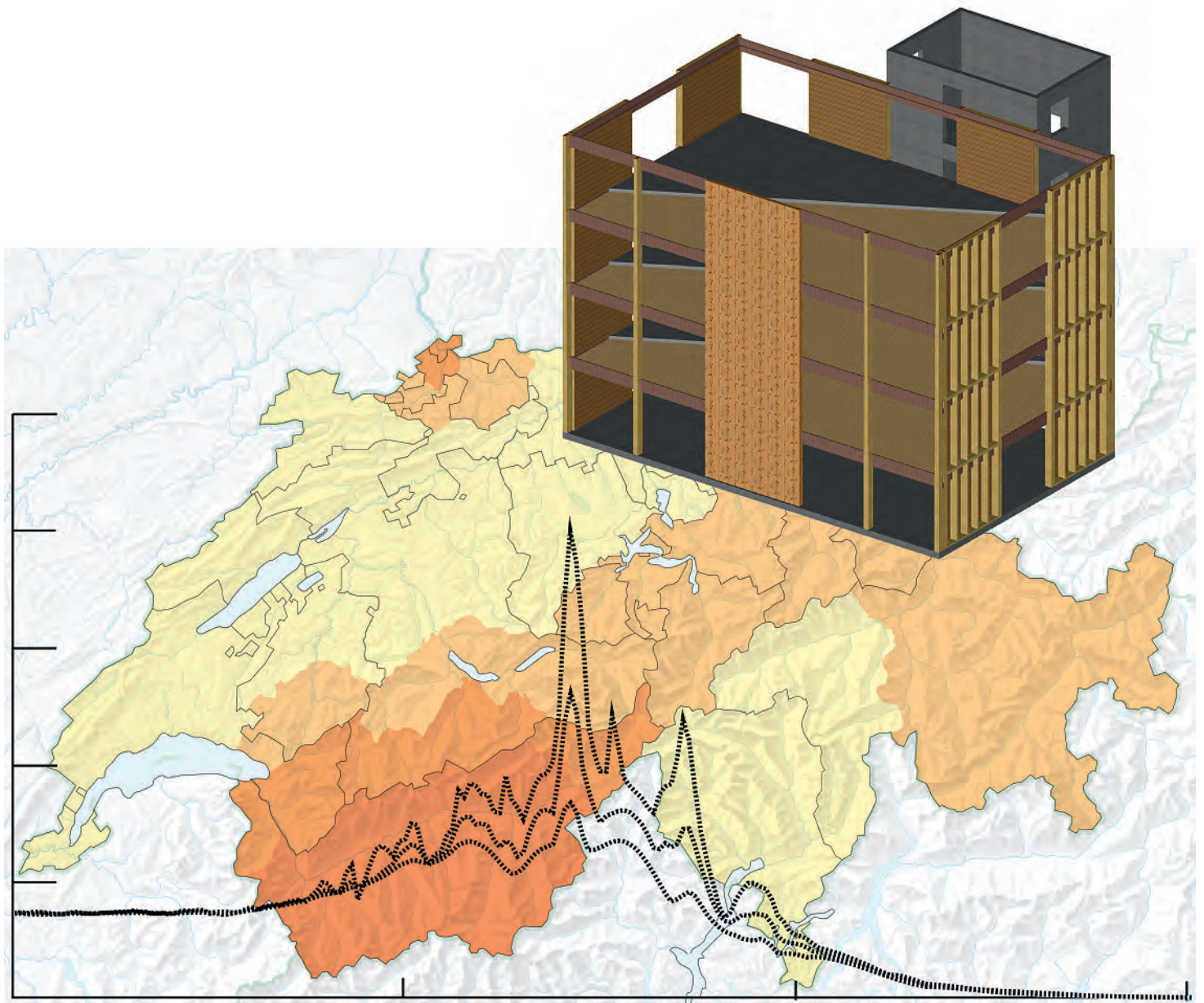


Erdbebensichere mehrgeschossige Holzbauten



Inhalt

Diese Publikation entstand mit Unterstützung des Fonds zur Förderung der Wald- und Holzforchung sowie des Bundesamts für Umwelt (BAFU) im Rahmen des Aktionsplans Holz.

Projektpartner

SIA Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein
 SGEB Schweizer Gesellschaft für Erdbeningenieurwesen und Baudynamik
 usic Schweizerische Vereinigung Beratender Ingenieurunternehmungen
 HEV Hauseigentümergeverband Schweiz

Autoren

Roland Brunner, Lignum
Pirmin Jung, Pirmin Jung Ingenieure für Holzbau AG
René Steiger, Empa, Abteilung Holz
Thomas Wenk, Wenk Erdbeningenieurwesen und Baudynamik GmbH
Niklaus Wirz, Pirmin Jung Ingenieure für Holzbau AG

Fachlektoren

Andrea Bernasconi, heig-vd/ HES-SO
Alessandro Dazio, Zürich
Konrad Merz, merz kley partner

Titelbild

Im Hintergrund ist die Erdbebenzonenkarte der Norm SIA 261 (2003) mit den vier Erdbebenzonen der Schweiz über den Kantonsgrenzen dargestellt [nach 6]. Die Überlagerung zeigt die Absolutbeschleunigung der Antwortspektren der N-S-Komponente des Friaul-Erdbebens in Italien (1976) in Funktion der Periode T [nach 12].

Seite	3	1	Einleitung
	4	2	Grundlagen
		2.1	Entstehung und Auswirkungen von Erdbeben
		2.2	Gefährdung
		2.3	Antwortspektren
		2.4	Reduktion des Erdbebenrisikos durch bauliche Massnahmen
	13	3	Tragwerksanalyse und Bemessung
		3.1	Tragwerksanalyse
		3.2	Bemessung
		3.3	Verankerungskräfte für nicht tragende Bauteile
		3.4	Fugen und Gebäudeabstände
	30	4	Erdbebenerechtes Entwerfen und Konstruieren
		4.1	Prinzipien des erdbebenerechten Entwurfs
		4.2	Eigenschaften des Baustoffs Holz
		4.3	Verbindungen
		4.4	Anschlüsse und Verankerungen
		4.5	Aussteifende Wandsysteme im Holzbau
		4.6	Steifigkeit unterschiedlicher Holzbausysteme
	47	5	Anwendungsbeispiel
		5.1	Berechnungsgrundlagen
		5.2	Vorbemessung der horizontalen Aussteifung
		5.3	Aufgrund der Vorbemessung gewählte Konstruktion
		5.4	Horizontale Steifigkeit des Tragwerks
		5.5	Grundschnwingzeit der Gesamtstruktur
		5.6	Berechnung der Schnittkräfte je Tragwand
		5.7	Antwortspektrenverfahren
		5.8	Nachweise
		5.9	Folgerungen
	103	6	Bemessungshilfen
		6.1	Steifigkeit von Holzrahmenbauteilen
		6.2	Vorbemessung von Holztragwänden
		6.3	Berechnung der Stockwerkauslenkungen
	122	7	Informationsquellen
		7.1	Verwendete Literatur und Normen
		7.2	Weiterführende Literatur
		7.3	Informationsquellen in der Schweiz zu Erdbeben
		7.4	Projekträger

1 Einleitung

Mit dem Vordringen in den Bereich mehrgeschossiger Bauten und den aktuellen Erdbebenbestimmungen in den SIA-Tragwerksnormen stellt sich für den Holzbau die Frage der Erdbebensicherheit (Figuren 1–4). Die vorliegende Publikation bietet dem Ingenieur Einstieg und Unterstützung bei der Planung von erdbebengerechten Holzbauten. Die Tragwerksnormen SIA 260–267 aus dem Jahr 2003 basieren auf den Eurocodes und setzen diese praxisgerecht für die Schweiz um. Diese Normen bilden die Basis der Dokumentation bezüglich Inhalt, Struktur und Fachbegriffen [1].

Die beiden einführenden Kapitel *Grundlagen* sowie *Tragwerksanalyse und Bemessung* geben einen Überblick über die Thematik Erdbeben und deren Umsetzung in den SIA-Tragwerksnormen. Im anschließenden vierten Kapitel *Erdbeibengerechtes Entwerfen und Konstruieren* werden die wichtigsten Grundsätze, die es zu beachten gilt, um ein robustes und zugleich wirtschaftliches Bauwerk zu entwerfen, spezifisch für mehrgeschossige Holzbauten erarbeitet. Werden bei Neubauten die Regeln des erdbebengerechten Entwurfs eingehalten, gelingen die rechnerischen Nachweise der Erdbebensicherheit meist ohne Mehraufwand. Bei bestehenden Gebäuden sind zudem die risikobasierten Beurteilungskriterien des Merkblatts SIA 2018 (2004) zu berücksichtigen.

Zentraler Teil der Dokumentation ist das Kapitel *Anwendungsbeispiel*, wo die einzelnen Entwurfs-, Berechnungs- und Bemessungsschritte bei einem viergeschossigen Holzbau exemplarisch dargestellt werden. Für das Tragwerk im Anwendungsbeispiel wurde der besonders duktile Tragwerkstyp D gewählt, der in den SIA-Tragwerksnormen zusammen mit dem Konzept des duktilen Tragwerksverhaltens dargestellt wird. Ein einfaches Vorgehen beim Tragwerksentwurf und bei der Vorbemessung auf die Ge-

brauchstauglichkeitsanforderungen bezüglich Wind wird vorgeschlagen. Die einzelnen Schritte der Tragwerksanalyse und der Bemessung sind systematisch und vollständig dargestellt, jeweils zuerst formal und anschließend numerisch.

Das Kapitel *Bemessungshilfen* erklärt abschliessend, wie die massgebende Gesamtsteifigkeit von Holzrahmenbauteilen effizient mit der Schubfeldtheorie berechnet werden kann, und gibt Bemessungshilfen für typische Anwendungsfälle in der Praxis.

Eine zentrale Rolle bei der Abtragung der Erdbebenkräfte spielen die mechanischen Verbindungen zwischen Beplankung und Rippen – im Anwendungsbeispiel die Verklammerung der Tragwand in Holzrahmenbauweise – bezüglich Steifigkeit, Tragwiderstand und Duktilität. Beim Konzept des duktilen Tragwerksverhaltens sind die Regeln der Kapazitätsbemessung zu beachten. Für die Holzrahmenbauweise bedeutet dies, dass die mechanischen Verbindungen zwischen Beplankung und Rippen als duktile Bereiche unter Erdbebeneinwirkung geplant, konzipiert und bemessen werden müssen. Alle übrigen Tragwerksteile (Rippen, Beplankungen, Anschlüsse usw.) müssen so überbemessen werden, dass sie bei Erdbebenbeanspruchung die zyklische Plastifizierung der duktilen Bereiche gewährleisten können und kein frühzeitiges sprödes Versagen ausserhalb dieser Bereiche hervorrufen.

Das Anwendungsbeispiel zeigt, dass die Erdbebeneinwirkung für neu zu erstellende, mehrgeschossige Holzbauten in der Schweiz weder überzubewerten noch zu unterschätzen ist. Mit Hilfe der Dokumentation kann rasch ein erdbebengerechtes und günstiges Tragwerkskonzept gefunden werden, das zugleich auf die Anforderungen bezüglich Wind abgestimmt ist.

Figur 1: 2010 eröffnetes Hotel in Zug. Architekten: EM2N Architekten AG, Zürich. Bild: City Garden, Zug.



Figur 1

Figur 2: 2010 fertiggestellte Wohnüberbauung in Lausanne. Architektur und Visualisierung: Bonhôte-Zapata architectes, Genf.



Figur 2

Figur 3: 2006 erstellte Wohnüberbauung in Davos. Architektur: Giubini Architekten ETH SIA, Bonaduz.



Figur 3

Figur 4: 2005 erstellte Mehrfamilienhäuser in Buttisholz. Architektur: A6 Architekten AG, Buttisholz.



Figur 4

3 Tragwerksanalyse und Bemessung

Im Rahmen der Tragwerksanalyse werden anhand eines Tragwerksmodells die massgebenden Auswirkungen (Schnittkräfte und Verformungen) infolge der Bemessungssituation Erdbeben ermittelt. Mit den Auswirkungen werden sodann sämtliche kritischen Schnitte durch Nachweise der Tragsicherheit und bei Bauwerken der Klasse BWK III zusätzlich der Gebrauchstauglichkeit bemessen. Tragwerksanalyse und Bemessung haben nach den massgebenden Baunormen zu erfolgen, die ein in sich geschlossenes, konsistentes Bemessungskonzept darstellen. Neben allgemeingültigen Aussagen, z.B. zur Modellbildung, beziehen sich die nachfolgenden Ausführungen auf die in der Schweiz geltenden Trag-

werksnormen des SIA (insbesondere Normen SIA 260 (2003), Grundlagen der Projektierung von Tragwerken [15], SIA 261 (2003), Einwirkungen auf Tragwerke [6], SIA 265 (2003), Holzbau [13]) und auf die zugehörigen einführenden Hintergrunddokumente [16] und [17].

3.1 Tragwerksanalyse

Die Tragwerksanalyse und die Ermittlung der Auswirkungen haben in der Regel an einem linear elastischen Berechnungsmodell unter Annahme mittlerer Steifigkeitswerte bis zum Beginn der Plastifizierung zu erfolgen. Das plastische Verformungsvermögen bei zyklischer Beanspruchung wird bereits über den Verhaltensbeiwert q in Form einer gegenüber rein elastischem Verhalten reduzierten Erdbebeneinwirkung mittels der Bemessungsspektren berücksichtigt (siehe Kapitel 3.2) und darf nicht ein zweites Mal zur plastischen Umverteilung der elastischen Schnittkräfte in Anspruch genommen werden.

