a2x30-2	61,4
2-WS22-r15-a2x30-1	97,6	3-WS11-r15-a2x50-1	135
2-WS22-r15-a2x30-2	96,2	3-WS11-r15-a2x50-2	126
2-WS12-r15-a2x30-1	56,0	3-WS21-r15-a2x50-1	233
2-WS12-r15-a2x30-2	55,5	3-WS21-r15-a2x50-2	235



(a) 3-WS21-r15-a2x50



(b) 3-WS-WS11-r15-a2x50

Abb. 7 Exemplarisches Versagensbild der zweiten Serie

### 2.3.1 Reduktionsfaktor $k_{v,2}$

Die Methodik zur Ermittlung des Reduktionsfaktors wurde in diesem Tagungsband bereits in [Manser et al., 2023] ausführlich erläutert. Da die Untersuchungen auf einem spezifischen Produkt (Knauf Vidifire A1) als Beplankung basieren, ist der Mittelwert aus den Materialprüfungen repräsentativ für die Grundgesamtheit. Aus diesem Grund kann auf eine Auswertung mit unterschiedlicher Streuung wie in [Manser et al., 2023] im vorliegenden Fall verzichtet werden.

Für die Bestimmung des Reduktionsfaktors wird nicht wie in [DIN EN 1995-1-1/NA, 2013-08] der kleinere Wert der Schub- oder Zugfestigkeit verwendet, denn die Zusatzbeanspruchungen, welche in diesem Tagungsband bereits von [Manser et al., 2023] beschrieben wurden, sind definitionsgemäss im Reduktionsfaktor  $k_{v,2}$  enthalten. Das Einsetzen der Zug- anstelle der Schubfestigkeit erscheint überflüssig, sofern adäquate Reduktionsfaktoren eingesetzt werden. Somit wird für die Bestimmung wie in [Manser et al., 2023] die Schubfestigkeit verwendet.

Die getesteten Holzrahmenbau-Wände der Serie 2 mit Stoss wiesen eine Beplankungslänge auf, welche exakt  $h/4$  entspricht. Somit wurde der ungünstigste Fall untersucht. Ferner führt die Vergrößerung der Klammerabstände bei gleicher Anzahl Klammerreihen bei der Serie 3 zu einem höheren Reduktionsfaktor. Die ermittelten Reduktionsfaktoren für beidseitige Beplankungen liegen unterhalb der Werte der einseitigen Beplankung.

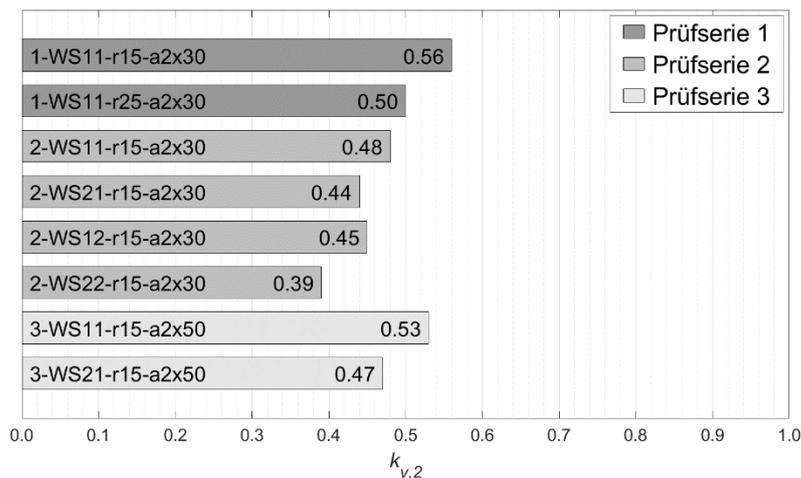


Abb. 8 Ergebnisse bezüglich Reduktionsfaktor  $k_{v,2}$  für alle Prüfserien

Die Beplankung von zweiseitig beplankten Holzrahmenbau-Wänden kann als paralleles Tragsystem betrachtet werden. Erste analytische Untersuchungen an perfekt parallel tragenden Systemen wurden durch [Daniels, 1945] gemacht. Weiter wurden Simulationen für unterschiedliche Eigenschaften der Elemente des Systems und deren Abhängigkeiten durch [Gollwitzer und Rackwitz, 1988] gemacht. Bei ideal parallelen Systemen mit 2 linear elastischen Elementen hat sich gezeigt, dass der Mittelwert der Höchstkraft nur noch ca. 94% der Höchstkraft eines Elementes beträgt, wobei die Versagenswahrscheinlichkeit nicht zunimmt [Kramer, Manuskript in Vorbereitung]. Daraus folgt, dass die sinkenden  $k_{v,2}$  Werte bei beidseitiger Beplankung zumindest teilweise durch das parallele Tragverhalten erklärt werden können.

Der Reduktionsfaktor nach [DIN EN1995-1-1/NA, 2013-08] für einseitig beplankte Wandscheiben von 0,33 kann aufgrund der vorliegenden experimentellen Untersuchungen bestätigt werden. Bei beidseitiger Beplankung kann der Reduktionsfaktor von 0,5 nicht bestätigt werden.

### 2.3.2 Resttragfähigkeit

Bei potenziell spröde versagenden Bauteilen ist die Resttragfähigkeit von besonderer Bedeutung. Die getesteten Holzrahmenbau-Wände zeigten wie geplant ein Versagen in der Beplankung. Im Anschluss an die Entstehung des Risses in der Beplankung fällt der Widerstand jedoch nur geringfügig. In der Abb. 9 ist der normierte Widerstand exemplarisch für je einen Prüfkörper der Serie 3 abgebildet. Darin ist ersichtlich, dass der Widerstand auch nach der Rissbildung in der Beplankung nicht unterhalb des Bemessungswiderstandes fällt.

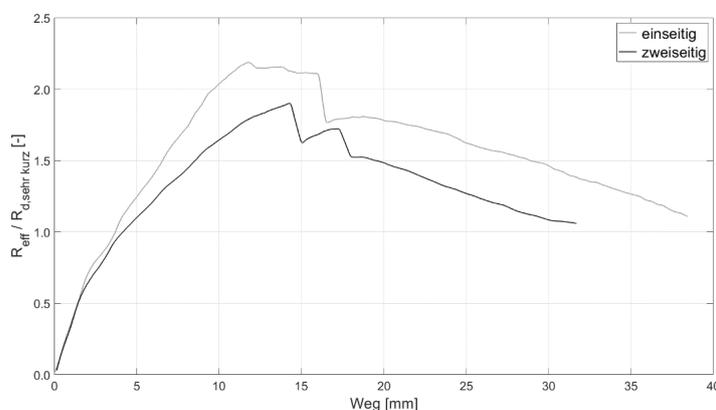


Abb. 9 Exemplarische, normierte Kraft – Verschiebungskurven der dritten Prüfserie

### 3 BEMESSUNGSPARAMETER

Die vorliegenden Angaben gelten ausschliesslich für die angegebenen Produkte.

#### 3.1 Übersicht der Parameter

Tabelle 3 Bemessungsparameter für die konventionelle Erdbebenbemessung mit  $q = 1,5$

Eigenschaft	Bezeichnungen	Wert
Charakteristischer Schubwiderstand der Vidifire A1 <sup>1</sup>	$f_{v,k}$	5,0 N/mm <sup>2</sup>
Charakteristischer Abscherwiderstand der Klammerverbindung <sup>2</sup>	$R_k$	0,736 kN
Verschiebungsmodul	$K_{ser}$	620 N/mm
Abstand zwischen zwei Verbindungsmitteln in Beanspruchungsrichtung	$a_1$	30 mm
Abstand zwischen zwei Verbindungsmittelreihen	$a_2$	15 mm
Randabstand der Verbindungsmittel	$a_4$	15 mm
Reduktionsfaktor für ein- und beidseitige Beplankung	$k_{v,2}$	0,33

<sup>1</sup> Gemäss Herstellerangaben entsprechend [SIA 265/1, 2018] § 6.2.10.3, die ETA ist in Vorbereitung

<sup>2</sup> Berechnung nach [ETA-07/0086, ETA-16/0535, EN 1995-1-1, 2014, DIN EN 1995-1-1/NA, 2013-08]

Der Einsatz einer speziellen, leistungsfähigen Gipsfaserplatte (Vidifire A1) mit einer Dicke von 18 mm in Kombination mit einer baustoffgerechten Nachweisführung macht es möglich, Holzrahmenbau-Wände mit zweireihiger Verklammerung zu realisieren. Damit kann der Tragwiderstand mehr als verdoppelt werden und die mit Vidifire A1 beplankten Holzrahmenbau-Wandscheiben sind in der Lage, einen wichtigen Beitrag zur erdbebengerechten Gebäudeaussteifung zu leisten.

### 4 DANKSAGUNG

Die Autoren bedanken sich herzlich bei der Knauf Schweiz AG für die sehr gute Zusammenarbeit.

### 5 REFERENZEN

- Daniels H. E. (1945) The statistical theory of the strength of materials, Proceedings of the Royal Society of London. Series A. Mathematical and Physical Sciences)
- DIN EN 1995-1-1/NA:2013 Nationaler Anhang – Nationaler festgelegte Parameter – Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten– Teil 1 - 1: Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau, CEN, Brüssel, Belgien
- EN 1995-1-1: 2014 Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1 - 1: Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau, CEN, Brüssel, Belgien
- EN 1381:2016 Holzbauwerke – Prüfverfahren – Tragende Klammerverbindungen, CEN, Brüssel, Belgien, 2016
- ETA – 07/0086 (2018) KNAUF Gypsum plasterboards Vidiwall and Vidiwall HI, Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin
- ETA – 16/0535 (2019) haubold-Klammern  $d = 1,53 - 1,80 - 2,00$  mm als Verbindungsmittel im holzbau für lange oder ständige Belastung auf Herausziehen, Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin
- Gollwitzer S., Rackwitz R. (1990) On the Reliability of Daniels Systems, Structural Safety, 7:229-243
- Hasofer A. M., Lind N. C. (1974) Exact and invariant second-moment code format. Journal of the Engineering Mechanics division, 100:111-121
- ISO 21581:2010 Timber structures – Static and cyclic lateral load test methods for shear walls, International Organization for Standardization, Geneva

- Kramer L. (2023) Verhaltensbeiwert  $q$  von nicht duktil bemessenen Holzrahmenbau Wandscheiben, Masterthesis, Berner Fachhochschule BFH-AHB, Biel, in Bearbeitung
- Manser N., Zoller N., Kramer L., Steiger R., Geiser M., Frangi A. (2023) Ergebnisse aus Versuchen an mit OSB/3 beplankten Holzrahmenbau-Wänden, S-WIN Tagung, Biel/Bienne
- Oberbach, U. (2021) Ermittlung der dynamischen Eigenschaften von mehrgeschossigen Holzrahmenbauten mittels Ausschwingversuch, Masterthesis, Berner Fachhochschule BFH-AHB, Biel
- prEN 1995-1-1:2022 Eurocode 5 – Bemessung und Konstruktion von Holzbauten, CEN, Brussels, Belgium, INF ENQ Draft. Dokument CEN/TC 250/SC 5/N 1650
- Rackwitz R., Fiessler B. (1978) Non-Normal Vector in Structural Reliability, Forschungsbericht, Technische Universität München
- Schick M. (2017) Probabilistic investigations on over-strengths of nailed timber-framed wall elements, Dissertation, Kassel, Germany (Schriftenreihe Bauwerkserhaltung und Holzbau Heft 9)
- Schilling S., Palma P., Steiger R., Frangi A. (2021) Probabilistic description of the mechanical properties of glued laminated timber made from softwood, INTER
- SIA 265:2021 Holzbau, SIA, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein (SIA), Zürich, Schweiz
- SIA 265/1:2018 Holzbau – Ergänzende Festlegungen, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein (SIA), Zürich, Schweiz
- SIA 265/1 – C1:2021 Holzbau – Ergänzende Festlegungen – Korrigenda C1 zur Norm SIA 265/1:2018, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein (SIA), Zürich, Schweiz
- SN EN 14080: 2013 Holzbauwerke - Brettschichtholz und Balkenschichtholz - Anforderungen, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein (SIA), Zürich, Schweiz

# Schubsteifigkeit und Schubfestigkeit von Eschen-Brettschichtholz

Pedro Palma, Empa, Abteilung Ingenieur-Strukturen  
René Steiger, Empa, Abteilung Ingenieur-Strukturen  
Thomas Strahm, neue Holzbau AG  
Ernst Gehri, Prof. emeritus ETH Zürich, Dr. h.c.

## 1 EINLEITUNG

### 1.1 Hintergrund

Die Bestimmung der Schubeigenschaften, d. h. des Schubmoduls  $G$  und der Schubfestigkeit  $f_v$ , ist seit Jahrzehnten Gegenstand von Diskussionen an internationalen Tagungen (Foschi and Barrett 1980; Yeh and Williamson 2001; Brandner et al. 2007; Steiger and Gehri 2011; Brandner et al. 2012). Im Rahmen der laufenden Überarbeitung der EN 1995-1-1:2004 *Eurocode 5* wurde die Festlegung der Schubfestigkeit für die Bemessung intensiv diskutiert. Insbesondere ging es dabei um die Umrechnungsfaktoren, die erforderlich sind, um Ergebnisse aus Versuchen an Prüfkörpern kleiner und mittlerer Grösse in Werte umzuwandeln, welche das tatsächliche Verhalten des Materials als Bauteil in einem Tragwerk repräsentieren. Wie z. B. von Ehrhart et al. (2020) hervorgehoben, sind die Hauptprobleme bei der experimentellen Bestimmung der Schubfestigkeit parallel zur Faserrichtung: i) der Einfluss von Spannungen rechtwinklig zur Faserrichtung, ii) der Einfluss von volumen- und geometriebezogenen Parametern und iii) das Auftreten anderer Versagensarten.

Was den Einfluss der rechtwinklig zur Faserrichtung wirkenden Spannungen betrifft, so verringert sich bei kleinen Prüfkörpern die Schubfestigkeit bei Zugspannungen rechtwinklig zur Faserrichtung, während Druckspannungen rechtwinklig zur Faserrichtung die Schubfestigkeit erhöhen (oder zumindest nicht verringern) (Mistler 1979; Spengler 1982). Die meisten der bisherigen Versuche wurden jedoch an Prüfkörpern mit geringen, nicht der Baupraxis entsprechenden Abmessungen, durchgeführt (Sandhaas 2012). Bedingt durch die Prüf- und Lasteinleitungskonfigurationen treten bei Versuchen an Prüfkörpern in Bauteilgrösse häufig auch andere Versagensarten auf, nämlich Biegung und Druck rechtwinklig zur Faserrichtung. Stellt sich unter Schubbeanspruchung der gewünschte Schubbruch ein, so erfolgt dieser schlagartig und das Holz zeigt ein sprödes Bruchverhalten. Aufgrund der Wahrscheinlichkeit, dass festigkeitsverringende Merkmale in einem grösseren belasteten Volumen häufiger auftreten, ist zu erwarten, dass die Schubfestigkeit abhängig ist von der Grösse des durch Schubspannungen beanspruchten Volumens.

## 1.2 Ziele und Umfang der Untersuchungen

Die Ziele der in diesem Beitrag vorgestellten Studie (Gehri et al. 2022) waren:

- Erkenntnisse über den Einfluss der Bauteilgrösse (geometrische Parameter) und der Versuchsanordnung auf die Schubfestigkeit von Brettschichtholz (BSH) aus Laubholz (Esche) zu erlangen.
- Geeignete Prüfverfahren zur experimentellen Bestimmung der Schubsteifigkeit und Schubfestigkeit parallel zur Faserrichtung von BSH-Trägern zu entwickeln, für zwei Anwendungsbereiche:
  - Für die Forschung, wo es wichtig ist, nur Schubversagen zu erhalten und wo es möglich ist, auch kompliziertere Versuchsaufbauten zu implementieren und fortgeschrittene Mess- und Auswertemethoden (z. B. digitale Bildkorrelation) einzusetzen;
  - Für die BSH-Produktion, wo einfache Versuchsaufbauten (z. B. 3-Punkt-Biegeversuche) und Mess- und Auswerteverfahren erforderlich sind;
- Referenzgrössen für die Prüfkörper festzulegen, welche die Anforderungen für die beiden oben genannten Anwendungsbereiche erfüllen;
- Beziehungen zur Berücksichtigung von Grösseneffekten für Schubnachweise in Bemessungsnormen (SIA 265:2021 und EN 1995-1-1:2004) vorzuschlagen.

## 2 VERSUCHE

### 2.1 Dreipunkt-Biegeversuche an Eschen-BSH

#### 2.1.1 Material und Methode

Die 3-Punkt-Biegeversuche an BSH-Trägern aus europäischer Esche (*Fraxinus excelsior* L.) (Abb. 1 und Tab. 1) wurden an der Abteilung Ingenieur-Strukturen der Empa durchgeführt. Die Prüfkörper wurden aus Eschen-BSH der Festigkeitsklasse GL48c "spezial" mit T33-Lamellen und drei T50-Aussenlamellen ohne Keilzinkenverbindungen in der Zugzone hergestellt. Die mittlere Dichte der Probekörper bei einer mittleren Holzfeuchte von 10% betrug  $640 \text{ kg}\cdot\text{m}^{-3}$  (Variationskoeffizient 3%). Die Lasteinleitungszonen wurden mit eingeklebten Gewindestangen (GSA-Technologie) verstärkt. Die Versuche wurden unter Kraftsteuerung durchgeführt.

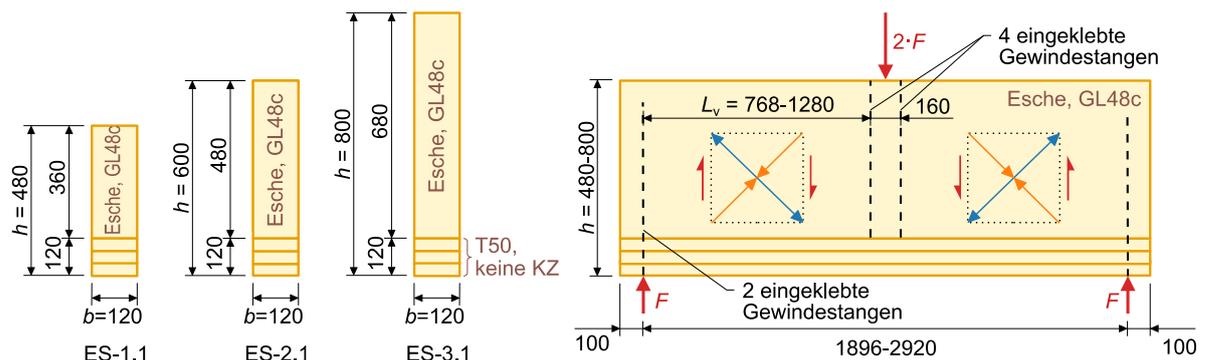


Abb. 1: Dreipunkt-Biegeversuche an Eschen-BSH – Geometrie der Probekörper und Versuchsanordnung (Masse in mm, Zeichnung nicht massstäblich)

Tab. 1: Dreipunkt-Biegeversuche an BSH aus Esche – Geometrie der Prüfkörper und Versuchsaufbau

Versuchs- konfiguration	Querschnitt			Schubfeld		
	Breite	Höhe	Länge	Verhältnis $\alpha = L_v/h$	Fläche	Volumen
	$b$ [mm]	$h$ [mm]	$L_v$ [mm]	$\alpha$ [mm·mm <sup>-1</sup> ]	$A_{\text{shear}}$ [mm <sup>2</sup> ]	$Vol_v$ [m <sup>3</sup> ]
ES-1.1 (n=3)	120	480	768	1.6	92'160	0.044
ES-2.1 (n=3)	120	600	960	1.6	115'200	0.069
ES-3.1 (n=3)	120	800	1'280	1.6	153'600	0.123

## 2.1.2 Ergebnisse

Die Ergebnisse der 3-Punkt-Biegeversuche an Eschen-BSH sind in Abb. 2 und Tab. 2 dargestellt. Der Mittelwert des Schubmoduls betrug  $G_{\text{mean}} = 1'162 \text{ N}\cdot\text{mm}^{-2}$  (Variationskoeffizient 6%) und zeigte keine Abhängigkeit von der Grösse des Prüfkörpers (Abb. 2). Der Mittelwert der Schubfestigkeit lag bei  $f_{v,\text{mean}} = 10.2 \text{ N}\cdot\text{mm}^{-2}$  (Variationskoeffizient 14%). Auf dem Niveau Mittelwert ist eine gewisse Grössenabhängigkeit der Schubfestigkeit zu beobachten, die jedoch aufgrund der Streuung der Ergebnisse weniger deutlich ist als bei entsprechenden, in Vergleichsversuchen geprüften Fichten-BSH-Trägern (Gehri et al. 2022; Palma et al. 2022). Die Schubfestigkeit kann als Funktion der Balkenhöhe  $h$  beschrieben werden:

$$f_v = 34 \cdot h^{-0.19} = 10.2 \left( \frac{600}{h} \right)^{0.19} \quad (1)$$

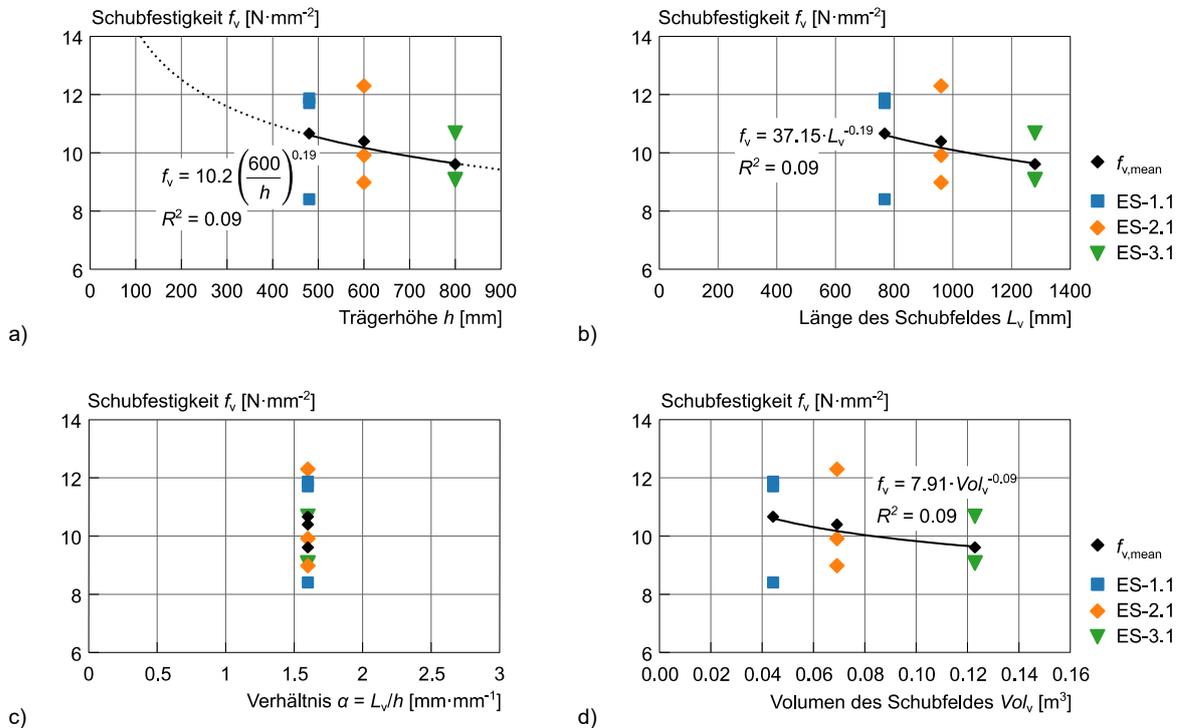


Abb. 2: Ergebnisse der 3-Punkt-Biegeversuche an Eschen-BSH – Schubfestigkeit  $f_v$  in Abhängigkeit von: a) Trägerhöhe  $h$ ; b) Länge des Schubfeldes  $L_v$ ; c) Verhältnis  $\alpha=L_v/h$ ; und d) Volumen des Schubfeldes  $Vol_v$

Tab. 2: Ergebnisse der 3-Punkt-Biegeversuche an Eschen-BSH

Versuchs- konfiguration	Schubmodul		Schubfestigkeit	
	(a) $G_{\text{mean}}$	Variations- koeffizient	(b) $f_{v,\text{mean}}$	Variations- koeffizient
	[N·mm <sup>-2</sup> ]	[-]	[N·mm <sup>-2</sup> ]	[-]
ES-1.1 (n=3)	1'228	19%	10.7	18%
ES-2.1 (n=3)	1'117	15%	10.4	16%
ES-3.1 (n=3)	1'132	8%	9.6	10%
Alle (n=9)	1'162	15%	10.2	14%

(a) Der Schubmodul  $G$  wurde nach der Schubfeldmethode mit quadratischen Messfeldern mit Seitenlängen entsprechend der halben Trägerhöhe  $h/2$  ermittelt.

(b) Die Schubfestigkeit  $f_v$  wurde berechnet als  $f_v = 3/2 \cdot F/(b \cdot h)$  (Abb. 1).

## 2.2 Asymmetrische 4-Punkt-Biegeversuche an Eschen-BSH

### 2.2.1 Material und Methode

Die asymmetrischen 4-Punkt-Biegeversuche an BSH-Trägern aus europäischer Esche (*Fraxinus excelsior* L.) (Tab. 3 und Abb. 3) wurden ebenfalls an der Abteilung Ingenieur-Strukturen der Empa durchgeführt. Mit Ausnahme des Prüfkörpers ES 2.5 wurden die Prüfkörper aus Eschen-BSH der Festigkeitsklasse GL40c hergestellt. Die Prüfkörper ES 2.5 wurden aus Eschen-BSH der Festigkeitsklasse GL48c "spezial" mit T33-Lamellen und drei T50-Aussenlamellen ohne Keilzinkenverbindungen in der Zugzone gefertigt. Die mittlere Dichte der Prüfkörper bei einer mittleren Holzfeuchte von 10% betrug  $664 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}$  (Variationskoeffizient 3%). Die Lasteinleitungszonen wurden mit eingeklebten Gewindestangen (GSA-Technologie) verstärkt. Die Versuche wurden unter Kraftsteuerung durchgeführt. Diese Versuchskonfiguration war schwieriger umzusetzen, da beide Reaktionskräfte (Auflager 1 und 2) gemessen werden mussten und die vertikalen Verschiebungen beider Krafteinleitungspunkte gleich sein mussten, um die Symmetrie der aufgebrachten Kräfte und Auflagerreaktionen zu gewährleisten.

Tab. 3: Asymmetrische 4-Punkt-Biegeversuche an Eschen-BSH – Geometrie der Prüfkörper und Versuchsaufbau

Versuchs- konfiguration	Querschnitt			Schubfeld		
	Breite	Höhe	Länge	Verhältnis $\alpha = L_v/h$	Fläche	Volumen
	$b$	$h$	$L_v$	$\alpha$	$A_{\text{shear}}$	$Vol_v$
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm·mm <sup>-1</sup> ]	[mm <sup>2</sup> ]	[mm <sup>3</sup> ]
ES-1.3 (n=3)	120	480	768	1.6	92'160	0.044
ES-1.4 (n=3)	120	480	960	2.0	115'200	0.055
ES-2.2 (n=3)	120	600	720	1.2	86'400	0.052
ES-2.3 (n=5)	120	600	960	1.6	115'200	0.069
ES-2.4 (n=3)	120	600	1'200	2.0	144'000	0.086
ES-2.5 (n=3)	120	600	1'500	2.5	180'000	0.108
ES-3.2 (n=3)	120	800	960	1.2	115'200	0.092
ES-3.3 (n=3)	120	800	1'280	1.6	153'600	0.123

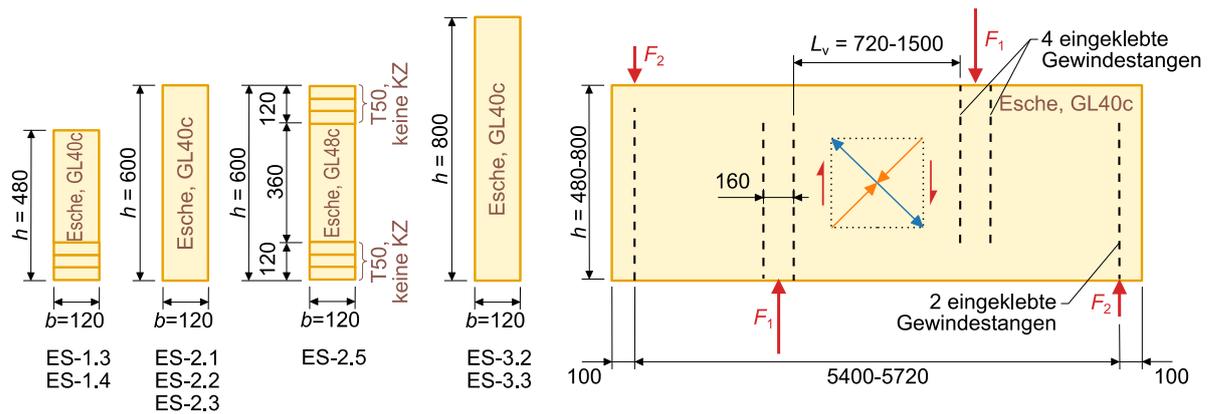


Abb. 3: Asymmetrische 4-Punkt-Biegeversuche an Eschen-BSH – Geometrie der Probekörper und Versuchsanordnung (Masse in mm, Zeichnung nicht massstäblich)

## 2.2.2 Ergebnisse

Die Ergebnisse der asymmetrischen 4-Punkt-Biegeversuche an Eschen-BSH sind in Tab. 4 und Abb. 4 dargestellt. Der Mittelwert des Schubmoduls betrug  $G_{\text{mean}} = 1'120 \text{ N}\cdot\text{mm}^{-2}$  (Variationskoeffizient 6%) und zeigte keine Abhängigkeit von der Prüfkörpergröße. Der Mittelwert der Schubfestigkeit wurde zu  $f_{v,\text{mean}} = 12.2 \text{ N}\cdot\text{mm}^{-2}$  ermittelt (Variationskoeffizient 15%). Auf Niveau Mittelwert ist eine gewisse Abhängigkeit der Schubfestigkeit von der Prüfkörpergröße feststellbar, die jedoch aufgrund der Streuung der Ergebnisse weniger deutlich ist als bei den in Vergleichsversuchen untersuchten Fichten-BSH-Trägern (Gehri et al. 2022; Palma et al. 2022). Die Schubfestigkeit kann als Funktion der Balkenhöhe  $h$  beschrieben werden mit:

$$f_v = 127 \cdot h^{-0.37} = 12.2 \left( \frac{600}{h} \right)^{0.37} \quad (2)$$

Tab. 4: Ergebnisse der asymmetrischen 4-Punkt-Biegeversuche an Eschen-BSH

Versuchs- konfiguration	Schubmodul		Schubfestigkeit	
	$G_{\text{mean}}$ [N·mm <sup>-2</sup> ]	Variations- koeffizient [-]	$f_{v,\text{mean}}$ [N·mm <sup>-2</sup> ]	Variations- koeffizient [-]
ES-1.3 (n=3)	1'097	5%	11.5	13%
ES-1.4 (n=3)	1'108	4%	12.3	12%
ES-2.2 (n=3)	1'105	4%	13.9	10%
ES-2.3 (n=5)	1'124	12%	13.9	12%
ES-2.4 (n=3)	1'124	4%	12.6	10%
ES-2.5 (n=3)	1'092	3%	12.5	4%
ES-3.2 (n=3)	1'172	6%	9.8	3%
ES-3.3 (n=3)	1'134	5%	10.3	11%
Alle (n=26)	1'120	6%	12.2	15%

(a) Der Schubmodul  $G$  wurde nach der Schubfeldmethode mit quadratischen Messfeldern mit Seitenlänge entsprechend der halben Trägerhöhe  $h/2$  bestimmt.

