

Besonderheiten der Bemessungssituation Erdbeben für die Brettsperrholzbauweise

Martin Geiser und Urs Oberbach
Bernere Fachhochschule, Institut für Holzbau, Tragwerke und Architektur IHTA

1 TRAGWERKSENTWURF

Ein erdbebengerechter Tragwerksentwurf ist von entscheidender Bedeutung. Denn «*erdbebenmässige*» Fehler und Mängel beim konzeptionellen Entwurf des Tragwerks (...) können durch eine auch noch so ausgeklügelte Berechnung und Bemessung nicht kompensiert werden [Bach 2002]. Das Schlüsselement eines gelungenen Tragwerkskonzepts ist eine frühzeitige Zusammenarbeit zwischen Architekten und Ingenieuren. Die konzeptionellen und konstruktiven Massnahmen gemäss Tabelle 261.27 [SIA 261] sind einzuhalten.

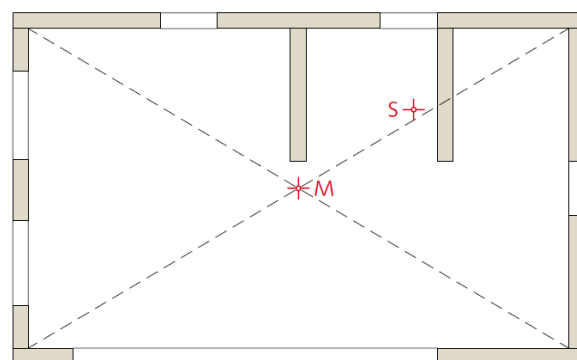
In Bauwerken mit Wänden aus Brettsperrholz ist zu unterscheiden:

- A. Bauwerken, bei denen alle Wände aus Brettsperrholz bestehen (Brettsperrholzbauwerke) und
- B. Bauwerken, bei denen nur die aussteifenden Wände aus Brettsperrholz bestehen.

Im Tragwerkstyp A tragen sämtliche Wände zur Gebäudeaussteifung bei. Die Regelmässigkeit des Tragwerks ist hier im Fall eines regelmässigen Grundrisses mit regelmässig verlaufenden Wänden gegeben. Eine unregelmässige Anordnung der Wände führt jedoch zwangsläufig zu einer unregelmässigen Gebäudeaussteifung.

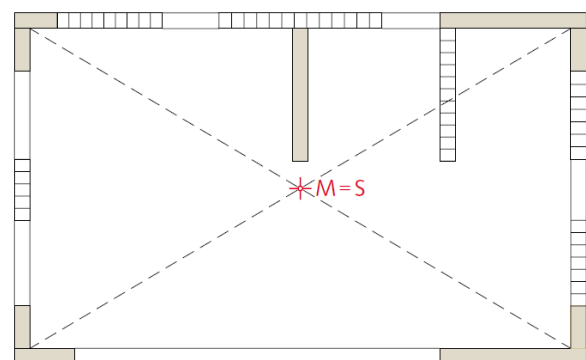
Beim Tragwerkstyp B besteht selbst bei unregelmässig angeordneten Wänden die Möglichkeit durch gezieltes Platzieren der aussteifenden Wände im Grundriss ein regelmässiges Aussteifungssystem zu erhalten. Um weiter eine gewisse Robustheit zu gewährleisten wird grundsätzlich empfohlen, pro Hauptrichtung mindestens drei im Grundriss gut verteilte Brettsperrholzwände anzuordnen. Ferner soll eine Kraftumlagerung unter diesen Wänden möglich sein. Der Kraftdurchleitung zwischen Dach- bzw.

Typ A: Brettsperrholzbauwerk



S: Steifigkeitszentrum
M: Massenzentrum
CLT
Öffnungen

Typ B: mit Brettsperrholz ausgesteiftes Bauwerk



CLT
Öffnungen
Rahmenbauwände

Abb. 1: Schematische Darstellung des Tragwerkstyps A: Brettsperrholzbauwerk und des Tragwerkstyps B: mit Brettsperrholz ausgesteiftes Bauwerk gemäss [LIGN 2020].

