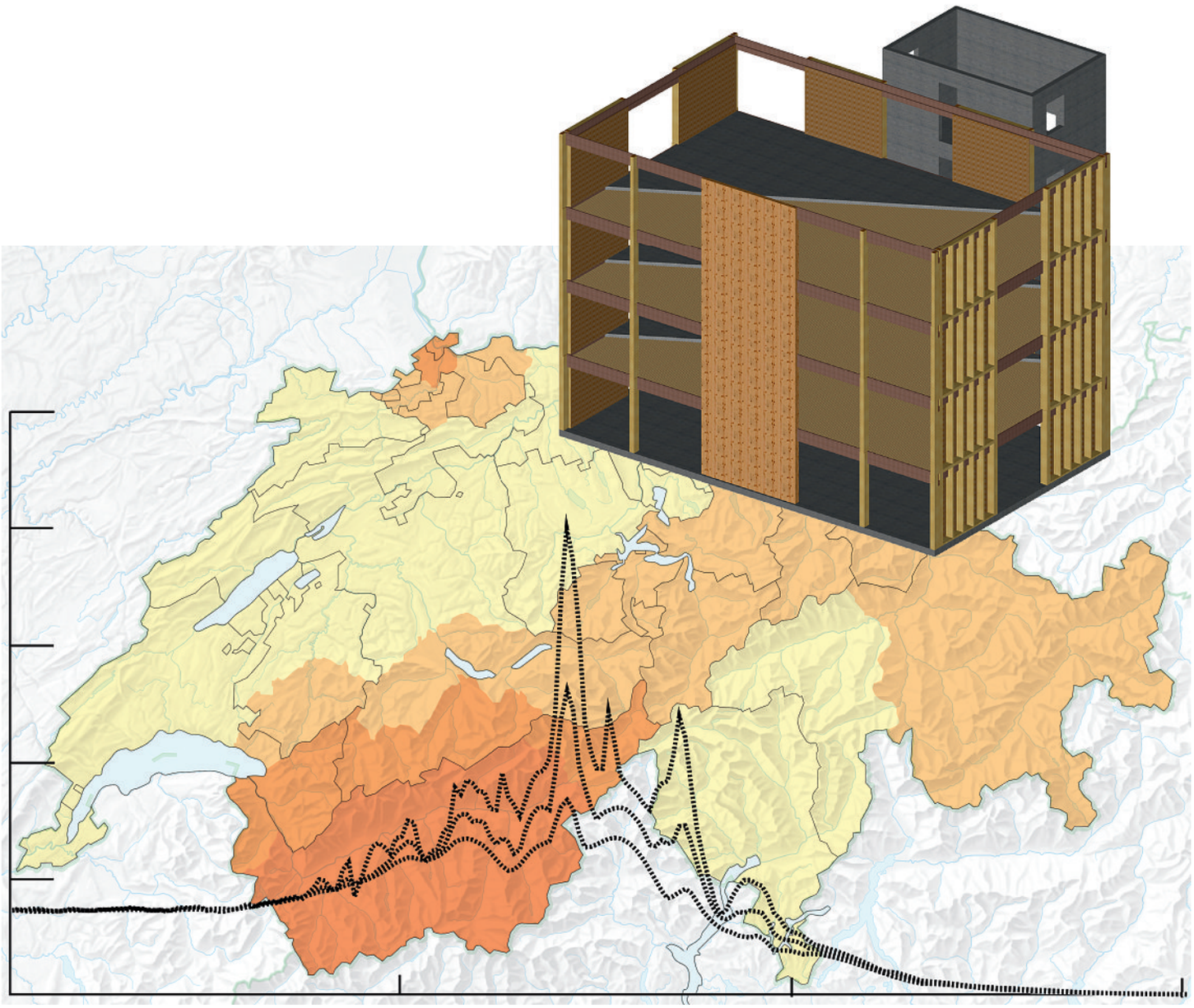
Erdbebengerechte mehrgeschossige Holzbauten



SIA SGEB usic HEV Schweiz Lignum

Inhalt

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

Projektpartner

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

Autoren

Roland Brunner, Lignum
Pirmin Jung, Pirmin Jung Ingenieure für Holzbau AG
René Steiger, Empa, Abteilung Holz
Thomas Wenk, Wenk Erdbebeningenieurwesen 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**	**Erdbebengerechtes Entwerfen und Konstruieren**
	4.1	Prinzipien des erdbebengerechten 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	Grundschwingzeit 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	Projektträger

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 *Erdbebengerechtes 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 Gebrauchstauglichkeitsanforderungen 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

Figur 3

Figur 2

Figur 4

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

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

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

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

2 Grundlagen

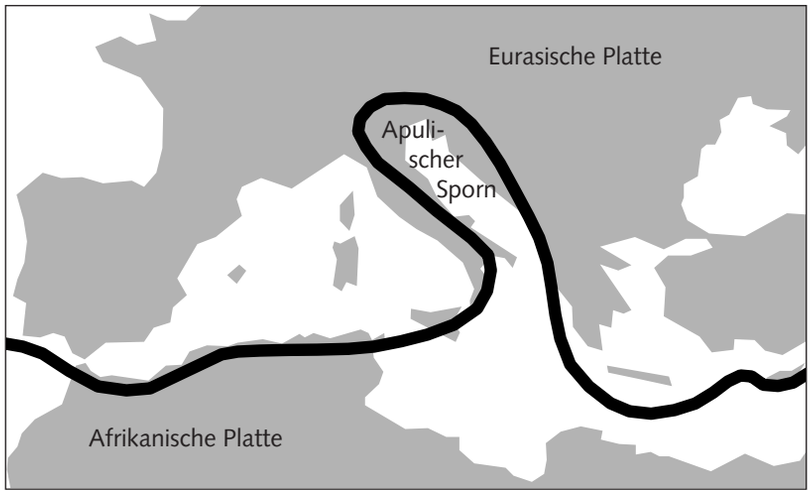
2.1 Entstehung und Auswirkungen von Erdbeben

Die meisten Erdbeben werden durch natürliche Brüche in der Erdkruste ausgelöst, sie können jedoch auch künstliche Ursachen (z. B. Explosionen, Berg- und Tunnelbau, Tiefenbohrungen, Stauseen etc.) haben. Sie äussern sich in raschen horizontalen und vertikalen Bodenbewegungen von kurzer Dauer. Die stärksten Erdbeben werden durch die Bewegungen der Kontinentalplatten verursacht. Im Mittelmeer- und Alpenraum erzeugt die Relativbewegung zwischen der afrikanischen und der eurasischen Platte (Figur 5) Erdbeben unterschiedlicher Häufigkeit und Stärke (Figur 6).

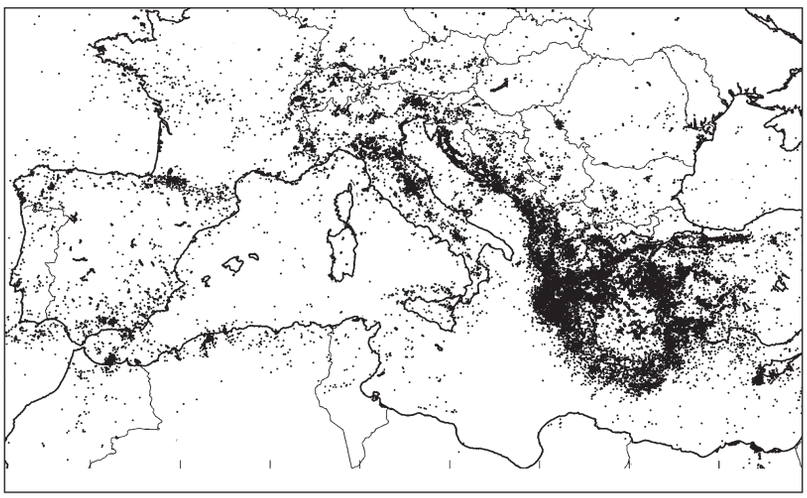
Starke Erdbeben können Bauwerke zum Einsturz bringen sowie Felsstürze, Hangrutschungen, Bodenverflüssigung und Flutwellen auslösen. Als weitere Folge können Brände, Explosionen und Überschwemmungen entstehen.

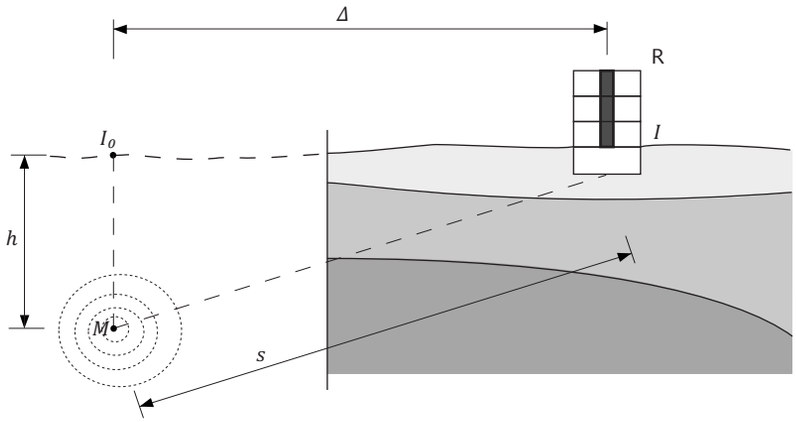
Die im Zusammenhang mit dem vorliegenden Dokument wichtigen Begriffe zur Beschreibung der Erdbebeneinwirkung sind in Figur 7 dargestellt. Die seismische Quelle wird Erdbebenherd, auch Hypozentrum genannt. Die Energie in den Bodenwellen eines Bebens wird mit der Magnitude M gemessen, die beobachteten Schäden an Bauwerken und in der Natur mit der Intensität I. Wichtige geometrische Grössen zur Beschreibung der Lage des Erdbebenherds sind die Herdtiefe, die Epizentraldistanz und die Hypozentraldistanz. Das Erdbebenrisiko für ein Bauwerk ist abhängig von der Erdbebengefährdung regional (Erdbebenzone) und lokal (Baugrund) sowie von der Erdbebenverletzbarkeit des Bauwerks (Bauweise) und den gefährdeten Personen und Werten, welche eng verknüpft sind mit der Nutzung des Bauwerks (Bauwerksklasse).

Figur 5:
Plattengrenze zwischen afrikanischer und eurasischer Platte. Der apulische Sporn verschiebt sich innerhalb eines Jahres um ca. 4–8 mm Richtung eurasische Platte [nach 2].



Figur 6:
Erdbebenaktivität im Mittelmeer- und Alpenraum [3].





Figur 7:
Welche Parameter beeinflussen die lokalen Auswirkungen von Erdbeben?
Das Risiko für ein Gebäude ergibt sich aus a) der regionalen Gefährdung (Erdbebenzone), b) der lokalen Gefährdung (Baugrund) sowie c) der Verletzbarkeit (Qualität der Bausubstanz) und dem Wert/dem Schadenspotential, gegeben durch die Nutzung (Bauwerksklasse).

M Magnitude im Hypozentrum
I_0 Intensität im Epizentrum
I Intensität im Bauwerk
h Herdtiefe
s Hypozentraldistanz
Δ Epizentraldistanz
R Risiko = Gefährdung · Verletzbarkeit · Wert

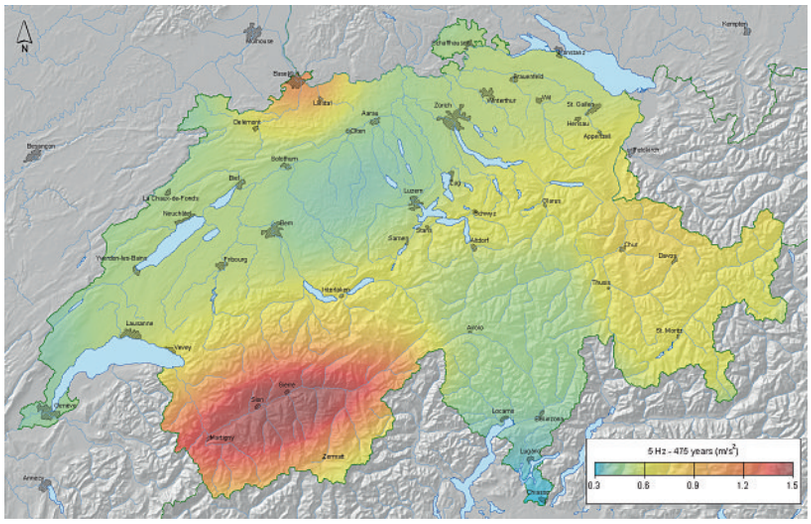
2.2 Gefährdung

Erdbeben werden mit speziellen Aufzeichnungsgeräten, sogenannten Seismographen, registriert. Diese zeichnen die Bodenbewegungen zusammen mit einer Zeitskala auf. In der Schweiz wird ein Netz von seismischen Stationen [4] betrieben, welche relevante Aufzeichnungen in Form von Seismogrammen rund um die Uhr automatisch an die Zentrale des Schweizerischen Erdbebendienstes (SED) an der ETH Zürich übermitteln. Aufgrund von Seismogrammen, welche für ein und dasselbe Erdbeben an den verschiedenen Messstationen unterschiedlich ausfallen, kann man eine Vielzahl von Informationen über ein Erdbeben erhalten, z. B. die geographische Lage des Epizentrums, die Herdtiefe, die Magnitude, die maximal registrierten Bodenbewegungsgrössen (Verschiebung, Geschwindigkeit, Beschleunigung). Es ist auch möglich, künstliche Ursachen von Erdbebenwellen wie z. B. Nuklearexplosion etc. zu detektieren und zu orten.
Zur Beschreibung der Stärke von Erdbeben werden üblicherweise Magnituden- oder Intensitätsskalen verwendet.

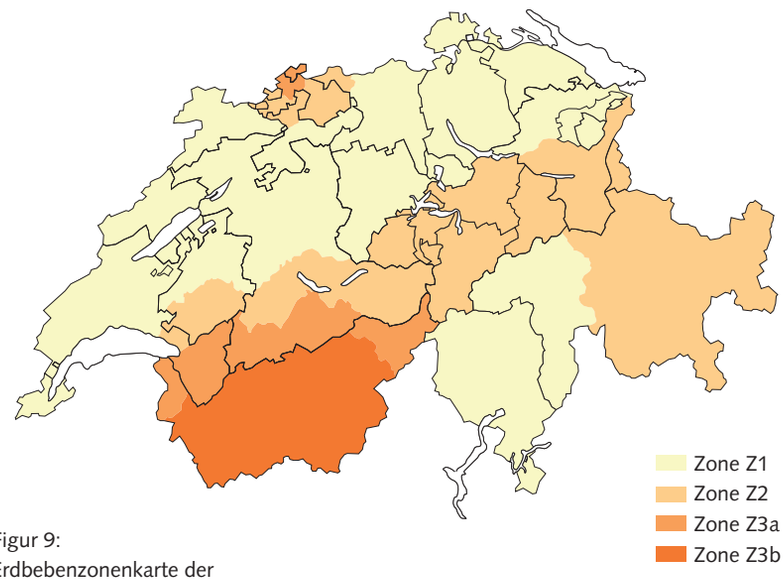
Magnitude
Die Magnitude M ist ein Mass für die Herdenergie, d. h. ein Mass für die bei einem Erdbeben im Herd in Form von Wellen abgestrahlte Energie. Die Magnitude wird aufgrund gemessener Seismogramme berechnet.
Der Magnitudenwert wird mit arabischen Ziffern in einer logarithmischen Skala angegeben. Ein Zuwachs der Magnitude um eine Einheit, z. B. von 5 auf 6, bedeutet eine Erhöhung der Erdbebenenergie um den Faktor 32 und eine Vergrösserung der Bodenbewegung um bis zu Faktor 10.

Intensität
Letztlich sind weniger die bei Erdbeben freigesetzten Energien von Interesse als vielmehr die Auswirkungen eines Erdbebens im Schadensgebiet. Die Intensität I eines Erdbebens ist ein Mass für die lokale Wahrnehmbarkeit und Zerstörungskraft. Die Intensität wird statistisch auf Basis möglichst vieler unabhängiger Beobachtungen ohne Instrumente durch Bewertung der Wahrnehmbarkeit (z. B. Menschen erschrecken) und der Schäden (z. B. Kamine fallen von Dächern) ermittelt. Da die Auswirkungen eines Erdbebens nicht überall gleich sind, werden Intensitätskarten der betroffenen Gebiete erstellt. Die Intensität ist stark abhängig vom lokalen Untergrund. Weltweit existieren verschiedene Intensitätsskalen. Die heute in Europa offiziell gültige Intensitätsskala ist die zwölfstufige Europäische Makroseismische Skala EMS-98 [5], welche v. a. die Auswirkungen auf Gebäude unterschiedlicher Bautypen systematisch erfasst. Die EMS-98-Intensität wird in Form von römischen Ziffern von I bis XII angegeben.

Bodenbewegungsgrössen
Zur Beschreibung der auf ein Bauwerk einwirkenden Erdbebenanregung benötigt man die Bodenbewegungsgrössen, d. h. die Bodenbeschleunigung und die Bodenverschiebung in den verschiedenen Richtungen, welche an einem bestimmten Standort auftreten können. Man interessiert sich dabei für die Maximalwerte, den Frequenzgehalt und die Zeitverläufe. Die Bodenbewegungsgrössen werden für die Erdbebenbemessung eines Bauwerks benötigt. Aus ihnen werden die Antwortspektren abgeleitet (siehe Kapitel 2.3).



Figur 8:
Spektralwerte der horizontalen Bodenbeschleunigung für harten Fels, eine Wiederkehrperiode von 475 Jahren und eine Frequenz von 5 Hz [7].



Figur 9:
Erdbebenzonenkarte der Schweiz mit vier Erdbebenzonen über den Kantonsgrenzen dargestellt [nach 6].

2.2.1 Regionale Erdbebengefährdung

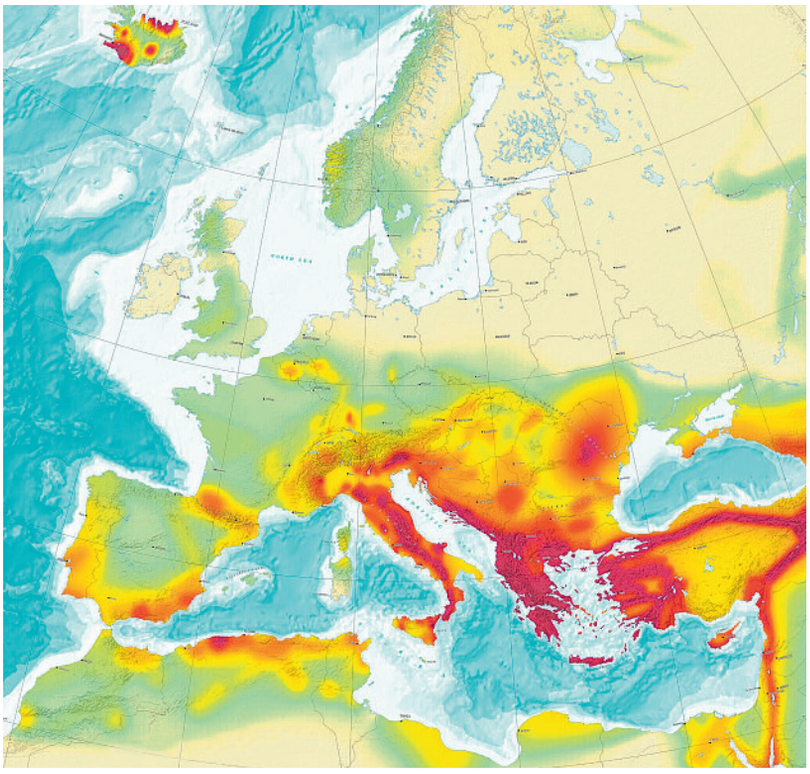
Die Erdbebengefährdung in der Schweiz wurde durch den Schweizerischen Erdbebendienst SED in Form von spektralen Beschleunigungskarten quantifiziert. Diese Karten zeigen die Spektralwerte der horizontalen Beschleunigung für die Frequenzen 0,5–10 Hz für einen sehr harten Fels und für Wiederkehrperioden von 100, 475, 1000, 2500 und 10 000 Jahren (Figur 8). Sie dienen als Basis für die Erdbebenzonenkarte in der Norm SIA 261 (2003) [6] mit einer Wiederkehrperiode von 475 Jahren entsprechend der Europäischen Erdbebennorm Eurocode 8 (Figur 9). Die Wiederkehrperiode von 475 Jahren entspricht einer Überschreitenswahrscheinlichkeit von 10% in 50 Jahren. Diese wird für das Bemessungsbeben für gewöhnliche Bauwerke (Bauwerksklasse I) verwendet. Im Vergleich zu den Ländern im östlichen Mittelmeerraum (Figur 10) ist die Erdbebengefährdung in der Schweiz als niedrig bis mittel einzustufen.

Die Schweiz ist in die vier Erdbebenzonen Z1, Z2, Z3a und Z3b aufgeteilt mit den zugehörigen maximalen horizontalen Bodenbeschleunigungswerten 0,6 m/s^2, 1,0 m/s^2, 1,3 m/s^2 und 1,6 m/s^2 für felsigen Baugrund (Baugrundklasse A). Im Sinne der Rechtssicherheit folgen die Zonengrenzen primär Kantons- und Bezirksgrenzen (Figur 9). Die für die Erdbebenzonenkarte erforderlichen Bodenbeschleunigungswerte wurden mit einer speziellen Methode [9] aus den spektralen Karten (Figur 8) abgeleitet.

2.2.2 Lokale Erdbebengefährdung

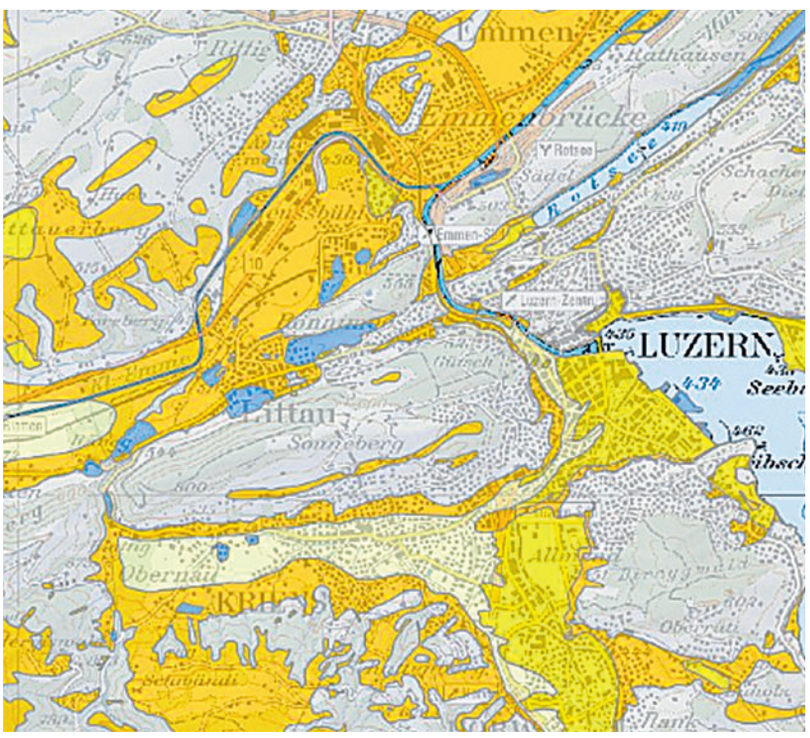
Die lokalen Baugrundverhältnisse haben einen entscheidenden Einfluss auf die Stärke und den dominanten Frequenzgehalt der Erdbebenanregung. Vor allem bei weicheren Böden können im Vergleich zu Felsstandorten erhebliche lokale Aufschaukelungen erfolgen. Die Norm SIA 261 (2003) [6] gibt daher für fünf verschiedene Baugrundklassen A bis E die Parameterwerte des elastischen Antwortspektrums in Tabelle 25 an. Für die Baugrundklasse F (strukturempfindliche und organische Ablagerungen, z. B. Torf, Seekreide, Rutschmassen mit einer Mächtigkeit über 10 m), sowie für Standorte, deren Baugrundverhältnisse nicht in die Baugrundklassen A bis E eingeordnet werden können, sind besondere bodendynamische Untersuchungen zur Bestimmung des elastischen Antwortspektrums erforderlich.

Im allgemeinen kann die Einstufung in eine Baugrundklasse aufgrund eines geotechnischen Berichts ohne weitergehende Untersuchungen vorgenommen werden. Zurzeit sind in der Schweiz Arbeiten auf dem Gebiet der seismischen Mikrozonierung im Gang. Das Bundesamt für Umwelt BAFU hat Karten der Baugrundklassen gemäss Norm SIA 261 (2003) veröffentlicht, die in den nächsten Jahren für die



Figur 10:
Erdbebengefährdungskarte von Europa [8].

Hauptsiedlungsgebiete vervollständigt werden (Figur 11). Für die höheren Erdbebenzonen werden spektrale Mikrozonierungskarten erarbeitet, die in Abhängigkeit von den lokalen Standortverhältnissen direkt die Parameterwerte des elastischen Antwortspektrums inklusive Bemessungswert der Bodenbeschleunigung vorgeben.



Figur 11:
Karte der Baugrundklassen der Norm SIA 261 (2003) für die Region Luzern [10].

A	Harter Fels (z. B. Granit, Gneis, Quarzit, Kieselkalk, Kalk) oder weicher Fels (z. B. Sandstein, Nagelfluh, Juramergel, Opalinuston) unter max. 5 m Lockergesteinsabdeckung
B	Ablagerungen von grossräumig zementiertem Kies und Sand und/oder vorbelastete Lockergesteine mit einer Mächtigkeit über 30 m
C	Ablagerungen von normal konsolidiertem und unzementiertem Kies und Sand und/oder Moränenmaterial mit einer Mächtigkeit über 30 m
D	Ablagerungen von nicht konsolidiertem Feinsand, Silt und Ton mit einer Mächtigkeit über 30 m
E	Alluviale Oberflächenschicht der Baugrundklassen C oder D mit einer Mächtigkeit zwischen 5 und 30 m über einer steiferen Schicht der Baugrundklassen A oder B
F1	Ablagerungen, die weiche Tone/Schluff mit hohem Plastizitätsindex (PI > 40) und hohem Wassergehalt und einer Schichtstärke von mindestens 10 m enthalten
F2	Ablagerungen von verflüssigbaren Böden oder Böden, die nicht in die Baugrundklassen A bis E oder F1 eingeteilt werden können

2.2.3 Zusammenhang zwischen der Stärke eines Erdbebens, den auftretenden Bodenbewegungen und den Auswirkungen

Ein approximativer Vergleich zwischen der Stärke eines Erdbebens (Magnitude oder Intensität), den maximalen Bodenbewegungsgrössen und den Auswirkungen ist in Figur 12 zusammengestellt. Neben den Baugrundeigenschaften spielt dabei die Herdtiefe eine wichtige Rolle. In Figur 12 wurde eine für die Schweiz typische Herdtiefe von 10–15 km angenommen.

Figur 12: Approximativer Vergleich zwischen Magnitude (M), Herdenergie, maximaler Bodenbewegung (Beschleunigung a, Geschwindigkeit v, Verschiebung d) und Epizentral-Intensität (EMS-98) eines Erdbebens für eine typische Herdtiefe von 10–15 km [nach 11].

Stärke			Bodenbewegung			Auswirkungen
Erdbeben-Klasse	M [ML]	Energie [Joule]	a [%g]	v [cm/s]	d [cm]	Epizentral-Intensität und maximale Wirkung (EMS-98)
sehr schwach	2	10^7	0,1	0,01	0,1	**I** nicht fühlbar
						II kaum bemerkbar
schwach	3	10^9	1	0,1		**III** schwach
						IV deutlich
leicht	4	10^{11}		1	1	**V** stark
						VI leichte Schäden
mittel	5	10^{13}	10	10	10	**VII** Gebäudeschäden
						VIII schwere Gebäudeschäden
stark	6	10^{15}	100	100		**IX** zerstörend
						X sehr zerstörend
schwer	7	10^{17}			100	**XI** verwüstend
gross	8					**XII** vollständig verwüstend

2.3 Antwortspektren

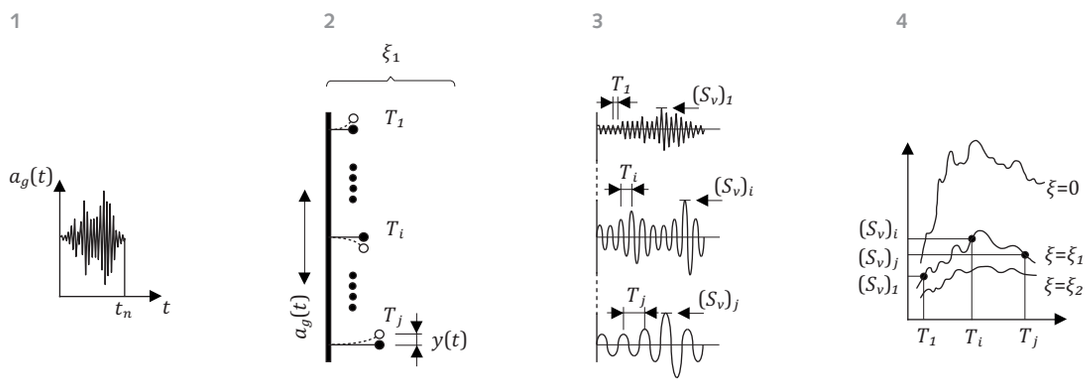
Im modernen Erdbebeningenieurwesen sind Antwortspektren das zentrale Werkzeug zur Beschreibung der Wirkung eines Erdbebens auf ein Bauwerk. Grundsätzlich wird zwischen Antwortspektren einzelner Zeitverläufe der Bodenbewegung (Figur 15) und geglätteten Antwortspektren in den Normen (Figur 16) unterschieden. Die Normen wiederum unterscheiden zwischen Antwortspektren für elastisches und inelastisches Verhalten.

2.3.1 Elastische Antwortspektren

Elastische Antwortspektren beschreiben die maximale Antwort linear-elastischer, gedämpfter Einmassenschwinger unter der Anregung eines Zeitverlaufs der Bodenbewegung. Die Ermittlung eines elastischen Antwortspektrums ist in Figur 13 in folgenden Schritten dargestellt [12]:

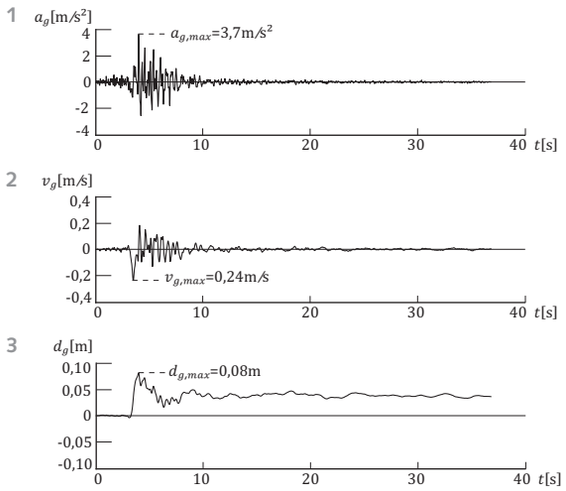
1. Mehrere linear-elastische Einmassenschwinger mit unterschiedlicher Periode bzw. Schwingzeit T, jedoch mit gleicher viskoser Dämpfung ξ werden an ihrem Fusspunkt durch den gleichen Zeitverlauf der Bodenbeschleunigung angeregt. Dies bewirkt bei jedem Schwinger eine unterschiedliche Antwortschwingung.
2. Für sämtliche Einmassenschwinger werden die Zeitverläufe der Antwortschwingungen bestimmt, d. h. die Zeitverläufe der Relativverschiebung zwischen Masse und Fusspunkt des Schwingers d, der zugehörigen Relativgeschwindigkeit v und Absolutbeschleunigung a.
3. Die Maximalwerte der Antwortschwingungen jedes Schwingers (Spektralwerte S_d, S_v und S_a) werden bestimmt und in Funktion der Schwingzeit aufgetragen. Durch Verbinden der entsprechenden Maximalwerte erhält man je ein Antwortspektrum der Verschiebung S_d, der Geschwindigkeit S_v und der Beschleunigung S_a für die angenommene Dämpfung ξ.

Die Darstellung des Antwortspektrums erfolgt meist für eine logarithmisch skalierte Perioden- oder Schwingzeitenachse (Figur 15). Als Dämpfung wird bei den elastischen Antwortspektren in den Normen typischerweise ein Referenzwert von $\xi = 5\%$ äquivalenter viskoser Dämpfung angenommen.
In der Norm SIA 261 (2003) [6] sind geglättete elastische Antwortspektren für die Baugrundklassen A bis E (siehe Abschnitt 2.2.2) angegeben. Für die Umrechnung auf eine von $\xi = 5\%$ abweichende Dämpfung ist ein Korrekturwert η angegeben. Die geglätteten Antwortspektren entsprechen gemittelten Werten aus Antwortspektren von verschiedenen Zeitverläufen, welche charakteristisch sind für eine bestimmte Baugrundklasse. Es handelt sich also um eine vereinfachte kompakte Darstellung der seismischen Einwirkung. Wenn einzelne Zeitverläufe betrachtet werden, können relativ grosse Abweichungen zu diesen geglätteten Mittelwerten auftreten. Um diesen Abweichungen und Unsicherheiten gerecht zu werden, ist es wichtig, erdbebengerechte, duktile Tragwerke zu konzipieren (siehe Kapitel 3.2.4 und 4).

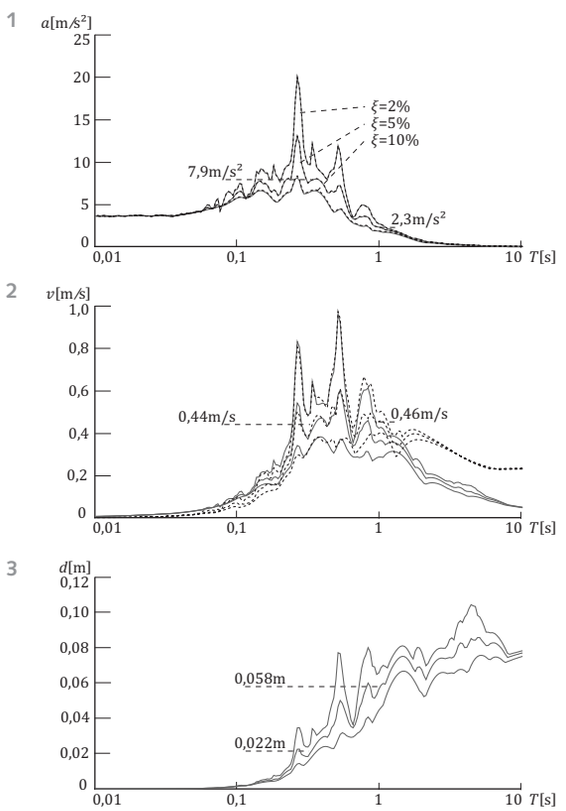


Figur 13:
Ermittlung von elastischen Antwortspektren [nach 12].
1 Erdbebenanregung mit der Bodenbeschleunigung $a_g(t)$
2 System von Einmassenschwingern
3 Systemantwort
4 Elastische Geschwindigkeits-Antwortspektren

Figur 14:
Zeitverläufe der N-S-Komponente ‹Tolmezzo› des Friaul-Erdbebens, Italien (1976).
1 Bodenbeschleunigung
2 Bodengeschwindigkeit
3 Bodenverschiebung



Figur 15:
Antwortspektren der N-S-Komponente ‹Tolmezzo› des Friaul-Erdbebens, Italien (1976) in Funktion der Periode T [nach 12].
1 Absolutbeschleunigung (gestrichelt schwarz) und Pseudo-Absolutbeschleunigung (grau)
2 Relativgeschwindigkeit (gestrichelt schwarz) und Pseudo-Relativgeschwindigkeit (grau)
3 Relativverschiebung



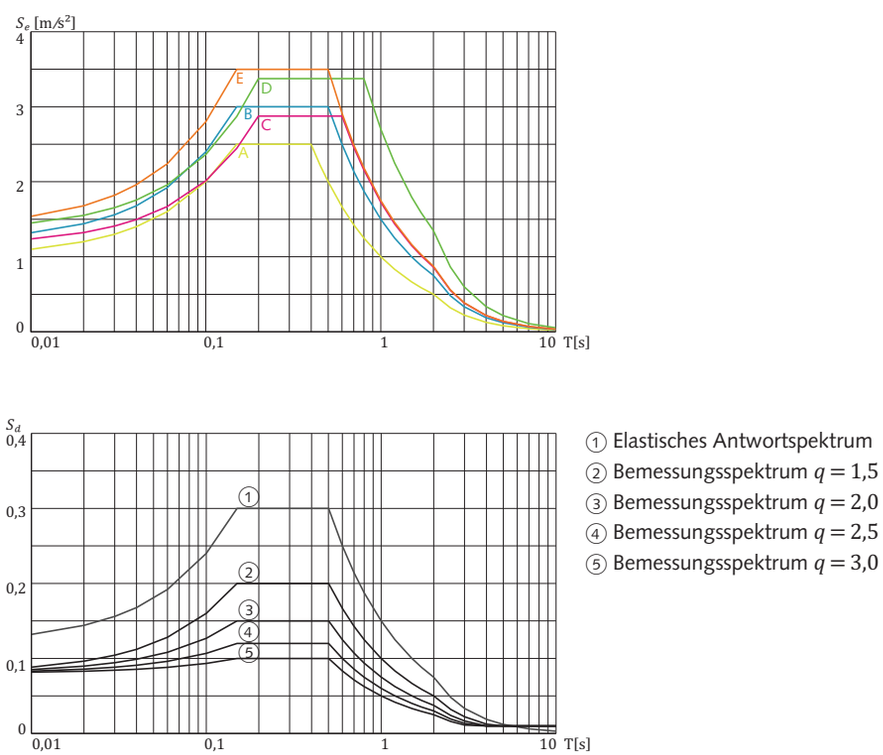
2.3.2 **Bemessungsspektren**

Für die Erdbebenbemessung werden aus den elastischen Antwortspektren Bemessungsspektren abgeleitet. Dabei werden Reserven des Tragwerks über das elastische Verhalten hinaus mittels des Verhaltensbeiwerts q berücksichtigt. Je nach Fähigkeit des Tragwerks, der Erdbebeneinwirkung im nicht linearen Bereich mit Überfestigkeit zu widerstehen, darf das elastische Antwortspektrum für 5% Dämpfung durch einen Verhaltensbeiwert q im Bereich von 1,5–5,0 über alle Bauweisen betrachtet dividiert werden, wobei der Minimalwert von $q = 1{,}5$ für wenig duktile Bauweisen und der Maximalwert von $q = 5{,}0$ für besonders duktile Tragwerke gilt. Ferner wird im Bemessungsspektrum der nach Bauwerksklasse abgestufte Bedeutungsfaktor γ_f berücksichtigt, und die Beschleunigungswerte werden durch Division durch die Erdbeschleunigung dimensionslos skaliert.

Für Holztragwerke ist der Verhaltensbeiwert q abhängig von der Einstufung in die Duktilitätsklassen A bis D gemäss Norm SIA 265 (2003) [13]. Die zugehörigen q-Werte betragen 1,5, 2,0, 2,5 und 3,0. Im Gegensatz zum Eurocode 8 [14], wo für Bauwerke aus Holz Verhaltensbeiwerte q bis 5 möglich sind, hat man sich in der Norm SIA 265 auf q-Werte bis maximal 3 beschränkt. Dies trägt den vereinfachten konstruktiven Regeln für duktiles Verhalten Rechnung sowie der Tatsache, dass in der Schweiz in der Regel niedrige bis mittlere Seismizitäten vorherrschen. In Figur 16 sind die für Holztragwerke mit unterschiedlicher Duktilität berechneten Bemessungsspektren dem elastischen Antwortspektrum aus der Norm SIA 261 (2003) gegenübergestellt. Der Bedeutungsfaktor wurde dabei zu $\gamma_f = 1{,}0$ angenommen, entsprechend der für den Holzbau üblicherweise vorherrschenden Bauwerksklasse BWK I. Der Vergleich wurde ausserdem für Baugrundklasse B in Erdbebenzone Z2 gemacht. Die Reduktion durch den Verhaltensbeiwert q kommt nur im Schwingzeitenbereich über 0,15 s voll zum Tragen. Für kleinere Schwingzeiten erreicht das Bemessungsspektrum ⅔ des elastischen Antwortspektrums, unabhängig von der Grösse des Verhaltensbeiwerts.