Die Erdbebeneinwirkung bewirkt horizontale und vertikale dynamische Beanspruchungen in einem Gesamtsystem aus Baugrund, Fundationskörper, Tragwerk und nicht tragenden Bauteilen. Das Schwingungsverhalten kann mit statischen Modellen oder mit dynamischen Ein- oder Mehrmassenschwingermodellen beschrieben werden. Einzelne Modelle berücksichtigen Nicht-Linearitäten in Material- und Dämpfungsansätzen (siehe Figur 17). Für die Berechnung der Schnittkräfte und Verformungen bei neuen Bauwerken darf das einfachere Ersatzkraftverfahren verwendet werden, falls die Regularitätskriterien im Grundriss und Aufriss gemäss Norm SIA 261, Ziffern 16.5.1.3 und 16.5.1.4 erfüllt sind. Andernfalls ist das Antwortspektrenverfahren anzuwenden. In Spezialfällen können die aufwendigeren nicht linearen Berechnungen zweckmässig sein. Dabei ist zwischen nicht linearer

statischer und nicht linearer dynamischer Berechnung zu unterscheiden. Für Bemessungszwecke sind nicht lineare Verfahren direkt nicht geeignet, weil für deren Anwendung das Tragwerk bereits bekannt sein muss. Die Norm SIA 261 (2003) beschränkt sich auf Anwendungsregeln für die beiden am weitesten verbreiteten linearen Berechnungsverfahren: Ersatzkraftverfahren und Antwortspektrenverfahren.

Die nicht lineare statische Berechnung hat in den letzten Jahren bei der Überprüfung der Erdbebensicherheit von bestehenden Bauten an Bedeutung gewonnen. Sie wird auch als «Push-Over-Verfahren» bezeichnet, da dabei das inelastische Verschiebungsvermögen unter horizontaler Einwirkung berechnet und dem Verschiebungsbedarf aus dem Bemessungsspektrum gegenübergestellt wird (Merkblatt SIA 2018 (2004) [18]).

Figur 17:
Vergleich von vier
Berechnungsverfahren im
Rahmen der Tragwerks-
analyse.
EMS = Einmassenschwinger
MMS = Mehrmassen-
schwinger

Eigenschaft	Ersatzkraft- verfahren	Antwortspektren- verfahren	nicht lineare statische Berechnung	nicht lineare dynamische Berechnung
Dynamisches Modell	linearer EMS	linearer MMS	nicht linearer EMS	nicht linearer MMS
Geometrisches Modell	2D	2D oder 3D	2D	2D oder 3D
Materialmodell	linear	linear	nicht linear	nicht linear
Dämpfungsmodell	viskos	viskos	viskos	beliebig
berücksichtigte Eigenformen EF	1. EF	alle	1. EF	nicht relevant
Berücksichtigung der Torsion	Zuschlag	linear	Zuschlag	nicht linear
Plastische Verformungen	Verhaltens- beiwert q	Verhaltens- beiwert q	nicht lineares Materialmodell	nicht lineares Materialmodell
Erdbebenanregung	Bemessungs- spektrum	Bemessungs- spektrum	Bemessungs- spektrum	Zeitverlauf
Resultatgrössen	Schnittkräfte und Verformungen	Schnittkräfte und Verformungen	lokaler Duktilitätsbedarf, Schnittkräfte und Verformungen	lokaler Duktilitätsbedarf, Schnittkräfte und Verformungen
Bedingung für die Anwendbarkeit	regelmässig	keine	regelmässig	keine
Einsatzbereich	neue Bauten	neue Bauten	bestehende Bauten	Spezialfälle
Berechnungsaufwand	klein	mittel	mittel	gross

3.1.1 Ersatzkraftverfahren

Beim Ersatzkraftverfahren wird die dynamische Problemstellung auf eine statische Berechnung zurückgeführt. Die Erdbebeneinwirkung wird durch statische «Ersatzkräfte» dargestellt. Als einzige dynamische Grösse benötigt man die Grundschwingzeit des Bauwerks. Diese kann am Tragwerksmodell berechnet oder mit Näherungsverfahren abgeschätzt werden.

Anwendungsbereich

Das Ersatzkraftverfahren führt nur zu befriedigenden Resultaten, wenn beim Schwingungsverhalten des Bauwerks die Grundschwingung dominiert und höhere Eigenschwingungsformen vernachlässigt werden können, was bei regelmässigen Bauwerken mit Grundschwingzeiten bis zu 2 s der Fall ist. Die Norm SIA 261 (2003) schränkt daher in Ziffer 16.5.2.1 die Anwendung des Ersatzkraftverfahrens auf solche Tragwerke ein. Die Regelmässigkeitskriterien in Grund- und Aufriss sind in den Ziffern 16.5.1.3 und 16.5.1.4 (siehe Kapitel 4) der Norm SIA 261 (2003) festgehalten. Mehrgeschossige Holzbauten weisen meist eine wesentlich kleinere horizontale Steifigkeit im Vergleich zu Massivbau-

ten auf mit der Folge, dass die Grundschwingzeiten über 2 s ansteigen können und das Ersatzkraftverfahren nicht mehr angewandt werden darf.

Modellbildung und Ermittlung der Ersatzkraft

Beim Ersatzkraftverfahren wird das Tragwerk des Gebäudes vorerst auf einen kragarmförmigen Mehrmassenschwinger vereinfacht, mit den Massen konzentriert auf einzelne Massenpunkte jeweils auf Höhe der Geschossdecken. Dieser Mehrmassenschwinger wird durch einen Einmassenschwinger ersetzt, der dynamisch äquivalent zu dessen Grundschwingungsform ist (Figur 18, Nr. 4). Der Einmassenschwinger wird in der Regel in der Bodendecke des Erdgeschosses als voll eingespannt angenommen. Bei der Ermittlung der Steifigkeit k sind neben den Steifigkeiten der Tragelemente auch diejenigen der Verbindungen (siehe Figuren 27 bis 29) zu berücksichtigen.

Mit Hilfe der Grundschwingzeit T_1 des Schwingers wird aus dem Bemessungsspektrum (Norm SIA 261 (2003), Ziffer 16.2.4) der entsprechende Spektralwert $S_d(T_1)$ der Erdbebeneinwirkung ermittelt. Die Berechnung erfolgt unabhängig in beiden Hauptrichtungen des Bauwerks. Die Ersatzkraft F_d wird

auf Basis der Beziehung «Masse · Beschleunigung» ermittelt. Dabei sind neben den ständigen Einwirkungen (Eigenlast und Auflast) G_k auch die quasi-ständigen Anteile von veränderlichen Einwirkungen $\psi_2 Q_k$ zu berücksichtigen:

$$F_d = S_d(T_1) \sum_j (G_k + \sum_j \psi_2 Q_k)_j \quad (2)$$

Als Vereinfachung wurde in der Norm SIA 261 (2003) der Korrekturfaktor λ weggelassen, wie er im Eurocode 8 zur Berücksichtigung des Unterschieds zwischen der effektiven Modalmasse in der Grundschwingungsform und der totalen Masse verwendet wird ($\lambda = 1$).

Abschätzung der Grundschwingzeit

Grundsätzlich soll die Grundschwingzeit an einem Tragwerksmodell mit realistischen Steifigkeitsannahmen für die Tragelemente, die Verbindungen und die Verankerungen berechnet werden. Der Berechnungsaufwand soll jedoch auf den Einfluss der Grundschwingzeit bei der Bestimmung der Erdbebeneinwirkung im konkreten Einzelfall abgestimmt sein. Bei niedrigen, horizontal steifen Gebäuden fällt die Grundschwingzeit meist in den Bereich konstanter Beschleunigung der Bemessungsspektren

(Figur 16), womit sich eine genaue Berechnung erübrigt. Erst bei mehrgeschossigen Bauten fällt die Grundschwingzeit in den abfallenden Ast der Bemessungsspektren über etwa 0,4 bis 0,8 s, je nach Baugrundklasse. Dort lohnt sich eine genauere Berechnung unter Annahme einer mittleren Biege- und Schubsteifigkeit im Verformungsbereich von null bis zum Fließbeginn. Bei weichem Baugrund kann auch die Nachgiebigkeit des Baugrunds berücksichtigt werden (Figur 18).

Für Holzbauten soll die einfache Schätzformel (261.38) der Norm SIA 261(2003), mit welcher die Grundschwingzeit lediglich in Abhängigkeit der Gebäudehöhe berechnet wird, nicht verwendet werden. Sie unterschätzt in der Regel (siehe Kapitel 5) die Grundschwingzeit beträchtlich und ergibt folglich meist zu hohe Erdbebenbeanspruchungen. Dagegen liefert die auf dem Rayleigh-Quotienten basierende Schätzformel (261.39)

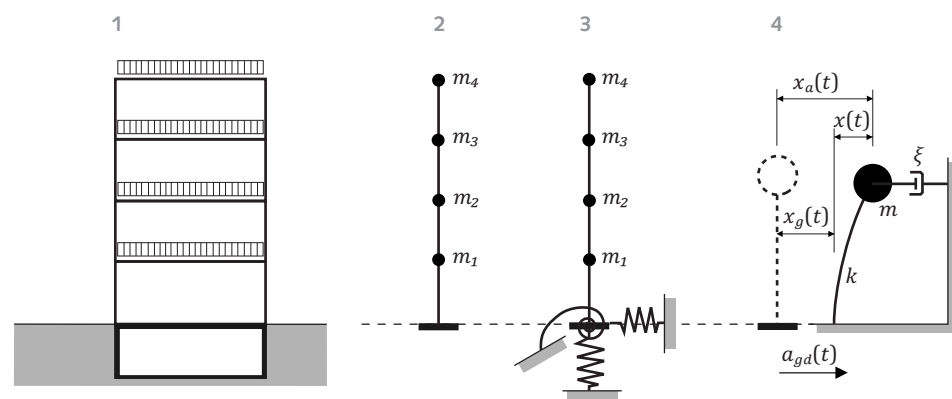
$$T_1 = 2\sqrt{u} \quad (3)$$

auch für Holzbauten zumindest für die Vorbemessung brauchbare Resultate und leistet gute Dienste bei der Kontrolle von Computerresultaten. Wichtig dabei ist, dass die Auslenkung u der Gebäudeoberkante infolge horizontal angesetzter ständiger und

Figur 18:

Modellbildung beim Ersatzkraftverfahren.

- 1 Mehrgeschossiger Holzbau mit Kellergeschoss, Baugrund und Stockwerkslasten
- 2 Modell eingespannter Mehrmassenschwinger ab Einbindungshorizont (gestrichelte Linie)
- 3 Modell Mehrmassenschwinger in nachgiebigem Baugrund
- 4 Modell Einmassenschwinger mit Grundschwingzeit T_1



- ξ viskoses Dämpfungsmass
- a_{gd} horizontale Bodenbeschleunigung
- m Masse
- m_i Stockwerksmassen
- k Federsteifigkeit
- $x(t)$ Relativverschiebung
- $x_a(t)$ absolute Verschiebung
- $x_g(t)$ Bodenverschiebung

quasi-ständiger Lasten mit realistischen Steifigkeiten bestimmt wird. Empfohlen wird jedoch eine Berechnung nach Rayleigh (siehe Kapitel 5) oder mit einem Computerprogramm. Da die Grundswingzeit ein wichtiger Parameter der Erdbebenberechnung eines Tragwerks ist, sollte sie mit zwei unterschiedlichen Verfahren bestimmt bzw. überprüft werden.

Verteilung der Ersatzkraft über die Gebäudehöhe

Die totale Ersatzkraft F_d , welche auf das Tragwerk wirkt, muss für die weitere Berechnung über die Gebäudehöhe verteilt werden (Figur 19). Die Stockwerk-Ersatzkräfte greifen bei den Massenpunkten des Tragwerksmodells auf Höhe der Decken (z_i) und im Massenschwerpunkt des Deckengrundrisses an. Für die Verteilung der totalen Ersatzkraft gemäss Formel (261.41) der Norm SIA 261 (2003) wird eine nach oben linear zunehmende horizontale Beschleunigung angenommen. Bei gleichen Stockwerksmassen resultiert eine dreieckförmige Verteilung der Ersatzkräfte.

$$F_{di} = \frac{z_i(G_k + \sum \psi_2 Q_k)_i}{\sum_j z_j(G_k + \sum \psi_2 Q_k)_j} \cdot F_d \quad (4)$$

Berücksichtigung der Torsion

Die Torsionswirkung aus zufälliger und planmässiger Exzentrizität der Massenschwerpunkte gegenüber dem Steifigkeitszentrum der einzelnen Geschosse kann beim Ersatzkraftverfahren nur approximativ berücksichtigt werden, da es sich um eine zweidimensionale Berechnung handelt. Für eine korrekte Berechnung der Torsion ist ein räumliches Tragwerksmodell erforderlich (siehe Antwortspektrenverfahren). Beim Ersatzkraftverfahren erfolgt die Berücksichtigung der Torsion durch eine Vergrösserung bzw. Verkleinerung der planmässigen Exzentrizität (Norm SIA 261 (2003), Ziffer 16.5.2.7):

$$\text{oberer Wert: } e_{d,sup} = 1,5e + 0,05b \quad (5)$$

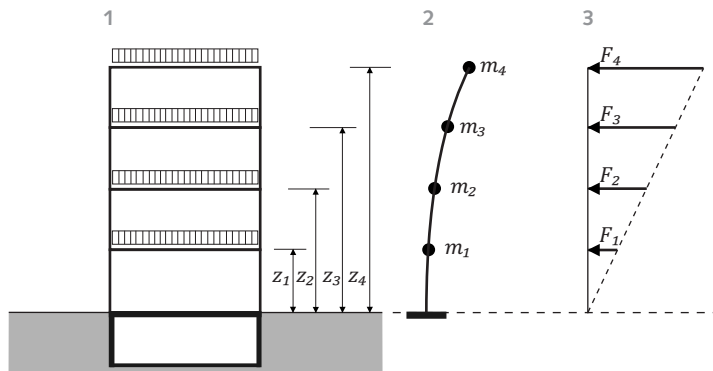
$$\text{unterer Wert: } e_{d,inf} = 0,5e - 0,05b \quad (6)$$

- b Gebäudebreite senkrecht zur betrachteten Erdbeneinwirkung
- e Exzentrizität der resultierenden Stockwerkquerkraft aus den Ersatzkräften der oben liegenden Geschosse gegenüber dem Steifigkeitszentrum des betrachteten Geschosses

Das resultierende Torsionsmoment ist in jedem Stockwerk unter Berücksichtigung der Gleichgewichts- und Verträglichkeitsbedingung auf die einzelnen horizontal tragenden Bauteile zu verteilen. Die dazu erforderlichen Berechnungsschritte werden beim Anwendungsbeispiel im Kapitel 5.6.3 im Detail erklärt.