Deckscheiben und Wandscheiben ist bei diesem Tragwerkstyp eine besondere Aufmerksamkeit zu schenken. Damit Tragwerksmodell und Realität möglichst gut übereinstimmen, sind sämtliche rein vertikal tragenden Bauteile sowie die sekundären Bauteile so auszubilden, dass sie horizontal verhältnismässig weich sind. So können beispielsweise nicht aussteifende Holzrahmenwände mit minimalen konstruktiven Verbindungen erstellt werden. Es ist jedoch darauf zu achten, dass die vertikal tragenden Bauteile ihre Tragfähigkeit infolge grosser Verschiebungen im Erdbebenfall nicht verlieren.

Ferner kann innerhalb des Tragwerkstyps B zwischen der Plattform- und der Balloonbauweise unterschieden werden. Plattformbauweise bedeutet, dass die Wände stockwerksweise unterbrochen bzw. aufgerichtet werden. Balloon bedeutet, dass sie durchgehend über die gesamte Bauwerkshöhe oder mindestens über mehrere Stockwerke verlaufen. Für die Ausbildung von sekundären Bauteilen ist Absatz 16.7 der [SIA 261] zu beachten.

2 TRAGWERKSANALYSE

2.1 Dynamische Analyse

Liegt die Grundschiwingzeit T_1 von einem Bauwerk zwischen den Eckperioden T_B und T_C ($T_B \leq T_1 \leq T_C$) aus der Norm [SIA 261], bewegt man sich auf dem Plateau des Bemessungsspektrums. Immer auf der sicheren Seite liegend, kann grundsätzlich für den Ordinatenwert des Bemessungsspektrums S_d der Plateauwert des Bemessungsspektrums angenommen werden. Für höhere bzw. schlanke Bauwerke sind jedoch teilweise Grundschiwingzeiten länger als die Eckperiode T_C zu erwarten.

Die folgende empirische Schätzformel [ATC 1978] bzw. [NBCC 2010] erlaubt, die Grundschiwingzeit abzuschätzen:

$$T_{1,est} \approx 0,05 h^{0,75} \quad (1)$$

Die vereinfachte Rayleigh-Formel gemäss Gl. 261.40 der Norm [SIA 261] soll nicht verwendet werden, da sie für mehrgeschossige Bauwerke zu lange Grundschiwingzeiten liefert. Geeignete rechnerische Methoden bilden der Rayleigh-Quotient und die dynamische Analyse. Die Anwendung dieser Methoden in Kombination mit vereinfachten numerischen Modellen führt jedoch teilweise zu unrealistisch langen und nicht auf der sicheren Seite liegenden Grundschiwingzeiten. Um eine Unterschätzung der anzusetzenden Erdbebenkräfte zu verhindern wird in der kanadischen Norm [NBCC 2010] die rechnerisch angesetzte Grundschiwingzeit T_1 begrenzt auf $2 T_{1,est}$ aus obiger Gleichung (1).

Der Einfluss der Schmalseitenverklebung und der Schwindrisse auf dem Schubmodul von BSP-Scheibenelementen ist bei aussteifenden Brettsperrholzelementen zu beachten. Gemäss den Untersuchungen von Dröscher [Drös 2014] ist der Schubmodul im Falle einer «Seitenverklebung – ohne Schwindrisse» über zwei Mal höher als im Falle «mit offenen Fugen». Dabei ist zu berücksichtigen, dass der Beitrag der Schubverformungen besonders bei Brettsperrholzbauwerken mit geringer Anzahl Stockwerke wichtig ist. Diesbezüglich gilt es bei kraftbasierten Analyseverfahren zu beachten, dass eine Unterschätzung der Steifigkeit zu einer Unterschätzung der anzusetzenden Erdbebenkräfte führt. Wird beispielsweise anstelle von BSP «mit offenen Fugen» BSP mit «Seitenverklebung und ohne Schwindrisse» eingebaut, wird die rechnerisch ermittelte Grundschiwingzeit verkürzt, was im Falle von $T_1 > T_C$ eine Erhöhung der Erdbebenkraft bedeutet. Teilweise verfügen steifere Bauteile gleichzeitig auch über einen grösseren Tragwiderstand. In solchen Fällen kann die erhöhte Erdbebenbeanspruchung als Folge der Steifigkeitserhöhung vom erhöhten Tragwiderstand eventuell abgedeckt werden. Das trifft jedoch nicht auf die Anschlüsse zu. Daher wird für die rechnerische Abschätzung der Grundschiwingzeit empfohlen, Steifigkeitskennwerte einzusetzen, die experimentell bestätigt sind und dem effektiv eingebauten Produkt entsprechen. Dabei soll beachtet werden, dass für kraftbasierte Analyseverfahren hohe Steifigkeitskennwerte auf der sicheren Seite liegen und nicht umgekehrt. Bezüglich der Dämpfung wird empfohlen, die pauschalen 5 % zu verwenden.