Tragwerke aus Holz weisen meist Schwingzeiten über 1 s auf und befinden sich daher im abfallenden Ast der Bemessungsspektren, d. h. im Bereich, wo die Erdbebeneinwirkung stark abhängig von der Schwingzeit ist.

In besonderen Fällen ist auch die vertikale Komponente der Erdbebeneinwirkung zu berücksichtigen, z. B. bei horizontalen Kragarmen oder bei Trägern, welche Stützen tragen. Sie kann gemäss Norm SIA 261 (2003) [6] aus dem Bemessungsspektrum durch Multiplikation der Ordinatenwerte S_d mit einem Faktor von 0,7 abgeleitet werden. Dabei ist die vertikale Grundschwingzeit massgebend. Der Verhaltensbeiwert ist stets mit $q = 1{,}5$ anzunehmen.



Figur 16: Elastisches Antwortspektrum (oben) der horizontalen Bodenbeschleunigung für die Baugrundklassen A bis E (siehe Figur 11) und für eine Dämpfung von $\xi = 5\%$ gemäss Norm SIA 261 (2003) [nach 6] verglichen mit den Bemessungsspektren (unten) für Holztragwerke der Bauwerksklasse BWK I mit unterschiedlicher Duktilität, in Erdbebenzone Z2 auf einem Baugrund der Klasse B.

2.4 Reduktion des Erdbebenrisikos durch bauliche Massnahmen

Das Erdbebenrisiko ergibt sich aus der Wahrscheinlichkeit des Eintretens eines Erdbebens (Erdbebengefährdung) und den daraus resultierenden Folgen (Schadensumfang). Beide Grössen sind unscharf, d. h. nicht exakt quantifizierbar. Schwere Erdbeben haben grosse Folgen, sind jedoch selten. Schwache Erdbeben treten häufiger auf, haben jedoch meist keine oder nur geringe Folgen. Der mögliche Schadensumfang ergibt sich aus der Erdbebenverletzbarkeit eines Gebäudes sowie aus den exponierten Personen und Werten. Letztere wiederum hängen von der Nutzung der Gebäude (Bauwerksklasse) ab. Das Erdbebenrisiko kann wie folgt abgeschätzt werden:

$$\text{Risiko} = \text{Gefährdung} \cdot \text{Verletzbarkeit} \cdot \text{Wert} \quad (1)$$

Die Erdbebengefährdung an einem Standort ist naturgegeben und damit unbeeinflussbar. Der einzige Ansatzpunkt zur Reduktion des Erdbebenrisikos ist die Begrenzung der Verletzbarkeit von Bauwerken und der Folgeschäden durch bauliche Massnahmen. Dies erreicht man in erster Linie durch eine erdbebengerechte Konzeption und Konstruktion der Bauwerke, d. h. durch die Umsetzung der Erdbebenbestimmungen in den Normen.

Das angestrebte Schutzziel der Erdbebensicherung besteht primär im Personenschutz, ferner in der Schadensbegrenzung und in der Sicherstellung der Funktionstüchtigkeit besonders wichtiger Bauwerke unter der Einwirkung des Bemessungsbebens. Beim Schutzgrad wird eine Differenzierung nach Bauwerksklassen mit verschiedenen Kriterien vorgenommen. Jedes Bauwerk wird aufgrund der mittleren Personenbelegung, des Schadenspotentials, der Gefährdung der Umwelt sowie der Bedeutung für die Katastrophenbewältigung unmittelbar nach einem Erdbeben in eine von drei Bauwerksklassen (BWK) eingeteilt. Beispiele für die Einteilung in die Bauwerksklassen finden sich in Tabelle 26 der Norm SIA 261 (2003).

Je nach Bauwerksklasse erfolgt eine Differenzierung der verlangten rechnerischen Nachweise und der Stärke des Bemessungserdbebens. Dazu dient der Bedeutungsfaktor γ_f, der im Bemessungsspektrum und im Bemessungswert der Bodenverschiebung als Multiplikationsfaktor erscheint. Der BWK I, die Bauwerksklasse der normalen Wohn- und Geschäftsgebäude, ist ein Bedeutungsfaktor von $\gamma_f = 1{,}0$ als Referenzwert zugeordnet. Für BWK II gilt $\gamma_f = 1{,}2$ und für BWK III $\gamma_f = 1{,}4$. Für im Erdbebenfall besonders wichtige Bauwerke kann in besonderen Fällen auch ein Bedeutungsfaktor γ_f grösser als 1,4 erforderlich werden, d. h. grösser als bei BWK III. Die Skalierung der Erdbebeneinwirkung über den Bedeutungsfaktor entspricht einer Verlängerung der Wiederkehrperiode des Bemessungserdbebens für den Nachweis der Tragsicherheit vom Referenzwert von 475 Jahren bei BWK I auf etwa 800 Jahre bei BWK II und 1200 Jahre bei BWK III.

Während der Nachweis der Tragsicherheit bei sämtlichen Bauwerken zu erbringen ist, muss die Gebrauchstauglichkeit nur bei Bauwerken der BWK III nachgewiesen werden. Bei BWK I und II ist der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit nicht gesondert zu führen, und damit ist der Aspekt der Schadensbegrenzung implizit durch den Tragsicherheitsnachweis abgedeckt. Bei besonders wertvollen Gebäuden oder Inhalten kann es gerechtfertigt sein, einen Nachweis der Schadensbegrenzung explizit zu erbringen.

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 Tragwerksnormen 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 Tragwerksanalyse.
EMS = Einmassenschwinger
MMS = Mehrmassenschwinger

Eigenschaft	**Ersatzkraftverfahren**	**Antwortspektrenverfahren**	**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	Verhaltensbeiwert q	Verhaltensbeiwert q	nicht lineares Materialmodell	nicht lineares Materialmodell
Erdbebenanregung	Bemessungsspektrum	Bemessungsspektrum	Bemessungsspektrum	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 Massivbauten 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 kragarmfömigen 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 quasiständigen Anteile von veränderlichen Einwirkungen $\psi_2 Q_k$ zu berücksichtigen:

$$F_d = S_d(T_1) \sum_j \left(G_k + \sum \psi_2 Q_k \right)_j \qquad (2)$$

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 ($\lambda = 1$).

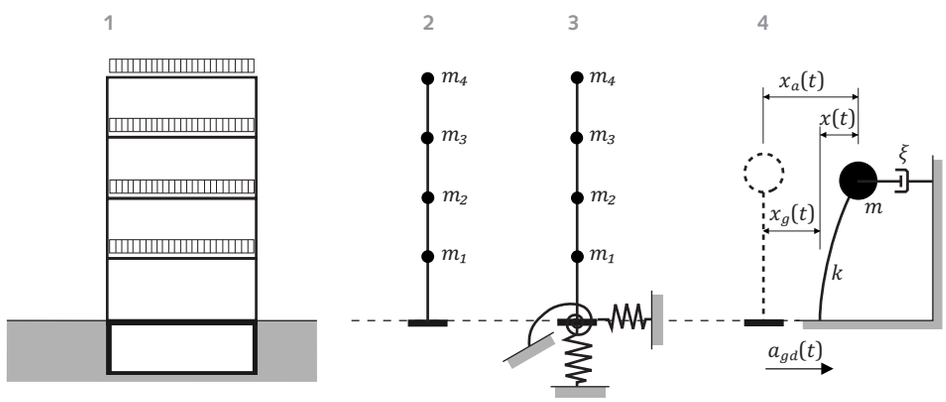
Abschätzung der Grundschwingzeit

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)

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

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 Grundschwingzeit 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.

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

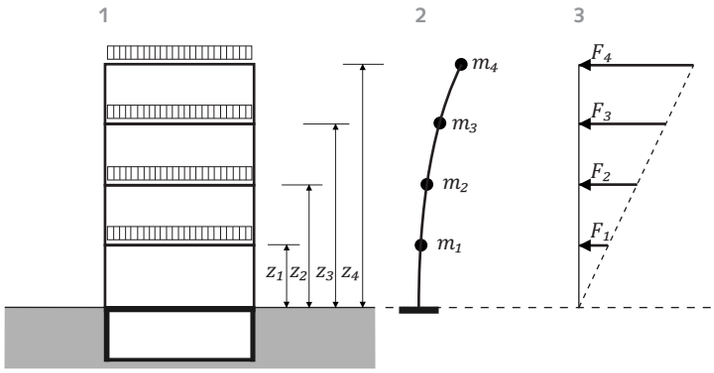
Berücksichtigung der Torsion
Die Torsionswirkung aus zufälliger und planmässiger Exzentrizität der Massenschwerpunkte gegenüber dem Steifigkeitszentrum der einzelnen Geschosse kann beim Ersatzkraftverfahren nur approximativ berücksichtigt werden, da es sich um eine zweidimensionale Berechnung handelt. 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):

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

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

b Gebäudebreite senkrecht zur betrachteten Erdbebeneinwirkung
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 Geschossdecken über dem Einbindungshorizont (gestrichelte Linie)
2 Grundschwingform 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):

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

unterer Wert: $e_{d,inf} = e - 0{,}05b$ (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 berücksichtigen 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 Schwerelasten 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:

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

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:

$$d_s = q \cdot d_e \tag{10}$$

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 $1/(1\text{-}\theta)$ 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

$$u_d = q' \cdot u_{el} \tag{11}$$

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

zu berücksichtigen. Dabei bezeichnet u_{el} den aufgrund des Bemessungsspektruns 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:

$$\varphi \approx 0{,}005 \sqrt{\frac{5}{h}} \tag{12}$$

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 Grundschwingzeit 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:

$$E = \frac{E_{m,mean}}{\gamma_M/\eta_M} \tag{13}$$

$$G = \frac{G_{mean}}{\gamma_M/\eta_M} \tag{14}$$

$$K = \frac{K_u}{\gamma_M/\eta_M} \tag{15}$$

$$K_u = 2/3\, K_{ser} \tag{16}$$

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:

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

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 Referenzwerte 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 Tragverhaltens mögliche Reduktion der massgebenden Bemessungsschnittkräfte steht einer aufwendigeren Konzeption, Bemessung und Konstruktion der Anschlüsse gegenüber. Es ist häufig möglich, durch die Wahl eines leichten 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.

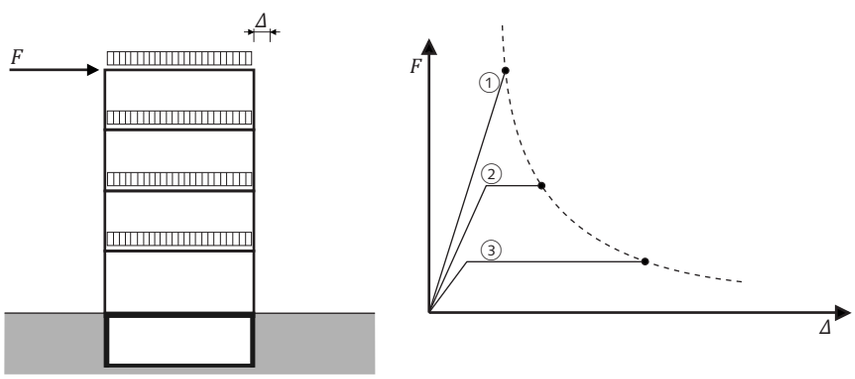
Zusammenspiel von Tragwiderstand und Duktilität

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

$$\text{Güte des Erdbebenverhaltens} \approx \text{Tragwiderstand} \cdot \text{Duktilität} \tag{18}$$

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.



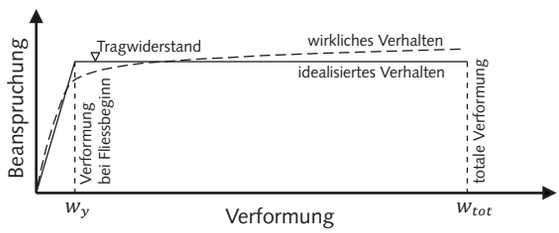
Figur 20: Horizontale Beanspruchung in Funktion der horizontalen Verschiebung für unterschiedliche Tragwerksausbildungen bei gleichem Bemessungsbeben entlang der Bedarfslinie aus dem Bemessungsspektrum [nach 12].

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.

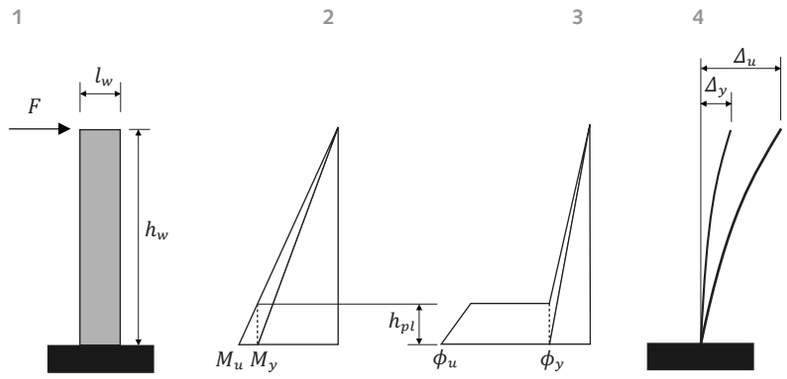
$$\mu = \frac{w_{tot}}{w_y} \tag{19}$$



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 Tragwerksverhaltens 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 Tragwerksverhaltens 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 spröd 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 Tragwerksverhaltens 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.

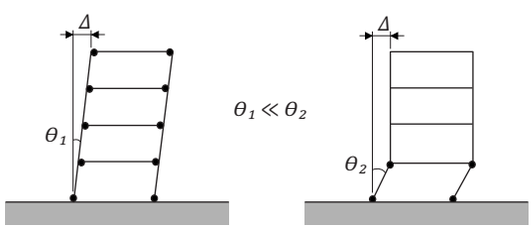
3.2.3 Bemessung mit dem Konzept des duktilen Tragwerksverhaltens

Beim Konzept des duktilen Tragwerksverhaltens 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 plastifizierende 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 duktiles 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.

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



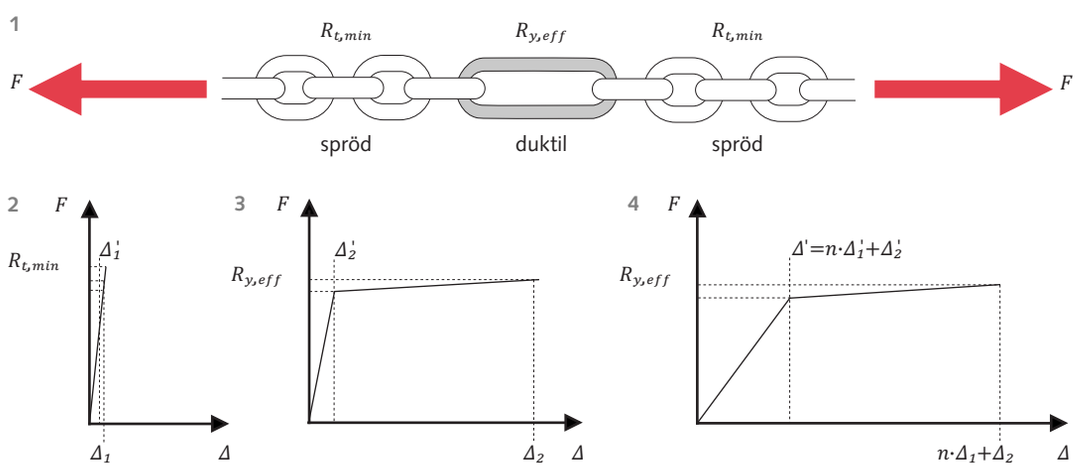
Figur 23:
Plastische Mechanismen eines Rahmens bei Erdbebeneinwirkung: ungeeigneter Stützenmechanismus (rechts) und besser geeigneter Riegelmechanismus (links) [nach 12].

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 Kapzitätsbemessung als plastifizierende Bereiche auszulegen, um ein duktiles 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 duktiles 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	• Bogentragwerke • Rahmentragwerke mit geklebten Rahmenecken • Tragwerke mit steifen Stützeneinspannungen in den Fundamenten • Tragwerke mit Wandscheiben zur Abtragung von Horizontalkräften ohne mechanische Verbindungen
B	gering	2,0	Tragwerke mit vereinzelten duktilen Verbindungsbereichen	• 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	• 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	• Tragwerke mit Wandscheiben: ○ 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 Fundation, 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):

$$M_d^+ = 1{,}2 \cdot M_{Rd} \tag{23}$$

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

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 auch mögliche höhere Eigenschwingungsformen (Vergrösserungsfaktor κ) in Abhängigkeit der Anzahl Geschosse berücksichtigt, ermittelt werden:

$$V_d^+ = \frac{M_d{}^+}{M_d} \cdot \kappa \cdot V_d \tag{25}$$

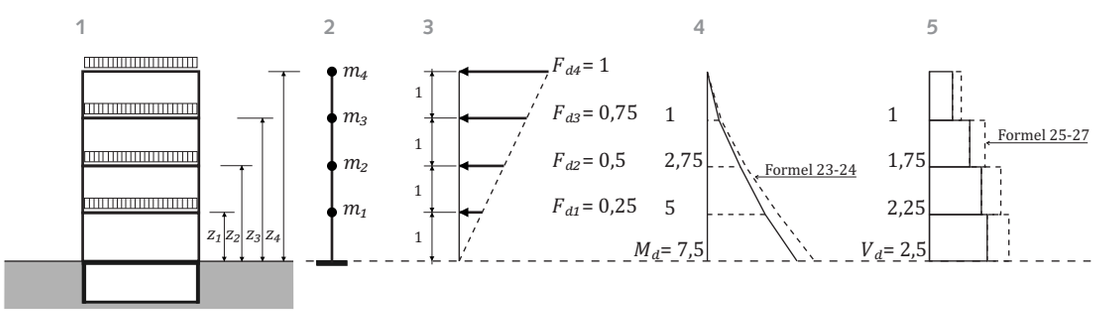
Der Faktor κ beträgt in Abhängigkeit von der Anzahl Geschosse n:

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

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

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^+

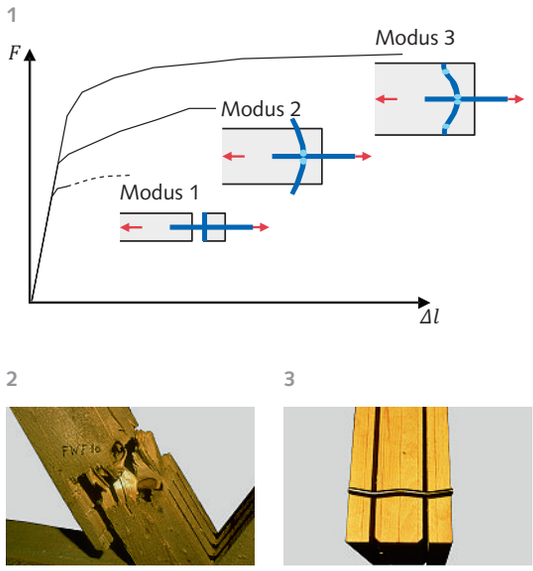
3.2.4 Voraussetzungen für den Tragsicherheitsnachweis von Holztragwerken mit dem Konzept des duktilen Tragwerksverhaltens [13]

In Holztragwerken können im allgemeinen nur die Verbindungen ein duktiles 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 Querzugbeanspruchungen 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 Holzdicken 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

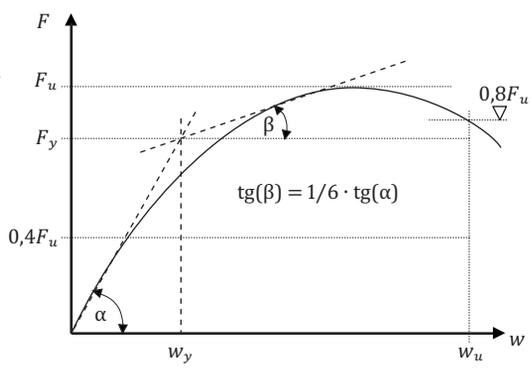
3.2.6 Duktilitätsmass und Verschiebungsmodul von Verbindungen

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 duktiles Versagen am Beispiel einer Stahl–Holz-Stabdübelverbindung einander gegenübergestellt.

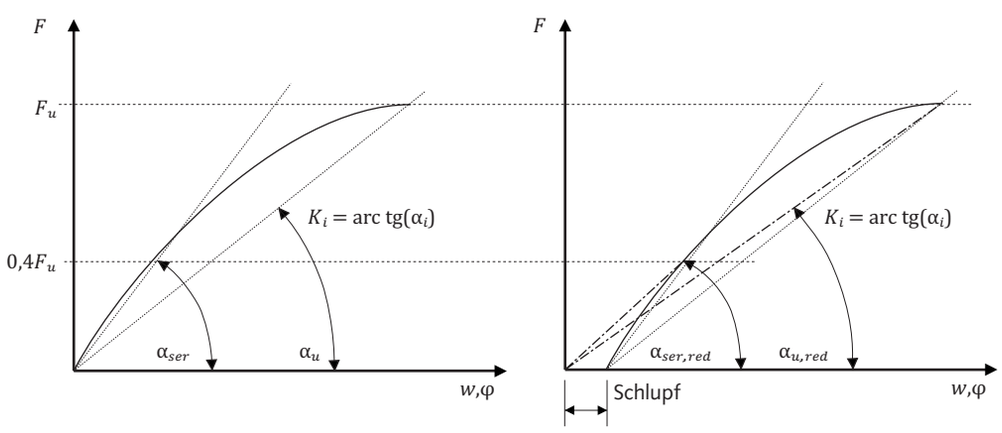
Die Norm SIA 265 (2003) verlangt keinen expliziten Nachweis der Duktilität, sondern stellt lediglich gewisse Anforderungen an die duktilen Bereiche (Ziffer 4.6.2). Wenn es jedoch darum geht, ein Tragwerk in die Duktilitätsklassen gemäss Tabelle 10 der Norm SIA 265 (2003) (siehe Figur 25) einzuteilen, 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).

$$D_s = \frac{w_u}{w_y} \tag{28}$$

$$K_{ser} = \frac{F_y}{w_y} \tag{29}$$



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



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 Nährungsformel $K_u = 2/3\ K_{ser}$ aus dem Verschiebungsmodul auf Niveau Gebrauchslasten K_{ser} abgeleitet werden [26]. Im Rahmen der Erdbebenbemessung 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**
$D_s = 1 \ldots 2$	• 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
$D_s > 3$	• 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 Erdbebenbemessung 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.

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

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 Turngeräts resultieren. Die Verankerung des Turngeräts 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:

$$u_d = q \cdot u_{el} \tag{31}$$

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 maximalen 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 ⅔ 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
$T = 0{,}5$ s	11 mm	23 mm	50 mm	100 mm
$T = 1$ s	23 mm	45 mm	160 mm	330 mm
$T \geq 2$ s	45 mm	91 mm	330 mm	650 mm

4 Erdbebengerechtes Entwerfen und Konstruieren

Figur 32:
Grosse Auskragungen sind je nach Erdbebenzone und Baugrundklassse auch bei Einfamilienhäusern speziell zu untersuchen.

Figur 33:
Bauten mit offenen Erdgeschossen müssen speziell auf Erdbeben untersucht werden.

Ziel des erdbebengerechten Entwurfs ist es, konzeptionelle und konstruktive Schwachstellen zu vermeiden. Die Beachtung der Grundsätze des erdbebengerechten Entwurfs lenkt das Schwingungsverhalten des Gebäudes während eines Erdbebens in engere Bahnen und reduziert die Unschärfen zwischen Berechnungsmodell und realem Tragwerksverhalten. Das Erdbebenverhalten wird zuverlässiger berechenbar.
Die Stärke eines Erdbebens kann nicht mit Sicherheit vorausgesagt werden. Man kann davon ausgehen, dass Bauwerke mit einem erdbebengerechten Entwurf auch bei Erdbebenstärken über dem Bemessungsbeben ein akzeptables Verhalten zeigen. Gerade bei der in der Schweiz vorherrschenden niedrigen bis mittleren Seismizität kann der Unterschied zwischen dem Bemessungsbeben und der maximal möglichen Erdbebenstärke sehr gross werden. Deshalb empfiehlt es sich besonders hier, die Prinzipien des erdbebengerechten Entwerfens einzuhalten.
Die Beachtung der wichtigsten Grundsätze für die erdbebengerechte Auslegung des Tragwerks wie Einfachheit, Regelmässigkeit und Redundanz (Schaffung alternativer Kraftpfade durch parallel wirkende Tragsysteme) lassen ein robustes Bauwerk mit kleiner Schadensanfälligkeit bei Erdbeben entstehen.
Je nach Erdbebenzone und Baugrundklasse kann das Erdbeben bereits bei relativ niedrigen Gebäuden für die Bemessung massgebend werden (Figur 32). Bauwerke mit offenen Erdgeschossen (Figur 33), etwa mit einer Aussteifung aus ganz wenigen, schlanken Bauteilen oder aus Stahlzugkreuzen und relativ steifen oberen Geschossen oder mit versetzten Geschossen, können problematisch sein.

4.1 Prinzipien des erdbebengerechten Entwurfs

Nachfolgend sind die Prinzipien des erdbebengerechten Entwurfs spezifisch für Holzbauten in Anlehnung an [28, 29] und die Norm SIA 261 (2003) zusammengestellt.

4.1.1 Enge Zusammenarbeit zwischen Architekt und Ingenieur

Fehler und Mängel im konzeptionellen Entwurf können durch eine noch so ausgeklügelte Berechnung und Bemessung durch den Ingenieur nicht kompensiert werden. Architekt und Ingenieur haben deshalb das Bauwerk gemeinsam zu entwerfen und achten bereits in der Startphase der Projektierung auf eine erdbebengerechte Gesamtkonzeption sowie auf eine auf Erdbeben abgestimmte konstruktive Gestaltung und Baustoffwahl der tragenden und der nicht tragenden Teile.

4.1.2 Konstruktiv einfache, duktile und robuste Tragwerke wählen

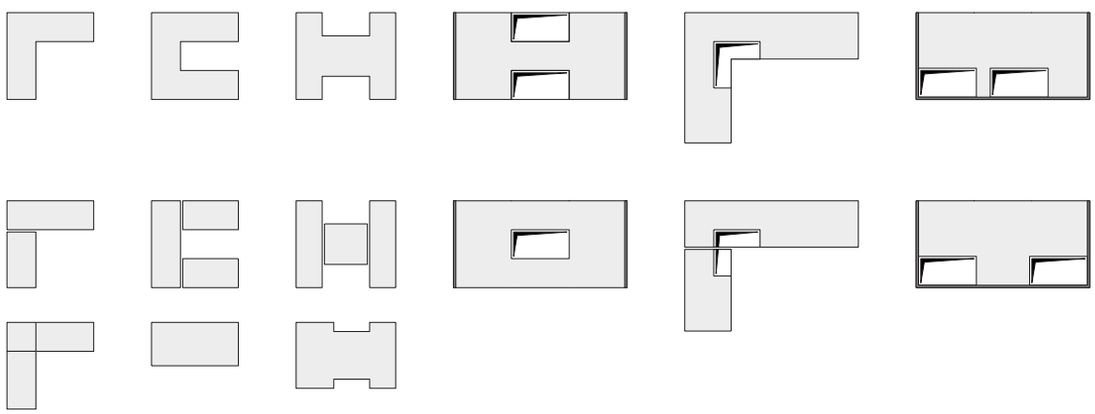
Unter Einfachheit eines Tragwerks versteht man das Vorhandensein von eindeutigen und direkten Wegen für die Abtragung der Erdbebenkräfte in den Baugrund. Modellbildung, Berechnung, Dimensionierung und konstruktive Durchbildung von einfachen Tragwerken sind mit weniger Unsicherheiten behaftet. Dadurch wird die Berechenbarkeit verbessert und die Gefahr lokaler Überbeanspruchungen reduziert.
Mehrgeschossige Holzbauten bestehen aus vielen Einzelteilen, die steifer oder weniger steif miteinander verbunden sind. Massivholzbauten aus grossflächigen, mehrlagigen Massivholzplatten sind steifer und besitzen weniger Bereiche, die duktil ausgebildet werden können, als Rahmenbauten. Das Trag- und Verformungsverhalten der einzelnen Holzbauteile und deren Verbindungen müssen genau aufeinander abgestimmt werden, damit sich das Gesamtsystem bei Erdbeben optimal verhält.
Das Trag- und Verformungsverhalten eines Tragwerks hängt einerseits von den Baustoffeigenschaften der Holzbauteile (Holzwerkstoffplatte, Vollholzbauteil, Rahmen, Fachwerk usw.) ab und anderseits von den Verbindungen, welche die einzelnen Holzbauteile zusammenhalten. Während die üblichen Holzbauteile ein sprödes Bruchverhalten zeigen, können Verbindungen bei richtiger konstruktiver Gestaltung ein duktiles Bruchverhalten aufweisen. Damit sich das gesamte Holztragwerk duktil verhält, müssen die Tragwiderstände der Verbindungen und der Holzbauteile derart aufeinander abgestimmt sein, dass unter Erdbebeneinwirkung die Verbindun-

gen plastifizieren, bevor eines der übrigen Bauteile spröde versagt (siehe Kapitel 3.2.3).
Ein robustes Tragwerk zeichnet sich dadurch aus, dass Schädigungen oder ein Versagen auf ein Ausmass begrenzt bleiben, das in einem vertretbaren Verhältnis zur Ursache steht [15]. Robustes Verhalten zeigen redundante und duktile Systeme. Dies kann beim Konzept der Tragstruktur berücksichtigt werden, indem beim Versagen eines Tragelementes Kettenreaktionen durch Überbelastung der benachbarten Elemente vermieden werden. Werden alle Tragelemente auf dasselbe Versagensniveau ausgelegt, kollabiert das Gesamtsystem, wenn das erste Element versagt, da alle anderen Elemente sofort überlastet sind. Robustheit heisst unter anderem, dass ein Versagen eines Tragwerksteils einen weiteren Tragwerksteil nicht direkt mitreisst. Robustheit bedeutet beispielsweise, dass nach dem Versagen der steifen Aussteifungen wegen Überbelastung weitere und weichere Aussteifungselemente immer noch ausreichende Tragreserven besitzen, damit es nicht zum Gesamtversagen kommt.

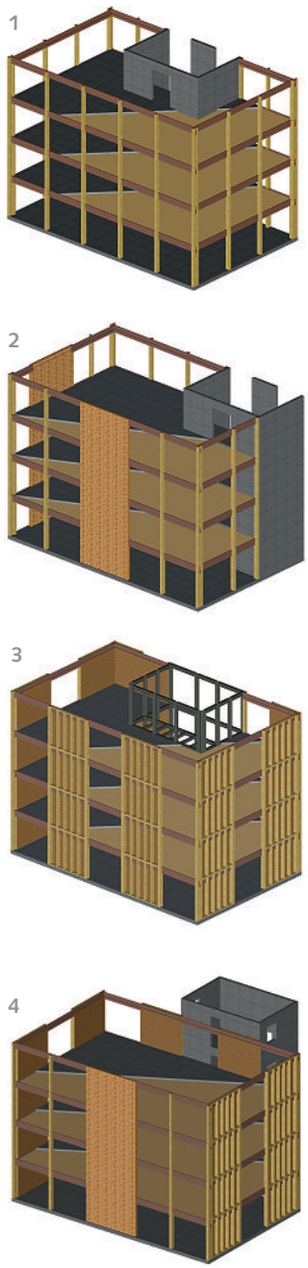
4.1.3 Regelmässigkeit des Tragwerks im Grundriss

Mit einer regelmässigen und kompakten Gestaltung der Gebäude im Grundriss und mit der symmetrischen Ausbildung in beiden orthogonalen Richtungen kann ein gutes Erdbebenverhalten sichergestellt werden (Figur 34). Ein Tragsystem ist gemäss Norm SIA 261 (2003) als regelmässig zu betrachten, wenn die in Ziffer 16.5.1.3 der Norm definierten Anforderungen eingehalten sind:

- Bezüglich Horizontalsteifigkeit und Massenverteilung ist das Bauwerk hinsichtlich zweier orthogonaler Richtungen ungefähr symmetrisch im Grundriss.
- Die Grundrissform des Bauwerks ist kompakt. Die Gesamtabmessungen von rückspringenden Ecken oder Aussparungen sind nicht grösser als 25% der gesamten äusseren Grundrissabmessung des Bauwerks in der entsprechenden Richtung.
- Die Steifigkeit der Decken in ihren Ebenen ist gross im Vergleich zur Horizontalsteifigkeit der vertikal tragenden Bauteile.



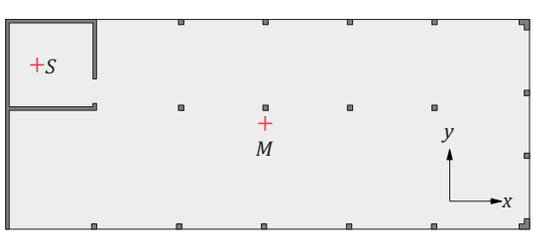
Figur 34:
Optimierte Gebäudeformen im Grundriss und Anordnungen von Aussparungen in Deckenscheiben.
Oben: ungünstige Planung
Unten: bessere Planung



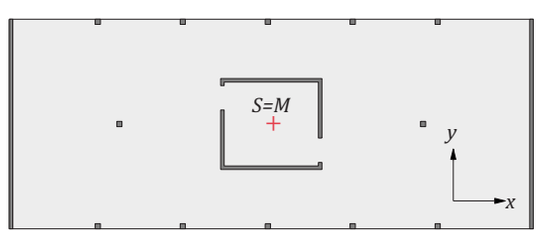
Figur 35:
Mögliche Anordnungen von Aussteifungselementen bei mehrgeschossigen Holzbauten:
1 Massives Treppenhaus: Das betonierte Treppenhaus dient als Aussteifung.
2 Massives Treppenhaus: Die Hauptaussteifung erbringt das betonierte Treppenhaus. Über einzelne, weit aussen liegende, steif ausgebildete Holztragwände können eventuell Torsionsmomente ausgeglichen werden.
3 ‹Weiches› Treppenhaus (z. B. nicht aussteifende Stahlkonstruktion): Die Aussteifung wird mit der Holzkonstruktion sichergestellt, eventuell in Verbindung mit dem ‹weichen› Treppenhaus.
4 Externes Treppenhaus, Erschliessung über Laubengänge: Die Aussteifung erfolgt einzig durch die Holzkonstruktion.

4.1.4 Steifigkeitszentrum möglichst nahe beim Massenzentrum

Jedes Gebäude hat in der betrachteten Grundrissebene ein Massenzentrum M (den ‹Schwerpunkt› aller darüber liegenden Massen) und ein Steifigkeitszentrum S (einen ‹Schwerpunkt› der Steifigkeiten aller an der horizontalen Aussteifung beteiligten vertikalen Tragelemente). Die Anordnung der Tragelemente zur Abtragung der horizontalen Erdbebenkräfte im Grundriss muss zum Ziel haben, das Steifigkeitszentrum S mit dem Massenzentrum M möglichst in Übereinstimmung zu bringen, um eine geringe Torsionsbeanspruchung des Gesamtsystems zu erreichen (siehe Figuren 36 und 37).
Holzbauten werden oft in Mischbauweise erstellt (Figur 35). Unter anderem werden mehrgeschossige Holzbauten ab vier Geschossen aufgrund der brandschutztechnischen Anforderungen mit massiven Treppenhausanlagen oder mit aussen liegenden Laubengangerschliessungen ausgeführt. Die massiven Treppenhäuser sind oftmals viel steifer und weisen ein anderes Verformungsverhalten über die Gebäudehöhe auf als die Wandkonstruktionen in Holzbauweise. Exzentrisch angeordnete Massivbauteile erzeugen starke Torsionsbeanspruchungen. Solche Grundrisse sind ungünstig bezüglich Erdbebenverhalten und grundsätzlich zu vermeiden.
Unabhängig von der planmässigen Torsion ist in jedem Fall ein torsionssteifes Aussteifungssystem mit möglichst weit auseinander liegenden Tragwänden vorzusehen. Im Minimum sollten zwei über sämtliche Geschosse durchlaufende Aussteifungselemente (z. B. Tragwände) pro Hauptrichtung des Grundrisses angeordnet werden.



Figur 36:
Massen- und Steifigkeitszentrum nicht deckungsgleich: Es resultieren starke Torsionskräfte.



Figur 37:
Massen- und Steifigkeitszentrum deckungsgleich: Es entsteht kaum Torsion aus Erdbeben.

4.1.5 Regelmässigkeit des Tragsystems im Aufriss

Eine regelmässige Gestaltung der horizontalen Aussteifungselemente im Aufriss mit möglichst stetiger Verteilung von Steifigkeit und Tragwiderstand über die gesamte Bauwerkshöhe ist für eine erdbebengerechte Gebäudeaussteifung von zentraler Bedeutung. Viele Einstürze von Gebäuden im Erdbebenfall sind darauf zurückzuführen, dass Aussteifungselemente, so etwa Wände in den Obergeschossen, im Erdgeschoss weggelassen oder durch Stützen ersetzt wurden. Horizontal weiche Geschosse sind zu vermeiden. Die Abstufung der Tragwiderstände in den Aussteifungen soll dem Verlauf der Beanspruchung über die Gebäudehöhe folgen und darf keine groben Sprünge aufweisen. Insbesondere sind horizontale Versetzungen der Austeifungen zu vermeiden. Die Norm SIA 261 (2003) definiert die Anforderungen an die Regelmässigkeit im Aufriss in Ziffer 16.5.1.4 wie folgt:

- Alle an der Aussteifung beteiligten Bauteile wie Kerne, Tragwände oder Rahmen verlaufen ohne Unterbrechung vom Fundament bis zur Oberkante des Bauwerks oder Bauwerksteils.
- Die Horizontalsteifigkeit, der Tragwiderstand für Horizontalkräfte und die Masse der einzelnen Geschosse bleiben über die Höhe des Bauwerks konstant oder verringern sich allmählich, ohne sprunghafte Veränderungen, von unten nach oben (Ausnahme: Übergang in Untergeschosse bzw. Übergang zwischen Massiv- und Holzbau).

4.1.6 Deckenscheiben

Unabhängig vom Deckensystem ist im Holzbau den Anschlüssen zwischen den Decken und tragenden Wandscheiben besondere Beachtung zu schenken. Die Anschlüsse sind auf die horizontalen Erdbebenkräfte zu bemessen, und die vertikale Lastabtragung ist konstruktiv sicherzustellen.

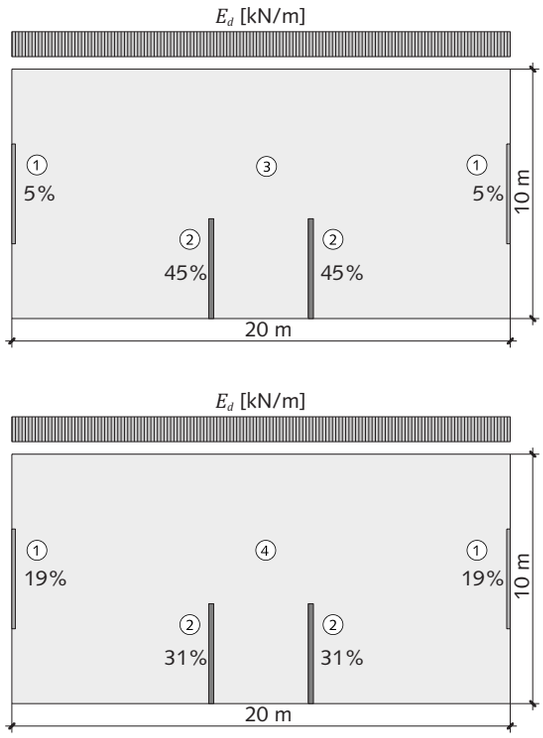
Stahlbetondecken sind in ihrer Ebene sehr steif. Deshalb erfolgt die Erdbebenberechnung von Gebäuden üblicherweise unter Annahme starrer Deckenscheiben. Holzbeton-Verbunddecken zeigen ein ähnliches Verschiebeverhalten wie Stahlbetondecken und dürfen daher analog bemessen werden.

Reine Holzdecken sind in ihrer Ebene je nach Ausbildung weniger steif als Stahlbetondecken. Die Annahme starrer Deckenscheiben ist in der Regel nicht zutreffend. Folglich muss für die Aufteilung der horizontalen Ersatzkräfte auf die tragenden Wandscheiben die Nachgiebigkeit der Decken berücksichtigt werden.

