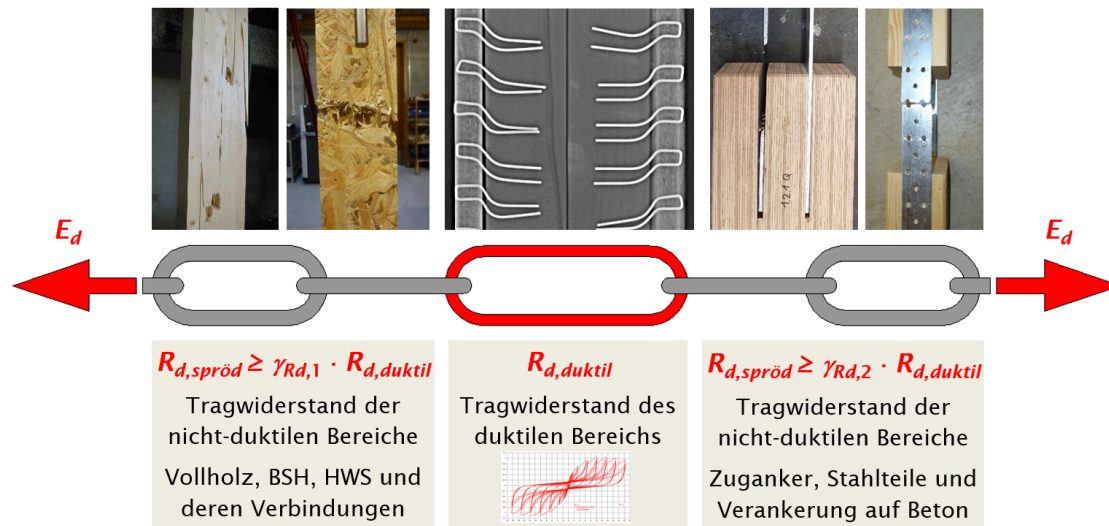




Duktile Erdbebenbemessung von Holzbauwerken

Kurzfassung des Schlussberichts zum Projekt

Abklärungen zur Erdbebenbemessung von Holzbauwerken nach dem Konzept des duktilen Tragwerksverhalten

08.02.2019

Autoren:

Martin Geiser, Simon Meier, Gunther Ratsch, Mareike Vogel

Ein Bericht im Auftrag des Bundesamtes für Umwelt (BAFU)

Impressum

Kurzfassung

Duktile Erdbebenbemessung – Abklärungen zur Erdbebenbemessung von Holzbauwerken nach dem Konzept des duktilen Tragwerksverhalten

Bericht Nr. R.007964-10-77FE-PB-01

Auftrag Nr. R.007964-10-77FE

Klassifizierung öffentlich

Datum Schlussbericht: 13.11.2018
Kurzfassung: 08.02.2019

Auftraggeber Bundesamt für Umwelt BAFU
Abteilung Gefahrenprävention
Sven Heunert, Sektion Störfall- und Erdbebenvorsorge
3003 Bern

Das BAFU ist ein Amt des Eidg. Departements für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation (UVEK).

Auftragnehmer Berner Fachhochschule
Architektur, Holz und Bau
Institut für Holzbau, Tragwerke und Architektur
Kompetenzbereich Tragstrukturen und Erdbebeningenieurwesen
Solithurnstrasse 102, CH-2504 Biel
Tel / Fax +41 (0)32 344 03 41/91
www.ahb.bfh.ch

Autoren Martin Geiser, Simon Meier, Gunther Ratsch, Mareike Vogel

Projektverantwortlicher Martin Geiser

Institutsleiter Andreas Müller

Hinweis Dieser Bericht wurde im Auftrag des Bundesamtes für Umwelt (BAFU) verfasst. Für den Inhalt ist allein der Auftragnehmer verantwortlich.

Vorwort

Die Bemessungssituation Erdbeben ist in der Schweiz trotz schwacher bis mittlerer Seismizität sehr oft massgebend im Holzbau. Gegenüber der konventionellen Bemessung weist die Erdbebenbemessung nach dem Konzept des duktilen Tragwerksverhaltens eine erhöhte Robustheit und eine grössere Energiedissipation im Tragwerk auf. Die höheren Tragreserven von duktil bemessenen Strukturen sind somit aus Sicherheitsgründen vorteilhaft. Dies vor allem bei einer Überschreitung des Bemessungsbebens, mit welcher im Bereich des Epizentrums von charakteristischen Schadensbeben in der Schweiz mit Magnituden bis ca. 6,5 zu rechnen ist. Die bessere Kontrolle des Erdbebenverhaltens und das erhöhte Verformungsvermögen sind jedoch an strikte konstruktive Regeln und Bemessungsvorgaben geknüpft, die einen Mehraufwand bei der Planung und der Ausführung mit sich bringen. Für Holzbauwerke wurde dieses Konzept in der Schweiz 2003 mit der Holzbaunorm SIA 265 eingeführt, jedoch dessen Umsetzung in der Praxis bis heute nicht analysiert.

Im Rahmen der vorliegenden Studie wurde untersucht ob die Erdbebenbemessung nach dem Konzept des duktilen Tragwerksverhaltens auch in einem Land mit schwacher bis mittlerer Seismizität die genannten Vorteile für Holztragwerke mit sich bringt. Neben der Frage der Wirtschaftlichkeit wurde auch die Umsetzbarkeit dieser Methode in der Praxis hinterfragt und deren Anwendung präzisiert.

Für die am häufigsten eingesetzte Bauweise für Wohnbauten in der Schweiz, dem Holzrahmenbau, entstehen neben der erhöhten Robustheit der duktilen Bemessung kaum wirtschaftliche Vorteile, da gerade die Verankerungen im Holzrahmenbau kostentreibend sind und als spröde Bereiche stark gegenüber den duktilen Bereichen überbemessen werden müssen. Bei grösseren und schwereren Holzbauwerken, deren Anteil vorrausichtlich weiter zunehmen wird, kann die duktile Erdbebenbemessung durchaus auch wirtschaftlich vorteilhaft sein. Voraussetzung bleibt jedoch eine erdbebengerechte Konzeption und konstruktive Durchbildung des Tragwerkes.

Diese Studie wurde unter der ausgezeichneten Leitung und Mitwirkung von Martin

Geiser durchgeführt und leistet einen wesentlichen Beitrag zur Verbesserung der Grundlagen für die Erdbebensicherheit von Holzbauten. Die relevanten Erkenntnisse und Botschaften dieser Arbeit wurden zudem an der S-WIN-Tagung 2018 in Biel im Rahmen von zwei Referaten vorgestellt. Für die Umsetzung in der Praxis der Erkenntnisse dieser Studie sind entsprechende Anwendungshilfen für die Planer in naher Zukunft zu erarbeiten, allenfalls durch Anpassung der normativen Grundlagen.

Sven Heunert, Fachexperte Erdbeben,
Bundesamt für Umwelt

Vorwort	3
1 Zusammenfassung	5
2 Marktanalyse zur Relevanz der Bemessungssituation Erdbeben im Schweizer Holzbau	7
2.1 Grundlagen der Projektierung von Tragwerken	7
2.2 Marktüberblick und Methodik	7
2.3 Erdbeben	9
2.3.1 Erdbebenzonen gem. Norm SIA 261 „Einwirkungen auf Tragwerke“	9
2.3.2 Baugrundklasse gem. Norm SIA 261 „Einwirkungen auf Tragwerke“	9
2.4 Wind	10
2.4.1 Referenzwert des Staudruckes q_{p0} gem. Norm SIA 261	10
2.4.2 Geländekategorie gem. Norm SIA 261 „Einwirkungen auf Tragwerke“	10
2.5 Vergleichsrechnungen Wind - Erdbeben	11
2.5.1 Methodik	11
2.5.2 Beanspruchungsverhältnis für die unterschiedlichen Grundgesamtheiten	11
2.6 Fazit Marktstudie Vergleichs Wind - Erdbeben	14
3 Die schwierige Frage der Überfestigkeit in der duktilen Erdbebenbemessung	15
3.1 Allgemeine Einführung	15
3.2 Erdbebenbemessung von Holzbauten nach dem duktilen Tragwerksverhalten	15
3.3 Überfestigkeit und Überfestigkeitsfaktoren für die duktile Erdbebenbemessung	17
3.3.1 Methodik	17
3.3.2 Definitionen der Überfestigkeit	17
3.3.3 Abschätzung von Überfestigkeitsfaktoren aufgrund eines semi-probabilistischen Ansatzes	19
3.3.4 Überfestigkeitsfaktoren gemäss Baunormen und Forschungsergebnisse	20
3.3.5 Ergänzende Festigkeitsversuche	21
3.4 Vorschlag von materialbedingten Überfestigkeitsfaktoren	24
4 Schlussfolgerungen	26
5 Danksagung	28
6 Literatur	28
7 Abbildungsverzeichnis	30
8 Tabellenverzeichnis	30

1 Zusammenfassung

Erdbebensicheres Bauen ist aus technischer, normativer und rechtlicher Sicht unumgänglich. Für die Bemessung von Neubauten bezüglich Erdbeben, werden heute generell zwei Verfahren angewendet. Das erste ist die Bemessung nach dem nicht-duktilen Tragwerksverhalten, das zweite die Bemessung nach dem duktilen Tragwerksverhalten auch Kapazitätsbemessung genannt. Diese besondere Bemessung kommt ursprünglich aus den USA (ca. 1950) und wurde anschliessend in Neuseeland (ab ca. 1970) speziell für Stahlbetonbauten weiterentwickelt. Es ist zu klären, ob dieses besondere Bemessungsverfahren in einem Land mit schwacher bis mittlerer Seismizität, nebst Vorteilen bezüglich Tragwerksrobustheit, die zu erwartenden wirtschaftlichen Vorteile effektiv mit sich bringt. Ferner soll der Handlungsbedarf für eine verbreitete baupraktische Umsetzung im Schweizer Holzbau bestimmt werden. Zudem soll das vorliegende Projekt eine Grundlage bilden für die Ausrichtung der Forschungs- und Entwicklungsaktivitäten (F+E) im Bereich erdbebengerechtes Bauen im Schweizer Holzbau.

Die durchgeführte Marktanalyse basierend auf sämtlichen Baubewilligungen für das Jahr 2015 sowie die breitflächigen Vergleichsrechnungen für Wind und Erdbeben haben gezeigt, dass für Wohnbauten in Holzbauweise, trotz schwacher bis mittlerer Seismizität in der Schweiz, die Bemessungssituation Erdbeben sehr oft massgebend ist und für die Bemessung zwingend zu berücksichtigen ist, wie dies auch die SIA-Tragwerksnormen vorschreiben. Nur in seltenen Fällen sind Wohnbauten in Holzbauweise auch erdbebensicher im normativen Sinne, wenn sie lediglich bezüglich der Windbeanspruchung ausgelegt wurden. Folgende Gründen tragen u.a. dazu bei, dass die Bemessungssituation Erdbeben eine entscheidende Rolle für den Entwurf, die Berechnung und die Bemessung des Aussteifungssystems spielt:

a) Obwohl ca. $\frac{2}{3}$ der Wohnbauten in Holzbauweise in der tiefsten Erdbebenzone Z1 erbaut werden, werden sie oft auf Baugrund mit erhöhtem Amplifikationsseffekt erstellt (Baugrundklassen D, E und F).

b) Über 90 % der Wohnbauten in Holzbauweise sind ein- bis dreigeschossig und besitzen somit grösstenteils eine Grundswingzeit im ungünstigen Plateaubereich ($T_b \leq T_1 \leq T_d$),

c) Um die heutigen Anforderungen v.a. betreffend Schall- und sommerlichem Wärmeschutz zu erfüllen, werden z.T. schwere Schichten in die Holzkonstruktionen hinzugefügt. Dazu besitzt beispielsweise rund die Hälfte der Mehrfamilienhäuser ein Flachdach. Obwohl Holz ein leichter Baustoff ist, sind die gegenwärtig in der

Schweiz ausgeführten Bauprojekte nicht zwangsläufig dementsprechend leicht.

Mit Schwerpunkt auf die «schwierige Frage» der Überfestigkeit wurden die Voraussetzungen für die duktile Erdbebenbemessung betrachtet. Eine duktile Bemessung setzt Energiedissipation innerhalb des Tragwerkes unter Erdbebenwirkung voraus. Die Steuerung des Tragwerksverhaltens erfolgt über eine zielführende Hierarchie der Tragwiderstände. Nur dann kann sich der gewünschte, plastische und auch dissipative Mechanismus einstellen. Bei der Umsetzung der duktilen Erdbebenbemessung von Holztragwerken stellt sich die Frage der ausreichenden Überfestigkeit. Dabei muss beachtet werden, dass im Holzbau, je nach Situation, mittlere bis grosse Streuungen der jeweiligen Tragwiderstände zu erwarten sind.

In einem ersten Schritt wurden unterschiedliche Überfestigkeitsfaktoren aufgrund eines semi-probabilistischen Ansatzes abgeschätzt. Danach wurden die relevanten Forschungspublikationen betrachtet, die eine probabilistische Betrachtungsweise verfolgt haben. Zuletzt wurden Festigkeitsversuche durchgeführt, um einerseits einen empirischen Überfestigkeitsfaktor zu ermitteln und andererseits die ermittelten bzw. vorgeschlagenen Überfestigkeitsfaktoren konkret anzuwenden und zu überprüfen. Alle drei Ansätze, d.h. semi-probabilistisch, probabilistisch und empirisch, konvergierten ausreichend deutlich, um zum Schluss zu kommen, dass aus Sicht der vorliegenden Arbeit höhere Überfestigkeitsfaktoren erforderlich sind, als sie in der Norm SIA 265 gegenwärtig angegeben sind. Je nach Streuungsverhältnissen zwischen den duktilen und nicht-duktilen Bereichen, werden Richtwerte der Überfestigkeitsfaktoren von ca. 1,6 bzw. ca. 2,0 empfohlen.

Ferner wurde bei den Festigkeitsversuchen an nicht-vorgebohrten Rillennagel-Verbindungen festgestellt, dass trotz Erhöhung der Mindestabstände parallel zur Faserrichtung um das 1,5-fache, ein Aufspalten auftrat. Ausserdem wurde bestätigt, dass die zyklische, und für die duktile Bemessung auch relevante Duktilität, deutlich geringer ist, als wenn diese monoton ermittelt wird. Aus diesen Gründen wird empfohlen, für duktile Bereiche bestehend aus stiftförmigen Verbindungsmitteln mit grösseren Durchmessern als dem üblichen Klammerdraht die zyklische Duktilität experimentell zu überprüfen und nachzuweisen.

Zudem haben die durchgeführten Festigkeitsversuche ein bisher nicht erkanntes Problem in der praktischen Umsetzung der duktilen Bemessung

sung im Holzbau aufgezeigt. Im Falle einer seriellen Schaltung, werden in der Regel nicht alle Bereiche, welche als duktil definiert wurden, aktiviert. Dies wirkt sich ausgesprochen negativ auf die Beziehung zwischen globaler und lokaler Duktilität aus. Ein wahrscheinlicher Grund dafür ist, dass im Holzbau, im Gegensatz zur duktilen Bemessung von Stahlbetontragwänden, lediglich die Mindestzugfestigkeit der eingesetzten Stähle angegeben wird. Generell werden im Holzbau weder Anforderungen an das Verfestigungsverhältnis, noch an die Gesamtdehnung bei Höchstkraft gestellt.

Aus rein wirtschaftlicher Sicht ist gemäss den durchgeführten Vergleichen eine duktile Erdbebenbemessung von Holztragwerken in der Regel nur dann interessant, wenn die Bemessungssituation Wind nicht bestimmend ist. Ist die Windbeanspruchung bemessungsrelevant, so sind in der Regel im Falle einer duktilen Erdbebenbemessung Mehrkosten gegenüber einer nicht-duktilen Bemessung zu erwarten.