2.2 Experimentelle Untersuchung der Grundswingzeit eines CLT-Bauwerks

Umgebungsrauschmessungen des Typs LAAVT (Low Amplitude Ambient Vibration Testing) wurden im Herbst 2019 an einem 6-geschossigen CLT-Bauwerk (Abb. 2) in Naters (VS) in Zusammenarbeit mit der EPFL durchgeführt.

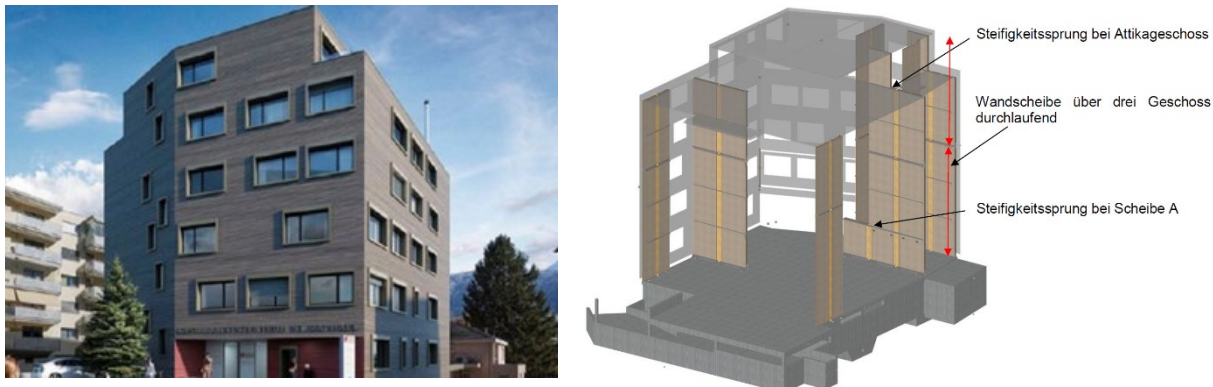


Abb. 2: Links: Foto des 6-geschossigen Holzgebäudes in Naters (VS). Rechts: Aussteifungssystem als CLT-Balloon-Bauweise. Quelle: Schäfer Holzbautechnik AG.

Das Gebäude gehört zum Tragwerkstyp B: «Bauwerke, bei denen nur die aussteifenden Wände aus Brettsperrholz bestehen». Dazu wurden die Wände jeweils über drei Stockwerke durchlaufend ausgeführt. Es handelt sich hiermit um eine CLT-Balloon-Bauweise. Die weiteren Aussenwände sind in Holzrahmenbauweise ausgeführt und es sind keine zusätzlichen aussteifenden Innenwände vorhanden. Die bei kleinen Amplituden ermittelte Grundswingzeit des betrachteten Bauwerkes beträgt $T_{1,LA\text{AVT}} = 0,38$ s und ist eine gemeinsame Schwingform in x- und y-Richtung. Die dynamische Analyse mit dem Programm RFEM-DynamPro ergibt eine Grundswingzeit von 1,37 s in x- und 1,66 s in y-Richtung. Zum Zeitpunkt der Messung befindet sich das Gebäude im Rohbau und die Tragstruktur zur horizontalen Gebäudeaussteifung ist fertig gestellt. Die eingebaute Masse beträgt ca. 55 % der rechnerisch angesetzten Masse für die dynamische Analyse. Dies berücksichtigt auch den quasi-ständigen Anteil der Nutzlast. Wäre zum Zeitpunkt der Messung die volle für den Erdbebennachweis anzusetzende Masse vorhanden gewesen, wäre eine längere Grundswingzeit gemessen worden. Ferner ist zu berücksichtigen, dass sich die Periode durch die in der Erdbebenanregung grösseren horizontalen Amplitude gegenüber der Umgebungsanregung zusätzlich verlängert. Sinngemäss zur Holzrahmenbauweise wird hierbei von einem Faktor von ca. 1,5 ausgegangen [Ober 2021]. Somit erscheint für den Tragsicherheitsnachweis im Erdbebenfall eine rechnerisch anzusetzende Grundswingzeit von ca. 0,8 s als zweckmässig.