- In einfachen Fällen mit symmetrisch angeordnetem Aussteifungssystem und Tragwänden, welche in horizontaler Richtung gleich steif sind, kann jeder Wandscheibe die Ersatzkraft entsprechend der zugehörigen Deckeneinzugsfläche zugewiesen werden.
- Falls horizontal unterschiedlich steife Tragwände angeordnet werden oder bei komplexen Grundrissen mit unsymmetrischem Aussteifungssystem ist eine räumliche Modellierung unter Berücksichtigung der Decken- und Wandsteifigkeiten erforderlich.

Grundsätzlich ist die Deckensteifigkeit bei der Tragwerksanalyse mit der effektiven Steifigkeit zu berücksichtigen. Bei steifen Deckenscheiben kann das Ersatzkraftverfahren gemäss Musterbeispiel Kapitel 5.4 (Analyse am globalen Ersatzstab) angewandt werden. Bei weichen Deckensystemen ist das Antwortspektrenverfahren (Kapitel 5.7) mit einem räumlichen Tragwerksmodell anzuwenden, wobei die Decken mit den effektiven Steifigkeiten berücksichtigt werden.

Als Beispiel zeigt Figur 38 den Einfluss der unterschiedlichen Deckensteifigkeit auf die Verteilung der Beanspruchungen in den aussteifenden Tragwänden. Die Rippendecke in Holzrahmenbauweise weist gegenüber der Holzbeton-Verbunddecke eine viel geringere Steifigkeit auf, so dass die gegenüber den Stahlbetonwänden nachgiebigeren Wände aus mehrlagigen Massivholzplatten einen viel grösseren Anteil der Ersatzkräfte (je 19% statt 5%) abtragen, als dies bei einer sehr steifen Deckenscheibe der Fall wäre.



Figur 38:
Aufteilung der horizontalen Einwirkungen auf die aussteifenden Wände unter Berücksichtigung der Steifigkeit der Deckenscheibe in ihrer Ebene. Pro Tragwand ist der Anteil an der gesamten Querkraft angegeben, welche durch die Decke eingeleitet wird.

① Tragwände aus mehrlagigen Massivholzplatten
Dicke 140 mm (40/60/40)
Länge 4,00 m
Höhe 2,80 m
E-Modul 6280 N/mm²
G-Modul 500 N/mm²

② Tragwände aus Stahlbeton (gerissen)
Dicke 200 mm
Länge 4,00 m
Höhe 2,80 m
E-Modul 16000 N/mm²
G-Modul 7500 N/mm²

③ Holzbeton-Verbunddecke
Überbeton 100 mm (ungerissen)

④ Rippendecke in Holzrahmenbauweise
Ausbildung der Scheibe mit OSB3 22 mm
Plattenbreite 1,25 m
Verklammerung der Plattenstösse mit Klammer
1,53 × 65 mm, a_v = 40 mm

4.1.7 **Nicht tragende Bauteile**

Holztragwerke sind in Horizontalrichtung relativ weich und erfahren deshalb unter Erdbebeneinwirkung wesentlich grössere Verformungen als Massivbauten. Verformungsempfindliche, nicht tragende Bauteile wie Zwischenwände oder Fassadenelemente können bereits bei schwachen Erdbeben erhebliche Schäden erleiden. Grundsätzlich verlangt die Norm SIA 260 (2003) den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit ausschliesslich für Bauwerke der Bauwerksklasse III, welche üblicherweise nicht in Holz realisiert werden. Im Einzelfall kann es auch bei der Bauwerksklasse I oder II sinnvoll sein, die Gebrauchstauglichkeit für nicht tragende Bauteile nachzuweisen.

Nicht tragende Bauteile sind konstruktiv beispielsweise durch Fugen derart auszubilden, dass sie die Verformungen des Tragwerks infolge Erdbebeneinwirkung nicht behindern. Ferner sind sie in den horizontalen Richtungen am Tragwerk zu verankern. Die Berechnung der Verankerungskräfte erfolgt gemäss Kapitel 3.3.

4.1.8 **Fundation**

Die Abtragung der Erdbebenkräfte in den Baugrund ist durch eine fachgerecht ausgebildete Fundation sicherzustellen. Günstig für das Erdbebenverhalten sind steife Untergeschosse aus Stahlbetonwänden und -decken auf einer massiven Fundamentplatte. Zu vermeiden sind Einzelfundationen sowie Fundationen auf unterschiedlichem Baugrund.

Grundsätzlich sind plastische Verformungen unter Erdbebeneinwirkung in den Untergeschossen, in der Fundation und im Baugrund zu vermeiden. Diese sollen gemäss dem Konzept der Kapazitätsbemessung zu den elastisch bleibenden Bereichen gehören. Folglich sind diese Bauteile bei der Erdbebenbemessung nach dem Konzept des duktilen Tragwerksverhaltens mit ausreichend Tragreserven (siehe Kapitel 3.2.3) auszubilden.

Bei Holzbauten ist der Verankerung auf der Fundation oder in den Untergeschossen besondere Beachtung zu schenken. Kleinere Holzbauten in Holzrahmenbauweise können wegen ungenügender Verankerung vom Fundament rutschen. In den Verankerungen treten meist zyklische Wechselbeanspruchungen auf. Besonders bei Holzbauten ergeben sich infolge von Wind und Erdbeben in den Anschlüssen auf die Fundamente häufig Zugkräfte, welche eine entsprechende Konzeption und Bemessung der Verbindung erfordern. Horizontale Verankerungen sind immer in alle Richtungen wirkend auszulegen.

4.2 Eigenschaften des Baustoffs Holz

Die mechanischen Eigenschaften von Holz sind abhängig von der Art der Beanspruchung (Figur 39). Holz zeigt auf Zug parallel und rechtwinklig zur Faserrichtung sowie auf Schub ein ausgeprägt sprödes Bruchverhalten. Bei Druck- und Biegebeanspruchungen können die Bruchstellen plastische Bereiche aufweisen. Grundsätzlich ist aber in der Regel auch hier von einem spröden Bruchverhalten auszugehen.

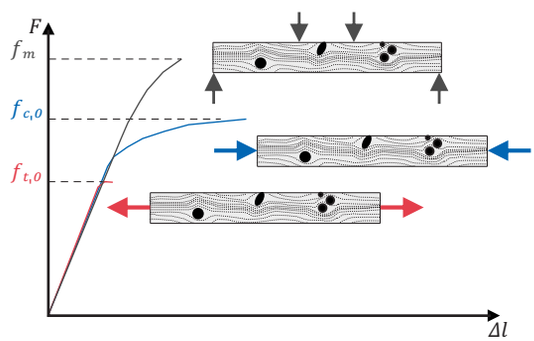
Einzig bei Druck rechtwinklig zur Faserrichtung zeigt Holz ein ausgesprochen duktiles Verhalten (Figur 40). Diese Druckbelastung geht aber immer auch mit grossen irreversiblen Eindrückungen einher, was bei Erdbeben nicht erwünscht ist (Wechsellasten, Schiefstellung von Druckelementen).

Im Bruchverhalten bestehen grosse Unterschiede zwischen den einzelnen Holzprodukten: Holzwerkstoffe können spröder versagen als Vollholz, das je nach Herkunft und Wuchsmerkmalen unterschiedlich spröd bricht.

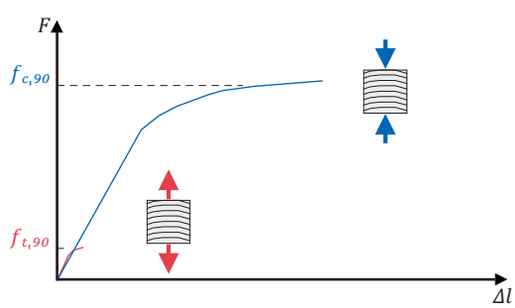
Das Bruchverhalten von Holz ist also für erdbebengerecht ausgelegte Tragwerke nicht optimal, und die Norm SIA 265 (2003) verlangt daher, dass bei Bauteilen aus Holz und Holwerkstoffen generell von einem nicht duktilen Tragwerksverhalten auszugehen ist.

Dennoch weist der Baustoff Holz hinsichtlich Verhalten im Erdbebenfall einige wesentliche Vorteile auf:

- Holzbauten zeigen im Vergleich zu anderen Bauweisen ein sehr gutes Verhältnis von Eigengewicht zur Tragfähigkeit. Das geringe Eigengewicht führt unabhängig von der Steifigkeit zu geringeren Trägheitskräften als bei Beton oder Stahl.
- Holzbauten weisen, bedingt durch ihre geringere horizontale Steifigkeit, eine grössere Grundschwingzeit auf, woraus in der Regel geringere Erdbebenkräfte resultieren.
- Holz zeigt bei kurzer Einwirkungsdauer (bei Erdbeben) höhere Festigkeit als bei längerer Einwirkungsdauer. Daher lässt die Norm SIA 265 (2003) in Ziffer 2.2.6 für den Nachweis des Erdbebens eine Erhöhung der Bemessungswerte der Festigkeiten und der Tragwiderstände mit dem Faktor η_t = 1,4 zu. Bei Bauteilen aus Holzwerkstoffen kann entsprechend der Einstufung der Einwirkung Erdbeben in die Klasse der Lasteinwirkungsdauer ‹sehr kurz› mit höheren η_{mod}-Werten gerechnet werden (Norm SIA 265/1 (2009), Tabellen 15 und 16).



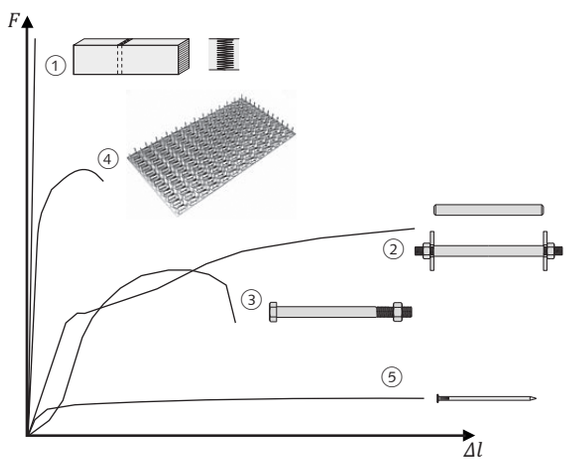
Figur 39: Last-Verformungs-Diagramm von Vollholz, parallel zur Faserrichtung auf Biegung, Druck und Zug beansprucht [30].



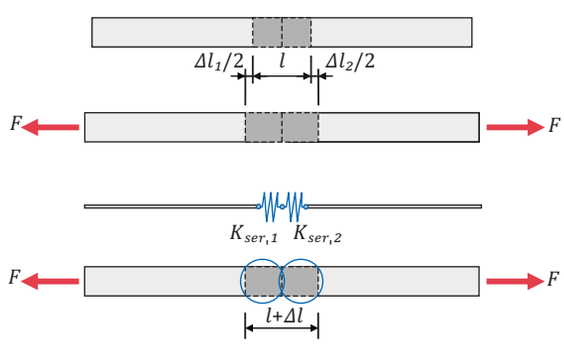
Figur 40: Last-Verformungs-Diagramm von Vollholz, auf Querdruck und Querzug beansprucht [30].

4.3 Verbindungen

Im Holzbau können einzig die Verbindungen duktil ausgebildet werden. Das Kraft-Verformungsverhalten der unterschiedlichen Holzverbindungen ist aber stark typenspezifisch (Figur 41) und abhängig von der Konzeption der Verbindung. Die Verbindungen müssen derart gestaltet sein, dass sie mehrere Zyklen grosser plastischer Verformungen mit vernachlässigbarer Reduktion des Tragwiderstandes durchlaufen können, was mit Versuchen nach [25] geprüft wird. Damit die Verbindungen auch wirklich als duktile Bereiche aktiviert werden können, müssen die übrigen, elastisch bleibenden Bereiche gemäss Norm SIA 265 (2003), Ziffer 4.6.3.1 auf den 1,2-fachen Tragwiderstand der duktilen Bereiche bemessen werden (siehe Kapitel 3.2.3). Um das Verhalten der Verbindungen adäquat zu erfassen, sind unter Umständen umfangreiche, detaillierte Berechnungen des Tragwiderstands und des Verformungsverhaltens (siehe beispielsweise Figur 42) erforderlich. Es gilt dabei zu beachten, dass die Annahmen für die Steifigkeiten von Verbindungen aufgrund fehlender aussagekräftiger Versuchsresultate häufig rein theoretische Werte sind.



Figur 41:
Tragverhalten von verschiedenen Holzverbindungen [31]:
① Verklebung
② Stabdübel (Passbolzen) d = 14 mm
③ Bolzen (Bauschraube) d = 14 mm
④ Nagelblech 10 000 mm²
⑤ Nagel d = 4,4 mm



Figur 42:
Theoretische Berechnung der Nachgiebigkeit einer Stabdübelverbindung. Auflagerdeformationen und Verformungen in Biegestössen können analog mit Federn bzw. Drehfedern modelliert werden [30].

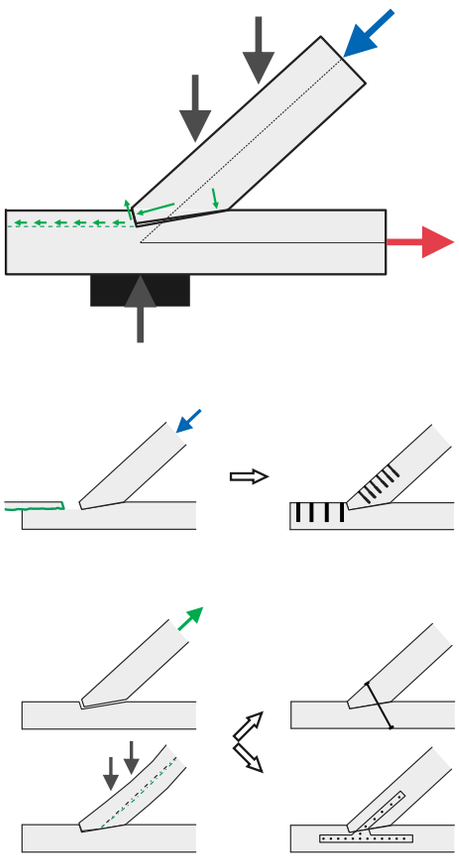
$$\Delta l_1/2 = \frac{1}{K_{ser,1}} \cdot F$$

$$\Delta l_2/2 = \frac{1}{K_{ser,2}} \cdot F$$

$$K_{ser,1} = K_{ser,2} = K_{ser} \implies \Delta l = \frac{2}{K_{ser}} \cdot F$$

4.3.1 Verbindungsarten mit Duktilitätsmass D_s = 1 … 2

Kontaktstösse Holz–Holz sowie Holz–andere Baustoffe: Erdbebengerechtes Bauen mit Zimmermannsverbindungen (Kontaktstösse, Versätze) ist schwierig, aber mit Zusatzmassnahmen möglich. Insbesondere geht es darum, die Verbindungen derart zu gestalten, dass sie sowohl für positive als auch für negative Belastungen (z. B. Verhindern des Abhebens einer mittels Versatz angeschlossenen Dachstrebe) wirken. Weiter sind spröd versagende Bereiche (Beispiel: Zone mit Scherbeanspruchung beim Versatz) mit mechanischen Verbindungsmitteln zu ergänzen bzw. zu verstärken (Figur 43).



Figur 43: Erdbebengerecht ausgebildeter Versatz: Die Zusatzmassnahmen sollen minimale Verschiebungen der Holzteile zulassen, jedoch ein Abscheren im Holz oder ein Abheben der Strebe verhindern [31].

Scherverbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln und Holzdicken kleiner als gemäss Tabelle 19 der Norm SIA 265 (2003) weisen ein sprödes bzw. beschränkt duktiles Bruchverhalten auf.

Auf Ausziehen beanspruchte Nägel, Schrauben und eingeklebte, profilierte Stahlstäbe sind gemäss Norm SIA 265 (2003) als nicht duktil bis wenig duktil eingestuft. Axial beanspruchte Nägel und Schrauben versagen in der Regel durch Ausreissen, allenfalls durch Kopfdurchziehen. Duktiles Versagen im Stahl ist aufgrund der schwierig abzuschätzenden und stark streuenden mechanischen Eigenschaften des Holzes selten.
Eingeklebte, profilierte Stahlstangen weisen in der Regel ein sehr steifes Verhalten auf. Bei axialer Beanspruchung auf Zug und korrekter Bemessung (Stahlversagen durch Erreichen der Stahlfliessgrenze) ist die Duktilität hoch. Bei axialem Druck ist das Knicken der Stahlstange zu berücksichtigen. Angaben zur Konzeption von Verbindungen mit eingeklebten, profilierten Stahlstäben gibt die Norm SIA 265 (2003) in Ziffer 6.10.

Einlass- und Einpressdübel weisen einen grossen Anfangsschlupf auf, welcher durch die Genauigkeit beim Einbau und durch Holzfeuchtewechsel beeinflusst wird. Über das Tragverhalten von Einlass- und Einpressdübeln unter zyklischer Beanspruchung ist wenig bekannt. Die Einlassdübel sind oft aus sprödem Material gefertigt; die Zähne von Einpressdübeln scheren nach einigen Zyklen ab. Die zur Lagesicherung verwendeten Bolzen (Bauschrauben) bedeuten keine grosse Tragreserve. Das Verhalten von Einlass- und Einpressdübelverbindungen unter zyklischer Beanspruchung ist deshalb gemäss Norm SIA 265 (2003) mittels Versuchen zu ermitteln.

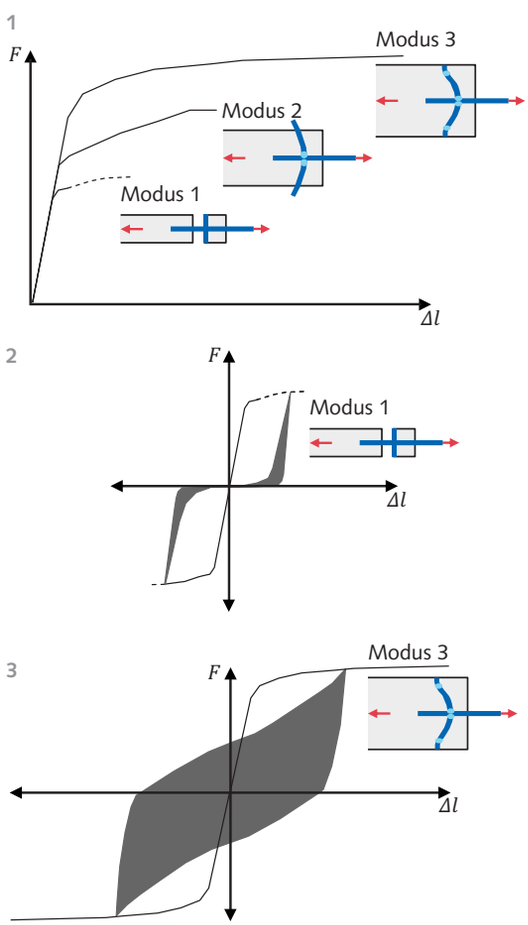
Nagelplatten aus Stahl: Die Stahlplatten sind steif, und die ausgestanzten und aufgebogenen Nägel neigen zu sprödem Brechen. Der Bruch erfolgt reissverschlussartig infolge Kerbwirkung im Nagelgrund (bei der Aufbiegung). Die Verbindung ist daher bezüglich Erdbebeneinwirkungen weniger geeignet [32].

Geklebte Verbindungen zeigen ein sprödes Bruchverhalten, und eine Energiedissipation ist nicht möglich. Solche Verbindungen sind gemäss Norm SIA 265 (2003) generell als nicht duktil zu betrachten.

4.3.2 Verbindungsarten mit Duktilitätsmass $D_s > 3$

Scherverbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln (Stabdübel, Nägel, Schrauben, Klammern) und Holzdicken gemäss Tabelle 19 der Norm SIA 265 (2003) weisen ein äusserst duktiles Bruchverhalten auf, sofern auch bestimmte Anforderungen bezüglich der End- und Zwischenabstände der Verbindungsmittel parallel zur Faserrichtung eingehalten sind (Tabelle 11 der Norm SIA 265 (2003)). Die angegebenen Bedingungen tragen der Tatsache Rechnung, dass schlanke, stiftförmige Verbindungsmittel im allgemeinen duktiler sind und damit mehr Energie dissipieren können.

Dass eine Verbindung unterschiedlich duktil ausgelegt werden kann, wird im folgenden am Beispiel der Stabdübelverbindung gezeigt (siehe Figur 44). Dabei ist das entscheidende Mass die Dübelschlankheit $\lambda = t/d$. Wird die Verbindung mit sehr dicken Stabdübeln ausgeführt, versagt sie im Modus 1 – es stellt sich ein Holzbruch ein. Im Versagensmodus 2 bilden sich mit einer Erhöhung der Traglast und grösseren Verformungen zwei Fliessgelenke im Dübel aus, im Modus 3 sogar vier Fliessgelenke [33].



Figur 44:
Schematische Darstellung des inelastischen Kraft-Verformungs-Verhaltens und der Energiedissipation von Stabdübelverbindungen im zyklischen Versuch [30, 31].
1 Das Kraft-Verformungsverhalten einer Stabdübelverbindung unterscheidet sich je nach Konzeption (Modus 1, 2, 3).
2 Stabdübelverbindung mit Versagensmodus 1: geringes Verformungsvermögen und geringe Energiedissipation im zyklischen Versuch.
3 Stabdübelverbindung mit Versagensmodus 3: grosses Verformungsvermögen und grosse Energiedissipation im zyklischen Versuch.

Je nach Art des eingesetzten stiftförmigen Verbindungsmittels gilt es, einige zusätzliche Dinge zu beachten:

Bolzen (Bauschrauben) sind aufgrund des Spiels in der Verbindung für die Energiedissipation ungeeignet, wohl aber für die Sicherung von Holz–Holz-Stabdübelverbindungen gegen Auseinanderwandern unter der zyklischen Belastung.

Stabdübel (Passbolzen) haben sich bei richtiger Schlankheit (und bei besseren Stahlqualitäten) und Ausführung als sehr duktile Verbindung erwiesen. Dies gilt insbesondere, wenn die Verbindung im Modus 3 versagt, also gemäss den Anforderungen der Tabelle 11 der Norm SIA 265 (2003) ausgelegt ist. Reine Stabdübelverbindungen in Holz–Holz-Verbindungen weisen selber kaum eine Klemmwirkung auf und können sich daher unter zyklischer Beanspruchung lösen. Sie müssen beispielsweise mittels Stabdübeln mit Gewinde oder mittels Bolzen zusätzlich gesichert werden.

Nagelverbindungen: Glattschaftige Nägel mit Einschlagtiefe $\geq 8\,d$ (d.h. ausreichender Schlankheit) verhalten sich ähnlich wie Stabdübel und zeigen bei Scherbeanspruchung ein duktiles Verhalten. Zwei- und mehrschnittige Nagelverbindungen sowie mit dem richtigen Durchmesser vorgebohrte Nägel verhalten sich besser als einschnittige (zeigen bestenfalls Versagensmodus 2) und nicht vorgebohrte Nägel (grössere Gefahr des Aufspaltens des Holzes). Bei gleicher Schlankheit zeigen profilierte Nägel ein noch besseres Verhalten, da sich während der Verformung der Verbindung eine stärkere Seilwirkung aufbauen kann als bei glattschaftigen Nägeln. Laut den erdbebenspezifischen Vorschriften der Norm SIA 265 (2003) dürfen glattschaftige Nägel allerdings nur für Verbindungen zwischen Beplankungen und Rahmen eingesetzt werden.

Klammern verhalten sich, sofern die Mindestholzdicken nach Ziffer 6.6.1 der Norm SIA 265 (2003) eingehalten sind, ähnlich wie (schlanke) glattschaftige Nägel und zeigen daher insbesondere bei der Anwendung in aussteifenden Scheiben ein sehr günstiges Verhalten. Für eine ausreichende Duktilität ist eine Einschlagtiefe $\geq 14\,d$ erforderlich.

Schrauben: In einschnittigen Verbindungen verhalten sie sich je nach Schlankheit ähnlich wie vorgebohrte Nägel oder wie Stabdübel, sofern die Einschraubtiefe mindestens $8d$ beträgt. Obwohl im Schraubengewinde aufgrund der Kerbung Spannungsspitzen entstehen, zeigen Verbindungen mit **selbstbohrenden Schrauben** ein gutes Verhalten in Bezug auf Duktilität.

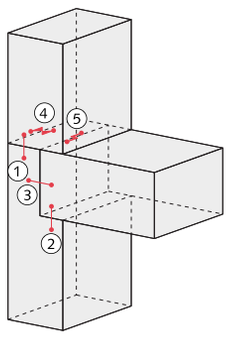
Auf Abscheren beanspruchte eingeklebte, profilierte Stahlstäbe verhalten sich grundsätzlich wie Stabdübel und somit in der Regel duktil. Eine Energiedissipation ist möglich. Die Verbindung ist nach den Regeln für Stabdübel und zusätzlich gemäss Norm SIA 265 (2003), Ziffer 6.10 zu konzipieren.

Bei der Auslegung der **Verbindungen mit Stahlteilen** ist darauf zu achten, dass zyklische plastische Verformungen wirklich in der Verbindung Holz–Stahl oder innerhalb der Stahlteile stattfinden können, ohne dass diese wegen lokaler Stabilitätsprobleme versagen. Kritisch können hier z. B. aussen liegende Stahllaschen oder auf Druck beanspruchte längere Schrauben und eingeklebte, profilierte Stahlstäbe sein. Ausserdem ist ein Auseinanderwandern der Verbindungsteile infolge zyklischer Beanspruchung zu verhindern, indem etwa bei Holz–Holz-Stabdübelverbindungen zusätzlich Bolzen (Bauschrauben) angeordnet werden und bei Verbindungen mit glattschaftigen Nägeln oder Schrauben eine vergrösserte Einschlag- bzw. Einschraubtiefe vorgesehen wird.
Ausreichende Duktilität setzt des weiteren voraus, dass kein frühzeitiges Aufspalten im Verbindungsbereich auftritt. Bei Verbindungen mit überwiegender Normalkraftbeanspruchung parallel zur Faserrichtung genügt hierfür das Einhalten der Anforderungen bezüglich Aufspalten gemäss Tabelle 11 der Norm SIA 265 (2003). Bei rahmenartiger Ausbildung oder generell bei Verbindungen mit Momentenbeanspruchung treten lokal grössere Querzug- und Schubbeanspruchungen auf, die zu einem spröden Verbindungsversagen führen. Dies ist durch geeignete Zusatzmassnahmen wie etwa Anordnung von mechanischen Verstärkungen zu verhindern (siehe Kapitel 4.4).

Für alle mechanischen Verbindungen gilt, dass deren Eigenschaften stark von der Belastungsgeschichte abhängig sind [32]. Eine zu einem früheren Zeitpunkt eingetretene Verformung in der Verbindung kann die dynamischen Eigenschaften des Gesamtsystems nachhaltig verändern. Dies gilt insbesondere für Verbindungen mit Schlupf (Einlassdübel, Bolzen etc.) und für zimmermannsmässige Verbindungen (Versatz etc.). Die Verbindungen müssen nicht nur unter dem Aspekt der Nachgiebigkeit und des Schlupfs geplant, sondern auch kontrolliert und gewartet werden (z. B. Nachziehen von Bolzen).
Im Gegensatz zum Stahlbau mit meist biegesteifen oder gelenkigen Stössen sind die Verbindungen im Holzbau häufig halbsteif (siehe Kapitel 3.2.6). Die Nachgiebigkeit der Verbindungen ist auch für die Gebrauchstauglichkeit und die Stabilität relevant. Spiel in den Verbindungen verstärkt die Effekte 2. Ordnung. In diesem Zusammenhang ist die Lagesicherung der Verbindungen von grosser Wichtigkeit.

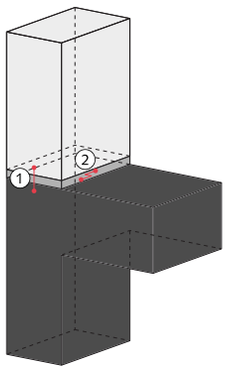
4.4 Anschlüsse und Verankerungen

Die konstruktive Ausbildung von Anschlüssen und Verankerungen ist von zentraler Bedeutung. Richtig konzipiert, wirken sich diese Bereiche positiv auf das duktile Verhalten des Tragwerks aus. Entscheidend dabei ist, dass die duktilen und spröden Bauteile so aufeinander abgestimmt werden, dass ein sprödes Versagen ausgeschlossen werden kann.
Verbindungen zwischen Deckenscheiben und Horizontallast abtragenden Wandscheiben (Figur 45, Nr. 2, 3 und 5) sowie Fundamentverankerungen von Horizontallast abtragenden Wandscheiben (Figur 46) müssen so bemessen werden, dass sie zu den elastisch bleibenden Bereichen des Tragwerkes gehören (siehe Kapitel 3.2.3).
Auf Querzug beanspruchte Anschlüsse und Zonen (Figur 47) sind grundsätzlich zu vermeiden. Der Querzugwiderstand von ausgeklinkten Holzträgern und von solchen mit Durchbrüchen ist gering und bezüglich zyklischen Verhaltens sehr ungünstig, da ein Sprödbruch auftreten kann. Querzuganschlüsse sind in jedem Fall mit mechanischen Verbindungsmitteln derart zu verstärken, dass die Querkraft bei einem Querzug- oder Schubversagen des Holzes durch die mechanischen Verbindungsmittel übertragen werden kann.



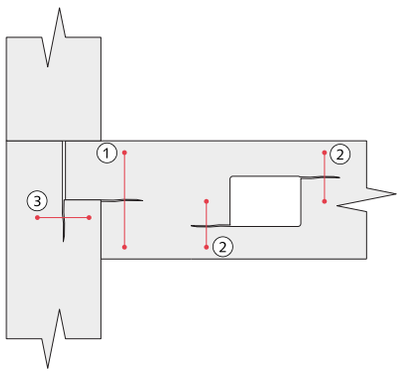
Figur 45:
Prinzipien der erdbebengerechten Ausbildung der Anschlüsse vertikaler und horizontaler Tragelemente im Bereich des Stockwerkübergangs.

① Vertikale Tragelemente sind am Stockwerkübergang so miteinander zu verbinden, dass sie in der Lage sind, die unter Erdbebeneinwirkung auftretenden zyklischen Lastumkehrungen (Zug- und Druckkräfte) aufzunehmen und abzutragen.
② Ein Abheben der horizontalen Tragelemente vom Auflager ist durch eine ausreichende Verankerung mit entsprechenden Verbindungsmitteln zu verhindern.
③ Horizontale Tragelemente sind horizontal so zu verankern, dass ein Abgleiten vom Auflager unter zyklischer Lasteinwirkung ausgeschlossen ist.
④ Vertikale, aussteifende Tragelemente sind schubsteif zu verbinden, so dass die auftretenden Querkräfte übertragen werden können.
⑤ Horizontale Tragelemente müssen derart schubsteif an die vertikalen Tragelemente angeschlossen werden, dass die auftretenden Querkräfte eingeleitet werden können.



Figur 46:
Prinzip der Fundamentverankerung vertikaler Tragelemente, welche zur horizontalen Aussteifung des Tragwerks herangezogen werden.

① Verankerungen und sonstige Verbindungen zu massiven Teilen (z.B. zum Untergeschoss in Beton) der vertikalen Tragelemente, die der Horizontalaussteifung des Tragwerks dienen, sind so zu bemessen, dass sie zyklische Umkehrlasten in horizontaler Richtung aufnehmen können.
② Vertikale, aussteifende Tragelemente sind schubsteif zu verbinden, so dass die auftretenden Querkräfte übertragen werden können.



Figur 47:
Grundsätzlich zu vermeidende querzuggefährdete Tragelemente.

① Unterzüge und Träger, welche im Auflagerbereich ausgeklinkt werden, sind mit Querzugverstärkungen zu sichern, um ein mögliches Aufreissen zu vermeiden.
② Durchbrüche in Auflagernähe oder in Bereichen mit grosser Querkraftbeanspruchung sind mit Querzugverstärkungen zu sichern.
③ Ausgeklinkte Stützen, welche unter zyklischer Lasteinwirkung auf Querzug beansprucht werden, sind mit Querzugverstärkungen zu sichern.

4.5 Aussteifende Wandsysteme im Holzbau

Mehrgeschossige Holzbauten werden üblicherweise mit flächigen Tragelementen (Decken- und Wandscheiben) ausgesteift. Eher seltener sind Fachwerk- oder Rahmensysteme (Rahmensysteme ohne flächige Beplankung, aber mit steifen Ecken), welche primär bei Ingenieurtragwerken zur Anwendung kommen. Bei Rahmensystemen sind speziell die grossen Querzugkräfte in den Eckverbindungen zu beachten, welche nur schwer über den geringen Querzugwiderstand aufgenommen werden können.

In Figur 48 sind häufig verwendete Wandsysteme abgebildet, welche im Holzbau für die horizontale Gebäudeaussteifung verwendet werden. In den Figuren 49 bis 52 sind die unterschiedlichen Wandsysteme den Tragwerkstypen A bis D bezüglich Erdbebenbemessung zugeordnet, welche in der Norm SIA 265 (2003) in Tabelle 10 definiert sind. Entscheidend für die Zuordnung zu den Gruppen A bis D ist das Verhalten bezüglich vertikaler Abtragung von Horizontalkräften. Die Ausbildung der horizontalen Scheiben bleibt dabei unberücksichtigt.

Gemäss den Angaben in der Tabelle 10 der Norm SIA 265 (2003) sind Tragwerke mit vielen gleichmässig verteilten, hoch wirksamen duktilen Verbindungsbereichen dem Typ D, entsprechend einem Verhaltensbeiwert von $q = 3{,}0$, zugewiesen. Beispiele sind Tragwerke mit mechanisch untereinander verbundenen Wandscheiben, deren Beplankung mit dem Rahmen mechanisch verbunden und deren mechanische Verbindungen Duktilitätsmasse $D_s > 3$ aufweisen.

Tragwerkstyp C umfasst Tragwerke mittlerer Duktilität mit einem Verhaltensbeiwert von $q = 2{,}5$. Hierzu gehören Tragwerke mit verschiedenen, hoch wirksamen duktilen Verbindungsbereichen, zum Beispiel:

- 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 aufgeklebter Beplankung, sofern sie untereinander mechanisch verbunden sind
- Tragwerke in Mischbauweise, bestehend aus skelettartigen, tragenden Holzrahmen mit nicht tragender Ausfachung.

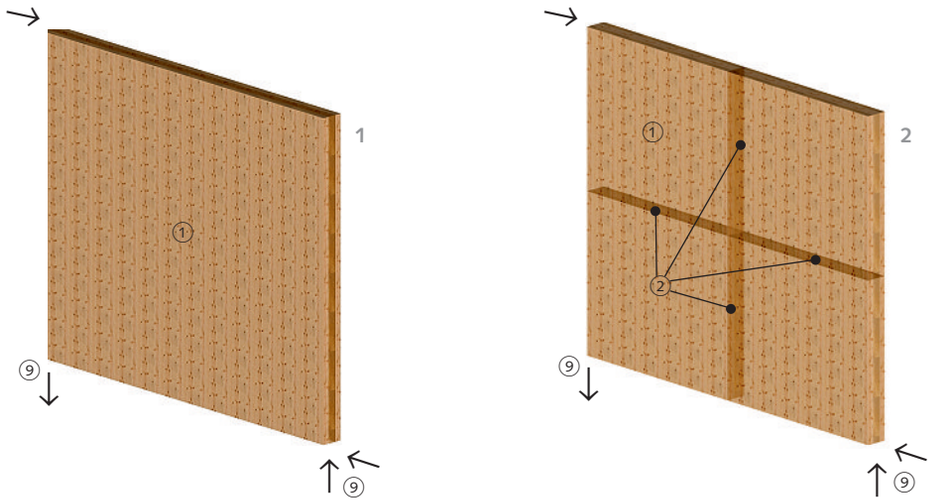
Tragwerke mit wenigen, aber wirksamen duktilen Verbindungsbereichen (z. B. eingeschossige Tragwerke mit Stützen mit halb steifen Anschlüssen am Fundament) zeigen insgesamt geringe Duktilität und werden dem Tragwerkstyp B zugewiesen. Der anzusetzende Verhaltensbeiwert beträgt $q = 2{,}0$.

Alle Tragwerke, welche sich nicht den Typen B, C oder D zuordnen lassen, also kleine Duktilität zeigen, werden dem Typ A zugewiesen. Der Verhaltensbeiwert beträgt dann $q = 1{,}5$. Beispiele solcher Tragwerke sind:

- Bogentragwerke
- Rahmentragwerke mit geklebten Rahmenecken
- Tragwerke mit steifen Stützeneinspannungen in den Fundamenten
- Tragwerke mit Wandscheiben zur Abtragung von Horizontalkräften ohne mechanische Verbindungen.

Bei der Bestimmung der Duktilitätsklasse ist besonders zu beachten, dass die duktilen Bereiche bei allen Verbindungen der Tragwerkstypen B bis D mit einem Duktilitätsmass $D_s > 3$ zu konzipieren sind (Kapitel 4.3.2). Demgegenüber werden an Tragsysteme des Tragwerkstyps A sowohl bezüglich der Auslegung duktiler Bereiche als auch bezüglich der Bemessung keine besonderen Anforderungen gestellt.

Nach Eurocode 8 [14] sind für Bauwerke aus Holz höhere Verhaltensbeiwerte möglich. Zu deren Anwendung bedarf es jedoch der Einhaltung weiterer konstruktiver Regeln (siehe auch Kapitel 2.3.2).



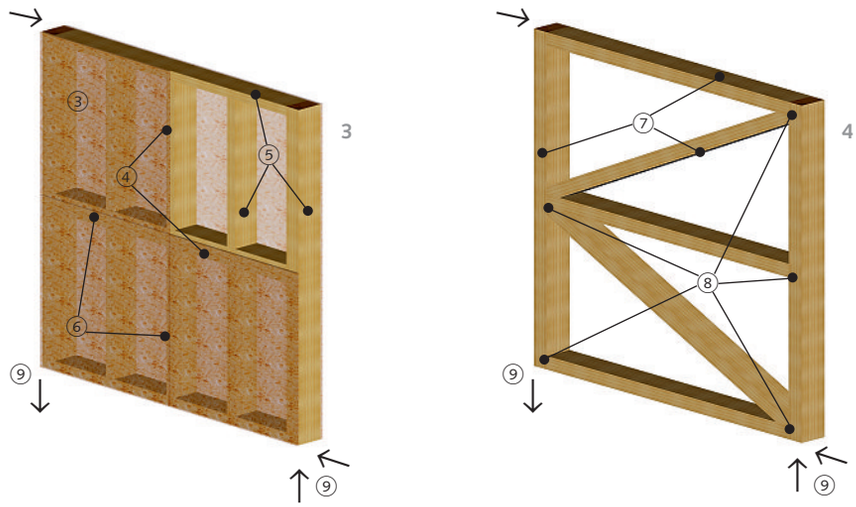
Figur 48:
Zur horizontalen Aussteifung von Holzbauten verwendete Wandsysteme.
1 Mehrlagige Massivholzplatten
2 Mehrlagige Massivholzplatten gekoppelt
3 Holzrahmenbauwand
4 Fachwerk

Figur 49:
Mehrlagige Massivholzplatten: Zuordnung zu den Tragwerkstypen gemäss Norm SIA 265 (2003), Tabelle 10.

Tragwerkstyp	A	B	C	D	**nicht duktiles Tragverhalten**	**duktiles Tragverhalten**
Verhaltensbeiwert q	1,5	2,0	2,5	3,0		
① **Flächenelement** Beanspruchung: – Biegung/Schub		nicht empfohlen		nicht möglich	– Stahlbetonbauteile – mehrlagige Massivholzplatten – mehrteilig verklebte Holzelemente	
⑨ **Verankerung** – punktuell/linear Beanspruchung: – Normalkraft – Querkraft					– geklebte Verbindungen – Einlass-/Einpressdübel – Bolzen – Stabdübel ($D_s < 3$)	– Stabdübel ($D_s > 3$) – schlanke Nägel – Stahlteile mit Rillennägeln – selbstbohrende Schrauben – eingeklebte Stahlstangen

Figur 50:
Mehrlagige Massivholzplatten gekoppelt: Zuordnung zu den Tragwerkstypen gemäss Norm SIA 265 (2003), Tabelle 10.