Figur 19: Ersatzstab mit der Verteilung der Ersatzkraft über die Gebäudehöhe.

- 1 Mehrgeschossiger Holzbau mit Kellergeschoss, Baugrund, Stockwerkslasten und mit den Höhenlagen der Geschosdecken über dem Einbindungshorizont (gestrichelte Linie)
- 2 Grundswingform des Ersatzstabes mit Punktmassen
- 3 Verteilung der Ersatzkraft



- F_i Ersatzkräfte
- m_i Stockwerksmassen
- z_i Abstand der Stockwerksmassen vom Einbindungshorizont

Einbindungshorizont

Der Einbindungshorizont des Ersatzstabes kann meist auf der Bodenebene des Erdgeschosses angenommen werden, falls steife Untergeschosse vorhanden sind. Grundsätzlich liegt der Einbindungshorizont dort, wo von oben her betrachtet erstmals eine relativ starre horizontale Lagerung der vertikalen Tragelemente (z. B. eine Geschossdecke) vorhanden ist. Voraussetzung dafür ist, dass die betreffende Geschossdecke durch sehr steife Wände, wie z. B. Aussenwände der Untergeschosse, in horizontaler Richtung auf die Fundation oder den seitlichen Baugrund abgestützt wird. Bei einem Holzbau, der auf Geschossen in wesentlich steiferer Bauweise (z. B. Stahlbeton) aufgesetzt ist, darf die Schnittstelle nicht als Einbindungshorizont angesehen werden. Solche Konstruktionen erfüllen die Regularitätskriterien im Aufriss nicht, womit das Ersatzkraftverfahren nicht anwendbar ist. Es muss z. B. das Antwortspektrenverfahren auf das Gesamtsystem, bestehend aus Holz- und Massivbau, angewandt werden.

Zu beachten ist zudem, dass die Erdbebenkräfte auch in den Tragwerksteilen unterhalb des Einbindungshorizontes bis in den Baugrund weiterfolgt werden müssen und die Fundation korrekt zu bemessen ist.

3.1.2 Antwortspektrenverfahren

Das Antwortspektrenverfahren basiert auf dem linearen Mehrmassenschwinger. Es erlaubt, die maximalen Antworten des Tragwerks infolge einer Anregung in der Form von Antwortspektren zu berechnen. Dazu wird das Tragwerksmodell in Eigenformen zerlegt, die Maximalantwort jeder Eigenform bestimmt und anschliessend zur maximalen Gesamtantwort überlagert. Die Berechnung erfolgt praktisch immer mit Hilfe eines Computerprogramms.

Als Erdbebeneinwirkung wird das Bemessungsspektrum verwendet (Figur 16 bzw. Norm SIA 261 [2003], Figur 14). Da es sich beim Antwortspektrenverfahren um ein lineares Verfahren handelt, können nicht lineare Effekte wie plastische Verformungen nur approximativ erfasst werden. Gleich wie beim Ersatzkraftverfahren erfolgt dies über den Verhaltensbeiwert q im Bemessungsspektrum.

Im allgemeinen ist ein räumliches Tragwerksmodell zu verwenden. Falls die Regularitätskriterien im Grundriss gemäss Norm SIA 261 (2003), Ziffer 16.5.1.3 erfüllt sind, darf auch je ein ebenes Modell für die beiden Hauptrichtungen verwendet werden.

Die Torsionswirkung aus zufälliger und planmässiger Exzentrizität der Massenschwerpunkte der einzelnen Geschosse muss berücksichtigt werden (Norm SIA 261 (2003), Ziffer 16.5.3.4 für räumliche Modelle bzw. Ziffer 16.5.2.7 für ebene Tragsysteme in den Hauptrichtungen). Wird ein räumliches Tragwerksmodell beim Antwortspektrenverfahren verwendet, so muss die tatsächlich vorhandene Exzentrizität zwischen Massen- und Steifigkeitszentrum nicht mit den Faktoren 1,5 bzw. 0,5 multipliziert werden, damit die Torsionsschwingungen korrekt erfasst werden (Norm SIA 261 [2003], Ziffer 16.5.3.4):

$$\text{oberer Wert: } e_{d,sup} = e + 0,05b \quad (7)$$

$$\text{unterer Wert: } e_{d,inf} = e - 0,05b \quad (8)$$

- b Gebäudebreite senkrecht zur betrachteten Erdbebeneinwirkung
- e Exzentrizität des Massenschwerpunkts gegenüber dem Steifigkeitszentrum des betrachteten Geschosses

Nach Norm SIA 261 (2003), Ziffer 16.5.3.5 sind die Schnittgrössen und Verschiebungen aus allen Schwingungsformen, die wesentlich zum globalen Schwingungsverhalten beitragen, zu berücksichtigen. Die Summe der effektiven modalen Massen der berücksichtigten Schwingungsformen soll in der Regel mindestens 90% der Gesamtmasse des Tragwerks erreichen.

Eine Musteranwendung des Antwortspektrenverfahrens bei einem viergeschossigen Gebäude ist in [12] beschrieben.

3.1.3 Effekte 2. Ordnung

Bei im Vergleich zur Knicklast N_{cr} von Stützen oder Wänden massgeblichen Normalkräften aus Schwerkraftlasten oder bei bezüglich horizontaler Verformung weichen Tragwerken muss der Vergrösserung der Biegemomente durch die exzentrisch wirkenden Normalkräfte (Effekte 2. Ordnung, N- Δ -Effekt) und der daraus resultierenden möglichen Reduktion der Steifigkeit Beachtung geschenkt werden.

Laut Eurocode 8 [14] müssen Einflüsse nach Theorie 2. Ordnung nicht berücksichtigt werden, wenn folgende Bedingung in allen Geschossen erfüllt ist:

$$\theta = \frac{N_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10 \quad (9)$$

- θ Empfindlichkeitswert der gegenseitigen Stockwerksverschiebung
 d_r Bemessungswert der gegenseitigen Stockwerksverschiebung, ermittelt als Differenz der mittleren horizontalen Verschiebung d_s oben und unten im betrachteten Geschoss. Für d_s gilt:

$$d_s = q \cdot d_e \quad (10)$$

- d_e Verschiebung eines bestimmten Punktes des Tragwerks aufgrund einer linearen Berechnung mit dem Bemessungsspektrum als Anregung
 q Verhaltensbeiwert
 h Geschosshöhe
 N_{tot} Gesamtgewichtskraft im betrachteten Geschoss bei der Bemessungssituation Erdbeben
 V_{tot} Gesamtquerkraft im betrachteten Geschoss bei der Bemessungssituation Erdbeben

In Fällen, wo $0,1 < \theta \leq 0,2$ gilt, dürfen die Effekte nach Theorie 2. Ordnung näherungsweise berücksichtigt werden, indem die entsprechenden Beanspruchungsgrössen 1. Ordnung mit dem Faktor $1/(1-\theta)$ multipliziert werden [14]. Für $\theta > 0,2$ ist eine Berechnung 2. Ordnung erforderlich. Fälle mit $\theta > 0,3$ sind durch besser aufeinander abgestimmte Geschosssteifigkeiten zu vermeiden.

Als Anfangsauslenkung in der Berechnung 2. Ordnung ist der Bemessungswert der relativen Verschiebung u_d gegenüber der Fundation infolge Erdbebenwirkung gemäss Norm SIA 261, Ziffer 16.5.5.1 mit

$$u_d = q' \cdot u_{el} \quad (11)$$

$$q' = \frac{(q + 1)}{2} \quad (11a)$$

zu berücksichtigen. Dabei bezeichnet u_{el} den aufgrund des Bemessungsspektrums ermittelten elastischen Anteil der Verschiebung.

Neben der Anfangsauslenkung u_d nach Formel 11 ist gemäss Norm SIA 265 (2003), Ziffer 5.8.3.2 eine zusätzliche spannungslose Vorverformung zu berücksichtigen, dies mit einem Schrägstellungswinkel φ im Bogenmass von:

$$\varphi \approx 0,005 \sqrt{\frac{5}{h}} \quad (12)$$

h Tragwerkshöhe bzw. Stablänge in [m]

Bei Stabtragwerken, Fachwerken, Bogen und Rahmen ist die laut Norm SIA 265 (2003), Ziffer 5.8.3.2 anzusetzende Vorverformung von $e/l \geq 0,0025$ ebenfalls in Rechnung zu stellen. Sie resultiert aus den in Ziffer 8.2.5 formulierten Anforderungen der Norm SIA 265 (2003) an die Produktion von Druckstäben aus Vollholz oder Brettschichtholz sowie von Biegeträgern, Bogen und Rahmen.

Die Steifigkeiten (Elastizitätsmoduln, Schubmoduln sowie Verschiebungsmoduln von Verbindungen) haben starken Einfluss auf die Berechnungen 2. Ordnung, aber auch auf die Grundschnitzzeit des Tragwerks. Ohne genauere Kenntnisse ist bei der Tragwerksanalyse von Mittelwerten der Steifigkeiten auszugehen. Diese Betrachtungsweise ist adäquat für Bauwerke, deren Haupttragelemente Platten und Scheiben sind. Demgegenüber ist bei Stabtragwerken, Fachwerken, Bogen und Rahmen dem Gedanken der Robustheit dadurch Rechnung zu tragen, dass die Tragsicherheitsnachweise 2. Ordnung mit reduzierten Steifigkeiten geführt werden, wie dies die Norm SIA 265 (2003) in Ziffer 5.8.3 vorschreibt, d.h. indem die Elastizitätsmoduln, Schubmoduln und Verschiebungsmoduln der Verbindungen mit γ_M/η_M -Werten gemäss Tabelle 1 der Norm SIA 265 (2003) abgemindert werden:

$$E = \frac{E_{m,mean}}{\gamma_M/\eta_M} \quad (13)$$

$$G = \frac{G_{mean}}{\gamma_M/\eta_M} \quad (14)$$

$$K = \frac{K_u}{\gamma_M/\eta_M} \quad (15)$$

$$K_u = 2/3 K_{ser} \quad (16)$$

- E Elastizitätsmodul
 $E_{m,mean}$ charakteristischer Wert (Mittelwert) des Biege-Elastizitätsmoduls
 G Schubmodul
 G_{mean} charakteristischer Wert (Mittelwert) des Schubmoduls
 K Verschiebungsmodul
 K_u Verschiebungsmodul für den Nachweis der Tragsicherheit
 K_{ser} Verschiebungsmodul für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit
 γ_M Widerstandsbeiwert
 η_M Umrechnungsfaktor für den Tragwiderstand

3.1.4 Dämpfung

Die Dämpfung eines Tragwerks beeinflusst dessen Schwingungsverhalten und damit auch die im Erdbebenfall auftretenden Bewegungsgrößen. Das elastische Antwortspektrum gemäss Norm SIA 261 (2003) (siehe Figur 16) gilt für ein viskoses Dämpfungsmass von $\xi = 0,05$. Davon abweichende Werte können über einen Korrekturbeiwert η gemäss Formel (261.29) der Norm SIA 261 (2003) berücksichtigt werden:

$$\eta = \sqrt{\frac{1}{0,5 + 10\xi}} \geq 0,55 \quad (17)$$

Im Bemessungsspektrum ist eine von $\xi = 0,05$ abweichende Dämpfung bereits durch den Verhaltensbeiwert q approximativ berücksichtigt.

3.2 Bemessung

Im Rahmen der Bemessung sind im allgemeinen die Tragsicherheit und die Gebrauchstauglichkeit nachzuweisen [15]. Die Erdbebeneinwirkung wird in den SIA-Tragwerksnormen als aussergewöhnliche Einwirkung behandelt. Der Nachweis der Tragsicherheit ist für alle Bauwerksklassen zu erbringen, der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit nur für Bauwerke der Klasse BWK III, bei denen die Funktionstüchtigkeit nach einem Erdbeben sichergestellt bleiben soll. Der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit wird bei Bauwerken der Klassen BWK I und BWK II im Sinne einer Vereinfachung vernachlässigt, da er häufig nicht massgebend wird. Er wird implizit durch den Tragsicherheitsnachweis und die Einhaltung der konstruktiven und konzeptionellen Massnahmen als erfüllt betrachtet.

Die allgemeinen Gleichungen zur Bestimmung der Bemessungswerte der Auswirkungen befinden sich in der Norm SIA 260 (2003): Gleichung (260.17) für die Tragsicherheit und Gleichung (260.23) für die Gebrauchstauglichkeit. Der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit in der Bemessungssituation Erdbeben ist nicht für den gleichen Bemessungswert wie bei der Tragsicherheit zu führen, sondern für den halben Wert. Dabei ist zu beachten, dass sich die erwähnte Halbierung auf die 1,4-fachen Refe-

renzwerte bezieht, da bei BWK III ein Bedeutungsfaktor von $\gamma_f = 1,4$ zu berücksichtigen ist (siehe Kapitel 2.4). Gesamthaft gesehen ergibt sich im Einklang mit dem Eurocode 8 eine Reduktion der Wiederkehrperiode des Gebrauchstauglichkeitserdbebens bei BWK III auf etwa 200 Jahre gegenüber der Wiederkehrperiode des Tragsicherheitserdbebens von 1200 Jahren.