Auf Grund der gewonnenen Ergebnisse könnte geprüft werden, ob für die Holzrahmenbauweise der Verhaltensbeiwert etwas höher angesetzt werden könnte, z.B. mit $q = 4,0$, dies unter Einhaltung von klar definierten, praxistauglichen konzeptionellen und konstruktiven Be-

messungsregeln, die die Entwicklung des erforderlichen plastischen Verformungsvermögens sicherstellen. Ferner sollte geprüft werden, ob für den Holzrahmenbau, der rechnerische Tragwiderstand der Klammerverbindung nicht etwas höher angesetzt werden könnte, da in den Versuchen generell grosse Tragreserven gegenüber den Bemessungswerten nach Norm beobachtet wurden. Aufgrund der in den Versuchen festgestellten hohen Überfestigkeiten, stellt sich weiter die Frage, ob die gegenwärtige Berücksichtigung der Überfestigkeit mit dem Verhaltensbeiwert von $q = 1,5$ bei der Bemessung nach dem nicht-duktilen Tragwerksverhalten nicht zu konservativ ist. Erkenntnisse dieser Art wurden auch schon bei anderen Baustoffen normativ umgesetzt.

Abschliessend wird darauf hingewiesen, dass a) erdbebengerechtes Bauen bereits in der Entwurfsphase mit einer erdbebengerechten Konzeption und konstruktiven Durchbildung des Tragwerks beginnt und dass b) eine effiziente Bemessung nach dem duktilen Tragwerksverhalten nur dann mit ausreichender Zuverlässigkeit möglich ist, wenn die Tragwiderstände der in den duktilen und in den nicht-duktilen Bereichen eingesetzten Baustoffe und Verbindungen ausreichend genau vorhersagbar sind und geringe Streuungen aufweisen.

Keywords: Erdbebenrelevanz, Erdbebenbemessung, Kapazitätsbemessung, Holzbau, Duktilität, Hierarchie der Tragwiderstände, Überfestigkeit

2 Marktanalyse zur Relevanz der Bemessungssituation Erdbeben im Schweizer Holzbau

2.1 Grundlagen der Projektierung von Tragwerken

Die Planung von Tragwerken ist in der Schweiz durch die SIA-Tragwerksnormen (260er-Reihe) geregelt. Laut der Norm SIA 260 „Grundlagen der Projektierung von Tragwerken“, sind in der Entwurfsphase „die wesentlichen Ein- und Auswirkungen sowie die massgebenden Gefährdungen und Möglichkeiten zu ihrer Beherrschung zu erfassen“ [1]. Unabhängig vom Baustoff muss also für jedes Tragwerk die Einwirkung Erdbeben als Gefährdung berücksichtigt werden. Erdbebengerechtes Bauen ist aus technischer, normativer und rechtlicher Sicht unumgänglich. Erdbebengerechtes Planen umfasst allerdings nicht nur eine Berücksichtigung der Einwirkung Erdbeben in der Bemessung des Tragwerks, sondern vor allem eine erdbebengerechte Konzeption des Tragwerks in der Entwurfsphase, indem z. B. die konzeptionellen und konstruktiven Massnahmen gemäss Kapitel 16.4 der Norm SIA 261 ergriffen werden [2].

Die bei der Bemessung betrachteten Bemessungssituationen sollen alle vorhersehbaren Bedingungen und Einwirkungen einschliessen, die während der Ausführung und Nutzung eines Bauwerks auftreten können [1], also auch die Erdbebeneinwirkung. Auf die Aussteifung eines Tragwerks für horizontale Kräfte wirken (in separat zu betrachtenden Gefährdungsbildern) neben den Kräften aus Erdbeben auch Windkräfte. Es stellt sich also die Frage, ob in einem Land mit schwacher bis mittlerer Seismizität, die Erdbebeneinwirkung für die Bemessung der horizontalen Aussteifung von Holzbauten bemessungsrelevant ist oder die Windkraft. Zudem handelt es sich beim Erdbeben um eine aussergewöhnliche Einwirkung [1]. Im vorliegenden Bericht wird die Relevanz der Wind- bzw. Erdbebenwirkung für den Fall des Tragsicherheitsnachweises untersucht.

2.2 Marktüberblick und Methodik

Die Marktanalyse und die Vergleichsrechnungen Wind – Erdbeben basieren auf Auswertungen der Baubewilligungen der Schweiz und weiteren Datengrundlagen. Beim Institut für digitale Bau- und Holzwirtschaft IdBH an der Berner Fachhochschule (BFH AHB) liegen alle Baubewilligungen der letzten zwölf Jahre vor [3]. Die Rohdaten der Baubewilligungen werden an der BFH AHB analysiert.

Seit dem Jahr 2011 ist bei den Baubewilligungen für Einfamilienhäuser (EFH) ein deutlicher Rückgang zu verzeichnen. 2011 wurden noch über 10'000 Baubewilligungen für Neubauten von EFH gutgeheissen, im Jahr 2015 waren es dagegen nur noch 7'550 und 2016 noch 7'085 bewilligte Einheiten. Die Anzahl der bewilligten Mehrfamilienhäuser ist dagegen stabiler. Im Jahr 2015 wurden 6'045 neue Mehrfamilienhäuser für den Bau bewilligt. Dazu kommen Baubewilligungen für 1'575 Gewerbebauten und 470 öffentliche Bauten.

Im Jahr 2015 waren 13'595 von 15'635 zum Bau bewilligte Gebäude als Wohnbauten geplant. Werden nur die Projekte in Holzbauweise betrachtet, so sind 2'210 von total 2'920 Projekten Wohnbauten. Für das Projekt «Abklärungen zur Erdbebenbemessung von Holzbauwerken nach dem Konzept des duktilen Tragverhalten» [4] wurden nur die Ein- und Mehrfamilienhäuser mit einem Holztragwerk analysiert. Es werden somit drei Viertel der in der Schweiz bewilligten Bauprojekte in Holzbauweise abgedeckt.

Neben den Baubewilligungen dienten sieben Bauwerke, welche im Rahmen von Projektarbeiten detailliert verglichen wurden, als wichtige Informationsquelle. Weiter wurden mittels einer Umfrage bei Projektpartnern Detailinformationen zu 83 Bauprojekten gesammelt und im Rahmen der Vergleichsrechnungen analysiert. Abbildung 1 gibt einen Überblick zu den analysierten Daten von Gebäuden, die für die verschiedenen Auswertungen als Grundgesamtheit herangezogen wurden. Die Anzahl der berücksichtigten Ausgangsdaten ist jeweils bei den entsprechenden Grafiken beschrieben.

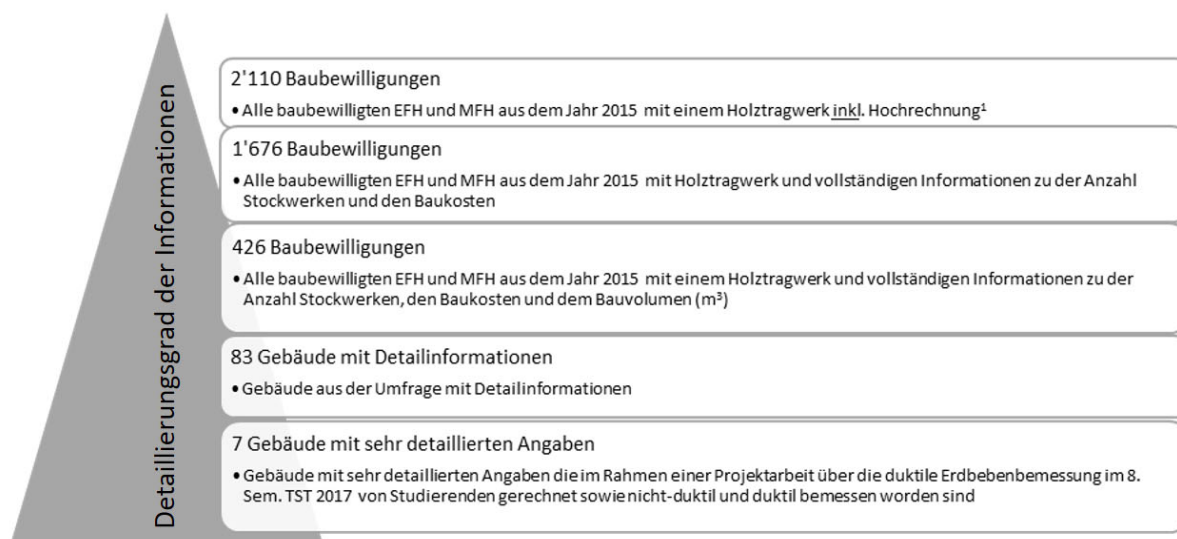


Abbildung 1 : Methodik zur Bestimmung der Stichprobe für die Auswertungen

Quelle: BFH AHB, Institut für Holzbau, Tragwerke und Architektur

In diesem Projekt dienten die Baubewilligungen für Neubauten mit einem Holztragwerk aus dem Jahr 2015 als Stichprobe in der Annahme, dass diese die Neubauten der letzten Jahre repräsentativ vertreten.

Der grösste Teil der 2015 bewilligten EFH mit einem Holztragwerk sind zweistöckige Bauten (75%). Bei den Mehrfamilienhäusern in Holzbauweise sind 39% Dreigeschossiger, gefolgt von zweistöckigen Gebäuden (24%) und vierstöckigen Gebäuden (20%). Insgesamt 60% aller Wohnbauprojekte sind zweigeschossige Bauten und 90% sind 1- bis 3-geschossige Bauten.

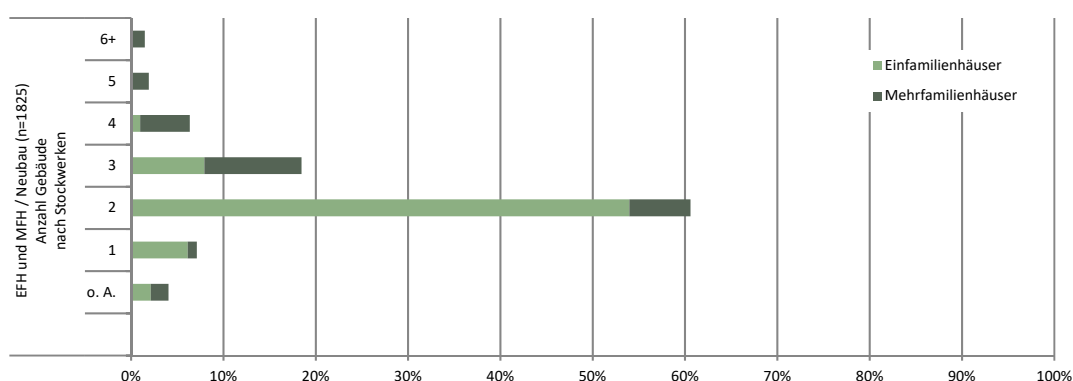


Abbildung 2 : Anzahl Etagen bei bewilligten Ein- und Mehrfamilienhäusern, Neubau mit Tragwerk Holz, 2015

Quelle: BFH AHB, Institut für Holzbau, Tragwerke und Architektur

2.3 Erdbeben

2.3.1 Erdbebenzonen gem. Norm SIA 261 „Einwirkungen auf Tragwerke“

Die Schweiz wird zurzeit nach SIA 261 in vier verschiedene Erdbebenzonen Z1, Z2, Z3a, Z3b eingeteilt [2]. Es hat sich gezeigt, dass sich knapp 70% aller MFH und 65% aller EFH in der Erdbebenzone Z1 befinden. Weiter befinden sich rund 20% der MFH und 25% der EFH in der Erdbebenzone Z2. Jeweils rund 10% der MFH und EFH sind in den Zonen Z3a und Z3b bewilligt.

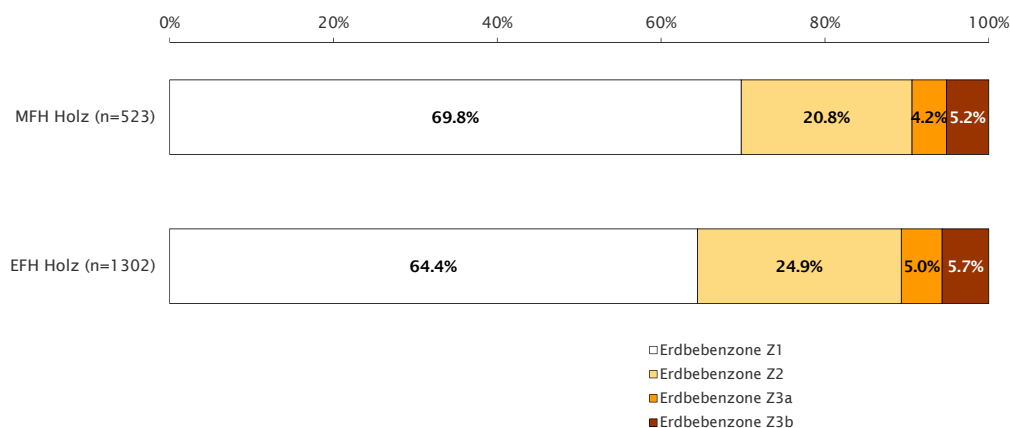


Abbildung 3: Aufteilung der EFH und MFH mit Tragwerk Holz in die vier Erdbebenzonen

Quelle: BFH AHB, Institut für Holzbau, Tragwerke und Architektur

2.3.2 Baugrundklasse gem. Norm SIA 261 „Einwirkungen auf Tragwerke“

Der Einfluss der Baugrundverhältnisse wird im Allgemeinen durch die Einordnung des Bauwerkstandortes in eine Baugrundklasse berücksichtigt. In der Schweiz gibt es sechs Baugrundklassen [2]. 13 Kantone haben jeweils für den ganzen Kanton oder Teile davon Karten veröffentlicht, in welchen Baugrundklassen für die entsprechenden Gebiete definiert sind. Den Baubewilligungen wurde mithilfe der Adresse der Bauparzelle dort wo möglich eine Baugrundklasse zugeordnet. Von den 523 MFH liegen 193 Gebäude in Gebieten, für die die Baugrundklasse bestimmt wurde, bei den EFH sind es 492 von 1302 Gebäuden. Den restlichen bewilligten 810 EFH und 330 MFH aus dem Jahr 2015 mit Tragwerk Holz wurde keine Baugrundklasse zugeordnet. Letztlich ist der lokale Baugrund für die Bemessung entscheidend, die Mikrozonierungen wurden in dieser Studie jedoch nicht berücksichtigt.

Nachfolgende Grafik zeigt die 492 EFH und 193 MFH aufgeteilt nach den sechs Baugrundklassen. Mit 47.2% der MFH und 43.1% der EFH liegt der grösste Teil der Gebäude in der Baugrundklasse E. Der zweitgrösste Teil liegt mit 28.0% bzw. 27.0% der Gebäude in der Baugrundklasse C. Eine grosse Mehrheit der neuen Wohnbauten werden somit auf einem Baugrund mit erhöhtem Amplifikationseffekt gebaut.