Tragwerkstyp	A	B	C	D	**nicht duktiles Tragverhalten**	**duktiles Tragverhalten**
Verhaltensbeiwert q	1,5	2,0	2,5	3,0		
① **Flächenelement** Beanspruchung: – Biegung/Schub		nicht empfohlen		nicht möglich	– Stahlbetonbauteile – mehrlagige Massivholzplatten – mehrteilig verklebte Holzelemente	
② **Plattenstösse** – punktuell/linear Beanspruchung: – Schubfluss					– geklebte Verbindungen – Einlass-/Einpressdübel – Bolzen – Stabdübel ($D_s < 3$)	– Klammern/Nägel – Stabdübel ($D_s > 3$) – Stahlteile mit Rillennägeln – selbstbohrende Schrauben – eingeklebte Stahlstangen
⑨ **Verankerung** – punktuell/linear Beanspruchung: – Normalkraft – Querkraft					– geklebte Verbindungen – Einlass-/Einpressdübel – Bolzen – Stabdübel ($D_s < 3$)	– Stabdübel ($D_s > 3$) – schlanke Nägel – Stahlteile mit Rillennägeln – selbstbohrende Schrauben – eingeklebte Stahlstangen



Figur 51:
Holzrahmenbauwand: Zuordnung zu den Tragwerkstypen gemäss Norm SIA 265 (2003), Tabelle 10.

Tragwerkstyp	A	B	C	D	nicht duktiles Tragverhalten	duktiles Tragverhalten
Verhaltensbeiwert q	1,5	2,0	2,5	3,0		
③ **Beplankung** Beanspruchung: – Schub		nicht empfohlen			– Holzwerkstoffe – mineralische Platte	
④ **Verbindung Beplankung auf Rahmen** Beanspruchung: – Schubfluss					– geklebte Verbindungen – Wellennägel	– Klammern – schlanke Nägel – selbstbohrende Schrauben
⑤ **Rahmen** Beanspruchung: – Normalkraft					– Holzrahmenwerk	
⑥ **Elementstösse** – punktuell/linear Beanspruchung: – Schubfluss					– geklebte Verbindungen – Einlass-/Einpressdübel – Bolzen – Stabdübel ($D_s < 3$)	– Klammern/Nägel – Stabdübel ($D_s > 3$) – Stahlteile mit Rillennägeln – selbstbohrende Schrauben – eingeklebte Stahlstangen
⑨ **Verankerung** – punktuell/linear Beanspruchung: – Normalkraft – Querkraft					– geklebte Verbindungen – Einlass-/Einpressdübel – Bolzen – Stabdübel ($D_s < 3$)	– Stabdübel ($D_s > 3$) – schlanke Nägel – Stahlteile mit Rillennägeln – selbstbohrende Schrauben – eingeklebte Stahlstangen

Figur 52:
Fachwerk: Zuordnung zu den Tragwerkstypen gemäss Norm SIA 265 (2003), Tabelle 10.

Tragwerkstyp	A	B	C	D	nicht duktiles Tragverhalten	duktiles Tragverhalten
Verhaltensbeiwert q	1,5	2,0	2,5	3,0		
⑦ **Fachwerk** Beanspruchung: – Biegung – Normalkraft		nicht empfohlen		nicht möglich	– Holzstäbe	– Stahlstäbe
⑧ **Knoten** Beanspruchung: – Biegung – Normalkraft – Querkraft					– geklebte Verbindungen – Einlass-/Einpressdübel – Bolzen – Stabdübel ($D_s < 3$)	– Klammern/Nägel – Stabdübel ($D_s > 3$) – Stahlteile mit Rillennägeln – selbstbohrende Schrauben – eingeklebte Stahlstangen
⑨ **Verankerung** – punktuell/linear Beanspruchung: – Normalkraft – Querkraft					– geklebte Verbindungen – Einlass-/Einpressdübel – Bolzen – Stabdübel ($D_s < 3$)	– Stabdübel ($D_s > 3$) – schlanke Nägel – Stahlteile mit Rillennägeln – selbstbohrende Schrauben – eingeklebte Stahlstangen

4.6 Steifigkeit unterschiedlicher Holzbausysteme

Mehrgeschossige Holzbauten werden heute primär mit flächigen Tragelementen ausgesteift. In Abhängigkeit von der Systemwahl (unter anderem Holzrahmenbau, Massivholzbau) können Holztragwerke eine wesentlich geringere horizontale Steifigkeit aufweisen als mehrgeschossige Massivbauten. Da die Grundschwingzeit mehrgeschossiger Holzbauten häufig in den Bereich des abfallenden Astes des Bemessungsspektrums (siehe Figur 16) fällt, ist eine aufwendigere Ermittlung der Steifigkeit der horizontal aussteifenden Bauteile gerechtfertigt. In diesem Bereich des Bemessungsspektrums nehmen die Erdbebenbeanspruchungen mit zunehmender Grundschwingzeit stark ab, während gleichzeitig die horizontalen Verformungen zunehmen, was insbesondere für verformungsempfindliche, nicht tragende Bauteile oder für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit unter Windeinwirkung problematisch sein kann. Ausserdem werden infolge der grösseren Verformungen Effekte 2. Ordnung bedeutsamer.

Um das Verformungsverhalten und die Grundschwingzeiten des Tragwerks in den beiden horizontalen Richtungen des Gebäudes zu ermitteln, müssen die horizontalen Steifigkeiten der Einzelbauteile möglichst zuverlässig bekannt sein. Das Verformungsverhalten scheibenartiger Tragelemente in Massivholzbauweise (etwa grossformatige, mehrlagige Massivholzplatten) lässt sich mit Stabmodellen einfach abbilden. Aufwendiger sind scheibenartige Tragelemente in Holzrahmenbauweise. Als zusammengesetzte Bauteile bestehen sie, wie in Figur 53 dargestellt, aus Tragrippen und Beplankungselementen, die miteinander schubsteif verbunden sind. Unter der Voraussetzung nicht beulender Beplankungen können statische Berechnungen mit Hilfe der linear-elastischen Schubfeldtheorie durchgeführt werden. Zum besseren Verständnis sind die wesentlichen Berechnungsschritte nach [34] und [35] zur Abschätzung des Verformungsverhaltens von Wand- und Deckenkonstruktionen in Holzrahmenbauweise im Kapitel 6.1 zusammengefasst.

4.6.1 Wandsysteme

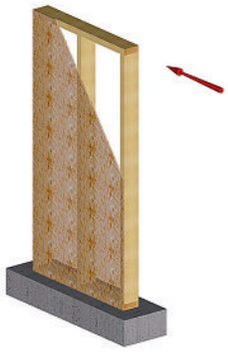
In der Figur 53 sind die Steifigkeiten unterschiedlicher Wandsysteme einander gegenübergestellt. Die Steifigkeit der Holzrahmenbauwände wurde anhand der im Kapitel 6.1.1 gezeigten analytischen Berechnungsmodelle abgeschätzt. Es fällt auf, dass sich die Steifigkeiten der einzelnen Wandsysteme deutlich voneinander unterscheiden. Die Stahlbetonwand ist rund sechsmal steifer als das Wandelement aus der mehrlagigen Massivholzplatte und mehr als 120-mal steifer als die einreihig verklammerte Holzrahmenbauwand.

Die Möglichkeit, zur Ausbildung der Tragwände unterschiedliche Wandsysteme zu verwenden, erlaubt es dem konstruierenden Ingenieur, den Grundriss hinsichtlich der Übereinstimmung von Massen- und Steifigkeitszentrum zu optimieren. So kann beispielsweise in einem Holzrahmenbau eine Tragwand aus mehrlagigen Massivholzplatten ausgeführt werden, um die Lage des Steifigkeitszentrums zu beeinflussen. Die Wahl eines anderen Wandsystems hat aber insofern Konsequenzen, als der Verhaltensbeiwert q immer in Funktion des am wenigsten duktilen Wandelements zu wählen ist. Im genannten Beispiel wäre also der Verhaltensbeiwert q gemäss Figur 49 bzw. 50 für die mehrlagige Massivholzwand massgebend.

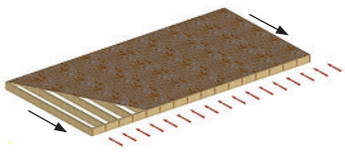
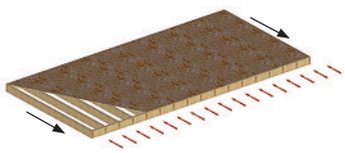
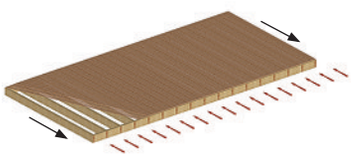
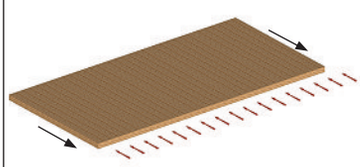
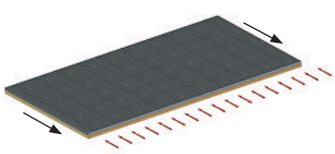
4.6.2 Deckensysteme

Im Kapitel 4.1.6 wurde erläutert, dass die Ausbildung der Geschossdecken einen entscheidenden Einfluss auf das Erdbebenverhalten eines Tragwerks haben kann. Aus Figur 54 ist ersichtlich, dass die Steifigkeit von Deckenscheiben auch stark durch die Art der Verankerung in den Tragwänden beeinflusst wird. Besonders markant zeigt sich dieser Einfluss bei der Holzbeton-Verbunddecke. Die Steifigkeit der Holzbeton-Verbunddecke (Gesamtsystem inkl. Verankerung) ist rund 44-mal grösser als diejenige der Holzrahmenbaudecke mit einreihiger Verklammerung und rund viermal grösser als die Massivholzdecke aus mehrlagigen Massivholzplatten.

Grosse Steifigkeiten werden mit der Rippendecke mit aufgeklebter Beplankung und der Massivholzdecke aus mehrlagigen Massivholzplatten erzielt. Bei diesen Systemen sind die Fugen zwischen den vorgefertigten Deckenelementen bei der Montage genügend steif auszubilden. Die Steifigkeit der Rippendecken mit aufgeklammerter Beplankung ist im Vergleich zu den übrigen Systemen gering. Bei diesen Deckensystemen ist der Einfluss der Deckensteifigkeit in der Tragwerksanalyse speziell zu berücksichtigen (siehe Kapitel 4.1.6).

System	Rahmenbauwand Beplankung einreihig verklammert	Rahmenbauwand Beplankung dreireihig verklammert	Rahmenbauwand Beplankung aufgeklebt	Mehrlagige Massivholzplatte	Stahlbetonwand (Beton gerissen)
					
Wandaufbau	Ständerwerk: Kopfholz 60/140 mm Schwelle 60/140 mm Ständer 60/140 mm Randholz 60/140 mm Beplankung: OSB3 t = 15 mm Klammern 1,53 × 50 mm, a_v = 50 mm einreihig Verankerung: eingeschlitztes Stahlblech t = 8 mm Stabdübel 8 mm, 1 Reihe à 2 Stück	Ständerwerk: Kopfholz 100/140 mm Schwelle 100/140 mm Ständer 100/140 mm Randholz 100/140 mm Beplankung: OSB3 t = 15 mm Klammern 1,53 × 50 mm, a_v = 23 mm dreireihig Verankerung: zwei eingeschlitzte Stahlbleche t = 8 mm Stabdübel 8 mm, 2 Reihen à 4 Stück	Ständerwerk: Kopfholz 100/140 mm Schwelle 100/140 mm Ständer 100/140 mm Randholz 100/140 mm Beplankung: Dreischichtplatte t = 27 mm, aufgeklebt Lagen 9/9/9 Verankerung: zwei eingeschlitzte Stahlbleche t = 8 mm Stabdübel 8 mm, 2 Reihen à 5 Stück	Konstruktion: mehrlagige Massivholzplatte t = 140 mm Lagen 30/25/30/25/30 E-Modul 7000 N/mm² G-Modul 500 N/mm² Verankerung: zwei eingeschlitzte Stahlbleche t = 8 mm Stabdübel 8 mm, 4 Reihen à 10 Stück	Konstruktion: Stahlbetonwand t = 200 mm E-Modul 15 000 N/mm² G-Modul 7250 N/mm² (E- und G-Modul aufgrund der Rissbildung um 50% reduziert)
Steifigkeit	0,7 kN/mm	2,7 kN/mm	4,0 kN/mm	14,3 kN/mm	82,0 kN/mm
Verformungsanteile	Verankerung 18% Beplankung 10% Normalkraft Ständer 6% Verbindungsmittel 66%	Verankerung 9% Beplankung 39% Normalkraft Ständer 13% Verbindungsmittel 39%	Verankerung 11% Beplankung 70% Normalkraft Ständer 19%	Verankerung 6% Schub 46% Biegung 48%	Verankerung 0% Schub 13% Biegung 87%

Figur 53:
Steifigkeiten für 2,5 m hohe und 1,25 m breite Wandsysteme unter Berücksichtigung der Verformungsanteile Schub in der Beplankung, Normalkraft in den Ständern, Befestigung der Beplankung und Verankerung.

System		Deckenaufbau	Steifigkeit[1]	Verformungsanteile
Rippendecke Beplankung einreihig verklammert		Rippendecke: Hauptrippe 80/280 mm Randholz 80/280 mm Beplankung OSB3 t = 15 mm Klammern 1,53 × 50 mm, a_v = 40 mm einreihig Verankerung mit selbstbohrenden Schrauben 8 mm, a_v = 250 mm	0,85 kN/m	Verankerung 11% Verbund 69% Normalkraft Rippen 4% Beplankung 16%
Rippendecke Beplankung zweireihig verklammert		Rippendecke: Hauptrippe 80/280 mm Randholz 80/280 mm Beplankung OSB3 t = 15 mm Klammern 1,53 × 50 mm, a_v = 25 mm zweireihig Verankerung mit selbstbohrenden Schrauben 8 mm, a_v = 80 mm	1,89 kN/m	Verankerung 8% Verbund 47% Normalkraft Ständer 9% Beplankung 36%
Rippendecke Beplankung aufgeklebt		Rippendecke: Hauptrippe 80/280 mm Randholz 80/280 mm Beplankung Dreischichtplatte t = 27 mm, aufgeklebt Nägel 2,8 × 80 mm, a_v = 40 mm einreihig Verankerung mit selbstbohrenden Schrauben 8 mm, a_v = 80 mm	3,33 kN/m	Verankerung 13% Verbund 0% Normalkraft Ständer 13% Beplankung 74%
Massivholzdecke aus mehrlagigen Massivholzplatten		Massivholzdecke: mehrlagige Massivholzplatte t = 200 mm Lagen 40/40/40/40/40 Elementierung 5 Stk. mit 2 m Breite Verbund Elementfugen mit selbstbohrenden Schrauben 7 mm, a_v = 50 mm Verankerung mit selbstbohrenden Schrauben 8 mm, a_v = 60 mm	10,0 kN/m	Verankerung 43% Verbund der Elementfugen 26% Schubanteil 31% Biegeanteil 0%
Holzbeton-Verbunddecke (Beton in ungerissenem Zustand)		Holzbeton-Verbunddecke: Überbeton ± 100/120 mm Brettstapel ± 100/120 mm Verbund über Haftreibung Verankerung mit selbstbohrenden Schrauben 8 mm, a_v = 80 mm, zweireihig	37,0 kN/m[2]	Verankerung 78% Verbund 0% Schubanteil 7% Biegeanteil 15%

Figur 54:
Steifigkeiten für 10 m lange und 5 m breite Deckenscheiben unter Berücksichtigung der Verformungsanteile Schub in der Beplankung, Normalkraft in den Gurthölzern, Befestigung der Beplankung und Anschlussausbildung der Scheibenenden an zwei zur Einwirkungsrichtung parallel verlaufende Tragwände.

1) Gleichförmige Streckenlast, welche in der Decke eine Verformung von 1,0 mm hervorruft
2) Die Berücksichtigung der Rissbildung ist nicht relevant, da die Steifigkeit der Deckenscheibe gegenüber der Verankerung dominant bleibt.

5 Anwendungsbeispiel

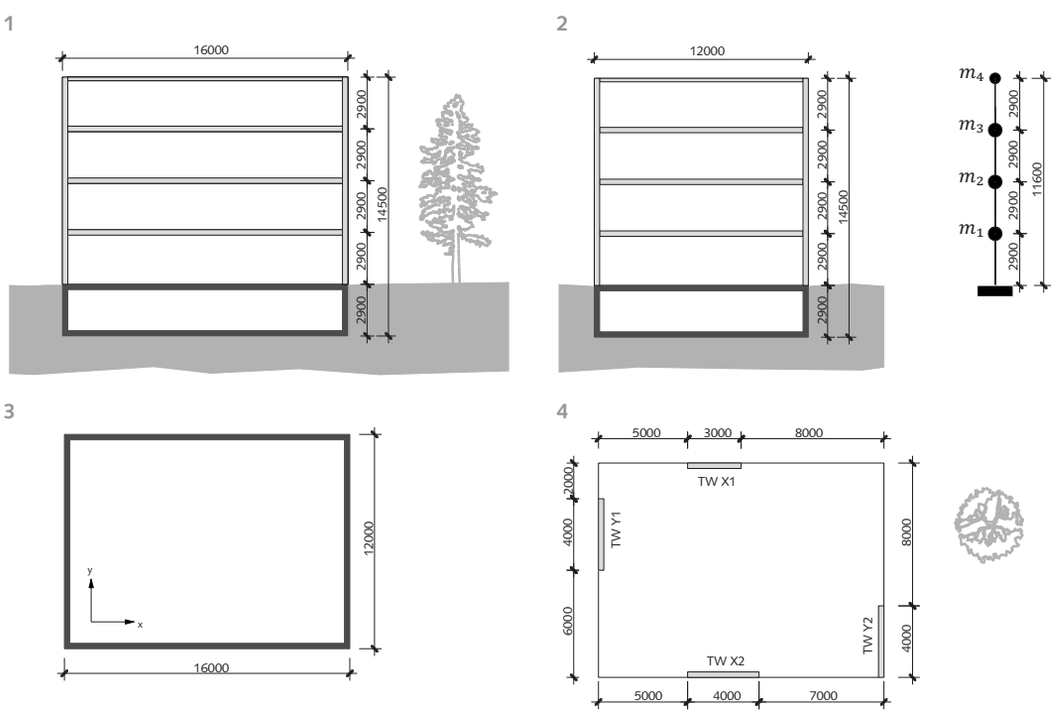
An einem viergeschossigen Wohnbau in Holz wird nachfolgend die Tragwerksanalyse der die horizontalen Einwirkungen abtragenden Wände durchgeführt und deren Bemessung exemplarisch dargestellt. Das Tragwerk ist erdbebengerecht ausgelegt, d.h. die Regularitätskriterien sind im Aufriss und im Grundriss erfüllt. Um die gewünschte Relevanz der Einwirkung Erdbeben zu erhalten, fiel standortseitig die Wahl auf die höchste Erdbebenzone Z3b in Verbindung mit der eher ungünstigen Baugrundklasse C. Bezüglich Gebäudehöhe wurde die Viergeschossigkeit gewählt. Bei noch grösserer Geschosszahl werden die Windbeanspruchungen zum Teil dominant.
Im Beispiel werden die Konstruktionsabmessungen aufgrund der Vorbemessung auf Gebrauchstauglichkeit unter Wind festgelegt und auf Erdbebenbeanspruchung summarisch kontrolliert. Mit dieser Konstruktion werden anschliessend die horizontale Steifigkeit und damit die Grundschwingzeit des Tragwerks ermittelt. Vor- und Nachteile unterschiedlicher Verfahren zur Ermittlung der Grundschwingzeit werden aufgezeigt.
Die Tragwerksanalyse erfolgt nach dem Ersatzkraftverfahren unter Berücksichtigung der Torsion infolge unterschiedlicher Lage der Steifigkeits- und Massenzentren der einzelnen Geschosse sowie Effekten 2. Ordnung. Ergänzend und vergleichend zum Ersatzkraftverfahren wird das Tragwerk des Anwendungsbeispiels auch mit dem Antwortspektrenverfahren anhand eines dreidimensionalen Modells analysiert.
Nach der Berechnung sämtlicher Schnittkräfte erfolgt am Ende dieses Kapitels die Bemessung der kritischen Querschnitte sowie die Kontrolle der Einhaltung der Duktilitätsbedingungen.

5.1 Berechnungsgrundlagen

5.1.1 Gebäudekonzept und Abmessungen

Das Gebäude dient dem Wohnen. Sein Untergeschoss besteht aus Stahlbeton und bildet einen steifen Kasten. Die vier Geschosse darüber sind in Holzrahmenbauweise ausgeführt. Das Gebäude hat einen kompakten, rechteckigen Grundriss und somit eine einfache Form. Die Massen- und Steifigkeitszentren liegen in allen Geschossen nahe beieinander.

Die Erschliessung des Gebäudes erfolgt über Laubengänge, die mit einer extern zum Gebäudegrundriss angeordneten, in Stahl ausgeführten Treppenanlage verbunden sind (in Figur 55 nicht gezeichnet). Die Tragkonstruktionen des Gebäudes und der Treppen sind voneinander durch eine Fuge entkoppelt und separat ausgesteift.



Figur 55: Geometrie des Gebäudes für das Anwendungsbeispiel. Alle Masse in Millimeter.
1 Längsschnitt
2 Querschnitt mit dem Ersatzstab
3 Grundriss Untergeschoss
4 Grundriss Obergeschosse mit Lage und Abmessung der Tragwände TWX1, TWX2, TWY1 und TWY2

Das Aussteifungssystem besteht aus je zwei über alle Geschosse laufenden Tragwänden pro Hauptrichtung. Diese Tragwände sind durch sehr steife Deckenscheiben in Holzbeton-Verbundbauweise miteinander gekoppelt. Dank dem Aussenliegen der Tragwände ist die Torsionssteifigkeit gross.
Die Verteilung der Horizontalsteifigkeit, des Tragwiderstands für horizontale Kräfte und der Massen über die Gebäudehöhe weist mit Ausnahme des Übergangs ins Untergeschoss keine Sprünge auf.
Beim Tragwerk des Gebäudes sind somit alle relevanten Regeln des erdbebengerechten Entwurfs erfüllt, womit das Gebäude ein sehr günstiges Verhalten bei Erdbeben aufweist.
Im weiteren wird nur das Tragwerk des Gebäudes betrachtet.

5.1.2 **Eigenlasten und Auflasten**

Die Tragkonstruktion des extensiv begrünten Flachdachs besteht aus gedämmten Kastenelementen. Die Geschossdecken vom Erdgeschoss bis und mit zweitem Obergeschoss werden in Holzbeton-Verbundbauweise ausgeführt. Sämtliche Aussen- und Innenwände werden in Holzrahmenbauweise erstellt.
Die Eigenlast der nicht tragenden Innenwände wird pauschal über die Geschossflächen verteilt berücksichtigt:

$$g_k = 0{,}50\,\mathrm{kN/m^2}$$

Die Flächenlast des Flachdachs ergibt sich aus dessen Aufbau plus Berücksichtigung der halben Last der Innenwände:

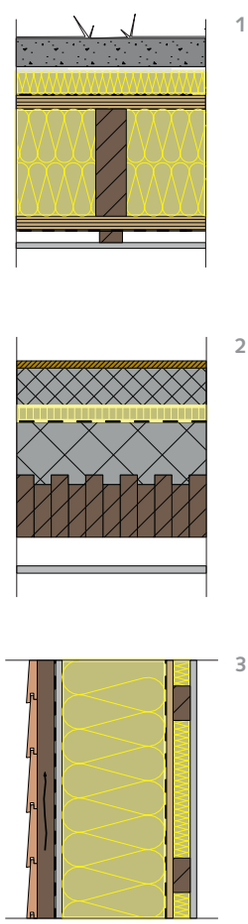
$$g_k = 3{,}29\,\mathrm{kN/m^2} + 0{,}25\,\mathrm{kN/m^2} = 3{,}54\,\mathrm{kN/m^2}$$

Die Flächenlast der Geschossdecke ergibt sich aus dessen Aufbau plus Berücksichtigung der Last der Innenwände:

$$g_k = 5{,}83\,\mathrm{kN/m^2} + 0{,}50\,\mathrm{kN/m^2} = 6{,}33\,\mathrm{kN/m^2}$$

Die Flächenlast der Aussenwände beträgt entsprechend ihrem Aufbau:

$$g_k = 1{,}05\,\mathrm{kN/m^2}$$



Figur 56:
Bauteilaufbauten.
1 Dachaufbau von oben:
Substrat 80 mm, wassergesättigt
Abdichtung 5 mm
Dämmung mit Gefälle 40–100 mm
Kastenelement:
Kerto Q 36 mm, schraubpressverklebt
Tragrippen VH C24 80/280 mm,
a = 416 mm/Dämmung
Mineralfaser 280 mm
Kerto Q 36 mm, schraubpressverklebt
Dampfbremse
abgehängte Gipsdecke 2 x 15 mm
2 Deckenaufbau von oben:
Belag 15 mm
Zement-Unterlagsboden 80 mm
Trittschalldämmung 30 mm
Holzbeton-Verbunddecke:
Überbeton 120 mm
Brettstapel 120 mm
abgehängte Gipsdecke 2 x 15 mm
3 Aufbau Aussenwand von aussen:
Aussenschalung 24 mm
Hinterlüftungslattung 40 mm
Gipsfaserplatte 15 mm
Ständer 60/240 mm,
a = 625 mm/Mineralfaserdämmung 240 mm
Dampfbremse
Grobspanplatte OSB3 15 mm
Installationsrost 40 mm/Mineralfaserdämmung 40 mm
Gipsfaserplatte 15 mm

5.1.3 Nutzlast Geschossdecken

Entsprechend der Gebäudenutzung nach Kategorie A Wohnflächen ergeben sich die anzusetzende Nutzlast q_k für die Geschossdecken des Erdgeschosses bis zum zweiten Obergeschoss und der Reduktionsbeiwert ψ_2 für den quasi-ständigen Anteil der Nutzlast wie folgt:

$q_k = 2{,}00\,\mathrm{kN/m^2}$
$\psi_2 = 0{,}3$

5.1.4 Schnee

Die standortunabhängige Ermittlung des charakteristischen Wertes der Schneelast q_k erfolgt über die Meereshöhe h respektive die Bezugshöhe h_0:

$h = 490\ \mathrm{müM}$
$h_0 = 490\ \mathrm{müM} \pm 0\ \mathrm{m} = 490\ \mathrm{m}$

Dachformbeiwert für das Flachdach:
$\mu_i = 0{,}8$

Expositionsbeiwert gewählt:
$C_e = 1{,}0$

Thermischer Beiwert gewählt:
$C_T = 1{,}0$

Der charakteristische Wert der Schneelast auf horizontalem Gelände s_k und der charakteristische Wert der Schneelast q_k errechnen sich aus nachfolgenden Formeln:

$$s_k = \left[1 + \left(\frac{h_0}{350}\right)^2\right] \cdot 0{,}4 = \left[1 + \left(\frac{490}{350}\right)^2\right] \cdot 0{,}4$$

$$s_k = 1{,}18\ \mathrm{kN/m^2}$$

$$q_k = \mu_i \cdot C_e \cdot C_T \cdot s_k = 0{,}8 \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}18\,\mathrm{kN/m^2}$$

$$q_k = 0{,}95\ \mathrm{kN/m^2}$$

Der Reduktionsbeiwert für den quasi-ständigen Anteil der Schneelast ψ_2 ergibt sich unter Berücksichtigung der Bezugshöhe aus nachfolgender Bedingung:

$$\psi_2 = 1 - \frac{1000}{h_0} \geq 0$$

$$1 - \frac{1000}{490} = -1{,}04$$

$$\psi_2 = 0$$

5.1.5 Wind

Zur standortunabhängigen Ermittlung des Staudrucks q_p wird ein Standort in der Geländekategorie III angenommen.

Referenzwert des Staudruckes:
$q_{p0} = 0{,}9\,\mathrm{kN/m^2}$

Gebäudehöhe:
$z = 11{,}6\ \mathrm{m}$

Gradientenhöhe gewählt:
$z_g = 450\ \mathrm{m}$

Exponent der Bodenrauhigkeit gewählt:
$\alpha_r = 0{,}23$

Reduktionsfaktoren in Richtung x und y:
$c_{red,x} = 0{,}88$

$c_{red,y} = 0{,}86$

dynamischer Faktor:
$c_d = 1{,}0$

Kraftbeiwert in Richtung x und y:
$c_f = 1{,}05$

Bezugsflächen des Bauwerks in Richtung x und y:
$A_{ref,x} = 11{,}6\ \mathrm{m} \cdot 12{,}0\ \mathrm{m}$
$A_{ref,y} = 11{,}6\ \mathrm{m} \cdot 16{,}0\ \mathrm{m}$

Der Profilbeiwert c_h sowie schliesslich der Staudruck q_p und der charakteristische Wert der globalen Windkraft Q_k errechnen sich aus nachfolgenden Formeln:

$$c_h = 1{,}6 \cdot \left[\left(\frac{z}{z_g}\right)^{\alpha_r} + 0{,}375\right]^2$$

$$= 1{,}6 \cdot \left[\left(\frac{11{,}6}{450}\right)^{0{,}23} + 0{,}375\right]^2 = 1{,}04$$

$$q_p = c_h \cdot q_{p0} = 1{,}04 \cdot 0{,}9\,\mathrm{kN/m^2} = 0{,}936\,\mathrm{kN/m^2}$$

$$Q_k = c_{red} \cdot c_d \cdot c_f \cdot q_p \cdot A_{ref}$$

$$Q_{k,x} = 0{,}88 \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}05 \cdot 0{,}936\,\mathrm{kN/m^2} \cdot 11{,}6\ \mathrm{m} \cdot 12{,}0\ \mathrm{m}$$
$$Q_{k,x} = 120\ \mathrm{kN}$$

$$Q_{k,y} = 0{,}86 \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}05 \cdot 0{,}936\,\mathrm{kN/m^2} \cdot 11{,}6\ \mathrm{m} \cdot 16{,}0\ \mathrm{m}$$
$$Q_{k,y} = 157\ \mathrm{kN}$$

Der Bemessungswert der globalen Windkraft Q_d ergibt sich zu:

$$Q_d = \gamma_Q \cdot Q_k$$

$$Q_{d,x} = 1{,}5 \cdot 120\ \mathrm{kN} = 180\ \mathrm{kN}$$

$$Q_{d,y} = 1{,}5 \cdot 157\ \mathrm{kN} = 235\ \mathrm{kN}$$

5.1.6 Erdbeben

Die massgebenden Kenngrössen für das Gebäude wurden wie folgt gewählt.

Erdbebenzone Z3b mit dem Bemessungswert der Bodenbeschleunigung:
$a_{gd} = 1{,}60\,\mathrm{m/s^2}$

Baugrundklasse C mit dem Bemessungsspektrum:
$\mathrm{S/T_B/T_C/T_D} = 1{,}15/0{,}20\,\mathrm{s}/0{,}60\,\mathrm{s}/2{,}00\,\mathrm{s}$

Bauwerksklasse BWK I mit dem Bedeutungsfaktor:
$\gamma_f = 1{,}0$

duktiles Tragwerksverhalten, Tragwerkstyp D (Tragwände in Holzrahmenbauweise) mit einem Verhaltensbeiwert:
$q = 3{,}0$

Massen und quasi-ständige Einwirkungen

Zum Aufsummieren der fiktiven horizontalen Einwirkung aus ständigen und quasi-ständigen Lasten F_h werden als charakteristischer Wert der ständigen Einwirkung G_k die Eigenlasten der Geschossdecken respektive des Flachdaches, worin die Innenwände pauschal berücksichtigt sind, und die Eigenlasten der Aussenwände sowie als charakteristischer Wert der veränderlichen Einwirkung Q_k die Nutzlast bei den Geschossdecken und der Schnee beim Flachdach unter Berücksichtigung des Reduktionsbeiwertes für den quasi-ständigen Wert der veränderlichen Einwirkung ψ_2 summiert.

$$F_h = G_k + \sum Q_k \cdot \psi_2$$

$$F_{h,EG-2.OG} = 12\,\mathrm{m} \cdot 16\,\mathrm{m} \cdot (6{,}33\,\mathrm{kN/m^2} + 2{,}00\,\mathrm{kN/m^2} \cdot 0{,}3) + 2{,}9\,\mathrm{m} \cdot 2 \cdot (12\,\mathrm{m} + 16\,\mathrm{m}) \cdot 1{,}05\,\mathrm{kN/m^2}$$
$$F_{h,EG-2.OG} = 1501\,\mathrm{kN}$$

$$F_{h,DG} = 12\,\mathrm{m} \cdot 16\,\mathrm{m} \cdot 3{,}54\,\mathrm{kN/m^2} + 1{,}45\,\mathrm{m} \cdot 2 \cdot (12\,\mathrm{m} + 16\,\mathrm{m}) \cdot 1{,}05\,\mathrm{kN/m^2} = 765\,\mathrm{kN}$$

Figur 57:
Zu berücksichtigende Stockwerksmassen für die Berechnung der Erdbebenauswirkung.

Lage	ständige Einwirkung Eigenlast Decken/Innenwände		ständige Einwirkung Eigenlast Aussenwände		veränderliche Einwirkung Schnee/Nutzlast		Masse	fiktive horizontale Einwirkung
	A	g_k	A	g_k	q_k	ψ_2	m	F_h
3. OG	192 m²	3,54 kN/m²	81 m²	1,05 kN/m²	0,90 kN/m²	0,00	77 t	765 kN
2. OG	192 m²	6,33 kN/m²	162 m²	1,05 kN/m²	2,00 kN/m²	0,30	150 t	1501 kN
1. OG	192 m²	6,33 kN/m²	162 m²	1,05 kN/m²	2,00 kN/m²	0,30	150 t	1501 kN
EG	192 m²	6,33 kN/m²	162 m²	1,05 kN/m²	2,00 kN/m²	0,30	150 t	1501 kN
Summe							527 t	5268 kN

5.2 Vorbemessung der horizontalen Aussteifung

Die horizontale Aussteifung eines Gebäudes muss neben der Erdbeben- auch die Windeinwirkung aufnehmen können. Vergleichsberechnungen für typische Standorte in der Schweiz haben gezeigt, dass in Abhängigkeit von den massgebenden Parametern der Einwirkung Erdbeben, Gebäudeabmessungen und konstruktiver Ausführung des Tragwerks sowohl Wind- als auch Erdbebenauswirkungen für die Bemessung einzelner Bauteile massgebend sein können. Deshalb sind die Nachweise immer sowohl für Wind als auch für Erdbeben zu führen.

Die aufgezeigte Vorbemessung ermöglicht dem projektierenden Ingenieur in der Konzeptionsphase, die Ausführung des Tragwerks für die horizontale Aussteifung festzulegen. Die hier gezeigte Vorbemessung geht von der Anwendbarkeit des Ersatzkraftverfahrens nach Norm SIA 261 (siehe Kapitel 3.1.1) aus.

Die Vorbemessung erfolgt in den Schritten:

- Beurteilung der Tragwände (Kapitel 5.2.1)
- Ermitteln der Schnittkräfte für die Einwirkung Wind (Kapitel 5.2.2)
- Konzeption der Tragwände (Kapitel 5.2.3)
- Abschätzen der Grundschwingzeit (Kapitel 5.2.4)
- Ermitteln der Schnittkräfte für die Einwirkung Erdbeben (Kapitel 5.2.5)
- Gegenüberstellung der Schnittkräfte aus den Einwirkungen Wind und Erdbeben (Kapitel 5.2.6)
- eventuelles Anpassen der Tragwände und deren Verankerungen für die Einwirkung Erdbeben

Wenn im letzten Arbeitsschritt die Tragwände so angepasst werden, dass sie wesentlich steifer werden als in der Berechnung der Erdbebenersatzkräfte angenommen, muss der Ablauf der Vordimensionierung ab Abschätzen der Grundschwingzeit neu durchgeführt werden.

5.2.1 Beurteilung der Tragwände

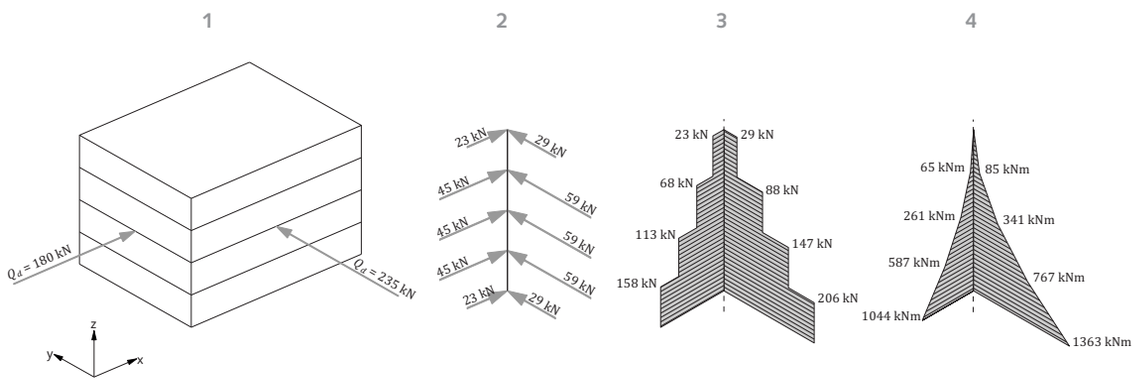
Alle Tragwände sind in diesem Anwendungsbeispiel gleich konstruiert. Zudem verlaufen deren horizontale Steifigkeiten über die gesamte Gebäudehöhe gleichmässig.

Der gewählte Holzrahmenbau mit aufgeklammerter Beplankung in OSB ist relativ weich im Vergleich zu anderen Bauweisen. Die Verklammerung ist ausserdem ein Element, das sich bestens für die Energiedissipation eignet, da sie über ein grosses Verformungsvermögen verfügt, insbesondere im plastischen Bereich, und zudem mittels des Klammerabstandes ideal auf die Steifigkeits- und Tragwiderstandsanforderungen abgestimmt werden kann. Dagegen müssen die Verankerungen, die Deckenanschlüsse und alle Elemente in Holz zu den Bereichen gezählt werden, welche überzubemessen sind. In dieser Konstellation ist es empfehlenswert, die Verklammerung als weichstes Element mit dem geringsten Tragwiderstand auszulegen. Der Grenzzustand ergibt sich demnach aus der Gebrauchstauglichkeit unter Windeinwirkung auf Höhe des Erdgeschosses (bei spröden Einbauten). Ausgehend vom gewählten Tragwiderstand der Verklammerung können die weiteren Elemente entsprechend überdimensioniert werden.

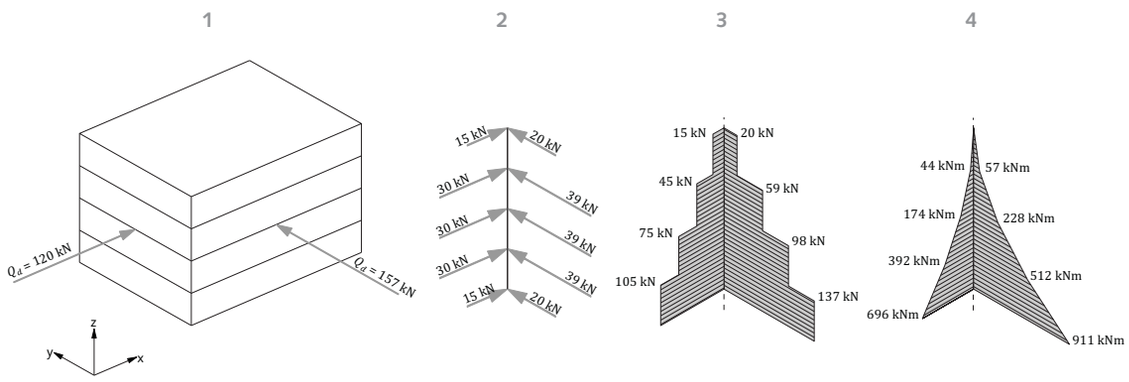
Dieses Auslegen der Tragwände führt zum einen zum gewünschten Tragwerksverhalten mit der Einstufung in den Tragwerkstyp D mit einem Verhaltensbeiwert q von 3,0 und zum anderen dank der hohen Grundschwingzeit zu tiefstmöglichen Erdbebenersatzkräften.