(b) Die Schubfestigkeit  $f_v$  wurde ermittelt als  $f_v = 3/2 \cdot (F_1 - F_2)/(b \cdot h)$  (Abb. 3).

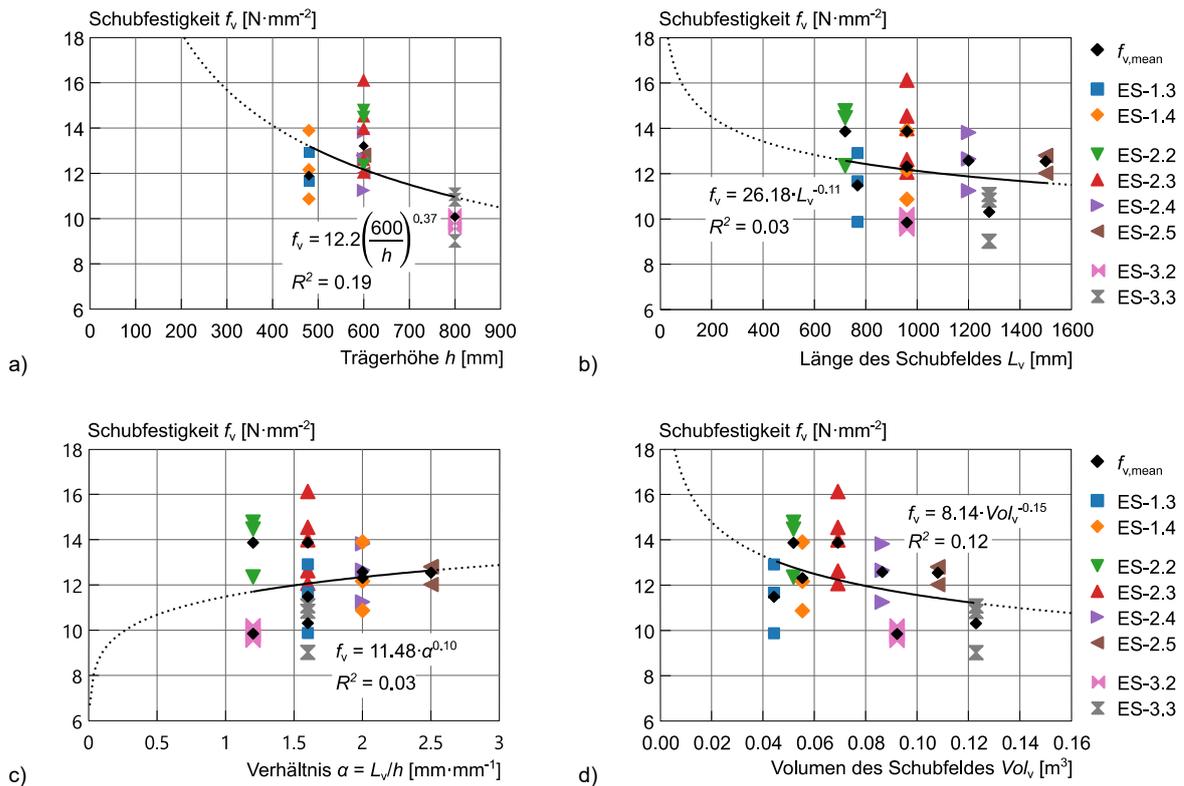


Abb. 4: Ergebnisse der asymmetrischen 4-Punkt-Biegeversuche an Eschen-BSH – Schubfestigkeit  $f_v$  in Abhängigkeit von: a) Trägerhöhe  $h$ ; b) Länge des Schubfeldes  $L_v$ ; c) Verhältnis  $\alpha = L_v/h$ ; und d) Volumen des Schubfeldes  $Vol_v$

### 3 DISKUSSION UND SCHLUSSFOLGERUNGEN

#### 3.1 Versuchskonfigurationen

Aus Sicht der Qualitätskontrolle, z. B. um zu prüfen, ob die zu deklarierende Schubfestigkeit tatsächlich vorhanden ist, ist die einfachere 3-Punkt-Biegeprüfkonfiguration ausreichend. Der asymmetrische 4-Punkt-Biegeversuch erlaubt das Studium einer grösseren Auswahl an geometrischen Parametern, nämlich grössere  $\alpha = L_v/h$ -Verhältnisse, da bei gleichem Biegemoment höhere Schubkräfte auftreten, womit die Wahrscheinlichkeit, Schubbrüche zu erhalten, grösser ist. Asymmetrische 4-Punkt-Biegeversuche eignen sich besser für die Untersuchung des Schubverhaltens von Holzträgern, sie sind aber auch deutlich komplizierter im Aufbau und in der Durchführung. Sowohl bei den 3-Punkt- als auch bei den asymmetrischen 4-Punkt-Biegeversuchen ist eine Bewehrung der Kräfteinleitungszonen mit eingeklebten Gewindestangen notwendig, um ein gleichmässiges Schubfeld zu erzeugen und die erforderlichen Kräfte einleiten zu können. Diese Notwendigkeit ist bei Laubholz-BSH besonders gegeben, da hier deutlich grössere Schubfestigkeiten als bei Nadelholz-BSH auftreten.

#### 3.2 Referenzgrösse der Prüfkörper

Die Versuchsergebnisse zeigen, dass Eschen-BSH-Träger mit Querschnittsabmessungen von bis zu  $120 \times 800 \text{ mm}^2$  geprüft werden können, wobei die aufzubringenden Kräfte recht hoch sind (bis zu 550 bzw.  $1 \cdot 150 \text{ kN}$ ). Da in den Normen die Biegeeigenschaften üblicher Weise für eine Referenz-Trägerhöhe von  $h = 600 \text{ mm}$  angegeben sind (z. B. EN 14080:2013, SIA 265:2021), ist es sinnvoll, dieses Mass als Referenzhöhe für die Angabe der Schubfestigkeiten zu übernehmen, d. h.  $h_{\text{ref}} = 600 \text{ mm}$ .

### 3.3 Schubmodul $G$

Der Schubmodul zeigte keine Abhängigkeit von der Grösse der Prüfkörper. Die aus den Versuchen bestimmten Mittelwerte betragen  $G_{\text{mean}} = 1'162$  (Variationskoeffizient 6%) bzw.  $1'120 \text{ N}\cdot\text{mm}^{-2}$  (Variationskoeffizient 6%) für den 3-Punkt- bzw. den asymmetrischen 4-Punkt-Biegeversuch. Diese Ergebnisse stehen in einer guten Übereinstimmung mit dem Wert  $G_{\text{mean}} = 1'000 \text{ N}\cdot\text{mm}^{-2}$ , welcher in der Veröffentlichung Lignatec 33/2021 angegeben ist. Im Vergleich dazu weist Fichten-BSH einen Schubmodul von  $G_{\text{mean}} = 650 \text{ N}\cdot\text{mm}^{-2}$  auf (SIA 265:2021).

### 3.4 Schubfestigkeit $f_v$

In den 3-Punkt- bzw. den asymmetrischen 4-Punkt-Biegeversuchen wurde ein Mittelwert der Schubfestigkeit von  $f_{v,\text{mean}} = 10.2$  (Variationskoeffizient 14%) bzw.  $12.2 \text{ N}\cdot\text{mm}^{-2}$  (Variationskoeffizient 15%) ermittelt. In den Vergleichsversuchen an Fichten-BSH (Gehri et al. 2022; Palma et al. 2022) ergab sich ein Mittelwert der Schubfestigkeit von  $f_{v,\text{mean}} = 4.0 \text{ N}\cdot\text{mm}^{-2}$ . Die Versuchsanordnung hatte einen deutlichen Einfluss auf die Schubfestigkeit und auf die Lage der Schubrisse und -brüche (Gehri et al. 2022; Palma et al. 2022). Die Schubfestigkeit zeigte ebenfalls eine gewisse Grössenabhängigkeit, wenn auch nicht so deutlich wie bei Fichten-BSH.

Der Exponent  $k$  im Umrechnungsfaktor  $(h/600)^k$  für die 3- bzw. asymmetrischen 4-Punkt-Biegeversuche wurde für Eschen-BSH zu  $k = 0.19$  bzw.  $0.37$  ermittelt. Letzterer liegt nahe an dem von Ehrhart (2019) für Buchen-BSH ermittelten Wert  $k = 0.4$ , welcher jedoch auf 3-Punkt-Biegeversuchen an Trägern mit I-förmigem Querschnitt und einer Steghöhe von  $h_{\text{web}} < 240 \text{ mm}$  basiert. In der Veröffentlichung Lignatec 33/2021 wird für Buchen- und Eschen-BSH ein Exponent von  $k = 0.25$  angegeben, welcher ungefähr dem Mittelwert der in den 3- und asymmetrischen 4-Punkt-Biegeversuchen ermittelten  $k$ -Werte entspricht. In derselben Publikation wird auch eine konservative Referenz-Schubfestigkeit von  $f_{v,d} = 3.2 \text{ N}\cdot\text{mm}^{-2}$  für  $h = 600 \text{ mm}$  gültig für alle Eschen-BSH-Festigkeitsklassen angegeben.

### 3.5 Berücksichtigung von Grösseneffekten bei Schubnachweisen

In der Publikation Lignatec 33/2021 ist ein Umrechnungsfaktor zur Berücksichtigung des Einflusses der Grösse auf die Schubfestigkeit von Laubholz-BSH angegeben, welcher einer Funktion von  $(600/h)^{0.25}$  entspricht, d. h. der Exponent ist zu  $k = 0.25$  gesetzt. Dieser Wert für den Exponenten entspricht dem Mittelwert, welcher in der hier beschriebenen Studie in den 3-Punkt- und asymmetrischen 4-Punkt-Biegeversuchen ermittelt wurde.

Im Technischen Komitee CEN/TC 250/SC 5 *Eurocode 5* werden die Nachweise der Schubfestigkeit derzeit überarbeitet. Der neueste Entwurf der überarbeiteten Nachweise enthält einen Umrechnungsfaktor zur Berücksichtigung des Einflusses der Grösse auf die Schubfestigkeit von Nadelholz-BSH, welcher einer Funktion von  $(600/h)^{0.2}$  entspricht, d. h. der Exponent wird zu  $k = 0.2$  gesetzt, wie von Brandner et al. (2012) basierend auf 3-Punkt-Biegeversuchen an Fichtenträgern mit I-förmigen Querschnitten und  $h_{\text{web}} < 300 \text{ mm}$  vorgeschlagen wurde. Dieser Wert für den Exponenten steht in guter Übereinstimmung mit dem Wert  $k = 0.19$ , der in den 3-Punkt-Biegeversuchen an Eschen-BSH ermittelt wurde.

## 4 DANKSAGUNG

Die Autoren danken der Wald- und Holzforschungsförderung Schweiz (WHFF-CH) des Bundesamtes für Umwelt (BAFU) und der Konferenz für Wald, Wildtiere und Landschaft der Kantone (KWL) für die finanzielle Unterstützung.

## 5 LITERATUR

- Brandner R, Gattermig W, Schickhofer G (2012) Determination of shear strength of structural and glued laminated timber. In: Proceedings of the CIB-W18 Meeting 45. CIB, Växjö, Sweden, Paper 45-12-2
- Brandner R, Gehri E, Bogensperger T, Schickhofer G (2007) Determination of modulus of shear and elasticity of glued laminated timber and related examinations. In: Proceedings of the CIB-W18 Meeting 40. Bled, Slovenia. Paper 40-12-2
- Ehrhart T (2019) European beech glued laminated timber. Doctoral Thesis, ETH Zurich
- Ehrhart T, Steiger R, Lehmann M, Frangi A (2020) European beech (*Fagus sylvatica* L.) glued laminated timber: Lamination strength grading, production and mechanical properties. *Eur J Wood Prod* 78:971–984.
- EN 1995-1-1:2004. *Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-1: Allgemeines - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau*. European Committee for Standardization (CEN), Brüssel, Belgien
- EN 14080:2013. *Holzbauwerke – Brettschichtholz und Balkenschichtholz – Anforderungen*. European Committee for Standardization (CEN), Brüssel, Belgien
- Foschi R, Barrett J (1980) Consideration of size effects and longitudinal shear strength for uncracked beams. In: Proceedings of the CIB-W18 Meeting 13. Otaniemi, Finland, Paper 13-6-2
- Gehri E, Steiger R, Palma P, Strahm T (2022) Festlegung der Schubsteifigkeit und Schubfestigkeit von Trägern, insb. aus Laubholz-BSH. Versuchsbericht. Empa - Swiss Federal Laboratories for Materials Science and Technology, Switzerland
- Lignatec 33/2021. Verklebte Laubholzprodukte für den statischen Einsatz. Lignum, Holzwirtschaft Schweiz, Zürich, Schweiz
- Mistler H-L (1979) Die Tragfähigkeit des am Endauflager unten rechtwinklig ausgeklinkten Brettschichträgers. Technische Hochschule Karlsruhe, Karlsruhe, Germany
- Palma P, Steiger R, Strahm T, Gehri E (2022) Shear stiffness and strength of European ash glued laminated timber. In: Proceedings of the International Network on Timber Engineering Research (INTER) – Meeting Fifty-five. Timber Scientific Publishing, Bad Aibling, Germany, pp 225–241
- Sandhaas C (2012) Mechanical behaviour of timber joints with slotted-in steel plates. Doctoral thesis, Delft University of Technology
- SIA 265:2021. *Holzbau*. 2021. 114. Zürich: Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein (SIA), Zürich, Schweiz
- Spengler R (1982) Festigkeitsverhalten von Brettschichtholz unter zweiachsiger Beanspruchung – Teil 1 - Ermittlung des Festigkeitsverhaltens von Brettelelementen aus Fichte durch Versuche
- Steiger R, Gehri E (2011) Interaction of shear stresses and stresses perpendicular to the grain. In: Proceedings of the CIB-W18 Meeting 44. Alghero, Italy, Paper 44-6-2
- Yeh B, Williamson T (2001) Evaluation of glulam shear strength using a full-size four-point test method. In: Proceedings of the CIB-W18 Meeting 34. Venice, Italy, Paper 34-12-2

# Berücksichtigung des klimatischen Einflusses auf mechanische Verstärkungen

Prof. Dr. Steffen Franke, Dr. Bettina Franke  
Bernere Fachhochschule, Institut für Holzbau, Tragwerke und Architektur

## 1 EINLEITUNG

Die aktuellen Entwicklungen im Holzbau werden mit imposanten und leistungsfähigen Objekten, Projekten und Strukturen weltweit beschrieben. Die Leistungsfähigkeit von Holztragelementen kann durch mechanische Verstärkungen, z. B. in Form von eingeklebten Stäben, selbstbohrenden Vollgewindeschrauben oder Gewindestangen, partiell noch erhöht werden. Verstärkungen von Verbindungen oder Tragelementen werden im Holzbau notwendig, wenn die Querschnittsgeometrie eingeschränkt ist oder wenn z. B. gebogene, gekerbte oder durchbrochene Bauteile verwendet werden. Die Wirkungsweise wie auch das statische Trag- und Versagensverhalten von Verstärkungen ist u. a. in Blass et al. (2006, 2010, 2017), Dietsch (2012, 2017) und Trautz & Koj (2008) gezeigt. Zusätzlich zu den statischen Beanspruchungen ergeben sich auch klimatische Beanspruchung aufgrund der Hygroskopie des Holzes und des variierenden Umgebungsklima übers Jahr.

Holz als hygroskopisches, kapillarporöses Material nimmt Wasser aus der Umgebungsluft auf oder gibt es wieder ab. Beginnend an der Holzoberfläche stellt sich in Abhängigkeit von der relativen Luftfeuchte und Temperatur eine Ausgleichsfeuchte ein. Die Feuchteaufnahme und der -transport im Querschnitt erfolgt mittels Diffusion zeitlich verzögert und es entsteht ein Feuchteprofil. Aufgrund des ungleichmäßigen Quellens und Schwindens führt dies zu feuchteinduzierten Spannungen (MIS), Jönsson & Svensson (2004). Innenliegende mechanische Verstärkungen verändern/beschränken das freie Verformungsverhalten des Querschnittes zusätzlich. Die beiden Aspekte, feuchteinduzierte Spannungen und innenliegenden Verstärkungen, treten daher gemeinsam in Holzkonstruktionen auf. Die Untersuchungen von Danzer et al. (2022) zeigen, dass die Tragfähigkeit von verstärkten Holzbauteilen mit Ausklinkungen im Vergleich zu unverstärkten Holzbauteilen sich unter diesen Beanspruchungen sogar reduzieren kann. Aus diesen Gründen wurde das Tragverhalten von verstärkten Holzkonstruktionen unter dem Einfluss von Klimaänderungen systematisch untersucht. Mit praxisrelevanten Brettschichtholzträgern wurde ein Prüfprogramm mit unterschiedlichen Verstärkungsmassnahmen und klimatischen Beanspruchungen umgesetzt. Die erhaltenen Ergebnisse geben Erkenntnisse zu den zusätzlichen feuchteinduzierten Spannungen, dem Verformungs- und Versagensverhalten und dienen zur Ableitung von orientierenden effektiven Quell- und Schwindmassen für verstärkte Holzkonstruktionen.

## 2 STAND DER TECHNIK

### 2.1 Klimatischer Einfluss auf Holztragwerke

In Studien zu Bauschäden an bestehenden Objekten aus Holz wurde festgestellt, dass die Hälfte der Bauschäden auf eine Änderung der Holzfeuchtigkeit zurückzuführen ist, Frese & Blass (2011), Dietsch & Winter (2018). Zu nass, zu trocken oder unterschiedliche Feuchtigkeitsverhältnisse führten zu Schäden an der Holzkonstruktion. Etwa 90 % der Schäden wurden in Brettschichtholz festgestellt. Die nicht feuchtebedingten Schäden betrafen u. a. falsche Lastannahmen oder Fehler in der Tragfähigkeitsberechnung. Unterschiedliche klimatische Beanspruchungen treten nicht nur in Aussenbauteilen, sondern auch in Innenbauteilen bei nicht klimatisierten Konstruktionen oder durch spezifische Nutzerprofile auf, Gamper et al. (2012), Franke et al. (2019). Die Auswertungen von Monitoring-Daten zur Holzfeuchte zeigen, dass in beheizten, nicht klimatisierten Bauwerken (i. d. R. Feuchteklasse 1 nach

SIA 265-1:2012) die relative Luftfeuchtigkeit im Winter geringer ist als im Sommer. In nicht beheizten, aber belüfteten Gebäuden (i. d. R. Feuchtklasse 2 nach SIA 265-1:2012) ist die relative Luftfeuchtigkeit im Sommer niedriger, während sie im Herbst/Winter zunimmt.

## **2.2 Verstärkungen in Holzkonstruktionen unter Klimaeinwirkungen**

Zur Erhöhung des Tragverhaltens von Holzkonstruktionen können lokal mechanische Verstärkungen eingebracht werden. In nationalen Normen oder Anhängen sind Angaben zur Bemessung der mechanischen Verstärkung, zu den Abständen untereinander respektive zum Rand wie auch den Einbindelängen bei gekrümmten Trägern oder Satteldachträgern gegeben. Hinweise zur Berücksichtigung zusätzlicher feuchteinduzierter Spannungen infolge einmaliger oder wechselnder Klimaänderungen sind aktuell normativ in der Schweiz und International nicht gegeben. Es ist bekannt, dass der Feuchteausdehnungskoeffizient aufgrund des viskoelastischen Verhaltens nicht vollständig wirksam ist, aber es werden nur wenige Angaben gemacht [16].

Die Forschung zu mechanischen innenliegenden Verstärkungen, wie eingeklebte Stäbe, selbstbohrende Vollgewindeschrauben oder Gewindestangen, konzentriert sich hauptsächlich auf das statische Kurzzeittragverhalten bei konstantem Klima, vgl. u. a. Danielsson (2012), Jockwer (2014). Für verstärkte Holztragelemente unter klimatischen Einflüssen erfolgten vereinzelt erste Untersuchungen, die eine verminderte Tragfähigkeit darlegen, vgl. Danzer et al. (2022), Sjödin (2008) und Trautz (2008). Wallner (2012) untersuchte das allgemeine Verhalten während des behinderten Schwindens von verstärkten Brettschichtholzträgern. Untersuchungen zum behinderten Schwinden infolge von innenliegenden Verstärkungen unter wechselnden klimatischen Bedingungen liegen nicht vor. Abminderungen des Quell- und Schwindmasses von 50 % sind nach SIA 265/1:2012, Blass et al. (2004) und Aicher (1997) realistisch und würden theoretisch die zulässige Feuchteänderung verdoppeln. Dietsch (2017) gibt zudem an, dass eine Feuchtereduktion von 1 % die Wirkung der Verstärkungsmassnahme bereits aufhebt. Dies wurde für einen gekrümmten Satteldachträger und 50 % Relaxation berechnet.

## **3 PRÜFPROGRAMM, MATERIALIEN UND KLIMA**

### **3.1 Materialien**

Brettschichtholz aus Nadelholz ist nach wie vor einer der wichtigsten Baustoffe im Holzbau. Daher wurde GL24h aus Fichte für das experimentelle Prüfprogramm verwendet. Die Brettschichtholzträger wurden mit SFS WB-T-Gewindeschrauben mit einem Durchmesser von 16 mm verstärkt.

### **3.2 Klimatische Beanspruchung**

Das Umgebungsklima an Bauteilen hängt von der Gebäudeart, seiner Nutzung, den meteorologischen Bedingungen, der örtlichen Topografie wie auch Umgebung und Höhe über Meer ab. Das Umgebungsklima bei nicht klimatisierten Objekten unterliegt zusätzlich jahreszeitlichen Schwankungen, welche mit einem Sinusmodell vereinfachend beschrieben werden können, Franke et al. (2019). Zur weiteren Vereinfachung wurde im experimentellen Prüfprogramm eine stufenweise Klimaänderung in drei Varianten A, B und C verwendet. Die Klimavarianten unterscheiden sich dahingehend, wann das Holz inkl. Verstärkung der Klimaänderung ausgesetzt ist, vgl. Abb. 1:

- Im Klimaszenario A erfolgt die Verstärkung des Holzbauteils während der Produktion. Das Holzbauteil geht direkt in die Nutzungsphase, wie z. B. in einer Sporthalle, d. h. in einen Trocknungs-/Desorptionsprozess.
- Im Klimaszenario B erfolgt ebenfalls eine Verstärkung des Holzbauteils während der Produktion. Das Holzbauteil geht dann aber zunächst in eine Bauzeit von 38 Tagen mit einer Erhöhung der Holzfeuchte/Adsorptionsprozess über, bevor die Betriebszeit mit einem Trocknungs-/Desorptionsprozess beginnt.

- Im Klimaszenario C wird die Verstärkung am Ende der Bauzeit von 38 Tagen auf der Baustelle eingebracht. Anschliessend erfolgt die Nutzungsphase mit einem Trocknungsprozess. Dies führt zu einer höheren Feuchtigkeitsbelastung nach der Verstärkungsmassnahme.

Die Prüfkörper wurden für jede Situation in Klimakammern klimatisiert. Der Beginn der Klimaänderungen bezieht sich immer auf den Feuchtigkeitsgehalt von 12 M%, welcher der aus der Produktionsphase entspricht.

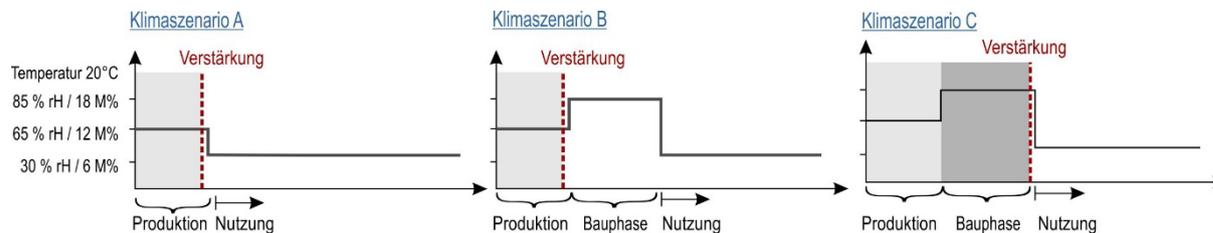


Abb. 1: Veranschaulichung der drei stufenweisen Klimaszenarien im Versuchsprogramm

### 3.3 Prüfprogramm

Die Prüfreihe umfasst unbewehrte und bewehrte Prüfkörper je Klimavariante. Die Prüfkörpergeometrie hat eine Standardträgerbreite von 160 mm und -höhe von 600 mm, vgl. Abb. 2. Die Elementlängen betragen 160 mm oder 320 mm, in Anlehnung an das Prüfprogramm von Wallner (2012). Die Größe der Elemente und das Bewehrungsverhältnis wurden so definiert, dass die Bewehrung ungefähr die gleiche Steifigkeit wie das Brettschichtholz hat respektive die doppelte Steifigkeit des Brettschichtholzes, vgl. Gleichung (6). Die Stirnseiten der meisten Prüfkörper wurden gegenüber der Feuchtigkeitsaufnahme mit Aluminiumband abgedichtet und repräsentieren hierdurch einen durchgehenden Balken. Die Prüfkörper ohne stirnseitige Abdichtung stehen für Verstärkungsmassnahmen am Trägerende, wie u. a. Ausklinkungen, Durchbrüche oder Auflagerverstärkungen.

Klimaszenario							
[mm]	160/160/600	160/320/600	160/320/600	160/160/600	160/320/600	160/320/600	160/320/600
	Referenz	Referenz	Referenz	$EA_{\text{Stahl}} = 2 EA_{\text{Holz}}$	$EA_{\text{Stahl}} = EA_{\text{Holz}}$	$EA_{\text{Stahl}} = EA_{\text{Holz}}$	$EA_{\text{Stahl}} = 2 EA_{\text{Holz}}$
A	# P9	# P10	# P23	# P1	# P2 <sup>1)</sup>	# P3 <sup>1)</sup> , P11 <sup>1)</sup> , P12	# P4
B			# P25	-	-	# P15 <sup>2)</sup> , P16	-
C			# P27	# P5	# P6 <sup>1)</sup>	# P7 <sup>1)</sup> , P19 <sup>1)</sup> , P20	# P8

<sup>1)</sup> Messung des Holzfeuchtegehaltes in den Tiefen von 15 und 40 mm

<sup>2)</sup> Messung des Holzfeuchtegehaltes in den Tiefen von 15, 25, und 40 mm

Abb. 2: Zusammenfassung des Prüfprogramms mit Darlegung der Geometrie, Verstärkung wie auch der Zuordnung der Klimabeanspruchung und durchgeführten Holzfeuchtemessung

## 4 MESSTECHNIKEN UND MESSMETHODEN

### 4.1 HOLZFEUCHTEGEHALT

Die Messung des Holzfeuchtegehaltes innerhalb der Brettschichtholzträger wurden mit der elektrischen Widerstandsmethode gemessen. In vorgebohrte Löcher wurden teilisolierte GANN-Elektrodenpaare in Messtiefen von 15 mm, 25 mm und 40 mm eingesetzt, vgl. Abb. 2 und Abb. 4. Zur Temperaturkompensation bei der Umrechnung vom elektrischen Widerstand auf den Holzfeuchtegehalt wurden zusätzlich Temperatursensoren eingebaut. Die Genauigkeit dieser Messmethode liegt nach Forsén & Tarvainen (2000) bei 2 M%. Der Feuchtigkeitsgehalt an der Oberfläche wurde als Gleichgewichtsfeuchtigkeitsgehalt angenommen, der aus dem Umgebungsklima unter Verwendung der Gleichung von Simpson (1973) berechnet. Die Messfrequenz betrug 1 Stunde.