Der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit erfordert die Berechnung der Verschiebungen infolge Erdbeben. Dazu befinden sich in der Norm SIA 261 (2003), Ziffer 16.5.5 einige Hinweise zur Vorgehensweise, insbesondere zu den Annahmen für die Steifigkeit der Tragelemente. Die Gebrauchsgrenzen für Gebäude sind in der Norm SIA 260 (2003), Ziffer 4.4.4.5 festgehalten. Die relativen horizontalen Stockwerksverschiebungen sind auf 1/500 bei spröden und auf 1/200 bei duktilen Einbauten zu begrenzen. Für sämtliche technischen Anlagen (z. B. Elektroinstallationen, Heizung, Lüftung, Klima) ist sicherzustellen, dass sie funktionstüchtig bleiben.

3.2.1 Konzepte für Tragwerksverhalten und Tragsicherheitsnachweis

Gemäss Norm SIA 261 (2003) stehen grundsätzlich zwei Konzepte der Erdbebenbemessung zur Verfügung: das Konzept des nicht duktilen Tragwerksverhaltens und das Konzept des duktilen Tragwerksverhaltens. Letzteres beruht auf den Erkenntnissen des modernen Erdbebeningenieurwesens (Kapazitätsbemessung). Im allgemeinen ist das Konzept des nicht duktilen Tragwerksverhaltens nur bei kleinen Erdbebenschnittkräften zu empfehlen, wenn diese gegenüber Wind nicht massgebend werden, d.h. für leichte Bauwerke in den niedrigen Erdbebenzonen und bei günstigen Baugrundverhältnissen. In den übrigen Fällen kann das nicht duktile Tragwerksverhalten zu unwirtschaftlichen Lösungen führen, und es sollte das duktile Tragwerksverhalten gewählt werden.

Für Bauwerke in Holzbauweise muss die Wahl des Bemessungskonzeptes nach differenzierten Überlegungen erfolgen. Die beim Konzept des duktilen Tragwerksverhaltens mögliche Reduktion der massgebenden Bemessungsschnittkräfte steht einer aufwendigeren Konzeption, Bemessung und Konstruktion der Anschlüsse gegenüber. Es ist häufig möglich, durch die Wahl eines leichteren und weniger steifen Holztragwerks die Erdbebenkräfte soweit zu reduzieren, dass die Bemessung nach dem einfacheren nicht duktilen Tragwerksverhalten erfolgen kann und somit keine erdbebenbedingte Erhöhung der Beanspruchung des Tragwerks resultiert.

Zusammenspiel von Tragwiderstand und Duktilität

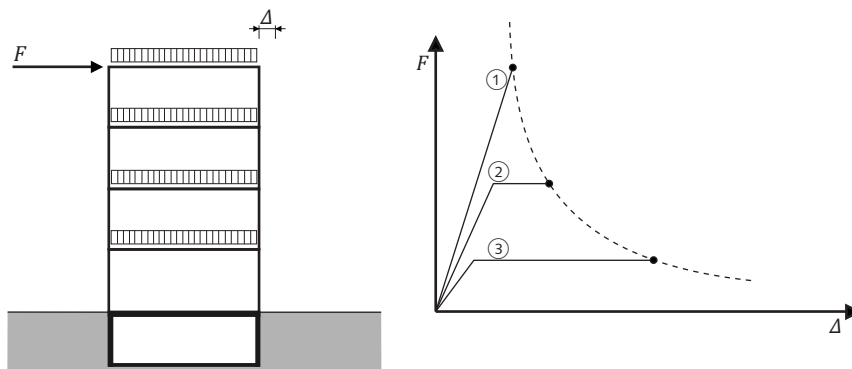
Das Verhalten eines Tragwerks im Erdbebenfall kann approximativ durch folgende Beziehung beschrieben werden [12]:

$$\text{Güte des Erdbebenverhaltens} \approx \text{Tragwiderstand} \cdot \text{Duktilität} \quad (18)$$

Die Duktilität ist neben dem Tragwiderstand der wichtigste Kennwert des Erdbebenverhaltens von Tragwerken. Unter Duktilität versteht man das durch irreversible Verformungen und Energiedissipation charakterisierte plastische Verformungsvermögen [15]. Um ein genügendes Erdbebenverhalten für ein bestimmtes Bemessungsbeben zu erzielen, kann für ein Tragwerk entweder ein hoher Tragwiderstand mit kleiner Duktilität, ein niedriger Tragwiderstand mit hoher Duktilität oder auch ein mittlerer Tragwiderstand mit einer mittleren Duktilität gewählt werden (Figur 20).

Das Konzept mit hoher Duktilität, verbunden mit niedrigem Tragwiderstand, empfiehlt sich bei hoher Erdbebenbeanspruchung und bei Tragwerken mit geringer Steifigkeit und Festigkeit, da damit die Querschnittsabmessungen im üblichen Rahmen gehalten werden können und gleichzeitig ein erdbebengerechtes Tragwerk entsteht. Ist dies nicht der Fall, wie z.B. bei kleinen Erdbebenkräften oder wenn der Wind massgebend ist, genügt meist das Konzept mit der kleinen Duktilität, für das eine einfachere konventionelle Bemessung ausreichend ist.

Figur 20:
Horizontale Beanspruchung in Funktion der horizontalen Verschiebung für unterschiedliche Tragwerksausbildungen bei gleichem Bemessungsbeben entlang der Bedarfslinie aus dem Bemessungsspektrum [nach 12].



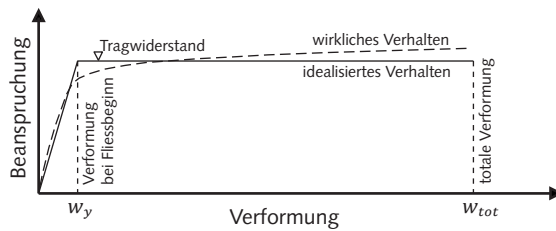
- ① «Elastischer», sehr hoher Tragwiderstand: Bemessungsbeben erfordert keine plastische Verformungen.
 - ② Mittlerer Tragwiderstand: Bemessungsbeben erfordert mässige plastische Verformungen.
 - ③ Tiefer Tragwiderstand: Bemessungsbeben erfordert grosse plastische Verformungen.
- F horizontale Beanspruchung
 Δ globale horizontale Verschiebung

Globale und lokale Duktilität

Als Duktilität μ (Figur 21) bezeichnet man allgemein das Verhältnis (w_{tot}/w_y) zwischen der totalen Verformung w_{tot} beim Versagen und der Verformung w_y bei Beginn der Plastifizierung [12]. Das wirkliche Materialverhalten wird meistens in zwei Abschnitten linearisiert.

$$\mu = \frac{w_{tot}}{w_y} \tag{19}$$

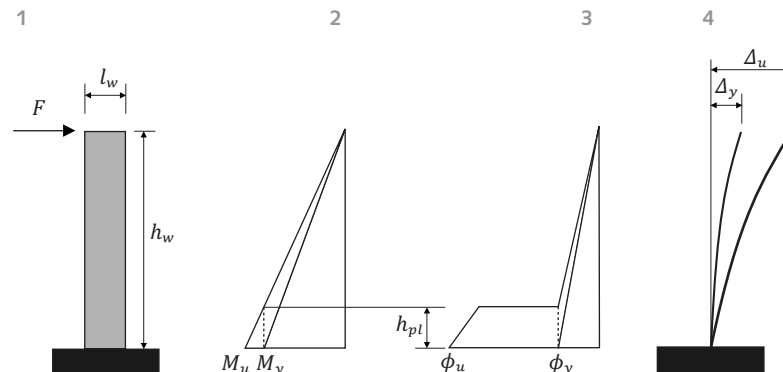
Figur 21:
Allgemeine Definition der Duktilität [nach 12].



Zu beachten ist der Unterschied zwischen globaler und lokaler Duktilität. Die globale Duktilität bezieht sich auf die Verformungen des gesamten Tragwerks. Sie ist die Basis für die Bestimmung des Verhaltensbeiwertes q . Um eine grosse globale oder System-Duktilität μ_Δ zu erhalten, muss eine grosse lokale oder Querschnitts-Duktilität μ_ϕ (Rotationsduktilität, Krümmungsduktilität, Dehnungsduktilität und Verzerrungsduktilität in Tragwerkselementen und Verbindungen) sichergestellt werden. Figur 22 zeigt am Beispiel eines Kragarms den Unterschied zwischen globaler und lokaler Duktilität: Die globale Duktilität μ_Δ (Figur 22, Nr. 4) kennzeichnet das Verhältnis der horizontalen Verschiebungen Δ_u und Δ_y am Ende des Kragarms und schliesst die Verformungen des ganzen Tragwerks ein. Die lokale Duktilität μ_ϕ (Figur 22, Nr. 3) entspricht dem Verhältnis der Querschnittsverformungen ϕ_u und ϕ_y .

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} > \mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \tag{20}$$

Figur 22:
Beziehung zwischen globaler (μ_Δ) und lokaler (μ_ϕ) Duktilität am Beispiel eines Kragarms [nach 12].
1 Kragarm
2 Biegemomente
3 Querschnittsverformungen
4 Verformung des ganzen Tragwerks



3.2.2 Bemessung mit dem Konzept des nicht duktilen Tragwerkverhaltens

Beim Konzept des nicht duktilen Tragwerkverhaltens erfolgt die Bemessung für Erdbeben konventionell wie für Schwerelasten oder Wind. Es sind keine besonderen Bemessungsregeln ausser den konzeptionellen und konstruktiven Massnahmen gemäss Norm SIA 261 (2003), Tabelle 27 zu berücksichtigen. Die zu ergreifenden Massnahmen sind abhängig von der Bauwerksklasse und von der Erdbebenzone, in welcher sich das Bauwerk befindet. Bei der Wahl eines nicht duktilen Tragwerkverhaltens muss damit gerechnet werden, dass unter zyklischer Erdbebenbeanspruchung nur ein sehr kleines plastisches Verformungs- und Energiedissipationsvermögen des Tragwerks erreicht werden kann. Nach Überschreiten der Elastizitätsgrenze kann das Tragwerk spröde versagen. Der Verhaltensbeiwert q muss deshalb vorsichtig angesetzt werden. Für Tragwerke ohne bzw. mit kleiner Duktilität aus Holz (Tragwerkstyp A) beträgt er gemäss Tabelle 10 in der Norm SIA 265 (2003) $q = 1,5$ und berücksichtigt im wesentlichen nur die Überfestigkeit. Mit Überfestigkeit bezeichnet man den effektiven Tragwiderstand der Bauteile, welcher höher ist als der gemäss Berechnung vorhandene Widerstand auf Bemessungsniveau [12].

Bei Wahl des nicht duktilen Tragwerkverhaltens für die Erdbebenbemessung von Holzbauten müssen alle Bauteile und ihre Verbindungen so ausgebildet werden, dass sie unter der Erdbebeneinwirkung nicht versagen. Bei allfälliger Lastumkehr muss die Lage der Bauteile gesichert bleiben.

3.2.3 Bemessung mit dem Konzept des duktilen Tragwerkverhaltens

Beim Konzept des duktilen Tragwerkverhaltens erfolgt die Bemessung nach der Methode der Kapazitätsbemessung [12]. Darunter versteht man im wesentlichen die Wahl eines geeigneten plastischen Mechanismus (Figur 23) und die Aufteilung des Tragwerks in elastisch bleibende und in plastifizie-

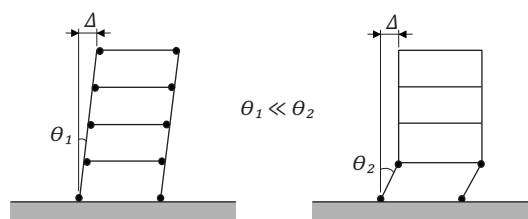
rende Bereiche. Letztere sind im Tragwerk so festzulegen und auszubilden, dass ein geeigneter plastischer Mechanismus unter Erdbebeneinwirkung entsteht. Die plastifizierenden Bereiche sind für ein ausreichendes Verformungs- und Energiedissipationsvermögen unter zyklischer Beanspruchung konstruktiv zu gestalten und die übrigen Bereiche des Tragwerks vor einem vorzeitigen spröden Versagen zu schützen, wenn die plastifizierenden Bereiche ihre Überfestigkeit entwickeln [12].

Falls eine grössere als die erwartete Verformung des Tragwerks auftritt, entstehen keine neuen Fließzonen, sondern die bereits plastifizierten Teile verformen sich etwas mehr. Die plastischen Zonen begrenzen also die Beanspruchung des Tragwerks, und es ist gewährleistet, dass die elastisch bleibenden, spröden Elemente des Tragwerks nicht überbeansprucht werden. Illustriert werden kann dies mittels der in Figur 24 gezeigten Kette [19]. Ein sehr duktiler Glied mit dem effektiven Tragwiderstand $R_{y,eff}$ schützt die übrigen spröden Kettenglieder mit einem garantierten minimalen Tragwiderstand $R_{t,min}$, falls gilt: $R_{y,eff} < R_{t,min}$.