5.2.2 Ermittlung der Schnittkräfte für die Einwirkung Wind

Figur 58 stellt die Aufteilung der globalen Windeinwirkung im Anwendungsbeispiel auf die Geschossdecken sowie die Schnittkräfte auf dem Bemessungsniveau der Tragsicherheit mit $\gamma_Q = 1{,}5$ dar. In Figur 59 sind dieselben Einwirkungen auf dem Bemessungsniveau der Gebrauchstauglichkeit mit $\gamma_Q = 1{,}0$ dargestellt.



Figur 58:
Bemessungswerte für den Nachweis der Tragsicherheit ($\gamma_Q = 1{,}5$) der
1 globalen Windeinwirkungen am Gebäude Q_d
2 Aufteilung der Windkräfte auf die Geschossdecken F_d
3 Bemessungsquerkräfte V_d
4 Bemessungsmomente M_d



Figur 59:
Bemessungswerte für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit ($\gamma_Q = 1{,}0$) der
1 globalen Windeinwirkungen am Gebäude Q_d
2 Aufteilung der Windkräfte auf die Geschossdecken F_d
3 Bemessungsquerkräfte V_d
4 Bemessungsmomente M_d

5.2.3 Konzeption der Tragwände

Grenzzustände

Die Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit bei Einwirkung Wind sind gemäss Norm SIA 260 (2003), Tabelle 3 wie folgt definiert:

- bei spröden Einbauten $u_h < h/500$

maximale horizontale Auslenkung u_h pro Geschoss, bezogen auf die Stockwerkhöhe h beim seltenen Lastfall.

- bei duktilen Einbauten $u_h < H/300$

maximale horizontale Auslenkung u_h der obersten Gebäudekante, bezogen auf die gesamte Gebäudehöhe H beim häufigen Lastfall.

Da im modernen mehrgeschossigen Wohnungsbau in Holz häufig grossflächige Verglasungen an der Fassade sowie ein Innenausbau für höchste Ansprüche angewandt werden, soll das Tragwerk die Anforderungen bei spröden Einbauten erfüllen.

Aufteilung der globalen Windeinwirkungen auf die aussteifenden Tragwände

Die Aufteilung der Schnittkräfte auf die Tragwände ist von den horizontalen Steifigkeiten der Tragwände abhängig. Je nach konstruktiver Ausführung der Tragwände sind deren Steifigkeiten vorwiegend von der Schubsteifigkeit, der Dehnsteifigkeit oder der Biegesteifigkeit abhängig (siehe Kapitel 4.7). Werden alle Tragwände identisch konstruiert (Dicke und Material der Beplankung, deren Verklammerung usw.) und sind pro Richtung mindestens zwei Tragwände vorhanden, werden die Schnittkräfte in Abhängigkeit von der Länge der Tragwand auf die entsprechenden Tragwände verteilt. Figur 60 fasst diesen Sachverhalt zusammen. Da die Formeln keine Rotationskräfte aus exzentrischen Lastangriffen berücksichtigen, gelten sie nur für Grundrisse mit annähernd symmetrisch angeordneten Tragwänden.

Figur 60:
Aufteilung der Schnittkräfte auf die Tragwände (Näherung) unter Berücksichtigung der horizontalen Steifigkeiten. Allfällige Rotationskräfte werden nicht berücksichtigt.

massgebende Steifigkeit für horizontale Auslenkung der Tragwände	primär schubbeanspruchte Systeme (Schubsteifigkeit GA^* [kN])	primär normalkraftbeanspruchte Systeme (Dehnsteifigkeit EA [kN])	primär biegebeanspruchte Systeme (Biegesteifigkeit EI [kNmm²])
Beispiele	Holzrahmenbauwände mit aufgeklammerter Beplankung	aufgelöste Systeme wie Fachwerke	mehrlagige Massivholzplatten oder Stahlbetonwände
Formel für die Aufteilung der Schnittkräfte	$V_{d,i} = \frac{V_d \cdot l_i}{\sum_{j=1}^{n} l_j}$	$V_{d,i} = \frac{V_d \cdot l_i^2}{\sum_{j=1}^{n} l_j^2}$	$V_{d,i} = \frac{V_d \cdot l_i^3}{\sum_{j=1}^{n} l_j^3}$

Die Tragwände im Anwendungsbeispiel werden in Holzrahmenbauweise mit aufgeklammerter Beplankung ausgeführt. Diese Konstruktion ist ein primär schubbeanspruchtes System. Die Tragwände TWY1 und TWY2 sind beide 4 m lang. Die gesamte Querkraft teilt sich somit je zur Hälfte auf die beiden Tragwände auf. Für die Tragwände TWX1 und TWX2 ist die Berechnung nachfolgend dargestellt.
Mit denselben Formeln werden auch die Biegemomente und die globalen Windeinwirkungen auf die Tragwände aufgeteilt. Daraus ergeben sich die Schnittkräfte zum Vordimensionieren der Tragwände wie in den Figuren 61 und 62 zusammengefasst.

$$V_{d,i} = \frac{V_d \cdot l_i}{\sum_{j=1}^{n} l_j}$$

l_i Länge der Tragwand i [m]
l_j Länge der Tragwand j [m]
V_d globale Querkraft [kN]
$V_{d,i}$ Querkraftanteil von V_d für die eine Tragwand i [kN]

$$V_{d,TWX1} = \frac{105\ \text{kN} \cdot 3\ \text{m}}{3\ \text{m} + 4\ \text{m}} = 45\ \text{kN}$$

$$V_{d,TWX2} = \frac{105\ \text{kN} \cdot 4\ \text{m}}{3\ \text{m} + 4\ \text{m}} = 60\ \text{kN}$$

Figur 61: Schnittkräfte auf Bemessungsniveau für die Tragsicherheit ($\gamma_Q = 1{,}5$) pro Tragwand aufgrund der Einwirkung Wind auf der Höhe des Einbindungshorizonts.

Tragwand	TWX1	TWX2	TWY1	TWY2
V_d	68 kN	90 kN	103 kN	103 kN
M_d	448 kNm	597 kNm	682 kNm	682 kNm

Figur 62: Schnittkräfte und globale Einwirkung auf Bemessungsniveau für die Gebrauchstauglichkeit ($\gamma_Q = 1{,}0$) pro Tragwand aufgrund der Einwirkung Wind auf der Höhe des Einbindungshorizonts.

Tragwand	TWX1	TWX2	TWY1	TWY2
V_d	45 kN	60 kN	69 kN	69 kN
M_d	298 kNm	398 kNm	456 kNm	456 kNm
Q_d	51 kN	69 kN	78,5 kN	78,5 kN

Dimensionierung der Verklammerung und Beplankung

Mit der globalen Windeinwirkung aus Figur 61, der Anforderung an die Gebrauchstauglichkeit bei spröden Einbauten, den Formeln zur Berechnung der Verformung eines Gebäudes im Erdgeschoss gemäss Kapitel 6.2.5 sowie dem Wissen um das Verformungsverhalten der Tragwände (Gesamtverformung: rund 80% Schubverformung sowie 20% Biege- und Drehverformung in der Verankerung; siehe Kapitel 4.6) können in Richtung y (grössere Windkräfte bei praktisch identischer Steifigkeit wie in Richtung x sowie gleiche Beanspruchung) die erforderlichen Ersatzsteifigkeiten bestimmt werden. Damit lässt sich mittels der Diagramme im Kapitel 6.2.4 die Ausführung für die Verklammerung und Beplankung wählen. Die fürs Anwendungsbeispiel getroffene Wahl ist in Figur 63 dargestellt.

Beim gewählten Ansatz zur Dimensionierung der Verklammerung und Beplankung sowie unter Berücksichtigung des linearen Widerstands-Verformungs-Verhaltens aller Elemente in der Tragwand kann davon ausgegangen werden, dass die Verklammerung das schwächste Glied der Tragwand sein wird.

$$u_h < h/500 = 2900\ \text{mm}/500 = 5{,}8\ \text{mm}$$

Schubverformung: $u_{h,GA} = u_h \cdot 80\% = 4{,}6\ \text{mm}$

$$u_{h,GA} = \frac{7 \cdot Q_d \cdot h}{8 \cdot GA^*_{Ersatz}}$$

$$GA^*_{Ersatz} = \frac{7 \cdot Q_d \cdot h}{8 \cdot u_{h,GA}} = \frac{7 \cdot 78{,}5\ \text{kN} \cdot 2{,}9\ \text{m}}{8 \cdot 0{,}0046\ \text{m}} = 43\ \text{MN}$$

Dimensionierung der Verankerung

Unter Berücksichtigung der Bedingungen zur Dimensionierung der Verklammerung und Beplankung kann für die Dimensionierung der Verankerungen der Ansatz des Überdimensionierens gegenüber dem Tragwiderstand der Verklammerung gewählt werden.

Für die Querkraftverankerung kann dies direkt geschehen; für die Momentverankerung ist dazu eine Umrechnung der Querkraft in ein Moment erforderlich. Beim Ersatzkraftverfahren lässt sich unter den Bedingungen, dass die ständigen und quasiständigen Lasten (E_d) über die vier Geschosse vom EG zum DG im Verhältnis von 1/1/1/0,5 verteilt und alle Geschosshöhen (h) gleich sind, leicht eine Beziehung zwischen Moment und Querkraft in den Verankerungen der Randstützen herleiten (siehe auch Kapitel 6.2.1). Dabei werden Effekte 2. Ordnung und Einflüsse der Torsion aus der Exzentrizität nur in einem vereinfachten linearen Zusammenhang zwischen Querkraft und Moment berücksichtigt (Faktor p), was jedoch bei der Anwendbarkeit des Ersatzkraftverfahrens hinreichend sein dürfte. Die Überbemessung kann in Anlehnung an die Formeln 23–27 in Kapitel 3.2.3 erfolgen, wobei eine Momentreduktion mit dem Faktor $1/\kappa$ in diesem Anwendungsbeispiel nicht empfehlenswert ist (siehe Kapitel 5.8.2).

Nachfolgend ist die Berechnung der erforderlichen Tragwiderstände für die Querkraft- und die Momentverankerung an der Tragwand TWX1 dargestellt. Die daraus mit Hilfe der Diagramme im Kapitel 6.2.4 gewählten Ausführungen sind in Figur 63 zusammengefasst. Da diese Anschlusssteifigkeiten die Gesamtsteifigkeit der Tragwand nicht wesentlich verändern, besteht hier eine relativ grosse Freiheit in der Wahl der Anschlussausbildung. Massgebend ist einzig der gewünschte Tragwiderstand, wobei ein höherer Tragwiderstand bei der Momentverankerung gleichzeitig eine höhere Tragreserve für vertikale Lasten bedeutet.

$$V_d^+ \geq 1{,}2 \cdot V_{Rd}$$

$$V_d^+ \geq 1{,}2 \cdot 170\ \mathrm{kN} = 204\ \mathrm{kN}$$

$$M_d/V_d = 22/8 \cdot h$$

$$M_d^+ \geq V_d^+ \cdot 22/8 \cdot h$$

$$M_d^+ \geq 204\ \mathrm{kN} \cdot 22/8 \cdot 2{,}9\ \mathrm{m} = 1627\ \mathrm{kNm}$$

Figur 63:
Gewählte Konstruktion der Tragwände mit zugehörigen Tragwiderständen V_{Rd} und M_{Rd} auf dem Bemessungsniveau ($\eta_t = 1{,}0$ und $\eta_w = 1{,}0$).

Tragwand	**TWX1**	**TWX2**	**TWY1**	**TWY2**
Länge	3,0 m	4,0 m	4,0 m	4,0 m
Beplankung	2 x OSB3 15 mm	2 x OSB3 15 mm	2 x OSB3 15 mm	2 x OSB3 15 mm
Verklammerung	Klammer 1,53 × 55 mm, zweireihig verklammert, $a_v = 24$ mm	Klammer 1,53 × 55 mm, zweireihig verklammert, $a_v = 24$ mm	Klammer 1,53 × 55 mm, zweireihig verklammert, $a_v = 24$ mm	Klammer 1,53 × 55 mm, zweireihig verklammert, $a_v = 24$ mm
V_{Rd}	**~170 kN**	**~225 kN**	**~225 kN**	**~225 kN**
Schwelle	BSH GL28h 140/240 mm	BSH GL28h 140/240 mm	BSH GL28h 140/240 mm	BSH GL28h 140/240 mm
Stabdübelanschluss	8 Stabdübel in 2 Reihen, $d = 10$ mm	8 Stabdübel in 2 Reihen, $d = 10$ mm	8 Stabdübel in 2 Reihen, $d = 10$ mm	8 Stabdübel in 2 Reihen, $d = 10$ mm
V_{Rd}	**~250 kN**	**~250 kN**	**~250 kN**	**~250 kN**
Randstützen	BSH GL28h 240/240 mm	BSH GL28h 240/240 mm	BSH GL28h 240/240 mm	BSH GL28h 240/240 mm
Stabdübelanschluss	16 Stabdübel in 4 Reihen, $d = 10$ mm	16 Stabdübel in 4 Reihen, $d = 10$ mm	16 Stabdübel in 4 Reihen, $d = 10$ mm	16 Stabdübel in 4 Reihen, $d = 10$ mm
M_{Rd}	**~1540 kNm**	**~2050 kNm**	**~2050 kNm**	**~2050 kNm**
GA^*_{Ersatz}	**~32 MN**	**~44 MN**	**~44 MN**	**~44 MN**
EI_{Ersatz}	**~3100 MN m²**	**~5500 MN m²**	**~5500 MN m²**	**~5500 MN m²**

Figur 64:
Tragwiderstände V_{Rd} und M_{Rd} und Schnittkräfte auf Bemessungsniveau für die Tragsicherheit ($\gamma_Q = 1{,}5$) aus der Einwirkung Wind auf der Höhe des Einbindungshorizonts.

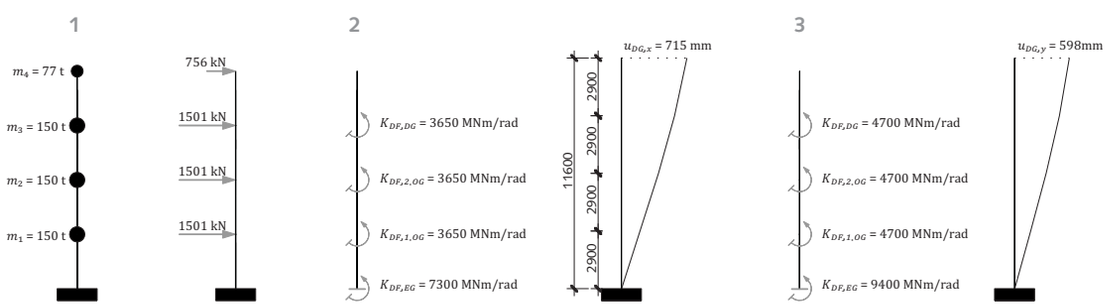
Tragwand	TWX1	TWX2	TWY1	TWY2
Verklammerung und Beplankung V_{Rd}	~170 kN	~225 kN	~225 kN	~225 kN
Querkraftverankerung V_{Rd}	~250 kN	~250 kN	~250 kN	~250 kN
Momentverankerung M_{Rd}	~1540 kNm	~2050 kNm	~2050 kNm	~2050 kNm
V_d	68 kN	90 kN	103 kN	103 kN
M_d	448 kNm	597 kNm	682 kNm	682 kNm

Erste Kontrolle der Tragwiderstände
In Figur 64 sind die Tragwiderstände der Tragwände den Einwirkungen Wind auf Bemessungsniveau gegenübergestellt. Die Darstellung macht deutlich, dass die Tragwände bezüglich Tragsicherheit deutlich überdimensioniert sind.

5.2.4 Abschätzen der Grundschwingzeit

Mit der Formel (261.39) der Norm SIA 261 (2003) kann die Grundschwingzeit mit einer einfachen statischen Verformungsberechung gemäss Kapitel 6.2.6 abgeschätzt werden. Dazu wird die fiktive horizontale Auslenkung der obersten Gebäudekanten unter den horizontal angesetzten ständigen und quasiständigen Lasten berechnet.

Berechnung der fiktiven Stockwerkauslenkung
Die Verformung an der Gebäudeoberkante kann vereinfacht mit den im Kapitel 6.2.6 aufgeführten Formeln ermittelt werden. Anschliessend sind die fiktiven Stockwerkauslenkungen für die Richtungen x und y berechnet.
Figur 65 zeigt das Tragwerksmodell des Gebäudes aus dem Anwendungsbeispiel für die Ermittlung der fiktiven horizontalen Auslenkung unter den ständigen und quasiständigen Einwirkungen sowie die berechneten Verformungen in den Richtungen x und y.



Figur 65:
Tragwerksmodell mit
1 den fiktiven horizontalen Einwirkungen aus ständiger und quasi-ständiger Last im Verhältnis 1:1:1:0,5 (Einwirkung im DG angepasst)
2 dem Ersatzstab in Richtung x ($\sum EI_{Ersatz}$ = 8600 MNm², $\sum GA^*_{Ersatz}$ = 76 MN) und der berechneten Verformung u an der obersten Gebäudekante
3 dem Ersatzstab in Richtung y ($\sum EI_{Ersatz}$ = 11 000 MNm², $\sum GA^*_{Ersatz}$ = 88 MN) und der berechneten Verformung u an der obersten Gebäudekante

$$u = \frac{28 \cdot F_{h,tot} \cdot h^3}{3 \cdot \sum EI_{Ersatz}} + \frac{16 \cdot F_{h,tot} \cdot h}{7 \cdot \sum GA^*_{Ersatz}} + h \cdot [\sin(\alpha_{EG}) + \sin(\alpha_{EG} + \alpha_{1.OG}) + \ \ldots$$
$$+ \sin(\alpha_{EG} + \alpha_{1.OG} + \alpha_{2.OG} + \alpha_{DG})]$$

$$\alpha_i = \frac{M_i \cdot 180}{K_{DF} \cdot \pi}$$

$$K_{DF} = \sum \frac{l_i^2 \cdot K_{ser,i}}{2}$$

α_i	Winkel der Wandrotation infolge Nachgiebigkeit der Anschlüsse [°]
$\sum EI_{Ersatz}$	Summe der Ersatzbiegesteifigkeiten der Tragwände [kNm²]
$F_{h,tot}$	totale horizontale Einwirkung aus ständigen und quasi-ständigen Einwirkungen [kN]
$\sum GA^*_{Ersatz}$	Summe der Ersatzschubsteifigkeiten der Tragwände [kN]
h	Stockwerkhöhe (in allen Geschossen konstant) [m]
K_{DF}	Drehfedersteifigkeit der gesamten Wand [kNm/rad]
$K_{ser,i}$	Verschiebemodule der einzelnen Anschlüsse einer Tragwand i [kN/m]
l_i	Länge der Tragwand i [m]
M_i	auf Höhe der Verankerung angreifendes Biegemoment [kNm]
u	fiktive Auslenkung der obersten Gebäudekante [m]

$$u_x = \frac{28 \cdot 5268\,\text{kN} \cdot (2{,}9\ \text{m})^3}{3 \cdot 8{,}6 \cdot 10^6\ \text{kNm}^2} + \frac{16 \cdot 5268\,\text{kN} \cdot 2{,}9\ \text{m}}{7 \cdot 76 \cdot 10^3\ \text{kN}} +$$
$$2{,}9\ \text{m} \cdot [\sin(0{,}27) + \sin(0{,}27 + 0{,}31) + \sin(0{,}27 + 0{,}31 + 0{,}14) + \sin(0{,}27 + 0{,}31 + 0{,}14 + 0{,}03)]$$

$$u_x = 0{,}139\ \text{m} + 0{,}459\,\text{m} + 0{,}117\ \text{m} = 0{,}715\,\text{m}$$

$$u_y = 0{,}598\ \text{m}$$

Berechnung der Grundschwingzeit nach Formel (261.39) der Norm SIA 261 (2003)

$$T_1 = 2 \cdot \sqrt{u}$$

T_1	Grundschwingzeit [s]
u	fiktive Auslenkung der obersten Gebäudekante [m]

$$T_{1,x} = 2 \cdot \sqrt{0{,}715} = 1{,}69\ \text{s}$$

$$T_{1,y} = 2 \cdot \sqrt{0{,}598} = 1{,}55\ \text{s}$$

5.2.5 Ermitteln der Schnittkräfte für die Einwirkung Erdbeben

Bemessungsspektrum nach Formel (261.32) der Norm SIA 261 (2003)

$$S_d = 2{,}5 \cdot \gamma_f \cdot \frac{a_{gd}}{g} \cdot S \cdot \frac{T_C}{T_1 \cdot q}$$

γ_f Bedeutungsfaktor [-]
a_{gd} Bemessungswert der Bodenbeschleunigung [m/s²]
g Erdbeschleunigung [m/s²]
q Verhaltensbeiwert [-]
S Parameter zur Bestimmung des elastischen Antwortspektrums [-]
S_d Ordinatenwert des Bemessungsspektrums [-]
T_1 Grundschwingzeit [s]
T_C Parameter zur Bestimmung des elastischen Antwortspektrums [-]

$$S_{d,x} = 2{,}5 \cdot 1{,}0 \cdot \frac{1{,}6\ \mathrm{m/s^2}}{9{,}81\ \mathrm{m/s^2}} \cdot 1{,}15 \cdot \frac{0{,}6\ \mathrm{s}}{1{,}69\ \mathrm{s} \cdot 3{,}0} = 0{,}055$$

$$S_{d,y} = 0{,}061$$

Berechnung der Erdbebenersatzkräfte nach Formel (261.40) der Norm SIA 261 (2003)

$$F_d = S_{d,T_1} \sum_j \left(G_k + \sum \psi_2\, Q_k \right)_j$$

ψ_2 Reduktionsbeiwert für den quasi-ständigen Wert einer veränderlichen Einwirkung [-]
F_d Erdbebenersatzkraft [kN]
G_k charakteristischer Wert einer ständigen Einwirkung [kN]
Q_k charakteristischer Wert einer veränderlichen Einwirkung [kN]
S_d Ordinatenwert des Bemessungsspektrums [-]

$$F_{d,x} = 0{,}055 \cdot (3 \cdot 1501\ \mathrm{kN} + 765\ \mathrm{kN}) = 290\ \mathrm{kN}$$

$$F_{d,y} = 321\ \mathrm{kN}$$

Aufteilung der Erdbebenersatzkräfte auf die Geschosse nach Formel (261.41) der Norm SIA 261 (2003)

$$F_{d,i} = \frac{z_i \cdot E_{d,i}}{\sum_j z_j \cdot E_{d,j}} \cdot F_d$$

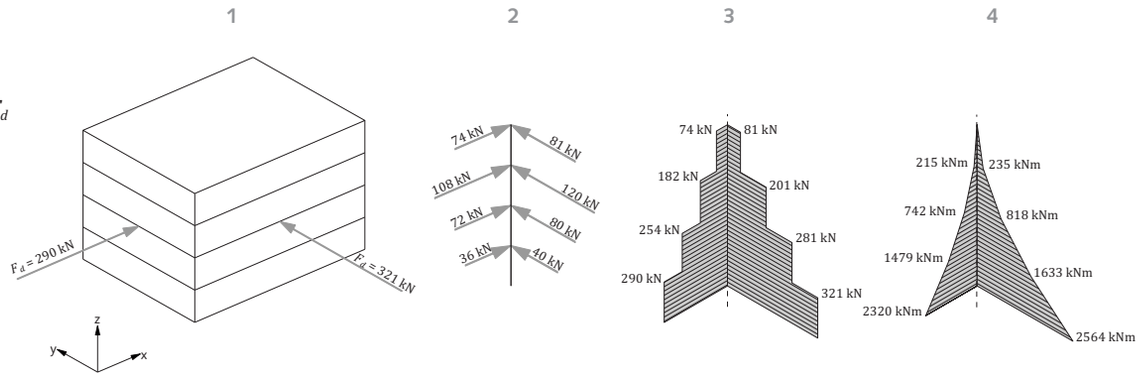
$E_{d,i}$ quasi-ständige Einwirkungen im betrachteten Geschoss i [kN]
$E_{d,j}$ quasi-ständige Einwirkungen im Geschoss j [kN]
F_d globale Erdbebenersatzkraft [kN]
$F_{d,i}$ Ersatzkraft am betrachteten Geschoss i angreifend [kN]
z_i Höhe des betrachteten Geschosses i ab Niveau Einbindungshorizont [m]
z_j Höhe des Geschosses j ab Niveau Einbindungshorizont [m]

$$F_{d,EG,x} = \frac{2{,}9\ \mathrm{m} \cdot 1501\ \mathrm{kN}}{(2{,}9\ \mathrm{m} + 5{,}8\ \mathrm{m} + 8{,}7\ \mathrm{m}) \cdot 1501\ \mathrm{kN} + 11{,}6\ \mathrm{m} \cdot 765\ \mathrm{kN}} \cdot 290\ \mathrm{kN} = 36\ \mathrm{kN}$$

$$F_{d,1.OG,x} = 72\ \mathrm{kN}$$

$$F_{d,2.OG,x} = 108\ \mathrm{kN}$$

$$F_{d,DG,x} = 74\ \mathrm{kN}$$



Figur 66:
Bemessungswert der
1 globalen Erdbebeneinwirkung am Gebäude F_d
2 Aufteilung der Erdbebenkräfte auf die Geschossdecken F_{di}
3 Bemessungsquerkräfte V_d
4 Bemessungsmomente M_d

5.2.6 Gegenüberstellung der Schnittkräfte der Einwirkungen Wind und Erdbeben

Bei der Gegenüberstellung der Schnittkräfte von Wind und Erdbeben ist zu beachten, dass die Tragwiderstände von Holzbauteilen für den Lastfall Erdbeben mit dem Faktor $\eta_t = 1{,}4$ erhöht werden dürfen (siehe Kapitel 3.2.5). Um die Lastfälle miteinander vergleichen zu können, werden deshalb die Schnittkräfte aus der Einwirkung Erdbeben durch $\eta_t = 1{,}4$ dividiert. Diese Reduktion ist nur für Holzbauteile zulässig, nicht aber für Stahlteile wie z. B. bei den Anschlüssen.

Aus Figur 67 kann abgeleitet werden, dass die Tragwände stark überdimensioniert sind. Die Steifigkeiten sind jedoch erforderlich, um die Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit unter der Einwirkung Wind einzuhalten. Für die Nachweise der Tragsicherheit sind bei allen Tragwänden die Querkräfte und Biegemomente infolge Erdbeben massgebend. Für das Anwendungsbeispiel wird mit der gewählten Konstruktion aus der Vordimensionierung weiter verfahren.

Figur 67:
Gegenüberstellung der Tragwiderstände mit den Schnittkräften in den aussteifenden Tragwänden auf der Höhe des Einbindungshorizontes aus den Einwirkungen Wind und Erdbeben. Dazu sind die Schnittkräfte aus der Einwirkung Erdbeben um $\eta_t = 1{,}4$ verkleinert.

Tragwand	**TWX1**	**TWX2**	**TWY1**	**TWY2**
Tragwiderstand V_{Rd}	~160 kN	~200 kN	~200 kN	~200 kN
Erdbeben V_d/η_t	89 kN	118 kN	115 kN	115 kN
Wind V_d	68 kN	90 kN	103 kN	103 kN
Tragwiderstand M_{Rd}	~1540 kNm	~2050 kNm	~2050 kNm	~2050 kNm
Erdbeben M_d/η_t	710 kNm	947 kNm	916 kNm	916 kNm
Wind M_d	448 kNm	597 kNm	682 kNm	682 kNm

5.3 Aufgrund der Vorbemessung gewählte Konstruktion

Die Figur 68 zeigt die Konzeption der Tragwände im Detail, wie sie aus der Vordimensionierung unverändert übernommen wird. Beplankung, Verklammerung und Randstützen sind bei allen Tragwänden identisch ausgeführt. Tragwand TWX1 unterscheidet sich einzig mit ihrer Wandlänge von 3 m von den Tragwänden TWX2, TWY1 und TWY2, welche allesamt 4 m lang sind.

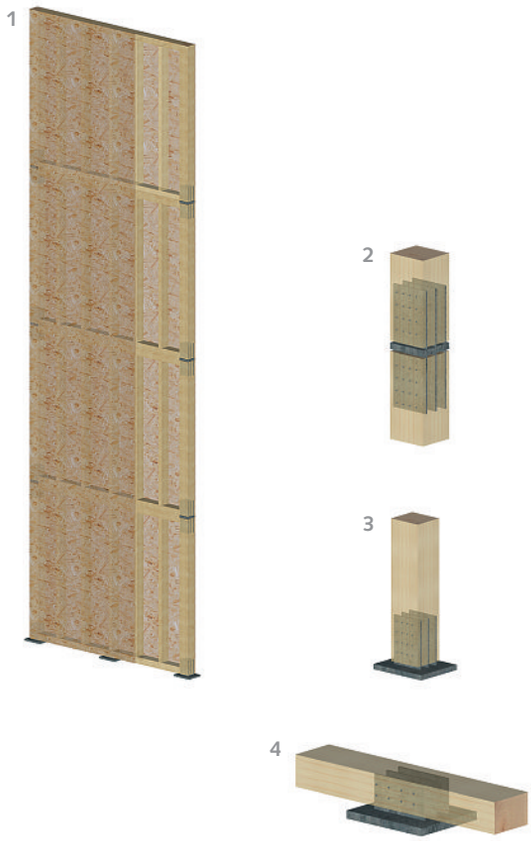
Die Verankerung der vertikalen und horizontalen Auflagerreaktionen auf der Stahlbetondecke über dem Untergeschoss erfolgt mit eingeschlitzten Stahlblechen und Stabdübelanschlüssen. Die Stahlbleche werden auf Stahleinlagen (Schweissgrund) geschweisst, welche in die Stahlbetondecken eingelegt werden. Im Zusammenhang mit der Konzeption der Stabdübelanschlüsse ist zu beachten, dass hier neben den Zugkräften auch die Druckkräfte mittels der Stabdübel und nicht über Kontaktpressung abgetragen werden.

Die Anschlüsse der Tragwände bei den Stockwerkübergängen erfolgen mittels Stabdübeln wie im Erdgeschoss. Der Tragwiderstand der Anschlüsse wird im Berechnungsbeispiel vom Erdgeschoss bis zum Dachgeschoss konstant gewählt, obwohl aufgrund der kleineren Auswirkungen eine Reduktion der Tragwiderstände denkbar wäre. Die horizontal wirkenden Anschlusskräfte am Stockwerkübergang werden direkt über die Verklammerung der Beplankung abgetragen. Der horizontale Montagestoss der Tragwände am Stockwerkübergang wird zu diesem Zweck mit überlappender Beplankungen ausgeführt. Die Laschen des Anschlusselements werden bei der Montage mit dem Querriegel des bereits versetzten Elementes verklammert.

Die Verbindungen am Stockwerkübergang zwischen den Tragwänden und den Deckenscheiben haben die Funktion, die Horizontalkräfte aus den Decken in die Tragwände einzuleiten. Die Anschlüsse werden mit linear angeordneten, paarweise schräg eingeschraubten Vollgewindeschrauben ausgebildet. Diese werden am Stockwerkübergang in die Querriegel der Tragwände eingedreht und über die Randbewehrung mit dem Überbeton in die HBV-Decke eingebunden. Dieser Anschluss gehört zu den elastisch bleibenden Bereichen und muss deshalb entsprechend der Norm SIA 265 (2003) um 20% überbemessen werden. Damit wird dem gewählten Tragwerksmodell mit duktilen Tragwänden und annähernd starren Deckenscheiben entsprochen.

Falls nur eine der Randbedingungen für ein duktiles Tragwerksverhalten nach Norm SIA 265 (2003), Ziffer 4.6.2 nicht erfüllt wird, müsste anstelle des duktilen das nicht duktile Tragwerksverhalten mit einem Verhaltensbeiwert $q = 1{,}5$ gewählt werden. Die resultierenden Erdbebenersatzkräfte würden dann doppelt so gross ausfallen. Natürlich wäre die Wahl des nicht duktilen Tragwerksverhaltens nicht falsch, wenn die Konstruktion entsprechend berechnet, bemessen und konstruktiv ausgebildet wird. Sinnvoll könnte die Wahl des nicht duktilen Tragwerksmodells beispielsweise bei sehr unterschiedlich ausgeführten Aussteifungskonstruktionen sein.

Figur 68:
Konstruktion der Tragwände TWX1, TWX2, TWY1 und TWY2, wobei der Aufbau (Beplankung, Verklammerung, Randstützen und Anschlüsse) der Tragwände über die gesamte Gebäudehöhe mit gleich bleibender Steifigkeit ausgeführt wird.



1 Aufbau einer Tragwand
- Beplankung beidseitig mit OSB3 15 mm, sämtliche Plattenstösse hinterlegt und verklammert, Plattenbreite 1,00 m, Plattenhöhe 2,90 m
- Verklammerung aller Plattenränder zweireihig, Klammer 1,53 × 55 mm, Klammerabstand 24 mm, K_{ser} pro Klammer 247 N/mm, R_d pro Klammer 0,476 kN
- Randstützen 240/240 mm, BSH GL28h, Bruttoquerschnitt 57 600 mm², Nettoquerschnitt 41 748 mm²
- Schwelle 140/240 mm, BSH GL28h, Bruttoquerschnitt 33 600 mm², Nettoquerschnitt 25 134 mm²

2 Verbindung der Randstützen am Stockwerkübergang
- 3 eingeschlitzte Bleche, FLA S355, $t = 8$ mm
- Kopfplatten 240/240 mm, FLA S355, $t = 20$ mm
- 16 Stabdübel in 4 Reihen, $d = 10$ mm, FGK 5.6, $f_{u,k} = 500$ N/mm²
- K_{ser} 292 kN/mm

3 Anschluss der Randstütze auf die Stahlbetondecke
- 3 eingeschlitzte Bleche, FLA S355, $t = 8$ mm
- Kopfplatten 300/380 mm, FLA S355, $t = 45$ mm
- 16 Stabdübel in 4 Reihen, $d = 10$ mm, FGK 5.6, $f_{u,k} = 500$ N/mm²
- K_{ser} 585 kN/mm

4 Querkraftanschluss der Wandscheibe auf die Stahlbetondecke
- 3 eingeschlitzte Bleche FLA S355, $t = 8$ mm
- Kopfplatten 300/320 mm, FLA S355, $t = 30$ mm
- 8 Stabdübel in 2 Reihen, $d = 10$ mm, FGK 5.6, $f_{u,k} = 500$ N/mm²
- K_{ser} 292 kN/mm

5.4 Horizontale Steifigkeit des Tragwerks

Ein wichtiger Parameter in der Erdbebenbemessung ist die horizontale Steifigkeit des Tragwerks in den beiden Hauptrichtungen. Sie fliesst in die Berechnung der Grundschwingzeiten des Tragwerks ein und hat damit bei mehrgeschossigen Holzbauten einen grossen Einfluss auf die anzusetzenden Erdbebenkräfte. Um wirtschaftliche Holzkonstruktionen realisieren zu können, lohnt sich meistens eine genauere Betrachtung der horizontalen Steifigkeit der Tragwände und der Deckenscheiben.

5.4.1 Horizontales Verformungsverhalten von Holzrahmenbauwänden

Die horizontale Auslenkung von Holzrahmenbauwänden wird fast vollständig durch die Summe der Anteile aus der Querkraftbeanspruchung der Beplankung, dem Schubfluss im Verbund, der die Beplankung mit den Tragrippen verbindet, der Normalkraftbeanspruchung der Randstützen sowie der Verformung der Verankerung an den Stockwerkübergängen erfasst. Andere, untergeordnete Verformungen (z. B. Dehnungen in den Betonankern) können bei normkonformer konstruktiver Auslegung meistens vernachlässigt werden. Die Theorie für die Berechnung der horizontalen Verformung von Holzrahmenbauwänden nach [34, 35] ist im Kapitel 6.1 beschrieben. Nachfolgend wird die Auslenkung der Tragwand TWX1 im Erdgeschoss für die Einheitslast 1 kN berechnet.

Auslenkung infolge Normalkraftbeanspruchung der Randstützen

$$u_{E,inst} = \frac{2 \cdot F \cdot h^3}{3 \cdot E \cdot A \cdot l^2}$$

A Querschnittsfläche der Rippen [mm²]
E E-Modul parallel zur Faserrichtung [N/mm²]
F Einheitslast von 1 kN [N]
h Höhe der Wandtafel [mm]
l Länge der Wandtafel [mm]
$u_{E,inst}$ Verformungsanteil der vertikalen Randstützen [mm]

$$u_{E,inst} = \frac{2 \cdot 1000\ \text{N} \cdot (2900\ \text{mm})^3}{3 \cdot 12000\ \text{N/mm}^2 \cdot 240\ \text{mm} \cdot 240\ \text{mm} \cdot (3000\ \text{mm})^2} = 2{,}61 \cdot 10^{-3}\ \text{mm}$$

Auslenkung infolge Nachgiebigkeit einer Beplankung

$$u_{G,inst} = \frac{F \cdot h}{G \cdot A^*}$$

A^* Reduzierte Schubverformungsfläche [mm²]
F Einheitslast von 1 kN [N]
G Schubmodul des Beplankungsmaterials [N/mm²]
h Höhe der Wandtafel [mm]
l Länge der Wandtafel [mm]
$u_{G,inst}$ Verformungsanteil einer Beplankung [mm]

$$u_{G,inst} = \frac{1000\ \text{N} \cdot 2900\ \text{mm}}{1080\ \text{N/mm}^2 \cdot (15\ \text{mm} \cdot 3000\ \text{mm})} = 59{,}7 \cdot 10^{-3}\ \text{mm}$$

Auslenkung infolge Nachgiebigkeit des Verbundes einer Beplankung

$$u_{K,inst} = 2 \cdot [(1+n) \cdot l + (1+m) \cdot h] \cdot \frac{F \cdot a_v}{K_{ser} \cdot n_v \cdot l^2}$$

a_v Abstand der Verbindungsmittel [mm]
F Einheitslast von 1 kN [N]
h Höhe der Wandtafel [mm]
K_{ser} Verschiebemodul der Verbindungsmittel [N/mm]
l Länge der Wandtafel [mm]
m Anzahl Vertikalstösse der Beplankung [-]
n Anzahl Horizontalstösse der Beplankung [-]
n_v Anzahl Klammerreihen [-]
$u_{K,inst}$ Verformungsanteil der Verbindungsmittel einer Beplankung [mm]

$$u_{K,inst} = 2 \cdot [(1+0) \cdot 3000\ \text{mm} + (1+2) \cdot 2900\ \text{mm}] \cdot \frac{1000\ \text{N} \cdot 24\ \text{mm}}{247\ \text{N/mm} \cdot 2 \cdot (3000\ \text{mm})^2} = 126 \cdot 10^{-3}\ \text{mm}$$

Auslenkung infolge Verankerungen der Randstützen

$$u_{K,DF} = h \cdot \sin(\alpha)$$

$$\alpha = \frac{M \cdot 180}{K_{DF} \cdot \pi} = \frac{F \cdot h \cdot 180}{K_{DF} \cdot \pi}$$

$$K_{DF} = \frac{l^2 \cdot K_{ser}}{2}$$

α	Rotationswinkel der Tragwand in Grad [°]
F	Einheitslast von 1 kN [N]
h	Höhe der Wandtafel [m]
K_{DF}	Drehfedersteifigkeit der Verankerung beziehungsweise der Anschlüsse [kNm/rad]
K_{ser}	Verschiebungsmodul des Anschlusses [kN/m]
l	Länge der Wandtafel [m]
M	Biegemoment auf dem Niveau der Verankerungen bzw. der Anschlüsse [kNm]
$u_{k,DF}$	horizontale Auslenkung aus der Nachgiebigkeit der Verankerungen und Anschlüsse [m]

$$K_{DF} = \frac{(3\ \mathrm{m})^2 \cdot 585\ \mathrm{MN/m}}{2} = 2633\ \mathrm{MNm/rad}$$

$$\alpha = \frac{1\ \mathrm{kN} \cdot 2{,}9\ \mathrm{m} \cdot 180}{2{,}6 \cdot 10^6\ \mathrm{kNm/rad} \cdot \pi} = 0{,}06 \cdot 10^{-3}\ \mathrm{Grad}$$

$$u_{K,DF} = 2900\ \mathrm{mm} \cdot \sin(0{,}06 \cdot 10^{-3}\ \mathrm{Grad}) = 3{,}19 \cdot 10^{-3}\ \mathrm{mm}$$

Gesamte Auslenkung der Tragwand TWX1 im EG unter F = 1 kN

Zu beachten ist, dass die Tragwand TWX1 beidseitig beplankt ist. Somit muss die Steifigkeit aus der Beplankung und deren Verbund zur Rippe entsprechend doppelt angesetzt werden.

$$u_{inst} = u_{E,inst} + \frac{1}{\sum \frac{1}{u_{G,inst,i}}} + \frac{1}{\sum \frac{1}{u_{K,inst,i}}} + u_{K,DF}$$

$$u_{inst} = 2{,}61 \cdot 10^{-3}\ \mathrm{mm} + \frac{1}{2 \cdot \frac{1}{59{,}7 \cdot 10^{-3}\ \mathrm{mm}}} + \frac{1}{2 \cdot \frac{1}{126 \cdot 10^{-3}\ \mathrm{mm}}} + 3{,}19 \cdot 10^{-3}\ \mathrm{mm} = 98{,}7 \cdot 10^{-3}\ \mathrm{mm}$$

Figur 68a: Prozentuale Verformungsanteile der unterschiedlichen Beanspruchungsarten.