### 4.2 Verformung der Verstärkung und des Brettschichtholzträgers

Für die Erfassung des Verformungsverhaltens der Verstärkung/Gewindeschraube wurde ein Messrahmen mit einer Messuhr und Messbereich von 10 mm und Auflösung von 0,01 mm verwendet, siehe Abb. 3. Die zu erwartende Verformungen der Verstärkung innerhalb eines 600 mm hohen Balkens wurde auf rund 2 mm bei einer Zugfestigkeit senkrecht zur Faser von  $f_{t,90} = 0,5 \text{ N/mm}^2$  mit  $E_{t,90,m} = 300 \text{ N/mm}^2$  und  $\alpha_{90} = 0,25\%/M\%$  (lt. SN EN 14080:2013, SIA 265/1:2012) ermittelt. Zur Reduzierung der Messunsicherheiten aufgrund thermischer Ausdehnung, wurde ein Referenzstab aus dem gleichen Material zusammen mit den Brettschichtholzträgern klimatisiert und zur Dehnungskorrektur gemessen. Der resultierende Messfehler liegt bei einer Größenordnung von 0,01 mm und damit innerhalb der Messauflösung des Messgeräts.

Die Erfassung der Verformung der Brettschichtholzelemente erfolgte an der Oberfläche über die Höhe in mehreren Messabschnitten von 100 mm und 200 mm mit einem Deformometer (siehe Abb. 4). Vor jeder Messung wurde der Deformometer mit Referenzstäben kalibriert. Die Oberflächenmessungen wurden auf beiden Seiten des Prüfkörpers durchgeführt und gemittelt.

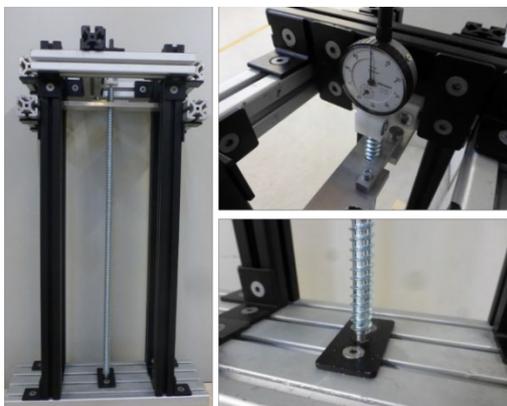


Abb. 3: Rahmen zur Verformungsmessung der Verstärkung (links), Messuhr (r. o.), Zentrierhilfe zum Einsetzen des Prüfkörpers (r. u.)

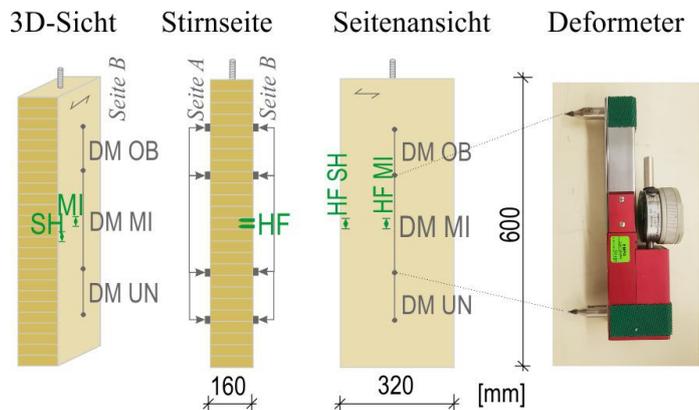


Abb. 4: Positionen zur Messung der Verformungen (DM, grau) an der Holzoberfläche in 3D-, Stirn- und Seitenansicht sowie Holzfeuchtemessstellen (HF, grün); Deformometer - Messgerät

## 5 EXPERIMENTELLE ERGEBNISSE

### 5.1 Holzfeuchtegehalt über den Querschnitt

In jeder Klimavariante und Prüfgruppe wurde mindestens ein Prüfkörper mit Feuchtesensoren ausgestattet, vgl. Abb. 2, und die Messdaten wurden innerhalb einer Prüfgruppe auf alle Prüfkörper übertragen. Die erhaltenen Verteilungen der Holzfeuchte über die Zeit und Messtiefen sind je Klimaszenario in Abb. 5 dargestellt. In den ersten Prüfreiheiten (P1 bis P10) konnte die beabsichtigte Vorklimatisierung der Prüfkörper auf einen Feuchtegehalt von 12 M% bzw. 18 M% für das Klimaszenario A (erreicht 10 M%) bzw. C (erreicht 14 M%) nicht vollständig erreicht werden. Die Klimatisierung der zweiten Serie (P11 bis P27) wurde entsprechend angepasst und die Prüfkörper wurden mit einer relativen Luftfeuchtigkeit von 85 % und einer Temperatur von fast 40 °C anstatt wie vorher 20°C klimatisiert. Zur Beschleunigung der Klimatisierung wurden die Elemente an der Oberfläche mit Wasser zusätzlich besprüht. Der hiermit erreichte Holzfeuchtegehalt in der zweiten Prüferserie lag bei ca. 13 M% und 18 M%.

Die Wirkungsweise der Versiegelung an den Stirnseiten ist sehr deutlich in den Klimaszenarien A und C zu erkennen; der allgemeine Feuchtigkeitstransport wird reduziert. Ist das Hirnholz nicht versiegelt, wie bei P2 und P6, nimmt der Feuchtigkeitsgehalt im Querschnitt schneller ab, und nach etwa 20 Tagen ist bereits ein Gleichgewicht erreicht. Es entwickelt sich nicht nur ein Feuchtigkeitsgradient über die Querschnittsbreite, sondern auch über die Prüfkörperlänge. Für die versiegelten Prüfelemente (P3 und P7) wird das Gleichgewicht erst nach 50 Tagen erreicht, und es gibt annähernd kein Unterschied zwischen den Messpunkten in der Mitte (MI) und nahe der Hirnholzoberfläche (SH).

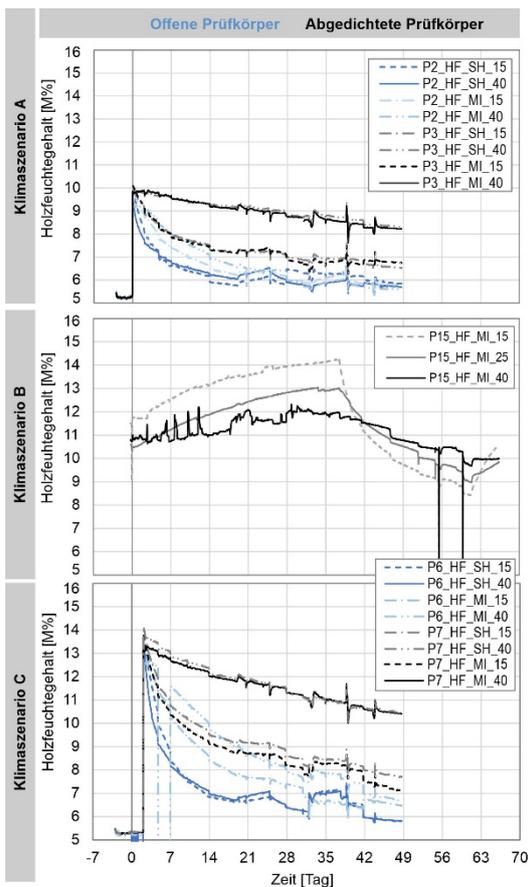


Abb. 5: Verlauf der Holzfeuchte je Klimaszenario in unterschiedlichen Messtiefen und -positionen für abgedichtete und offene Prüfkörper

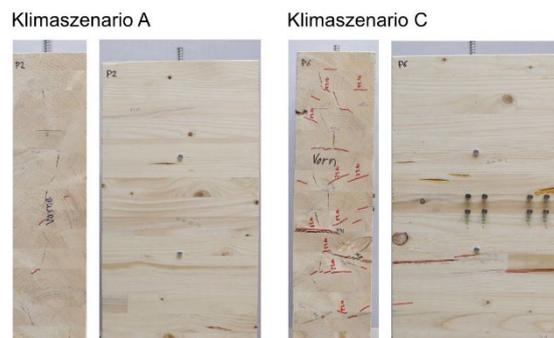


Abb. 6: Rissbilder der Stirn- und Seitenflächen für die Proben P2 und P6 mit halber Bewehrungssteifigkeit

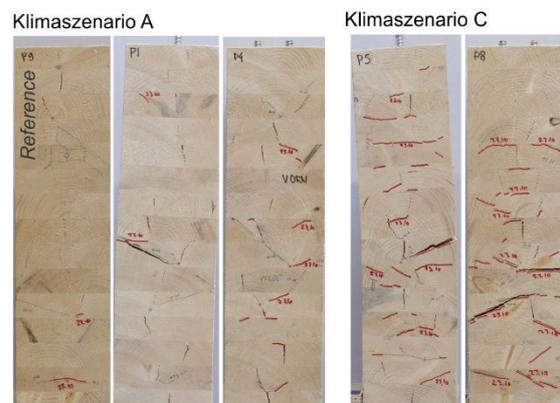


Abb. 7: Rissbilder der Stirnseiten der Referenzprobe P9 und der Proben mit gleicher Bewehrungssteifigkeit (AE Verhältnis =1) P1, P4, P5 und P8 (v.l.n.r.)

## 5.2 Visuelle Beurteilung des Verhaltens

Innerhalb der Versuchsdurchführung wurde an allen Prüfkörpern eine Rissbildung festgestellt, s. Abb. 6 und Abb. 7. Bei der höheren Feuchtebelastung von  $\Delta = 12$  M% (Klimaszenario C) sind mehr Risse am Hirnholz und sogar Risse an der Seite aufgetreten, Abb. 6. Bei der geringeren Feuchtebelastung mit  $\Delta = 6$  M% (Klimaszenario A) entwickelten sich an den Seitenflächen kaum Risse. Die Prüfkörper mit einfacher Verstärkung zeigen im Vergleich zu den Prüfkörpern mit doppelter Verstärkung, trotz gleichem AE-Verhältnis, eine deutlich erhöhte Rissentwicklung auf einer Seite zusammen mit recht großen Biegeverformungen, Abb. 7. Der Zusammenhang zwischen der Änderung des Feuchtigkeitsgehalts und dem Risswachstum ist in Abb. 8 dargestellt. Die gerissenen Prüfkörper zeigen im Vergleich zu den ungerissenen Prüfkörpern im Durchschnitt geringere Änderungen der Holzfeuchte zum Zeitpunkt des Versagens. Der Prüfkörper P19 war möglicherweise sensitiver für die Rissentwicklung, da bereits vor Versuchsbeginn ein Riss sichtbar war.

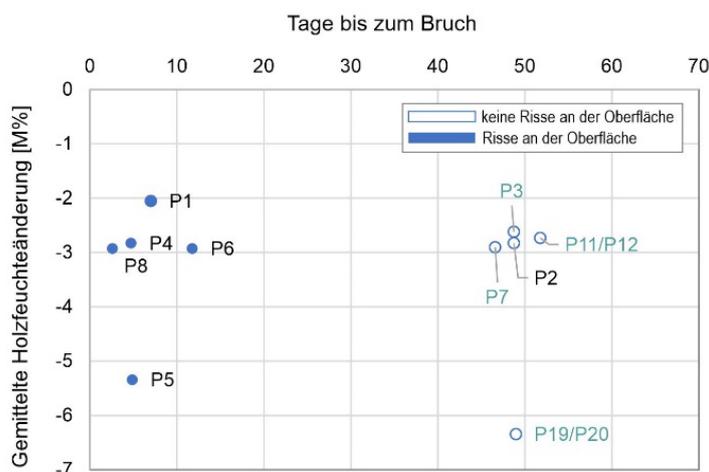


Abb. 8: Versagenszeitpunkt vs. Holzfeuchteänderung zum Zeitpunkt des Versagens

## 5.3 Verformungsverhalten der Prüfkörper

Die gemessenen Verformungen an der Verstärkung und an der Holzoberfläche sind als Dehnungen für jedes Klimaszenario und jede Prüfkörperkonfiguration in Abb. 9 dargestellt. Es ist zu erkennen, dass:

- Offene Prüfkörper zeigen deutlich grössere Verformungen und schnellere Rissentwicklungen
- Die Dehnungen an der Holzoberfläche mit doppelter Verstärkung (Verstärkung näher an der Oberfläche) sind wesentlich geringer und in der gleichen Grössenordnung wie die Dehnungen direkt in der Verstärkung (P1, P2 zu P4).
- Für die abgedichtete Prüfkörper ergeben sich geringere Unterschiede zwischen den Dehnungen mit oder ohne Verstärkung, wobei jeweils die Referenz ohne Verstärkung die geringeren Dehnungen aufweist. Die Erklärung hierfür ist noch offen.

## 5.4 Charakterisierung des klimatischen Einflusses auf Verstärkungen

Auf der Grundlage der gemessenen Änderung des Feuchtigkeitsgehalts und der Dehnungen im Holz respektive der Verstärkung konnte ein effektives Schwind- und Quellmass abgeleitet werden. Die Grundlage hierfür ist die Analogie von Verbundquerschnitten aus zwei verschiedenen Materialien 1 und 2 mit gleichen Dehnungen in den Materialien, s. Abb. 10, wie auch den bekannten Beziehungen des Quell-/Schwindmasses zu den Spannungs-Dehnungsbeziehungen am Querschnitt, Gl. (2) bis (4). Das effektive Quell- und Schwindmass für die verstärkten Brettschichtholzprüfkörpern unter klimatischen Einfluss ist nach Gl. (5) berechnet. Dies ist wie ein Hygroexpansionskoeffizient mit der Einheit %/M%:

$$\Delta \varepsilon = \Delta \sigma / E + \alpha \Delta u \quad (1)$$

$$\Delta \varepsilon_0 = (F_e + \alpha_1 \Delta u_1 A_1 E_1) / (A_1 E_1 + A_2 E_2) \quad (2)$$

$$\Delta\sigma_1 = \left( (F_e + \alpha_1 \Delta u_1 A_1 E_1) / (A_1 E_1 + A_2 E_2) - \alpha_1 \Delta u_1 \right) E_1 \quad (3)$$

$$\Delta\sigma_2 = (F_e + \alpha_1 \Delta u_1 A_1 E_1) / (A_1 E_1 + A_2 E_2) E_2$$

$$\Delta\sigma_1 = \alpha_1 \Delta u_1 (\gamma - 1) E_1 \quad (4)$$

$$\Delta\sigma_2 = \alpha_1 \Delta u_1 \gamma E_2$$

wobei  $\varepsilon$  die Dehnungen [-],  $\sigma$  die Spannung [MPa],  $E$  der Elastizitätsmodul [N/mm<sup>2</sup>],  $\alpha$  das Quell-/Schwindmass [%/M%],  $u$  [M%] der Holzfeuchtegehalt und  $A$  [mm<sup>2</sup>] die Querschnittsfläche sind.  $\gamma$  ist das Verhältnis der Steifigkeit zwischen dem Holzquerschnitt und dem Gesamtquerschnitt, mit einem Wert zwischen 0 und 1, Gl. (6).

$$\gamma = \frac{A_1 E_1}{A_1 E_1 + A_2 E_2} \quad (5)$$

Die Spannung in der Verstärkung wird mit der S-Faktor von 1.42 korrigierten Dehnung für 600 mm hohe Träger berechnet, wobei die ungleichmäßige Dehnungsverteilung über die Tiefe des Trägers berücksichtigt wird, s. Abb. 10. Außerdem wird eine Korrektur der Probenhöhe von 0,68 vorgenommen,

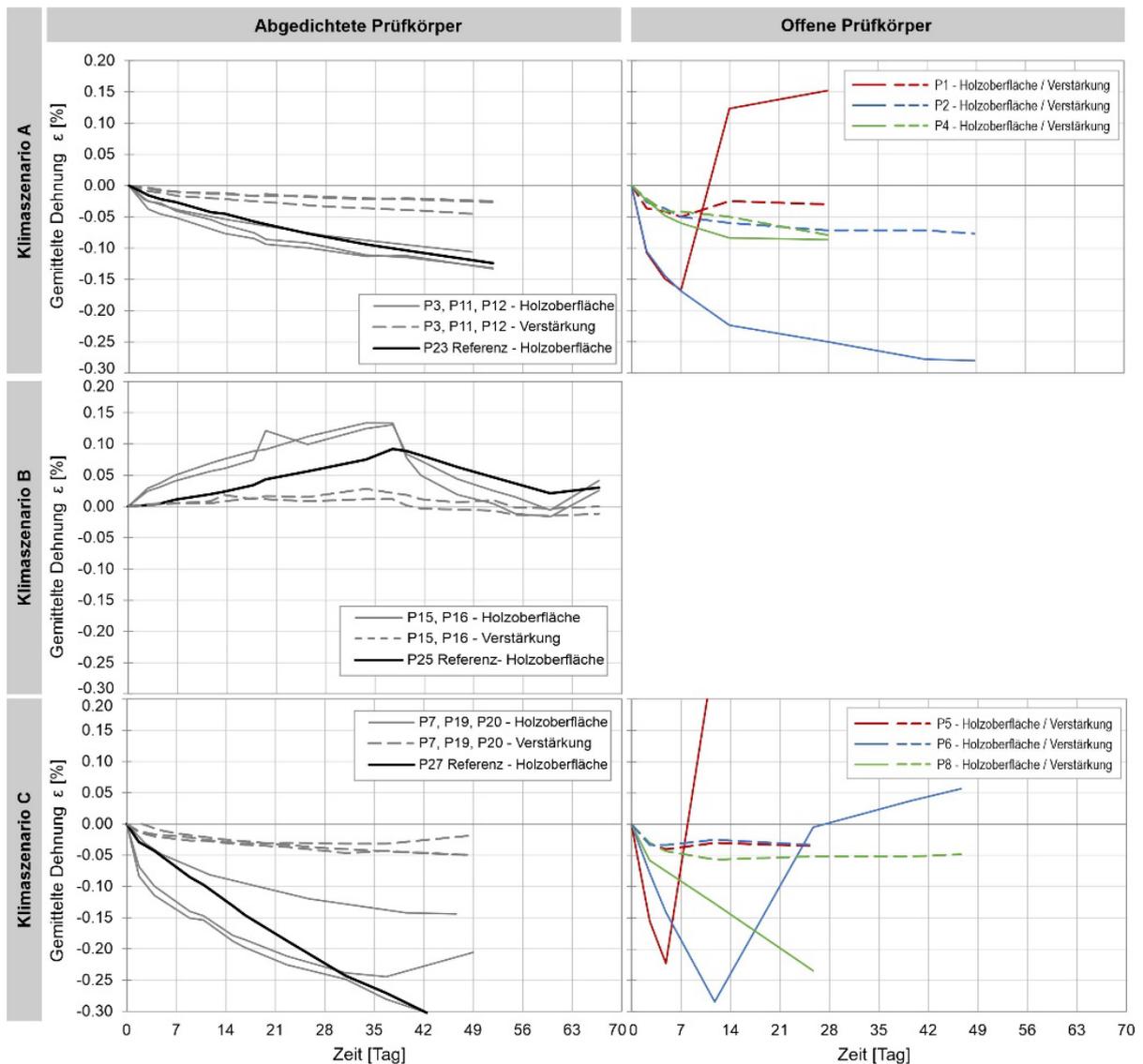


Abb. 9: Dehnungsentwicklung in der Bewehrung und an der Oberfläche

um die Spannungen in einer unendlich hohen Probe zu erhalten. Daher können Untersuchungen mit unterschiedlichen Höhen direkt miteinander verglichen werden. Alle Dehnungen und der Holzfeuchtegehalt wurden von der letzten Messung vor dem Bruch oder am Ende der Klimatisierung verwendet. Abb. 11 zeigt die berechneten Werte als Funktion der Zeit für die Probekörper des Klimaszenarios A. Der Hygroexpansionskoeffizient endet für diese Probenserie zwischen 0,05 und 0,10 %/M%. Nur der Probekörper P1 weist gerade zu Beginn der Klimaänderung deutlich höhere Werte auf. Dies war auch der Zeitpunkt, an dem der Bruch auftrat.

Die berechneten effektiven Hygroexpansionskoeffizienten vor dem Versagen sind in Relation zu den endgültigen Holzfeuchtegehaltsänderungen aufgetragen, die die Elemente kurz vor dem Versagen erfahren haben, siehe Abbildung 13. Der Wert von Probe P1 kann aufgrund des frühen Versagens und des unsicheren Wertes ausgeschlossen werden. Im Durchschnitt wird ein effektiver Hygroexpansionskoeffizient von 0,055 %/M% berechnet. Es wird kein Unterschied im Hygroexpansionskoeffizienten zwischen Elementen mit oder ohne Hirnholzversiegelung oder Trocknungs- und Befeuchtungsprozessen festgestellt. Im Allgemeinen beträgt die Ausdehnung der Bewehrung also etwa 1/5 des Hygroexpansionskoeffizienten von Holz senkrecht zur Faser (0,24 %/M%, SIA 265).

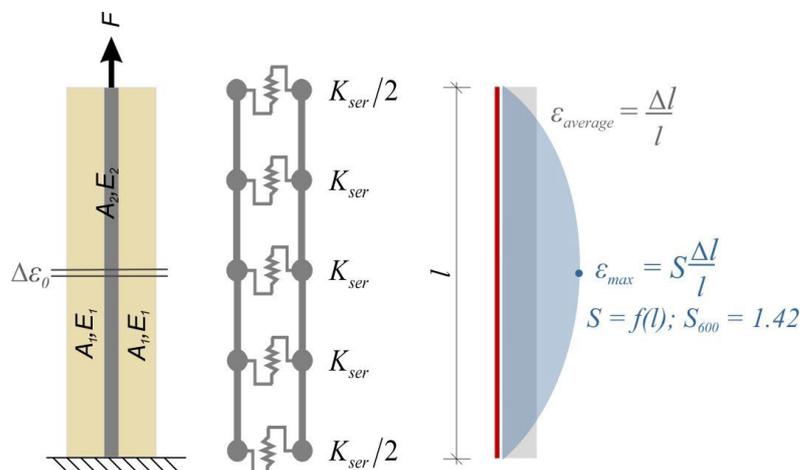


Abb. 10: Verbundanalogie für zwei verschiedenen Materialien 1 und 2 und Korrektur der Spannungsverteilung über die Querschnittshöhe

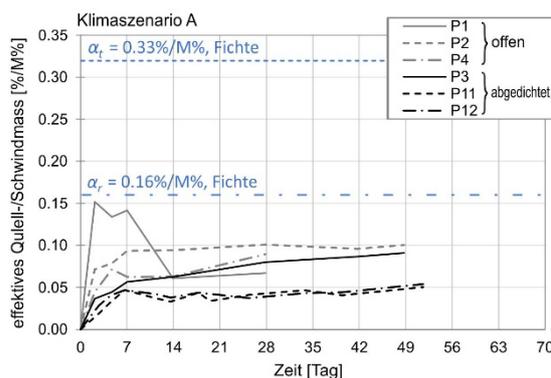


Abb. 11: Entwicklung der berechneten Hygroexpansionskoeffizienten für Klimaszenario A im Zeitverlauf

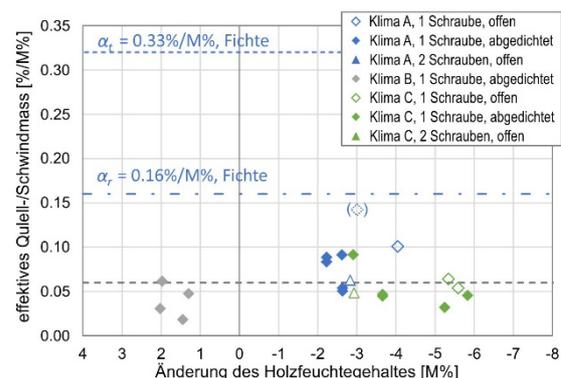


Abb. 12: Ableitung des effektiven Hygroexpansionskoeffizienten des Brett-schichtholzquerschnitts nach der Verbundstrukturtheorie

## 6 ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK

Die berechneten effektiven Hygroexpansionskoeffizienten für alle vorgestellten Proben und Klimaszenarien zeigen einen ziemlich konstanten reduzierten Koeffizienten im Vergleich zu den Hygroexpansionskoeffizienten für freies Quellen und Schwinden oder dem halben Wert für behindertes Schwinden, wie in [16] angegeben.

Mit Hilfe eines vereinfachten Modells konnten effektive Hygroexpansionskoeffizienten berechnet werden. Bei diesen Berechnungen mussten die theoretischen Bemessungswerte für E-Moduli ( $300 \text{ N/mm}^2$ ) verwendet werden. Eine wichtige Schlussfolgerung ist, dass die theoretischen Hygroexpansionswerte von Holz senkrecht zur Faser bei etwa  $0,24 \text{ \%}/\text{M}\%$  liegen (SIA 265, 2012), während sie bei der Anwendung von verstärkten Bauteilen bei etwa einem Fünftel dieses Wertes liegen können. Dies erklärt, warum grössere Feuchteänderungen ohne Rissbildung möglich sind und die Realität besser widerspiegeln. Inwieweit dieser Wert auch für andere Querschnittsverhältnisse und Verstärkungsgrade gilt, muss noch geprüft werden.

Die Verwendung eines Wertes von  $0,055 \text{ \%}/\text{M}\%$  in Kombination mit einer Korrektur für einen Höheneffekt ermöglicht die Abschätzung realistischer feuchtebedingter Dehnungsänderungen von verstärkten Brettschichtholzquerschnitten. Die  $0,055 \text{ \%}/\text{M}\%$  spiegeln nicht den realen Hygro-Expansionskoeffizienten wieder, sondern sind eher ein "effektiver" Wert, der die Effekte der mechano-sorptiven Relaxation und des zeitabhängigen Kriechens auch bei Vorhandensein von Verstärkungen einschliesst. Zur Berechnung der möglicherweise erzeugten zusätzlichen Spannung in einem Querschnitt aufgrund von Änderungen des Feuchtigkeitsgehalts kann Gleichung (5) verwendet werden, wobei ein Hygroexpansionskoeffizient von  $0,05 \text{ \%}/\text{M} \%$  empfohlen wird.

## DANKSAGUNG

Die Forschungsarbeit wurde vom Schweizerischen Bundesamt für Umwelt im Rahmen des Grant WHFF 2018.14 finanziert. Vielen Dank auch an die Forschungspartner, Experten und Unternehmen, die die Arbeit unterstützt haben.

## 7 REFERENZEN

- Aicher S., Dill-Langer G. (1997) Climate induced stresses perpendicular to the grain in glulam, *Otto-Graf Journal*, 8, 209-231.
- Blass H.J., Bejtka I., Uibel T. (2006) Tragfähigkeit von Verbindungen mit selbstbohrenden Holzschrauben mit Vollgewinde, Universitätsverlag Karlsruhe.
- Blass H.J., Krüger O. (2010) Schubverstärkung von Holz mit Holzschrauben und Gewindestangen, *Karlsruher Berichte zum Ingenieurholzbau*, Band 15, 2010.
- Blass H.J. (2017) Selbstbohrende Schrauben und Systemverbinder - Stand der Technik und Herausforderungen, 23. Internationales Holzbau-Forum, Garmisch-Partenkirchen.
- Blaß H.J., Ehlbeck J., Kreuzinger H., Steck G. (2004) Erläuterungen zu DIN 1052:2004-08 Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken, DGfH Innovations und Service GmbH München.
- Danielsson H. (2013) Perpendicular to grain fracture analysis of wooded structural elements - models and applications. PhD Thesis, Lund University, Sweden.
- Danzer M., Dietsch P., Winter S. (2020) Shrinkage behavior of reinforced glulam members, *INTER Conference proceedings*, Karlsruhe.
- Danzer M., Dietsch P., Winter S. (2022) Effect of shrinkage on cracking and structural behaviour of reinforced glulam members, *Construction and Building Materials*, 327, 1-14.
- Dietsch P. (2012) Einsatz und Berechnung von Schubverstärkungen für Brettschichtholzbauteile. Phd-thesis. Technical University Munich.
- Dietsch P., Brandner R. (2015) Reinforcement with self-tapping screws and threaded rods in Reinforcement of timber structures: a state-of-the-art report. *Construction and Building Materials*, 97, 78–89.