Das duktile Glied der Kette weist den geringsten Tragwiderstand, aber das grösste Verformungsvermögen aller Kettenglieder auf, womit die Kraft in den spröden Kettengliedern im Rahmen der Dehnfähigkeit des duktilen Gliedes für beliebige Dehnungen auf $R_{y,eff} < R_{t,min}$ beschränkt bleibt. Der Tragwiderstand des einen duktilen Gliedes ist also für diejenige des Gesamtsystems massgebend. Die plastische Verformung der Kette entspricht derjenigen des einzelnen duktilen Gliedes. Zur Ermittlung der Duktilität der gesamten Kette wird die Verformung des duktilen Gliedes auf die gesamte elastische Verformung nach Formel 21 bezogen.

$$\mu_{\Delta} = \frac{n\Delta_1 + \Delta_2}{n\Delta'_1 + \Delta'_2} \quad (21)$$

Figur 23: Plastische Mechanismen eines Rahmens bei Erdbebeneinwirkung: ungeeigneter Stützenmechanismus (rechts) und besser geeigneter Riegelmechanismus (links) [nach 12].



Das Verhältnis μ_{Δ} ist geringer als die Duktilität des einen duktilen Gliedes nach Formel 22.

$$\mu_{\Delta_2} = \frac{\Delta_2}{\Delta'_2} \tag{22}$$

Unter der Annahme, dass $(\Delta_1 \approx \Delta'_1 \approx \Delta'_2) = \Delta_3$ und $\Delta_2 = 9\Delta'_2$, ergibt sich für die abgebildete Kette von acht spröden und einem duktilen Glied eine Gesamtduktilität von $\mu_{\Delta} = 17\Delta_3/9\Delta_3 = 1,9$.

Eine Kette aus spröden Gliedern kann somit dank einem kapazitätsbemessenen duktilen Glied in eine duktile Kette umgewandelt werden.

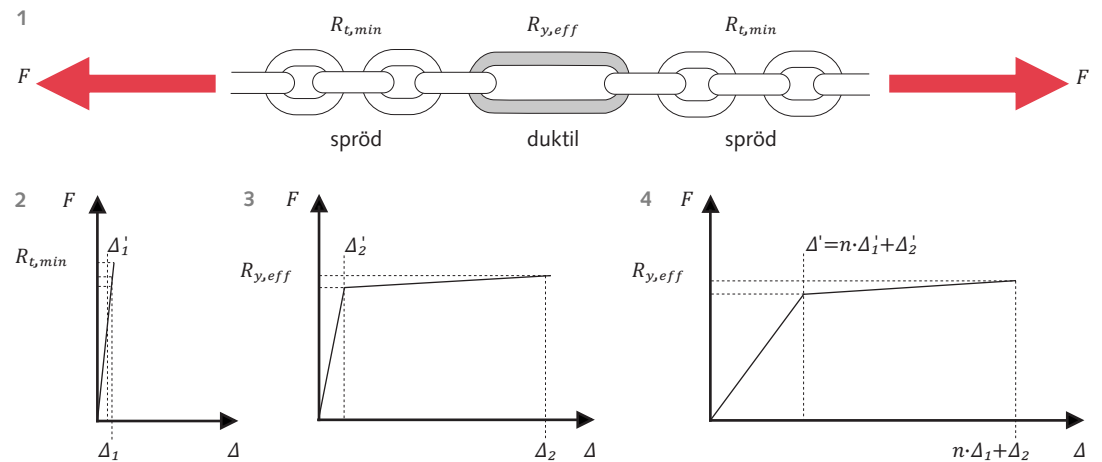
Übertragen auf den Holzbau bedeutet dies, dass es genügt, die mechanischen Verbindungsmittel mit der Methode der Kapazitätsbemessung als plastifizierende Bereiche auszulegen, um ein duktileres Gesamtsystem zu erreichen.

Die entsprechenden holzbauspezifischen Regeln befinden sich im Kapitel Erdbeben der Norm SIA 265 (2003). Diese Regeln wurden aus dem Eurocode 8 übernommen, für niedrige bis mittlere Seismizität vereinfacht und in die übrigen Bemessungsregeln dieser Holzbaunorm integriert. Bei der

Erdbebenbemessung gemäss Norm SIA 265 (2003) handelt es sich gewissermassen um eine «Light-Version» der Kapazitätsbemessung. Die effektiven Kapazitäten der plastifizierenden Bereiche und die im Erdbebenfall tatsächlich eintretenden Mechanismen können bei Holztragwerken aufgrund der Streuung der Baustoff- und Verbindungseigenschaften nur schwer vorausgesagt werden. Die Energiedissipation wird daher nicht einem konkreten Mechanismus, sondern sämtlichen im Tragwerk vorhandenen duktilen Bereichen zugewiesen.

Der Vorteil des duktilen Tragwerksverhaltens ist der wesentlich grössere Verhaltensbeiwert q , der zur Reduktion der elastischen Erdbebeneinwirkung in Rechnung gestellt werden darf (Figur 16). Die Verhaltensbeiwerte q wurden mit Bauteilversuchen und nicht linearen Berechnungen unter Beachtung der globalen und lokalen Duktilität unterschiedlicher Tragwerkstypen ermittelt. Für nach dem duktilen Tragwerkskonzept zu bemessende Holzbauten betragen die q -Werte gemäss Norm SIA 265

Figur 24: Prinzip der Begrenzung der Beanspruchung mit Hilfe duktiler Elemente [nach 19].



- 1 Die abgebildete Kette besteht aus acht spröden Gliedern mit je einem Tragwiderstand von $R_{t,min}$ sowie einem duktilen Glied mit einem Tragwiderstand von $R_{y,eff}$.
- 2 Das Kraft-Verformungsverhalten gilt für jedes der n spröden Glieder.
- 3 Das Diagramm zeigt das Kraft-Verformungsverhalten des einen duktilen Gliedes.
- 4 Das Kraft-Verformungsverhalten der Kette ergibt sich aus der Summe der n spröden Glieder und des duktilen Gliedes.

(2003), Tabelle 10 je nach Duktilität des Tragwerks $q = 2,0$ (geringe Duktilität, Tragwerkstyp B), $q = 2,5$ (mittlere Duktilität, Typ C) und $q = 3,0$ (hohe Duktilität, Typ D). Noch höhere q -Werte sind laut experimentellen Untersuchungen (z.B. [20]) auch für Holzbauten realisierbar, unter Fachleuten jedoch umstritten. Mit Blick auf die niedrige bis mittlere Seismizität in der Schweiz, die keine hohen q -Werte erfordert, wurden die q -Werte durch die zuständige SIA-Normenkommission vorsichtig festgelegt. Dieses Vorgehen trägt auch den gegenüber der Kapazitätsbemessung stark vereinfachten Bemessungsregeln in der Norm SIA 265 (2003) Rechnung. Ausserdem wurden im Vergleich zum Eurocode 8 (2004) [14] die Regeln zur Ausbildung der duktilen Zonen pauschalisiert, und der Faktor 0,8 zur Reduktion des Verhaltensbeiwerts q von in Aufriss oder Grundriss unregelmässigen Tragwerken

muss nicht zusätzlich angesetzt werden. Die Tabelle 10 der Norm SIA 265 (2003) gibt Beispiele möglicher Einstufungen von Tragwerken in die Typologie A bis D an (Figur 25).

Bei einem duktilen Tragwerksverhalten können somit die Erdbebenbeanspruchungen für Tragwerke aus Holz auf bis zu 50% der entsprechenden Werte für nicht duktilen Verhalten reduziert werden. Voraussetzung dafür sind der Nachweis einer ausreichenden Duktilität des Tragwerks und eine entsprechende Bemessung.

Für vertikale Erdbebeneinwirkung ist der Verhaltensbeiwert $q = 1,5$ unabhängig von Tragwerksverhalten und Bauweise (Norm SIA 261 (2003), Ziffer 16.2.4.2).

Figur 25:
Duktilität: Verhaltensbeiwerte und Zuordnung nach Norm SIA 265 (2003). Für Tragwerksverhalten mit unterschiedlicher Duktilität bezüglich der beiden horizontalen Hauptrichtungen ist eine richtungsabhängige Betrachtung zulässig.

Typ	Duktilität	Verhaltensbeiwert q	Zuordnung in Funktion von Wirksamkeit, Anzahl und Verteilung der duktilen Verbindungsbereiche	Beispiele der Zuordnung ¹⁾
A	klein	1,5	alle Tragwerke, die sich nicht den Typen B, C oder D zuordnen lassen	<ul style="list-style-type: none"> • Bogentragwerke • Rahmentragwerke mit geklebten Rahmenecken • Tragwerke mit steifen Stützeinspannungen in den Fundamenten • Tragwerke mit Wandscheiben zur Abtragung von Horizontal Kräften ohne mechanische Verbindungen
B	gering	2,0	Tragwerke mit vereinzelt duktilen Verbindungsbereichen	<ul style="list-style-type: none"> • Tragwerke mit wenigen, aber wirksamen duktilen Bereichen • eingeschossige Tragwerke mit Stützen mit halbsteifen Anschlüssen am Fundament
C	mittel	2,5	Tragwerke mit verschiedenen hoch wirksamen duktilen Verbindungsbereichen	<ul style="list-style-type: none"> • Rahmen- oder Stütze-Riegel-Tragwerke mit halbsteifen Verbindungen (Anschlüsse am Fundament können halbsteif oder gelenkig sein) • Rahmen- und Fachwerktragwerke mit mechanischen Verbindungsmitteln in den Rahmenknoten bzw. in den Verbindungen der Fachwerkbauteile • Tragwerke mit Wandscheibenelementen mit aufgeleimter Beplankung, sofern sie untereinander mechanisch verbunden sind • Mischbauweise, bestehend aus skelettartigen, tragenden Holzrahmen mit nicht tragender Ausfachung
D	hoch	3,0	Tragwerke mit vielen gleichmässig verteilten, hoch wirksamen duktilen Verbindungsbereichen	<ul style="list-style-type: none"> • Tragwerke mit Wandscheiben: <ul style="list-style-type: none"> ◦ Beplankung mit Rahmen mechanisch verbunden ◦ Scheibenelemente untereinander mechanisch verbunden ◦ mechanische Verbindungen mit Duktilitätsmass $D_s > 3$ gemäss Ziffer 6.1.2 der Norm SIA 265 (2003) bzw. Figur 28

1) Entscheidend für die Zuordnung ist das Verhalten bezüglich vertikaler Abtragung von Horizontalkräften. Die Ausbildung der horizontalen Scheiben bleibt dabei unberücksichtigt.

Damit eine zyklische Plastifizierung in den dafür vorgesehenen Tragwerksteilen (duktilen Verbindungsbereichen) stattfinden kann, müssen gemäss Norm SIA 265 (2003), Ziffer 4.6.3.1 alle übrigen Tragwerksteile einen ausreichend höheren Tragwiderstand aufweisen, d.h. in der Regel 20% überbemessen sein. Insbesondere von Bedeutung ist dies bei der Foundation, bei Verankerungen und sonstigen nicht duktilen Verbindungen zu massiven Teilen und bei Verbindungen zwischen Deckenscheiben und Horizontallast abtragenden Wandscheiben. «Überbemessen» (M_d^+) bedeutet dabei nicht Bemessung auf den 1,2-fachen Bemessungswert der Auswirkung (Schnittkraft) M_d infolge der Bemessungssituation Erdbeben, sondern auf den 1,2-fachen Wert des Tragwiderstandes der anschliessenden plastifizierenden Bereiche M_{Rd} , d.h. der duktilen Verbindungsbereiche (Figur 26):

$$M_d^+ = 1,2 \cdot M_{Rd} \quad (23)$$

$$M_{Rd} \geq \frac{\gamma_M / \eta_M \cdot M_d}{\eta_t \cdot \eta_w} \quad \text{bzw.} \quad M_{Rd} \geq \frac{\gamma_M}{\eta_{mod}} \cdot M_d \quad (24)$$

- γ_M Widerstandsbeiwert
- η_t Beiwert zur Berücksichtigung der Zeitdauer der Einwirkung
- η_w Beiwert zur Erfassung des Einflusses der Holzfeuchte
- η_M Umrechnungsfaktor für den Tragwiderstand (Umrechnung auf für Bauteile und Verbindungen geltende Bedingungen)
- η_{mod} Beiwert zur Erfassung des Einflusses der Dauer der Einwirkung und des Feuchtegehalts bei der Bemessung von Bauteilen aus Holzwerkstoffen gemäss Norm SIA 265/1 (2009)

Damit die an die plastifizierenden Bereiche angrenzenden Bauteile einen ausreichenden Schubwiderstand V_d^+ aufweisen, müssen sie ebenfalls «überbemessen» sein. Der Grad der Überbemessung richtet sich nach dem effektiven Biegetragwiderstand M_{Rd} des plastifizierenden Bereichs und kann mit folgendem Ansatz (Norm SIA 262 (2003) [21], Ziffer 4.3.9.4.4), welcher neben den Überfestigkeiten (Vergrösserungsfaktor κ) in Abhängigkeit der Anzahl Geschosse berücksichtigt, ermittelt werden:

$$V_d^+ = \frac{M_d^+}{M_d} \cdot \kappa \cdot V_d \quad (25)$$

Der Faktor κ beträgt in Abhängigkeit von der Anzahl Geschosse n :

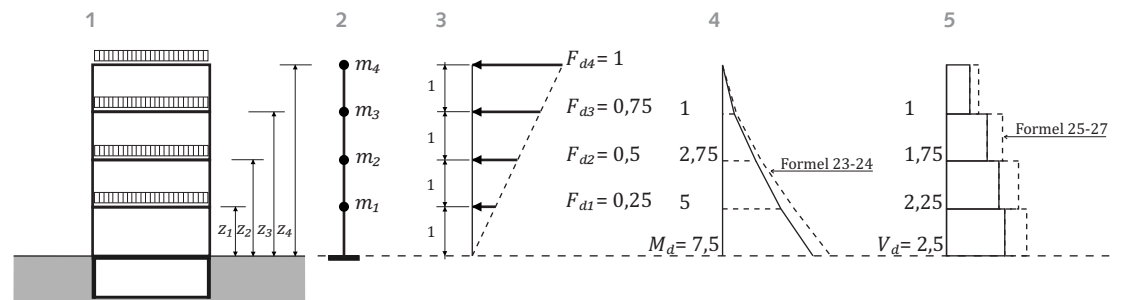
$$\text{für } n \leq 5: \kappa = 0,9 + \frac{n}{10} \quad (26)$$

$$\text{für } n > 5: \kappa = 1,5 \quad (27)$$

Das Verhältnis γ_M / η_M für die Bemessung von Bauteilen und Verbindungen gemäss Norm SIA 265 (2003) findet man dort in der Tabelle 1. Bauteile aus Holzwerkstoffen und Verbindungen zu Vollholz, Brettschichtholz und Holzwerkstoffen sind gemäss Norm SIA 265/1 (2009) [36] zu bemessen, wobei die Widerstandsbeiwerte γ_M dort in der Tabelle 13 festgelegt sind (siehe auch [37]).