Beanspruchungsart	$u_{E,\ inst}$	$u_{G,\ inst}$	$u_{K,\ inst}$	$u_{K,\ DF}$	u_{inst}
Verformungsanteil	3 %	30 %	64 %	3 %	100 %

5.4.2 Ersatzsteifigkeiten der Tragwände

Um die Tragwände vereinfacht abbilden zu können, wird die Ersatzsteifigkeit eines äquivalenten Ersatzstabes berechnet. Als Querschnittshöhe dieses Ersatzstabes wird im Berechnungsbeispiel die Wandlänge der abzubildenden Tragwand gewählt. Als Querschnittsbreite wird für alle Tragwände 100 mm angenommen.

Die Ersatzsteifigkeiten der Tragwand TWX1 werden in Abhängigkeit von den horizontalen Verformungen aus Kapitel 5.4.1 ermittelt. Dabei wird die berechnete Biege- und Schubverformung mit den Formeln zur Verformungsberechnung des eingespannten Kragarms gleichgesetzt und nach dem Ersatz-E-Modul beziehungsweise dem Ersatz-G-Modul aufgelöst. Der Ersatz-E-Modul wird anhand des horizontalen Verformungsanteils der Biegebeanspruchung und der Ersatz-G-Modul anhand der horizontalen Verformungsanteile infolge der Querkraftbeanspruchung berechnet.

Ersatzelastizitätsmodul der Tragwand TWX1 für den eingespannten Kragarm

$$E_{Ersatz,TWX1} = \frac{F \cdot h^3}{3 \cdot u_{E,inst} \cdot \frac{l^3 \cdot b_{Ersatz}}{12}}$$

b_{Ersatz} Ersatzstärke der Wand [mm]
E_{Ersatz} Ersatz-E-Modul für eine Ersatzstabbreite von 100 mm [N/mm²]
F Einheitslast von 1 kN [N]
h Geschosshöhe [mm]
l Länge der Wand [mm]
$u_{E,inst}$ horizontale Auslenkung infolge der Biegebeanspruchung [mm]

$$E_{Ersatz,TWX1} = \frac{1000\ \mathrm{N} \cdot (2900\ \mathrm{mm})^3}{3 \cdot 2{,}61 \cdot 10^{-3}\ \mathrm{mm} \cdot \frac{(3000\ \mathrm{mm})^3 \cdot 100\ \mathrm{mm}}{12}} = 13824\ \mathrm{N/mm^2}$$

Falls die beiden Randstützen der Tragwand denselben Querschnitt haben, gilt auch:

$$EI_{Ersatz,TWX1} = \frac{2 \cdot E \cdot A \cdot l^2}{4}$$

$$I_{Ersatz,TWX1} = \frac{b_{Ersatz,TWX1} \cdot l^3}{12}$$

$$E_{Ersatz,TWX1} = \frac{6 \cdot E \cdot A}{b_{Ersatz,TWX1} \cdot l}$$

$$E_{Ersatz,TWX1} = \frac{6 \cdot 12000\ \mathrm{N/mm^2} \cdot 240\ \mathrm{mm} \cdot 240\ \mathrm{mm}}{100\ \mathrm{mm} \cdot 3000\ \mathrm{mm}} = 13824\ \mathrm{N/mm^2}$$

Ersatzschubmodul der Tragwand TWX1 für den eingespannten Kragarm

$$G_{Ersatz,TWX1} = \frac{F \cdot h}{\left(\frac{1}{\sum \frac{1}{u_{G,inst,i}}} + \frac{1}{\sum \frac{1}{u_{K,inst,i}}}\right) \cdot \frac{5}{6} \cdot b_{Ersatz,TWX1} \cdot l}$$

b_{Ersatz} Ersatzstärke der Wand [mm]
F Einheitslast von 1 kN
G_{Ersatz} Ersatz-G-Modul für eine 100 mm starke Wandscheibe [N/mm²]
h Geschosshöhe [mm]
l Länge der Wand [mm]
$u_{G,inst}$ horizontale Auslenkung infolge der Schubbeanspruchung einer Beplankung [mm]
$u_{K,inst}$ horizontale Auslenkung infolge des Schubflusses im Verbund einer Beplankung [mm]

$$G_{Ersatz,TWX1} = \frac{1000\ \text{N} \cdot 2900\ \text{mm}}{\left(\frac{1}{2 \cdot \frac{1}{59{,}7}} + \frac{1}{2 \cdot \frac{1}{126}}\right) \cdot 10^{-3}\ \text{mm} \cdot \frac{5}{6} \cdot 100\ \text{mm} \cdot 3000\ \text{mm}} = 125\ \text{N/mm}^2$$

Drehfeder zur Berücksichtigung der Verankerungen und Anschlüsse

$$K_{DF} = 2 \cdot K_{ser} \cdot \left(\frac{l}{2}\right)^2$$

K_{DF} Drehfedersteifigkeit der Verankerung beziehungsweise der Anschlüsse [kNm/rad]
K_{ser} Verschiebemodul des Anschlusses [kN/m]
l Länge der Tragwand [m]

$$K_{DF,EG} = 2 \cdot 585\ \text{MN/m} \cdot \left(\frac{3\ \text{m}}{2}\right)^2 = 2633\ \text{MNm/rad}$$

$$K_{DF,1.OG-DG} = 1317\ \text{MNm/rad}$$

Ersatzsteifigkeiten der Tragwände

Durch die berechneten Ersatz-E-Moduln, Ersatz-G-Moduln und Drehfedersteifigkeiten (siehe Figur 69) können die viergeschossigen Tragwände in Holzrahmenbauweise in einem Stabstatikprogramm als eingespannte Kragarme modelliert werden.

Figur 69: Ersatz-E-Moduln, Ersatz-G-Moduln und Drehfedersteifigkeiten der Anschlüsse und Verankerungen für die Eingabe der Tragwände in ein Stabstatikprogramm.

Tragwand	TWX1	TWX2	TWY1	TWY2
Wandquerschnitt	100 mm × 3000 mm	100 mm × 4000 mm	100 mm x 4000 mm	100 mm × 4000 mm
E_{Ersatz}	13 824 N/mm²	10 368 N/mm²	10 368 N/mm²	10 368 N/mm²
G_{Ersatz}	125 N/mm²	125 N/mm²	125 N/mm²	125 N/mm²
$K_{DF,EG}$	2633 MNm/rad	4680 MNm/rad	4680 MNm/rad	4680 MNm/rad
$K_{DF,1.OG-DG}$	1317 MNm/rad	2340 MNm/rad	2340 MNm/rad	2340 MNm/rad

Steifigkeiten des Ersatzstabes in den zwei Hauptrichtungen

In einem nächsten Arbeitsschritt (siehe Kapitel 5.5) wird die Grundschwingzeit für das Gebäude anhand eines Ersatzstabes pro Hauptrichtung ermittelt. Beim Ersatzstab werden die Tragwände in den jeweiligen Richtungen x und y zu jeweils einem Stab zusammengefasst. Die Ersatz-E-Moduln, Ersatz-G-Moduln und Drehfedersteifigkeiten werden nachfolgend exemplarisch für die Richtung x berechnet und in Figur 70 für beide Richtungen x und y aufgelistet.

$$E_{Ersatz,x} = \frac{\sum_{i=1}^{n} E_{Ersatz,TWXi} \cdot l_{TWXi}^3}{l_{Ersatz,x}^3}$$

$$E_{Ersatz,x} = \frac{13824\ \mathrm{N/mm^2} \cdot (3\ \mathrm{m})^3 + 10368\ \mathrm{N/mm^2} \cdot (4\ \mathrm{m})^3}{(4\ \mathrm{m})^3} = 16200\ \mathrm{N/mm^2}$$

$$G_{Ersatz,x} = \frac{\sum_{i=1}^{n} G_{Ersatz,TWXi} \cdot l_{TWXi}}{l_{Ersatz,x}}$$

$$G_{Ersatz,x} = \frac{125\ \mathrm{N/mm^2} \cdot 3\ \mathrm{m} + 125\ \mathrm{N/mm^2} \cdot 4\ \mathrm{m}}{4\ \mathrm{m}} = 219\ \mathrm{N/mm^2}$$

$$K_{DF,EG,x} = \sum_{i=1}^{n} K_{DF,i}$$

$$K_{DF,EG,x} = 2633\ \mathrm{MNm/rad} + 4680\ \mathrm{MNm/rad} = 7313\ \mathrm{MNm/rad}$$

$$K_{DF,1.OG-DG,x} = \sum_{i=1}^{n} K_{DF,i}$$

$$K_{DF,1.OG-DG,x} = 1317\ \mathrm{MNm/rad} + 2340\ \mathrm{MNm/rad} = 3657\ \mathrm{MNm/rad}$$

Figur 70: Ersatz-E-Moduln, Ersatz-G-Moduln und Drehfedersteifigkeiten der Anschlüsse und Verankerungen der globalen Ersatzstäbe in Richtungen x und y.

Richtung	**x**	**y**
Ersatzquerschnitt	100 mm × 4000 mm	100 mm × 4000 mm
E_{Ersatz}	16 200 N/mm²	20 736 N/mm²
G_{Ersatz}	219 N/mm²	250 N/mm²
$K_{DF,EG}$	7313 MNm/rad	9360 MNm/rad
$K_{DF,1.OG-DG}$	3657 MNm/rad	4680 MNm/rad

5.5 Grundschwingzeit der Gesamtstruktur

Die Grundschwingzeit kann nach verschiedenen Berechnungsmethoden ermittelt werden. Als Ergänzung zum Anwendungsbeispiel werden nachfolgend die verschiedenen Methoden angewandt, die Resultate daraus einander gegenübergestellt und die Konsequenzen auf die Einwirkungsgrösse aufgezeigt.

5.5.1 Schätzformel (261.38) aus Norm SIA 261 (2003)

Die Abschätzung der Grundschwingzeit mit der Formel (261.38) der Norm SIA 261 (2003) erfolgt einzig in Abhängigkeit von der Gebäudehöhe (Anwendungsbeispiel $h = 11{,}6$ m) und wird so unabhängig von der effektiven Steifigkeit des Tragsystems ermittelt. Bei mehrgeschossigen Holzbauten fällt die so berechnete Grundschwingzeit meistens in den konstanten Maximalbereich des Bemessungsspektrums. In der Folge resultieren grössere Ersatzkräfte als bei Berechnungsmethoden, welche die horizontale Steifigkeit des aussteifenden Tragsystems berücksichtigen.

$$T_{1,x} = T_{1,y} = C_t \cdot h^{0,75}$$

$$T_{1,x} = T_{1,y} = 0{,}05 \cdot (11{,}6\ \mathrm{m})^{0,75} = 0{,}31\ \mathrm{s}$$

5.5.2 Schätzformel (261.39) aus Norm SIA 261 (2003)

Die Schätzformel (261.39) in der Norm SIA 261 (2003) wurde bereits in der Vorbemessung angewendet. Hier fliesst die horizontale Steifigkeit des Tragwerks in die Berechnung mit ein. Für das Anwendungsbeispiel sind die in Kapitel 5.2.4 berechneten Grundschwingzeiten für die Richtungen x und y hier wiederholt.

$$T_{1,x} = 1{,}69\ \mathrm{s}$$

$$T_{1,y} = 1{,}55\ \mathrm{s}$$

5.5.3 Berechnung am Ersatzstab mit der Rayleigh-Methode

Die Berechnung der Grundschwingzeit mit der Rayleigh-Methode [12] erfolgt mit nachfolgender Formel. Zu deren Umsetzung sind die Stockwerksmassen m, die horizontalen Einwirkungen je Geschoss F_d und die horizontalen Stockwerkauslenkungen u zu ermitteln. Für letzteres wird das aussteifende Tragwerk in den Richtungen x und y als eingespannter Ersatzstab mit dem Ersatzquerschnitt und den Ersatzsteifigkeiten aus Figur 70 modelliert.

$$T_1 = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n} m_i \cdot u_i^2}{\sum_{i=1}^{n} F_{d,i} \cdot u_i}}$$

$F_{d,i}$ fiktive horizontale Einwirkung aus ständigen und quasi-ständigen Lasten im Geschoss i [kN]
m_i Stockwerksmasse im Geschoss i [kg]
T_1 Grundschwingzeit [s]
u_i horizontale Verformung im Geschoss i infolge $F_{d,i}$ [m]

Horizontale Einwirkungen je Geschoss

Wie bei der Ermittlung der Grundschwingzeit mit Formel (261.39) nach Norm SIA 261 (2003) wird hier die horizontale Gesamtkraft aus den ständigen und quasi-ständigen Lasten angesetzt. Deren Verteilung auf die einzelnen Geschosse erfolgt über die Gebäudehöhe, basierend auf Formel (261.41) der Norm SIA 261 (2003), was nachfolgend dargestellt ist.

$$F_{d,i} = \frac{z_i \cdot E_{d,i}}{\sum_j z_j \cdot E_{d,j}} \cdot \sum_j E_{d,j}$$

$E_{d,i}$ ständige und quasi-ständige Lasten im betrachteten Geschoss i [kN]
$E_{d,j}$ ständige und quasi-ständige Lasten in jedem Geschoss j [kN]
$F_{d,i}$ fiktive horizontale Einwirkung aus ständigen und quasi-ständigen Lasten im betrachteten Geschoss i [kN]
z_i Höhe des betrachteten Geschosses i ab Niveau Einbindungshorizont [m]
z_j Höhe jedes Geschosses j ab Niveau Einbindungshorizont [m]

$$F_{d,DG,x} = \frac{11{,}6\ \text{m} \cdot 765\ \text{kN}}{(2{,}9\ \text{m} + 5{,}8\ \text{m} + 8{,}7\ \text{m}) \cdot 1501\ \text{kN} + 11{,}6\ \text{m} \cdot 765\ \text{kN}} \cdot 5268\ \text{kN} = 1336\ \text{kN}$$

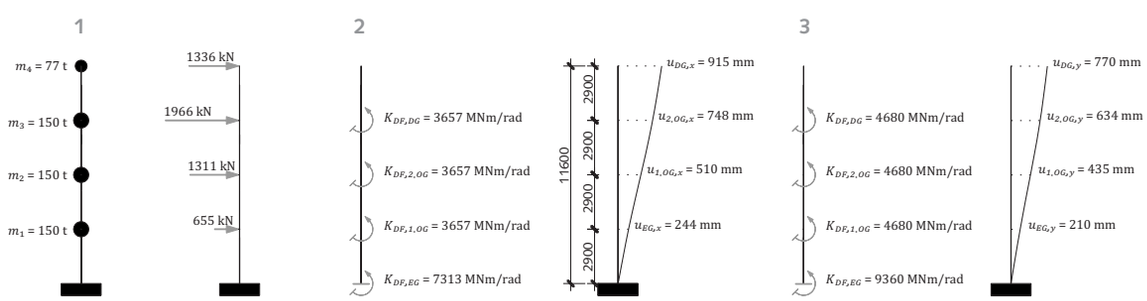
$$F_{d,2.OG,x} = 1966\ \text{kN}$$

$$F_{d,1.OG,x} = 1311\ \text{kN}$$

$$F_{d,EG,x} = 655\ \text{kN}$$

Horizontale Stockwerkauslenkung

Die Ermittlung der horizontalen Stockwerkauslenkung u_i erfolgt am globalen Ersatzstab. Figur 71 zeigt die Ausgangsgrössen und die Stockwerkauslenkungen in den Richtungen x und y.



Figur 71:
Darstellung der horizontalen Stockwerkauslenkung mit
1 den horizontal angesetzten Stockwerkersatzkräften $F_{d,i}$
2 dem Ersatzstab in Richtung x (QS_{Ersatz} = 100 mm x 4000 mm, E_{Ersatz} = 16 200 N/mm², G_{Ersatz} = 219 N/mm²) und der horizontalen Stockwerkauslenkung $u_{i,x}$
3 dem Ersatzstab in Richtung y (QS_{Ersatz} = 100 mm x 4000 mm, E_{Ersatz} = 20 736 N/mm², G_{Ersatz} = 250 N/mm²) und der horizontalen Stockwerkauslenkung $u_{i,y}$

Grundschwingzeit

$$T_{1,x} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{150000\ \text{kg} \cdot ((0{,}244\ \text{m})^2 + (0{,}510\ \text{m})^2 + (0{,}748\ \text{m})^2) + 77000\ \text{kg} \cdot (0{,}915\ \text{m})^2}{655 \cdot 10^3\ \text{N} \cdot 0{,}244\ \text{m} + 1311 \cdot 10^3\ \text{N} \cdot 0{,}510\ \text{m} + 1966 \cdot 10^3\ \text{N} \cdot 0{,}748\ \text{m} + 1336 \cdot 10^3\ \text{N} \cdot 0{,}915\ \text{m}}}$$

$$T_{1,x} = 1{,}48\ \text{s}$$

$$T_{1,y} = 1{,}37\ \text{s}$$

Verfügt das verwendete Stabstatikprogramm über entsprechende Tools, so können die Grundschwingzeiten direkt im Stabstatikprogramm berechnet werden. Die damit berechneten Grundschwingzeiten sollten mit den Ergebnissen der Rayleigh-Methode übereinstimmen.

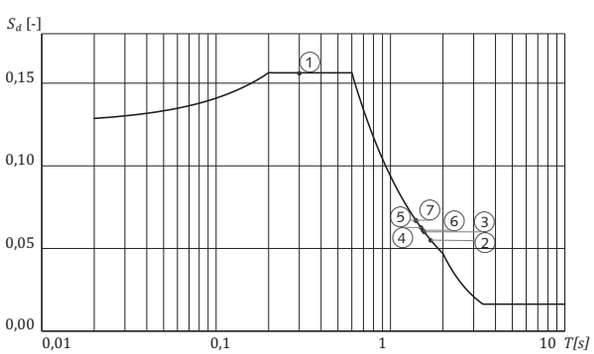
5.5.4 Vergleich der Resultate

Der Vergleich der Resultate in Figur 72 zeigt, dass das Abschätzen der Grundschwingzeit nach Formel (261.38) der Norm SIA 261 (2003) für Holzbauten ungeeignet ist. Die Grundschwingzeit wird deutlich zu tief angesetzt. Dies führt in der Berechnung zu massiv höheren Erdbebenersatzkräften. Das Abschätzen mit der Formel (261.39) liefert dagegen für die Vorbemessung brauchbare Resultate. Die definitive Tragwerksanalyse sollte aber entweder mit der genaueren Berechnung nach der Rayleigh-Methode oder mit einem Stabstatikprogramm geführt werden, wobei beide Methoden mit grösserem Aufwand insbesondere für die Berechnung der horizontalen Tragwandsteifigkeiten verbunden sind. Für die Gegenüberstellung der unterschiedlichen Methoden wurde das Tragwerk des Anwendungsbeispiels zusätzlich als dreidimensionales Tragsystem im Stabstatikprogramm modelliert und mit dem Antwortspektrenverfahren berechnet (siehe Kapitel 5.7). Die Resultate dieser Berechnung zeigen, dass die Grundschwingzeiten fast identisch mit den Werten aus den Berechnungen nach der Rayleigh-Methode sind. Die leicht höhere Grundschwingzeit in Richtung x ergibt sich aus der grösseren Exzentrizität des Massen- vom Steifigkeitszentrum und damit einem stärkeren Einfluss der Torsion in der Biegetorsionsgrundschwingung.
In Figur 73 sind die Ordinatenwerte des Bemessungsspektrums für die Berechnungen nach den unterschiedlichen Methoden der Grundschwingzeit graphisch dargestellt.

Figur 72: Gegenüberstellung der Ergebnisse aus der Berechnung der Grundschwingzeiten nach Norm SIA 261 (2003), mit der Rayleigh-Methode und am räumlichen Tragwerksmodell nach Kapitel 5.7.

Verfahren	**Ersatzkraft**					**Antwortspektren**	
Methode	**SIA 261 (2003), Formel (261.38)**	**SIA 261 (2003), Formel (261.39)**		**Rayleigh-Methode**		**räumliches Tragwerksmodell**	
Richtung	**x und y**	**x**	**y**	**x**	**y**	**x**	**y**
f_1	3,18 Hz	0,59 Hz	0,65 Hz	0,67 Hz	0,73 Hz	0,66 Hz	0,72 Hz
T_1	0,31 s	1,69 s	1,55 s	1,48 s	1,37 s	1,51 s	1,40 s
S_d	0,156	0,055	0,061	0,063	0,068	0,062	0,067
F_d	821 kN	290 kN	321 kN	332 kN	358 kN	327 kN	353 kN

Figur 73: Bemessungsspektrum nach Norm SIA 261 (2003) mit den Ordinatenwerten für nach unterschiedlichen Methoden berechneten Grundschwingzeiten.

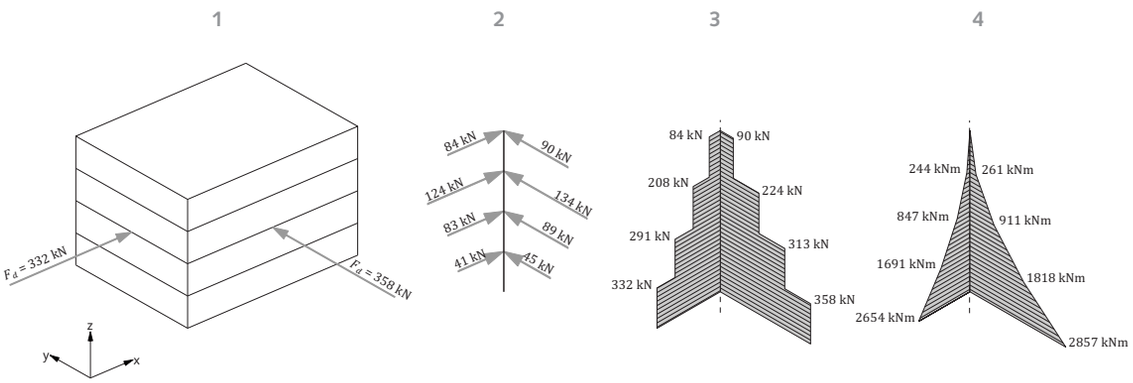


① $S_{d,x}$ und $S_{d,y}$ nach Formel (261.38)
② $S_{d,x}$ nach Formel (261.39)
③ $S_{d,y}$ nach Formel (261.39)
④ $S_{d,x}$ nach Rayleigh
⑤ $S_{d,y}$ nach Rayleigh
⑥ $S_{d,x}$ nach dem Antwortspektrenverfahren
⑦ $S_{d,y}$ nach dem Antwortspektrenverfahren

5.6 Berechnung der Schnittkräfte je Tragwand

Für die weiteren Untersuchungen müssen die Schnittkräfte je Tragwand ermittelt werden. Als Grundlage dazu dienen die Erdbebenersatzkräfte aus der Berechnung nach der Rayleigh-Methode, deren Aufteilung auf die Geschossdecken sowie die Schnittkräfte für die Richtungen x und y, wie sie in Figur 74 dargestellt sind.
In weiteren Schritten müssen die Effekte 2. Ordnung und die Torsionskräfte infolge unterschiedlicher Lage von Massen- und Steifigkeitszentrum bei Einwirken der Erdbebenersatzkräfte beurteilt werden.

Die Summe aller Kräfte gilt es schliesslich auf die Tragwände zu verteilen, anhand deren Schnittkräfte die Nachweise geführt werden können.



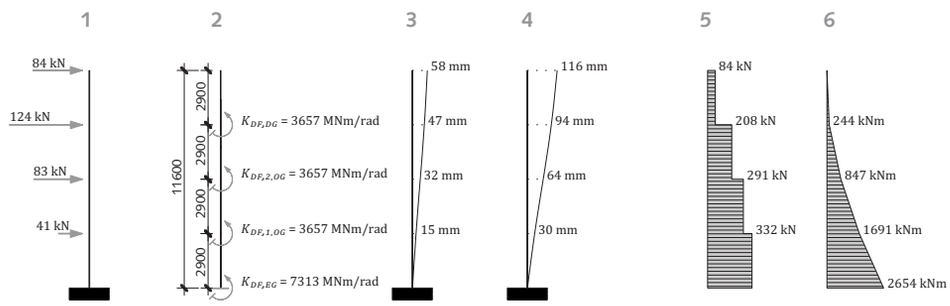
Figur 74:
Bemessungswert der
1 globalen Erdbebenersatzkraft am Gebäude F_d
2 Aufteilung auf die Geschossdecken F_{di}
3 Bemessungsquerkräfte V_d
4 Bemessungsmomente M_d

5.6.1 Effekte 2. Ordnung aus der Gebäudeschiefstellung

Die horizontale Auslenkung der Geschossdecken unter Erdbebeneinwirkung führt zur Schiefstellung der lastabtragenden Stützen. In der Folge entstehen horizontale Rückhaltekräfte, welche über die Deckenscheiben in die Tragwände eingeleitet werden. Diese zusätzliche Beanspruchung der Tragwände wird durch die Effekte 2. Ordnung noch vergrössert. Dieser Effekt gilt nicht nur bei der Erdbebeneinwirkung, sondern muss auch unter Windeinwirkung betrachtet werden.
Die Untersuchung der Effekte 2. Ordnung wird am globalen Ersatzstab durchgeführt, wie er für die Grundschwingzeitberechnung nach der Rayleigh-Methode verwendet wurde (Figur 71). Wie im Kapitel 3.2.5 erläutert, erfolgt dabei die Ermittlung der Verformungen in der Erdbebenberechnung mit den Mittelwerten des Elastizitätsmoduls, des Schubmoduls und des Verschiebungsmoduls.
Nachfolgend werden die Berechnungen der Effekte 2. Ordnung für die Richtung x dargestellt und schliesslich in Figur 78 für beide Richtungen x und y zusammengefasst.

Horizontale Verformungen 1. Ordnung, bestimmt am Ersatzstab

Figur 75 zeigt die Erdbebenersatzkräfte am globalen Ersatzstab, die daraus resultierenden Verformungen aus der Berechnung 1. Ordnung, die mit $q' = (q+1)/2$ korrigierten Verformungen für die Berechnung nach 2. Ordnung (siehe Kapitel 3.1.3) sowie die daraus resultierenden Schnittkräfte. Der Korrekturfaktor in Abhängigkeit vom Verhaltensbeiwert q berücksichtigt den plastischen Verformungsanteil, der unter der Einwirkung des Bemessungsbebens für die Berechnung nach 2. Ordnung zu berücksichtigen ist.



Figur 75:
Globaler Ersatzstab in Richtung x mit
1 den Erdbebenersatzkräften aus der Rayleigh-Berechnung F_d
2 dem Ersatzstab (QS_{Ersatz} = 100 mm × 4000 mm, E_{Ersatz} = 16 200 N/mm², G_{Ersatz} = 219 N/mm²)
3 den elastischen Verformungen u_{el}
4 den korrigierten Verformungen $u_{el} \cdot q' = u_{el} \cdot (q+1)/2$
5 den resultierenden Querkräften V_d
6 den resultierenden Biegemomenten M_d

Berücksichtigung der zufälligen Schiefstellung der Tragwände

Nach Norm SIA 265 (2003), Ziffer 5.8.3.2 ist für Berechnungen 2. Ordnung die Beanspruchung aus der Schiefstellung im spannungslosen Zustand zu berücksichtigen. Der Schrägstellungswinkel φ ist nachfolgend für das Anwendungsbeispiel dargestellt. Daraus ergibt sich eine Zunahme der Schiefstellung pro Geschoss von 9,5 mm.

$$\varphi = 0{,}005 \cdot \sqrt{\frac{5}{h}}$$

φ Schrägstellungswinkel im Bogenmass [rad]
h gesamte Gebäudehöhe [m]

$$\varphi = 0{,}005 \cdot \sqrt{\frac{5}{11{,}6}} = 3{,}28 \cdot 10^{-3}$$

$$\varphi \cdot h = 3{,}28 \cdot 10^{-3} \cdot 11600 \text{ mm} = 38 \text{ mm}$$

Empfindlichkeit der gegenseitigen horizontalen Stockwerkverschiebung

Gemäss Eurocode 8 (2004) sind die Effekte 2. Ordnung zu berücksichtigen, wenn die Empfindlichkeit der gegenseitigen Stockwerkverschiebung θ den Wert 0,1 überschreitet (siehe Kapitel 3.1.3). Die massgebenden Verformungen der Tragwände, welche für die Berechnung nach 2. Ordnung zu berücksichtigen sind, ergeben sich aus den mit dem Faktor $q' = (q+1)/2$ multiplizierten elastischen Verformungen, summiert mit der zufälligen Schiefstellung der Tragwände nach Ziffer 5.8.3.2 der Norm SIA 265 (2003). In Figur 76 sind die für die Berechnung der θ-Werte notwendigen Parameter aufgeführt.

Figur 76:
Notwendige Parameter zur Berechnung der θ-Werte.

Lage	Höhe ab Einbindungshorizont	Querkraft V_d	ständige und quasi-ständige Lasten N_d	horizontale Auslenkung u_{el}	horizontale Auslenkung $u_{el} \cdot q'$ + zufällige Schiefstellung	mittlere Stockwerkverschiebung d_r
DG	11,6 m	84 kN	765 kN	58 mm	154 mm	31 mm
2. OG	8,7 m	208 kN	1501 kN	47 mm	123 mm	40 mm
1. OG	5,8 m	291 kN	1501 kN	32 mm	83 mm	43 mm
EG	2,9 m	332 kN	1501 kN	15 mm	40 mm	40 mm

Für das Anwendungsbeispiel ergeben sich in Richtung x die nachfolgenden dargestellte Empfindlichkeitswerte der gegenseitigen Stockwerkverschiebung. Diese zeigen, dass die Effekte 2. Ordnung in allen Geschossen ausser dem Dachgeschoss berücksichtigt werden müssten, da die Empfindlichkeitswerte θ der Stockwerkverschiebung den Wert 0,1 überschreiten. Da der Empfindlichkeitswert θ im 1. und 2. Obergeschoss zwischen den Werten 0,1 und 0,2 liegt, kann die zusätzliche Beanspruchung wie in Kapitel 3.1.3 beschrieben mit dem Faktor $1/(1-\theta)$ erfasst werden. Dieser Ansatz wird nachfolgend mit dem genaueren Nachweis verglichen, der erforderlich ist, wenn die Empfindlichkeitswerte $\theta \geq 0{,}2$ sind.

$$\theta = \frac{N_d \cdot d_r}{V_d \cdot h_i}$$

θ_i Empfindlichkeit der gegenseitigen Stockwerkverschiebung im Geschoss i [-]
d_r mittlere Stockwerkverschiebung [mm]
h_i Höhe des Geschosses i [mm]
N_d ständige und quasi-ständige Lasten [kN]
V_d Bemessungswert der Querkraft [kN]

$$\theta_{EG} = \frac{5268\ \text{kN} \cdot 40\ \text{mm}}{332\ \text{kN} \cdot 2900\ \text{mm}} = 0{,}22$$

$$\theta_{1.OG} = 0{,}19$$

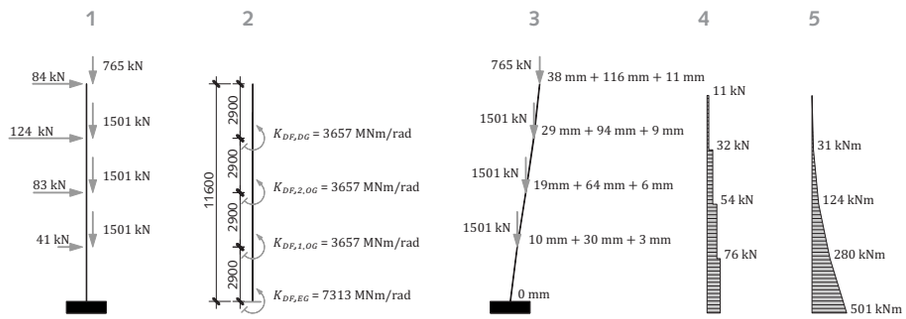
$$\theta_{2.OG} = 0{,}15$$

$$\theta_{DG} = 0{,}10$$

Zusatzbeanspruchungen aus den Effekten 2. Ordnung

Die horizontalen Zusatzkräfte infolge der Stützenschiefstellung sind unabhängig von der Erdbebenbeanspruchung nach den Gesichtspunkten der Tragsicherheit zu beurteilen. Da es sich bei den aussteifenden Tragelementen um Scheiben handelt, kann auf eine Reduktion der Steifigkeiten verzichtet werden, wie sie gemäss der Norm SIA 265 Ziffer 5.8.3.2 für Berechnung nach 2. Ordnung definiert ist (siehe Kapitel 3.1.3).

In Figur 77 ist der vorverformte Ersatzstab abgebildet, an welchem die Effekte 2. Ordnung mit einem Stabstatikprogramm ermittelt werden. Die Vorverformung ergibt sich aus der Überlagerung der Verformungen aus der Berechnung 1. Ordnung mit der zufälligen Schiefstellung des Tragwerkes. Die resultierenden Schnittkräfte (Figur 77, Nr. 4 und 5) werden über die Deckenscheiben in die Tragwände eingeleitet und beanspruchen diese zusätzlich. Entgegen der vorangegangenen Beurteilung der Stockwerkverschiebung ist nachfolgend die Berechnung über alle vier Geschosse dargestellt, um die später folgenden Gegenüberstellungen vollständig zeigen zu können.

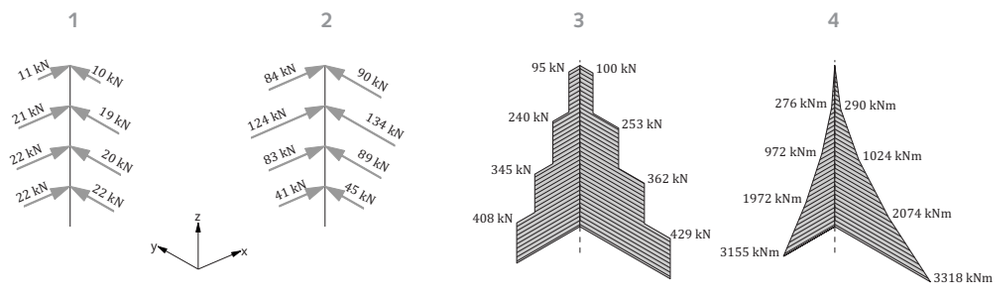


Figur 77:
Globaler Ersatzstab mit

1 den berücksichtigten ständigen und quasi-ständigen Einwirkungen F_d
2 dem Ersatzstab (QS_{Ersatz} = 100 mm × 4000 mm, E_{Ersatz} = 16 200 N/mm², G_{Ersatz} = 219 N/mm²)
3 den berücksichtigten Vorverformungen für die Berechnung nach 2. Ordnung: zufällige Schiefstellung sowie Verformungen aus 1. und aus 2. Ordnung
4 den resultierenden Querkräften infolge der Rückhaltekräfte aus der Stützenschiefstellung $V_{II.\,Ordnung}$
5 den resultierenden Biegemomenten infolge der Rückhaltekräfte aus der Stützenschiefstellung $M_{II.\,Ordnung}$

Resultierende Gesamtbeanspruchung
In Figur 78 sind die horizontalen Rückhaltekräfte infolge Stützenschiefstellung den Erdbebenersatzkräften gegenübergestellt. Diese zusätzlichen Kräfte, welche über die Tragwände abgetragen werden müssen, sind für das Anwendungsbeispiel in beiden Richtungen x und y von Bedeutung. Die Schnittkräfte sind für die Bemessung der Tragwände massgebend.
Die gleiche Beurteilung müsste auch für den Lastfall Wind durchgeführt werden. Die zusätzlichen Schnittkräfte würden aber wesentlich kleiner ausfallen, da die auftretenden horizontalen Verformungen unter Windeinwirkungen viel kleiner sind.

Gegenüberstellung
In Figur 79 sind die Schnittkräfte aus der Berechnung nach der Rayleigh-Methode mit und ohne Berücksichtigung der Stützenschiefstellung respektive der Effekte 2. Ordnung zusammengefasst. Die Gegenüberstellung der Resultate zeigt, dass die Querkräfte bis zu 25% und die Biegemomente bis zu 21% grösser werden.
In Figur 80 werden die globalen Schnittgrössen in Richtung x aus der Berechnung nach 2. Ordnung mit den Werten gemäss dem Verfahren nach Eurocode 8 (2004) verglichen. Dabei zeigt sich, dass die Unterschiede minimal sind. Im Erd- und im 1. Obergeschoss sind nach Eurocode 8 (2004) die Werte der Berechnung nach 2. Ordnung zu verwenden, da die Empfindlichkeitswerte θ der Stockwerkverschiebung in diesen Geschossen den Wert 0,2 überschreiten.
Für die weiteren Schritte des Anwendungsbeispiels werden die Schnittkräfte aus der Berechnung nach 2. Ordnung verwendet, weil im für die Bemessung relevanten Erdgeschoss der Empfindlichkeitswert θ der Stockwerkverschiebung über 0,2 liegt und somit eine näherungsweise Berücksichtigung der Effekte 2. Ordnung nicht möglich ist. Zudem müssen die Effekte 2. Ordnung bei allen Geschossen ausser dem Dachgeschoss berücksichtigt werden ($\theta \geq 0{,}1$).



Figur 78:
Globaler Ersatzstab mit
1 den horizontalen Rückhaltekräften infolge der Stützenschiefstellung P_d
2 den Erdbebenersatzkräften F_d
3 den resultierenden Bemessungsquerkräften V_d
4 den resultierenden Bemessungsbiegemomenten M_d

Figur 79:
Gegenüberstellung der Schnittkräfte aus der Berechnung nach der Rayleigh-Methode mit und ohne Berücksichtigung der Effekte nach Berechnung 2. Ordnung in Richtung x.

Lage	Höhe	V	ΔV	$V_{d,II}$	$V_{d,II}/V_d$	M_d	Δ_{Md}	$M_{d,II}$	$M_{d,II}/M_d$
DG	11,6 m	84 kN	11 kN	95 kN	113%	–	–	–	–
2. OG	8,7 m	208 kN	32 kN	240 kN	115%	244 kNm	31 kNm	**275 kNm**	113%
1. OG	5,8 m	291 kN	54 kN	345 kN	119%	847 kNm	124 kNm	**971 kNm**	115%
EG	2,9 m	332 kN	76 kN	408 kN	123%	1691 kNm	280 kNm	**1971 kNm**	117%
EG	0,0 m	332 kN	76 kN	408 kN	123%	2654 kNm	501 kNm	**3155 kNm**	119%

Figur 80:
Gegenüberstellung der Schnittkräfte aus der Berechnung nach der Rayleigh-Methode mit Berücksichtigung der Effekte 2. Ordnung nach Norm SIA 265 (2003) und der Näherung nach Eurocode 8 (2004) in Richtung x.