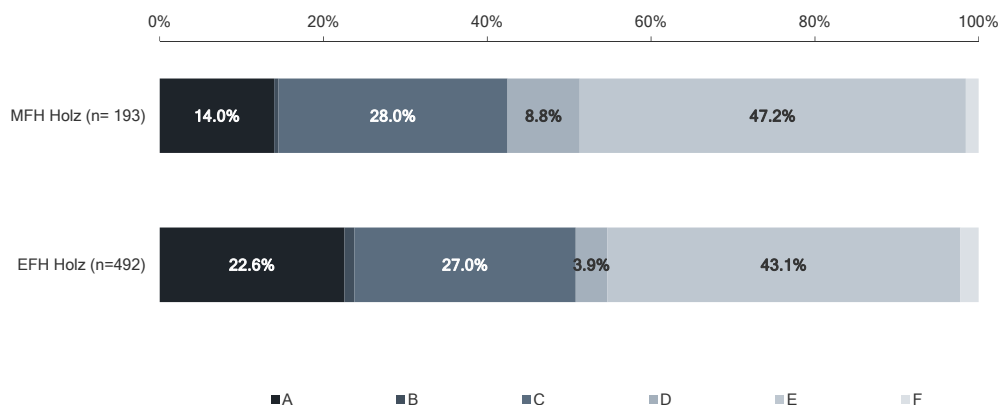


Abbildung 4 : Aufteilung der EFH und MFH mit Tragwerk Holz in die sechs Baugrundklassen

Quelle: BFH AHB, Institut für Holzbau, Tragwerke und Architektur

2.4 Wind

2.4.1 Referenzwert des Staudruckes q_{p0} gem. Norm SIA 261

Der Staudruck q_p hängt vom Windklima, der Bodenrauigkeit, der Erdoberfläche und der Bezugshöhe ab und ist normativ geregelt [2]. Den 1302 EFH und den 523 MFH (vgl. Abbildung 1) wurde mithilfe der Adresse der Bauprojekte der jeweilige Referenzwert des Staudruckes q_{p0} zugeordnet.

Mit 57.9 % der MFH bzw. 51 % der EFH befinden sich über die Hälfte der bewilligten Wohnhäuser in Gebieten mit einem Referenzwert des Staudruckes von 0.9 kN/m². In den bergigen Regionen ist der Referenzwert des Staudruckes 1.1 kN/m² bzw. 1.3 kN/m². Aus diesem Grund ist der Anteil an EFH mit einem höheren Referenzwert des Staudruckes grösser als derjenige der MFH. 32.6 % der EFH und 29.5 % der MFH liegen in Gebieten mit einem Referenzwert des Staudruckes von 1.1 kN/m² und 16.5 % der EFH und 12.6 % der MFH in Gebieten mit Referenzwert des Staudruckes von 1.3 kN/m².

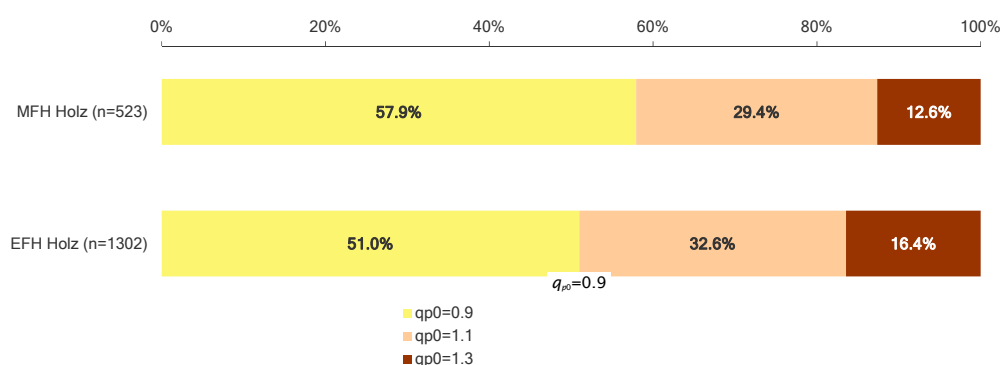


Abbildung 5 : Aufteilung der EFH und MFH mit Tragwerk Holz in die drei Klassen des Referenzwertes des Staudruckes
Quelle: BFH AHB, Institut für Holzbau, Tragwerke und Architektur

2.4.2 Geländekategorie gem. Norm SIA 261 „Einwirkungen auf Tragwerke“

In der SIA 261 sind folgende vier Geländekategorien definiert [2]. Geländekategorie II: Seeufer; Geländekategorie IIa: grosse Ebene; Geländekategorie III: Ortschaften, freies Feld; Geländekategorie IV: grossflächige Stadtgebiete.

Mit der Adresse der Bauparzelle wurden alle Gebäude einer Geländekategorie zugeordnet. Mit 76.9 % der MFH und 71.3 % der EFH ist der grösste Teil der im Jahr 2015 bewilligten Wohngebäuden in Kleinstädten, Agglomerationen und Dörfern und somit in der Geländekategorie III. 12.8 % der MFH und 23.2 % der EFH befinden sich in der Geländekategorie freistehend auf grösseren Ebenen und wurden der Geländekategorie IIa zugeordnet. 10.1 % der MFH und 4.9 % der EFH in sind in Städten und somit in der Geländekategorie IV. Die Windexposition der neuen Wohnbauten in Holzbauweise ist folglich eher niedrig.

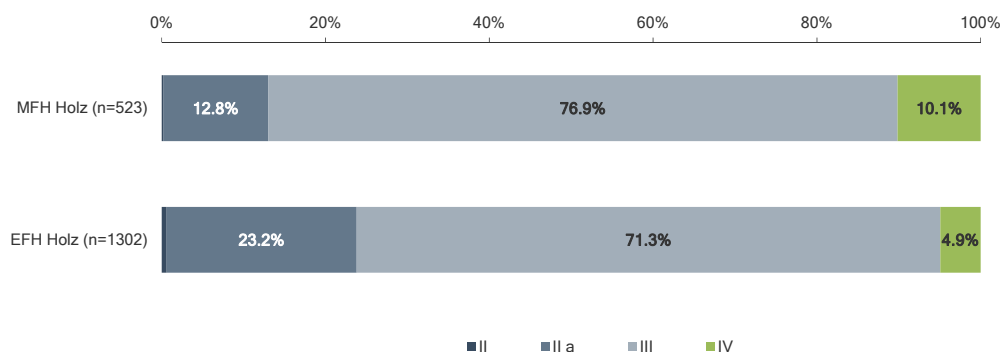


Abbildung 6 : Aufteilung der EFH und MFH mit Tragwerk Holz in die vier Geländekategorien
Quelle: BFH AHB, Institut für Holzbau, Tragwerke und Architektur

2.5 Vergleichsrechnungen Wind - Erdbeben

2.5.1 Methodik

Ausgehend von den ermittelten Angaben bezüglich Wind und Erdbeben wurde berechnet bzw. abgeschätzt, ob Wind oder Erdbeben bezüglich der Tragfähigkeit bemessungsrelevant ist. Da die Baubewilligungen keine Angaben über die Gebäudemasse und nur beschränkt über die Geometrie beinhalten, spielen folgende Informationen aus der Datengrundlage der 83 Holzbauprojekte eine wesentliche Rolle. Im Rahmen einer Umfrage unter den Wirtschaftspartnern des Projektes «Abklärungen zur Erdbebenbemessung von Holzbauwerken nach dem Konzept des duktilen Tragwerksverhalten» wurden folgende Informationen gewonnen:

- Bauweise (Wände, Geschossdecke, Dach)
- Anzahl Wohnungen und Etagen n
- Länge L , Breite B , mittlere Höhe h_m , Geschosshöhe $h_{EG,OG}$ und Dachneigung DN
- Eigengewicht g_k Geschossdecke und Dach
- Erdbebenzone und Baugrundklasse [2]
- Windzone und Geländekategorie [2]

2.5.2 Beanspruchungsverhältnis für die unterschiedlichen Grundgesamtheiten

Um die Ermittlung der globalen Schnittgrössen V_{Ed} und M_{Ed} infolge Wind und Erdbeben zu automatisieren, wurden die folgenden, *vereinfachenden* Annahmen getroffen:

- Kubische Architektur mit Flachdach
- Kraftbeiwert Näherungsweise ermittelt mit $c_f = 0,92 + 0,03 \cdot n$ Näherung aufgrund der Norm SIA 261:2014 [2], Tab. 31 bis 35 (n = Anzahl Etagen)
- Profilbeiwert Näherungsweise ermittelt für die Geländekategorie III mit $c_n = 0,78 + 0,07 \cdot n$ aufgrund der Norm SIA 261:2014 [2], Figur 6
- Für andere Geländekategorien, Umrechnung mit den Faktoren 0,74 (IV) ; 1,23 (IIa) ; 1,46 (II)
- Reduktionsfaktor $c_{red} = 1,0$; Dynamischer Faktor $c_d = 1,0$
- Windkraft kombiniert mit einer Stabilisierungskraft $F_d = N_d / 70$ gemäss Norm DIN 1052:2004-08 [5], Ziffer 8.7.6 (4)
- Berechnet werden ausschliesslich die Schnittgrössen resultierend aus einer Wind- bzw. Erdbebenbeanspruchung winkelrecht zur kürzeren Fassade
- Eigengewicht g_k der Aussen- und Innenwände pauschal 1,7 kN/m² Grundfläche bei EFH bzw. 2,0 kN/m² Grundfläche bei MFH (Erfahrungswerte)
- Quasiständiger Anteil der Nutzlast gemäss Norm SIA 261:2014 [2]
- Bemessungsspektrum der horizontalen Bodenbeschleunigung im Plateaubereich ($T_b \leq T_1 \leq T_c$) für Bauwerke bis zu drei Geschossen
- Ab vier Geschossen wurde eine pauschale Reduktion des Ordinatenwertes des Bemessungsspektrums mit $T_c / T = 1,1 - 0,1 \cdot n$ vorgenommen
- Bauwerksklasse I mit einem Bedeutungsfaktor $\gamma_f = 1,0$ (Wohnbauten mit PB ≤ 50 Personen)
- Dämpfungsmass $\xi = 0,05$
- Verhaltensbeiwert $q = 1,5$ (Tragwerkstyp A, nicht-duktiler Bemessung)

Die Auswirkungen dieser vereinfachenden Annahmen sind folgende:

- Kubische Architektur
 - Bei Fassadenrücksprüngen ergibt sich eine geringere Geschossfläche und somit eine niedrigere Geschossmasse
 - Bei grossen Vordächern ergibt sich eine grössere Dachfläche und somit eine grössere Dachmasse, aber auch eine grössere Fläche die dem Wind ausgesetzt ist
- Flachdach
 - Bei Steildächern wird die Windkraft in einer Richtung unterschätzt und in der anderen Richtung überschätzt

Basierend auf diesen Angaben wurden die Schnittgrössen V_{Ed} und M_{Ed} infolge Wind und Erdbeben ermittelt.

Abstützend auf die Detailinformationen einerseits und die vorgestellten Annahmen andererseits wurden das globale Biegemoment sowie die globale Querkraft infolge Wind bzw. Erdbeben ermittelt und ins Verhältnis gesetzt. Beim Beanspruchungsverhältnis Biegemoment wurde der Beiwert zur Erfassung der Lasteinwirkungsdauer η_t nicht berücksichtigt, da dieser Faktor für die Verankerungsteile aus Stahl und Beton nicht bemessungsrelevant ist.

Für die Grundmenge der 83 Wohnbauten in Holzbauweise aus der Umfrage konnten die Beanspruchungsverhältnisse $V_{Ed,Wind} / V_{Ed,Erdbeben}$ sowie $M_{Ed,Wind} / M_{Ed,Erdbeben}$ ermittelt werden. Die nachstehende Grafik zeigt Ergebnisse für die Biegemomente. Liegt das Beanspruchungsverhältnis $M_{Ed,Wind} / M_{Ed,Erdbeben}$ unter 1,0, ist das Moment infolge Erdbeben grösser als das Moment infolge Wind und somit auch bemessungsrelevant.

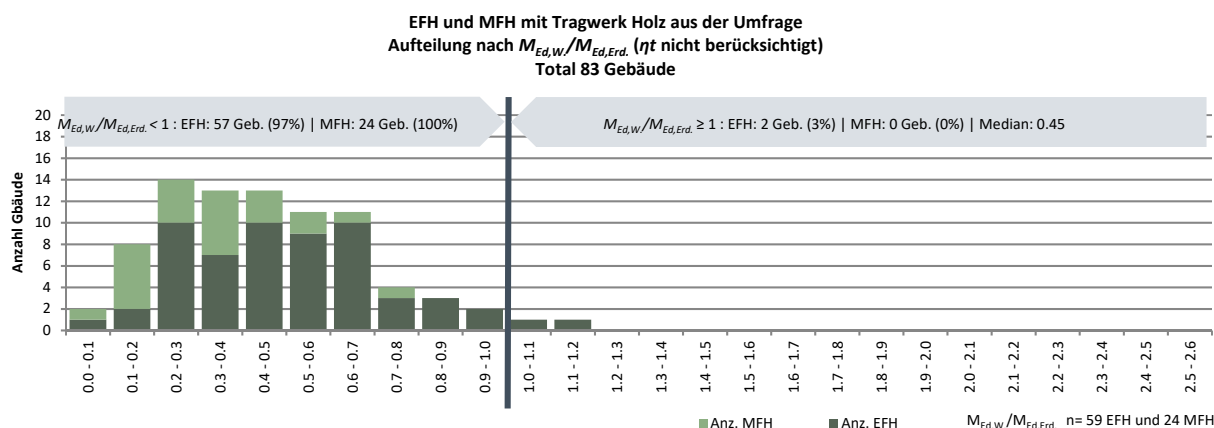


Abbildung 7 : Beanspruchungsverhältnis $M_{Ed,Wind} / M_{Ed,Erdbeben}$ für 83 Gebäude mit Tragwerk Holz aus der Umfrage

Quelle: BFH AHB, Institut für Holzbau, Tragwerke und Architektur

Das Beanspruchungsverhältnis des Biegemoments ist geringer als bei der Querkraft. Nur 2 Gebäude von 83 werden erdbebengerecht bemessen, wenn im Tragsicherheitsnachweis als horizontale Einwirkung nur der Wind berücksichtigt wird. Grund dafür sind die unterschiedlichen Schubspannweiten d.h. Höhen der resultierenden Kraft bei Wind und Erdbeben. Damit Bauwerke erdbebengerecht bemessen sind, müssen sie für die Beanspruchungen sowohl des Biegemoments als auch der Querkraft ausgelegt sein. Da das Biegemoment diesbezüglich ungünstiger ist, kann diese Schnittgrösse als Indikator verwendet werden.

Für die Ermittlung der Beanspruchungsverhältnisse bei den grösseren Grundgesamtheiten (vgl. Abbildung 1) wurden weitere Annahmen bezüglich der Gebäudemasse $\pm$ Standardabweichung als unterer bzw. oberer Grenzwert auf Basis der detaillierten Angaben der 83 Wohnbauten getroffen:

- Geschossdecke MFH: $3,15 \text{ kN/m}^2 \pm 1,05 \text{ kN/m}^2$ (keine Holz-Beton-Verbunddecken)
- Geschossdecke EFH: $2,20 \text{ kN/m}^2 \pm 0,60 \text{ kN/m}^2$
- Steildach: $1,05 \text{ kN/m}^2 \pm 0,25 \text{ kN/m}^2$
- Flachdach: $2,20 \text{ kN/m}^2 \pm 0,50 \text{ kN/m}^2$

Bezüglich der Gebäudegeometrie wurde folgendes definiert:

- Mittlere Bauwerkshöhe h_m über die Anzahl Etagen gemäss Baubewilligung und einer mittleren Geschosshöhe von 2,80 m
- Länge und Breite über das Bauvolumen gemäss Baubewilligung unter Berücksichtigung der mittleren Bauwerkshöhe und der Anzahl Untergeschosse
- Unterschiedliche Gebäudeproportionen abstützend auf die Umfrage
- Als untere bzw. obere Grenzwerte wurde ca. die Hälfte der Standardabweichung berücksichtigt, da die ungünstigen Proportionen (Grundriss eher länglich) mit den ungünstigen (schweren) Massen kombiniert wurden und umgekehrt. Folgende Proportionen wurden berücksichtigt:
 - Mittleres Verhältnis: $L:B = 1:0,6$
 - Günstiges Verhältnis: $L:B = 1:0,7$ (Grundriss eher kompakt)
 - Ungünstiges Verhältnis: $L:B = 1:0,5$ (Grundriss eher länglich)

Es wurden jeweils drei Berechnungsgänge unter «günstigen», «mittleren» und «ungünstigen» Annahmen durchgeführt. Als „günstig“ werden Annahmen bezeichnet, die durch leichtere Massen und kompakteren Grundriss ($L:B = 1:0,7$) zu einer geringeren Erdbebenbeanspruchung führen. Die „ungünstigen“ Annahmen sind schwerere Massen und länglichere Grundrisse. Zweck der unterschiedlichen Berechnungsgänge ist es, die Sensitivität, die durch vereinfachende Annahmen entstehen, abzuschätzen. Die Untersuchungen haben gezeigt, dass die Resultate nur im einstelligen Prozentbereich voneinander abweichen.