$$T_1 \approx T_{1,LA\text{AVT}} \cdot (1/0,55)^{1/2} \cdot 1,5 = 0,38 \text{ s} \cdot (1/0,55)^{1/2} \cdot 1,5 = 0,77 \text{ s} \approx 0,8 \text{ s} \quad (2)$$

Interessanterweise scheint die Begrenzung der rechnerisch angesetzten Grundswingzeit auf $2 \cdot T_{1,est}$ gemäss [NBCC 2010] auch hier zuzutreffen:

$$T_{1,est} \approx 0,05 \cdot h^{0,75} \approx 0,05 \cdot 18^{0,75} \approx 0,44 \text{ s} \quad (3)$$

$$2 \cdot T_{1,est} = 2 \cdot 0,44 \text{ s} = 0,88 \text{ s} \quad (4)$$

Der beauftragte Ingenieur hat während der dynamischen Analyse die langen Grundswingzeiten aus dem numerischen Modell kritisch hinterfragt. Für den Erdbebennachweis hat er sie derart verkürzt, so dass sie sich in einem ähnlichen Rahmen befinden wie experimentell ermittelt. Das Projekt CLT Dynamics soll dazu beitragen, die Gründe der verbleibenden, grossen Diskrepanz zwischen den Ergebnissen der numerischen Simulation ($T_1 = 1,66$ s) und der Realität ($T_1 \approx 0,8$ s) besser zu verstehen.

2.3 Ermittlung der Erdbebenkräfte

Zwei unterschiedliche kraftbasierten Analyseverfahren werden in der Regel für Neubauten angewendet:

- a) Ersatzkraftverfahren (EKV), gemäss [EN 1998] «Vereinfachtes Antwortspektrumverfahren»
- b) Antwortspektrenverfahren (ASV), gemäss [EN 1998] «Modales Antwortspektrumverfahren»

Im erstgenannten Verfahren EKV wird vereinfachend lediglich die erste Schwingungsform berücksichtigt, jedoch wird dabei die gesamte Bauwerksmasse berücksichtigt. Gemäss der Norm [SIA 261] darf das Ersatzkraftverfahren nur bei Tragsystemen angewendet werden, welche die in dieser Norm definierten Regelmässigkeitskriterien im Grund- und Aufriss erfüllen und gewisse Grundschwingzeiten T_1 nicht überschreiten. Beim EKV werden in der Regel zweidimensionale, stockwerksweise Berechnungen im Grundriss durchgeführt, wobei die Torsionswirkung gemäss Gleichungen 261.43 und 261.44 erfasst wird. Wird das EKV an einem räumlichen Tragwerksmodell angewendet, kann die Torsionswirkung gemäss Gleichungen 261.45 und 261.46 berücksichtigt werden.

Das zweite Verfahren ASV ist bei Bauwerken anzuwenden, welche die Bedingungen gemäss der Norm [SIA 261] für die Anwendung des EKV nicht erfüllen. Stark unregelmässige Bauten und insbesondere Mischbauten sind zum Beispiel solche Bauwerke. Unter Mischbauten werden Bauwerke verstanden, bei denen das Aussteifungssystem aus einer Kombination von unterschiedlichen Bauweisen besteht. Beispiele dafür sind Kombinationen von Brettsper Holz mit Holzrahmenbau oder Brettsper Holz mit Stahlbeton. Die Grundregeln für die Umsetzung des ASV sind in der Norm [SIA 261] beschrieben.

Der Verhaltensbeiwert q wird gemäss den Normen [SIA 261] und [EN 1998] auf der Einwirkungsseite angesetzt. Er berücksichtigt aber eigentlich baustoff- bzw. tragwerksspezifische Eigenschaften. Aus diesem Grund wird dieser Verhaltensbeiwert q im Abschnitt 3 Erdbebenbemessung behandelt.