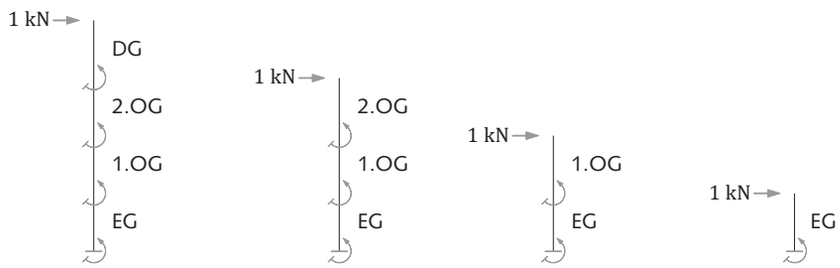
		Berechnung 2. Ordnung		Näherung mit dem Faktor 1/(1-θ)		Abweichung	
Lage	Höhe	$V_{d,II}$	$M_{d,II}$	$V_{d,II}$	$M_{d,II}$	$V_{d,II}$	$M_{d,II}$
DG	11,6 m	95 kN	–	93 kN	–	2%	–
2. OG	8,7 m	240 kN	275 kNm	245 kN	271 kNm	2%	1%
1. OG	5,8 m	345 kN	971 kNm	359 kN	996 kNm	4%	3%
EG	2,9 m	408 kN	1971 kNm	426 kN	2088 kNm	4%	6%
EG	0,0 m	408 kN	3155 kNm	426 kN	3403 kNm	4%	8%

5.6.2 Ermittlung des Steifigkeits- und des Massenzentrums

Das geometrische Modell zur Berechnung nach dem Ersatzkraftverfahren ist soweit vereinfacht, dass davon ausgegangen werden kann, dass die Erdbebenersatzkräfte in den Massenzentren der Geschossdecken angreifen. Die Lage des Massenzentrums fällt mit dem Flächenschwerpunkt der Geschossdecke zusammen, sofern die Massen der Decke, der übrigen Bauteile sowie der Nutzlast als gleichförmig verteilt über die Geschossfläche angenommen werden können. Die Lage des Steifigkeitszentrums ist von der horizontalen Steifigkeit der Tragwände und von deren Anordnung im Grundriss abhängig.

Ermittlung des Steifigkeitszentrums

Das Steifigkeitszentrum wird für jede Geschossdecke und für das Flachdach einzeln berechnet. Die horizontalen Steifigkeiten der Tragwände werden mit einem Stabstatikprogramm berechnet. Die Tragwände werden hierzu mit den Ersatzsteifigkeiten EI^* und GA^* sowie den entsprechenden Drehfedersteifigkeiten der Verankerungen und Stockwerkanschlüsse nach Figur 69 als eingespannte Kragarme modelliert. Die horizontale Steifigkeit der Tragwände ergibt sich aus dem Quotient der angesetzten Einheitslast auf dem Niveau der Geschossdecken bzw. des Daches und der daraus resultierenden Verformung. Die statischen Systeme für die Berechnung sind in Figur 81 dargestellt. In Figur 82 sind die horizontalen Steifigkeiten der vier Tragwände des Anwendungsbeispiels zusammengefasst.

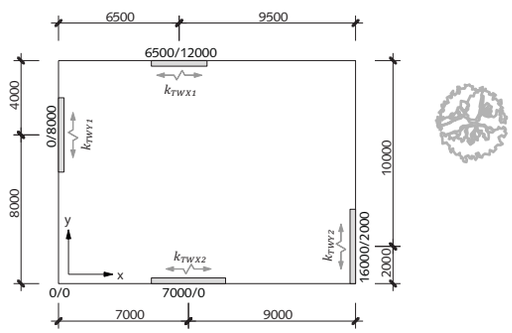


Figur 81: Statische Systeme für die Berechnung der horizontalen Steifigkeiten der einzelnen Geschosse.

Figur 82: Mittels Stabstatikprogramm ermittelte horizontale Steifigkeiten k_i der Tragwände in den unterschiedlichen Geschossen.

Lage	Höhe ab Einbindungshorizont	TWX1 (Länge 3 m)	TWX2 (Länge 4 m)	TWY1 (Länge 4 m)	TWY2 (Länge 4 m)
DG	11,6 m	1471 kN/m	2212 kN/m	2212 kN/m	2212 kN/m
2. OG	8,7 m	2439 kN/m	3534 kN/m	3534 kN/m	3534 kN/m
1. OG	5,8 m	4425 kN/m	6173 kN/m	6173 kN/m	6173 kN/m
EG	2,9 m	10 101 kN/m	13 699 kN/m	13 699 kN/m	13 699 kN/m

Figur 83 zeigt die Lage der Tragwände im Grundriss mit der Angabe der Koordinaten (*x/y*) ihrer Schubmittelpunkte. Die horizontale Verschiebesteifigkeit ist schematisch durch Federn dargestellt.
Die Koordinaten x_S der Steifigkeitszentren in Tragrichtung x liegen aufgrund der symmetrisch angeordneten und identisch konstruierten Tragwände TWY1 und TWY2 in allen Geschossen bei 8,0 m. Die Berechnung der Koordinaten y_S wird für das Anwendungsbeispiel nachfolgend dargestellt.
In Figur 84 sind die berechneten Koordinaten der Steifigkeitszentren zusammengestellt. Die Koordinaten in Richtung y unterscheiden sich in den einzelnen Geschossen voneinander. Mit zunehmender Höhe nimmt die Biegesteifigkeit der kürzeren Tragwand TWX1 im Vergleich zu derjenigen der längeren Tragwand TWX2 stärker ab. Aus diesem Grunde verschieben sich die Steifigkeitszentren mit zunehmender Höhe kontinuierlich in Richtung der längeren bzw. steiferen Tragwand TWX2.



Figur 83: Gebäudegrundriss mit Koordinatenangabe (*x/y*) der Schubmittelpunkte der Tragwände und schematischer Darstellung der horizontalen Steifigkeiten (Federn) für die Berechnung des Steifigkeitszentrums. Der Koordinatenursprung 0/0 befindet sich unten links an der Grundrissecke.

$$y_S = \frac{\sum_{i=1}^{n}\left(k_{i,x} \cdot y_i\right)}{\sum_{i=1}^{n} k_{i,x}}$$

$k_{i,x}$ horizontale Steifigkeit der Wand i parallel zur x-Achse [kN/m]
y_i Abstand des Schubmittelpunktes der Wand i vom Koordinatenursprung in Richtung y [m]
y_S Abstand des Steifigkeitszentrums vom Koordinatenursprung in Richtung y [m]

$$y_{S,EG} = \frac{10101\ \text{kN/m} \cdot 12\ \text{m} + 13699\ \text{kN/m} \cdot 0\ \text{m}}{10101\ \text{kN/m} + 13699\ \text{kN/m}} = 5{,}09\ \text{m}$$

$$y_{S,1.OG} = 5{,}01\ \text{m}$$

$$y_{S,2.OG} = 4{,}90\ \text{m}$$

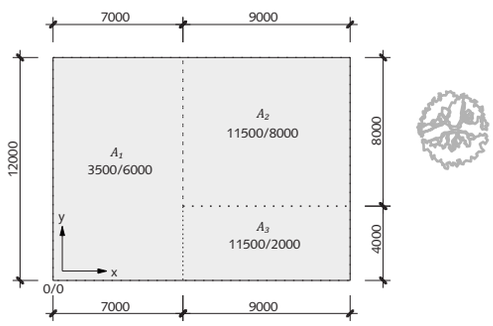
$$y_{S,DG} = 4{,}79\ \text{m}$$

Figur 84: Koordinaten der Steifigkeitszentren in den unterschiedlichen Stockwerken.

Lage	Höhe ab Einbindungshorizont	Koordinaten in Richtung x	Koordinaten in Richtung y
DG	11,6 m	8,00 m	4,79 m
2. OG	8,7 m	8,00 m	4,90 m
1. OG	5,8 m	8,00 m	5,01 m
EG	2,9 m	8,00 m	5,09 m

Ermittlung des Massenzentrums
Für die Berechnung der Koordinaten des Massenzentrums wurde eine konstante Massenverteilung über die Geschossfläche angenommen. Diese setzt sich aus den ständig wirkenden Eigen- und Auflasten sowie den quasi-ständigen Anteilen der Nutzlasten zusammen. Figur 85 zeigt, wie eine Deckenscheibe im Falle unterschiedlicher Deckenlasten aufgeteilt werden kann. Die Teilflächen mit der entsprechenden Deckenlast (ständige und quasi-ständige) und die Koordinaten ihrer Schwerpunkte sind in der aufgeführten Formel entsprechend einzusetzen.

Da die Decken des Anwendungsbeispiels in ihrem Aufbau und in ihrer Nutzung identisch sind, kann auf die Unterteilung der Deckenfläche verzichtet werden. Für das Anwendungsbeispiel ergeben sich aufgrund der Symmetrie die Koordinaten nach Figur 86.



Figur 85: Gebäudegrundriss mit Aufteilung der Grundrissfläche in Teilflächen A_i im Falle unterschiedlicher Deckenlasten. Angegeben sind auch die Koordinaten der Flächenschwerpunkte *x/y*. Der Koordinatenursprung 0/0 befindet sich unten links an der Grundrissecke.

$$x_M = \frac{\sum_{i=1}^{n}\left(A_i \cdot x_i \cdot F_{d,i}\right)}{\sum_{i=1}^{n}\left(A_i \cdot F_{d,i}\right)}$$

$$y_M = \frac{\sum_{i=1}^{n}\left(A_i \cdot y_i \cdot F_{d,i}\right)}{\sum_{i=1}^{n}\left(A_i \cdot F_{d,i}\right)}$$

A_i Teilfläche i im Gebäudegrundriss [m²]
$F_{d,i}$ ständige und quasi-ständige Last auf Teilfläche i [kN/m²]
x_i *und* y_i Massenschwerpunkt der Teilfläche i [m]
x_M *und* y_M Lage des Massenzentrums, bezogen auf den Koordinatenursprung [m]

Figur 86: Koordinaten der Massenzentren in den unterschiedlichen Stockwerken.

Lage	Höhe ab Einbindungshorizont	Koordinaten in Richtung x	Koordinaten in Richtung y
DG	11,6 m	8,0 m	6,0 m
2. OG	8,7 m	8,0 m	6,0 m
1. OG	5,8 m	8,0 m	6,0 m
EG	2,9 m	8,0 m	6,0 m

5.6.3 Exzentrizitäten der resultierenden Ersatzkräfte

Aufgrund der nahezu symmetrischen Aussteifung im Grundriss und der über alle Geschosse gleich steifen und kontinuierlich verlaufenden Tragwände sind die Unterschiede zwischen den Exzentrizitäten – definiert als Abstand vom Massen- zum Steifigkeitszentrum – der resultierenden Ersatzkräfte pro Geschoss sehr klein. In der Praxis wären Vereinfachungen denkbar, indem z. B. in der Berechnung für jedes Geschoss die maximalen Exzentrizitäten des Dachgeschosses verwendet würden.

Exzentrizität zwischen Massen- und Steifigkeitszentrum

Die Exzentrizität der resultierenden Ersatzkraft wird berechnet, indem die Koordinaten der Massen- und Steifigkeitszentren voneinander subtrahiert werden. Hier ist zu beachten, dass die Vorzeichen für die weiterführenden Berechnungen der Torsionsmomente und Schnittkräfte von Bedeutung sind.
Nachfolgend ist die Berechnung der y-Koordinate für die Exzentrizität dargestellt. Die Zusammenfassung für das Anwendungsbeispiel ist in Figur 87 dargestellt. Darin ist ersichtlich, dass die Exzentrizitäten klein ausfallen. Wäre dies nicht so, dürfte die weitere Erdbebenberechnung nicht mit dem Ersatzkraftverfahren erfolgen (vergleiche Norm SIA 261 (2003), Ziffer 16.5.1.3). Die Tragwerksanalyse müsste dann z. B. anhand des Antwortspektrenverfahrens erfolgen. Alternativ können aber auch die Tragwände angepasst werden, um die Exzentrizitäten zu verkleinern.

$$e_y = y_M - y_S$$

e_y Exzentrizität der resultierenden Ersatzkraft [m]
y_M y-Koordinate des Massenzentrums [m]
y_S y-Koordinate des Steifigkeitszentrums [m]

$$e_{EG,y} = 6{,}00\ \mathrm{m} - 5{,}09\ \mathrm{m} = 0{,}91\ \mathrm{m}$$

$$e_{1.OG,y} = 0{,}99\ \mathrm{m}$$

$$e_{2.OG,y} = 1{,}10\ \mathrm{m}$$

$$e_{DG,y} = 1{,}21\ \mathrm{m}$$

Figur 87: Exzentrizität der Massen- zu den Steifigkeitszentren pro Geschoss.

Lage	Höhe ab Einbindungshorizont	x_S	x_M	e_x	y_S	y_M	e_y
DG	11,6 m	8,0 m	8,0 m	0,0 m	4,79 m	6,0 m	1,21 m
2. OG	8,7 m	8,0 m	8,0 m	0,0 m	4,90 m	6,0 m	1,10 m
1. OG	5,8 m	8,0 m	8,0 m	0,0 m	5,01 m	6,0 m	0,99 m
EG	2,9 m	8,0 m	8,0 m	0,0 m	5,09 m	6,0 m	0,91 m

Die wirksame Exzentrizität der resultierenden Ersatzkraft in einem Geschoss ergibt sich durch die Lage der Resultierenden aus allen in der Regel exzentrisch angreifenden Ersatzkräften oberhalb des betrachteten Stockwerks. Sie lässt sich wie nachfolgend für die Richtung y dargestellt berechnen.

$$e_{i,y} = \frac{\sum_{j=i}^{n}\left(F_{d,j,x} \cdot e_{j,y}\right)}{\sum_{j=i}^{n} F_{d,j,x}}$$

$e_{i,y}$ Exzentrizität der resultierenden Ersatzkraft im Geschoss i infolge aller oberhalb des betrachteten Stockwerks angreifenden Ersatzkräfte in Richtung y [m]
$e_{j,y}$ Exzentrizität der resultierenden Ersatzkraft im Geschoss j [m]
$F_{d,j,x}$ Ersatzkraft des Geschosses j in Richtung x [kN]

$$e_{EG,y} = \frac{63\ \text{kN} \cdot 0{,}91\ \text{m} + 105\ \text{kN} \cdot 0{,}99\ \text{m} + 145\ \text{kN} \cdot 1{,}10\ \text{m} + 95\ \text{kN} \cdot 1{,}21\ \text{m}}{63\ \text{kN} + 105\ \text{kN} + 145\ \text{kN} + 95\ \text{kN}} = 1{,}07\ \text{m}$$

$$e_{1.OG,y} = 1{,}10\ \text{m}$$

$$e_{2.OG,y} = 1{,}14\ \text{m}$$

$$e_{DG,y} = 1{,}21\ \text{m}$$

Oberer und unterer Bemessungswert der Exzentrizität der resultierenden Ersatzkraft

Die planmässigen Exzentrizitäten der resultierenden Stockwerkersatzkräfte entsprechen noch nicht den Bemessungswerten, welche für die Berechnung der Torsionsmomente nach dem Ersatzkraftverfahren zu verwenden sind. Um der tatsächlichen und zufälligen Torsionswirkung Rechnung zu tragen, sind sie nach Norm SIA 261 (2003), Ziffer 16.5.2.7 für den unteren (inf) und oberen (sup) Bemessungswert mit entsprechenden Lastbeiwerten zu multiplizieren und zusätzlich mit 5% der Gebäudebreite senkrecht zur betrachteten Anregungsrichtung zu vergrössern.

Die Berechnung ist nachfolgend für die Richtung y dargestellt, und in Figur 88 sind die planmässigen, unteren und oberen Werte der Exzentrizitäten der resultierenden Ersatzkräfte für beide Richtungen zusammengefasst. Figur 89 zeigt die Lage des Massen- und Steifigkeitszentrums und die Koordinaten der Angriffspunkte infolge der Exzentrizitäten verschobener Massenzentren auf der Höhe des Daches.

$$e_{d,sup,i,y} = 1{,}5 \cdot e_{i,y} + 0{,}05 \cdot b_y$$

$$e_{d,inf,i,y} = 0{,}5 \cdot e_{i,y} - 0{,}05 \cdot b_y$$

b_y Gebäudebreite senkrecht zur Erdbebeneinwirkung [m]
$e_{d,inf,i,y}$ unterer Wert der Exzentrizität der resultierenden Ersatzkraft in Richtung y [m]
$e_{d,sup,i,y}$ oberer Wert der Exzentrizität der resultierenden Ersatzkraft in Richtung y [m]
$e_{i,y}$ Exzentrizität der resultierenden Ersatzkraft im Geschoss i infolge aller oberhalb des betrachteten Stockwerks angreifenden Ersatzkräfte [m]

$$e_{d,sup,EG,y} = 1{,}5 \cdot 1{,}07\ \mathrm{m} + 0{,}05 \cdot 12\ \mathrm{m} = 2{,}21\ \mathrm{m}$$

$$e_{d,inf,EG,y} = 0{,}5 \cdot 1{,}07\ \mathrm{m} - 0{,}05 \cdot 12\ \mathrm{m} = -0{,}07\ \mathrm{m}$$

$$e_{d,sup,1.OG,y} = 2{,}25\ \mathrm{m}$$

$$e_{d,sup,2.OG,y} = 2{,}31\ \mathrm{m}$$

$$e_{d,sup,DG,y} = 2{,}42\ \mathrm{m}$$

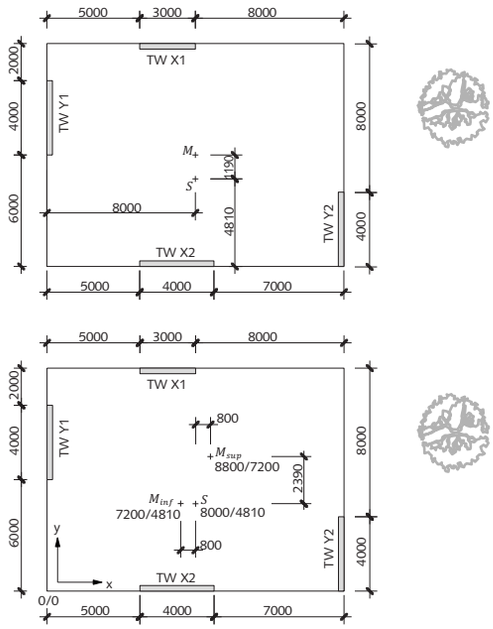
$$e_{d,inf,1.OG,y} = -0{,}05\ \mathrm{m}$$

$$e_{d,inf,2.OG,y} = -0{,}03\ \mathrm{m}$$

$$e_{d,inf,DG,y} = 0{,}0\ \mathrm{m}$$

Figur 88: Massgebende Exzentrizität je Geschoss und daraus resultierende obere und untere Bemessungswerte der Hebelarme zur Berechnung der Torsionsmomente.

Lage	Höhe ab Einbindungshorizont	$e_{i,x}$	$e_{d,sup,i,x}$	$e_{d,inf,i,x}$	$e_{i,y}$	$e_{d,sup,i,y}$	$e_{d,inf,i,y}$
DG	11,6 m	0,0 m	0,80 m	–0,80 m	1,21 m	2,42 m	0,0 m
2. OG	8,7 m	0,0 m	0,80 m	–0,80 m	1,14 m	2,31 m	–0,03 m
1. OG	5,8 m	0,0 m	0,80 m	–0,80 m	1,10 m	2,25 m	–0,05 m
EG	2,9 m	0,0 m	0,80 m	–0,80 m	1,07 m	2,21 m	–0,07 m



Figur 89:
Lage des Massen- gegenüber dem Steifigkeitszentrum auf der Höhe des Dachs (oben) und Angriffspunkte der Erdbebenersatzkräfte auf der Höhe des Dachs infolge der Bemessungsexzentrizitäten (unten). Der Koordinatenursprung 0/0 befindet sich jeweils unten links an der Grundrissecke.

Berücksichtigung der Torsionsmomente

Insgesamt ergeben sich aufgrund der oberen und unteren Werte der Exzentrizität der resultierenden Ersatzkräfte pro Geschoss vier unterschiedliche Torsionsmomente, je zwei Werte für die Einwirkung in Richtung x und y, die über Kräftepaare durch die Tragwände abgetragen werden.

Nachfolgend ist die Berechnung der Bemessungswerte der Torsionsmomente aus den Ersatzkräften für die Richtung x dargestellt und in Figur 90 für beide Richtungen zusammengefasst.

$$T_{d,i,x} = e_{d,i,y} \cdot \sum_{j=i}^{n} F_{d,j,x}$$

$e_{d,i,y}$ Bemessungsexzentrizität des Geschosses i in Richtung y [m]
$F_{d,j,x}$ Stockwerkersatzkraft des Geschosses j in Richtung x [kN]
$T_{d,i,x}$ Torsionsmoment aus Kraft in Richtung x bezogen auf das Steifigkeitszentrum im Geschoss i [kNm]

$$T_{d,sup,EG,x} = 2{,}21\ \text{m} \cdot 408\ \text{kN} = 902\ \text{kNm}$$

$$T_{d,inf,EG,x} = -0{,}07\ \text{m} \cdot 408\ \text{kN} = -29\ \text{kNm}$$

$$T_{d,sup,1.OG,x} = 776\ \text{kNm}$$

$$T_{d,inf,1.OG,x} = -17\ \text{kNm}$$

$$T_{d,sup,2.OG,x} = 554\ \text{kNm}$$

$$T_{d,inf,2.OG,x} = -7\ \text{kNm}$$

$$T_{d,sup,DG,x} = 230\ \text{kNm}$$

$$T_{d,inf,DG,x} = 0\ \text{kNm}$$

Figur 90:
Obere und untere Bemessungswerte der Torsionsmomente.

Lage	Höhe ab Einbindungshorizont	$T_{d,sup,x}$	$T_{d,inf,x}$	$T_{d,sup,y}$	$T_{d,inf,y}$
DG	11,6 m	230 kNm	0 kNm	80 kNm	–80 kNm
2. OG	8,7 m	554 kNm	–7 kNm	202 kNm	–202 kNm
1. OG	5,8 m	776 kNm	–17 kNm	290 kNm	–290 kNm
EG	2,9 m	902 kNm	–29 kNm	343 kNm	–343 kNm

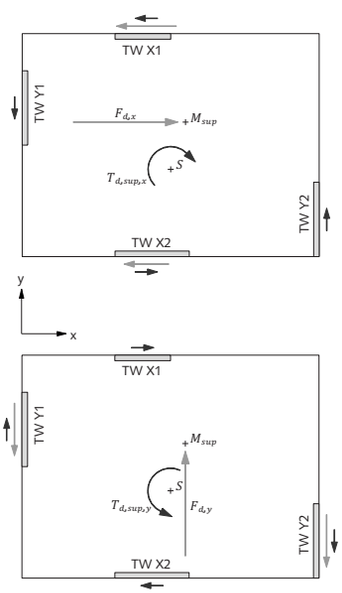
5.6.4 Verteilung der Stockwerkersatzkraft auf die Tragwände

Die Ersatzkräfte werden stockwerkweise auf die einzelnen Tragwände aufgeteilt. Diese Aufteilung erfolgt für die Querkräfte (Translationskomponenten) aus Kapitel 5.6.1 und die Torsionskräfte (Rotationskomponenten) aus Kapitel 5.6.3 in Abhängigkeit von den horizontalen Steifigkeiten der Tragwände und des Abstandes ihres Schubmittelpunktes vom Steifigkeitszentrum. Hierbei ist zu beachten, dass sowohl der obere T_{sup} als auch der untere Bemessungswert T_{inf} der Torsionsmomente berücksichtigt werden müssen, da der massgebende Lastfall nicht zum vornherein festgelegt werden kann.

Figur 91 zeigt die Auswirkungen der Stockwerkersatzkräfte und der resultierenden Torsionsmomente im Grundriss graphisch auf. Eine Einwirkung in Richtung x erzeugt aufgrund der Torsion auch Schnittkräfte für die Tragwände, die in Richtung y angeordnet werden. Einzelne Tragwände in Richtung der einwirkenden Ersatzkräfte erfahren infolge der Torsion eine zusätzliche Beanspruchung. Wenn Rotationskomponenten in die entgegengesetzte Richtung der einwirkenden Ersatzkräfte zeigen, können sich diese für einzelne Tragwände auch günstig auswirken.

Berechnung der Querkräfte

Tragwände in Richtung y erfahren aus einer horizontalen Einwirkung in Richtung x nur infolge des Torsionsmomentes eine Beanspruchung, da die Steifigkeit um die schwache Achse der Wände in der Berechnung vernachlässigt wird. Die Querkräfte für die Tragwände in Richtung y werden analog berechnet, wobei die Indizes x durch y in der Formel auszutauschen sind.



Figur 91:
Grundriss des Erdgeschosses mit schematischer Darstellung der Translations- (helle Pfeile) und Rotationskomponenten (dunkle Pfeile) infolge der Erdbebenersatzkräfte in Richtung x (oben) und y (unten).

Nachfolgend ist die Berechnung der Querkräfte aus der Auswirkung der Translation (F_d) auf der Rotation (T_d) der Tragwand TWX1 dargestellt. In Figur 92 sind die dazu notwendigen Parameter aufgeführt. Die Werte für die horizontale Steifigkeit ($k_{i,x}$) sind in Figur 82 ersichtlich.

Figur 92: Parameter zur Berechnung der Querkräfte für Tragwand TWX1.

Lage	**Höhe ab Einbindungshorizont**	y'_i	$k_{i,x}$	$\sum\left(k_{i,x} \cdot y_i'^2 + k_{i,y} \cdot x_i'^2\right)$
DG	11,6 m	7,21 m	1471 kN/m	0,41 GNm
2. OG	8,7 m	7,10 m	2439 kN/m	0,66 GNm
1. OG	5,8 m	6,99 m	4425 kN/m	1,16 GNm
EG	2,9 m	6,91 m	10 101 kN/m	2,59 GNm

$$V_{d,i,x} = F_{d,i,x} \cdot \frac{k_{i,x}}{\sum k_{i,x}} + T_{d,i,x} \cdot \frac{k_{i,x} \cdot y_i'}{\sum\left(k_{i,x} \cdot y_i'^2 + k_{i,y} \cdot x_i'^2\right)}$$

$F_{d,i,x}$ Summe aller oberhalb des betrachteten Geschosses i angreifenden Ersatzkräfte in Richtung x [kN]
$k_{i,x}$ horizontale Steifigkeit der Tragwand TWXi in Richtung x im Geschoss i [kN/m]
$k_{i,y}$ horizontale Steifigkeit der Tragwand TWYi in Richtung y im Geschoss i [kN/m]
$T_{d,i,x}$ zu berücksichtigende Torsion des Geschosses i infolge einer Einwirkung in Richtung x [kNm]
$V_{d,i,x}$ resultierende Querkraft in Richtung x im Geschoss i [kN]
x'_i Abstand des Schubmittelpunktes der Tragwand TWYi im Geschoss i vom Steifigkeitszentrum in Richtung x [m]
y'_i Abstand des Schubmittelpunktes der Tragwand TWXi im Geschoss i vom Steifigkeitszentrum in Richtung y [m]

$$V_{d,EG,x} = 408\ \text{kN} \cdot \frac{10101\ \text{kN/m}}{23800\ \text{kN/m}} + 902\ \text{kNm} \cdot \frac{10101\ \text{kN/m} \cdot 6{,}91\ \text{m}}{2{,}59 \cdot 10^6\ \text{kNm}} = 198\ \text{kN}$$

$$V_{d,1.OG,x} = 165\ \text{kN}$$

$$V_{d,2.OG,x} = 113\ \text{kN}$$

$$V_{d,DG,x} = 44\ \text{kN}$$

Berechnung der Biegemomente

Die Biegebeanspruchung einer Tragwand resultiert aus den Querkräften infolge der Einwirkung der Erdbebenersatzkräfte in den einzelnen Geschossen. Das Biegemoment auf der Höhe der Grundrissfläche im Geschoss i berechnet sich aus der Summe der Produkte aus der Querkraft $\Delta V_{d,j}$ (Anteil der einwirkenden Erdbebenersatzkraft auf Höhe j) und dem Abstand z_j (Abstand der Geschossdecke j zur Grundrissfläche in Geschoss i).

Nachfolgend ist die Berechnung der Biegemomente für die Tragwand TWX1 dargestellt.

$$M_{d,i} = \sum_{j=i+1}^{n} \left(z_j \cdot \Delta V_{d,j}\right)$$

$$\Delta V_{d,j} = V_{d,j} - V_{d,j+1}$$

$$z_j = h_j - h_i$$

$\Delta V_{d,j}$	Zunahme der Querkraft der Tragwand auf Höhe der Geschossdecke j [kN]
h_i	Höhe der Geschossdecke i ab Niveau Einbindungshorizont [m]
h_j	Höhe der Geschossdecke j ab Niveau Einbindungshorizont [m]
$M_{d,i}$	Momentbeanspruchung einer Tragwand auf Höhe der Grundrissfläche in Geschoss i [kNm]
$V_{d,j}$	Querkraft der Tragwand auf Höhe der Geschossdecke j [kN]
$V_{d,j+1}$	Querkraft der Tragwand auf Höhe der Geschossdecke j+1 [kN]
z_j	Abstand der Geschossdecke j zur Grundrissfläche in Geschoss i [m]

$$M_{d,EG,x} = 2{,}9\ \text{m} \cdot 33\ \text{kN} + 5{,}8\ \text{m} \cdot 52\ \text{kN} + 8{,}7\ \text{m} \cdot 69\ \text{kN} + 11{,}6\ \text{m} \cdot 44\ \text{kN} = 1508\ \text{kNm}$$

$$M_{d,1.OG,x} = 934\ \text{kNm}$$

$$M_{d,2.OG,x} = 455\ \text{kNm}$$

$$M_{d,DG,x} = 128\ \text{kNm}$$

Berechnung der Normalkräfte

Werden die Biegemomente der Tragwände durch die Wandlängen dividiert, erhält man als Resultat die Verankerungskräfte auf der Höhe des Einbindungshorizontes und die Anschlusskräfte am Stockwerkübergang. Die Normalkräfte infolge der horizontalen Einwirkungen verlaufen über die gesamte Stützenhöhe dreiecksförmig. Diese Normalkräfte sind mit allfälligen Normalkräften aus den vertikalen Einwirkungen (ständige und quasi-ständige) zu überlagern. Beim Anwendungsbeispiel werden zur Vereinfachung nur die Normalkräfte aus den horizontalen Einwirkungen berücksichtigt.

Nachfolgend ist die Berechnung der Normalkräfte, resultierend aus den horizontalen Einwirkungen, für die Tragwand TWX1 dargestellt.

$$\pm N_{d,i} = \frac{M_{d,i}}{l_i}$$

l_i Länge der Tragwand i [m]
$M_{d,i}$ Momentbeanspruchung einer Tragwand im Geschoss i [kNm]
$N_{d,i}$ Normalkräfte in einer Tragwand im Geschoss i [kN]

$$N_{d,EG,x} = \frac{1508\ \text{kNm}}{3{,}0\ \text{m}} = 503\ \text{kN}$$

$$N_{d,1.OG,x} = 311\ \text{kN}$$

$$N_{d,2.OG,x} = 152\ \text{kN}$$

$$N_{d,DG,x} = 43\ \text{kN}$$

Resultierende Schnittkräfte

In Figur 93 und 94 sind die aus der Erdbebeneinwirkung resultierenden maximalen Biegemomente und Querkräfte der Tragwände aufgeführt. Die Figur 95 zeigt die aus den vier berücksichtigten Exzentrizitätsfällen (inf und sup in den Richtungen x und y) resultierenden Biegemomente und Querkräfte für die Tragwand TWX1 graphisch auf. Darin sind die Schnittgrössen für die Erdbebeneinwirkung in Richtung x unter den Nummern 1 und 2 abgebildet, die Schnittgrössen aus der Erdbebeneinwirkung in Richtung y unter den Nummern 3 und 4. In Richtung y erfährt die Tragwand TWX1 wie bereits erwähnt nur eine Beanspruchung infolge der Torsionsmomente.

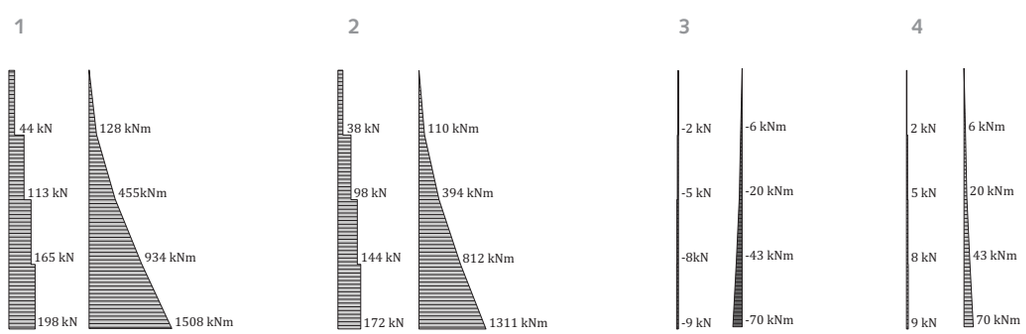
Figur 93: Massgebende Schnittkräfte aus dem Ersatzkraftverfahren für die Tragwände in Richtung x.

Lage	Höhe ab Einbindungshorizont	TWX1		TWX2	
		$V_{d,x}$	$M_{d,y}$	$V_{d,x}$	$M_{d,y}$
DG	11,6 m	44 kN	0 kNm	57 kN	0 kNm
2. OG	8,7 m	113 kN	128 kNm	142 kN	165 kNm
1. OG	5,8 m	165 kN	455 kNm	201 kN	577 kNm
EG	2,9 m	198 kN	934 kNm	235 kN	1660 kNm
EG	0,0 m	198 kN	1508 kNm	235 kN	1842 kNm

Figur 94: Massgebende Schnittkräfte aus dem Ersatzkraftverfahren für die Tragwände in Richtung y.

Lage	Höhe ab Einbindungshorizont	TWX1		TWX2	
		$V_{d,y}$	$M_{d,x}$	$V_{d,y}$	$M_{d,x}$
DG	11,6 m	53 kN	0 kNm	53 kN	0 kNm
2. OG	8,7 m	135 kN	154 kNm	135 kN	154 kNm
1. OG	5,8 m	193 kN	545 kNm	193 kN	545 kNm
EG	2,9 m	229 kN	1105 kNm	229 kN	1105 kNm
EG	0,0 m	229 kN	1769 kNm	229 kN	1769 kNm

Figur 95: Resultierende Querkräfte V_d und Biegemomente M_d für die Tragwand TWX1 aus der Ersatzkrafteinwirkung F_d unter Berücksichtigung der Bemessungswerte der Torsionsmomente oben T_{sup} und unten T_{inf}.



1 in Richtung x mit $E_d = F_{d,x} + T_{d,sup,x}$

2 in Richtung x mit $E_d = F_{d,x} + T_{d,inf,x}$

3 in Richtung y mit $E_d = T_{d,sup,y}$

4 in Richtung y mit $E_d = T_{d,inf,y}$

5.7 Antwortspektrenverfahren

Mehrgeschossige Holzbauten weisen oft grosse Auskragungen, im Grundriss unsymmetrisch angeordnete Tragwände oder sprunghafte Veränderungen von Horizontalsteifigkeit und Tragwiderstand für Horizontalkräfte zwischen übereinander liegenden Geschossen auf, so dass nicht alle Kriterien für die Regelmässigkeit im Grund- und Aufriss gemäss Norm SIA 261 (2003), Ziffern 16.5.1.3 und 16.5.1.4, erfüllt sind. In diesen Fällen genügt das Ersatzkraftverfahren für die Tragwerksanalyse nicht, sondern das aufwendigere Antwortspektrenverfahren muss angewandt werden. Im allgemeinen erfordert das Antwortspektrenverfahren ein dreidimensionales Tragwerksmodell. Bei regelmässigem Grundriss darf auch je ein ebenes Modell für die beiden Hauptrichtungen verwendet werden. Das Antwortspektrenverfahren wird heute praktisch ausschliesslich mit einem Finite-Elemente-Programm durchgeführt.

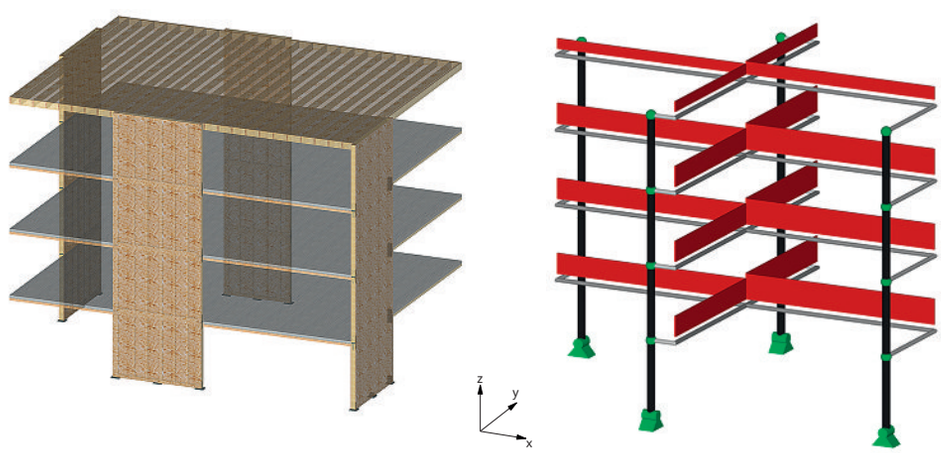
Beim Anwendungsbeispiel sind die Kriterien für die Regelmässigkeit im Grund- und Aufriss eingehalten, und die Grundschwingzeiten in den beiden horizontalen Hauptrichtungen übersteigen 2 s nicht, so dass alle Bedingungen für die Anwendbarkeit des Ersatzkraftverfahrens erfüllt sind und auf das Antwortspektrenverfahren verzichtet werden könnte. Trotzdem wird das Antwortspektrenverfahren im folgenden exemplarisch dargestellt und mit dem Ersatzkraftverfahren verglichen.

5.7.1 Tragwerksmodell

Die Berechnung der Ersatzsteifigkeiten von Tragwänden in Holzrahmenbauweise nach Kapitel 5.4.2 erlaubt ein relativ einfaches, wirklichkeitsnahes Abbilden solcher Tragelemente in Stabstatikprogrammen. Die Tragwände des Gebäudes aus dem Anwendungsbeispiel werden mit der Geometrie (die Wandlänge entspricht der Querschnitthöhe, die Querschnittbreite ist 100 mm) sowie den Ersatzsteifigkeiten und Drehfedern der Anschlüsse und Verankerungen nach Figur 96 modelliert. Die horizontale Steifigkeit der Holzbeton-Verbunddecken wird massgeblich durch den Überbeton definiert. In der Modellbildung wird dieser durch Stabelemente mit der Querschnittsgeometrie des Überbetons sowie dem Elastizitäts- und Schubmodul von Normalbeton (C25/30) abgebildet. Die Verbindung zwischen den Stabelementen der Tragwände und Decken wird mittels Kopplungsstäben mit nahezu unendlich grosser Steifigkeit modelliert. Definierte Gelenke sorgen bei diesen Verbindungen dafür, dass über die Deckenstäbe keine Momente auf die Tragwände übertragen werden.

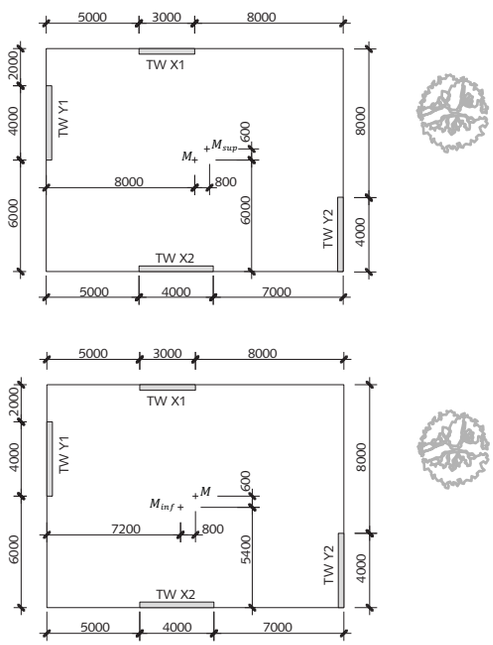
Quasi-ständige Einwirkungen je Geschoss

Die quasi-ständigen Einwirkungen je Geschoss werden als Linienmassen auf die einzelnen Deckenstäbe verteilt. Dabei ist es wichtig zu berücksichtigen, wie die Software beim Ermitteln der Grundschwingzeiten mit den Massen umgeht. Bei der hier verwendeten Software werden Linienmassen in der Stabmitte als Einzelmasse zusammengefasst. Um jedoch die Massenträgheit aus der Deckenfläche berücksichtigen zu können, wurden die Deckenstäbe mit einem Zwischenknoten modelliert. Figur 96 stellt zum einen das Tragwerk dar, zum anderen zeigt die Figur das Stabmodell, wie es im Stabstatikprogramm abgebildet wurde.