- Dietsch P. (2016) Reinforcement of timber structures – A new section for Eurocode 5, World Conference on Timber Engineering, Vienna.
- Dietsch P. (2017) Effect of reinforcement on shrinkage stresses in timber members. *Construction and Building Materials*, 150, 903-915.
- Dietsch, P., Winter, S. (2018) Structural failure in large-span timber structures: A comprehensive analysis of 230 cases. *Journal of Structural Safety*, 71, 41-46.
- Forsén H., Tarvainen V. (2000) Accuracy and functionality of hand-held wood moisture content meters, VTT Publications 420, Technical Research Centre of Finland, Finland.
- Franke B., Franke S., Schiere M., Müller A (2019) Quality assurance of timber structures. Research report, Bern University of Applied Sciences, Switzerland.
- Franke, S., Franke, B., Harte, A.M. (2015) Failure Modes and reinforcement techniques for timber beams – State of the Art, *Construction and Building Materials*, 97, 2-13.
- Frese M., Blass H.J. (2011) Statistics of damages to timber structures in Germany, *Engineering Structures*, 33 (11), 2969–2977.
- Gamper A., Dietsch P., Merk M. (2012) Gebäudeklima - Langzeitmessung zur Bestimmung der Auswirkungen auf Feuchtegradienten in Holzbauteilen. Research Report, TU Munich, Germany.
- Jönsson, J., Svensson, S. (2004) A contact free measurement method to measure internal stress states in glulam. *Holzforschung*, 58, 148–153.
- Jockwer R. (2014) Structural behaviour of glued laminated timber beams with unreinforced and reinforced notches. Ph Thesis. ETH-Zurich.
- Simpson W. (1973), Predicting equilibrium moisture content of wood by mathematical models, *Wood and Fiber*, 5 (1), p. 41-49
- SIA 265:2012, *Holzbau*. Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.
- Sjödín, J. (2008) Strength and moisture aspects of steel-timber dowel joints in glulam structures - an experimental and numerical study, Thesis (PhD). Växjö University.
- SN EN 1995-1-1:2004, Eurocode 5. Design of Timber Structures – Part 1-1: General – Common Rules and Rules for Buildings, European Committee for Standardization
- Trautz M., Koj C. (2008) Mit Schrauben fügen und bewehren - Langzeitversuche an biegesteifen Rahmenecken im Außenklima, *Bautechnik* 91 (1), 38-45.
- Wallner B (2012) Versuchstechnische Evaluierung feuchteinduzierter Kräfte in Brettschichtholz verursacht durch das Einbringen von Schraubstangen. Msc Thesis. TU Graz.

# Leistungsbasierte Bemessung der Abbrandtiefe und deren Einflussfaktoren

Dr. Reto Fahrni, Prof. Dr. Andrea Frangi  
ETH Zürich, Institut für Baustatik und Konstruktion

## 1 EINLEITUNG

Die heutigen Brandschutzvorschriften fokussieren stark auf die bekannten Standardkonzepte auf der Basis von Feuerwiderstandanforderungen, wie zum Beispiel REI30, was sehr einfache Nachweise ermöglicht. Jedoch wird dabei kein realistischer Brand abgebildet. Mit leistungsbasierter Bemessung hingegen wird der Nachweis anhand eines objektspezifisch, realistischen Brandes geführt, was zu schutzzielorientierten, effizienten Lösungen führt. Leider ist dies heute nicht sinnvoll anwendbar, da ein derartiger Nachweis gemäss Brandschutznorm / -vorschriften dem weniger zielgerichteten Standardkonzept gleichwertig sein muss (Brandschutznorm Art 11.1, Richtlinie 27 7.4.2). Mit den kommenden Brandschutzvorschriften 2026 fällt diese Anforderung, womit man erstmalig das volle Potenzial der leistungsbasierten Bemessung ausschöpfen kann. Dieser Bericht erläutert die wichtigsten Einflussfaktoren in einem Brand und zeigt auf, wie man eine vereinfachte, leistungsbasierte Bemessung des Tragwiderstandes im Holzbau machen kann.

## 2 TYPISCHER BRANDVERLAUF

Ein realer typischer Brandverlauf ist beispielhaft in Abb. 1 dargestellt. Nach einer Entzündung beginnt ein Brand zu wachsen. Dies wird oft so modelliert, dass die in Brand stehende Fläche quadratisch zunimmt, was einer linearen, kreisrunden Ausbreitung auf einer Oberfläche entspricht. In dieser Phase kann in ungefähr der Hälfte aller Brandfälle der Brand bereits von den Anwesenden gelöscht werden. Geschieht dies nicht, besteht immer noch eine gute Chance, dass der Brand durch einen allfällig vorhandenen Sprinkler gelöscht wird (98%) oder dass die Feuerwehr frühzeitig eintrifft und den Brand vor dem Flashover löscht (80%). Der Flashover bezeichnet den Punkt in einem Brand, wo es innert weniger Sekunden zu einem Entzünden aller brennbaren Materialien in einem Raum kommt. Dies tritt primär bei Bränden in normalgrossen Räumen statt, kaum jedoch z.B. bei Grossraumbüros. Danach folgt die Vollbrandphase, wo die Temperatur im Raum auf hohem Niveau bleibt. In dieser Phase kann der Brand zwei Formen annehmen: ventilationsgesteuert oder brandlastgesteuert. (Das Wort «Ventilation» hat hierbei nichts mit einer aktiven Belüftung zu tun, sondern bezieht sich auf die natürliche Ventilation die sich z.B. durch die geborstenen Fenster ergibt.) Einen ventilationsgesteuerten Brand kann man z.B. daran erkennen, dass Flammen aus Fenstern schlagen. Dies kommt daher, dass die Sauerstoffzufuhr in den Raum (z.B. durch Fenster) geringer ist als nötig wäre, um die potenziell mögliche Menge an Material pro Zeit zu verbrennen. Folglich strömt ein Überschuss an brennbaren Gasen unverbrannt nach draussen und verbrennt dort sobald er mit Sauerstoff in Kontakt kommt, was dann in Form von Flammen sichtbar ist. Sind die Öffnungen gross genug, erreicht auch genug Sauerstoff den Raum und es sind keine Flammen ausserhalb der Fenster zu sehen. In diesem Fall spricht man von einem brandlastgesteuerten Brand, da die Wärmefreisetzung dann nicht mehr von der «Ventilation», also den Öffnungen abhängig ist, sondern von der vorhandenen Brandlast und deren Anordnung.

In Gebäuden, wo es nur mobile Brandlasten (z.B. Möbel, Bücher, PCs) gibt, beginnt nach dem Abbrand von zirka 70% der Brandlast die Abkühlungsphase, bei welcher die Temperatur allmählich abnimmt. In Holzgebäuden gibt es zusätzlich noch die strukturelle Brandlast, welche alle ungekapselten Bauteile umfasst. Je mehr es davon gibt, desto länger dauert der Brand. Dies kann so weit gehen, dass es nicht zur Selbstverlöschung kommt. Dies bedeutet, dass es ohne eine erfolgreiche Löschung durch die Feuerwehr zum Versagen des Tragwerks und damit zu einem Einsturz kommt.

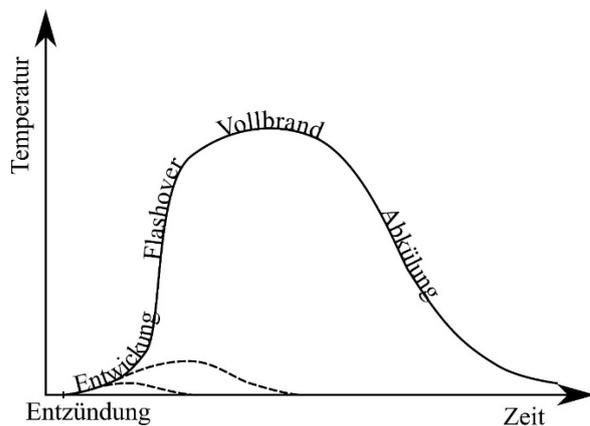


Abb. 1: Temperaturverlauf in einem realistischen typischen Brand

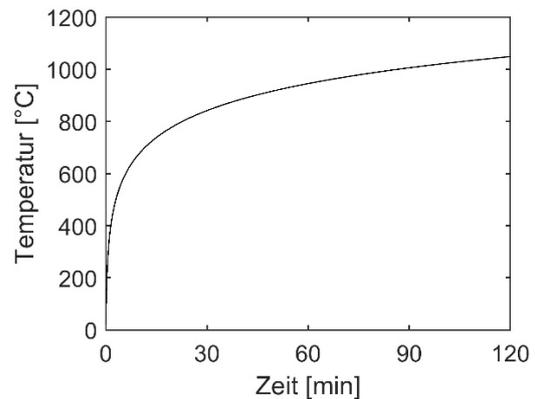


Abb. 2: Temperaturverlauf gemäss der Standardbrandkurve nach EN 1991-1-2 respektive ISO 834-1

### 3 NACHWEISFÜHRUNG

#### 3.1 Allgemein

Brände, welche vor dem Flashover gelöscht werden können, werden bei der Bemessung nicht explizit betrachtet. Jedoch wird in den betrachteten Vollbränden berücksichtigt, dass das Eintreten des Vollbrandes unwahrscheinlich ist. Dementsprechend sind bei Tragsicherheitsnachweisen im Brandfall die Teilsicherheitsfaktoren für die Einwirkungen und die Widerstände i.d.R. =1.

#### 3.2 Bemessung nach dem Standardkonzept

Bei der Brandbemessung eines Tragwerks wird der Nachweis heutzutage fast immer mit Standardkonzepten auf der Basis der Standardbrandeinwirkung geführt. Gerade im Holzbau sind die entsprechenden Nachweise sehr einfach, da Holz unter Standardbrandeinwirkung näherungsweise eine konstante Abbrandrate zeigt, welche dann mit der Feuerwiderstandsanforderung aus den Brandschutzvorschriften (z.B. R30) multipliziert werden kann. Die genauen Hintergründe der historisch gewachsenen Feuerwiderstandsanforderung sind dabei unklar; von Experten werden Faktoren wie die erforderliche Zeit für die Flucht, die Wichtigkeit des Gebäudes, die vorhandene Brandlast oder die Brandentstehungswahrscheinlichkeit genannt (Stebler 2017). Die geforderte Feuerwiderstandsdauer bei Standardkonzept entspricht dabei der Dauer, welche ein Bauteil die Temperatureinwirkung aus der Standardbrandkurve nach EN 1991-1-2 respektive ISO 834-1 aushalten muss (Abb. 2).

#### 3.3 Leistungsbasierte Bemessung

Bei der leistungsorientierten Bemessung erfolgt der Nachweis des Tragwerks auf Basis eines realen Brandes (Bemessungsbrand) und es wird gefordert, dass das Tragwerk über den Brand hinaus nicht versagen darf. Dabei wird mit den heutigen Modellen konservativ davon ausgegangen, dass die Feuerwehr zumindest im Vollbrand keinen Effekt hat. Für Brände in hohen Geschossen ist dies durchaus realistisch, da unklar ist, ob die Feuerwehr bei den herrschenden Temperaturen in dieser Brandphase den Brand sinnvoll über das Treppenhaus angreifen kann. Auch während der Abkühlungsphase wird die Feuerwehr grundsätzlich vernachlässigt. Jedoch ist die schnelle Temperaturabnahme in gewissen Situationen und Modellen nur mit einem Eingriff der Feuerwehr zu rechtfertigen.

Durch die Forderung, dass ein Gebäude auch bei einem Brand nicht einstürzen soll, wird einerseits ein optimaler Schutz der Feuerwehrleute erreicht, da diese jederzeit sicher einen Brandangriff starten

können, «ohne auf die Uhr zu schauen»<sup>1</sup>. Andererseits wird damit vermieden, dass durch den Brand nicht das gesamte Gebäude zu Schaden kommt, sondern nur ein Brandabschnitt. Dadurch steigt das finanzielle Risiko für die Gebäudeversicherung bei einem Hochhaus nur linear mit der Grösse («doppelte Grösse, doppeltes Risiko»), und nicht quadratisch («doppelte Grösse, vierfaches Risiko»).

## 4 RANDBEDINGUNGEN VON REALEN BRÄNDEN

### 4.1 Allgemein

Ein realistischer Brandverlauf ist von vielen Randbedingungen abhängig, welche man grob in «Raum» und «Inhalt» unterteilen kann. Der Raum (Geometrie, Material, technischer Brandschutz, ...) ist bei der Planung bekannt, der Inhalt jedoch nur als Nutzungskategorie. Bei Anwendung des Standardkonzepts wird nur die Nutzung als grobe Kategorie berücksichtigt, die Raumgeometrie jedoch hat keinen Einfluss. Bei einem leistungsorientierten Nachweis hingegen wird die Raumgeometrie berücksichtigt, um einen objektspezifischen, schutzzielorientierten Bemessungsbrand zu berücksichtigen.

### 4.2 Einflussfaktoren

#### 4.2.1 Grösse des Raumes: Hüllenfläche $A_t$ und Bodenfläche $A_f$

Die Fläche der «Hülle» um den betrachteten Brandraum hat einen entscheidenden Einfluss auf die resultierenden Temperaturen, denn die freigesetzte Wärme dringt in die Wände, Decken und Böden ein. Je grösser die Hüllenfläche pro freigesetzte Wärme, desto mehr der Wärme wird weggeleitet und desto geringer die resultierende Temperatur im Raum. Die freigesetzte Wärme pro Zeit ist linear von der Bodenfläche abhängig, da man davon ausgeht, dass die Brandlast primär am Boden verteilt ist. Folglich sinken die Brandtemperaturen mit zusätzlicher Raumhöhe, da nur die Hüllenfläche zunimmt und damit die Wärmewegleitung, jedoch nicht die Wärmefreisetzung.

Die Hüllenfläche  $A_t$  ist die Summe der Flächen aller Wände, Decken und Böden, inklusive Fenster, Türen etc.

Der eigentliche Wärmeeintrag in die Hülle wird aus der Hüllenfläche und deren Wärmeeindringkoeffizient (oft auch «Effusivität» genannt; «Wärmespeichervermögen» in SN EN 1991-1-2) berechnet. Dieser ist die Wurzel aus dem Produkt der Wärmeleitfähigkeit, der spezifischen Wärmekapazität und der Dichte. Wahrgenommen wird der Wärmeeindringkoeffizient als «Berührungskälte»: Metalle haben i.d.R. einen hohen Wärmeeindringkoeffizienten und fühlen sich bei Berührung kalt an, Holz hat einen viel geringeren Wärmeeindringkoeffizienten und fühlt sich verhältnismässig warm.

#### 4.2.2 Grösse der Öffnungen: Öffnungsfaktor $O$

Wie im Abschnitt 2 erwähnt, bestimmen die Öffnungen in einem ventilationsgesteuerten Brand wie viel Wärme im Raum freigesetzt wird. Die Menge an verfügbarem Sauerstoff ist dabei nicht einfach linear abhängig von der Fläche der Öffnungen  $A_v$ , sondern die Höhe der Öffnungen  $h_v$  hat aus physikalischen Gründen einen überproportionalen Effekt und geht mit der Potenz 1.5 in die Rechnung ein:

$$O_v = A_v \sqrt{h_v} = b_v h_v^{1.5}$$

<sup>1</sup> In Anlehnung an die Aussage eines ehemaligen Mitglieds der freiwilligen Feuerwehr und leitenden Mitarbeiters einer Gebäudeversicherung, dass die Feuerwehr nicht länger in einem Gebäude sein soll als die Feuerwiderstandsdauer.

In den meisten Modellen wird ein Öffnungsfaktor  $O$  in Relation zur Hüllenfläche definiert, da so ein direkter Zusammenhang zur Temperatur besteht:

$$O = \frac{O_v}{A_t} = \frac{A_v \sqrt{h_v}}{A_t} = \frac{b_v h_v^{1.5}}{A_t}$$

Verdoppelt sich die Öffnung  $O_v$ , verdoppelt sich auch die Wärmefreisetzung im Raum und die Temperatur steigt. Verdoppelt sich jedoch gleichzeitig auch die Raumhülle  $A_t$ , bleibt die Temperatur gleich, da auch die Wärmeverluste steigen.

Über die Öffnung selbst geht natürlich auch Wärme verloren. Dies wird vereinfacht damit berücksichtigt, dass die Hüllenfläche auch die Öffnungen umfasst.

#### 4.2.3 (Mobile) Brandlastdichte

Als Brandlastdichte wird die Energie des brennbaren Materials pro Fläche bezeichnet. Im Eurocode SN EN 1991-1-2 finden sich entsprechende Angaben in Abhängigkeit von der Nutzung. Zum Beispiel beträgt die Brandlastdichte bezogen auf die Bodenfläche für eine Wohnung 948 MJ/m<sup>2</sup>. Wie auch bei der Öffnung macht es in den meisten Modellen Sinn, die Brandlastdichte in Relation zur Hüllenfläche anzugeben. Daher wird die mobile Brandlastdichte pro Bodenfläche folgendermassen umgerechnet:

$$q_{t,d} = \frac{q_{f,d} A_f}{A_t}$$

#### 4.2.4 Brennare Oberfläche (strukturelle Brandlastdichte)

Hat ein Gebäude sichtbare Holzoberflächen, sorgen diese in einem Brandfall für zusätzliche Brandlast und Wärmefreisetzung. Beides ist dabei linear von der brennbaren Oberfläche abhängig. Auch hier wird der Beitrag im Verhältnis zur Hüllenfläche betrachtet («relative brennbare Oberfläche»):

$$A_{st,rel} = \frac{A_{st}}{A_t}$$

Um die eigentliche strukturelle Brandlast zu berechnen, muss die Fläche der sichtbaren Holzoberflächen noch mit der Abbrandtiefe und der spezifischen Energie pro Volumen multipliziert werden. Diese Angaben werden oft zusammen mit entsprechenden Modellen angegeben oder sind in der Literatur zu finden.

### 4.3 Vollbrandwahrscheinlichkeit

Die leistungsorientierte Bemessung wie auch Standardkonzepte betrachten einen Vollbrand. Dieser ist in der Regel tatsächlich der kritischste Fall, allerdings tritt er zum Glück nur sehr selten ein, da die Feuerwehr oder ein Sprinkler einen Vollbrand oft verhindern kann. In der leistungsorientierten Bemessung werden daher verschiedene Faktoren berücksichtigt, welche die Auftretenswahrscheinlichkeit eines Vollbrandes beeinflussen. Dazu gehören Sprinkler, Brandmelder mit/ohne automatischer Brandübermittlung, die (Werks-)Feuerwehr etc. Diese Faktoren werden in der leistungsorientierten Bemessung über die Skalierung der mobilen Brandlast berücksichtigt. Zum Beispiel darf die Brandlast gemäss SN EN 1991-1-2 bei vorhandenem Sprinkler um 39% abgemindert werden. Damit wird der Bemessungsbrand kürzer, und damit weniger konservativ.

### 4.4 Anwendungsgrenzen

Der hier vorgestellte Ansatz ist gemäss dem aktuellen Eurocode SN EN 1991-1-2 für Räume bis 500 m<sup>2</sup> Grundfläche und 4 m Höhe anwendbar (ohne strukturelle Brandlast). Dabei darf es keine Öffnungen im Dach oder der Decke, wie zum Beispiel Atrien, geben. Diese würden die Ventilationsbedingungen signifikant verändern, sodass die Methode klar nicht mehr anwendbar ist.

Sind einzelne Holzelemente vor dem Brand geschützt (zum Beispiel mit Gipsfaserplatten), muss dies für die gesamte Branddauer garantiert werden (gekapselte Bauteile).

Die heute gebräuchlichsten Klebstoffe für Holzbauprodukte wie Brettsperrholz neigen dazu, bei erhöhten Temperaturen ihre Festigkeit zu verlieren. Dies tritt zwar in der Regel erst auf, nachdem die Abbrandtiefe die Klebfläche schon überschritten hat. Allerdings verliert das Holz durch das Abfallen der Kohle eine wichtige Isolationsschicht, wodurch der Abbrand des dahinterliegenden Holzes deutlich beschleunigt wird. Dieser Effekt wird im vorgestellten Ansatz nicht berücksichtigt, weshalb er bei der Verwendung von Brettsperrholz mit den aktuell typischen Klebstoffen nicht anwendbar ist. Auf dem Markt existieren bereits Klebstoffe, welche kein Abfallen der Kohle zeigen und weitere derartige Klebstoffe werden demnächst auf den Markt kommen.

Die vorgestellte Methode ist in der Anwendung grundsätzlich sehr einfach und vermittelt in jedem Fall ein gutes Gefühl für den Einfluss der wichtigsten Parameter auf einen realen Brand. Allerdings macht die Methode gewisse Vereinfachungen, welche nur bei entsprechender Durchbildung gerechtfertigt sind. Zum Beispiel wird die Position und Orientierung der brennbaren Oberflächen nicht explizit berücksichtigt. Zur Beurteilung dieser wichtigen Details ist ein vertieftes Verständnis der Branddynamik erforderlich. Entsprechende Weiterbildungen wie der MAS Brandschutz an der ETH vermitteln die nötigen, über Standardbrand hinausgehenden Kenntnisse.

## **5 PARAMETRISCHE BRANDKURVEN: ANWENDUNG MIT STRUKTURELLER BRANDLAST**

Leistungsbasierte Nachweise beruhen genau wie Standardbrandnachweise auf einer Zeit-Temperaturkurve. Allerdings ist die Kurve bei leistungsbasierter Bemessung von den wichtigsten Einflussfaktoren (siehe Abschnitt 4) abhängig. Daher werden diese Temperaturkurven auch als «parametrische Brände» bezeichnet. Der Eurocode SN EN 1991-1-2 gibt einen solchen parametrischen Brand vor. Allerdings sieht das derzeitige Modell keinen Beitrag der strukturellen Brandlast vor. In der nächsten Ausgabe derselben Norm sind jedoch entsprechende Modelle (oder zumindest dessen Ansätze) gegeben. Zudem präsentiert das digital kostenlose Buch «Fire Safe Use of Wood in Buildings: Global Design Guide» (Buchanan und Östman 2022) ein vergleichbares Modell, inklusive einem detailliert beschriebenen Beispiel und Hintergrundinformationen.

Beide vorgenannten Modelle basieren auf demselben iterativen Vorgehen, welches in der Folge erläutert wird. Abb. 3 zeigt die Zeit-Temperatur-Kurven der einzelnen Iterationen. In einer initialen Iteration 0 wird der parametrische Brand bestimmt, welche sich ohne die strukturelle Brandlast ergibt (dunkel blaue Linie). Durch den nun bekannten Temperaturverlauf lässt sich mit gegebenen Formeln die Abbrandtiefe bestimmen. Damit wird nun berechnet, wie viel strukturelle Brandlast in diesem Brand durch die Struktur hinzugekommen wäre.

Für die (nächste) Iteration 1 wird nun Summe der mobilen Brandlast und der strukturellen Brandlast aus der vorherigen Iteration eingesetzt und dasselbe Prozedere wiederholt. Da die zusätzliche strukturelle Brandlast den Brand etwas verlängert, wird die Abbrandtiefe auf Basis von Iteration 1 höher ausfallen als mit der vorherigen Iteration. Damit steigt auch wiederum die strukturelle Brandlast, und eine nächste Iteration muss gemacht werden.

In einem Raum, wo der Brand von selber erlischt wie im Beispiel in Abb. 3, nimmt die Abbrandtiefe von einer zur nächsten Iteration immer weniger zu und die Abbrandtiefe nähert sich der tatsächlichen Lösung. In einem Raum, wo ein Brand durch die Menge an brennbaren Oberflächen nicht von alleine erlischt, wird man hingegen keine Konvergenz finden.

Die Berechnung des Tragwiderstandes von Holzbauteilen geschieht analog den Standardkonzepten: Vom ursprünglichen Querschnitt wird die nun bekannte Abbrandtiefe sowie eine Kompensationstiefe (zur Berücksichtigung des erwärmten und damit geschwächten Bereichs) abgezogen. Mit dem Restquerschnitt und der Festigkeit kann dann der Tragwiderstand berechnet werden.

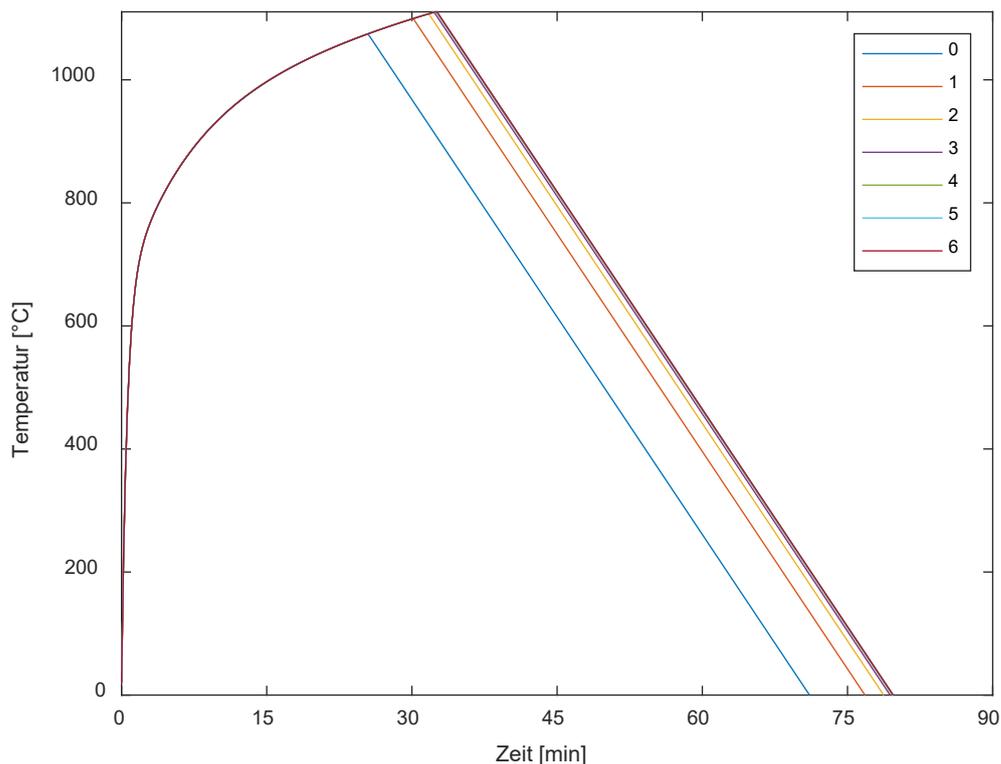


Abb. 3: Zeit-Temperaturkurve des parametrischen Brandes für alle Iterationen

## 6 VEREINFACHTES, GRAFISCHES VERFAHREN

Das oben beschriebene, iterative Verfahren ist in Buchanan und Östman 2022 (Kapitel 3.8 und 3.9) gut beschrieben und zum Beispiel in Excel leicht umsetzbar. Trotzdem ist es hilfreich und anschaulich, die Bemessung auf Basis desselben Verfahrens anhand einer Grafik zu machen.

Das Modell hat drei Hauptparameter: der (relative) Öffnungsfaktor (Abschnitt 4.2.2), die normierte mobile Brandlastdichte (Abschnitt 4.2.3) und die relative brennbare Oberfläche (Abschnitt 4.2.4). Da sich in einer 2D Grafik nur 2 Parameter und das Ergebnis (Abbrandtiefe) darstellen lassen, wird die normierte Brandlastdichte konstant gehalten. Abb. 4 zeigt ein solches Bemessungsdiagramm beispielhaft.

Die Abbrandtiefe kann folgendermassen bestimmt werden:

1. Für den zu untersuchenden Raum wird die normierte Brandlastdichte (Abschnitt 4.2.3) berechnet und das entsprechende Diagramm ausgewählt. Ein Aufrunden der Brandlastdichte ist dabei konservativ.
2. Die relative brennbare Oberfläche wird berechnet (Abschnitt 4.2.4) und die entsprechende Linie ausgewählt. Aufrunden ist auch hier konservativ.
3. Der Öffnungsfaktor wird berechnet (Abschnitt 4.2.2).
4. Im Diagramm wird beim entsprechenden Öffnungsfaktor eine vertikale Linie nach oben gezeichnet, bis diese die Linie der relativen brennbaren Oberfläche schneidet. Für diesen Schnittpunkt kann nun auf der y-Achse die Abbrandtiefe abgelesen werden. Ein solches Beispiel ( $O = 0.05, A_{st}/A_t = 0.2$ ) ist in Abb. 4 mit der gepunkteten orangen Linie dargestellt. Falls in der Grafik kein Schnittpunkt zwischen Öffnungsfaktor und relativer brennbarer Oberfläche gefunden wird, dann zeigt dies, dass für eine derartige Raumkonfiguration ein Vollbrand nicht von alleine erlischt. Dies ist beispielhaft ( $O = 0.07, A_{st}/A_t = 0.6$ ) mit der violett gestrichelten Linie dargestellt.