2.4 Verteilung der Erdbebenkräfte

Die horizontalen Erdbebenkräfte werden je nach Ausmass der Scheibenwirkung der Dach- und Geschossdecken unterschiedlich auf die Wandscheiben verteilt. Die zwei idealisierten Grenzfälle sind:

- a) weiche Scheibe → Verteilung der Kräfte nach Einzugsfläche und
- b) starre Scheibe → Verteilung der Kräfte anteilmässig nach Wandsteifigkeit.

Die Scheibenwirkung ist von den Steifigkeitsverhältnissen zwischen den vertikalen und horizontalen Aussteifungselementen abhängig. Eine starke Scheibenwirkung ist vorhanden, wenn die Steifigkeit der horizontalen Scheiben im Vergleich zur horizontalen Wandsteifigkeit hoch ist. Eine Grössenordnung, ab welchem Steifigkeitsverhältnis eine horizontale Scheibe als starr betrachtet werden kann, ist in einer Anmerkung zu Ziffer 4.3.1(4) der Norm [EN 1998] zu finden. Die Wandanordnung im modernen Holzbau setzt in der Regel eine Scheibenwirkung voraus.

Die Beziehung zwischen Wandlänge und horizontaler Steifigkeit ist von den Verformungsanteilen aus der Schub- und Biegebeanspruchung abhängig. Ist der Biegeverformungsanteil dominant, ist die Steifigkeit ungefähr proportional zur dritten Potenz der Wandlänge. Bei dominantem Schubverformungsanteil ist die Steifigkeit ungefähr proportional zur Wandlänge. Für Brettsper Holz-wandscheiben sind die Verformungsanteile grösstenteils abhängig von:

- a) den Platteneigenschaften (Verhältnis E-Modul zu G-Modul),
- b) der Schlankheit der aussteifenden Wände (Verhältnis Scheibenlänge zu Scheibenhöhe),
- c) der Fügetechnik mit der Foundation (kontinuierlich oder punktuell verankert) und
- d) der Fügetechnik der Holzbauteile untereinander.

Je nach Parameterkombination ist die horizontale Steifigkeit von Brettsper Holz-scheiben ungefähr proportional zur Wandlänge hoch 1,5 bis 2,0 [Wall 2013]. Da dieser Exponent verhältnismässig stark variieren kann, wird eine Modellierung basierend auf den Steifigkeitskennwerten der geplanten Produkte und Anschlussdetails empfohlen. Ferner setzt die Anwendbarkeit eines Stabwerkmodells ein minimales Verhältnis zwischen Scheibenhöhe zu Scheibenlänge voraus. Angaben dazu sind beispielsweise in [Wall 2013] zu finden.

Mischbauten erfordern eine besondere Aufmerksamkeit. Wird beispielsweise für die Gebäudeaussteifung ein Stahlbetonkern mit Brettsperrholzwänden kombiniert, tritt bei mehrgeschossigen Gebäuden eine komplexe Kraftverteilung auf. Grund dafür sind die unterschiedlichen Verformungsanteile aus Schub- und Biegebeanspruchung im Brettsperrholz verglichen zum Stahlbeton. Dadurch entstehen über die Gebäudehöhe divergierende Verformungslinien für Brettsperrholz- und Stahlbetonwände. Darüber hinaus ist die Steifigkeitsreduktion infolge Rissbildung des Stahlbetons zu berücksichtigen. Diesbezüglich sind unterschiedliche Zustände zu betrachten. Aufgrund der komplexen Tragwirkung von Mischbauten wird die Durchführung von Sensitivitätsanalysen an räumlichen Tragwerksmodellen empfohlen. Dabei sollen realitätsnahe untere und obere Steifigkeitskennwerte der am Aussteifungssystem beteiligten Bauteile und Anschlüsse in plausibler Weise kombiniert werden.

3 ERDBEBENBEMESSUNG

3.1 Grundlagen

Für den Vergleich Wind und Erdbeben sollen vorerst die Erdbebenkräfte, basierend auf einem Verhaltensbeiwert von $q = 1,5$, ermittelt werden. Wind ist massgebend, wenn auf Bauteil- bzw. Anschlussebene die Beanspruchung infolge von Wind grösser ist als diejenige infolge von Erdbeben unter Berücksichtigung eines Verhaltensbeiwerts von $q = 1,5$. Wird $q > 1,5$ angesetzt, ist das Tragwerk duktil zu bemessen. Dabei sind sämtliche Regeln der Kapazitätsbemessung einzuhalten.