In Tragsicherheitsnachweisen für die aussergewöhnliche Bemessungssituation Erdbeben sind dieselben γ_M -Werte wie für andauernde und vorübergehende Bemessungssituationen anzusetzen. Die Erhöhung des Tragwiderstandes für die aussergewöhnliche Bemessungssituation Erdbeben ist bereits bei der Festlegung der Verhaltensbeiwerte q eingeflossen [9], und zwar durch eine angepasste Berücksichtigung der Überfestigkeit der Baustoffe.

Figur 26: Massgebende Schnittkräfte M_d^+ und V_d^+ für die Bemessung von duktilen und nicht duktilen Bereichen in Holztragwerken am Beispiel des Ersatzstabes von Figur 19.



- 1 Mehrgeschossiger Holzbau mit Kellergeschoss, Baugrund, Stockwerkslasten und mit den Höhenlagen der Geschossdecken über dem Einbindungshorizont (gestrichelte Linie)
- 2 Modell eingespannter Mehrmassenschwinger ab Einbindungshorizont
- 3 Verteilung der Ersatzkraft
- 4 Schnittkräfte M_d und M_d^+
- 5 Schnittkräfte V_d und V_d^+

3.2.4 Voraussetzungen für den Tragsicherheitsnachweis von Holztragwerken mit dem Konzept des duktilen Tragwerksverhaltens [13]

In Holztragwerken können im allgemeinen nur die Verbindungen ein duktilen Verhalten aufweisen. Die hölzernen Tragelemente selbst und auch Verklebungen sind immer als nicht duktil zu betrachten. Bei der Planung von duktilen Bereichen muss darauf geachtet werden, dass plastische Verformungen, örtliche Instabilitäten sowie durch Lastumkehr bedingte Erscheinungen die Gesamtstabilität des Tragwerks nicht beeinträchtigen (Norm SIA 265 (2003)), Ziffer 4.6.1.4). Zur Gewährleistung ausreichender Robustheit (siehe Kapitel 4.1.2) sind daher gemäss Norm SIA 265 (2003), Ziffer 4.6.3.1 Verankerungen und sonstige Verbindungen zu massiven Teilen sowie Verbindungen zwischen Deckenscheiben und Horizontallast abtragenden Wandscheiben auf den 1,2-fachen Wert des Tragwiderstands der duktilen Bereiche auszulegen. Druckbeanspruchte Bauteile und Verbindungen müssen so ausgebildet werden, dass sie bei Erdbebeneinwirkung nicht versagen und dass bei allfälliger Lastumkehr die Lage der Bauteile gesichert bleibt. Ausreichende Duktilität kann ausserdem nur erzielt werden, wenn im Verbindungsbereich kein frühzeitiges Aufspalten auftritt. Besonders zu beachten sind in diesem Zusammenhang rahmenartige Konstruktionen und generell Verbindungen mit Momentenbeanspruchung, da in diesen Fällen lokal grössere Schub- und Querkzugbeanspruchungen auftreten können, welche zu einem spröden Versagen führen können. Die gemäss Norm SIA 265 (2003), Tabelle 10 geforderte Duktilität wird durch Verbindungsarten mit stiftförmigen, querbelasteten metallischen Verbindungsmitteln erreicht, falls die Bedingungen bezüglich Holzdicke und Abständen gemäss Norm SIA 265 (2003), Tabelle 11 erfüllt sind. Bei zyklischer Beanspruchung besteht die Gefahr, dass Verbindungsteile auseinanderwandern. Dies muss verhindert werden, indem z.B. bei Holz-Holz-Stabdübelverbindungen zusätzlich Bauschrauben angeordnet werden und bei Nagel- oder Schraubenverbindungen eine vergrösserte Einschlag- bzw. Einschraubtiefe vorgesehen wird. Nägel mit profilierter Oberfläche sind glattschäftigen Nägeln grundsätzlich vorzuziehen. Letztere dürfen laut Norm SIA 265 (2003) nur für die Verbindung zwischen Beplankungen und Rahmen eingesetzt werden. Beplankte Wandscheiben können nur dann ohne besonderen Nachweis als duktil betrachtet werden, wenn der Durchmesser der verwendeten Verbindungsmittel

nicht grösser ist als 3 mm, wenn ausserdem die Dicke der Beplankung mindestens dem 4-fachen Verbindungsmitteldurchmesser entspricht und die Verbindungsmittel bestimmte minimale Duktilitätsmasse aufweisen (siehe Kapitel 3.2.6). Die Duktilität von Wandscheiben anderer Konfiguration ist im Detail nachzuweisen.

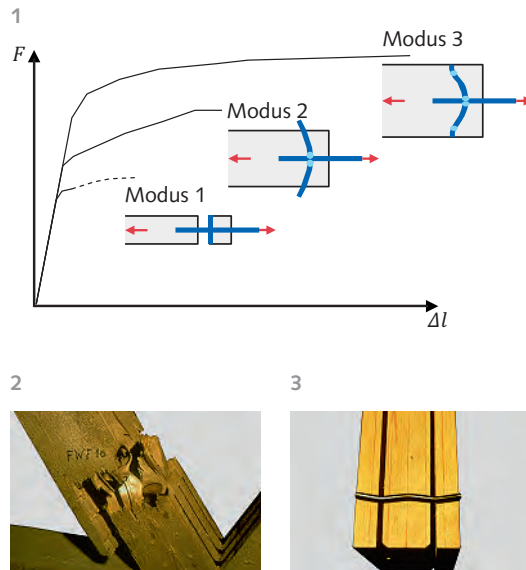
3.2.5 Festlegung der Festigkeiten und Steifigkeiten

Die Festigkeiten und Steifigkeiten von Holz und von Verbindungen im Holzbau sind bekannterweise abhängig von der Dauer der Einwirkung. Die charakteristischen Werte der Festigkeiten und Steifigkeiten werden daher in normierten Versuchen mit einer Einwirkungsdauer von 300 ± 120 s bestimmt [22, 23]. Die Dauer von Erdbebenstössen ist deutlich geringer. Gemäss Norm SIA 265 (2003), Ziffer 2.2.6 [13] dürfen für stossartige Einwirkungen die Bemessungswerte der Festigkeit f_d von Bauteilen aus Vollholz, Brettschichtholz und vollholzähnlichen Holzwerkstoffen mit dem Beiwert $\eta_t = 1,4$ erhöht werden. Dies gilt auch für die Tragwiderstände R_d von Verbindungen. Bei der Bemessung von Bauteilen aus Holzwerkstoffen ist die aussergewöhnliche Einwirkung von Erdbeben der Klasse die Lasteinwirkungsdauer «sehr kurz» zuzuweisen (siehe Norm SIA 265/1 (2009), Tabelle 15).

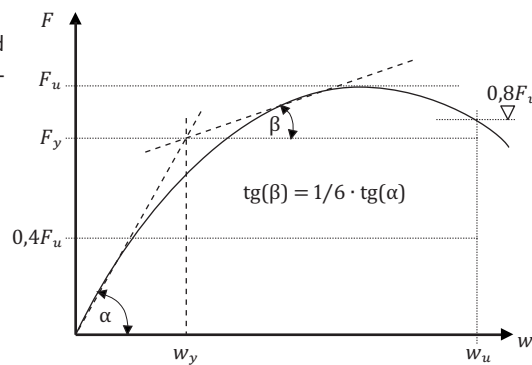
Gebrauchstauglichkeitsnachweise werden mit den Mittelwerten der Elastizitäts- und Schubmoduln geführt. In den Feuchteklassen 2 und 3 sind zudem die Beiwerte η_w zur Erfassung des Einflusses der Holzfeuchte gemäss Tabelle 4 der Norm SIA 265 (2003) anzusetzen beziehungsweise bei der Bemessung von Bauteilen aus Holzwerkstoffen entsprechende η_{mod} -Werte (Norm SIA 265/1 (2009), Tabelle 16). Wenn Verformungen auch in Nachweisen der Tragsicherheit zu berücksichtigen sind, wie dies z.B. bei Problemen 2. Ordnung der Fall ist, müssen nach Norm SIA 265 (2003), Ziffer 5.8.3.2 reduzierte Steifigkeitsparameter (E-, G- und K-Modulen) angesetzt werden (siehe 3.1.3). Trotzdem werden für den Erdbebennachweis auch bei der Wahl des Konzeptes des duktilen Tragwerksverhaltens die Mittelwerte der Steifigkeitsparameter verwendet, da gemäss Norm SIA 261 (2003), Ziffer 16.5.1 die Auswirkungen mit einem linear elastischen Berechnungsmodell zu ermitteln sind. Die Annahme einer grösseren Steifigkeit ist bezüglich der resultierenden Kräfte auf der sicheren Seite, da die Bemessungswerte der Erdbebeneinwirkung dann höher sind (Plateauwert statt abfallender Ast im Bemessungsspektrum, siehe Figur 16).

Figur 27: Unterschiedliche Last-Verformungsverhalten von Verbindungen.

- 1 Das Kraft-Verformungsverhalten einer Verbindung unterscheidet sich je nach Konzeption (Modus 1, 2, 3) [nach 30, 31].
- 2 Modus 1: sprödes Versagen durch Holzbruch im Zugstab
- 3 Modus 3: duktiles Verhalten einer Stahl-Holz-Stabdübelverbindung



Figur 28: Verschiebungsmodul und Duktilität von Verbindungen [nach 13].



3.2.6 Duktilitätsmass und Verschiebungsmodul von Verbindungen

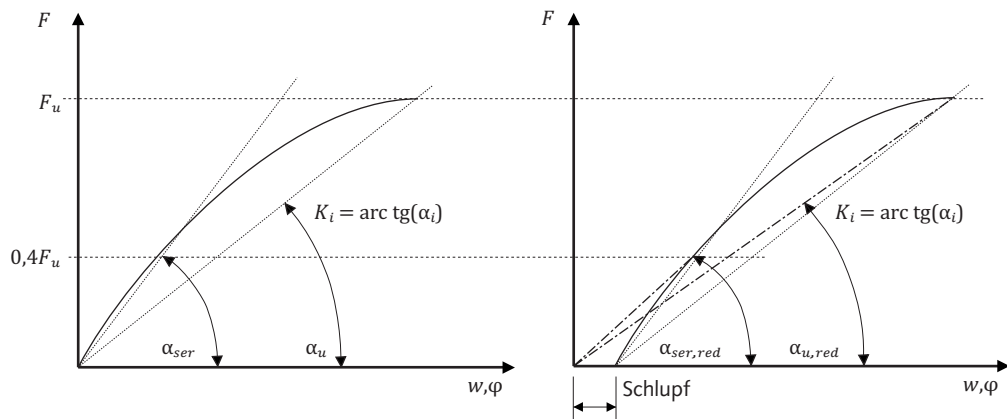
Das Last-Verformungsverhalten von Verbindungen unter monoton ansteigender und unter zyklischer Belastung wird in der Regel anhand normierter Versuche bestimmt, z.B. gemäss [24, 25]. Dieses Vorgehen ist insbesondere dann angezeigt, wenn Angaben in den Bemessungsnormen fehlen oder wenn unterschiedliche Kombinationen von Beplankungswerkstoffen und Verbindungsmitteln beurteilt werden sollen. In Figur 27 sind die Grenzfälle sprödes Versagen und duktileres Versagen am Beispiel einer Stahl-Holz-Stabdübelverbindung einander gegenübergestellt.

Die Norm SIA 265 (2003) verlangt keinen expliziten Nachweis der Duktilität, sondern stellt lediglich gewisse Anforderungen an die duktilen Bereiche (Ziffer 4.6.2). Wenn es jedoch darum geht, ein Tragwerk in die Duktilitätsklassen gemäss Tabelle 10 der Norm SIA 265 (2003) (siehe Figur 25) einzuteilen, muss beurteilt werden, ob die vorgesehenen duktilen Bereiche «normal» duktil oder «hoch wirksam» duktil sind. Diese Beurteilung kann z.B. anhand des Duktilitätsmasses einer Verbindung erfolgen. Dieses ist gemäss Figur 26 der Norm SIA 265 (2003) definiert (siehe Figur 28 und Formeln 28, 29).

$$D_s = \frac{w_u}{w_y} \quad (28)$$

$$K_{ser} = \frac{F_y}{w_y} \quad (29)$$

Figur 29: Verbindungssteifigkeiten auf Niveau Gebrauchslasten und auf Niveau Tragwiderstand sowie verminderte Verbindungssteifigkeiten zur Erfassung des Schlupfs von Verbindungen [nach 13].



Die Duktilitätsmasse üblicher Holzverbindungen kann man der Tabelle 16 der Norm SIA 265 (2003) entnehmen (siehe Figur 30).