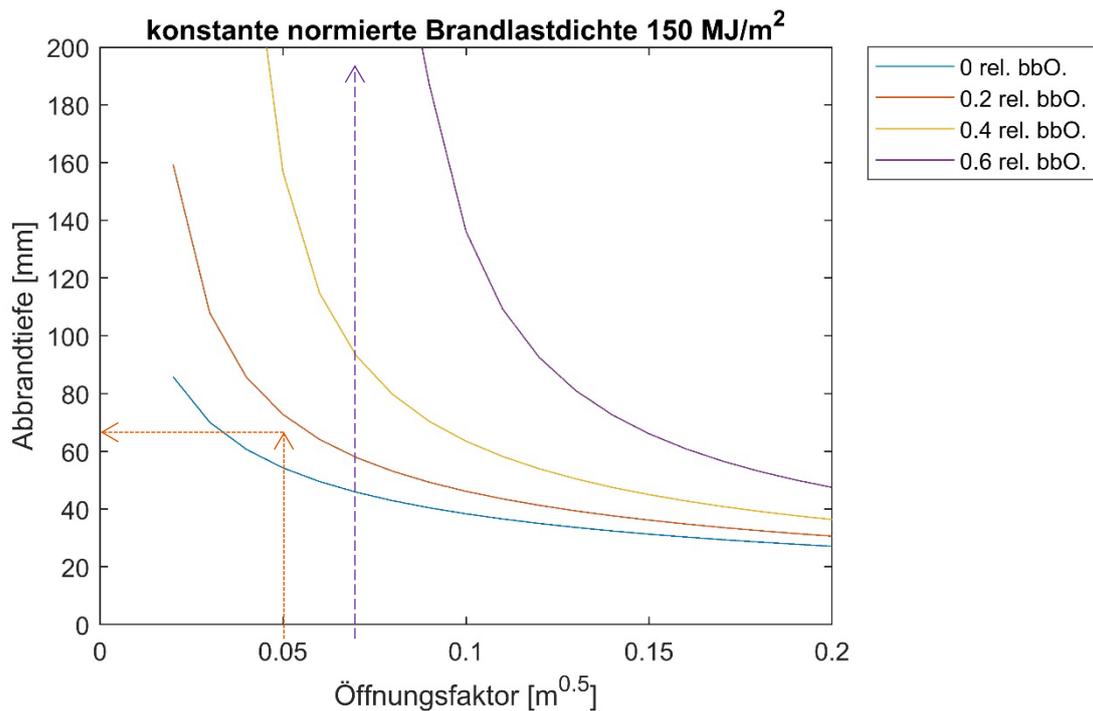


Abb. 4: Beispiel eines Bemessungsdiagramms; Abbrandrate in Abhängigkeit der Öffnung und der relativen brennbaren Oberfläche für eine normierte Brandlastdichte von 150 MJ/m<sup>2</sup>

Abgesehen von der Bemessung zeigt das Diagramm auch den Einfluss der verschiedenen Faktoren auf die Abbrandtiefe, und gibt damit auch Hinweise zur Branddauer:

- Die Abbrandtiefe nimmt mit zunehmendem Öffnungsfaktor ab, da der Brand durch die bessere Ventilation etwas tiefere Temperaturen hat und die Brandlast schneller verbrannt wird. Dies gilt genauso auch für Räume ohne brennbare Oberflächen (blaue Linie).
- Mit zunehmenden brennbaren Oberflächen im Raum steigt auch die Abbrandtiefe am Ende des Brandes, respektive ein Ende des Brandes wird gar nicht mehr erreicht.
- Damit mehr Oberfläche brennbar sein darf bei gleichbleibender Abbrandtiefe und normierter Brandlast, muss die Öffnung zunehmen.
- Beim Vergleich von Diagrammen für unterschiedliche normierte Brandlastdichten wird ersichtlich, dass die Abbrandtiefe mit zunehmender normierter Brandlast steigt.

## 7 WANN LOHNT SICH EIN LEISTUNGSBASIERTER NACHWEIS?

### 7.1 Generell

Vereinfacht gesagt lohnt sich ein leistungsbasierter Nachweis immer dann, wenn dadurch Erleichterungen bei der Bemessung, also zum Beispiel kleinere Querschnitte, ermöglicht werden.

### 7.2 Hohe Feuerwiderstandsanforderung

Ein realer Brand ist kaum abhängig vom Ort des betroffenen Brandabschnitts, also zum Beispiel ob es sich um das EG oder das 20. OG handelt. Daher spielt der Ort auch keine Rolle bei der Bemessung mit einem parametrischen Brand. Dies ist ein entscheidender Unterschied zur Bemessung mit Standardkonzept, wo der Feuerwiderstand von der Gebäudehöhe abhängig ist (typischerweise 30 min bis 11 m, 60 min bis 30 m, 90 min bis 100 m). Dies führt dazu, dass man insbesondere bei Gebäuden mit einer Standardbrandanforderung ab 60 min eine zunehmend gute Chance hat, mit leistungsbasierten Nachweisen effizientere, und trotzdem sichere Lösungen zu erreichen.

### **7.3 Hochhäuser**

Bei der Bemessung mit Standardkonzepten wird heute in der Schweiz implizit akzeptiert, dass ein Gebäude nach einer gewissen Zeit unter Brandeinwirkung einstürzt (Brandschutznorm Artikel 8d). Bei Hochhäusern wäre dies jedoch kaum erwünscht, weswegen die Feuerwiderstandsanforderungen entsprechend hoch gesetzt sind. Für Gebäude ohne sichtbare, brennbare Tragstruktur trifft es wahrscheinlich zu, dass ein realer Brand eine geringere Einwirkung bedeutet als der nachgewiesene, hohe Feuerwiderstand. Somit ist ein Einsturz für diese Gebäude unwahrscheinlich. In einem Holzhochhaus mit brennbaren Oberflächen hingegen wird die Branddauer verlängert und unter Umständen erlischt ein Brand gar nicht von alleine. Daher macht es nach Meinung der Autoren Sinn, dass Gebäude, wo ein Einsturz nicht toleriert werden kann, mit parametrischen Bränden oder weiter fortgeschrittenen Modellen nachgewiesen wird.

### **7.4 Effizienter Brandschutz**

Mit leistungsbasierter Bemessung kann ein objektspezifisch idealer Brandschutz erreicht werden. Da auf die tatsächlich vorhandenen Risiken eingegangen wird, können massgeschneiderte, kosteneffiziente Lösungen gefunden werden. Standardkonzepte wurden für einen durchschnittlichen Gebäude-Prototypen entwickelt. Entsprechend lohnt sich ein leistungsbasierter Nachweis besonders, wenn der vorliegende Bau weit entfernt davon ist und die Standardkonzepte entsprechend ineffizient wären. Zudem sind Standardkonzepte eher konservativ und untersagen zum Beispiel die Verwendung von brennbaren Baustoffen in gewissen Einsatzgebieten (insbesondere bei Hochhäusern). Mit leistungsbasierter Bemessung wird dies möglich, da es sich projektspezifisch bestimmen lässt, wie viel und wo brennbare Baustoffe möglich sind, ohne die Schutzziele zu beeinträchtigen.

## **8 DANKSAGUNG**

Die Forschung an diesem Thema wird freundlicherweise von der Lignum unterstützt. Zudem liefert Joschua Utters in seiner Master Projektarbeit wichtige Erkenntnisse zum Verständnis der Methode und ihrer Grenzen.

## **9 REFERENZEN**

- Buchanan, A., Östman, B. (2022) Fire safe use of wood in buildings: Global design guide. CRC Press. ISBN 978-1-00-319031-8
- Eurocode 1 (2002) Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-2: Allgemeine Einwirkungen – Brandeinwirkungen auf Tragwerke. CEN. (EN 1991-1-2)
- Eurocode 5 (2004) Design of timber structures - Part 1-1: General and rules for buildings. CEN. (EN 1995-1-1).
- Stebler, P. (2017) Brandschutznormen: Diskrepanz zwischen geforderter Sicherheit und tatsächlicher Sicherheit. Master Projektarbeit ETHZ.
- VKF (2015) Brandschutznorm 2015. Bern.
- VKF (2017) Brandschutzrichtlinie 27: Nachweisverfahren im Brandschutz. Bern.

# Projekt Gebäudeerneuerung Oberwallis VETA/NOVA – Neues Leben für historische Blockbauten

Thomas Näher  
Bernere Fachhochschule, Institut für digitale Bau- und Holzwirtschaft

## 1 EINLEITUNG

Von der Sonne verwittertes Holz, mit Steinplatten oder Schindeln gedeckte Dächer und bei Speichern wegen Mäusen auf Stützen und Steinplatten gebaut: So sehen die jahrhundertealten Häuser in Oberwalliser Dorfkernen typischerweise aus. Die Gebäude dienten früher als Wohn- oder Ökonomiegebäude. Heute sind sie historisch wertvoll und teilweise geschützt – und kaum jemand macht etwas daraus. Denn die Eigentümer haben es in den vergangenen Jahren aus Gründen der Wirtschaftlichkeit und des Komforts vorgezogen, in Neubaugebieten zu bauen, anstatt die alten Gebäude zu renovieren. Vor allem die Unsicherheiten im Bewilligungsprozess lassen die Besitzer zögern. Zudem führen die zahlreichen Individuallösungen zu hohen Umbaukosten, da sie für die planenden und ausführenden Unternehmen einen hohen Beratungsaufwand und letztendlich grosse Risiken bis zum Bauabschluss verursachen.

Mit den im Innosuisse-Projekt «Gebäudeerneuerung Oberwallis VETA/NOVA» erarbeiteten effizienteren Planungsprozessen und reduzierten Umbaukosten gelingt es den beteiligten zwölf regionalen und fünf nationalen Wirtschaftspartnern sowie der Berner Fachhochschule, ihnen neues Leben einzuhauchen.

## 2 INHALTE

### 2.1 Erhalt und Erneuerung der wertvollen Gebäude

Damit diese einmalige Gebäudesubstanzen nicht die Gemeinden potenzielle Bauherrschaften für eine Aufwertung der Gebäude motivieren. Wie das gelingen kann, hat die Berner Fachhochschule BFH mit engagierten Wirtschaftspartnern aus dem Oberwallis sowie mit versierten nationalen Wirtschaftspartnern in einem interdisziplinären Forschungsprojekt erforscht, das durch die Schweizerische Agentur für Innovationsförderung Innosuisse unterstützt worden ist. Mit dem Projekt «VETA/NOVA» werden die wertvollen alten Gebäude in den Walliser Dorfkernen nachhaltig erhalten und erneuert, also aus Altem «VETA» wird Neues «NOVA» entstehen. Hierfür wurde während drei Jahren der gesamte Bauprozess auf drei Ebenen optimiert und die Ergebnisse sowie Empfehlungen in thematisch getrennten Leitfäden zusammengefasst:

- Auf Ebene der Gestaltung wurde in enger Zusammenarbeit mit der kantonalen Stelle Gestaltungsempfehlungen und -leitsätze erarbeitet, um aktuelle Anforderungen an Gebäude mit der jahrhundertealten Bausubstanz zu vereinen.
- Auf Prozessebene galt es, die Planungs- und Bewilligungsprozesse in Koordination mit den Gemeinden und Behörden zu vereinfachen und zu vereinheitlichen.
- Auf Technikebene erarbeitete das Projektteam standardisierte und abgestimmte Musterlösungen, die den heutigen Anforderungen an die statisch konstruktive sowie energetische Ertüchtigung, die Erdbebensicherheit und den Brand- und Schallschutz gerecht werden.

Die Lösungen vereinfachen die Gestaltung sowie die Umsetzung der Umbauvorhaben, ohne die Konstruktion sowie die architektonische Qualität der Gebäude zu beeinträchtigen.



*Abb. 1: Ein Ziel des Projekts: Historische Gebäude erhalten ein neues Leben.  
Hier der Dorfkern in Münster. Foto: BFH*

## **2.2 Mehr Sicherheit und tiefere Kosten**

Die gemeinsam mit den Bewilligungsbehörden abgestimmten Prozesse und Musterlösungen führen zu einer hohen Planungs- und Ausführungssicherheit. Zudem schlagen sich die Massnahmen auch positiv in den Kosten nieder, da der Beratungsaufwand wie auch die Umbaukosten je Bauobjekt reduziert werden. So ermöglichen die Anpassungen an heutige Wohnstandards ein Wohnen in den wertvollen Dorfkernen und führen wegen der grösseren Attraktivität auch zu einer steigenden Anzahl der realisierten Projekte. Ebenso werden sie zukünftig positive Auswirkungen auf den fürs Oberwallis wichtigen Tourismus und weitere Wirtschaftszweige haben.

Für die Umsetzung des Projekts haben sich als Wirtschaftspartner zwölf regionale Unternehmen zur Arbeitsgemeinschaft «Dorfkernerneuerung Oberwallis» zusammengefunden – aus den Branchen Architektur, Schreinerei, Holzbau, Planung, Metallbau und Gipserei. Die fünf involvierten nationalen Partner Fisolan AG, GUTEX Schweiz AG, James Hardie Europe GmbH, SIGA Cover AG und JOMOS Brandschutz AG stellen neben ihrem produktspezifischen Knowhow sicher, dass die entwickelten Lösungen auch zukünftig über die Grenzen des Wallis auf andere Regionen der Schweiz übertragen werden.

Beraten wurde das Projekt durch eine Begleitgruppe unterstützt, in der sich die folgenden Partner intensiv engagiert haben: Denkmalpflege Oberwallis, Dienststelle für Raumentwicklung des Kantons Wallis, Energieregion Goms, Landschaftspark Binntal, Lignum Holzwirtschaft Schweiz, Naturpark Pfyn-Finges, Regions- und Wirtschaftszentrum AG sowie die Schweizerische Berghilfe.



Abb. 2: Umbau eines Ökonomiegebäudes auf der Riederalp  
Foto: David Ritz, Atelier Summermatter Ritz AG

### 2.3 Acht Leitfäden – ein Ziel

Für jeden thematischen Bereich der Umbauten wurde im Rahmen des Projekts ein Leitfaden entwickelt, um mit standardisierten und abgestimmten Musterlösungen den heutigen Anforderungen gerecht zu werden. Die Prozesse und Musterlösungen wurden dabei intensiv untereinander sowie mit den Gemeinden und Behörden abgestimmt und nach Möglichkeit vereinheitlicht. Die ausführlichen Leitfäden können im Rahmen dieses Dokuments oder auf der Homepage von VETA/NOVA unter [www.vetanova.ch](http://www.vetanova.ch) eingesehen werden.

Folgende acht Leitfäden sind verfügbar:

#### 1 Gestaltungsleitfaden

Das Ziel des Gestaltungsleitfadens ist, Empfehlung abzugeben wie ein Gebäude gestalterisch saniert oder umgebaut werden kann, damit ein Projekt bewilligungsfähig ist. Die Empfehlungen sind keine Garantieerklärung für eine Baubewilligung und auch kein Handbuch. Es werden dem Objekt und der Situation angepasste Lösungsansätze aufgezeigt.

#### 2 Bewilligungsprozesse

Einer der ersten Schritte bei der Sanierung eines historischen Holzgebäudes ist die Beantragung der Baubewilligung. Dieser Leitfaden zeigt auf, welche Elemente und Rahmenbedingungen bei der Erfassung des Ist- und des Soll-Zustandes des Gebäudes berücksichtigt werden sollten. Weiter erläutert er, welcher Baugesuchstyp je nach Bauvorhaben erforderlich ist, welche Unterlagen dazu eingereicht werden müssen und wie die jeweiligen Baubewilligungsprozesse ablaufen.

### *3 Gebäudeanalyse*

Die dargelegten Methoden der Bau- und Zustandsaufnahme wurden im Rahmen des Forschungsprojektes Gebäudeerneuerung Oberwallis angewendet und teilweise weiterentwickelt. Ziel der AutorInnen ist es Empfehlungen abzugeben wie die Abmessungen, die Konstruktion und der Zustand eines Gebäudes erfasst werden können, um eine aussagefähige Beurteilungsgrundlage für alle folgenden Planungsschritte zu erhalten.

### *4 Umbaukonzepte, Verstärkung*

Für die Dielbaum-Geschossdecke und die Aussenwand werden effiziente Verstärkungen für eine Neu- bzw. Weiternutzung vorgestellt. Die Empfehlungen sind nicht abschliessend, sondern bilden den Stand der Technik und Forschung der Berner Fachhochschule und der Wirtschaftspartner dieses Forschungsprojektes zum momentanen Zeitpunkt ab. Die Ergebnisse beziehen sich auf die Holzkonstruktionen der Bautypologien Wohnhaus, Stall und Stadel.

### *5 Erdbebensicherheit*

In diesem Leitfaden wird gezeigt, wie bei der Überprüfung der Erdbebensicherheit eines bestehenden Blockbaus vorgegangen wird. Zu den Themen dynamische Eigenschaften von Blockbauten und horizontaler Tragwiderstand von Blockwänden wurden Untersuchungen gemacht, auf deren Grundlage das Vorgehen Schritt für Schritt beschrieben wird. Schliesslich beinhaltet der Leitfaden ein Berechnungsbeispiel, in dem die gewonnenen Erkenntnisse angewandt werden. Dabei werden systematisch die Themen Erdbebeneinwirkungen, Verteilung der Kräfte und Tragwiderstand der Wandscheiben behandelt.

### *6 Brandschutz*

Brandschutz bei Altbauten ist immer ein Abwägen zwischen Nutzungsänderung, Grösse des Eingriffes und Bestandsschutz. Das Arbeiten in Varianten erleichtert die Zusammenstellung der möglichen Lösungen und dem Vergleich des Erfüllungsgrades der Schutzziele. Daraus lassen sich in Zusammenarbeit mit allen Ansprechpartnern die umzusetzenden Massnahmen definieren. Dabei wird der Brandschutz sichergestellt, trotz Abweichung von Lösungen gemäss Vorschriften.

### *7 Bauphysik und Baukonstruktion*

Die Verbesserung der Energieeffizienz ist zentraler Bestandteil der Sanierung historischer Holzgebäude. Neben dem Einsatz regenerativer Energiequellen ist dabei die Verbesserung des Wärmeschutzes der thermischen Gebäudehülle unter Berücksichtigung des Feuchteschutzes von Bedeutung. In vorliegendem Leitfaden werden robuste Sanierungslösungen aufgezeigt, welche die Anforderungen an die Energieeffizienz sowie den Wärme- und Feuchtschutz erfüllen. Der Schallschutz ist ein wichtiger Bestandteil der Qualität eines sanierten Gebäudes. Der Luft- und der Trittschallschutz von zwei sanierten Geschossdecken wurde gemessen und analysiert.

### *8 Detailkatalog*

Der Detailkatalog enthält konstruktive Lösungsvorschläge zur Ausbildung von Dach- und Wandanschlüssen, wie auch zur Dielbaumverstärkung und dem Sockelanschluss. Es beinhaltet zu dem verschiedene Deckenaufbauten entsprechend den gewünschten Anforderungsprofilen. Die Detaildarstellungen beinhalten die Ergebnisse der abgestimmten Forschungsarbeiten und sind eine Empfehlung für die individuelle Planung am Objekt respektive der vorliegenden Situation.

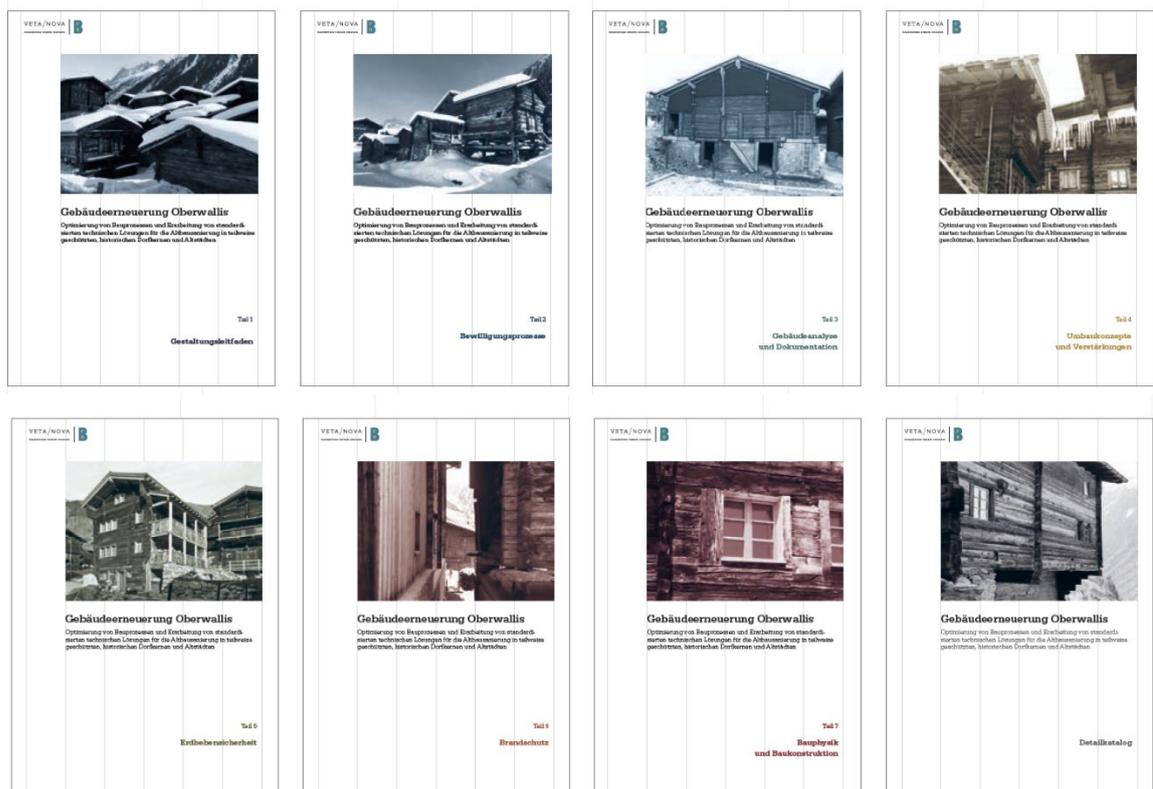


Abb. 3: Überblick der Leitfäden der 8-teiligen Schriftenreihe zur «Gebäudeerneuerung Oberwallis»

### 3 DANKSAGUNG

Im Namen der nationalen und regionalen Wirtschaftspartner sowie der Forschungspartnerin Berner Fachhochschule möchten wir uns ganz herzlich bei allen beteiligten Personen, Institutionen, Arbeitsgruppen, fachlichen Stellen und Gremien sowie Unternehmen für die äusserst konstruktive Zusammenarbeit bedanken, ohne die dieses Projekt nicht in diesem Rahmen umsetzbar gewesen wäre. Der Dank gilt insbesondere den Partnern des Soundingboards sowie den kantonalen Stellen und nicht zuletzt allen Eigentümerschaften und Architekturbüros der Objekte, die als Forschungsobjekte in natura oder in Bildern und Plänen verwendet werden durften und so zum Gelingen dieser umfangreichen Aufgabe beigetragen haben.

# Erzielung der Luftdichtheit durch den Einsatz von Lehm

Prof. Dr. Christoph Geyer  
Bernere Fachhochschule, Institut für Holzbau, Tragwerke und Architektur

## 1 EINLEITUNG

Historische Holzgebäude sollen in Zukunft nach Möglichkeit ganzjährig bewohnt werden. Um eine nachhaltige und dauerhafte Nutzung sicherzustellen, ist eine Verbesserung des Wärmeschutzes der Gebäudehülle sowie der Energieeffizienz notwendig. Um Bauschäden zu vermeiden, muss neben den gesetzlichen Vorgaben zum Wärmeschutz auch dem Feuchtschutz und damit der Luftdichtheit der Gebäude besondere Aufmerksamkeit geschenkt werden.

Historische Gebäude im Oberwallis wurden in der Regel in Blockbauweise erstellt (siehe Abb. 1). Aufgrund des Denkmalschutzes müssen die Aussenwände mit einer innen liegenden Wärmedämmung ausgestattet werden. Durch diese innenliegende Wärmedämmung kommt der Luftdichtheitsebene eine besondere Bedeutung für die Robustheit der sanierten Aussenwand zu. Daher wurden Untersuchungen der Luftdichtheit der Aussenwände durchgeführt.

Standardmässig wird diese Luftdichtheitsschicht mit einer Kunststoffolie hergestellt. Diese Kunststoffolie muss aber an allen Rändern und Durchdringungen luftdicht angeschlossen werden. Aufgrund der vorhandenen Randbedingungen ist dies aber mit einem hohen Ausführungsrisiko verbunden. Daher wurde im Rahmen des Projekts Vetanova (Veta/Nova 2018) untersucht, ob die Luftdichtheitsschicht auch durch eine innenliegende Lehmschicht hergestellt werden kann.



Abb. 1: Historisches Wohngebäude im Oberwallis

## 2 AUSSENWÄNDE

Zunächst müssen die Eigenschaften der Bestandswände festgestellt werden. Besonders wichtig ist dabei die Feststellung der Luftdurchlässigkeit der Bestandswand. Denn die Luftdurchlässigkeit bestimmt maßgeblich die Wasserbelastung durch Konvektion, also durch Luftströmungen im Bauteil.

### 2.1 Luftdurchlässigkeit der Bestandswand

Die Luftdurchlässigkeit der Bestandswand wird mit einem MLM-Messgerät (MLM 2021) gemessen. Dabei wird ein Rahmen auf der Innenseite der Wand aufgebracht, welcher mit einer Folie bespannt wird (siehe Abb. 2). Sodann wird mit einem Ventilator ein Unterdruck zwischen der Folie und der Wand erzeugt, aus dem die Luftdurchlässigkeit der Wand ermittelt wird.

Die Ergebnisse der Luftdichtheitsmessung sind in der nachfolgenden Abb. zusammengestellt (siehe Abb. 3): Die Wandfläche ist etwa so dicht wie ein sehr dichtes Fenster der Fugendurchlässigkeitsklasse 4. Die Wandecke ist etwa so dicht wie ein dichtes Fenster der Fugendurchlässigkeitsklasse 3.

Es stellt sich nun die Frage, ob die festgestellte Luftdichtheit die Bauschadensfreiheit der Wand auch nach einer Sanierung mit einer innen liegenden Wärmedämmung sicherstellen kann. Zur Beantwortung dieser Frage werden Simulationsberechnungen mit dem Programm WUFI 2D (WUFI 2D 2021) durchgeführt.

Die Berechnungen zeigen, dass die Luftdurchlässigkeit der Bestandswände zu hoch ist, um mit einer innenliegenden Wärmedämmung ohne eine zusätzliche Luftdichtheitsschicht eine robuste Sanierungslösung zu erreichen.



Abb. 2: An der Aussenwand montierter Messrahmen des MLM-Messgerätes

Um die Simulationen für die Aussenwand mit Lehmschicht durchführen zu können und um festzustellen, ob die Wand mit der Lehmschicht luftdicht ist, musste auch die Luftdurchlässigkeit der Aussenwand mit Lehmputz gemessen werden.

Bei der Messung wurde festgestellt, dass die Luftdurchlässigkeit der so behandelten Wand so niedrig ist, dass messtechnisch kein Luftdurchgang mehr festgestellt werden konnte. Damit konnte gezeigt werden, dass die Aussenwand mit Lehmschicht luftdicht ist.

Bezeichnung	Datum	Druckstufen N	$a_F$ $m^3/(h \cdot m \cdot Pa^n)$	$da_F$ 95%	n	Dn 95%
Messung Wandfläche	19.10.2020	10	0.018	0.001	0.75	0.0239
Messung Wandecke	19.10.2020	10	0.050	0.002	0.78	0.0139

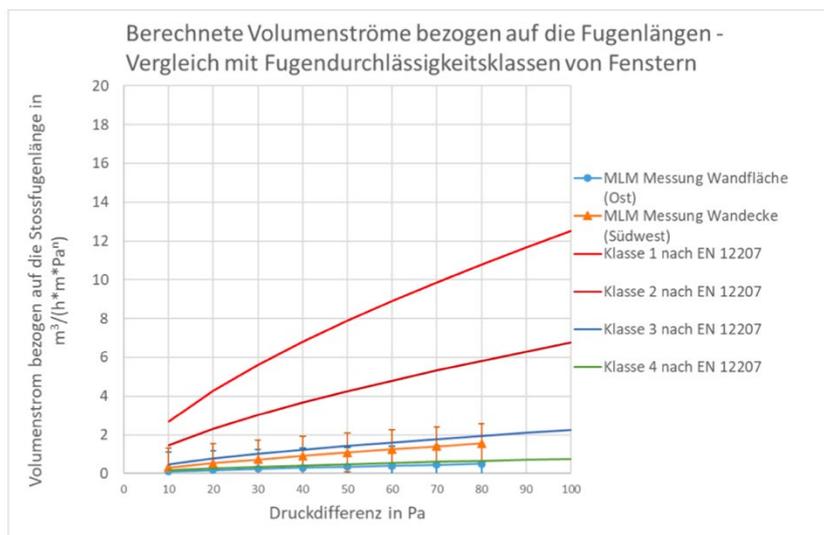


Abb. 3: Messergebnis der Luftdurchlässigkeit der Wand

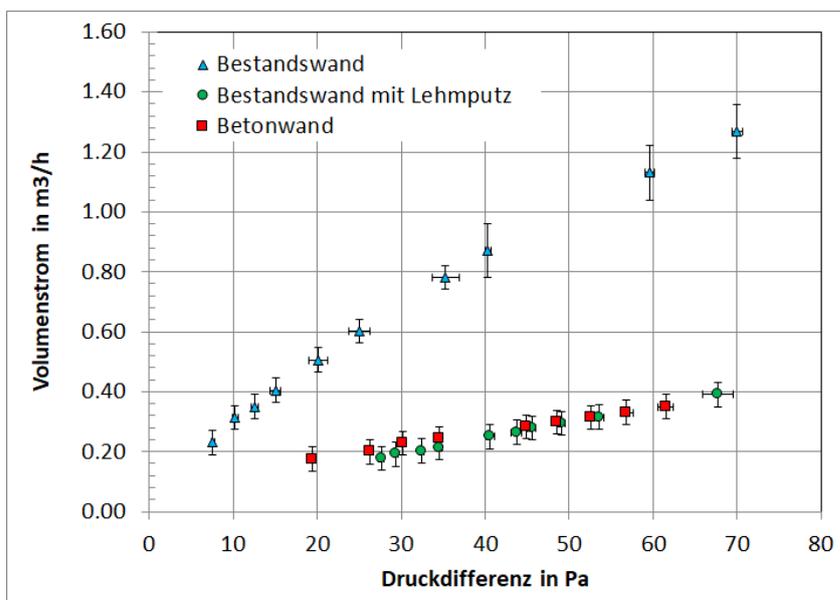


Abb. 4: Vergleich der Luftdurchlässigkeit der Bestandswand, der Wand mit Lehmputz und einer Betonwand

## 2.2 Frostsicherheit

Da sich die Lehmschicht auf der Aussenseite der Wärmedämmung befindet, muss damit gerechnet werden, dass sie nach einer Sanierung mit einer innenliegenden Wärmedämmung einer Anzahl Frost-Tau-Wechseln ausgesetzt ist. Diese Frosttauwechsel führen aber nur dann zu Rissen im Lehm, wenn im Lehm während der Frosttauwechsel ein hoher Wassergehalt vorhanden ist.