Ein weiterer Punkt für den Vergleich der Einwirkungen Wind und Erdbeben ist der Beiwert η_{mod} zur Erfassung des Einflusses der Einwirkungsdauer und des Feuchtegehalts gemäss Norm [SIA 265/1]. Die Erhöhung der Bemessungswerte der Tragwiderstände mit diesem Beiwert für eine sehr kurze Lasteinwirkungsdauer betrifft lediglich die Holzbauteile und ihre holzbautechnischen Anschlüsse. Für Stahl- und Stahlbetonbauteile ist eine solche Erhöhung der Materialfestigkeiten nicht möglich.

Für den Widerstandsbeiwert γ_M ist gemäss Norm [SIA 265/1] für Brettsperrholz unter Erdbebenwirkung 1,25 einzusetzen, obwohl es sich dabei um eine aussergewöhnliche Bemessungssituation handelt. Grund dafür ist, dass das Verhältnis zwischen der Restfestigkeit nach Schädigung und der ursprünglichen Festigkeit in grober Näherung dem Verhältnis der γ_M -Werte für aussergewöhnliche Lastkombination und für die Grundkombination entspricht (vgl. dazu [DIN 4149]). Wird γ_M für die Grundkombination angesetzt, kann Einfachheit halber auf eine Festigkeitsreduktion infolge zyklischer Schädigung verzichtet werden.

3.2 Nicht-duktiler Erdbebenbemessung

Die nicht-duktiler Bemessung mit $q = 1,5$ stellt häufig den Normalfall dar. Ausser dem Einhalten von konzeptionellen und konstruktiven Massnahmen gemäss der Norm [SIA 261] erfolgt die Bemessung auf Tragsicherheit, wie für alle anderen Einwirkungen über die gängigen Nachweise der Materialwiderstände. In diesem Fall sind weder Duktilität und die Einhaltung einer Hierarchie der Tragwiderstände noch weitere spezielle Massnahmen gefordert. Nicht-duktil bemessene Tragwerke versagen nach Überschreiten der Elastizitätsgrenze.

3.3 Duktile Erdbebenbemessung

Die Erdbebenbemessung nach dem Konzept des duktilen Tragwerksverhaltens basiert auf den Grundsätzen der Kapazitätsbemessung [Bach 1994]. Schwerpunkt dieser Methode ist ein günstiges Tragwerksverhalten, was regelmässige Tragwerksentwürfe voraussetzt. Die Analyse erfolgt eher nach dem Ersatzkraftverfahren wobei die Anwendung des Antwortspektrenverfahren nicht ausgeschlossen ist.

Die duktile Erdbebenbemessung berücksichtigt, dass sich die Güte des Erdbebenverhaltens aus Überfestigkeit und Duktilität zusammensetzt. Durch einen Verhaltensbeiwert $q > 1,5$ wird der Tragwiderstand reduziert. Der «fehlende» Tragwiderstand wird dabei mit Duktilität ersetzt. Diese Duktilität muss aber *sichergestellt* sein, was über die folgenden Massnahmen erfolgt:

- Wahl eines geeigneten plastischen Mechanismus,
- Aufteilung des Tragwerks in elastisch bleibende und in plastifizierende Bereiche,
- Sicherstellung einer zielführenden Hierarchie der Tragwiderstände durch ausreichende Überbemessung der elastisch bleibenden Bereiche,
- Einhalten konstruktiver Regeln zur Sicherstellung der geplanten zyklischen Plastifizierungen.

Damit die definierten duktilen Bereiche ihr Energiedissipationspotential entwickeln können, müssen sie als schwächstes Glied des Aussteifungssystems ausgebildet sein. So müssen alle übrigen Tragwerksteile und Verbindungen entsprechend der Überfestigkeit der duktilen Bereiche einen *ausreichend* höheren Tragwiderstand aufweisen [SIA 265]. Der in der Norm SIA 265:2012 angegebene Überfestigkeitsfaktor von 1,2 wurde in der teilrevidierten Fassung 2021 [SIA 265] gestrichen, da der anzusetzende Überfestigkeitsfaktor je nach Situation deutlich höher sein kann. Empfohlene Richtwerte für Überfestigkeitsfaktoren sind der Literatur zu entnehmen, beispielsweise [Rats 2019].