Was die Verbindungssteifigkeiten betrifft, wäre bei Wahl des Konzeptes des duktilen Tragwerksverhaltens im Grenzzustand der Tragsicherheit eigentlich der Verschiebungsmodul K_u massgebend. Dieser kann entweder versuchsmässig bestimmt oder mittels der Näherungsformel $K_u = 2/3 K_{ser}$ aus dem Verschiebungsmodul auf Niveau Gebrauchslasten K_{ser}

abgeleitet werden [26]. Im Rahmen der Erdbebenebemessung wird allerdings, analog zu den Steifigkeiten der Bauteile (siehe Kapitel 3.2.5), der Verschiebungsmodul K_{ser} (siehe Figur 28) verwendet, d. h., die Schwingzeiten und Auswirkungen werden anhand eines linear elastischen Berechnungsmodells unter Annahme mittlerer Steifigkeitswerte ermittelt. Schlupf in Verbindungen kann mittels verminderter Verbindungssteifigkeiten $K_{ser,red}$ erfasst werden (Figur 29).

Figur 30:
Duktilitätsmass von Holzverbindungen [nach 13].

Duktilitätsmass D_s	Verbindungsart
$D_s = 1 \dots 2$	<ul style="list-style-type: none"> • Kontaktstösse Holz–Holz sowie Holz–andere Baustoffe • Scherverbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln und Holzdicken kleiner als gemäss Tabelle 19 der Norm SIA 265 (2003) • auf Ausziehen beanspruchte Nägel, Schrauben und eingeklebte Stäbe • Ringdübel • einseitige und beidseitige Einpressdübel • Nagelplatten • Klebeverbindungen
$D_s > 3$	<ul style="list-style-type: none"> • Scherverbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln und Holzdicken gemäss Tabelle 19 der Norm SIA 265 (2003) • Nagelverbindungen mit einer Einschlagtiefe $s \geq 8 d$ ¹⁾ • Klammerverbindungen mit Mindestholzdicken gemäss Ziffer 6.6.1 der Norm SIA 265 (2003) • Schraubenverbindungen mit einer Einschraubtiefe $s \geq 8 d$

1) Falls die relativen Holzdicken für vorgebohrte Nagelverbindungen gemäss Tabelle 28 der Norm SIA 265 (2003) nicht eingehalten werden, ist mit einem Duktilitätsmass $D_s < 3$ zu rechnen.

3.3 Verankerungskräfte für nicht tragende Bauteile

Nicht tragende Bauteile können im Falle des Versagens Personen gefährden, das Tragwerk beschädigen oder den Betrieb wichtiger technischer Anlagen beeinträchtigen. Solche Bauteile und auch deren Verbindungen, Befestigungen und Verankerungen müssen in die Erdbebenebemessung einbezogen werden. Dabei sind die Höhenlage und die Resonanzanfälligkeit des nicht tragenden Bauteils von Bedeutung.

Die Norm SIA 261 (2003) gibt in Ziffer 16.7 einen entsprechenden Ansatz zur Ermittlung der im Massenschwerpunkt des nicht tragenden Bauteils in ungünstiger Richtung wirkenden Horizontalkraft F_a aus Erdbebeneinwirkung.

$$F_a = \frac{2\gamma_f a_{gd} S G_a (1 + z_a/h)}{g q_a (1 + (1 - T_a/T_1)^2)} \quad (30)$$

Es bedeuten: G_a , T_a und z_a die Eigenlast, die Grundschwingzeit und die Höhe des nicht tragenden Bauteils über dem Fundament des Tragwerks. T_1 ist die Grundschwingzeit des Bauwerks in die massgebende Richtung und h die Höhe des Bauwerks. a_{gd}

ist der Bemessungswert der Bodenbeschleunigung, g die Erdbeschleunigung, γ_f der Bedeutungsfaktor, S ein von der Baugrundklasse abhängiger Parameter zur Bestimmung des Antwortspektrums (SIA 261 (2003), Tabelle 25) und q_a der Verhaltensbeiwert für nicht tragende Bauteile. Dieser beträgt für die im Holzbau relevanten nicht tragenden Bauteile (Zwischenwände, Fassaden, technische Installationen, Einbauten und schwere Möbel sowie Regale) $q_a = 2,0$ (SIA 261 (2003)), Tabelle 29). Zur Berechnung der Grundschwingzeit T_a des nicht tragenden Bauteils empfiehlt sich die Rayleigh-Methode [12]. Wenn auf die Schwingzeitenberechnung verzichtet wird, ist der ungünstigste Fall mit $T_a = T_1$ anzunehmen, d. h. Resonanz zwischen nicht tragendem Bauteil und Tragwerk.

Für das Beispiel eines Turngerätes, das am Dach einer Sporthalle (BWK II) in Baugrundklasse C und Erdbebenzone Z1 befestigt ist, kann im ungünstigsten Fall eine Horizontalkraft F_a von 17% des Gewichts des Turngerätes resultieren. Die Verankerung des Turngerätes ist auf die Horizontalkraft F_a auf Zug und Druck in beiden horizontalen Richtungen auszulegen.

3.4 Fugen und Gebäudeabstände

Durch einen Zusammenprall von Gebäuden oder Gebäudeteilen während eines Erdbebens können katastrophale Schäden entstehen, die unter Umständen zum Einsturz führen können. Es sind daher ausreichend grosse Abstände bzw. Fugen vorzusehen. Massgebend für die Dimensionierung dieser Fugen ist die durch das Erdbeben verursachte Horizontalverschiebung (SIA 261 (2003), Ziffer 16.5.5). Nach Ziffer 16.6.1 sollte jedoch mindestens ein Wert von 40 mm eingehalten werden. Andernfalls ist nach Ziffer 16.6.2 der Norm SIA 261 (2003) sicherzustellen, dass ein Zusammenprallen von für sich schwingenden Gebäuden oder Gebäudeteilen die Tragsicherheit nicht beeinträchtigt (z.B. Anschlüsse, knickgefährdete Stützen usw.). Verformungsberechnungen erfolgen gemäss Ziffer 16.5.5 der Norm SIA 261 (2003). Bei der Ermittlung des Bemessungswertes einer relativen Verschiebung u_d bezüglich des Fundaments ist auch der inelastische Anteil zu berücksichtigen:

$$u_d = q \cdot u_{el} \quad (31)$$

Die Verschiebung u_{el} stellt den elastischen Anteil der gesamten Verschiebung dar. Die Verschiebung u_{el} wird aufgrund des Bemessungsspektrums ermittelt (SIA 261 (2003), Ziffer 16.2.4). Die Multiplikation mit dem Verhaltensbeiwert q ergibt die gesamte Verschiebung einschliesslich des inelastischen Anteils. Sie beruht auf dem Prinzip der gleichen ma-

ximalen Verschiebungen eines linear elastischen Einmassenschwingers und eines elastoplastischen Einmassenschwingers [12].

In Figur 31 ist ein Vergleich von zwei Gebäuden der Bauwerksklasse BWK I an den beiden extremen Standorten bezüglich Erdbebenzone und Baugrundklasse gezeigt. Die relativen Verschiebungen wurden dabei nach dem in [27] gezeigten Verfahren berechnet. Des Weiteren wurde davon ausgegangen, dass die beiden benachbarten Gebäude asynchron schwingen, dass die Masse des dynamisch äquivalenten Einmassenschwingers bei einem mehrgeschossigen Bauwerk auf $\frac{1}{3}$ der Gesamthöhe des Gebäudes wirkend anzunehmen ist (Figur 19) und dass die Verschiebungen an der Gebäudeoberkante das 1,5-Fache der Auslenkung des Einmassenschwingers betragen.

Der Vergleich zeigt, dass die erforderlichen Abstände zwischen benachbarten Gebäuden der BWK I minimal wenige Millimeter (Fall 1) und maximal 650 mm (Fall 2) betragen.

Figur 31:
Vergleich bezüglich des erforderlichen Gebäudeabstandes von zwei Gebäuden der Bauwerksklasse BWK I an den beiden extremen Standorten bezüglich Erdbebenzone und Baugrundklasse.

Grundschwingzeit	Fall 1: Erdbebenzone Z1, Baugrundklasse A		Fall 2: Erdbebenzone Z3b, Baugrundklasse D	
	Auslenkung an der Gebäudeoberkante	erforderlicher Gebäudeabstand	Auslenkung an der Gebäudeoberkante	erforderlicher Gebäudeabstand
$T = 0,5 \text{ s}$	11 mm	23 mm	50 mm	100 mm
$T = 1 \text{ s}$	23 mm	45 mm	160 mm	330 mm
$T \geq 2 \text{ s}$	45 mm	91 mm	330 mm	650 mm

7 Informationsquellen

7.1 Verwendete Literatur und Normen

- [1] Dokumentation SIA D 0180 (2004): Fachausdrücke der Tragwerksnormen – Terminologie und Definitionen. Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.
- [2] Weidmann M. (2002): Erdbeben in der Schweiz. Verlag Desertina, Chur.
- [3] Amerikanischer Geologischer Dienst USGS: NEIC/PDE Katalog. (<http://earthquake.usgs.gov>)
- [4] Schweizerischer Erdbebedienst SED: Seismic Network Operation at the SED. (<http://www.seismo.ethz.ch>)
- [5] Geoforschungszentrum Potsdam (1998): European Macroseismic Scale. (<http://www.gfz-potsdam.de>)
- [6] Norm SIA 261 (2003): Einwirkungen auf Tragwerke. Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.
- [7] Schweizerischer Erdbebedienst SED (2002): Swiss Hazard Map. (<http://www.earthquake.ethz.ch>)
- [8] Giardini M., Jiménez J., Grünthal G. (2003): European-Mediterranean Seismic Hazard Map SESAME. (<http://www.gfz-potsdam.de>)
- [9] Wenk T., Lestuzzi P. (2003): Erdbeben. In: Dokumentation SIA D 0181, Grundlagen der Projektierung von Tragwerken – Einwirkungen auf Tragwerke – Einführung in die Normen SIA 260 und 261. S. 59–66. Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.
- [10] Bundesamt für Umwelt BAFU (2004): Erdbeibengefährdung der Schweiz, Geologische Standorteffekte (Mikrozonierung). (<http://www.bafu.admin.ch>)
- [11] Smit P. (2004): Entstehung und Auswirkungen von Erdbeben. Forum 4/2004. Bundesamt für Bevölkerungsschutz, Bern.
- [12] Bachmann H. (2002): Erdbebensicherung von Bauwerken. Birkhäuser Verlag, Basel.
- [13] Norm SIA 265 (2003): Holzbau. Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.
- [14] Norm SIA 260.801 (2004) EN 1998-1: Eurocode 8 – Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1, Grundlagen, Erdbeibeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten. Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.
- [15] Norm SIA 260 (2003): Grundlagen der Projektierung von Tragwerken. Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.
- [16] Dokumentation SIA D 0181 (2003): Grundlagen der Projektierung von Tragwerken – Einwirkungen auf Tragwerke – Einführung in die Normen SIA 260 und 261. Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.
- [17] Dokumentation SIA D 0185 (2003): Holzbau – Einführung in die Norm SIA 265. Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.
- [18] Merkblatt SIA 2018 (2004): Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben. Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.
- [19] Paulay T., Bachmann H., Moser K. (1990): Erdbeibembessung von Stahlbetonhochbauten. Birkhäuser Verlag, Basel.
- [20] Blass H. J. (1990): Erdbeibenaussteifung von mehrgeschossigen Holzskelettbauten. Bautechnik 67(5). S. 171–175. Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin.
- [21] Norm SIA 262 (2003): Betonbau. Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.
- [22] Norm SIA 164.117 (2003) EN 408: Holzbauwerke – Bauholz für tragende Zwecke und Brettschichtholz – Bestimmung einiger physikalischer und mechanischer Eigenschaften. Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.
- [23] Norm SIA 164.111 (2004) EN 384: Bauholz für tragende Zwecke – Bestimmung charakteristischer Werte für mechanische Eigenschaften und Rohdichte. Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.
- [24] Norm SIA 164.127 (1991) EN 26891: Holzbauwerke – Verbindungen mit mechanischen Verbindungsmitteln – Allgemeine Grundsätze für die Ermittlung der Tragfähigkeit und des Verformungsverhaltens (ISO 6891:1983). Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.
- [25] Norm SIA 164.160 (2001) EN 12512: Holzbauwerke – Prüfverfahren – Zyklische Prüfungen von Anschlüssen mit mechanischen Verbindungsmitteln. Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.
- [26] Norm SIA 265.001 (2004) EN 1995-1-1: Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-1: Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau. Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.
- [27] Wenk T. (2005): Erdbeibeneinwirkung. In: Dokumentation SIA D 0211, Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben – Einführung in das Merkblatt SIA 2018. S. 9–16. Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.
- [28] Bachmann H. (2002): Erdbeibengerechter Entwurf von Hochbauten – Grundsätze für Ingenieure, Architekten, Bauherren und Behörden. Bundesamt für Wasser und Geologie BWG, Bern.
- [29] Stiftung für Baudynamik und Erdbeibeningenieurwesen sowie Bundesamt für Wasser und Geologie BWG (2005): Erdbeibensicheres Bauen in der Schweiz – Worauf es ankommt und warum. Zürich.
- [30] Bernasconi A. (2007): Cours postgrade de génie parasismique, Module 2, Dimensionnement, structures neuves et méthodes spécifiques – Constructions en bois. heig-vd/HES-SO, Yverdon.
- [31] Piazza M., Tomais R., Modena R. (2005): Strutture in legno – Materiale, calcolo e progetto secondo le nuove normative europee. Biblioteca Tecnica Hoepli, Mailand.
- [32] Becker K., Zeitter H. (1995): Sammlung und Entwicklung von konstruktiven Regeln für Rahmen und Rahmentragwerke aus Holz unter erdbeibentechnischen Gesichtspunkten zur Rationalisierung des Planungsaufwandes sowie zur Senkung der Baukosten. Abschlussbericht für das Vorhaben, Vol. F 2273, 1 Band (mehrere Zählungen). IRB Verlag, Stuttgart.
- [33] Hilson B. O. (1995): Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln – Theorie. In: Holzbauwerke, STEP 3. S. C3/1–C3/12. Informationsdienst Holz, Fachverlag Holz der Arbeitsgemeinschaft Holz e.V., Düsseldorf.
- [34] Kessel M. H. (2002): Tafeln – Eine elastische, geometrisch lineare Beschreibung. In: Holzbaukalender 2003. S. 599–632. Bruder Verlag, Karlsruhe.
- [35] Blass H. J., Ehlbeck J., Kreuzinger H., Steck G. (2005): Erläuterungen zur DIN 1052. Informationsdienst Holz, Deutsche Gesellschaft für Holzforschung DGfH, München.
- [36] Norm SIA 265/1 (2009): Holzbau – Ergänzende Festlegungen. Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.
- [37] Steiger R. (2010): Konzept der Bemessung von Bauteilen aus Holzwerkstoffen gemäss Norm SIA 265/1. In: Dokumentation SIA D 0235, Holzbau – Ergänzende Festlegungen. S. 21–36. Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.