Ist in der Baubewilligung das Bauvolumen (m^3) definiert, so wurde für die Ermittlung der Gebäudegeometrie auf dieses zugegriffen und die Gebäudegeometrie berechnet. Fehlt die Angabe zu dem Bauvolumen, wurde dieses anhand der im Jahr 2015 durchschnittlich angegebenen Baukosten von CHF 700.- pro m^3 Gebäudevolumen abgeschätzt.

Die Beanspruchungsverhältnisse, insbesondere das Beanspruchungsverhältnis Biegemoment zeigt, dass es nur in Ausnahmefällen vorkommt, dass ein Bauwerk erdbebengerecht gebaut ist, wenn es bezüglich Wind bemessen wird. Da aber nur die Einwirkungsrichtung winkelrecht zur kürzeren Fassade betrachtet wurde, bedeutet dies nicht, dass die Windeinwirkung für die andere Hauptrichtung nicht massgebend sein könnte.

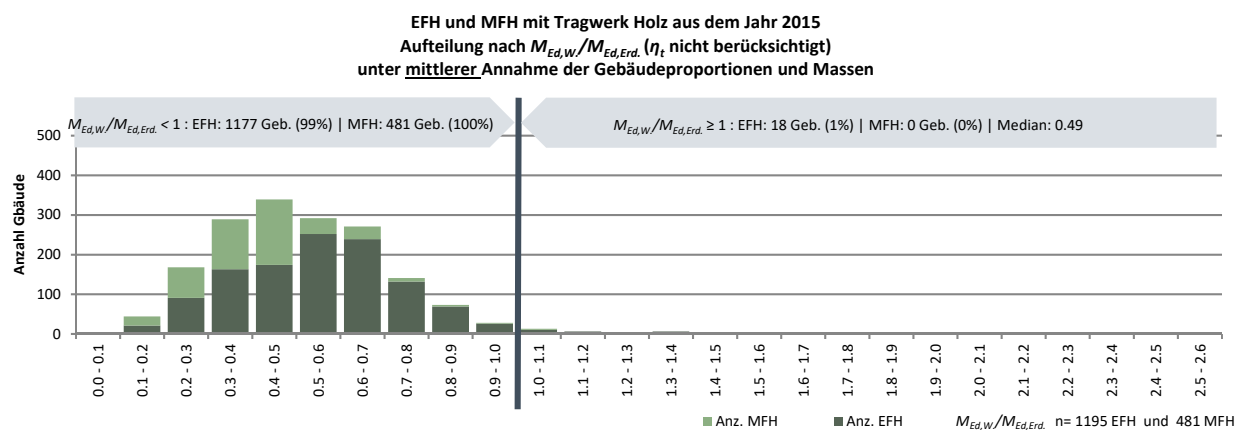


Abbildung 8: Beanspruchungsverhältnis $M_{Ed,Wind}/M_{Ed,Erdbeben}$ für 1676 Gebäude aus Baubewilligungen 2015 unter mittleren Annahmen - Quelle: BFH AHB, Institut für Holzbau, Tragwerke und Architektur

2.6 Fazit Marktstudie und Vergleich Wind vs. Erdbeben

Mit diesen Analysen wurde abgeschätzt, welche Einwirkung, Wind oder Erdbeben, in einem Tragsicherheitsnachweis für die Bemessung der Aussteifung von Wohnbauten in Holzbauweise massgebend ist und für welche Gebäudeanteile eine Bemessung bezüglich Windkräfte zu einem ausreichenden Tragwiderstand auch bezüglich Erdbeben führen. Die Antwort ist überraschend eindeutig: Nur bei ein paar Prozent der Einfamilienhäuser in Holzbauweise ist im Tragsicherheitsnachweis die Windeinwirkung gegenüber der Erdbebeneinwirkung (für eine nicht duktile Bemessung mit $q = 1,5$) massgebend. Bei den Mehrfamilienhäusern ist die Erdbebeneinwirkung im Tragsicherheitsnachweis immer massgebend.

Die folgenden Gründe tragen dazu bei, dass die Bemessungssituation Erdbeben eine entscheidende Rolle für den Entwurf, die Berechnung und die Bemessung des Aussteifungssystems spielt:

- Über 90 % der Wohnbauten in Holzbauweise sind ein- bis dreigeschossig. Aufgrund einer Schwingzeit im ungünstigen Plateaubereich ($T_B \leq T_1 \leq T_C$ abgestützt auf [6]) entsteht bei diesen Bauwerken eine starke Resonanz. Die entsprechende dynamische Verstärkung führt dazu, dass mit dem maximalen Bemessungsspektrum der horizontalen Beschleunigung zu rechnen ist. Bei Bauwerken ab vier Geschossen ist zwar teilweise eine günstigere Schwingzeit zu erwarten, jedoch handelt es sich dabei oft um relativ grosse Bauwerke mit entsprechend hohen Massen.
- Obwohl ca. 2/3 der Wohnbauten in Holzbauweise in der tiefsten Erdbebenezone Z1 liegen, werden sie oft auf Baugrund mit erhöhtem Amplifikationseffekt erstellt. Rund 50 % der EFH und fast 60 % der MFH werden auf Böden der Baugrundklasse D, E und F gebaut (vgl. Kapitel 2.3).
- Holz ist ein leichter Baustoff. Um die heutigen Anforderungen v.a. betreffend Schall- und sommerlichem Wärmeschutz zu erfüllen, werden schwere Schichten hinzugefügt. Dabei werden z.T. Holz-Beton-Verbunddecken realisiert. Auch bei Einfamilienhäusern ist die Geschossdecke mit einem durchschnittlichen Eigengewicht (g_k) von rund 220 kg/m² deutlich höher als bei Aufbauten aus dem traditionellen Holzbau.
- Ca. 1/5 der Einfamilienhäuser und fast die Hälfte der Mehrfamilienhäuser besitzen ein Flachdach. Mit einem durchschnittlichen Eigengewicht von rund 220 kg/m² sind Flachdächer über zweimal schwerer als übliche Steildächer.
- Der Beiwert zur Erfassung der Lasteinwirkungsdauer $\eta_t = 1,4$ für die Bemessungssituation Erdbeben gilt nur bei Holzbauteilen und nicht für die Stahlteile und deren Verankerung mit dem Betonuntergrund. Der Tragwiderstand dieser Tragelemente beträgt somit für die Bemessungssituation Erdbeben gleichviel wie bei Wind und kann nicht erhöht werden.
- Das Verhältnis Biegemoment / Querkraft (entspricht der Schubspannweite bzw. der Höhe der resultierenden Horizontalkraft) ist bei Wind und Erdbeben unterschiedlich. Bei Erdbeben beträgt diese Höhe aufgrund der Umfrage durchschnittlich ca. 7 % mehr als bei Wind. Bei gleicher globaler Horizontalkraft bei Wind und Erdbeben ist das Biegemoment infolge Erdbeben rund 7 % höher als infolge Wind.

Es ist die Aufgabe des Ingenieurs, die relevanten Einflüsse auf ein Bauwerk zu ermitteln und diese entsprechend zu bemessen. Im Einklang mit der Forderung der SIA-Tragwerksnormen nach einer Berücksichtigung der Einwirkung Erdbeben bei der Bemessung jedes Tragwerks, führte die Studie zum Ergebnis, dass für Wohnbauten in Holzbauweise, trotz schwacher bis mittlerer Seismizität in der Schweiz, die Bemessungssituation Erdbeben stets zu berücksichtigen ist. In diesem Projekt wurden, wie einleitend beschrieben, die 2015 bewilligten Wohnbauprojekte analysiert. Dies entspricht 75% der 2015 bewilligten Bauprojekte in Holzbauweise.

Die Marktstudie hat gezeigt, dass für Wohnbauten in Holzbauweise, trotz schwacher bis mittlerer Seismizität in der Schweiz, die Bemessungssituation Erdbeben sehr oft massgebend und für die Bemessung zwingend zu berücksichtigen ist, wie dies auch die SIA-Tragwerksnormen vorschreiben.

3 Die schwierige Frage der Überfestigkeit in der duktilen Erdbebenbemessung

3.1 Allgemeine Einführung

Erdbebensicheres Bauen ist aus technischer, normativer und rechtlicher Sicht unumgänglich. Für die Bemessung von Neubauten bezüglich Erdbeben, werden heute generell zwei Verfahren angewendet. Das erste ist die Bemessung nach dem nicht-duktilen Tragwerksverhalten. Mit einem Verhaltensbeiwert von $q = 1,5$ (Tragwerkstyp A gemäss Norm SIA 265 [7]) berücksichtigt man dabei im Wesentlichen nur die Überfestigkeit. Die Güte des Erdbebenverhaltens eines Tragwerks ergibt sich näherungsweise aus dem Tragwiderstand und der Duktilität [8]. Diese Tatsache berücksichtigt die zweite Methode, die Bemessung nach dem duktilen Tragwerksverhalten. Dabei werden in der Schweiz gemäss Norm SIA 265 [7] Verhaltensbeiwerte q von 2,0 bis 3,0 angesetzt, in Abhängigkeit von der Bauweise und der konstruktiven Durchbildung, basierend auf den Grundsätzen der Kapazitätsbemessung [9]. Diese besondere Bemessung kommt ursprünglich aus den USA (ca. 1950) und wurde anschliessend in Neuseeland (ab ca. 1970) speziell für Stahlbetonbauten weiterentwickelt [10]. Nebst einer verbesserten Robustheit, mit dem Ziel auch stärkeren Erdbeben als das Bemessungsbeben zu widerstehen, sollte diese Methode auf den ersten Blick wirtschaftliche Vorteile mit sich bringen, da mit einem Verhaltensbeiwert $q > 1,5$ das Aussteifungssystem geringer dimensioniert werden kann. Der fehlende Tragwiderstand wird dabei so zu sagen durch Duktilität ersetzt, dies bei gleicher Güte des Erdbebenverhaltens. Ziel des duktilen Tragwerksverhaltens ist eine bessere Energiedissipation im Falle eines Erdbebens und eine Vermeidung von spröden Versagensmechanismen.

3.2 Erdbebenbemessung von Holzbauten nach dem duktilen Tragwerksverhalten

Für ein duktilen Tragwerksverhalten ist ein geeigneter plastischer Mechanismus zu wählen und das Tragwerk in elastisch bleibende und in plastifizierende Bereiche aufzuteilen [8]. Zur Sicherstellung der Plastifizierung in den duktilen Bereichen sind konstruktive Regeln einzuhalten. Dazu ist ein klarer Entwurf des Tragwerkes nötig, um die Einhaltung dieser Regeln sowohl bei der Ausführung als auch während der Nutzungsdauer des Gebäudes zu gewährleisten. Bei der duktilen Erdbebenbemessung konzentriert sich der Ingenieur auf das adäquate Verhalten des Tragwerks. Für die duktile Bemessung wird normalerweise das Tragwerk mit Hilfe des Ersatzkraftverfahrens analysiert. Bei der Zuordnung der Tragwerkstypen B, C oder D gemäss Norm SIA 265 mit $q > 1,5$, ist eine duktile Erdbebenbemessung erforderlich, ausgehend von einem adäquaten Tragwerkskonzept mit entsprechenden konzeptionellen Massnahmen und konstruktiver Durchbildung. Die Einteilung unterschiedlicher Bauweisen als Tragwerkstyp B, C oder D mit entsprechendem $q > 1,5$ verlangt eine *Sicherstellung* der Duktilität. So können unterschiedliche Bauweisen den erwähnten Tragwerkstypen B, C oder D nur *potentiell* diesen Klassen zugeordnet werden. Diese Zuordnung wird erst *effektiv*, wenn die Regeln für duktilen Tragwerksverhalten eingehalten werden. Alle diese Tragwerkstypen können selbstverständlich auch nicht-duktil, konventionell, mit $q = 1,5$, Tragwerkstyp A, bemessen werden, was natürlich auch zur Einhaltung der normativen Anforderungen führt.

Wird eine duktile Erdbebenbemessung mit $q > 1,5$ gewählt, müssen die zyklischen Plastifizierungen *sichergestellt* werden. Es genügt dabei nicht Holzdicken und Einschlagstiefen der Verbindungsmittel so zu bestimmen, dass sich der Modus 3 der stiftförmigen Verbindungsmittel nach der Johansen-Theorie *potentiell* einstellen kann. Nur unter Einhaltung von erhöhten Verbindungsmittelabständen und einer ausreichenden Überfestigkeit der nicht-duktilen Bereiche kann ein duktilen Verhalten des Tragwerks gewährleistet werden. Die Regelungen im Eurocode 8 [11] fordern eine Bemessung der nicht-duktilen Bereiche mit „ausreichender Überfestigkeit“. Detailliertere Angaben zu Überfestigkeiten im Holzbau sind im Eurocode 8 (EC8) nicht verfügbar. Gemäss der Norm SIA 265 [7], Ziffer 4.6.3.1, ist diesbezüglich Folgendes festgehalten: „Zur Sicherstellung der zyklischen Plastifizierungen in den duktilen Bereichen,

müssen alle übrigen Tragwerksteile und Verbindungen einen ausreichend höheren Tragwiderstand aufweisen, d.h. in der Regel auf den 1,2-fachen Wert des Tragwiderstands der duktilen Bereiche ausgelegt sein“. Neuste Erkenntnisse zeigen jedoch [12], [13] und [14], dass in bestimmten Situationen, die erforderliche Überfestigkeit deutlich höher sein muss, um ein duktilen Tragwerksverhalten sicherzustellen.

Bei der Umsetzung der Erdbebenbemessung von Holzbauwerken nach dem duktilen Tragwerksverhalten stellt sich somit die Frage der ausreichenden, allenfalls situationsbedingten Überfestigkeit. Dabei muss beachtet werden, dass im Holzbau, je nach Situation, mittlere bis grosse Streuungen des Tragwiderstands zu erwarten sind. Die nachstehende Abbildung zeigt Verteilungen des Tragwiderstands der duktilen und der nicht-duktilen Bereiche von Holztragwerken, unter Berücksichtigung der vereinfachenden Annahme einer Normalverteilung, bei einer geringen Streuung ($R_{0,95}/R_{0,05} \approx 1,2$, z.B. Zuganker in Stahl) des nicht-duktilen Bereichs und einer mässigen Streuung ($R_{0,95}/R_{0,05} \approx 1,7$, z.B. mechanische Holzverbindung) des duktilen Bereichs, im Falle eines Überfestigkeitsfaktors von $\gamma_{Rd} = 1,2$ (links) und von $\gamma_{Rd} = 2,0$ (rechts).