4 REFERENZEN

- [ATC 1978] Applied Technology Council associated with the Structural Engineers Association of California, *Tentative Provisions for the development of seismic regulations for buildings*. National Bureau of Standards; National Science Foundation. Publication ATC 3-06. NBS Special Publication 510. NSF Publication 78-8, 1978.
- [Bach 1994] Bachmann, H., *Die Methode der Kapazitätsbemessung*, Schweizer Ingenieur und Architekt SIA Nr. 45, 1994.
- [Bach 2002] Bachmann, H., *Erdbebengerechter Entwurf von Hochbauten – Grundsätze für Ingenieure, Architekten, Bauherren und Behörden*, Richtlinien des Bundesamts für Wasser und Geologie (BWG), Bern, 2002
- [Drös 2014] Dröscher, H., *Prüftechnische Ermittlung der Schubkenngrößen von BSP-Scheibenelementen und Studie ausgewählter Parameter*, Masterarbeit an der TU Graz, 2014.
- [Ober 2021] Oberbach, U., *Ermittlung der dynamischen Eigenschaften von mehrgeschossigen Holzrahmenbauten mittels Ausschwingversuch*, Masterthesis an der Berner Fachhochschule BFH-AHB, Biel, 2021.
- [Rats 2019] Ratsch, G., Geiser, M., *Erdbebenbemessung von Holztragwerken nach dem duktilen Tragwerksverhalten – Die schwierige Frage der Überfestigkeit*, 16. D-A-CH Tagung Erdbebeningenieurwesen & Baudynamik, Innsbruck, 2019.
- [Wall 2013] Wallner-Novak, M. et al. (2013): *Brettsperrholz Bemessung, Grundlagen für Statik und Konstruktion nach Eurocode*, proHolz Austria, Wien, 2013.
- [DIN 4149] Norm DIN 4149:2005-04, *Bauten in deutschen Erdbebengebieten - Lastannahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten*, 2005.
- [EN 1998] EN 1998-1: Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten, 2006.
- [LIGN 2020] Lignatec 32/2020, *Brettsperrholz aus Schweizer Produktion*, Lignum, Holzwirtschaft Schweiz, Zürich, 2020.
- [NBCC 2010] National Building Code of Canada, National Research Council Canada, Ottawa, 2010.

- [prEN 1998] prEN 1998-1-2:2020, *Working draft from 01.05.2010. Design of structures for earthquake resistance - part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*. CEN/TC 250/SC 8/WG 3; 2020.
- [SIA 261] Norm SIA 261, *Einwirkung auf Tragwerke*, Zürich: Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, 2020.
- [SIA 265] Norm SIA 265, *Holzbau*, Zürich: Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, 2020.
- [SIA 265/1] Norm SIA 265, *Holzbau – Ergänzende Festlegungen*, Zürich: Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, 2018.

AUTORENVERZEICHNIS

TAGUNGSLEITENDE

Andreas Müller

Prof. Dipl.-Ing.

Berner Fachhochschule -AHB
Biel/Bienne

andreas.mueller@bfh.ch

- Seit 2014 Leiter Institut für Holzbau, Tragwerke und Architektur
- Seit 2006 Bundesexperte für Denkmalpflege (Holzbau)
- Seit 2005 Professor für Holzbau und Baukonstruktion
- Seit 2004 Öffentlich bestellter und vereidigter Sachverständiger (IHK), Fachgebiet Holzbau und Holzbrückenbau
- 2005 - 2013 Geschäftsführer u. Gesellschafter tragwerkeplus Ingenieurgesellschaft mbH, Reutlingen
- 1997- 2005 Gesellschafter Tragwerke+ Baukonstruktionen - Ingenieure Prof. Dipl.-Ing. Nikolaus Nebgen und Dipl.-Ing. Andreas Müller
- 2001 - 2005 Wissenschaftlicher Mitarbeiter / Institutskoordinator (50%) Institut für Holzbau, Hochschule Biberach
- 1998 - 2004 Regionaler Fachberater Informationsdienst Holz
- 1985 - 1997 Diplom-Bauingenieur und Projektleiter

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 Ingenieurbau. 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 Trägerausklinkungen 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.