7.2 Weiterführende Literatur

- Dokumentation SIA D 0227 (2008): Erdbebensicherheit von Gebäuden – Rechts- und Haftungsfragen. Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.
- Lignatec 23/2008. Erdbeibengerechtes Entwerfen und Konstruieren von mehrgeschossigen Holzbauten. Lignum, Zürich.
- Norm SIA 260.803 (2005) EN 1998-3: Eurocode 8 – Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 3, Beurteilung und Ertüchtigung von Gebäuden. Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.
- Dokumentation SIA D 0211 (2005): Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben – Einführung in das Merkblatt SIA 2018. Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.
- Dokumentation SIA D 0191 (2004): Grundlagen der Projektierung von Tragwerken – Einwirkungen auf Tragwerke – Bemessungsbeispiele zu den Normen SIA 260 und 261. Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.
- Bachmann H. (1994): Die Methode der Kapazitätsbemessung. Schweizer Ingenieur und Architekt 112 (45). S. 942–946.
- Becker K., Zeitter H. (1994): Untersuchung der dynamischen Eigenschaften von Detailkonstruktionen aus dem Holzhausbau unter zyklischen Lasten mit grossen Amplituden und ihrer Ausführung im Hinblick auf die Anwendung. Vol. T 2650. IRB Verlag, Stuttgart.
- Becker K., Zeitter H. (1993): Untersuchung der dynamischen und duktilen Eigenschaften von mechanischen Verbindungsmitteln im Hinblick auf die Beschreibung der Eigenschaften in den europäischen Regelwerken – EC 8. Vol. T 2616. IRB Verlag, Stuttgart.
- Becker K., Zeitter H. (1993): Erarbeitung spezifischer Konstruktionsregeln für verschiedene Holzbauweisen und Tragsysteme aus dem Holzbau für den Entwurf des EC 8, Teil 1.3, Kap. 5. Vol. T 2615. IRB Verlag, Stuttgart.
- Becker K., Zeitter H. (1992): Harmonisierung europäischer Baubestimmungen – Bauwerke in Erdbebengebieten. Holzbau – theoretische und experimentelle Untersuchungen für die Anwendung des EC 8. Vol. T 2451. IRB Verlag, Stuttgart.
- Blass H. J. et al (1994): Timber structures in seismic regions – RILEM State-of-the-art Report. In: Materials and Structures 27, S. 157–184. Springer Netherlands.
- Ceccotti A. (1995): Design of timber structures in seismic regions. In: Holzbauwerke nach Eurocode 5, STEP 3: Grundlagen, Entwicklungen, Ergänzungen. S. 16/1–16/9. Informationsdienst Holz, Fachverlag Holz der Arbeitsgemeinschaft Holz e.V., Düsseldorf.
- Ceccotti A. (1995): Holzverbindungen unter Erdbebenbeanspruchungen. In: Holzbauwerke nach Eurocode 5, STEP 1: Bemessung und Baustoffe. S. C17/1–C17/10. Informationsdienst Holz, Fachverlag Holz der Arbeitsgemeinschaft Holz e.V., Düsseldorf.
- Ceccotti A., Follesa M., Lauriola M.P. (2005): Le strutture di legno in zona sismica – criteri e regole per la progettazione ed il restauro. Edizioni C.L.U.T., Torino.
- Ceccotti A., Touliatos P. (1995): Holzkonstruktionen in Erdbebengebieten – Details. In: Holzbauwerke nach Eurocode 5, STEP 2: Bauteile, Konstruktionen, Details. S. D10/1–C10/11. Informationsdienst Holz, Fachverlag Holz der Arbeitsgemeinschaft Holz e.V., Düsseldorf.
- Filiatrault A., Isoda H., Bolz F. (2003): Hysteretic damping of wood framed buildings. Engineering Structures 25. S. 461–471.
- Girhammar U.A., Andersson H. (1988): Effect of loading rate on nailed timber joint capacity. ASCE Journal of Structural Engineering 114(11). S. 2439–2456.
- Lam F., Filiatrault A., Kawai N., Nakajima S., Yamaguchi N. (2002): Performance of timber buildings under seismic load. Part I: experimental studies. Prog. Struct. Engng. Mater. 4. S. 276–285.
- Paulay T., Priestley M. J. N. (1992): Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings. John Wiley & Sons, New York.
- Priestley M.J.N. (2003): Myths and fallacies in earthquake engineering, revisited. IUSS Press, Pavia.
- Priestley M. J. N., Calvi G. M., Kowalsky M. J. (2007): Displacement-based seismic design of structures. IUSS Press, Pavia.
- Schneider J., Schlatter H. P. (1996): Sicherheit und Zuverlässigkeit im Bauwesen. vdf Hochschulverlag AG, Zürich.
- Wirz N. (2007): Erdbebenbemessung und Aussteifung mehrgeschossiger Gebäude in Holzbauweise. Diplomarbeit Nr. F/4/D/531/07/5 mit Sperrfrist bis März 2012. Berner Fachhochschule AHB, Biel.
- Wolf L. (2008): Vereinfachung und Standardisierung der Analyse des Lastfalles Erdbeben in der Planung und Bemessung von mehrgeschossigen Holzbauten. Diplomarbeit Nr. F/4/D/551/08/5 mit Sperrfrist bis Februar 2013. Berner Fachhochschule AHB, Biel.
- Wolf J. P. (1995): Feder – Dämpfer – Massen-Modelle. Schweizer Ingenieur und Architekt 113(22). S. 518–525.
- Yasumura M., Yasui S. (2006): Pseudodynamic tests and earthquake response analysis of timber structures I: plywood-sheathed conventional wooden walls with opening. Journal of Wood Science 52 (1). S. 63–68.
- Yasumura M., Kamada T., Imura Y., Uesugi M., Daudeville L. (2006): Pseudodynamic tests and earthquake response analysis of timber structures II: two-level conventional wooden structures with plywood sheathed shear walls. Journal of Wood Science 52 (1). S. 69–74.

7.3 Informationsquellen in der Schweiz zu Erdbeben

Nachfolgend sind die wichtigsten Institutionen zusammengestellt, welche sich in Forschung und Verwaltung in der Schweiz mit dem Thema Erdbeben

befassen. Ausführliche Angaben zu den einzelnen Institutionen sind im Internet zu finden.

Dachorganisationen

PLANAT

Nationale Plattform Naturgefahren
www.planat.ch

PLANAT ist eine vom Bundesrat eingesetzte ausserparlamentarische Kommission. Fachstellen des Bundes und der Kantone sind in der PLANAT ebenso vertreten wie die Forschung, Berufsverbände, die Wirtschaft und die Versicherungen.

SGEB

Schweizer Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik
www.sgeb.ch

Die SGEB vertritt als Fachgesellschaft des SIA die fachlichen Interessen der Erdbebeningenieure und Spezialisten für Baudynamik.

SED

Schweizerischer Erdbebendienst
www.seismo.ethz.ch

Der SED ist im Institut für Geophysik der ETH Zürich integriert. Seit 1878 wird systematisch über die Erdbebenaktivität in der Schweiz berichtet. Unter anderem erfolgte 2004 die Veröffentlichung der neuen Erdbebengefährdungskarte der Schweiz.

Bundesämter

BAFU

Bundesamt für Umwelt
www.bafu.admin.ch/erdbeben

Das BAFU betreibt eine Koordinationsstelle Erdbebenvorsorge in der Abteilung Naturgefahren. Als verantwortliches Amt für die Erdbebenvorsorge beim Bund hat das BAFU ein siebenteiliges Massnahmenprogramm lanciert. Teil davon ist das Einsatzkonzept Erdbeben, das den Schutz und die Versorgung der Bevölkerung nach einem Erdbebenereignis regelt.

BABS

Bundesamt für Bevölkerungsschutz
www.bevoelkerungsschutz.ch

Das BABS im Departement für Verteidigung, Bevölkerungsschutz und Sport VBS ist auf Stufe Bund grundsätzlich für den Bevölkerungsschutz zuständig. Das BABS analysiert zum Beispiel die Auswirkungen von Erdbeben und stellt diese Grundlagen seinen verschiedenen Partnerorganisationen und den Kantonen zur Verfügung. Ausserdem stellt es über die Nationale Alarmzentrale (NAZ, www.naz.ch) die unverzügliche Alarmierung aller notwendigen Organe sicher.

Forschung

CENAT

Kompetenzzentrum Naturgefahren (ETHZ, EPFL, WSL, SLF, Universitäten)

www.cenat.ch

Das CENAT am Eidgenössischen Institut für Schnee- und Lawinenforschung SLF in Davos initiiert und fördert die inter- und transdisziplinäre Forschung, Aus- und Weiterbildung im Bereich Naturgefahren. Das CENAT ist ausserdem Anlaufstelle für Behörden, Verbände, Firmen und die breitere Öffentlichkeit für Fragen im Umgang mit Naturgefahren.

CREALP

Zentrum für alpine Umweltforschung
www.crealp.ch

CREALP ist eine Stiftung, welche durch den Kanton Wallis und die Stadt Sitten 1968 gegründet wurde. Sie verpflichtet sich der angewandten Forschung im Bereich Naturgefahren, wobei sie unter anderem die regionale Kartographierung der Erdbebenrisiken vornehmen lässt.

EPFL, ENAC

Institut de Structures IS
http://is.epfl.ch

Das IS betreibt Forschung im Bereich Erdbebeningenieurwesen und Erdbebenrisikomanagement.

Empa

Abteilung Ingenieurstrukturen
www.empa.ch/abt116

Die Abteilung Ingenieurstrukturen der Empa forscht und bietet Dienstleistungen an zu den Themen Baudynamik, Schwingungsdämpfung und Erdbebenachrüstung.

7.4 Projektträger

**Aktionsplan Holz und
Fonds zur Förderung der Wald- und Holzforschung**
BAFU
Abteilung Wald
3003 Bern
www.bafu.admin.ch

HEV Schweiz
Seefeldstrasse 60
Postfach
8032 Zürich
www.hev-schweiz.ch

SGEB
Schweizer Gesellschaft für Erdbeibeningenieur-
wesen und Baudynamik
Postfach 212
8093 Zürich
www.sgeb.ch

SIA
Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein
Selnastrasse 16
Postfach
8027 Zürich
www.sia.ch

usic
Schweizerische Vereinigung Beratender Ingenieur-
unternehmungen
Aarberggasse 16/18
3011 Bern
www.usic.ch

Impressum



Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra



Bundesamt für Umwelt BAFU
Aktionsplan Holz

Herausgeber

Lignum, Holzwirtschaft Schweiz, Zürich
Christoph Starck, Direktor

Massgebliche Unterstützung

Fonds zur Förderung der Wald- und Holzforschung
Aktionsplan Holz, Bundesamt für Umwelt (BAFU)

Autoren

Roland Brunner, dipl. Ing. HTL, Lignum, Zürich
Pirmin Jung, dipl. Ing. FH, Pirmin Jung Ingenieure für
Holzbau AG, Rain
René Steiger, Dr. sc. techn., Empa, Abteilung Holz, Dübendorf
Thomas Wenk, Dr. sc. techn., Wenk Erdbebeningenieurwesen
und Baudynamik GmbH, Zürich
Niklaus Wirz, dipl. Ing. FH, Pirmin Jung Ingenieure für
Holzbau AG, Rain

Fachlektoren

Andrea Bernasconi, Prof. Dr. sc. techn., Professur für Holzbau
und Holztechnologie, heig-vd/HES-SO, Yverdon-les-Bains
Alessandro Dazio, Dr. sc. techn., Zürich
Konrad Merz, dipl. Ing. HTL, merz kley partner, Altenrhein

Gestaltung

Schwabe AG, Muttenz

Druck

Schwabe AG, Muttenz

Bildnachweis

Die Quellen der Figuren oder der Vorlagen, nach denen sie neu
erstellt wurden, sind in den Legenden angegeben. Wo kein Hin-
weis aufscheint, stammen die Bilder und Zeichnungen von den
Autoren.

Das Copyright dieser Publikation liegt bei Lignum, Holzwirtschaft
Schweiz, Zürich. Eine Vervielfältigung ist nur mit ausdrücklicher
schriftlicher Genehmigung des Herausgebers zulässig.

Haftungsausschluss

Die vorliegende Publikation wurde mit grösster Sorgfalt und nach
bestem Wissen und Gewissen erstellt. Die Herausgeber und Auto-
ren haften nicht für Schäden, die durch die Benützung und An-
wendung der vorliegenden Publikation entstehen können.

LIGNUM

Holzwirtschaft Schweiz
Falkenstrasse 26, 8008 Zürich
Tel. 044 267 47 77, Fax 044 267 47 87
info@lignum.ch
www.lignum.ch

Erdbebengerechte mehrgeschossige Holzbauten
Juni 2010