Das WTA-Merkblatt 6-5:2014 (WTA 6-5 2014) empfiehlt, dass möglicherweise nicht frostbeständige Materialien einen Sättigungsgrad von 30 % (d. h. 30 % des maximalen Wassergehalts  $w_{max}$ ) nicht überschreiten sollten. Diesem Grenzwert liegt ein Sicherheitsfaktor von 2, bezogen auf kritische Sättigungsgrade zugrunde. Höhere Sättigungsgrade sind zulässig, wenn die relative Feuchte der Porenluft unter 95 % bleibt. Damit sollen nach derzeitigem Kenntnisstand auch bei empfindlichen Materialien Frostschäden ausgeschlossen werden.

Für den verwendeten Lehmputz mit einer Porosität von 42 % ergibt sich ein kritischer Wassergehalt von  $126 \text{ kg/m}^3$ , welcher während der Frosttauwechsel nicht überschritten werden darf. Daher wurde die Frostsicherheit der Lehmschicht in den Wufi 2D-Simulationen untersucht. In Abb. 5 sind die Temperaturen der Lehmschicht für verschiedene Sanierungsvarianten dargestellt. Abb. 6 zeigt die Wassergehalte, welche in der Lehmschicht bei den verschiedenen Sanierungsvarianten auftreten. Diese liegen deutlich unter dem o. g. kritischen Wassergehalt. Damit ist die Frostsicherheit der Lehmschicht für alle Sanierungsvarianten nachgewiesen.

Temperatur in Lehmputzschicht

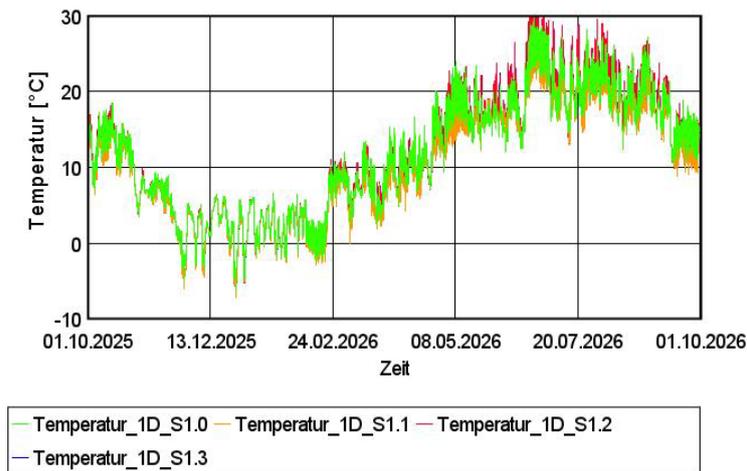


Abb. 5: Temperaturen in der Lehmputzschicht für alle Sanierungsvarianten

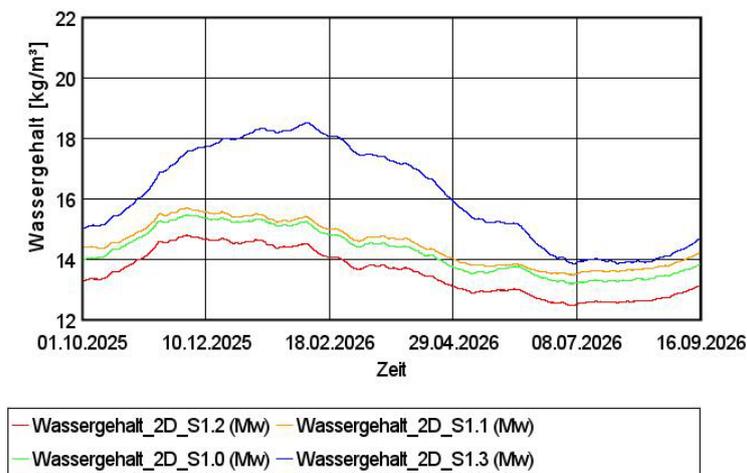


Abb. 6: Wassergehalt der Lehmputzschicht für alle Sanierungsvarianten

### **3 FAZIT UND AUSBLICK**

Es konnte für die Aussenwände in Blockbauweise der Gebäude im Oberwallis nachgewiesen werden, dass die Luftdichtheit der Aussenwand mit einer innen liegenden Lehmschicht hergestellt werden kann. Allerdings muss diese Lehmschicht über die Lebensdauer des sanierten Gebäudes die Luftdichtheit sicherstellen. Insbesondere dürfen durch thermische Ausdehnungen und durch das Quellen und Schwinden durch verschiedene Wassergehalte keine Risse im Lehm entstehen. Diese langzeitige Zuverlässigkeit muss noch nachgewiesen werden.

### **4 DANKSAGUNG**

Wir bedanken uns bei unseren Projektpartnern der ARGE Dorfkernerweiterung Oberwallis für das zur Verfügung stellen von Gebäuden für die in situ Messungen und bei der Innosuisse, der schweizerischen Agentur für Innovationsförderung für die finanzielle Förderung.

### **5 REFERENZEN**

Veta/Nova (2018) Forschungsprojekt vetanova, ARGE Dorfkernerweiterung Oberwallis, Nordstraße 16, 3900 Brigg gefördert von innosuisse

MLM (2021) Minneapolis Micro Leakage Meter, Blower Door GmbH, Zum Energie- und Umweltzentrum 1, D-31832 Springe-Eldagsen

Wufi 2D (2021) WUFI® 2D, <https://wufi.de/de/software/wufi-2d/>, zuletzt abgerufen am 05.08.2021

WTA 6-5 (2014) WTA-Merkblatt 6-5 Innendämmung nach WTA II: Nachweis von Innendämmungen mittels numerischer Berechnungsverfahren, Wissenschaftlich-Technische Arbeitsgemeinschaft für Bauwerkserhaltung und Denkmalpflege e. V., Fraunhofer IRB-Verlag, Ausgabe 04.2014/D

# Erkenntnisse und Empfehlungen zur Erdbebensicherheit von Blockbauten

Lukas Furrer, Prof. Martin Geiser  
Bernere Fachhochschule, Institut für Holzbau, Tragwerke und Architektur

## 1 EINLEITUNG

Im Rahmen des Innosuisse-Projekts «Veta/Nova – Gebäudeerneuerung Oberwallis» wurden insgesamt acht Leitfäden zu unterschiedlichen Themen betreffend Realisierung von Bauvorhaben erarbeitet. Das Ziel des Projekts war die Vereinfachung und Vereinheitlichung von Planungs- und Bewilligungsprozessen und die Erarbeitung von Musterlösungen beim Umbau von historischen Gebäuden. In diesem Beitrag werden die Untersuchungen zum Arbeitspaket 4 Erdbebensicherheit und die wichtigsten Erkenntnisse daraus zusammengefasst dargestellt. Im Leitfaden (Furrer, Geiser und Dany-Cavasin, 2022) werden Grundsätze zur Projektierung hinsichtlich der Erdbebensicherheit von historischen Gebäuden aufgezeigt. Des Weiteren werden die Einwirkungen aus Erdbeben, die Verteilung der Erdbebenkräfte auf die aussteifenden Blockwände und der Tragwiderstand von Blockwänden gegenüber Horizontallasten behandelt und schliesslich werden Massnahmen zur Verstärkung und Verankerung der Wände vorgeschlagen. Dieser Tagungsbeitrag kann als Zusammenfassung der zentralen Forschungsarbeiten betrachtet werden. Der komplette Leitfaden inklusive Berechnungsbeispiel ist auf der Website des Projekts «Veta/Nova» frei als PDF verfügbar ([www.vetanova.ch](http://www.vetanova.ch)).

Hinsichtlich der Erdbebeneinwirkungen lag der Fokus auf der korrekten Ermittlung der Grundschiwingzeit und auf der Dämpfung, welche für die Ermittlung der Erbebenkräfte angesetzt werden können. Im Rahmen des Projekts wurden Ambient Vibration Measurements (AVM) an zehn Walliser Blockbauten durchgeführt. Das Ziel dieser Messkampagne lag insbesondere darin, die dynamischen Eigenschaften der Gebäude zu untersuchen und schliesslich Vorschläge für die korrekte Ermittlung der Grundschiwingzeit, welche für die Berechnung der Erdbebenkräfte benötigt wird, zu machen. An einem der zehn Gebäude wurden zusätzlich zu den Messungen Ausschwingversuche durchgeführt, um die dynamischen Eigenschaften bei grossen Auslenkungen zu untersuchen, wobei das Augenmerk insbesondere auf der Dämpfung und der Grundschiwingzeit gelegen hat.

Zum Thema Tragwiderstand von Blockwänden wurden Untersuchungen hinsichtlich der Gleitreibung und Verstärkungen der Wände durchgeführt. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen resultieren in Vorschlägen für die Reibung, welche rechnerisch angesetzt werden kann und für Verstärkungsmassnahmen mit Schrauben, die den Tragwiderstand gewährleisten sollen.

## 2 EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN

### 2.1 Untersuchungen zu den Erdbebeneinwirkungen

Um Erkenntnisse zu den dynamischen Eigenschaften von Walliser Blockbauten zu gewinnen, wurden unterschiedliche Untersuchungen an bestehenden Gebäuden durchgeführt. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen ermöglichen es, die Erdbebenkräfte korrekt zu ermitteln, da wichtige Erkenntnisse hinsichtlich der Grundschiwingzeit und der Dämpfung der Gebäude haben gewonnen werden können. Einerseits sind Ambient Vibration Measurements (AVM) an zehn Blockbauten unterschiedlicher Ausprägung durchgeführt worden, woraus man auf die dynamischen Eigenschaften von Gebäuden dieser Bauweise schliessen kann. Andererseits sind an einem der zehn Gebäude Ausschwingversuche gemacht worden, wodurch die dynamischen Eigenschaften bei grossen Amplituden, wie sie bei einem Erdbeben zu erwarten sind, untersucht werden konnten. Im Folgenden werden diese Untersuchungen beschrieben und die wichtigsten Ergebnisse präsentiert.

### 2.1.1 Ambient Vibration Measurements

Die AVM-Kampagne beinhaltete Messungen an insgesamt zehn unterschiedlichen Blockbauten. Die untersuchten Gebäude sind auf der Karte in Abbildung 1 dargestellt und unterscheiden sich in Alter, Dimensionen, Gebäudetypus und Ausbaustatus. Das Ziel der Messkampagne bestand darin, die dynamischen Eigenschaften bei sehr kleinen Auslenkungen (ambient vibrations) zu untersuchen. Aus den Messungen kann auf die Grundschiwingzeit, Schwingungsformen und auf die Dämpfung geschlossen werden, wobei Grundschiwingzeit und Dämpfung bei sehr kleinen Amplituden grundsätzlich kleiner sind als bei grossen Auslenkungen, wie sie im Fall eines Erdbebens zu erwarten sind.

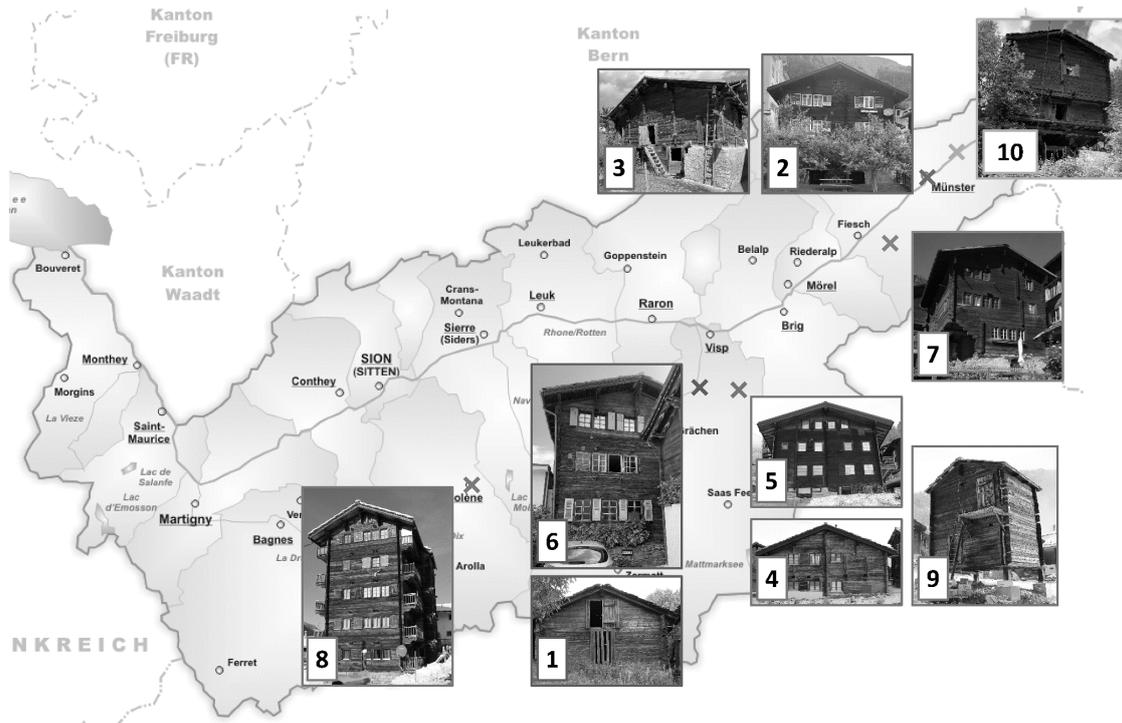


Abb. 1: Karte des Kantons Wallis mit den Gebäuden der AVM-Kampagne

### 2.1.2 Ausschwingversuche

Gemäss Oberbach (2021) beträgt die Grundschiwingzeit bei Gebäuden in Stahlbeton-, Mauerwerks- oder Holzrahmenbauweise bei grossen Auslenkungen rund das 1.5-fache der bei AVM gemessenen Grundschiwingzeit  $T_{1,AVM}$  und auch die Dämpfung ist von der Auslenkung abhängig. Um die dynamischen Eigenschaften von Blockbauten bei grossen Auslenkungen zu ermitteln, welche für die Berechnung der Erdbebenkräfte verwendet werden, wurden am Gebäude 1 neben den AVM auch Ausschwingversuche durchgeführt. Das Ziel dieser Versuche lag darin, durch das Erzeugen grosser Auslenkungen an einem realen Gebäude auf den Faktor zur Berücksichtigung grosser Amplituden zu schliessen und die rechnerisch anzusetzende Dämpfung zu ermitteln.

Der Versuchsaufbau ist auf der Abbildung 2 dargestellt. Bei den Ausschwingversuchen wurde mithilfe eines Habeggens an dem First des Gebäudes gezogen, wobei zwischen dem Habegger und der Kraftmessdose der Auslösemechanismus angebracht worden war. Der Auslösemechanismus bestand aus jeweils einer Gewindestange mit zwei Ringmuttern an beiden Enden, wobei die Gewindestange mit einer Einschnürung versehen worden war, deren Durchmesser die Kraft bei der Auslösung bestimmte. Bei jedem neuen Versuch wurde also eine neue Gewindestange angebracht, wobei pro Kraftstufe (8 kN, 16 kN, 24 kN, 32 kN, 40 kN und 48 kN) jeweils drei Versuche durchgeführt wurden. An der Rückseite des Gebäudes wurde an sechs Stellen die Verschiebung mit gefederten Wegaufnehmern gemessen; an beiden Seitenwänden jeweils oben und unten, an dem First und am Mauerwerk als Referenz. Das Dach war vor den Versuchen mit Holzbrettern und Windrispenbändern wie auf der Abbildung 2 mit den Kreuzen angedeutet verstärkt worden, sodass eine ausreichende Scheibenwirkung gewährleistet war und die Kräfte auf die Seitenwände geleitet werden konnten.

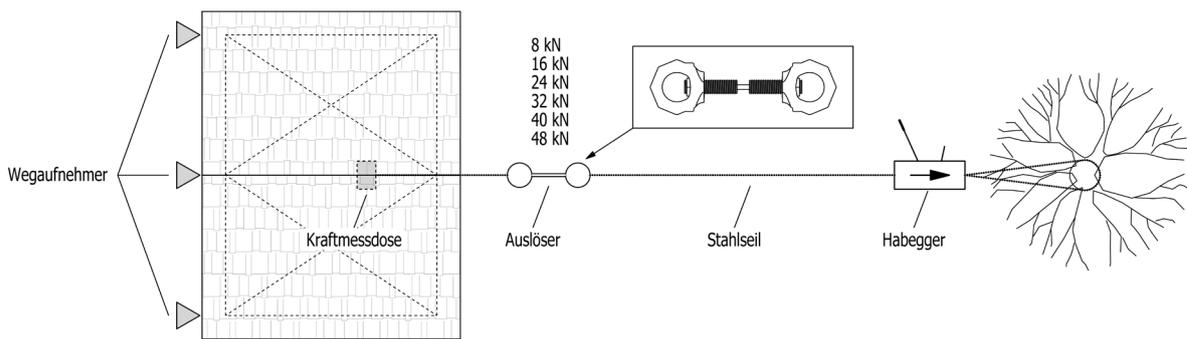


Abb. 2: Schematische Darstellung des Versuchsaufbaus

### 2.1.3 Ergebnisse Erdbebeneinwirkungen

In der Tabelle 1 sind die aus der AVM-Kampagne resultierenden ( $T_{1,AVM}$ ) und die abgeschätzten Grundschnwingzeiten ( $T_{1,est}$ ) aufgelistet. Die Schätzformel gemäss kanadischer Norm NBCC (2010) zur Ermittlung der Grundschnwingzeit lautet wie folgt:

$$T_{1,est} = 0,05 \cdot h^{0,75} \quad \text{mit } h = \text{Gebäudehöhe ab Einbindungshorizont}$$

Für fast alle Gebäude gibt es eine gute Übereinstimmung der gemessenen mit der abgeschätzten Grundschnwingzeit. Nur bei den Gebäuden, welche auf Stützen stehen (Gebäude 3 und 4), ist die Grundschnwingzeit nach Schätzformel kleiner als die gemessene.

Tab. 1: Vergleich der gemessenen und der abgeschätzten Grundschnwingzeiten. Hervorgehoben wird die Spalte des Gebäudes 1, an dem zusätzlich Ausschwingversuche durchgeführt wurden.

Gebäude	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$T_{1,AVM}$ [s]	<b>0,16</b>	0,16	0,17	0,20	0,17	0,20	0,24	0,37	0,27	0,32
$T_{1,est}$ [s]	<b>0,14</b>	0,15	0,16	0,17	0,18	0,19	0,22	0,37	0,19	0,22

Die beiden Diagramme der Abbildung 3 stellen die Ergebnisse aus den AVM und den Ausschwingversuchen an Gebäude 1 zusammenfassend dar. Links dargestellt ist die mittlere Grundschnwingzeit und rechts die mittlere Dämpfung, jeweils in Abhängigkeit der Auslenkung. Eine Auslenkung von 100 % entspricht einer Auslenkung unter Erdbebeneinwirkung  $F_d = 43$  kN gemäss Norm SIA 261:2020 (Baugrundklasse B, Erdbebenezone z3b) und eine Auslenkung von 0 % bezieht sich auf die bei den AVM ermittelten Werten. Die Grundschnwingzeit wie auch die Dämpfung steigen mit zunehmender Auslenkung.

Bei 100 % Auslenkung hat sich eine effektive Grundschnwingzeit  $T_1$  von rund 0,20 s ergeben. Die mit AVM ermittelte Grundschnwingzeit ( $T_{1,AVM} = 0,16$  s) kann daher mit dem Faktor 1,2 multipliziert werden, um auf die Grundschnwingzeit bei grossen Amplituden zu schliessen. Aufgrund der guten Übereinstimmung der AVM-Ergebnisse und der Grundschnwingzeiten gemäss Schätzformel und unter Berücksichtigung grosser Amplituden kann die Grundschnwingzeit für Blockbauten wie folgt ermittelt werden:

$$T_1 = 1,2 \cdot 0,05 \cdot h^{0,75} \quad \text{mit } h = \text{Gebäudehöhe ab Einbindungshorizont}$$

Die viskose Dämpfung von 5 %, wie sie gemäss Norm SIA 261 (2020) üblicherweise für die Ermittlung der Erdbebenkkräfte verwendet wird, scheint die Dämpfung bei Blockbauten deutlich zu unterschätzen. Die Untersuchungen haben gezeigt, dass die Dämpfung bei 100 % Auslenkung deutlich höher ist als die von der Norm vorgegebenen 5 %.

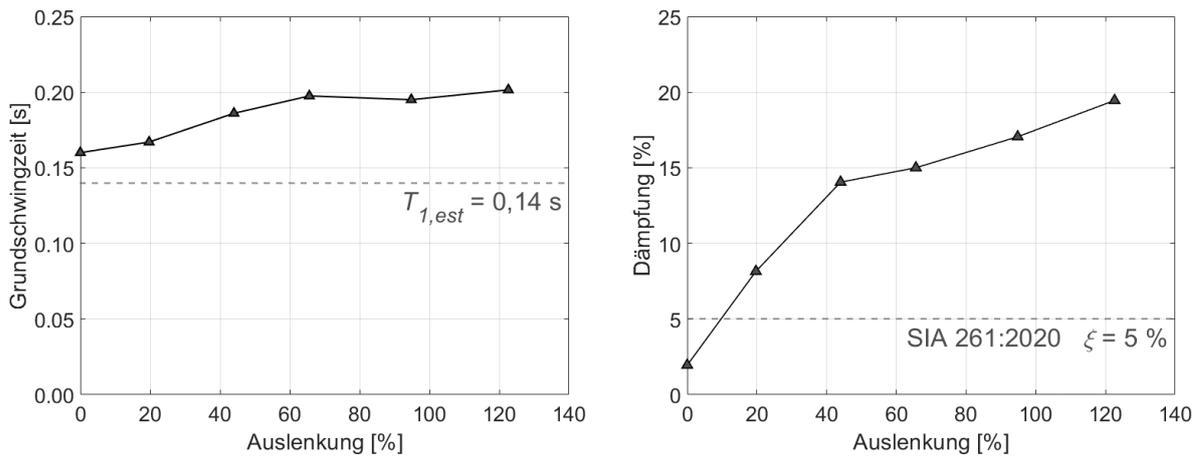


Abb. 3: Ergebnisse der Ausschwingversuche hinsichtlich der Grundschwingzeit (links) und Dämpfung (rechts) in Abhängigkeit der Auslenkung.

Die Ergebnisse der Untersuchungen zur Grundschwingzeit von Blockbauten werden auf der Abbildung 4 zusammengefasst dargestellt. Für die Gebäude 1 bis 8 kann eine gute Übereinstimmung der aus den AVM resultierenden Grundschwingzeiten mit den Grundschwingzeiten nach Schätzformel festgestellt werden. Bei den Gebäuden 9 und 10, welche auf Stützen stehen, liegt die gemessene Grundschwingzeit deutlich höher. Allerdings ist die geringe Steifigkeit im untersten Teil des Gebäudes hinsichtlich der Erdbebensicherheit problematisch, sodass bei solchen Gebäuden in der Regel Massnahmen nötig sind, um diese weichen Geschosse auszusteifen. Die Formel  $T_1 = 1,2 \cdot 0,05 \cdot h^{0,75}$  liefert für Blockbauten plausible Grundschwingzeiten für die Ermittlung der Erdbebenkräfte. Die obere gestrichelte Linie steht für die Obergrenze von  $2 \cdot T_{1,est}$  (prEN 1998-1-1, 2022).

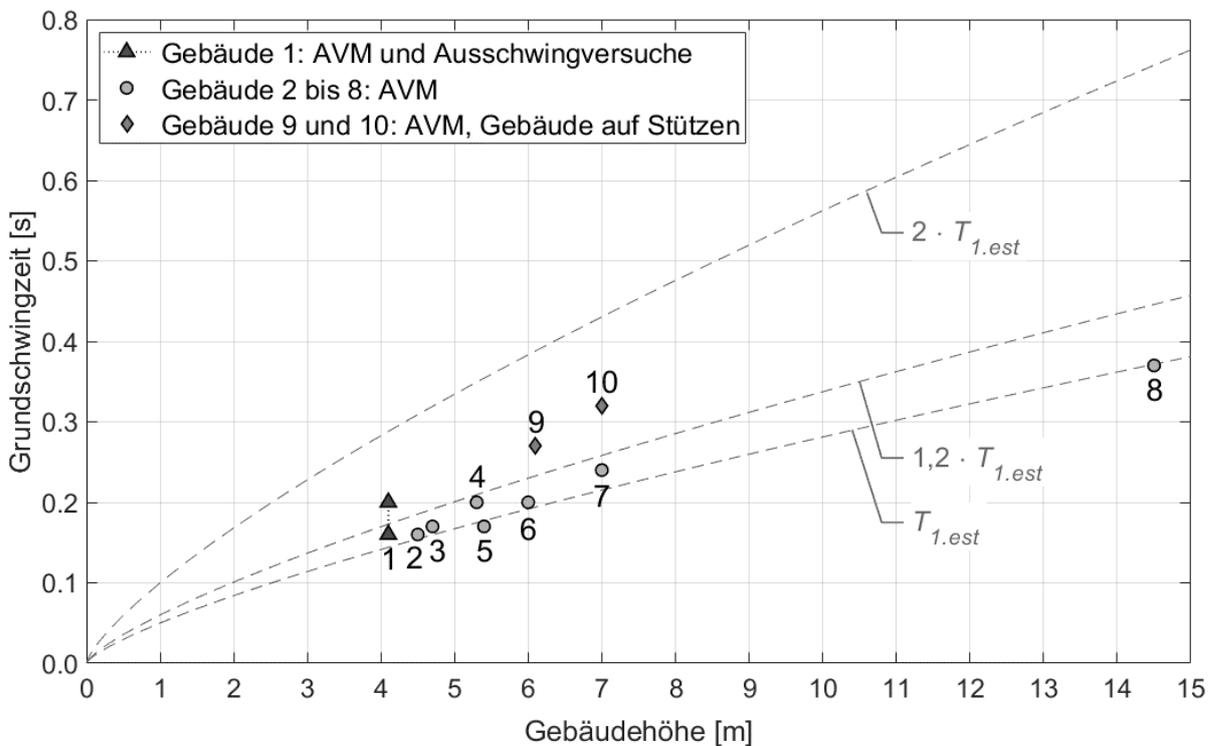


Abb. 4: Untersuchungsergebnisse zur Grundschwingzeit der untersuchten Gebäude

## 2.2 Untersuchungen zum Tragwiderstand

Der horizontale Tragwiderstand einer Blockwand setzt sich zusammen aus der Reibung zwischen den Blöcken, der Verkämmung («Gwätt»), der Verdübelung und allfälligen Verstärkungen. Der teilweise schlechte Zustand der Verkämmung und Unsicherheiten betreffend Anzahl und Art der Verdübelung verlangen eine fallweise Beurteilung durch den zuständigen Ingenieur. Die Reibung kann einen beachtlichen Beitrag zum Tragwiderstand leisten, wobei die vertikale Erdbebenkomponente berücksichtigt werden muss. Da der Tragwiderstand aus der Reibung nicht immer für die Kraftübertragung ausreicht, besteht die Möglichkeit, die Scherfugen mit querbelasteten Schrauben zu verstärken. Untersuchungen an der BFH haben gezeigt, dass der Tragwiderstand aus der Reibung mit dem Tragwiderstand der Schrauben addiert werden kann. Diese Untersuchungen werden im Folgenden erläutert und die Erkenntnisse daraus zusammengefasst.

### 2.2.1 Versuche Reibung und Verstärkung von Blockwänden

Im Rahmen von Untersuchungen zur Überprüfung von Holzbalkendecken in Bestandsbauten haben Wenk et al. (2020) Gleitreibungskoeffizienten für verschiedene Oberflächenbedingungen ermittelt. Die Autoren geben einen Bemessungswert für die Gleitreibung von Holz auf Mörtel von 0,4 und von gesägtem oder gehacktem Holz aufeinander von 0,3 an. Ein Ziel der Reibungsversuche an der BFH im Rahmen des Projekts Veta/Nova bestand darin, die bei Wenk et al. (2020) ermittelten Gleitreibungskoeffizienten an grösseren Prüfkörpern zu verifizieren, um einerseits zu ermitteln, ob es einen Volumeneffekt gibt. Andererseits sind die Prüfkörper nach den zyklischen Reibungsversuchen mit Holzschrauben mit Teilgewinde verstärkt worden, um zu ermitteln, welchen Einfluss die Reibung auf den Tragwiderstand einer verstärkten Wand hat. Das zweite Ziel bestand schliesslich darin, herauszufinden, ob der Tragwiderstand aus der Reibung mit dem Tragwiderstand der Schrauben addiert werden kann, um den gesamten horizontalen Tragwiderstand zu ermitteln.