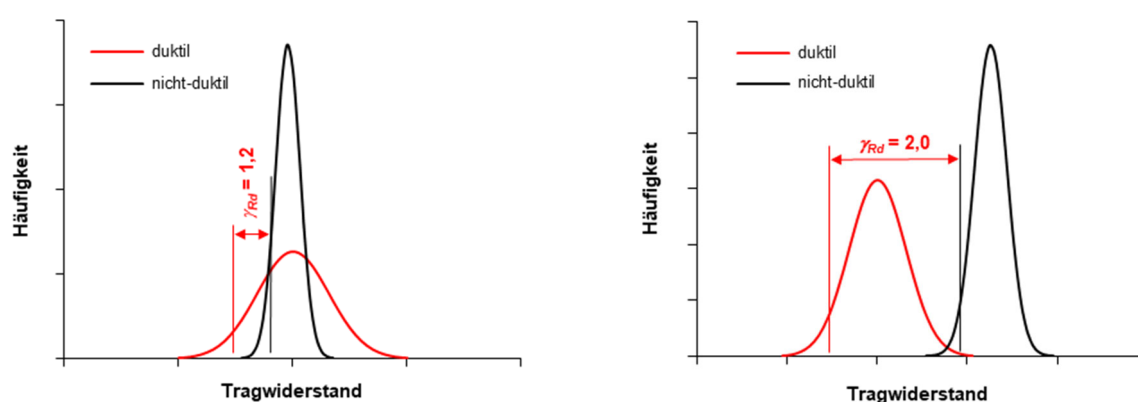


Abbildung 9: Schematische Darstellung unterschiedlicher Streuungsverhältnisse zwischen dem Tragwiderstand der duktilen (z.B. mechanische Holzverbindung) und der nicht-duktilen Bereiche (z.B. Zuganker in Stahl)

Abbildung 9 zeigt, dass im Falle ungünstiger Streuungsverhältnissen, ein hoher Überfestigkeitsfaktor erforderlich ist um ein duktilen Tragverhalten sicherzustellen. Im Falle einer Bemessung nach dem duktilen Tragwerksverhalten können aufgrund des erhöhten Verhaltensbeiwerts q die Erdbebenkräfte im Holzrahmenbau gegenüber einer nicht-duktilen Bemessung halbiert werden. Führt aber die erforderliche Überfestigkeit rund zu einer Verdoppelung der anzuschliessenden Verankerungskraft, entstehen kaum wirtschaftliche Vorteile einer duktilen Erdbebenbemessung, gerade weil im Holzrahmenbau die Verankerungen der Holztragwände für die Kosten massgebend sind. Bezüglich des Kriteriums Wirtschaftlichkeit, führen hohe Überfestigkeitsfaktoren dazu, dass die duktile Erdbebenbemessung in solchen Fällen nicht zwangsläufig interessant sein muss.

3.3 Überfestigkeit und Überfestigkeitsfaktoren für die duktile Erdbebenbemessung

3.3.1 Methodik

In einem ersten Schritt werden die Begriffe Überfestigkeit und Überfestigkeitsfaktor definiert. Dann werden situationsbedingte Überfestigkeitsfaktoren aufgrund eines semi-probabilistischen Ansatzes abgeschätzt, basierend auf der Forderung $R_{0,05,exp,spröd} \geq R_{0,95,exp,duktile}$ (vgl. z.B. Seim [12]) und aufgrund einer Neuauswertung von bereits durchgeführten Festigkeitsuntersuchungen. Folglich werden die relevanten Forschungspublikationen zur Thematik der Überfestigkeit betrachtet und diskutiert. Danach werden ergänzende Festigkeitsversuche durchgeführt, um die ermittelten bzw. vorgeschlagenen Überfestigkeitsfaktoren konkret anzuwenden und zu überprüfen. Zuletzt werden die Ergebnisse verglichen und auf Konvergenz geprüft.

3.3.2 Definitionen der Überfestigkeit

Die Begriffe Überfestigkeit und Überfestigkeitsfaktor werden auf keiner einheitlichen Grundlage definiert. Tabelle 1 fasst die wesentlichen Definitionen zusammen.

Tabelle 1: Übersicht der wesentlichen Definitionen des Überfestigkeitsfaktors

Quelle	Bezeichnung	Abkürzung	Nachweis
SIA 265 (2003 und 2012) [15] [7]	-	-	Nicht explizit angegeben
Eurocode 8 (2004) [11]	-	-	Nicht explizit angegeben
Jorissen, Fragiaco (2011) [16]		γ_{Rd}	$F_{Rd,brittle} \geq \gamma_{Rd} \cdot F_{Rd,ductile}$
Follesa et al. (2015) [17]	Overstrength factor	γ_{Rd}	$F_{Rd,brittle} \geq F_{Rd,ductile} \cdot \frac{\gamma_{Rd}}{\beta_{sd}}$ β_{sd} = reduction factor for strength degradation due to cyclic loading ¹ β_{sd} beträgt 0,7...0,8
Schick (2017) [18]	Überfestigkeitsfaktor	γ_{Rd}	$R_{k,elastic} \geq \gamma_{Rd} \cdot R_{k,ductile}$

¹ Gemäss Follesa [17] beträgt $\beta_{sd} = 0,7$ für Holzrahmenbauten mit Klammerverbindungen und 0,8 für die anderen Bauweisen.

Weitere Definitionen sowie eine Diskussion sind in unserem Bericht [19] zu finden. Aus Platzgründen soll hier nur der besondere Ansatz von Follesa [17] kurz betrachtet werden. Besonders ist, dass der Überfestigkeitsfaktor γ_{Rd} durch β_{sd} (reduction factor for strength degradation due to cyclic loading) dividiert wird, dies aus folgenden Gründen. Gemäss Eurocode 8 [11] wird für Tragwerke, die nach dem Konzept des dissipativen Tragwerksverhaltens ausgelegt werden, der Beiwert γ_M für aussergewöhnliche Einwirkungskombinationen angesetzt, nämlich 1,0. Da aber im Eurocode 5 [20] die Ermittlung des Tragwiderstands von stiftförmigen Verbindungsmitteln auf der Johansen-Theorie basiert und für monotone Belastungen ausgelegt ist, soll dabei eine Abminderung infolge Schädigung bei zyklischer Beanspruchung berücksichtigt werden. Wie in der Norm DIN 4149 [21] explizit erwähnt, beträgt «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». So wird dort γ_M für die Grundkombination verwendet. Die gleichen Überlegungen haben dazu geführt, dass gemäss Norm SIA 265/1 [22] in der Bemessungssituation Erdbeben γ_M für die Grundkombination einzusetzen ist und nicht $\gamma_M = 1,0$. Diese Vereinfachung führt im Falle von entfernten starken Erdbeben, die viele Zyklen auslösen zu einer korrekten Bemessung der *duktilen Bereiche*. Im Gegensatz verursachen Erdbeben in der Nähe eher wenige Zyklen, sodass die duktilen Bereiche ihre volle Überfestigkeit entwickeln. Demzufolge müssen die nicht-duktilen Bereiche für diese hohe Überfestigkeit ausgelegt werden. Abbildung 10 zeigt exemplarisch Akzelerogramme dieser grundsätzlich unterschiedlichen Auswirkungen von Erdbeben.

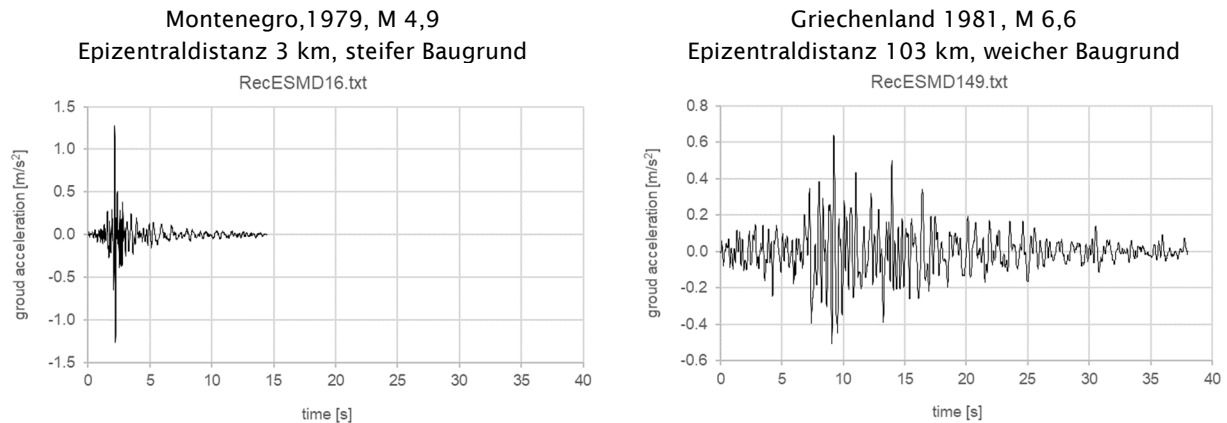


Abbildung 10: Akzelerogramme eines nahen (Montenegro 1979, $\Delta = 3$ km) und eines entfernten Erdbebens (Griechenland 1981, $\Delta = 103$ km) im Vergleich. Datenquelle: Recorded earthquake from European Strong Motion Data Base

Werden Überfestigkeitsfaktoren verwendet, die diese Tatsache berücksichtigen, so kann einfachheits- halber γ_M für die Grundkombination angesetzt werden, mit der erklärten Absicht die Festigkeitsreduktion infolge zyklischer Beanspruchung damit abzudecken. Da in der Norm SIA 265 [7] Bemessungswiderstände im Vordergrund stehen, wird für das weitere Vorgehen der Überfestigkeitsfaktor auf Bemessungsniveau festgelegt, was in jüngsten Forschungspublikationen (z.B. [16], [17]) ebenfalls vorzufinden ist.

Überfestigkeitsfaktor: $\gamma_{Rd} = R_{d,spröd} / R_{d,duktil}$ (1)

Nachweis: $F_{Rd,spröd} \geq \gamma_{Rd} \cdot F_{Rd,duktil}$ (2)

Abbildung 11 zeigt die in diesem Bericht verwendete Definition des Überfestigkeitsfaktors. In der Abbildung wird vereinfachend eine Normalverteilung dargestellt. Ferner wird gemäss Seim [12] davon ausgegangen, dass $R_{0,05,exp,spröd} \geq R_{0,95,exp,duktil}$.

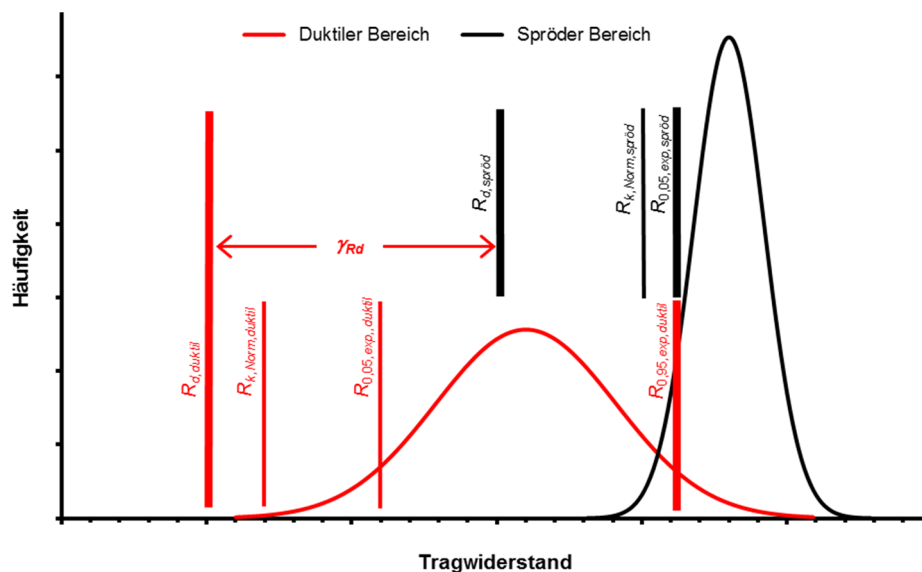


Abbildung 11 : Definition des Überfestigkeitsfaktors aufgrund von vereinfachenden Annahmen, für den Fall mit ungünstigen Streungsverhältnissen: duktiler Bereich mit mässiger Streuung (z.B. mechanische Holzverbindung) und nicht duktiler Bereich mit geringer Streuung (z.B. Zuganker in Stahl)

Bezeichnungen:

γ_{Rd}	Überfestigkeitsfaktor, definiert als $R_{d,spröd} / R_{d,duktil}$
$R_{d,duktil}$	Bemessungswert des Tragwiderstands des duktilen Bereichs gemäss Norm
$R_{k,Norm,duktil}$	Charakteristischer Wert des Tragwiderstands des duktilen Bereichs gemäss Norm
$R_{0,05,exp,duktil}$	5%-Fraktilwert des Tragwiderstands des duktilen Bereichs im Versuch
$R_{0,95,exp,duktil}$	95%-Fraktilwert des Tragwiderstands des duktilen Bereichs im Versuch
$R_{d,spröd}$	Bemessungswert des Tragwiderstands des spröden Bereichs gemäss Norm
$R_{k,Norm,spröd}$	Charakteristischer Wert des Tragwiderstands des spröden Bereichs gemäss Norm
$R_{0,05,exp,spröd}$	5%-Fraktilwert des Tragwiderstands des spröden Bereichs im Versuch

3.3.3 Abschätzung von Überfestigkeitsfaktoren aufgrund eines semi-probabilistischen Ansatzes

Die nachfolgende

Tabelle 2 zeigt die Ergebnisse einer Abschätzung der erforderlichen Überfestigkeitsfaktoren aufgrund von mehrheitlich bereits durchgeführten Festigkeitsversuchen. Dabei wird von einem semi-probabilistischen Ansatz, von der gewählten Definition und für die folgende Bedingung ausgegangen:

$$R_{0,05,exp,spröd} \geq R_{0,95,exp,duktil} \quad (3)$$

Die detaillierte Methodik sowie die Grunddaten sind unserem vollständigen Bericht [19] zu entnehmen. Besonders an dieser Abschätzung ist, dass nicht lediglich ein *pauschaler* Überfestigkeitsfaktor betrachtet wird, sondern situativ, d.h. baustoffbedingt in Abhängigkeit der Streuungsverhältnisse zwischen der Klammerverbindung als duktiler Bereich und dem betrachteten, als nicht-duktiler Bereich definierten Bauteil (OSB-Platte, Vollholz, Brettschichtholz, Lochblech). Von der gewählten Definition ausgehend wird der Überfestigkeitsfaktor wie folgt ermittelt:

$$\gamma_{Rd} = \frac{\frac{R_{0,95,exp,duktil}}{R_{d,duktil}}}{\frac{R_{0,05,exp,nicht-duktil}}{R_{d,nicht-duktil}}} \quad (4)$$

Tabelle 2: Prüfergebnisse aller Bereiche, Verhältnisse der Fraktilwerte und Ermittlung der Überfestigkeitsfaktoren für die Baustoffe der nicht-duktilen Bereiche

Bereich	Beanspruchung / Bauteil	n_{real}	n_{rechn}	R_{min}	R_{max}	$R_{exp,0.95}$	$R_{exp,0.05}$	R_d	$R_{0,05,exp}/R_d$	$R_{0,95}/R_d$	γ_{Rd}
Duktil	Abscherwiderstand Klammerverbindung [kN] K 1.53 x 50 [19], [23], [24]	2292	500	0.80	1.17	1.17	0.91	0.48	1,90	2.47	-
Nicht-duktil	Scherfestigkeit parallel [MPa] OSB/3 t = 15 mm [25]	16	16	6.60	10.00	ca. 9.9	6.61	6.24	1,06	-	2,33
	Scherfestigkeit senkrecht [MPa] OSB/3 t = 15 mm [25]	16	16	8.30	12.20	ca. 12	8.28	6.24	1,33	-	1,86
	Zugfestigkeit [MPa] Stütze S10 / C24 [26]	255	255	14.10	60.40	46.47	16.20	11.20	1,45	-	1,70
	Biegefestigkeit [MPa] Stütze GL24 [26]	23	∞	24.10	32.90	61.38	26.50	22.40	1,18	-	2,08
	Zugfestigkeit [kN] Lochblech [19]	9	9	39.00	41.60	43.06	39.38	28.48	1,38	-	1,78

Tabelle 2 zeigt, dass die so ermittelten Überfestigkeitsfaktoren zwischen 1,70 und 2,33 liegen. Auffällig ist, dass das 95%-Fraktile des Abscherwiderstandes der Klammerverbindung dem 2,47-fache des Bemessungswertes entspricht.