REFERIERENDE

Andrea Bernasconi

Prof. Dr.

Heig-vd/Hes-so
Yverdon-les-bains

andrea.bernasconi@heig-vd.ch

Dr. und Dipl. Bauing. ETH, Professor für Holzbau an der FH Westschweiz; Mitinhaber des Ingenieurbüros Borlini & Zanini SA in Lugano und des Ing-Büros holztragwerke.ch ag in Zürich.

In der Forschung sowie in der Planung und Ausführung tätig. Im Holzbaubereich seit über 25 Jahren in der Schweiz und im Ausland tätig.

Reto Fahrni

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

ETH Zürich

fahrni@ibk.baug.ethz.ch

Aufgewachsen in der Nähe von Biel, Bauingenieurstudium BSc/MSc (2010-2016) an der ETHZ, 2016-2020 Doktorat im Holzbau bei Andrea Frangi zum Thema «Code calibration for timber in fire» (Untersuchung der erhöhten Festigkeitswerte für Holz im Brandfall mit Zuverlässigkeitsanalysen). Diverse Brandversuche durchgeführt bei VKF/ZIP EMPA, viele mit CLT. Seit 2021 Teilzeit angestellt an der ETHZ und Teilzeit bei IGNIS, einem Beratungsunternehmen für Holz im Brandfall.

Lukas Furrer

BSc Holztechnik

Berner 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.

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 Normkommission SIA 265 / Korreferenten-Pool Erdbebenschutz bei Bauvorhaben des Bundes / Corps valaisan des ingénieurs post-sismiques.

Michael Klippel

Dr. Ing.

ETH Zürich

klippel@ibk.baug.ethz.ch

Aktuelle Anstellung:

- Oberassistent, Dozent und Leiter der Forschungsgruppe „Brandschutz im Holzbau“ sowie Programmkoordinator MAS ETH Fire Safety Engineering am Institut für Baustatik und Konstruktion der ETH Zürich und
- Stellvertretender Geschäftsführer bei IGNIS – Fire Design Consulting

Ausbildung:

- 2009 - 2014: Doktorat am Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich
- 2003 - 2009: Studium Bauingenieurwesen an RWTH Aachen
- 2007 - 2013: Wirtschaftswissenschaftliches Zusatzstudium an RWTH Aachen

Pierino Lestuzzi

Bauingenieur EPFL /
Dr sc. techn. ETHZ

EPFL ENAC IIC EESD
Lausanne

pierino.lestuzzi@epfl.ch

1983 – 1988 Ausbildung: Bauingenieurwesen, EPFL
1989 – 1990 IUB Ingenieurunternehmung, Bern
1991 – 1995 Richardet et Associés SA, Yverdon-les-Bains
1995 – 2000 Dissertation: IBK, ETHZ
2000 – 2007 ENAC-IIC-IMAC, EPFL
Seit 2004 Präsident der Normkommission SIA 261
Seit 2007 (50%) ENAC-IIC-IMAC, EPFL
2007 – 2020 (50%) Résonance Ing-Conseils SA, Carouge
Seit 2020 (50%) Kurmann Cretton Ing SA, Monthey

Urs Oberbach

M.Sc. Wood Technology

Berner Fachhochschule - AHB
Biel/Bienne

urs.oberbach@bfh.ch

Urs Oberbach hat 2016 das Bachelor- und 2021 das Masterstudium in Holztechnik an der Berner Fachhochschule (BFH) abgeschlossen. Seit 2018 ist er Assistent an der BFH im Kompetenzbereich Tragstrukturen und Erdbebeningenieurwesen und beschäftigt sich mit der baodynamischen Untersuchung von Holzgebäuden. Von 2015-2018 arbeitete er als Holzbauingenieur bei Charpente Concept (Morges)/ Bois Inital SA. Nebenbei besteht seit 2018 eine Selbstständigkeit mit der Potential Holz KLG.



Swiss • Wood • Innovation • Network

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