Der Versuchsaufbau ist auf der Abbildung 6 dargestellt. Getestet wurde jeweils die gestrichelte Scherfuge zwischen die zwei dunkleren Balken, bei denen es sich um sägerohes Holz (Fichte/Tanne) handelte und welche einen Querschnitt von 120 mm x 150 mm aufwiesen. Beim unteren Teil handelt es sich um den Prüfaufbau, der nötig gewesen ist, damit die Prüfkörper gleichzeitig vertikal und horizontal haben belastet werden können.

Bei sämtlichen Versuchen wurde jeweils eine konstante Vertikalkraft  $F_v$  aufgebracht und die Horizontalkraft  $F_h$  unter vorgegebener Verschiebung gemessen. Der horizontale Zylinder ist dabei über den Weg gesteuert worden gemäss den Belastungsprotokollen, welche auf der Abbildung 5 dargestellt sind. Bei den Versuchen zur Ermittlung der Reibungskoeffizienten wurde das links dargestellte Protokoll gemäss Steiger et al. (2018) verwendet. Pro Prüfkörper wurden jeweils vier zyklische Tests durchgeführt: Der erste mit einer Vertikalkraft  $F_v$  von 10 kN, der zweite mit 20 kN, der dritte mit 30 kN und schliesslich nochmals ein Versuch mit 10 kN. Das Ziel dabei lag einerseits darin, den Einfluss der Vertikalkraft auf die Reibung zu ermitteln, andererseits sollte untersucht werden, ob eine allfällige «Verseifung», also das Glattreiben der Fasern, zu einem niedrigeren Reibungskoeffizienten führt. Aus diesem Grund wurde am Schluss nochmals ein Versuch mit 10 kN Vertikalkraft durchgeführt, dessen Ergebnisse dann mit denen des jeweils ersten Tests verglichen werden konnten.

Bei den Versuchen mit Verstärkung der Scherfuge durch schräg eingedrehte, querbelastete Holzschrauben mit Teilgewinde wurde das auf der Abbildung 5 rechts dargestellte Protokoll gemäss SN EN12512:2001 angewandt. Das Gewinde der Holzschraube befand sich dabei jeweils nur in einem der beiden betrachteten Blöcke. Die Prüfkörper, an welchen zunächst wie oben beschrieben die vier Reibungsversuche durchgeführt worden waren, wurden daraufhin wie in der Abbildung 6 rechts dargestellt mit Holzschrauben verstärkt. Schliesslich wurden sie entweder mit einer Vertikalkraft von 10 kN oder 30 kN zyklisch getestet. Eine Scherfuge wurde also insgesamt fünf Mal getestet: Vier Mal zur Ermittlung des Reibungskoeffizienten und einmal mit Verstärkungen, um das Tragverhalten einer verstärkten Scherfuge unter unterschiedlicher Vertikalbelastung (10 kN oder 30 kN) zu untersuchen.

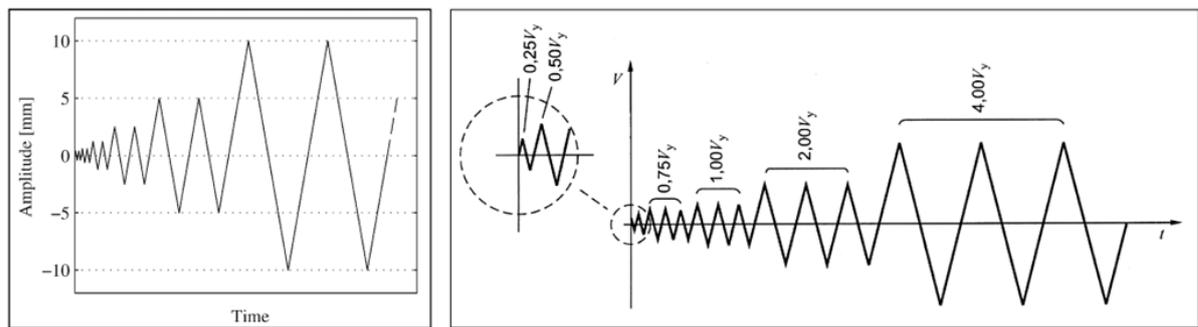


Abb. 5: Belastungsprotokolle für die zyklischen Versuche bezüglich Reibung (links) und Verstärkung (rechts)

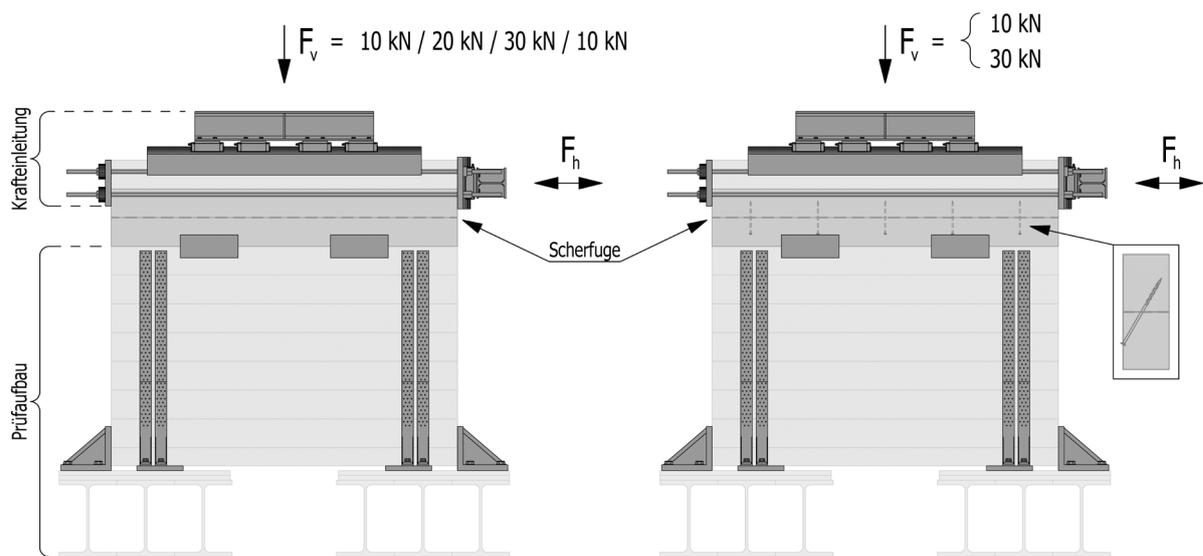


Abb. 6: Darstellung des Versuchsaufbaus für die Ermittlung der Reibung (links) und zur Untersuchung des Tragwiderstands mit Verstärkungen der Scherfuge (rechts)

## 2.2.2 Ergebnisse Tragwiderstand

Die Abbildung 7 zeigt die Zusammenfassung der Ergebnisse hinsichtlich der Gleitreibung aus den insgesamt sieben Prüfkörpern. Es hat sich gezeigt, dass die Gleitreibung bei höherer Vertikalkraft etwas kleiner geworden ist, allerdings deutlich weniger von 20 kN auf 30 kN als von 10 kN auf 20 kN. Dies deutet darauf hin, dass der Gleitreibungskoeffizient auch bei höherer vertikaler Belastung nicht massgeblich tiefer liegen würde. Im Mittel ist ein Gleitreibungskoeffizient  $\mu$  von 0,64 ermittelt worden mit einer Standardabweichung von 0,05. Die Ergebnisse von Wenk et al. (2020) konnten somit auch bei Versuchen an grossen Prüfkörpern verifiziert werden. Es ist also angemessen, den von Wenk et al. (2020) angegebenen Bemessungswert der Gleitreibung zwischen zwei Blöcken  $\mu_d = 0,3$  für die Ermittlung des Beitrags der Gleitreibung zum Tragwiderstand einer Blockwand zu verwenden.

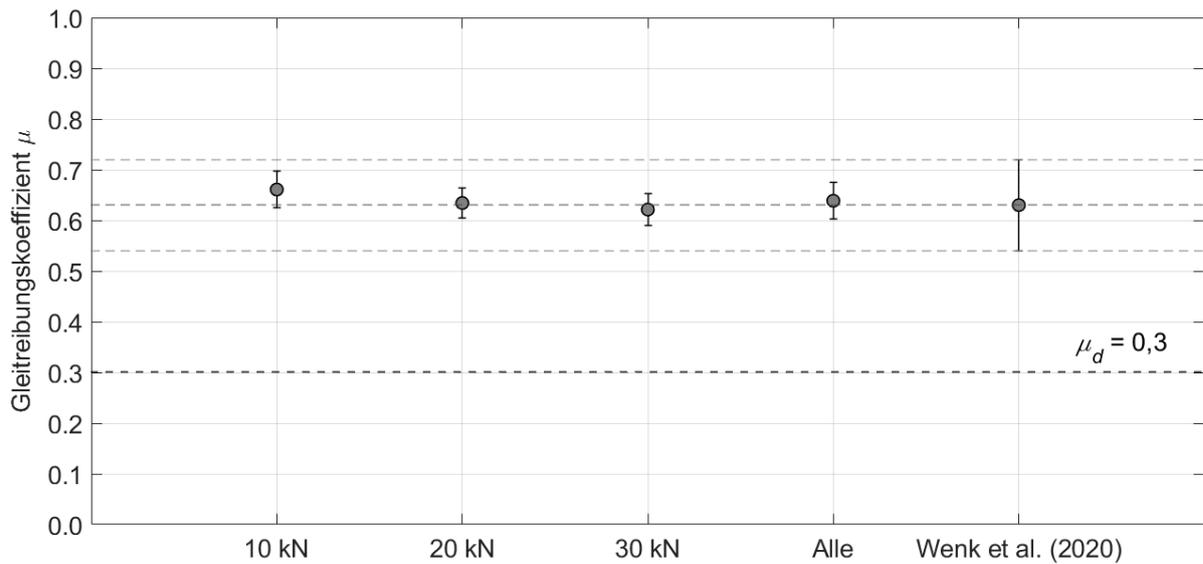


Abb. 7: Darstellung der Ergebnisse ( $\mu \pm \sigma$ ) bezüglich Gleitreibungskoeffizienten bei unterschiedlicher vertikaler Belastung und Vergleich mit den Ergebnissen von Wenk et al. (2020).

Mit Verstärkungen durch Schrauben sind drei Prüfkörper mit einer Vertikalkraft  $F_v$  von 10 kN und zwei Prüfkörper mit einer Vertikalkraft  $F_v$  von 30 kN getestet worden. Die Scherfuge ist dabei bei allen fünf Prüfkörpern mit Holzschrauben verstärkt worden, wie in der Abbildung 6 rechts dargestellt. Die Grafik links auf der Abbildung 8 zeigt die Kraft-Verschiebungskurve eines Prüfkörpers, welcher bei einer Vertikalkraft  $F_v$  von 10 kN, die Grafik rechts die eines Prüfkörpers, welcher bei einer Vertikalkraft  $F_v$  von 30 kN getestet worden ist. Die Kraft beim Nulldurchgang  $F_0$  ist die durchschnittliche Horizontalkraft, welche bei einer Verschiebung von 0 mm gemessen worden ist.  $\Delta F$  bezeichnet die Differenz aus der Maximalkraft und der Kraft beim Nulldurchgang. Wie sich bei einem Vergleich der beiden Diagramme feststellen lässt, ist  $\Delta F$  bei beiden Prüfkörpern in etwa gleich gross, während der Unterschied hinsichtlich des Tragwiderstands vor allem mit der unterschiedlichen Kraft beim Nulldurchgang erklärt werden kann. Diese Kraft ist beim rechts dargestellten Prüfkörper aufgrund der höheren Vertikalbelastung grösser, es zeigt sich also ein deutlicher Einfluss der Reibung auf den gesamten Tragwiderstand. Multipliziert man die Differenz der Vertikalkräfte ( $30 \text{ kN} - 10 \text{ kN} = 20 \text{ kN}$ ) mit dem ermittelten Reibungskoeffizienten von 0,64, so erhält man etwa die Differenz zwischen  $F_0$  bei 10 kN und 30 kN Vertikalkraft. Daraus lässt sich schliessen, dass der Tragwiderstand, welcher sich aus der Gleitreibung ergibt mit demjenigen der Verstärkung durch Schrauben aufaddiert werden kann, um den gesamten Tragwiderstand einer verstärkten Scherfuge zu ermitteln.

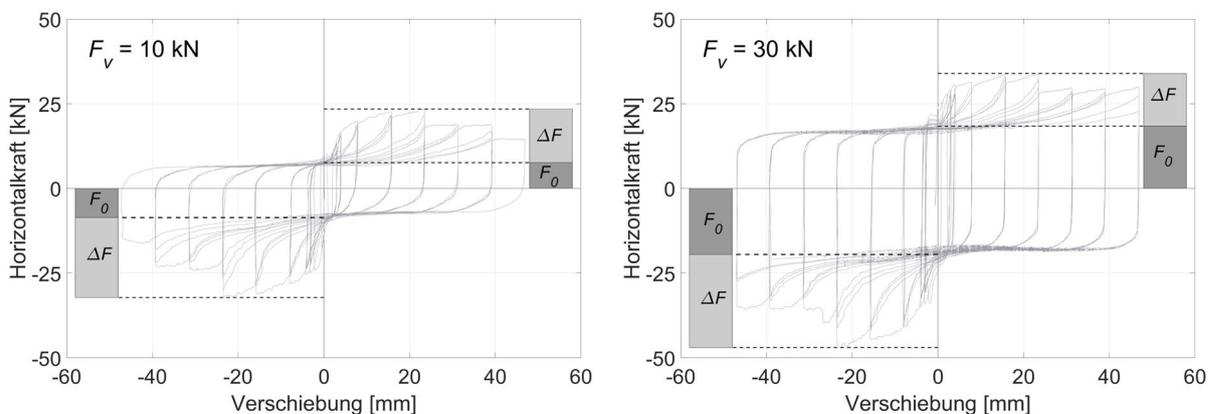


Abb. 8: Kraft-Verschiebungsdiagramme bezüglich Verstärkung mit Schrauben bei unterschiedlicher vertikaler Belastung; links: Vertikalkraft  $F_v = 10 \text{ kN}$ ; rechts: Vertikalkraft  $F_v = 30 \text{ kN}$

### 3 DANKSAGUNG

Ein Dank geht an alle beteiligten Personen, Institutionen, Arbeitsgruppen, fachlichen Stellen und Gremien sowie Unternehmen für die konstruktive Zusammenarbeit. Ein besonderer Dank geht an die SRP Ingenieur AG, namentlich an Linda Dany-Cavasin, die an der Ausarbeitung des Leitfadens und insbesondere des Berechnungsbeispiels beteiligt gewesen ist.

### 4 REFERENZEN

- Eurocode 8 (2022) Design of structures for earthquake resistance - part 1: General rules and seismic action. CEN (prEN 1998-1-1)
- Furrer, L , Geiser, M und Dany-Cavasin, L. (2022) Gebäudeerneuerung Oberwallis – Teil 5 Erdbebensicherheit. Biel: Berner Fachhochschule und Brig: ARGE Dorfkernerneuerung Oberwallis.
- NBCC. (2010). National Building Code of Canada. Ottawa: National Research Council Canada.
- Oberbach, U. (2021). Ermittlung der dynamischen Eigenschaften von mehrgeschossigen Holzrahmenbauten mittels Ausschwingversuch. Biel: Berner Fachhochschule.
- SIA 261:2020 Einwirkungen auf Tragwerke. Zürich: Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein.
- SN EN 12512 (2001), Timber Structures - Test methods – Cyclic testing of joints made with mechanical fasteners. CEN
- Steiger, R., Fink, G., Nerbano, S., & Hack, E. (2018). Experimental investigation of friction stresses between adjacent panels made of Oriented Strand Board (OSB) and between OSB Panels and glued laminated timber (GLT) frame members. *Materials and Structures* 51, 2.
- Wenk, T., Brunner, R., Pacheco de Almeida, J., & Beyer, K. (2020). Überprüfung bezüglich Erdbeben von Holzbalkendecken in Bestandesbauten. *Der Bauingenieur*, vol. 95, no. 4, S. 8-13.

# Umsetzung der Brandschutzvorschriften in der Instandhaltung von Blockbauten

Christoph Renfer  
Bernere Fachhochschule, Institut für Holzbau Tragwerke Architektur IHTA

## 1 AUSGANGSLAGE

Die schweizerischen VKF-Brandschutzvorschriften 2015 definieren die Anforderungen an Bauten und Anlagen. Diese hängen im Wesentlichen von der Gebäudenutzung und den Gebäudeabmessungen ab und richten sich gemäss Art. 2 der VKF-Brandschutznorm an neu zu erstellenden Bauten und Anlagen. Bestehende Bauten sind verhältnismässig an die Brandschutzvorschriften anzupassen, wenn:

- wesentliche bauliche oder betriebliche Veränderungen, Erweiterungen oder Nutzungsänderungen vorgenommen werden oder
- die Gefahr für Personen besonders gross ist.

Für die Erneuerung von Holzbauten in den Dorfkernen bedeutet dies, dass in einem ersten Schritt der Bauherr mit dem Planerteam zusammen mit der Brandschutzbehörde klärt, ob in Abhängigkeit der Tiefe eines Eingriffes in die Nutzung und die Struktur eines Gebäudes eine brandschutztechnische Ertüchtigung erforderlich ist oder nicht.

Ein relevanter Teil der Gebäude ist nicht denkmalgeschützt und befindet sich in einem Zustand, welcher die Bautätigkeiten Mitte bis Ende letzten Jahrhunderts widerspiegeln. Gebäude mit mehreren Nutzungen befinden sich vielfach auch in sehr unterschiedlichen Unterhaltszuständen.

Bei reinen Unterhaltsarbeiten oder Modernisierungen ist eine Anpassung an die aktuellen Vorschriften nicht vorgeschrieben. Falls Anlagen betroffen sind, die direkt der Personensicherheit dienen, ist eine verhältnismässige Ertüchtigung vorgesehen. Bei bestehenden Gebäudeteilen, welche nicht vom Umbau betroffen sind und keine Nutzungsänderung angedacht ist, hängt eine Anpassung an die aktuellen Brandschutzvorschriften vom jeweiligen Objekt und der Personengefährdung ab. Grundsätzlich gilt der Besitzstand. Gerade bei Betriebsbewilligungen für Hotels und Restaurants wird die Erteilung von einem funktionierendem Brandschutzkonzept abhängig gemacht.

Bei allenfalls erforderlicher, verhältnismässiger Anpassung an die aktuellen Brandschutzvorschriften ist ein Mittelweg zwischen den Anforderungen des Brandschutzes, der Denkmalpflege, des Kulturgüterschutzes, des Schutzes eines erhaltenswerten Dorfbildes und den Bedürfnissen der Besitzer und Nutzer anzustreben. Aus brandschutztechnischer Sicht steht der Schutz von Personen vor den Gefahren eines Brandes im Vordergrund. Diese gesetzliche Vorgabe ist in Einklang zu bringen mit den übrigen Vorgaben, Bedürfnissen und Wünschen.

Zusammengefasst ergeben sich für die Planung folgende Vorgaben aus den Richtlinien:

- Es gilt nur ein Bestandsschutz, wenn die Personengefährdung auf einem akzeptierten Niveau gehalten werden kann und keine wesentlichen Änderungen an der Nutzung oder am Gebäude vorgenommen werden.
- Der Bauherr hat sein Gebäude und die darin verbaute Haustechnik aus brandschutztechnischer Sicht regelmässig zu warten und die Betriebsbereitschaft zu gewährleisten.

Es ist somit vor Beginn der Planung der Massnahmen zu klären, ob Änderungen vorliegen, die eine Anwendung der aktuellen Richtlinien rechtfertigen oder die Unterhaltspflicht vernachlässigt wurde. In jedem Fall wird objektbezogen eine Verbesserung angestrebt, was aber nicht heissen soll, dass dies den aktuellen Anforderungen entspricht.



Abb. 1: Unterabstände zwischen Gebäuden



Abb. 2: Fluchtweg für verschiedene Nutzungen

## 2 PROJEKTKONZEPT

Im Rahmen des Projektkonzeptes sind die Nutzungen einzelner Räume bzw. Nutzungseinheiten klar zu definieren. Der Prozess der brandschutztechnischen Bestandesaufnahme ist in Abb. 3. Wichtige Punkte sind hier die Personenbelegung (quantitativ und in Bezug auf Mobilität), spezielle Sachgüter oder betriebliche Einrichtungen und individuelle Schutzbedürfnisse. Daraus können die Vorgaben an den Brandschutz konkret abgeleitet werden. Die Schutzziele müssen im Rahmen des objektspezifischen Brandschutzkonzepts definiert werden.

Basierend auf der Schutzzieldefinition wird im Brandschutzkonzept ausgearbeitet, wie die Schutzziele erreicht werden sollen. Dazu ist es gerade in Bestandsbauten wichtig, verhältnismässige Massnahmen zu treffen. Dabei gilt es die denkmalpflegerische Bedeutung des Bestandes miteinzubeziehen und den notwendigen Schutzgrad zu definieren.

## 3 BEWERTUNG VON MASSNAHMEN

### 3.1 Bauliche Brandschutzmassnahmen

Mit baulichen Massnahmen soll eine Brandausbreitung räumlich eingegrenzt werden. Zudem sollen Flucht- und Rettungswege möglichst lang gesichert werden. Bauliche Massnahmen verhindern eine Brandentstehung nicht, sie wirken aber passiv mit einer hohen Zuverlässigkeit. Die Umsetzung baulicher Brandschutzmassnahmen hat oft grössere Eingriffe bei bestehenden Bauten und Bauteilen zur Folge. Die Bildung von Brandabschnitten und sicheren Flucht- und Rettungswegen ist jedoch meist

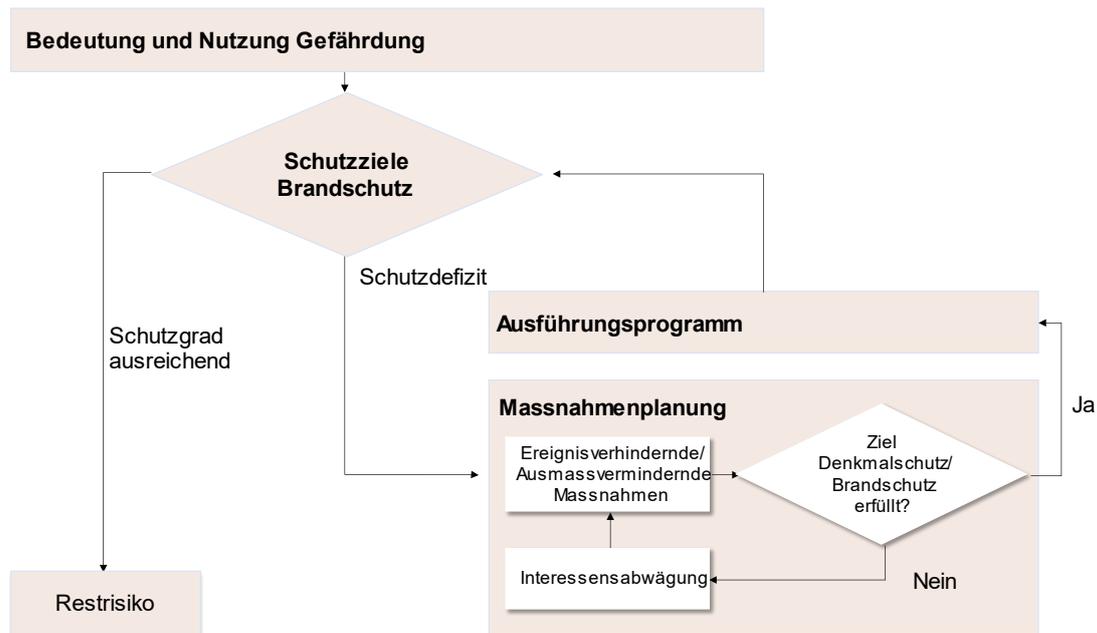


Abb. 3: Prozess brandschutztechnische Bestandesaufnahme (Idee: GVB)

unumgänglich zur Erreichung des minimalen Schutzniveaus. Bei schützenswerten Bauten oder Anlagen sind Teilabbrüche oft schädlicher als das Hinzufügen neuer Elemente. Nach einem Brand sind bauliche Massnahmen meist so zerstört, dass ein Ersatz zwingend ist. Bauliche Massnahme können sein:

- Vergrösserung von Brandschutzabständen (z.B. durch entfernen von ungenutzten Nebenbauten)
- Ertüchtigen von Bauteilen der Gebäudehülle (Aussenwand, Dach)
- Erstellen von zusätzlichen oder Ertüchtigen bestehender Flucht- und Rettungswege
- Bildung von Brandabschnitten (Decken und Wände)
- Ertüchtigung von tragenden und brandabschnittsbildenden Bauteilen (Geschossdecken, Zwischenwände)
- Einbau bzw. Ertüchtigung von Brandschutzabschlüssen (Türen, Tore, Fenster usw.)
- Anpassung von Materialien (Bodenbeläge, Wand- und Deckenbekleidungen, Bedachungen)

### 3.2 Technische Brandschutzmassnahmen

Technische Massnahmen wirken aktiv, sind effektiv und können zum Teil Brände bereits in der Entstehungsphase erkennen (und allenfalls bekämpfen). Oft kann die Sicherheit eines Gebäudes mit wenig Aufwand verbessert werden. Bauliche Anpassungen und Eingriffe in die Gebäudestruktur können reduziert und Abweichungen vom Standardkonzept bei der Brandabschnittsbildung, dem Feuerwiderstand und der Materialisierung kompensiert werden (Art. 11, VKF-Brandschutznorm).

Technische Brandschutzmassnahmen bei Umbauten oder Umnutzungen sollten so geplant und realisiert werden, dass der Einbau möglichst substanzschonend erfolgt. Technische Massnahmen können sein:

- Brandmeldeanlagen in Kombination mit Brandfallsteuerungen
- Löscheinrichtungen und Löschanlagen
- Rauch- und Wärmeabzugsanlagen
- Blitzschutzsystem
- Sicherheitsbeleuchtung und Sicherheitsstromversorgung

Technische Massnahmen, welche das Feuer eindämmen oder sogar löschen sind ein aktiver Denkmalschutz.

### 3.3 Organisatorische Massnahmen

Organisatorische Massnahmen greifen am wenigsten in eine bestehende Gebäudesubstanz ein. Ihre Möglichkeiten sollten deshalb immer frühzeitig, vor weitergehende Massnahmen, geprüft werden. Organisatorischen Massnahmen können allenfalls helfen, im Einvernehmen mit den Brandschutzbehörden den baulichen und technischen Brandschutz anzupassen (Art. 11, VKF-Brandschutznorm). Organisatorische Massnahmen liegen in der Verantwortung von Personen und sind so weder passiv noch automatisch. Sie sind somit nicht so robust wie die technischen und baulichen Brandschutzmassnahmen.

Organisatorische Massnahmen können sein:

- Bestimmen einer kompetenten, sicherheitsbeauftragten Person (oder Personengruppe)
- Erstellen von Alarmierungs- und Evakuationsplänen
- Schulung und Instruktion von Eigentümer- und Nutzerschaft inkl. regelmässiger Übungen
- Massnahmen zur Erleichterung der Intervention (Lösch- und Rettungsarbeiten)
- Einrichtung von Löschruppen
- Begrenzung der Brandlasten durch geeignete Möblierung, Inneneinrichtungen und/oder Entrümpelungen
- Schutzbestimmungen bei Arbeiten am Objekt
- Nutzungseinschränkungen

## 4 UMSETZUNG

Für die Umsetzung hat sich ein Vorgehen in Varianten angeboten, mit denen die Brandsicherheit in Bezug auf die bauliche Situation im Bestand gewährleistet werden soll. Wichtig ist dabei, dass die Schutzziele aus der VKF-BSN (siehe Kap. 1.2.1) grundsätzlich eingehalten sein müssen. Der Spielraum besteht darin, wie sie erreicht werden. Dazu lassen sich die folgenden Lösungsansätze in drei Kategorien einteilen, welche gleichzeitig mit einem Beispiel einer Innenwand zu einem Flucht- und Rettungsweg aufgezeigt wird:

- **Variante 1:** Die Massnahmen erfüllen die Anforderungen der VKF-Brandschutzvorschriften oder allfälliger Stand-der-Technik-Papiere. Der Nachweis ist gemäss heutiger Dokumentation möglich.

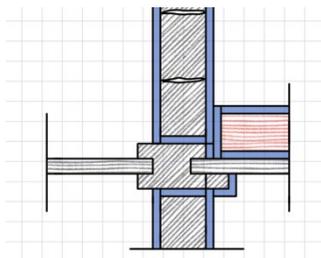
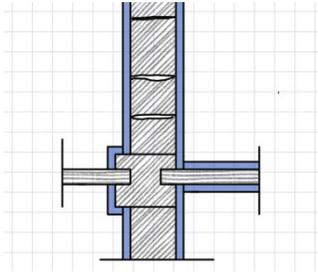


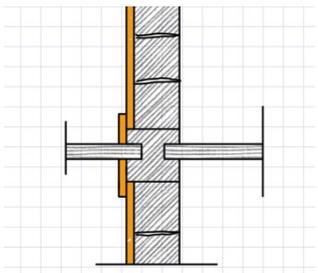
Abb. 4: Bauteil REI tt-RF1 gemäss Lignum-Dokumentation Brandschutz, Publikation. 4.1

- **Variante 2** wird als gleichwertig akzeptiert, obwohl diese eventuell nicht mehr den aktuellen Normen entsprechen.