3.3.4 Überfestigkeitsfaktoren gemäss Baunormen und Forschungsergebnisse

In der folgenden Tabelle 3 wurden als Ergänzung zu Tabelle 1, die normgerechten bzw. vorgeschlagenen Überfestigkeitsfaktoren hinzugefügt. Normen, die keinen Wert angeben (Eurocode 8 [11] und DIN 4149 [21]) wurden nicht berücksichtigt. Da unterschiedliche Definitionen und Nachweise verwendet werden, können die Beträge nicht direkt verglichen werden. Aus diesem Grund wurden die Faktoren umgerechnet, damit sie einerseits untereinander vergleichbar sind und andererseits, der gewählten Definition der Überfestigkeit bzw. Nachweisform entsprechen. Detaillierte Erläuterungen zu den Umrechnungen sind im vollständigen Bericht [19] zu finden. Interessanterweise werden von Seim [12] und Schick [18] ebenfalls Faktoren in Abhängigkeit der *Baustoffe* angegeben, dies im Gegensatz zu Follesa [17], der ausschliesslich Faktoren in Abhängigkeit der *Bauweise* (Rahmenbau, CLT, etc.) angibt. Ferner gilt es zu beachten, dass mit der Ausnahme von Seim [12], der in diesem Zusammenhang einen semi-probabilistischen Ansatz verfolgt, alle anderen Vorschläge auf einem *probabilistischen* Ansatz basieren.

Tabelle 3 : Übersicht der Beträge für den Überfestigkeitsfaktor und schätzungsweise Umrechnung auf eine gemeinsame Basis für die gewählte Nachweisform $F_{Rd, spröd} \geq \gamma_{Rd} \cdot F_{Rd, duktil}$

Quelle	Grundbetrag	Nachweis	Umgerechneter Vergleichsfaktor
SIA 265 (2003 und 2012) [15] [7]	Ausreichend überdimensioniert, in der Regel 1,2-facher Tragwiderstand des duktilen Bereichs	Nicht als Formel angegeben	1,2
Jorissen, Fragiaco (2011) [16]	1,2 bis 2,1 Empfehlung 1,6	$F_{Rd, brittle} \geq \gamma_{Rd} \cdot F_{Rd, ductile}$	1,6
Seim (2013) [12]	Holzbauteile 1,65 Verankerung 2,2	$R_{k, elastic} \geq \gamma_{Rd} \cdot R_{k, ductile}$	Holzbauteile 1,65 Verankerungen 2,1
Follesa et al. (2015) [17]	Rahmenbau 1,3 CLT-Bauweise 1,3 Skelettbauweise 1,6 Vertikale Konsolen aus BSH oder CLT 1,6	$F_{Rd, brittle} \geq F_{Rd, ductile} \cdot \frac{\gamma_{Rd}}{\beta_{sd}}$ β_{sd} = reduction factor for strength degradation due to cyclic loading β_{sd} beträgt 0,7...0,8	Rahmenbau 1,63 CLT-Bauweise 1,63 Skelettbauweise 2,0 Vertikale Konsolen aus BSH oder CLT 2,0
Schick (2017) [18]	Beplankung 1,7 Übrige Holzbauteile 1,6 Zuganker 1,6 Verankerung auf Beton 2,15	$R_{k, elastic} \geq \gamma_{Rd} \cdot R_{k, ductile}$	Beplankung 1,7 Übrige Holzbauteile 1,6 Zuganker 1,5 Verankerung auf Beton 2,0

Werden ausschliesslich Vorschläge in Betracht gezogen, die aufgrund eines *probabilistischen* Ansatzes abgeleitet wurden, erstreckt sich der Bereich für die umgerechneten Überfestigkeitsfaktoren von 1,5 bis 2,0.

3.3.5 Ergänzende Festigkeitsversuche

Ergänzende Festigkeitsversuche wurden mit dem Ziel durchgeführt, die ermittelten bzw. vorgeschlagenen Überfestigkeitsfaktoren konkret anzuwenden und zu überprüfen.

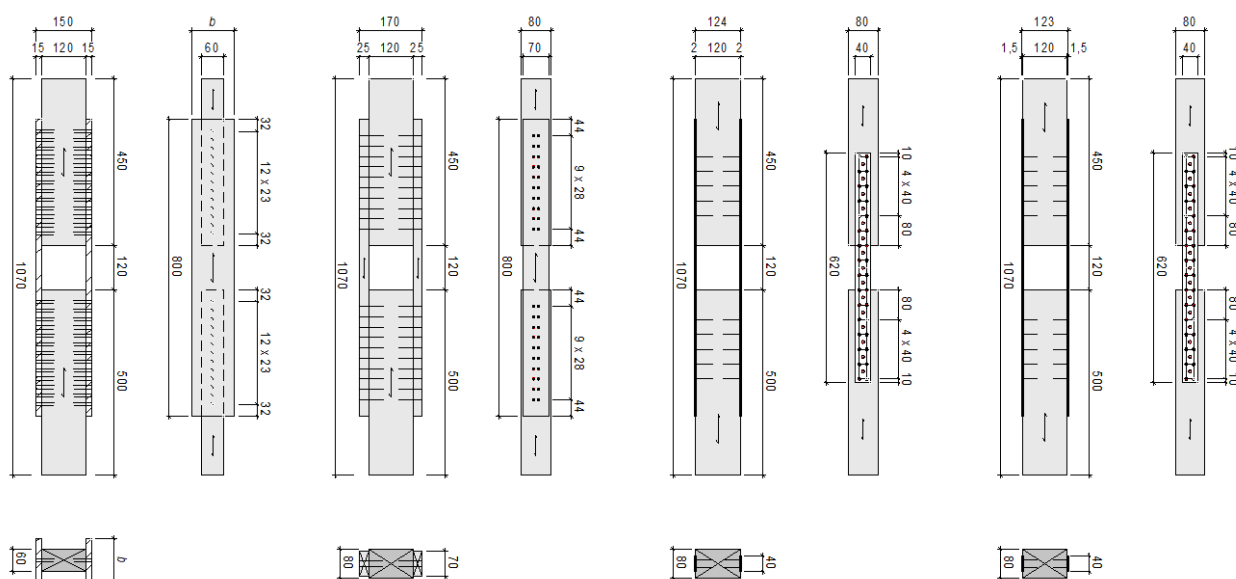


Abbildung 12: Prüfkörper für die ergänzenden Festigkeitsversuche, v.l.n.r, 2) OSB-Massivholz-Klammerverbindungen; 3) Holz-Holz-Rillennägel-Verbindungen; 4) Lochblech-Massivholz-Rillennägel-Verbindungen; 5) Windrispenband-Massivholz-Rillennägel-Verbindungen

Im Rahmen dieser vier Prüfreiheiten wurden insgesamt 78 Prüfkörper getestet. Innerhalb der Prüfreiheiten wurden die Verhältnisse der Tragwiderstände Aussenlaschen (als nicht-duktiler Bereich definiert) / Verbindung (als duktiler Bereich definiert) zwischen 0,67 und 1,96 variiert. Diese Variation wurde in der Prüfreiheit 2 mit fixer Anzahl Klammern und variabler Breite der OSB/3-Aussenlaschen gesteuert. Bei den Prüfreiheiten 3 bis 5 blieben die Aussenlaschen identisch und die Anzahl Nägel wurde variiert. Jede Prüfkörperkombination wurde dreimal wiederholt. Ferner wurde die Rohdichte der Fügeteile aus Holz und Holzwerkstoffen so gesteuert, dass sie sowohl durchschnittlich als auch in der Streuung bei allen Kombinationen innerhalb einer Prüfreiheit ungefähr gleichwertig blieb.

Die folgende Grafik zeigt exemplarisch eine Gegenüberstellung der relativen Tragwiderstände von Klammerverbindung und OSB/3. Ersichtlich ist, dass im Falle einer Bemessung der Aussenlaschen unter Berücksichtigung eines Überfestigkeitsfaktors von 1,35, die Tragwiderstände *durchschnittlich* auf demselben Niveau sind. Im Rahmen der Versuche verhielten sich ab einem Überfestigkeitsfaktor von 1,38 alle drei Prüfkörper entsprechend dem vordefinierten Versagensmechanismus. Bei der duktilen Erdbebenbemessung muss jedoch die zyklische Plastifizierung nicht *durchschnittlich* erreicht werden, sondern sie ist *sicherzustellen*, was zwangsläufig zu höheren Überfestigkeitsfaktoren führt, da man nicht von Mittelwerten sondern von oberen (duktiler Bereich) und unteren Fraktilwerten (nicht-duktiler Bereich) ausgehen muss.

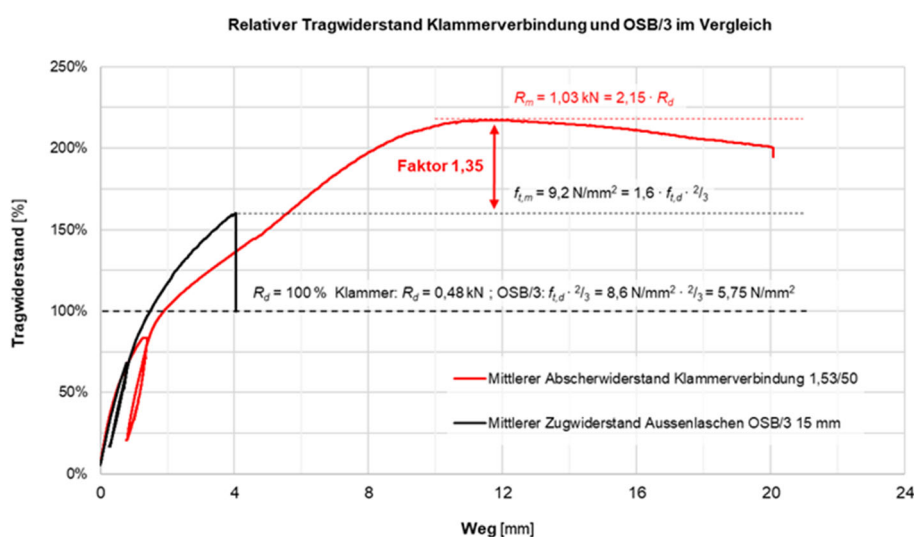


Abbildung 13: Tragwiderstand von Klammerverbindungen und OSB/3 im Vergleich inkl. Fotografien eines Prüfkörpers während dem Versuch sowie zwei typische, unterschiedliche Bruchbilder

Tabelle 4 fasst ausgewählte Ergebnisse der Prüfreiheiten 2 bis 5 zusammen. Die angegebenen Bemessungswerte der Tragwiderstände beziehen sich auf die für den Erdbebenfall anzunehmende sehr kurze Lasteinwirkungsdauer. Detaillierte Angaben zu den Prüfkörpern wie Festigkeitsklasse, Holzfeuchte, Rohdichte sowie zum Prüfungsablauf und zur Ermittlung der Bemessungswerte, sind dem vollständigen Bericht [19] zu entnehmen.

Tabelle 4 : Ergebnisse der Prüfreiheiten 2 bis 5 gemäss [19] mit Angaben der Bemessungswerte, des mittleren Tragwiderstandes sowie unterschiedliche, ausgewählte Verhältniszahlen

Prüfreihe / Beschrieb	Tragwiderstand des duktilen Bereichs		Tragwiderstand des nicht-duktilen Bereichs		γ_{rd} damit die Tragwiderstände durchschnittlich äquivalent sind	γ_{rd} mit 100% Versagen im definierten Bereich
	R_d	R_m	R_d	R_m	$\frac{R_{m, duktil}}{R_{d, duktil}}$ $\frac{R_{m, nicht-duktil}}{R_{d, nicht-duktil}}$	γ_{rd}
2) OSB-Massivholz-Klammer-Verbindungen K 1,53/50	0,48 kN (100%)	1,03 kN (215%)	5,7 N/mm ² (100%)	9,2 N/mm ² (160%)	1,35	1,38
3) Holz-Holz-Rillennägel-Verbindungen RN 2,8/65	0,84 kN (100%)	1,68 kN (200%)	Aufspalten	Aufspalten	-	(1,96)
4) Lochblech-Massivholz-Verbindungen RN 4,0/50	2,21 kN (100%)	3,61 kN (163%)	28,5 kN (100%)	41,4 kN (145%)	1,12	1,29
5) Windrispenband-Massivholz-Verbindungen RN 4,0/40	1,79 kN (100%)	2,36 kN (132%)	27,2 kN (100%)	33,6 kN (124%)	1,06	1,31

Weil sie nicht direkt einer realen Bausituation entsprechen, bedürfen die gemäss Prüfreihe 4 und 5 erhaltenen Ergebnisse einer vertieften Interpretation. Die dünnen Lochbleche und Windrispenbänder können nicht einer zyklischen Beanspruchung ausgesetzt werden. Im Falle von duktilen Bereichen bestehend aus Stahlblech-Holz, Nagel- oder Stabdübel-Verbindungen, müssen in der Regel dickere Bleche eingesetzt werden, um ein Ausknicken bzw. Ausbeulen der Bleche bei Lastumkehr zu vermeiden. So dienen die Prüfreihe 4 und 5 lediglich der *Abschätzung* der Streuungen der Materialkennwerte.

Die reelle Bausituation des Holzrahmenbaus wird hier kurz betrachtet. Im Falle einer Erdbebenbemessung nach dem duktilen Tragwerksverhalten, müssen sämtliche nicht-duktilen Bereiche aufgrund der Kapazität (d.h. des Tragwiderstands) des duktilen Bereiches bemessen und mit ausreichender Überfestigkeit gegen unerwünschte Versagensmechanismen geschützt werden. Gemäss Norm SIA 265 [7], Ziffer 4.6.3.1 gehören «Verankerungen und sonstige Verbindungen zu massiven Teilen» explizit zu den Bereichen die mit einem «ausreichend höheren Tragwiderstand» auszulegen sind. Abbildung 14 zeigt die übliche Aufteilung in nicht-duktilen und duktilen Bereiche des Holzrahmenbaus.

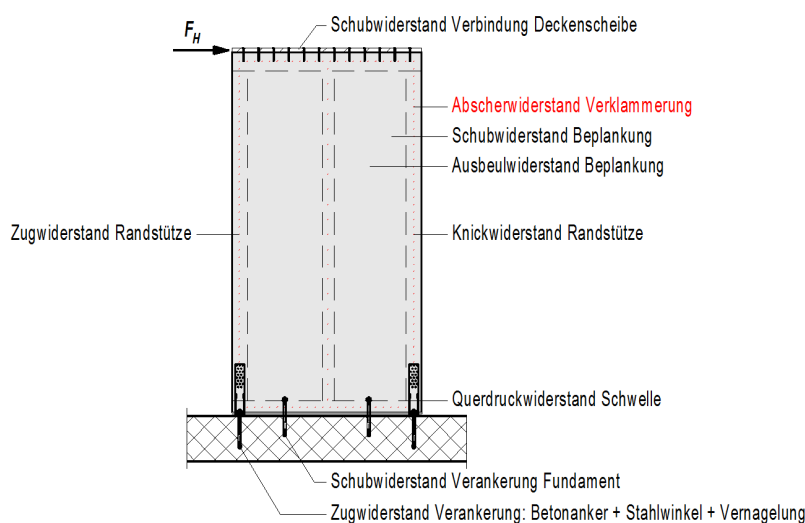


Abbildung 14: Duktiler Bereich (rot) und nicht-duktilen Bereiche (schwarz), die mit ausreichender Überfestigkeit zu bemessen sind, am Beispiel einer Holzrahmenwand

Wird davon ausgegangen, dass die im Holzrahmenbau häufig eingesetzten Blechformteile, wie beispielsweise Zuganker, ähnliche Streuungen aufweisen wie die in den Prüfreihe 4 und 5 geprüften Lochbleche und Lochbänder, können die Ergebnisse der Prüfreihe 2, Klammerverbindung als duktiler Bereich, mit den Ergebnissen der Prüfreihe 4 und 5 kombiniert werden. Werden die Prüfreihe 2 und 4 betrachtet, ist eine Überbemessung von Faktor 1,48 (215% / 145%) erforderlich, damit beide Komponenten durchschnittlich den gleichen Tragwiderstand aufweisen. Werden Serien 2 und 5 kombiniert, ergibt sich ein Faktor 1,73 (215% / 124%).