*Abb. 5: Brandschutzplatte BSP 30-RF1 gemäss Lignum-Dokumentation Brandschutz, Publikation. 4.1 beidseitig der bestehenden Wand*

- **Variante 3:** Die Massnahmen, dienen als Diskussionsgrundlage für die Abstimmung zwischen dem QS-Verantwortlichem Brandschutz und der Brandschutzbehörde. Die Gleichwertigkeit kann nicht nachgewiesen werden und Artikel 2, Absatz 2 der Brandschutznorm [1] – eine verhältnismässige Anpassung - wird angewendet. Je nach Situation sind sie ergänzend zu den Massnahmen in den Varianten 1 oder 2 oder als kompensatorische Massnahmen zu verstehen. Werden Sie ergänzend eingesetzt besteht die Möglichkeit, brandschutztechnische Defizite in anderen Bereichen zu kompensieren. Die Schutzzieleerfüllung muss im Prozess geklärt werden.



*Abb. 6: Brandschutzplatte BSP 30 gemäss Lignum-Dokumentation Brandschutz, Publikation. 4.1 nutzungsseitig*

Die Massnahmen unter Variante 3 ermöglichen sowieso vorgenommene Unterhaltsmassnahmen so auszuführen, dass sie die Brandsicherheit verbessern ohne Mehrkosten zu verursachen.

Gleichzeitig können mit dieser Herangehensweise auch Situationen verbessert werden, welche nicht in den Richtlinien behandelt werden oder vorgesehen sind. Das heisst nicht, dass die Anforderungen erfüllt werden, sondern dass ein Schritt in Richtung Erreichung des Schutzzieles gemacht wird. Dazu eignen sich insbesondere technische Massnahmen ohne Zertifizierung. Gerade Berieselungsanlagen verhindern sehr effizient die Ausbreitung von Bränden und können spezifisch auch besonders schützenswerte Bauteile und Räume abdecken. In einem Brandschutzkonzept mit erweiterten Lösungsansätzen muss den Punkten Branddetektion, Alarmierung, Erstbekämpfung und Intervention besondere Aufmerksamkeit geschenkt werden, da meist bauliche Defizite bestehen.

Wichtig ist, es handelt sich nicht um allgemein gültige Lösungen, sondern sie müssen für die konkreten Situationen speziell evaluiert und angepasst werden. Was für ein Objekt funktioniert, heisst nicht, dass es für ein anderes gleichermassen sinnvoll funktioniert. Dabei sind die Schutzziele mit allen Beteiligten Partnern (Bauherrschaft, Planer, Behörden) zu Beginn gemeinsam zu definieren.

## **5 DANKSAGUNG**

Die Forschungsarbeiten im Bereich Brandschutz wurden von einem Expertenteam begleitet, welches die zu berücksichtigenden regulatorischen Bedingungen immer wieder überprüfte:

- Reinhard Wiederkehr, Makiol Wiederkehr AG
- Jean-Pierre Jungo, Gebäudeversicherung Bern
- Marcel Donzé, Vereinigung Kantonalen Feuerversicherungen
- Hugo Cina, Cina Brandschutz
- Christian Mathiau, Lonza AG
- Office cantonal du feu – Section prévention incendie

## **6 REFERENZEN**

Renfer C. Kolb H.P., Siedlitz N. (2022) Gebäudeerneuerung Oberwallis - Optimierung von Bauprozessen und Erarbeitung von standardisierten technischen Lösungen für die Altbausanierung in teilweise geschützten, historischen Dorfkernen und Altstädten - Teil 6 Brandschutz

# Schweizer Holzbaukultur: Tradition – Moderne – Zukunft

Prof. Dr. Marion Sauter  
Bernere Fachhochschule, Institut für Holzbau, Tragwerke und Architektur

## 1 AUSGANGSLAGE

Der Holzbau hat in der Schweiz eine lange, regional differenzierte Tradition. Der aus der voralpinen Architektur abgeleitete Schweizer Holzstil resp. das Chalet sorgten seit dem ausgehenden 19. Jahrhundert für ein Holzbau-Klischee, das den Tourismus bediente und bis heute die scheinbar beste Lösung für die Weiterentwicklung des ländlichen Raums darstellt. Dieser Prozess vollzog sich unter dem Radar der modernen, internationalen Architektur. Der sukzessive Einsatz von Eisen und Beton seit dem ausgehenden 19. Jahrhundert hatte auch in der Schweiz zu einer Akademisierung der Ingenieurwissenschaften geführt: 1856 wurde Gottfried Semper (1803–1879) an die ETH Zürich berufen und eine Bauschule gegründet, die sich mit Ingenieuren wie Emil Mörsch (1872–1950) zu einem Zentrum des Bauens mit Stahlbeton entwickelte. Zur Etablierung dieser neuen Materialien, die für den Bau der Infrastruktur und hier in erster Linie des Eisenbahnnetzes eine wesentliche Rolle spielten, wurde 1880 eine Materialprüfungsanstalt eingerichtet. Die Folge: Das Handwerk Holzbau geriet ins Hintertreffen. Die vorherrschende wie populäre Chaletarchitektur galt in Fachkreisen bald schon als überholt, obwohl auch Stararchitekten wie etwa Karl Friedrich Schinkel (1781–1841) «Schweizerhäuschen» errichtet hatten und vorgefertigte Bauten im Schweizer Holzstil aus spezialisierten Fabriken international geordert wurden.



*Abb. 1: Die Villa Heiniger wurde 1896 von Jacques Gros in Burgdorf errichtet. Als Holzbauer fungierte die Churer Chaletfabrik Kuoni. Foto: BFH-Holzbaukultur / Elia Schneider, 2022*

Architekten wie etwa Paul Arteria (1892–1959) oder Hans Leuzinger (1887–1971) begannen in der Zwischenkriegszeit einfache Holzhäuser – häufig Ferienhäuser – zu errichten und damit die konstruktiven und gestalterischen Möglichkeiten des modernen Holzbaus zu thematisieren. 1931 wurde die Schweizerische Arbeitsgemeinschaft für das Holz LIGNUM gegründet. Im Folgejahr organisierte LIGNUM zusammen mit dem Schweizerischen Werkbund einen Holzhauswettbewerb, der grossen Zuspruch fand. Mit dem Werkbund als Partner war die gestalterische Leitidee des Neuen Bauens gesetzt. Die Publikation der Projekte löste eine Grundsatzdebatte aus: Liegt die Qualität eines Holzbaus in der Gestaltung oder in der Konstruktion begründet? Die auf die Konstruktion fokussierten

Zimmermeister der Verbandssektion Winterthur liessen einen der Sieger, Franz Scheibler (1898–1960), 1934 in Winterthur-Wülflingen eine Holzbau-Mustersiedlung errichten, deren Gestalt deutlich traditioneller anmutete als das vorgängige Wettbewerbsprojekt – eine Sackgasse.



*Abb. 2: Ein Ferienhaus-  
«Spätwerk» von Paul Artaria in  
Riehen, Baujahr 1952. Foto:  
BFH-Holzbaukultur / Elia  
Schneider, 2022*

Anknüpfend an die industrielle Chaletfabrikation wurde nun die Vorfertigung von modernen Bauelementen aus Holz vorangetrieben: Neue Produkte wie Sperrholz oder Spanplatten schienen vielversprechend. Die Ausstellung «Einfaches Wohnen, einfaches Bauen» im Schweizerpavillon aus Holz auf der Weltausstellung in Brüssel im Jahr 1935 und die ebenfalls von Hans Hoffmann (1897–1957) entworfenen Höhenstrasse auf der Landi `39 setzen Massstäbe und waren Teil der Schweizerischen Holzbaupropaganda moderner Ausprägung. Sie konnten den Wunsch nach der Fortführung einer ländlich-bodenständigen Holzbautradition in weiten Teilen der Schweizer Bevölkerung jedoch nicht ablösen.

In der Nachkriegszeit hatte der Holzbau als kostengünstige und effiziente Baumethode Konjunktur – allerdings jenseits der «hohen Baukultur», im Bereich der Einfamilienhäuser oder einfacher Gewerbebauten. Er blieb daher in Fachkreisen zumeist unbeachtet. Materialien wie Stahl, Naturstein, Glas und Backstein prägten die Nachkriegsmoderne. Das Flachdach ersetzte das Dachwerk und damit die letzte hölzerne Bastion. Dem Brutalismus werden Bauten der 1960er- und 1970er- Jahre zugeordnet, die vom Einsatz des sichtbaren «Béton brut» ebenso geprägt waren wie die Architekturen des folgenden Strukturalismus von Stahl und Stahlbeton. Der Baustoff Holz spielte weiterhin eine eher unwesentliche Rolle. Insgesamt hat der Holzanteil am Bauvolumen in der zweiten Hälfte des 20. Jahrhunderts rasant abgenommen. Holz unterlag im zu betrachtenden Zeitraum einem enormen Wandel in der Wertschätzung in Abhängigkeit vom Vorhandensein anderer Baustoffe – etwa in Kriegszeiten resp. bei Materialknappheit – und in den letzten Jahren speziell von ökologischen Aspekten.

## **2 NEUSTART**

Zwei Ereignisse brachten den Holzbau im holztraditionsreichen Voralpenraum wieder aufs Tapet: Zum einen der Erfolg der «Neuen Vorarlberger Bauschule», eines losen Netzwerks junger Architekt:innen, die ab den 1960er-Jahren vor allem im Bregenzerwald wirkten. Besonders die Bauten der zweiten Generation der «Vorarlberger» in den 1980er-Jahren brachten dem Holzbau eine durch die Materialisierung spezifische Formensprache und ein neues Gesicht sowie internationale Aufmerksamkeit. Ihre Urheber, etwa Dietmar Eberle (1952\*), Hermann Kauffmann (\*1955) oder Carlo Baumschlager (1956\*), streiften den rustikalen Ballast ab und überzeugten mit ästhetischer Reduktion – auch ökonomisch. Es entstanden zahllose qualitätsvolle Neubauten: Wohnhäuser, Schulen und

Gewerbebauten. Das Vorarlberg war wieder eine Holzbauregion. Zum anderen erlebte das Handwerk Holzbau eine Akademisierung, allen voran an der EPF Lausanne, die 1978 den Ingenieur Julius Natterer (1938–2021) als Professor wählte und mit ihm das Institut für Holzbaukonstruktionen ins Leben rief. Die Integration der praxisorientierten Holzfachschulen in Biel in die 1997 gegründete Berner Fachhochschule brachte vor allem eine Innovation in der Produktion: Die Schweiz nimmt hier aktuell eine Schlüsselposition ein, die Beiträge der S-WIN Tagung 2023 veranschaulichen dies eindrucksvoll. Die Akademisierung betraf vor allem den Bereich der Ingenieurwissenschaften, die einen zunehmend gewichtigeren Anteil am Holzbau einnehmen, ebenso die Produzent:innen, die zunehmend systemisch und modular (vor-)fabrizieren.

Der Initialbau des modernen Schweizer Holzbaus aus Sicht der Architektur ist die Kapelle Sogn Benedetg im Bündnerischen Sumvigt, die Peter Zumthor (\*1943) 1989 errichtete und die an die gestalterische Tradition der Vorarlberger anknüpft: Es sind keine weitgespannten, konstruktiv anspruchsvollen Lösungen, sondern kleine, feine, sensibel in den Kontext eingefügte Objekte. Die Stiva da morts in Vrin brachte 2002 den Durchbruch für Gion A. Caminada (\*1957): Im Unterschied zu den Vorarlbergern und Peter Zumthor entwickelt Caminada traditionelle, regionale Bauweisen weiter – hier: den Blockbau. Während dem architektonischen Modernisierungsschub in Vorarlberg ein gesellschaftlicher Wandel voranging, handelte es sich bei den wegweisenden Schweizer Beispielen um individuelle, gestalterische Leistungen. Die neuen technischen Möglichkeiten kommen erst in den letzten beiden Dekaden zum Tragen. Um überzeugende Ergebnisse zu erzielen, setzt dies eine enge Zusammenarbeit zwischen Architekt:innen und Ingenieur:innen ab der Entwurfsphase voraus, wie es die schiere Grösse der Bieler Holzfachschule 1996 von den Architekten Marcel Meili (1953–2019) und Markus Peter (\*1957) mit dem Ingenieur Jürg Konzett (\*1956) erforderte. Unsere Schule setzte damit einem Meilenstein für die Zukunft des Schweizer Holzbaus: Interdisziplinarität.



*Abb. 3: Unsere Hochschule am Standort Biel: ein Pionier-Holzbau von Meili Peter Architekten AG und Konzett Bronzini Gartmann AG von 1999  
Foto: BFH-Holzbaukultur / Leana Hayoz, 2021*

### **3 WWW.HOLZBAUKULTUR.CH**

Seit Herbst 2020 ist «Holzbaukultur» ein Fokus am Institut für Holz, Tragwerk und Architektur IHTA der Berner Fachhochschule. Ziel ist eine bessere Vermittlung für die Öffentlichkeit sowie die Erforschung der Entwicklungslinien von der Tradition zur Moderne, die zugleich Kompetenzen für die Zukunft liefern soll. Wir starten mit Grundlagenforschung, der Dokumentation von Schweizer Holzbauten und deren Urheber:innen und werden vom Bundesamt für Umwelt, der Ernst Göhner- und der Dätwyler Stiftung gefördert. Wir streben eine Übersicht an, mithilfe derer wir strukturieren und erklären sowie die Beiträge der jeweiligen Beteiligten analysieren können.

Das Projekt vereint Architekt:innen resp. Kulturwissenschaftler:innen und Ingenieur:innen, was bereits im interdisziplinären Team für einige Verwunderung sorgte – wähten sich erstere doch in Sicherheit, dass ihre etablierte, gestaltbeschreibende Form der Bauinventare allen Interessen gerecht würde. Neu werden auch die konstruktiven Prämissen strukturiert erfasst. Unsere Datenbank verlangt hier nach eindeutigen Zuordnungen. Dies erforderte eine Präzisierung der Auswahlkriterien der Holzbauten und führte recht schnell zur Frage: Wieviel Holz braucht ein Holzbau? Das Spektrum der Möglichkeiten reicht von «nur Fassade» bis «alles sockelaufwärts». In Zeiten hybrider Inflation steht es einer Hochschule gut an hier Position zu beziehen.



*Abb. 4: Ein konstruktiver Holzbau im Tarnkleid, das den Wald spiegelt: das Hotel City Garden von EM2N in Zug aus dem Jahr 2009. Foto: BFH-Holzbaukultur /Joshua Schifferle Alva, 2018*

Die nächste interdisziplinäre Herausforderung des Holzbaukulturprojekts lag in der Zeitachse begründet. Moderne Ingenieur:innen pflegen gemeinhin weniger Bezug zur historischen Architektur, Architekt:innen arbeiten immer im Kontext. Unsere «Holzbaukultur» wird den Schweizer Holzbau in Gänze erfassen. Auf die Weiterentwicklung des Blockbaus wurde bereits verwiesen. Wir hoffen, weitere Entwicklungslinien aufzeigen zu können und legen Wert darauf, dass auch innovative Neuerungen Bezug zum Bestand aufnehmen sollten, ohne jedoch diesen zu imitieren.

Die dritte Herausforderung liegt in der Abbildung der Urheber:innen. Während die Dokumentation der Lebenswerke der «Schöpferarchitekt:innen» eine lange Tradition hat, kristallisierte sich im Bereich der Konstruktion ein völlig anderes Selbstverständnis der meisten Protagonist:innen heraus: Nur wenige Ingenieur:innen unterhalten Archive oder messen Ihrer Arbeit eine ähnliche gesellschaftliche Relevanz zu, wie es die meisten Architekt:innen tun. Das Holzbaukulturprojekt wird hier eine neuartige Sichtbarkeit bewirken und Recherchestandards setzen.

Im Ergebnis wird ab Herbst 2023 eine Onlinedatenbank zur Schweizer Holzbaukultur zur Verfügung stehen, in der nach konstruktiven Themen und vielen anderen Suchkriterien gefiltert werden kann. Die Holzbauten sind alle fotografisch dokumentiert und im Idealfall um Pläne und Baustellenfotos ergänzt: Baustellenfotos scheinen die anschaulichste Möglichkeit zu sein, die Konstruktion und den Bauprozess abzubilden. Der Auftrag der Vermittlung wird über den niederschweligen Zugang und ergänzende Angebote wie etwa ein Glossar oder Podcast-Beiträge erfüllt.

#### **4 AUSBLICK**

Grundlagen sind eine wertvolle Ausgangslage für die Forschung. Auch wenn das Holzbaukultur-Projekt aktuell noch work in progress ist, zeichnen sich aus der Übersicht bereits zahlreiche nachgelagerte Fragestellungen ab: Was intendiert neue Entwicklungen? Wie gestalten sich die Netzwerke? Wir sind froh, den Aspekt der Baukultur im Bieler Holz-Forschungsdiskurs etabliert zu haben. Wir werden weitermachen, uns vernetzen und neue Brücken schlagen.

## 5 DANKSAGUNG

Das Holzbaukulturprojekt der Berner Fachhochschule ist Teamwork: Mitverantwortlich zeichnen sich Linda Imhof, Henriette Lutz, Elia Schneider, Mareike Vogel und Markus Zimmermann, denen an dieser Stelle ganz herzlich für ihr Engagement gedankt sei.

## 6 REFERENZEN

- Adam, Hubertus: Zwischen Tradition und Innovation, Zur Kulturgeschichte des Schweizer Holzhausbaus, in: Touch Wood. Material, Architecture, Future. Zürich 2023 S. 153–165.
- Artaria, Paul (1936) Schweizer Holzhäuser. Basel 1936.
- Bürgi, Frank (2015) Frühmoderne Architektur aus der Fabrik. Die Holzbau AG Lungern 1925–1935. Basel 2015.
- Kapfinger, Otto (2006) Konstruktive Provokation: Neues Bauen in Vorarlberg. Salzburg 2006.
- Kaufmann, Hermann; Nerdinger, Winfried (2012) Bauen mit Holz. Wege in die Zukunft, München/London/New York 2012.
- Lignum, Schweizerische Arbeitsgemeinschaft für das Holz (Hg.): Neuer Holzbau in der Schweiz. Mit Tradition und Erfahrung zu neuen Gestaltungen in Holz. Zürich 1985.
- Schnell, Dieter (2001) Chalet oder Bungalow? Zur Schweizer Holzbaupropaganda in den 30er Jahren. In: Kunst + Architektur in der Schweiz 3/2001, 52–59.
- Steinmann, Martin: Reden über Holz. Gespräch mit Michael Alder, Jacques Herzog, Pierre de Meuron und Peter Zumthor, Bauen mit Holz, in: Archithese 5/1985, S. 2–10.
- Stockhammer, Daniel (2015) Schweizer Holzbautradition. Ernst Gladbachs Konstruktion eines ländlichen Nationalstils, Dissertation ETH Zürich, Zürich 2015.

# AUTORENVERZEICHNIS

## TAGUNGSLEITUNG

### **Bettina Franke**

Dr.-Ing.

Berner Fachhochschule - AHB  
Biel/Bienne

*bettina.franke@bfh.ch*

Von 1995-2000 Ausbildung zur Bauingenieurin an der Bauhaus Universität Weimar mit Schwerpunkt Konstruktiver Ingenieur-bau. Von 2000-2008 als wissenschaftliche Mitarbeiterin tätig an der Professur für Holz- und Mauerwerksbau der Bauhaus Universität Weimar mit Übernahme von Lehr- und Forschungstätigkeiten. 2008 Promotion im Ingenieurholzbau zur Bewertung der Tragfähigkeit von Trägersausklinkungen und anschliessend 2-jährige Forschungstätigkeit an der University of Auckland in Neuseeland, seit 2011 an der Berner Fachhochschule als Wissenschaftliche Mitarbeiterin tätig mit den Schwerpunkten Qualitätssicherung, Verbindungen, Brücken und Laubholz.

### **Martin Geiser**

Professor für  
Erdbebeningenieurwesen

Berner Fachhochschule -AHB  
Biel/Bienne

*martin.geiser@bfh.ch*

Geboren 1968. Gelernter Zimmermann und Holzbauingenieur (1995). Mit seinem eigenen Ingenieurbüro hat er von 1999 bis 2015 an zahlreichem Holzbauprojekten mitgearbeitet, vorwiegend in der Westschweiz. Die Tätigkeiten umfassten Neubauten, Renovationen sowie Gutachten im Bereich Holzbau. CAS Erdbebensicherheit (2012) und Weiterbildung über die Gebäudebeurteilung nach einem Erdbeben (2015). Seit 2017 Professor für Erdbebeningenieurwesen an der BFH. Mitgliedschaften: TC250/SC8/WG3 (Eurocode 8, Arbeitsgruppe Erdbebenbemessung von Holzbauten) / Fachgruppe Erdbeben der Normenkommission SIA 265 / Korreferenten-Pool Erdbebenschutz bei Bauvorhaben des Bundes / Corps valaisan des ingénieurs postsismiques.

## REFERIERENDE

### **Reto Fahrni**

Dr. sc. ETH Zürich /  
MSc ETHZ Bau-Ing.

ETH Zürich

*fahrni@ibk.baug.ethz.ch*

Bauingenieurstudium BSc/MSc (2010-2016), 2016-2020 Doktorat im Holzbau bei Andrea Frangi zum Thema «Code calibration for timber in fire». Heute primär beschäftigt mit der Erarbeitung von Grundlagen für leistungs- und risikobasierte Brandschutznachweise für die Holzanwendung, einem Projekt der ETH mit der Lignum. Zudem tätig für IGNIS, einem Beratungsunternehmen für Holz im Brandfall.

**Steffen Franke**

Professor für Holzbau und Statik

Bernere Fachhochschule - AHB  
Biel/Bienne*steffen.franke@bfh.ch*

2001 Abschluss zum Bauingenieur an der Bauhaus Universität Weimar mit Schwerpunkt Konstruktiver Ingenieurbau, seit 2001 Lehr- und Forschungstätigkeit an der Professur für Holz- und Mauerwerksbau an der Bauhaus Universität Weimar, 2008 Promotion im Ingenieurholzbau, anschliessend 2-jährige Forschungsaufenthalt an der University of Auckland in Neuseeland, seit 2011 an der Berner Fachhochschule, ab 2012 Professor für Holzbau und Statik mit den Schwerpunkten Anschlüsse, Tragwerke, Infrastrukturbauten aus Holz.

**Lukas Furrer**

BSc Holztechnik

Bernere Fachhochschule - AHB  
Biel/Bienne*lukas.furrer@bfh.ch*

Ist im Wallis in dem kleinen Bergdorf Staldenried aufgewachsen. Nach der obligatorischen Schulzeit Besuch des Gymnasiums in Brig und begann danach ein Geschichtsstudium an der Uni Bern. Nebenbei arbeitete er in einer kleinen Schreinerei, wo er die Liebe zum Holz entdeckte. Ich entschied mich daher, in Biel Holztechnik zu studieren und bin inzwischen im 2. Semester im Master CTS. Daneben arbeite ich als wissenschaftlicher Assistent an der Berner Fachhochschule am Institut für Holzbau, Tragwerke und Architektur im Gebiet Erdbebeningenieurwesen.

**Christoph Geyer**

Prof. Dr. rer. nat. Dipl.-Physiker

Bernere Fachhochschule - AHB  
Biel/Bienne*christoph.geyer@bfh.ch*

## Ausbildung

- 1991 Promotion in Physik, Ruprecht-Karls-Universität, Heidelberg
- 1989 Diplom in Physik, Ruprecht-Karls-Universität, Heidelberg

## Berufliche Tätigkeit

- seit 2010 Dozent für Bauphysik an der Berner Fachhochschule
- 2008 Öffentliche Bestellung und Vereidigung als Sachverständiger für Schall- und Wärmeschutz durch die IHK Rhein-Neckar
- von 2006 bis 2010 Partner und Geschäftsführer des Ingenieurbüros GGB GmbH in Mannheim
- von 2000 bis 2006 Leiter des Bereichs Bauphysik bei Bilfinger Berger AG, Mannheim
- von 1998 bis 2000 Projektleiter in der Abteilung Bauphysik bei der Philipp Holzmann Planungsgesellschaft in Neu-Isenburg
- von 1994 bis 1998 Beratender Ingenieur im Bereich Bauphysik im Ingenieurbüro von Rekowski-Wolff in Weinheim
- von 1993 bis 1994 Gruppenleiter für den Bereich „gepulste Magnete“ bei der Berliner Elektronenspeicherringgesellschaft mbH
- von 1989 bis 1993 Wissenschaftliche Hilfskraft am Max-Planck-Institut für Kernphysik mit einer Abordnung zum Deutschen Elektronen Synchrotron in Hamburg

**Lukas Kramer**

BSc Holztechnik

Bernere Fachhochschule - AHB  
Biel/Bienne*lukas.kramer@bfh.ch*

- 2016 – 2019 BSc Holztechnik
- Seit 2019 MSc Wood Technology mit Vertiefung Complex Timber Structures
- Seit 2019 Assistent im Kompetenzbereich Tragstrukturen und Erdbebeningenieurwesen, Bearbeitung diverser Projekte mit Holzrahmenbau-Wänden

**Nadja Manser**

MSc ETHZ Bau-Ing.

Empa Dübendorf

*nadja.manser@empa.ch*

- 2015 bis 2018: Bachelor of Science ETH in Bauingenieurwissenschaften.
- 2018 bis 2019: Praktika bei Dr. Deuring und Oehninger AG (Winterthur), Basler und Hofmann AG (Zürich) und PBM AG (Zürich).
- 2019 bis 2021: Master of Science ETH in Bauingenieurwissenschaften mit Vertiefung in Konstruktion und Wasserbau & Wasserwirtschaft.
- Ab 2021: Doktorat an der Empa Dübendorf zum Thema Holzrahmenbau-Wände mit Öffnungen.

**Thomas Näher**

Diplom-Forstwirt (Univ.)

Berner Fachhochschule - AHB  
Biel/Bienne

*thomas.näher@bfh.ch*

- Seit 2014 Stellvertretender Leiter Kompetenzbereich Management und Marktforschung, Institut für digitale Bau- und Holzwirtschaft, BFH
- Seit 2012 Geschäftsführer Swiss Wood Innovation Network S-WIN, Zürich
- 2008 – 2011 Geschäftsführer Netzwerk Holz und KMU Zentrum Holz, Biel
- Seit 2007 wissenschaftlicher Mitarbeiter BFH, Biel
- 2005 – 2007 wissenschaftlicher Mitarbeiter Lehrstuhl für Holzkunde und Holztechnik der TU München

**Pedro Palma**

Dr. sc. ETH Zürich

Empa Dübendorf

*pedro.palma@empa.ch*

- Abschluss in Bauingenieurwesen an der "Technischen Universität Lissabon (IST)", in Portugal.
- Tragwerksplaner im Ingenieurbüro "Quadrante", in Portugal.
- Wissenschaftlicher Mitarbeiter an der "Nationale Forschungsanstalt für Bauingenieurwesen (LNEC)", in Portugal.
- Doktorat an der "ETH Zürich" zum Thema "Brandverhalten von Holzverbindungen".
- Wissenschaftlicher Mitarbeiter an der "Empa", Abteilung Ingenieur-Strukturen.

**Christoph Renfer**

Professor für Brandschutz und  
Holzbau

Berner Fachhochschule - AHB  
Biel/Bienne

*christoph.renfer@bfh.ch*

Abschluss zum BSc Holztechnik in Biel 2012, 3 Jahre in England als Projektleiter Holzbau bei eurban ltd(Grossvolumige Brettsperrholzbauten), 5 Jahre Projektleiter Engineering der Renggli AG (Mehrgeschossiger Holzbau, Weiterentwicklung Systembau, Steuerung Grossprojekte, Sicherheitsbeauftragter der Unternehmung), seit 2020 Professor für Brandschutz und Holzbau, Brandschutzexperte VKF seit Herbst 2021 und ab da Leiter Kompetenzbereich für Brandschutz und Bauphysik

**Marion Sauter**

Prof. Dr.-Ing.

Berner Fachhochschule - AHB  
Biel/Bienne

*marion.sauter@bfh.ch*

Die Architekturstorikerin Marion Sauter ist seit 2020 für die Forschung rund um die Schweizer Holzbaukultur an der BFH zuständig. Ihre langjährige Auseinandersetzung mit Innerschweizer Blockbauten fand von 2018 bis 2020 auf dem Ballenberg eine regionale Erweiterung. Das 2021 gestartete Projekt Holzbaukultur, ein interdisziplinäres Onlinelexikon zum Schweizer Holzbau, versucht die Entwicklung unter Einbeziehung der Studierenden in Burgdorf und Biel bis in die heutige Zeit fortzuschreiben.



Swiss • Wood • Innovation • Network

S-WIN  
c/o Lignum  
Mühlebachstrasse 8  
CH-8008 Zürich  
info@s-win.ch  
www.s-win.ch