Bei der Prüfreihe 3, Holz-Holz-Rillennägel-Verbindungen RN 2,8/65 ohne Vorbohrung, spalteten beim monotonen Test die Aussenlaschen aus Massivholz auf, trotz Einhaltung der Mindestabstände. Auch wenn die Zwischen- und Endabstände parallel zur Faserrichtung um einen Faktor 1,5 (vgl. Tab. 265.11) erhöht wurden, trat unter zyklischer Beanspruchung ein Aufspalten der Aussenhölzer auf. Im Gegensatz zu den geprüften nicht vorgebohrten Nagelverbindungen, konnte bei Klammerverbindungen, trotz fehlender Erhöhung der Abstände parallel zur Faserrichtung, nie ein Aufspalten festgestellt werden. Eine detaillierte Diskussion dieser Problematik ist im vollständigen Bericht [19] zu finden. Hier soll nur kurz erwähnt werden, dass die Rohdichte des als C24 bestellten Massivholzes durchschnittlich 455 kg/m^3 betrug. Gemäss Norm SIA 265 [7] beträgt die charakteristische Rohdichte 350 kg/m^3 . Ferner ist gemäss Ziffer 6.4.1.3 dieser Norm ein Vorbohren generell erforderlich, wenn $\rho_k \geq 420 \text{ kg/m}^3$.

Der in vielen Baunormen verbreitete Ansatz der *Mindestanforderungen* liegt für konventionelle Bemessungen in der Regel auf der sicheren Seite. Im Spezialfall der duktilen Erdbebenbemessung, für die eine entsprechende Hierarchie der Tragwiderstände herzustellen ist, stösst dieser Ansatz der Mindestanforderungen an seine Grenzen. Für die duktile Bemessung müssen die vom Ingenieur angenommen Materialeigenschaften in der praktischen Umsetzung eingehalten und demzufolge entsprechende Kontrollmassnahmen ergriffen werden.

Die durchgeführten Festigkeitsversuche haben ein bisher nicht erkanntes Problem in der praktischen Umsetzung der duktilen Bemessung aufgezeigt. Im Falle einer seriellen Schaltung, werden in der Regel nicht alle Bereiche, welche als duktil definiert wurden, aktiviert. Bei der gewählten Prüfanordnung mit zwei seriell geschalteten identischen Holzverbindungen konnte in der Regel nur eine der beiden (potentiell) duktilen Anschlüsse effektiv zur Plastifizierung gebracht werden. Dies wirkt sich negativ auf das wichtige Verhältnis der lokalen Duktilität zur globalen Duktilität aus. Grund dafür könnte ein zu niedriges Verfestigungsverhältnis der eingesetzten Stähle sein.

3.4 Vorschlag von materialbedingten Überfestigkeitsfaktoren

In der folgenden Tabelle werden die Ergebnisse aus der Abschätzung zu den unterschiedlichen erforderlichen Überfestigkeitsfaktoren aufgrund eines semi-probabilistischen Ansatzes, basierend auf der Forderung $R_{0,05,exp,spröd} \geq R_{0,95,exp,duktil}$, zunächst mit den Vorschlägen gemäss relevanten Forschungspublikationen und anschliessend mit den Ergebnissen der ergänzenden Laborversuche dargestellt. Für die Überfestigkeitsfaktoren gemäss Forschungspublikationen wurden lediglich diejenigen berücksichtigt, die einen probabilistischen Ansatz verfolgt haben, nämlich Schick (2017) [18], Follesa (2015) [17] und Jorissen-Fragiacomo (2011) [16]. Bei Follesa [17] wurde davon ausgegangen, dass bei der Skelettbauweise und im Falle vertikaler Konsolen aus BSH oder CLT, die Stahlteile eine zentrale Rolle spielen. Deshalb wurde in die nachfolgende Tabelle 5 einen Wert von 2,0 übernommen und eingetragen.

Tabelle 5 : Überfestigkeitsfaktoren aus drei unterschiedlichen Quellen: 1) Eigene Abschätzungen aufgrund eines semi-probabilistischen Ansatzes 2) Vorschläge gemäss probabilistischen Untersuchungen (umgerechnete Vergleichswerte) 3) Überfestigkeitsfaktor aus eigenen Versuchsreihen damit die Tragwiderstände durchschnittlich äquivalent sind

Nicht-duktiler Tragelement	Eigene Abschätzungen aufgrund eines semi-probabilistischen Ansatzes	Vorschläge gemäss probabilistischen Untersuchungen (umgerechnete Vergleichswerte)	Überfestigkeitsfaktor gemäss Festigkeitsprüfungen damit die Tragwiderstände durchschnittlich äquivalent sind
Beplankung	1,9...2,3	1,63...1,7	1,35
Vollholz	1,7	1,6...1,63	(1,96) Aufspalten
Brettschichtholz	2,1	1,6...1,63	-
Zuganker bzw. Stahlteil	1,8	1,5...2,0	1,48...1.73
Verankerung auf Beton	-	2,0	-

Global betrachtet sind die ermittelten Überfestigkeitsfaktoren gemäss den Versuchsreihen am kleinsten und nach dem semi-probabilistischen Ansatz am grössten, was auch so sein muss. Beim semi-probabilistischen Ansatz wird die Auftretenswahrscheinlichkeit, dass ein extrem starker duktiler Bereich mit einem extrem schwachen nicht-duktilen Bereich zusammengebaut wird, *nicht probabilistisch* berücksichtigt. Daher müssen diese Werte auch die höchsten Beträge aufweisen. Die rechte Spalte obiger Tabelle gibt ausschliesslich an, mit welcher Überfestigkeit die elastisch bleibenden Bereiche ausgelegt werden müssen, damit die Tragwiderstände *durchschnittlich* äquivalent sind. Um die zyklischen Plastifizierungen sicherzustellen sind selbstverständlich höhere Faktoren erforderlich. Der Vorschlag mit $\gamma_{Rd} = 1,7$ für die Beplankung kommt aus Schicks Dissertation [18] und lässt sich wahrscheinlich damit erklären, dass er unter Beplankung auch Gipsfaserplatten mitberücksichtigt. Beplankungen aus Gipsfaserplatten werden oft aus bauphysikalischen und/oder brandschutztechnischen Gründe bevorzugt. Bezüglich der duktilen Erdbebenbemessung weisen jedoch Gipsfaserplatten zwei Besonderheiten mit

nachteiligen Auswirkungen auf. Durch die rund zweifach höhere Rohdichte im Vergleich zu OSB, wird die Lochleibungsfestigkeit deutlich erhöht. Tragwiderstand und Steifigkeit der Verbindungen nehmen im Vergleich zu OSB zu. Dies wird jedoch rechnerisch oft nicht erfasst. Ferner ist bei Gipsfaserplatten, im Gegensatz zu den üblichen Holzwerkstoffplatten, in der Regel die Zugfestigkeit geringer als Schubfestigkeit, was sich ebenfalls nachteilig auswirkt.

Die gewonnenen Zahlen aus drei unterschiedlichen Quellen bzw. Ansätzen gemäss Tabelle 5 konvergieren relativ deutlich auf zwei Zahlen hin: ca. 1,6 wenn die Streuungen der betrachteten nicht-duktilen Tragelemente mässig bis gross sind, und ca. 2,0 falls sie gering sind. Eine detailliertere Diskussion ist dem vollständigen Bericht zu entnehmen

Tabelle 6 : Empfohlene Richtwerte der Überfestigkeitsfaktoren

Nicht-duktiler Tragelement	Empfohlener Richtwert
Vollholz, Brettschichtholz, Holzwerkstoffe (ohne Gipsfaserplatten) und deren Verbindungen	$\gamma_{Rd,1} = 1,6$
Zuganker, Stahlteile und Verankerung auf Beton	$\gamma_{Rd,2} = 2,0$

Bezüglich des festgestellten Aufspaltens trotz Einhaltung und sogar Erhöhung der Mindestabstände parallel zur Faserrichtung um das 1,5-fache wird empfohlen, für duktile Bereiche bestehend aus stiftförmigen Verbindungsmitteln *mit grösseren Durchmessern als der übliche Klammerdraht*, die zyklische Duktilität experimentell zu überprüfen und nachzuweisen. Ferner soll bei diesen Verbindungstypen die effektive Aktivierung von mehreren seriell geschalteten (potentiell) duktilen Anschlüsse kontrolliert werden.

4 Schlussfolgerungen

Die Studie hat gezeigt, dass für Wohnbauten in Holzbauweise, trotz schwacher bis mittlerer Seismizität in der Schweiz, die Bemessungssituation Erdbeben sehr oft massgebend ist (vor allem bei einer nicht duktilen Bemessung mit $q = 1,5$) und für die Bemessung zwingend zu berücksichtigen ist, wie dies auch die SIA-Tragwerksnormen vorschreiben.

Die durchgeführten Festigkeitsprüfungen, die Literaturrecherche und die unterschiedlichen Auswertungen haben bestätigt, dass, insbesondere wenn die Streuungen der Tragwiderstände der eingesetzten Baustoffe und Verbindungen gross sind, verhältnismässig hohe Überfestigkeitsfaktoren für die Erdbebenbemessung von Holztragwerken nach dem duktilen Tragwerksverhalten erforderlich sind, um eine zielführende Hierarchie der Tragwiderstände zu gewährleisten. Alle drei Ansätze konvergieren ausreichend deutlich, um zum Schluss zu kommen, dass aus Sicht der vorliegenden Arbeit höhere Überfestigkeitsfaktoren erforderlich sind, als sie in der Norm SIA 265 [7] angegeben sind. Auffällig war die im Holzrahmenbau anzutreffende Situation der Klammerverbindung als duktiler Bereich, kombiniert mit Zugankern aus Blechformteilen. Letztere sind in gewissen Fällen mit einem Faktor von bis zu rund 1,7 überzubemessen, damit sie lediglich *durchschnittlich* denselben Tragwiderstand erreichen, wie die Klammerverbindung. Wie zu Beginn des Projektes erwartet, führen ungünstige Streuungsverhältnisse zwischen den duktilen Bereichen (mechanische Holzverbindungen mit beträchtlichen Überfestigkeiten) und den elastischen bleibenden Bereichen (Beplankungen und insbesondere Stahlteilen mit deutlich geringeren Überfestigkeiten) zu hohen, und für die Erdbebenbemessung nach dem duktilen Tragwerksverhalten ungünstigen Überfestigkeitsfaktoren, es sei denn, es werden Massnahmen zur besseren Beherrschung der Streuungen der Baustoffeigenschaften und Tragwiderstände ergriffen. Es kann daraus abgeleitet werden, dass eine *effiziente* praktische Umsetzung der Erdbebenbemessung nach dem duktilen Tragwerksverhalten, die Verwendung von Verbindungsmitteln und von Bauteilen mit bekannten Eigenschaften (Tragwiderstand, Fließgrenze, etc.) und geringer Streuung voraussetzt.

Mit Ausnahme von Bauwerken der Bauwerksklasse III für die ein Nachweis der Gebrauchstauglichkeit nach einem Erdbeben zu erbringen ist, ist eine duktile Erdbebenbemessung aus Sicherheitsgründen, wegen der erhöhten Robustheit und der grösseren Energiedissipation im Tragwerk grundsätzlich vorteilhaft. Falls das eintretende Erdbeben das Bemessungsbeben nicht übersteigt, ist für nach dem duktilen Tragwerksverhalten bemessene Bauwerke mit Schäden und Instandsetzungskosten zu rechnen, was für nicht-duktil bemessene Tragwerke weniger der Fall sein sollte. Jedoch im Falle einer Überschreitung des Bemessungsbebens, was im Bereich des Epizentrums durchaus zu erwarten ist, weisen nach dem duktilen Tragwerksverhalten bemessene Tragwerke jedoch deutlich höhere Tragreserven als nicht-duktil bemessene Tragwerke.

Aufgrund der in den Versuchen festgestellten hohen Überfestigkeiten, ist zu hinterfragen, ob die gegenwärtige Berücksichtigung der Überfestigkeit mit dem Verhaltensbeiwert von $q = 1,5$ bei der Bemessung nach dem *nicht-duktilen* Tragwerksverhalten nicht zu konservativ ist. Erkenntnisse dieser Art wurden auch schon bei anderen Baustoffen normativ umgesetzt. Für die Bemessung nach dem *duktilen* Tragwerksverhalten ist zu prüfen, ob für die Holzrahmenbauweise der Verhaltensbeiwert etwas höher angesetzt werden könnte, z.B. mit $q = 4,0$, dies unter Einhaltung von klar definierten und auch praxistauglichen konzeptionellen, konstruktiven sowie Bemessungsregeln, die die Entwicklung des erforderlichen plastischen Verformungsvermögens sicherstellen. Zudem sollte geprüft werden, ob für den Holzrahmenbau, der rechnerische Tragwiderstand der Klammerverbindung nicht etwas höher angesetzt werden könnte, da in den Versuchen generell grosse Tragreserven gegenüber den Bemessungswerten nach Norm beobachtet wurden.

Weiter ist das Problem der Nichtaktivierung aller seriell geschalteter (potentiell) duktil ausgebildeten Verbindungen zu analysieren und zu lösen. Besonders davon betroffen sind sämtliche Verbindungsmittel mit beschränkter zyklischen Duktilität, d.h. quasi alle Verbindungsmittel welche grösser sind als Klammern. Ein möglicher Ansatz könnte sein, wie bei der duktilen Bemessung von Stahlbetontragwänden, Anforderungen an das Verfestigungsverhältnis k_s (Verhältnis zwischen Fließgrenze und Zugfestigkeit) zu stellen, siehe dazu Tabelle 9 der Norm SIA 262 [27].

Schliesslich muss eine holzbauspezifische Besonderheit bezüglich der duktilen Erdbebenbemessung erwähnt werden. Im Holzbau sind Tragwiderstand und Steifigkeit generell *gekoppelt*. Ein negativer Effekt daraus ist, dass die Festlegung der Verhaltensbeiwerte dadurch verkompliziert wird. Der positive Effekt ist, dass für Holzbauwerke mit einer Grundschiwingzeit T_1 im Bereich von T_c oder bereits im absteigenden Ast des Antwortspektrums, eine duktile Erdbebenbemessung, eine Reduktion der Kräfte durch *Weichmachen* des Tragwerks, ermöglicht.

Abschliessend soll noch einmal darauf hingewiesen werden, dass 1) erdbebengerechtes Bauen bereits in der Entwurfsphase mit einer erdbebengerechten Konzeption und konstruktiven Durchbildung des Tragwerks beginnt und dass 2) eine effiziente Bemessung nach dem duktilen Tragwerksverhalten nur dann mit ausreichender Zuverlässigkeit möglich ist, wenn die Tragwiderstände der in den duktilen und in den nicht-duktilen Bereichen eingesetzten Baustoffe und Verbindungen ausreichend genau vorher-sagbar sind und geringe Streuungen aufweisen.

Da die Bemessungssituation Erdbeben auch im Holzbau stets zu berücksichtigen ist und die Holzbaubranche sich weiterentwickeln möchte, müssen seitens der Forschung Fortschritte gemacht werden, um Wissenslücken zu schliessen. Im Fokus stehen prioritär die Neubauten. Diesbezüglich fehlen für die effiziente Berechnung und Realisierung von erdbebengerechten Neubauten gegenwärtig wichtige Elemente. Werkzeuge für eine bessere Abschätzung der Schwingzeiten wären dabei gute Hilfsmittel. Ein Schritt in diese Richtung erfolgt im Rahmen des durch das BAFU mitfinanzierten Projekts «Abklärungen und experimentelle Untersuchungen in Bezug auf die Grundschiwingzeit und die Steifigkeit von mehrgeschossigen Holzrahmenbauten». Ergebnisse werden im Frühjahr 2020 erwartet. Ferner sollen zuverlässige und kosteneffiziente Verankerungen für den mittleren bis hohen Kraftbereich entwickelt werden. Hier konnte kürzlich ein InnoSuisse-Projekt gestartet werden. Erdbebengerechte, praxistaugliche Verankerungen sollen ca. ab Frühjahr 2021 auf den Markt gebracht werden. Auch die Frage der Rahmenwirkung bzw. der Wände mit Öffnungen im Holzrahmenbau soll geklärt werden, damit nicht nur die vom Fundament bis zur Gebäudeoberkante durchlaufenden Wandsegmente berücksichtigt werden, sondern ganze Wandlängen. Auch die Rahmenbedingungen für eine korrekte und praxistaugliche Anwendung der Erdbebenbemessung nach dem duktilen Tragwerksverhalten sind zu überprüfen und allenfalls anzupassen. In einer weiteren Phase soll die Ertüchtigung von bestehenden Bauten bezüglich Erdbeben behandelt werden. Verformungsbasierte Methoden wurden vorgeschlagen [28], sollten jedoch für den Einsatz in der Praxis noch weiterentwickelt werden. Letztlich sollten Schritte bezüglich der post-seismischen Gebäudebeurteilung von Holzbauwerken gemacht werden.

5 Danksagung

Die anlässlich des Projektes «Abklärungen zur Erdbebenbemessung von Holzbauwerken nach dem Konzept des duktilen Tragverhalten» erreichten Ergebnisse wären ohne die Mitfinanzierung des Bundesamtes für Umwelt (BAFU), Sektion Störfall- und Erdbebenvorsorge sowie die Beteiligung aller Projektpartner nicht möglich gewesen. Das Projektteam der BFH bedankt sich herzlichst bei den Projektpartnern für die gute Zusammenarbeit.

- BAFU, Sektion Störfall- und Erdbebenvorsorge, Dipl. Bauing. ETH Sven Heunert, Projektbegleitung
- EIVD, Dr. Andrea Bernasconi, Projektbegleitung
- EPFL, IMAC, Dr. Pierino Lestuzzi, Projektbegleitung
- EMPA, Abt. Ingenieur-Strukturen, Dr. René Steiger, Projektbegleitung
- Boss Holzbau AG, Allmendstrasse 46, CH-3600 Thun, Dipl. Holzbauing. FH Bernhard Koch
- Buchard H. SA, Rue de l'Ancienne-Pointe 24, CH-1920 Martigny, Dipl. Holzbauing. FH Léonard Dorsaz
- Dénériaz Sion SA, Route de Riddes 101, CH-1950 Sion, Dipl. Holzbauing. FH Frédéric Pasquier
- Hüsler Holzleimbau AG, Oberebenestrasse 22, CH-5620 Bremgarten, Dipl. Holzbauing. FH Martin Zwahlen
- DF2-Befestigungstechnik AG, Bahnhofstrasse 32, CH-5623 Boswil, Hr. Georg Disler, Inhaber / Geschäftsführer
- Renggli AG, Gläng 16, CH-6247 Schötz, Dipl. Holzbauing. FH Christoph Renfer
- Rotho Blaas GmbH, Etschweg N. 2/1, I-39040 Kurtatsch (BZ), Diplom Ingenieur Michael Brunner
- Schärholzbau AG, Kreuzmatte 1, CH-6147 Altbüren, Dipl. Holzbauing. FH Christoph Höltschi und Dipl. Holzbauing. FH Simon Kurth

6 Literatur

- [1] SIA 260, Zürich: Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, 2013.
- [2] SIA 261, Zürich: Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, 2014.
- [3] Documedia Schweiz, 8803 Rüschlikon.
- [4] M. Geiser, S. Meier, G. Ratsch et M. Vogel, «Abklärung zur Erdbebenbemessung von Holzbauwerken nach dem Konzept des duktilen Tragverhaltens,» Berner Fachhochschule, Biel, 2018.
- [5] Norm DIN 1052:2004-08, Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken - Allgemeine Bemessungsregeln und Bemessungsregeln für den Hochbau, 2004.
- [6] Steiger R. et al., WHFF-Bericht 2012.04, Erdbebenbemessung von Holzbauten, Experimentelle Ermittlung der dynamischen Eigenschaften eines mehrgeschossigen Holzbaus, Dübendorf: EMPA, 2014.
- [7] Norm SIA 265 Holzbau, Zürich: Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, 2012.
- [8] Brunner, R. et al, Technische Dokumentation der Lignum, Erdbebengerechte Holzbauten, Zürich: Lignum, 2010.
- [9] Bachmann, H., «Die Methode der Kapazitätsbemessung,» *Schweizer Ingenieur und Architekt SIA Nr. 45*, 1994.
- [10] Lestuzzi, P., Badoux, M., Génie parasismique, Lausanne: PPUR, 2008.
- [11] EN 1998-1: Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regel für Hochbauten, 2006.
- [12] Seim, W., Experimentelle und rechnerische Untersuchungen zur praxisgerechten Verankerung von Holzrahmenwänden, Garmisch-Partenkirchen: Internationales Holzbauforum, 2013.
- [13] Brühl, F., Duktile Verbindungen im Holzbau, Garmisch-Partenkirchen: Internationales Holzbauforum, 2013.
- [14] Jorissen, A., Fragiaco, M., «General notes on ductility in timber structures,» *Engineering Structures* 33, pp. 2987-2997, 2011.

- [15] Norm SIA 265 Holzbau, Zürich: Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, 2003.
- [16] Jorissen, A., Fragiaco, M., General notes on ductility in timber structures, Engineering Structures 33 2987-2997, 2011.
- [17] Follesa, M. et al., A proposal for a new Background Document of Chapter 8 of Eurocode 8, Inter / 48-102-1, 2015.
- [18] Schick, M., Probabilistische Untersuchungen zu Überfestigkeit von genagelten Wandelemente in Holztafelbauweise, Schriftenreihe Bauwerkserhaltung und Holzbau, Heft 9, Kassel: Kassel University Press, 2017.
- [19] Geiser, M., Meier, S., Ratsch, G. & Vogel, M., Abklärungen zur Erdbebenbemessung von Holzbauwerken nach dem Konzept des duktilen Tragverhalten, Biel: Berner Fachhochschule, unveröffentlicht 2018.
- [20] EN 1995-1-1: Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-1: Allgemeines - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau, 2004.
- [21] Norm DIN 4149:2005-04, Bauten in deutschen Erdbebengebieten - Lastannahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten, 2005.
- [22] Norm SIA 265/1 Holzbau - Ergänzende Festlegungen, Zürich: Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, 2018.
- [23] Balmelli, A., Schilliger, M., Experimentelle Untersuchung von Materialeinflüssen auf Tragwiderstand, Duktilität und Überfestigkeit von HWS-Holz-Klammerverbindungen, Semesterarbeit, Biel: Berner Fachhochschule, Architektur, Holz und Bau, 2017.
- [24] Geiser, M., Versuche zur Tragfähigkeit von Holzrahmenbau-Wandscheiben, Biel: BFH-AHB, 2012.
- [25] J. Gecks, Versuche zur Schubfestigkeit an Prüfkörpern OSB 10 mm und 22 mm parallel und senkrecht zur Spanrichtung der Decklage nach EN 789, Institut für Holztechnologie Dresden gemeinnützige GmbH, Dresden, 2008.
- [26] C. Sigrist et L. Martin, Forschungsprojekt BFH-KTI „Lamellensortierung“, Schlussbericht, 2015.
- [27] Norm SIA 262 Betonbau, Zürich: Schweizerischer Ingenieur- und Architekten Verein, 2013.
- [28] P. Mergos et K. Beyer, «Displacement-based seismic design of symmetric single-storey wood-frame buildings with the aid of N2 method,» *frontiers in Built Environment*, p. 11, 16 Juli 2015.
- [29] Norm SIA 261 Einwirkungen auf Tragwerke, Zürich: Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, 2014.
- [30] Ganz, C., Hächler, J., Untersuchung über die Klemmwirkung bei verklammerten OSB-Holz-Verbindungen, Semesterarbeit, Biel: Berner Fachhochschule Architektur, Holz und Bau, 2017.
- [31] DIN EN 1995-1-1/NA 2013-08, Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten, 2013.
- [32] Norm SN EN 14358:2006: Holzbauwerke - Bestimmung der 5%-Quantil für charakteristische Werte und Annahmekriterien für Proben, 2006.
- [33] Blass, H. J. et al, Erläuterungen zu DIN 1052:2004-08, Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken, DGfH, 2005.
- [34] R. Steiger, Mechanische Eigenschaften von Schweizer Ficht-Bauholz bei Biege-, Zug-, Druck und kombinierter Belastung, Dissertation ETH Zürich, Zürich, 1996.
- [35] EN 12512:2001, Holzbauwerke - Prüfverfahren - Zyklische Prüfungen von Anschlüssen mit mechanischen Verbindungsmitteln, Brüssel: CEN, 2001.
- [36] Sadeghi, A. und Steiger, R., An earthquake-resistant timber system for multi-story buildings. Vortrag von René Steiger am VGQ-Techniktag 09.03.2017, Dübendorf: EMPA, 2017.
- [37] Mergos, P., Beyer, K., Displacement-based seismic design of symmetric single-storey wood-frame buildings with the aid of N2 method, *Frontiers in Built Environment*, 2015.
- [38] DIN EN 26891:1991-Verbindungen mit mechanischen Verbindungsmitteln.
- [39] EN 12369-1:2001-Holzwerkstoffe-Charakteristische Wertebfür die Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken-Teil 1:OSB,Spanplatten und Faserplatten.
- [40] P. Lestuzzi et M. Badoux, Génie Parasismique, Lausanne : ppur, 2008.

7 Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1 : Methodik zur Bestimmung der Stichprobe für die Auswertungen Quelle: BFH AHB, Institut für Holzbau, Tragwerke und Architektur.....	8
Abbildung 2 : Anzahl Etagen bei bewilligten Ein- und Mehrfamilienhäuser, Neubau mit Tragwerk Holz, 2015 Quelle: BFH AHB, Institut für Holzbau, Tragwerke und Architektur.....	8
Abbildung 3: Aufteilung der EFH und MFH mit Tragwerk Holz in die vier Erdbebenzonen Quelle: BFH AHB, Institut für Holzbau, Tragwerke und Architektur.....	9
Abbildung 4 : Aufteilung der EFH und MFH mit Tragwerk Holz in die sechs Baugrundklassen Quelle: BFH AHB, Institut für Holzbau, Tragwerke und Architektur.....	9
Abbildung 5 : Aufteilung der EFH und MFH mit Tragwerk Holz in die drei Klassen des Referenzwertes des Staudruckes Quelle: BFH AHB, Institut für Holzbau, Tragwerke und Architektur.....	10
Abbildung 6 : Aufteilung der EFH und MFH mit Tragwerk Holz in die vier Geländekategorien Quelle: BFH AHB, Institut für Holzbau, Tragwerke und Architektur.....	10
Abbildung 7 : Beanspruchungsverhältnis $M_{Ed, Wind} / M_{Ed, Erdbeben}$ für 83 Gebäude mit Tragwerk Holz aus der Umfrage Quelle: BFH AHB, Institut für Holzbau, Tragwerke und Architektur.....	12
Abbildung 8: Beanspruchungsverhältnis $M_{Ed, Wind} / M_{Ed, Erdbeben}$ für 1676 Gebäude aus Baubewilligungen 2015 unter mittleren Annahmen - Quelle: BFH AHB, Institut für Holzbau, Tragwerke und Architektur.....	13
Abbildung 9: Schematische Darstellung unterschiedlicher Streuungsverhältnisse zwischen dem Tragwiderstand der duktilen (z.B. mechanische Holzverbindung) und der nicht-duktilen Bereiche (z.B. Zuganker in Stahl).....	16
Abbildung 10: Akzelerogramme eines nahen (Montenegro 1979, $\Delta = 3$ km) und eines entfernten Erdbebens (Griechenland 1981, $\Delta = 103$ km) im Vergleich. Datenquelle: Recorded earthquake from European Strong Motion Data Base.....	18
Abbildung 11 : Definition des Überfestigkeitsfaktors aufgrund von vereinfachenden Annahmen, für den Fall mit ungünstigen Streuungsverhältnissen: duktiler Bereich mit mässiger Streuung (z.B. mechanische Holzverbindung) und nicht duktiler Bereich mit geringer Streuung (z.B. Zuganker in Stahl).....	18
Abbildung 12: Prüfkörper für die ergänzenden Festigkeitsversuche, v.l.n.r, 2) OSB-Massivholz-Klammerverbindungen; 3) Holz-Holz-Rillennägel-Verbindungen; 4) Lochblech-Massivholz-Rillennägel-Verbindungen; 5) Windrispenband-Massivholz-Rillennägel-Verbindungen.....	21
Abbildung 13: Tragwiderstand von Klammerverbindungen und OSB/3 im Vergleich inkl. Fotografien eines Prüfkörpers während dem Versuch sowie zwei typische, unterschiedliche Bruchbilder.....	22
Abbildung 14: Duktiler Bereich (rot) und nicht-duktiler Bereiche (schwarz), die mit ausreichender Überfestigkeit zu bemessen sind, am Beispiel einer Holzrahmenwand.....	23

8 Tabellenverzeichnis

Tabelle 1: Übersicht der wesentlichen Definitionen des Überfestigkeitsfaktors.....	17
Tabelle 2: Prüfergebnisse aller Bereiche, Verhältnisse der Fraktilwerte und Ermittlung der Überfestigkeitsfaktoren für die Baustoffe der nicht-duktilen Bereiche.....	19
Tabelle 3 : Übersicht der Beträge für den Überfestigkeitsfaktor und schätzungsweise Umrechnung auf eine gemeinsame Basis für die gewählte Nachweisform $F_{Rd, spröd} \geq \gamma_{Rd} \cdot FR_{d, duktil}$	20
Tabelle 4 : Ergebnisse der Prüfreihe 2 bis 5 gemäss [19] mit Angaben der Bemessungswerte, des mittleren Tragwiderstandes sowie unterschiedliche, ausgewählte Verhältniszahlen.....	22
Tabelle 5 : Überfestigkeitsfaktoren aus drei unterschiedlichen Quellen: 1) Eigene Abschätzungen aufgrund eines semi-probabilistischen Ansatzes 2) Vorschläge gemäss probabilistischen Untersuchungen (umgerechnete Vergleichswerte) 3) Überfestigkeitsfaktor aus eigenen Versuchsreihen damit die Tragwiderstände durchschnittlich äquivalent sind.....	24
Tabelle 6 : Empfohlene Richtwerte der Überfestigkeitsfaktoren.....	25