Figur 96:
Darstellung des Tragwerks (links) und 3D-Tragwerksmodell in Stabstatikprogramm (rechts) zur Erdbebenberechnung nach dem Antwortspektrenverfahren. Ersatzsteifigkeiten TWX1: E-Modul 13 824 N/mm², G-Modul 117 N/mm², $K_{DF,EG}$ 2633 MNm/rad, $K_{DF,1.OG-DG}$ 1317 MNm/rad Ersatzsteifigkeiten TWX2, TWY1, TWY2: E-Modul 10 368 N/mm², G-Modul 117 N/mm², $K_{DF,EG}$ 4680 MNm/rad, $K_{DF,1.OG-DG}$ 2340 MNm/rad

Berücksichtigung von Exzentrizitäten
Die planmässige Exzentrizität zwischen den Massen- und Steifigkeitszentren wird im dreidimensionalen Modell schon implizit berücksichtigt. Der durch die Norm SIA 261 (2003) verlangten Vergrösserung der Exzentrizität um 5% der zugehörigen Gebäudebreite infolge zufälliger Exzentrizität wurde beim Anwendungsbeispiel durch das Verschieben der Geschossmassen in den Hauptrichtungen x und y Rechnung getragen.
Figur 97 zeigt oben die Berücksichtigung der oberen zufälligen Exzentrizität e_{sup} und unten die Berücksichtigung der unteren zufälligen Exzentrizität e_{inf}. Es ist zu beachten, dass für die Berechnung der massgebenden Schnittkräfte der Tragwände mehrere dreidimensionale Tragwerksmodelle mit unterschiedlichen Exzentrizitäten analysiert werden müssen. Nachfolgend wird nur der Lastfall e_{sup} (Figur 97, oben), welcher für die Tragwand TWX1 massgebend ist, genauer betrachtet.



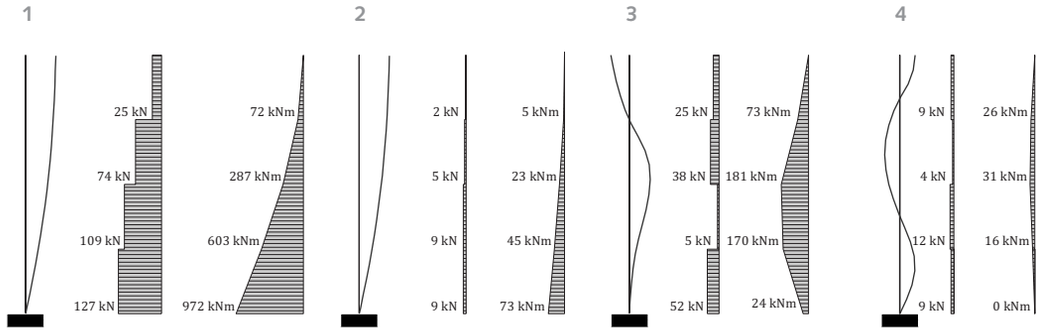
Figur 97:
Berücksichtigung des oberen (oben) und unteren (unten) Wertes der zufälligen Exzentrizität durch das Verschieben des Massenzentrums.

5.7.2 Berechnung der Auswirkungen

Die Auswirkungen werden von der Software aufgrund des Bemessungsspektrums für Erdbebenzone Z3b, Baugrundklasse C, Bauwerksklasse I und einen Verhaltensbeiwert $q = 3$ ermittelt.
Gemäss Ziffer 16.5.3.5 der Norm SIA 261 (2003) muss die Summe der effektiven modalen Massen der berücksichtigten Schwingungsformen mindestens 90% der Gesamtmasse des Tragwerks erreichen. Im Tragwerksmodell des Anwendungsbeispiels wurden die ersten zwölf Eigenformen untersucht. Davon können je vier Eigenformen den Richtungen x und y zugewiesen werden.
In Figur 98 sind die Eigenfrequenzen, die Grundschwingzeiten und die effektiven modalen Massen der vier Eigenschwingungsformen in Richtung x aufgeführt. Es zeigt sich, dass die Anforderung an die Summe der modalen Massen bereits mit der Berücksichtigung der ersten drei Eigenschwingungsformen erreicht ist.
Figur 99 zeigt schematisch die ersten vier Eigenschwingungsformen und die dazugehörigen Anteile der Querkräfte und Biegemomente für Tragwand TWX1 in Richtung x. Die Biegemomente und Querkräfte werden beim Anwendungsbeispiel ab der dritten Eigenschwingungsform nur noch unwesentlich durch höhere Eigenschwingungsformen beeinflusst.

Figur 98:
Eigenfrequenzen und effektive modale Massen der vier Eigenschwingungsformen in Richtung x.

Eigenschwingungsform	**1**	**2**	**3**	**4**
Eigenfrequenz	0,67 Hz	1,24 Hz	1,85 Hz	2,70 Hz
Grundschwingzeit	1,50 s	0,81 s	0,54 s	0,37 s
Effektive modale Masse	435,7 t	7,4 t	65,9 t	10,0 t
Verhältnis der Summe der effektiven modalen Massen zur Gesamtmasse des Gebäudes	0,827	0,841	0,966	0,985



Figur 99:
Maximale Querkräfte V_d und Biegemomente M_d in Funktion der ersten vier Eigenschwingungsformen für die Tragwand TWX1 nach Berechnung mit dem Antwortspektrenverfahren.

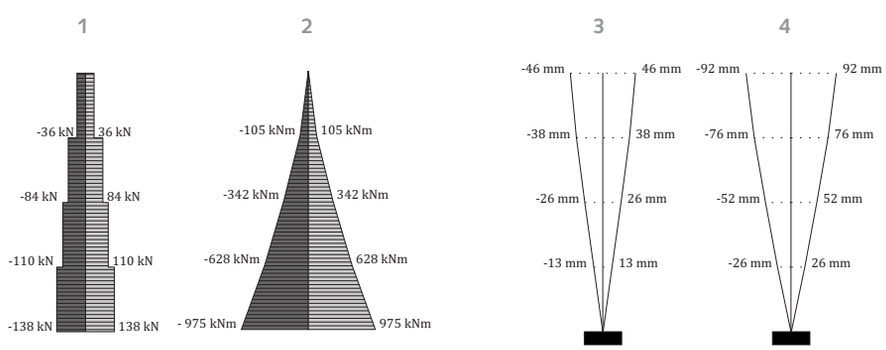
1 erste Eigenschwingungsform
2 zweite Eigenschwingungsform (Torsion)
3 dritte Eigenschwingungsform
4 vierte Eigenschwingungsform

Die Gesamtantwort des Tragwerks ergibt sich aus der Überlagerung der Schnittgrössen der einzelnen Eigenschwingungsformen mit dem SRSS-Verfahren (Quadratwurzel der Summen der Quadrate) nach nachfolgend dargestellten Formeln. Werden die abgebildeten Schnittgrössen aus Figur 99 nach diesem Verfahren überlagert, resultiert für die Tragwand TWX1 die in Figur 100 abgebildete Biege- und Querkraftverteilung. Diese Figur zeigt weiter die elastische und die mit dem Faktor $q' = (q+1)/2$ korrigierte horizontale Auslenkung der Tragwand TWX1 aus der Berechnung nach dem Antwortspektrenverfahren.

$$V_{d,x} = \sqrt{\sum V_{d,i,x}^2}$$

$$M_{d,x} = \sqrt{\sum M_{d,i,x}^2}$$

$M_{d,i,x}$ Momentbeanspruchung für die Eigenschwingform i in Richtung x [kNm]
$V_{d,i,x}$ Querkraftbeanspruchung für die Eigenschwingform i in Richtung x [kN]



Figur 100:
Aus der Berechnung mit dem Antwortspektrenverfahren sich für die Tragwand TWX1 ergebende

1 Querkräfte V_d
2 Biegemomente M_d
3 elastische horizontale Verformung nach 2. Ordnung $u_{d,el}$
4 korrigierte Verformung $u_{el} \cdot q' = u_{el} \cdot (q+1)/2$

Berücksichtigung der Effekte 2. Ordnung
Auch beim Antwortspektrenverfahren müssen die zusätzlichen Schnittkräfte aus der Stützenschiefstellung und die daraus resultierenden Effekte 2. Ordnung berücksichtigt werden. Figur 101 zeigt die Empfindlichkeitswerte der gegenseitigen Stockwerkverschiebung θ, die in Abhängigkeit von den Verformungen aus Figur 100, den quasi-ständigen Lasten und den Querkräften (Tragwand TWX1 und TWX2) berechnet worden sind (siehe Kapitel 3.1.3).

Da die Werte für θ zwischen 0,1 und 0,2 liegen, werden die zusätzlichen Schnittkräfte vereinfacht mittels des Faktors $1/(1-\theta)$ berechnet. Im Dachgeschoss dürften die Effekte 2. Ordnung gar vernachlässigt werden, da der Wert für θ kleiner als 0,1 ist.

Figur 101: Massgebende Querkraft auf Höhe der Geschossdecken, horizontale Auslenkung in Funktion von $q' = (q+1)/2$, mittlere Stockwerkverschiebung und Empfindlichkeitswerte der gegenseitigen Stockwerkverschiebung.

Lage	Höhe ab Einbindungshorizont	massgebende Querkraft V_d (TWX1 + TWX2)	horizontale Auslenkung $u_{f(q+1)/2}$	mittlere Stockwerkverschiebung d_r	Empfindlichkeitswert der gegenseitigen Stockwerkverschiebung θ
DG	11,6 m	80 kN	92 mm	16 mm	0,05
2. OG	8,7 m	176 kN	76 mm	24 mm	0,11
1. OG	5,8 m	230 kN	52 mm	26 mm	0,15
EG	2,9 m	253 kN	26 mm	26 mm	0,19

5.7.3 Vergleich des Antwortspektrenverfahrens mit dem Ersatzkraftverfahren

Die Schnittkräfte für Tragwand TWX1 aus der Erdbebenbeanspruchung unter Berücksichtigung der Effekte 2. Ordnung werden in Figur 102 mit den Schnittkräften aus dem Ersatzkraftverfahren verglichen. Zu beachten ist, dass die Werte aus dem Ersatzkraftverfahren aus einer Untersuchung 2. Ordnung kommen, diejenigen aus dem Antwortspektrenverfahren aus der Erhöhung der Werte mit dem Faktor $1/(1-\theta)$.
Es zeigt sich, dass sich die Berechnung am dreidimensionalen Tragwerksmodell durchaus auch für symmetrisch ausgesteifte Tragwerke lohnen kann, da die Schnittkräfte nach dem Antwortspektrenverfahren deutlich kleiner ausfallen als bei der Berechnung nach dem Ersatzkraftverfahren. Der Vergleich der Biegemomente zeigt weiter, dass diese nach dem Antwortspektrenverfahren mit zunehmender Geschosszahl weniger von derjenigen des Ersatzkraftverfahrens abweichen. Insbesondere im Dachgeschoss sind die Werte aus dem Antwortspektrenverfahren gleich hoch wie diejenigen des Ersatzkraftverfahrens. Falls die Steifigkeit der Tragwände über die Geschosshöhe abnehmen würde, wären die Schnittkräfte aus dem Antwortspektrenverfahren sogar höher als diejenigen aus dem Ersatzkraftverfahren. Hier kommt der Einfluss der höheren Eigenschwingungen zur Geltung, welcher insbesondere in den oberen Geschossen eine zusätzliche Beanspruchung der Tragwände zur Folge hat (siehe Figur 99).

Figur 102: Schnittkräfte der Tragwand TWX1, ermittelt mit dem Antwortspektrenverfahren, im Vergleich zu den Resultaten des Ersatzkraftverfahrens nach der Rayleigh-Methode unter Berücksichtigung der Effekte 2. Ordnung.

Lage	Höhe ab Einbindungshorizont	Eratzkraftverfahren (EKV)		Antwortspektrenverfahren (ASP)		Vergleich ASP/EKV	
		$V_{d,x}$	$M_{d,y}$	$V_{d,x}$	$M_{d,y}$	$V_{d,x}$	$M_{d,y}$
DG	11,6 m	44 kN	0 kNm	38 kN	0 kNm	86%	–
2. OG	8,7 m	113 kN	128 kNm	94 kN	111 kNm	83%	87%
1. OG	5,8 m	165 kN	455 kNm	129 kN	384 kNm	78%	84%
EG	2,9 m	198 kN	934 kNm	170 kN	739 kNm	86%	79%
EG	0 m	198 kN	1508 kNm	170 kN	1204 kNm	86%	80%

5.8 Nachweise

Im Rahmen der Nachweisführung wird für das Anwendungsbeispiel überprüft, dass die Gebrauchstauglichkeit unter der Einwirkung Wind für die Anforderungen bei spröden Einbauten gewährleistet ist, die Hierarchie der Tragwiderstände zum Einhalten des gewählten Tragwerkstyps D sinnvoll ausgelegt ist und die Tragsicherheit unter der Einwirkung Erdbeben nach den Schnittgrössen aus dem Ersatzkraftverfahren sichergestellt ist.

5.8.1 Gebrauchstauglichkeit bei Windeinwirkung

Einwirkungsseitig werden die Schnittgrössen gemäss Figur 59 angesetzt. Die Figur 103 zeigt die Steifigkeitswerte der Tragwände. Das kritische Geschoss für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit ist das Erdgeschoss, wo bei gleichen Querschnittswerten wie in den Obergeschossen die Schnittkräfte am grössten sind. Überprüft wird, ob die Stockwerkschiefstellung den Grenzwert von 1/500 für spröde Einbauten nicht überschreitet. Die Berechnung der Verformung erfolgt anhand der Formel nach Kapitel 6.2.5. Es werden entsprechend nur Verformungen berücksichtigt, welche die horizontale Auslenkung des Erdgeschosses berücksichtigen und nicht dieses insgesamt verschieben (z. B. horizontale Verschiebungen in den Verankerungen). Die Berechnung ist für beide Richtungen x und y dargestellt. Die Figur 104 bestätigt nochmals, dass die Gesamtverformung primär von der Schubverformung bestimmt wird.

Figur 103: Steifigkeitswerte der Tragwände.

Tragwand	TWX1	TWX2	TWY1	TWY2
Ersatzschubsteifigkeit GA^{*}_{Ersatz}	31,2 MN	41,6 MN	41,6 MN	41,6 MN
Ersatzbiegesteifigkeit EI_{Ersatz}	3110 MNm²	5530 MNm²	5530 MNm²	5530 MNm²
Drehfedersteifigkeit K_{DF}	2633 MNm/rad	4680 MNm/rad	4680 MNm/rad	4680 MNm/rad

$$u_y = \frac{41 \cdot 157\ \text{kN} \cdot (2{,}9\ \text{m})^3}{48 \cdot 11 \cdot 10^6\ \text{kNm}^2} + \frac{7 \cdot 157\ \text{kN} \cdot 2{,}9\ \text{m}}{8 \cdot 83{,}2 \cdot 10^3\ \text{kN}} + 2{,}9\ \text{m} \cdot \sin\left(\frac{911\ \text{kNm} \cdot 180}{9{,}4 \cdot 10^6\ \text{kNm/rad} \cdot \pi}\right)$$

$$u_y = 0{,}3\ \text{mm} + 4{,}8\ \text{mm} + 0{,}3\ \text{mm} = 5{,}4\ \text{mm}$$

$$\underline{u_y = 5{,}4\ \text{mm} < 5{,}8\ \text{mm} = \frac{2900\ \text{mm}}{500} = \frac{h}{500} \Longrightarrow \text{Nachweis ist erfüllt}}$$

$$u_x = \frac{41 \cdot 120\ \text{kN} \cdot (2{,}9\ \text{m})^3}{48 \cdot 8{,}6 \cdot 10^6\ \text{kNm}^2} + \frac{7 \cdot 120\ \text{kN} \cdot 2{,}9\ \text{m}}{8 \cdot 72{,}8 \cdot 10^3\ \text{kN}} + 2{,}9\ \text{m} \cdot \sin\left(\frac{696\ \text{kNm} \cdot 180}{7{,}3 \cdot 10^6\ \text{kNm/rad} \cdot \pi}\right)$$

$$u_x = 0{,}3\ \text{mm} + 4{,}2\ \text{mm} + 0{,}3\ \text{mm} = 4{,}8\ \text{mm}$$

$$\underline{u_x = 4{,}8\ \text{mm} < 5{,}8\ \text{mm} = \frac{2900\ \text{mm}}{500} = \frac{h}{500} \Longrightarrow \text{Nachweis ist erfüllt}}$$

Figur 104: Verformungsanteile der horizontalen Auslenkung u_h in beiden Richtungen x und y in Funktion der unterschiedlichen Steifigkeiten.

Verformung infolge	u_x	Anteil	u_y	Anteil
Schub	4,2 mm	88%	4,8 mm	89%
Biegung	0,3 mm	6%	0,3 mm	5,5%
Drehfeder	0,3 mm	6%	0,3 mm	5,5%

5.8.2 Hierarchie der Tragwiderstände

Die Bemessung im Anwendungsbeispiel erfolgte mit dem Konzept des duktilen Tragwerksverhaltens. Die Regeln für die Kapazitätsbemessung sind also zu beachten (siehe Kapitel 3.2.3). Die Betrachtungen sind exemplarisch für die Tragwand TWX1 dargestellt. Die entsprechenden Tragwiderstände können den nachfolgenden Kapiteln mit den Nachweisen der Tragsicherheit entnommen werden.

Die Tragwände im Anwendungsbeispiel sind so ausgelegt, dass die Schubverformungen mit über 80% wesentlich die horizontale Gesamtverformung bestimmen (siehe Figur 104). Die Schubverformung wiederum ergibt sich fast ausschliesslich aus der Verformung der Verklammerung (siehe Kapitel 5.4.1). Zudem ist die Verankerung der Tragwand so konstruiert, dass sich ein statisch bestimmtes System ergibt. Die in Figur 24 im Kapitel 3.2.3 abgebildete Kette ergibt sich für die Tragwand somit, wenn die Verklammerung als Glied mit dem grössten plastischen Verformungsvermögen den geringsten Tragwiderstand aufweist. Die Verklammerung ist demnach der einzig plastifizierende Bereich; alle anderen Teile (Beplankung, Randstütze, Verankerung, Deckenanschluss) müssen gegenüber der Verklammerung 20% überbemessen sein. Ist diese Hierarchie der Tragwiderstände im Erdgeschoss sichergestellt und weist die Verklammerung ein $D_s > 3$ auf, so sind die Regeln der Kapazitätsbemessung erfüllt, und die viergeschossige Tragwand kann dem Tragwerkstyp D mit einem Verhaltensbeiwert q von 3,0 zugeordnet werden.

Hinweis zur Überbemessung

Die Überbemessung kann in Anlehnung an die Formeln 23–27 in Kapitel 3.2.3 erfolgen. Eine Momentreduktion mit dem Faktor $1/\kappa$ wird in diesem Anwendungsbeispiel nicht angewandt. Der Vergrösserungsfaktor κ dient zur Berücksichtigung höherer Eigenformen bei schlanken, als Kragarm ausgebildeten Tragwänden, unter Annahme eines linearen Momentenverlaufes, um vom Moment auf die Querkraft zu schliessen und dabei eine genügende Überbemessung der querkraftbeanspruchten Bereiche sicherzustellen.

Im Anwendungsbeispiel einer Holzrahmenbauwand mit aufgeklammerter Beplankung kann die Überbemessung ausgehend von einer Querkraftbeanspruchung ermittelt werden. Eine Momentreduktion mit dem Faktor $1/\kappa$ würde einzig das Moment wieder idealisieren. Zudem wurden in den vorangegangenen Kapiteln die Schnittkräfte unter Berücksichtigung höherer Eigenformen, Empfindlichkeiten auf Stockwerkverschiebungen usw. ermittelt. Ein linearer Zusammenhang zwischen Querkraft und Moment ohne die Notwendigkeit eines Vergrösserungsfaktors kann somit angenommen werden.

Verklammerung

Der Tragwiderstand der Verklammerung beträgt für eine sehr kurze Lasteinwirkungsdauer 238 kN (siehe Kapitel 5.8.3).

Die Verklammerung weist ein Duktilitätsmass $D_s > 3$ auf, da die Einschlagstiefe mit 40 mm mehr als die geforderten $14\,d = 21{,}4$ mm beträgt (siehe Kapitel 4.3.2).

Der Bedarf an das Duktilitätsmass D_s für die Verklammerung ergibt sich wie nachfolgend dargestellt aus den Verformungsanteilen nach Kapitel 5.4.1 und den Zusammenhängen nach Figur 24 im Kapitel 3.2.3. Das erforderliche Duktilitätsmass $D_s \geq 4{,}3$ kann mit den gewählten Klammern erreicht werden.

$$\Delta' = \Delta'_1 + \Delta'_2 + \Delta'_3 + \Delta'_4$$

$$\Delta_u = D_s \cdot \Delta'_1 + \Delta'_2 + \Delta'_3 + \Delta'_4 = D_s \cdot 0{,}6 \cdot \Delta' + 0{,}4 \cdot \Delta'$$

$$\mu = \Delta_u / \Delta' = 3$$

$$\mu = \Delta_u / \Delta' = \frac{\Delta' \cdot (D_s \cdot 0{,}6 + 0{,}4)}{\Delta'} = D_s \cdot 0{,}6 + 0{,}4$$

$$D_s \geq 4{,}3$$

Δ'	elastische Verformung der Tragwand
Δ_u	elastische und plastische Verformung der Tragwand
$\Delta_1 \approx Ds \cdot \Delta'1$	Verformung der Verklammerung
$\Delta_2 \approx \Delta'2$	Verformung der Beplankung
$\Delta_3 \approx \Delta'3$	Verformung der Randstütze
$\Delta_4 \approx \Delta'4$	Verformung der Verankerung
$\Delta'_1 \approx 0{,}6 \cdot \Delta'$	Verformungsanteil der Verklammerung an der elastischen Verformung der Tragwand gemäss Figur 68a
$\mu_\Delta = \Delta_u / \Delta' = q = 3$	Duktilität der Tragwand als Verhältnis von elastischer und plastischer Verformung zur elastischen Verformung

Beplankung

Die Beplankung muss gegenüber der Verklammerung um 20% überbemessen sein. Da beide Teile bezüglich Querkraft beansprucht werden, ist ein direkter Vergleich möglich.

Der Tragwiderstand der Beplankung beträgt für eine sehr kurze Lasteinwirkungsdauer 561 kN (siehe Kapitel 5.8.3).

$$\frac{R_{d,Beplankung}}{R_{d,Verklammerung}} = \frac{561\ \text{kN}}{238\ \text{kN}} = 2{,}4\ >\ 1{,}2\ \Longrightarrow \text{Bedingung ist erfüllt}$$

Querkraftverankerung

Die Querkraftverankerung muss gegenüber der Verklammerung um 20% überbemessen sein. Da beide Teile bezüglich Querkraft beansprucht werden, ist ein direkter Vergleich möglich.

Der kleinste Tragwiderstand der Querkraftverankerung (Stabdübel) beträgt für eine sehr kurze Lasteinwirkungsdauer 358 kN (siehe Kapitel 5.8.4).

$$\frac{R_{d,Querkraftverankerung}}{R_{d,Verklammerung}} = \frac{358\ \text{kN}}{238\ \text{kN}} = 1{,}5\ >\ 1{,}2\ \Longrightarrow \text{Bedingung ist erfüllt}$$

Verankerung der Randstützen

Die Verankerung der Randstützen muss gegenüber der Verklammerung um 20% überbemessen sein. In dieser Verankerung erfolgt jedoch eine Momentbeanspruchung gegenüber der Querkraftbeanspruchung bei der Verklammerung, weshalb eine Umrechnung in Anlehnung an die Formeln 23–27 nach Kapitel 3.2.3 erfolgen muss.

Der kleinste Tragwiderstand der Randstütze und deren Verankerung (Stabdübel) beträgt für eine sehr kurze Lasteinwirkungsdauer 717 kN (siehe Kapitel 5.8.5).

$$V_d^+ = 1{,}2 \cdot V_{Rd}$$

$$M_d{}^+ = \frac{V_d^+}{V_d} \cdot M_d = \frac{1{,}2 \cdot 238\ \text{kN}}{198\ \text{kN}} \cdot 1508\ \text{kNm} = 1{,}2 \cdot 1813\ \text{kNm}$$

$$\frac{R_{d,Stabdübel}}{M_d{}^+/l} = \frac{717\ \text{kN}}{1{,}2 \cdot 1813\ \text{kNm}/3{,}0\ \text{m}} = 0{,}99\ \approx\ 1{,}0\ \Longrightarrow \text{Bedingung ist erfüllt}$$

Anschluss Decke an Tragwand

Auch der Deckenanschluss muss gegenüber der Verklammerung um 20% überbemessen sein. Ähnlich der Momentverankerung muss eine Umrechnung erfolgen. Der überbemessene Tragwiderstand des Deckenanschlusses ergibt sich aus den oben gezeigten Bedingungen und Beziehungen wie nachfolgend dargestellt. Für die Tragwand TWX1 muss somit ein Schubfluss von 15,9 kN/m eingeleitet werden können.

$$R_{d,Deckenanschluss} \geq \frac{V_d^+}{V_d} \cdot \left(V_{d,EG} - V_{d,1.OG}\right)$$

$$R_{d,Deckenanschluss} \geq \frac{1{,}2 \cdot 238\ \text{kN}}{198\ \text{kN}} \cdot (198\ \text{kN} - 165\ \text{kN}) = 47{,}6\ \text{kN}$$

5.8.3 Verklammerung und Beplankung

Figur 105:
Verbund zwischen Beplankung und Tragrippen durch zweireihige Verklammerung.
– Verklammerung aller Plattenränder zweireihig
– Klammer 1,53 × 55 mm
– Klammerabstand 24 mm
– K_{ser} = 247 N/mm/Klammer
– R_d = 0,476 kN/Klammer

Schubspannung in der Verklammerung
Der Nachweis erfolgt gemäss Norm SIA 265/1 (2009), Formeln 20, 21 und 24. Der Nachweis zeigt, dass die Verklammerung eine Reserve des Tragwiderstandes von rund 20% aufweist. Ein praktisch gangbarer Weg zur Reduktion des Tragwiderstandes wäre eine Verminderung der Anzahl Klammern. Dies ist jedoch kaum möglich, da dadurch auch die Steifigkeit verringert würde und mithin der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit für den Lastfall Wind nicht mehr erfüllt werden kann.

$$E_d = V_{Ed} = 198\ \text{kN}$$

$$v_{Ed,Schubfluss} = \frac{V_{Ed}}{l} = \frac{198\ \text{kN}}{3{,}0\ \text{m}} = 66{,}0\ \text{kN/m}$$

$$v_{Rd,Klammer} = \min\left\{\eta_w \cdot \eta_t \cdot R_d\ ;\ \frac{2}{3} \cdot \frac{\eta_{mod}}{\gamma_M} \cdot f_{h,k} \cdot d \cdot t\right\}$$

$$R_d = 110 \cdot d^{1,7} \cdot 1{,}5 = 110 \cdot 1{,}53^{1,7} \cdot 1{,}5 = 340\ \text{N}$$

$$f_{h,k} = 65 \cdot d^{-0,7} \cdot t^{0,1} = 65 \cdot 1{,}53^{-0,7} \cdot (15-2)^{0,1} = 62{,}4\ \text{N/mm}^2$$

$$v_{Rd,Klammer} = \min\left\{1{,}0 \cdot 1{,}4 \cdot 340\ ;\ \frac{2}{3} \cdot \frac{1{,}1}{1{,}2} \cdot 62{,}4 \cdot (2 \cdot 1{,}53) \cdot (15-2)\right\} = \min\{476\ ;\ 1517\} = 476\ \text{N}$$

$$v_{Rd,Meter} = \frac{1}{a_v} \cdot n_v \cdot v_{Rd,Klammer}$$

$$v_{Rd,Meter} = \frac{1{,}0\ \text{m}}{0{,}024\ \text{m}} \cdot 4 \cdot 0{,}476\ \text{kN} = 79{,}3\ \text{kN/m}$$

$$\underline{v_{Ed,Schubfluss} = 66{,}0\ \text{kN/m} < 79{,}3\ \text{kN/m} = v_{Rd,pro\ Meter} \implies \text{Nachweis ist erfüllt}}$$

$$R_{d,Verklammerung} = v_{Rd,Meter} \cdot l = 79{,}3\ \text{kN/m} \cdot 3{,}0\ \text{m} = 238\ \text{kN}$$

Figur 106:
Beplankung aus OSB3.
– Beplankung beidseitig mit OSB3 15 mm
– sämtliche Plattenstösse hinterlegt und verklammert
– Plattenbreite 1,00 m
– Plattenhöhe 2,90 m
– $f_{v,k}$ = 6,8 N/mm²

Nachweis Beplankung: Schubspannung in der Plattenebene
Der Nachweis erfolgt gemäss Norm SIA 265/1 (2009), Ziffer 7, unter Berücksichtigung der Überbemessung von 20% gegenüber der Verklammerung. Der Nachweis zeigt, dass der Tragwiderstand der Beplankung bei weitem nicht ausgenutzt ist. Wie bereits bei der Verklammerung bemerkt, ist eine Reduktion der Plattendicke oder die einseitige Wandbeplankung hinsichtlich der Gebrauchsgrenzen für den Lastfall Wind wenig sinnvoll. Ausserdem würde durch die Wahl geringerer Plattenstärken die Gefahr des Beulens erhöht. Von der einseitigen Beplankung von Tragwänden ist zudem abzuraten, weil dadurch die Einleitung der Kräfte in den Anschlussbereichen schwieriger wird und die Tragrippen asymmetrisch beansprucht würden.

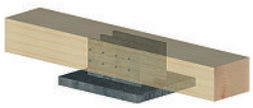
$$E_d = V_d^+ = 1{,}2 \cdot V_{Rd} = 1{,}2 \cdot R_{d,Verklammerung} = 1{,}2 \cdot 238\ \text{kN} = 286\ \text{kN}$$

$$R_d = \frac{\eta_M \cdot \eta_t \cdot \eta_w}{\gamma_M} \cdot f_{v,k} \cdot l_{Wand} \cdot \sum t_{Beplankung} = \frac{\eta_{mod}}{\gamma_M} \cdot f_{v,k} \cdot l_{Wand} \cdot \sum t_{Beplankung}$$

$$R_d = \frac{1{,}1}{1{,}2} \cdot 6{,}8\ \text{N/mm}^2 \cdot 3000\ \text{mm} \cdot 2 \cdot (15\ \text{mm} - 2\ \text{mm}) = 486\ \text{kN}$$

$$\underline{E_d = 286\ \text{kN} < 486\ \text{kN} = R_d \implies \text{Nachweis ist erfüllt}}$$

5.8.4 Querkraftverankerung der Tragwand



Figur 107:
Stabdübelanschluss für die Verankerung der Querkraft.
- Schwelle 140/240 mm, BSH GL28h, Bruttoquerschnitt 33 600 mm², Nettoquerschnitt 25 134 mm²
- 3 eingeschlitzte Bleche, FLA S355, $t = 8$ mm
- Kopfplatten 300/320 mm, FLA S355, $t = 30$ mm
- 8 Stabdübel in 2 Reihen, $d = 10$ mm, FGK 5.6, $f_{u,k} = 500$ N/mm²
- $K_{ser} = 292$ kN/mm
- $R_d = 256$ kN

Konstruktiver Hinweis
Um die gewählte Modellbildung einzuhalten – statisch bestimmtes System für die Verankerung – muss konstruktiv sichergestellt werden, z. B. mittels Langlöchern, dass die Querkraftverankerung quer zur Faserrichtung der Schwelle keine Kräfte aufnimmt.
Die Querkraftverankerung ist gegenüber der Verklammerung mit einer Überbemessung von 20% nachzuweisen.

Nachweis der Stabdübel
Der Nachweis erfolgt gemäss Norm SIA 265 (2003), Ziffer 6.2. Der Tragwiderstand der Stabdübel R_d ist der Figur 107 zu entnehmen.

$$E_d = V_d^+ = 1{,}2 \cdot V_{Rd} = 1{,}2 \cdot R_{d,Verklammerung} = 1{,}2 \cdot 238\ \text{kN} = 286\ \text{kN}$$

$$\underline{E_d = 286\ \text{kN} < 358\ \text{kN} = 256\ \text{kN} \cdot 1{,}4 = R_d \cdot \eta_t \implies \text{Nachweis ist erfüllt}}$$

Nachweis eingeschlitzter Bleche: Scherversagen im Nettoquerschnitt
Der Nachweis erfolgt gemäss Norm SIA 263 (2003), Formel 77.

$$E_d = 286\ \text{kN}$$

Bleche aussen: $E_d = 91\ \text{kN}$

Blech Mitte: $E_d = 104\ \text{kN}$

$$V_{eff,Rd} = \frac{0{,}9 \cdot f_u \cdot A_{v,netto}}{\gamma_{M2} \cdot \sqrt{3}} = \frac{0{,}9 \cdot 510\ \text{N/mm}^2 \cdot 1808\ \text{mm}^2}{1{,}25 \cdot \sqrt{3}} = 383\ \text{kN}$$

$$\underline{E_d = 104\ \text{kN} < 383\ \text{kN} = V_{eff,Rd} \implies \text{Nachweis ist erfüllt}}$$

Nachweis eingeschlitzter Bleche: Kombiniertes Scher- und Abreissversagen
Der Nachweis erfolgt gemäss Norm SIA 263 (2003), Formel 78.

$E_d = 286\ \mathrm{kN}$

Bleche aussen: $E_d = 91\ \mathrm{kN}$

Blech Mitte: $E_d = 104\ \mathrm{kN}$

$$V_{eff,Rd} = \frac{0{,}9 \cdot f_u \cdot A_t + \frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot A_{v,brutto}}{\gamma_{M2}}$$

$$V_{eff,Rd} = \frac{0{,}9 \cdot 510\ \mathrm{N/mm^2} \cdot 712\ \mathrm{mm^2} + \frac{355\ \mathrm{N/mm^2}}{\sqrt{3}} \cdot 1612\ \mathrm{mm^2}}{1{,}25} = 526\ \mathrm{kN}$$

$$\underline{E_d = 104\ \mathrm{kN} < 526\ \mathrm{kN} = V_{eff,Rd} \implies \text{Nachweis ist erfüllt}}$$

Nachweis Schwelle: Zugbeanspruchung im Nettoquerschnitt
Der Nachweis erfolgt gemäss Norm SIA 265 (2003), Formel 6.

$E_d = 286\ \mathrm{kN}$

$f_{t,0,d} \cdot \eta_t = 14{,}0\ \mathrm{N/mm^2} \cdot 1{,}4 = 19{,}6\ \mathrm{N/mm^2}$

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{N_{Ed}}{A_{netto}} = \frac{286 \cdot 10^3\ \mathrm{N}}{25134\ \mathrm{mm^2}} = 11{,}4\ \mathrm{N/mm^2}$$

$$\underline{\sigma_{t,0,d} = 11{,}4\ \mathrm{N/mm^2} < 19{,}6\ \mathrm{N/mm^2} = f_{t,0,d} \cdot \eta_t \implies \text{Nachweis ist erfüllt}}$$

5.8.5 Zug- und Druckverankerung der Tragwand

Figur 108: Stabdübelanschluss für die Verankerung der Zug- und Druckkräfte in der Stahlbetondecke.
- Randstützen 240/240 mm, BSH GL28h, Bruttoquerschnitt 57 600 mm², Nettoquerschnitt 41 748 mm²
- 3 eingeschlitzte Bleche, FLA S355, $t = 8$ mm
- Kopfplatten 300/380 mm, FLA S355, $t = 45$ mm
- 16 Stabdübel in 4 Reihen, $d = 10$ mm, FGK 5.6, $f_{u,k} = 500$ N/mm²
- $K_{ser} = 585$ kN/mm
- $R_d = 512$ kN

Konstruktiver Hinweis
Um die gewählte Modellbildung einzuhalten, ist mit dem gewählten Anschluss konstruktiv sichergestellt, dass nur Zug- und Druckkräfte parallel zur Faserrichtung in der Verankerung der Randstütze auftreten.
Die Zug- und Druckverankerung ist gegenüber der Verklammerung mit einer Überbemessung von 20% nachzuweisen.

Nachweis der Stabdübel
Der Nachweis erfolgt gemäss Norm SIA 265 (2003), Ziffer 6.2. Der Tragwiderstand der Stabdübel R_d ist der Figur 108 zu entnehmen.

$$E_d = \frac{{M_d}^+}{l} = \frac{V_d^+}{V_d} \cdot M_d \cdot \frac{1}{l} = \frac{1{,}2 \cdot 238\ \text{kN}}{198\ \text{kN}} \cdot 1508\ \text{kNm} \cdot \frac{1}{3{,}0\ \text{m}} = 725\ \text{kN}$$

$$\underline{E_d = 725\ \text{kN} \approx 717\ \text{kN} = 512\ \text{kN} \cdot 1{,}4 = R_d \cdot \eta_t \implies \text{Nachweis ist erfüllt}}$$

Nachweis eingeschlitzte Bleche: Zugbeanspruchung im Bruttoquerschnitt
Der Nachweis erfolgt gemäss Norm SIA 263 (2003), Formel 6.

$$E_d = 725\ \text{kN}$$

Bleche aussen: $E_d = 231\ \text{kN}$

Blech Mitte: $E_d = 263\ \text{kN}$

$$N_{Rd} = \frac{f_y \cdot A}{\gamma_{M1}} = \frac{355\ \text{N/mm}^2 \cdot 1920\ \text{mm}^2}{1{,}05} = 649\ \text{kN}$$

$$\underline{E_d = 263\ \text{kN} < 649\ \text{kN} = N_{Rd} \implies \text{Nachweis ist erfüllt}}$$

Nachweis eingeschlitzte Bleche: Zugbeanspruchung im Nettoquerschnitt
Der Nachweis erfolgt gemäss Norm SIA 263 (2003), Formel 7.

$E_d = 725\ \mathrm{kN}$

Bleche aussen: $E_d = 231\ \mathrm{kN}$

Blech Mitte: $E_d = 263\ \mathrm{kN}$

$$N_{Rd} = \frac{0{,}9 \cdot f_u \cdot A_{netto}}{\gamma_{M2}} = \frac{0{,}9 \cdot 510\ \mathrm{N/mm^2} \cdot 1568\ \mathrm{mm^2}}{1{,}25} = 576\ \mathrm{kN}$$

$$\underline{E_d = 263\ \mathrm{kN} < 576\ \mathrm{kN} = N_{Rd} \implies \text{Nachweis ist erfüllt}}$$

Nachweis Randstützen: Zugbeanspruchung im Nettoquerschnitt
Der Nachweis erfolgt gemäss Norm SIA 265 (2003), Formel 6.

$E_d = 725\ \mathrm{kN}$

$f_{t,0,d} \cdot \eta_t = 14{,}0\ \mathrm{N/mm^2} \cdot 1{,}4 = 19{,}6\ \mathrm{N/mm^2}$

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{E_d}{A_{netto}} = \frac{725 \cdot 10^3\ \mathrm{N}}{41748\ \mathrm{mm^2}} = 17{,}4\ \mathrm{N/mm^2}$$

$$\underline{\sigma_{t,0,d} = 17{,}4\ \mathrm{N/mm^2} < 19{,}6\ \mathrm{N/mm^2} = f_{t,0,d} \cdot \eta_t \implies \text{Nachweis ist erfüllt}}$$

5.8.6 Druckbeanspruchung der Randstützen

Knicknachweis Randstützen
Der Nachweis erfolgt gemäss Norm SIA 265 (2003), Ziffer 4.2.8, unter Berücksichtigung der Überbemessung von 20% gegenüber der Verklammerung.

$$E_d = \frac{{M_d}^+}{l} = \frac{V_d^+}{V_d} \cdot M_d \cdot \frac{1}{l} = \frac{1{,}2 \cdot 238\ \text{kN}}{198\ \text{kN}} \cdot 1508\ \text{kNm} \cdot \frac{1}{3{,}0\ \text{m}} = 725\ \text{kN}$$

$$\lambda_k = \frac{l_k}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \frac{2900\ \text{mm}}{\sqrt{\frac{57600\ \text{mm}^2}{12}}} = 41{,}9$$

$$\lambda_{rel} = \frac{\lambda_k}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{41{,}9}{3{,}142} \cdot \sqrt{\frac{26{,}5\ \text{N/mm}^2}{10200\ \text{N/mm}^2}} = 0{,}68$$

$$k_c = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel}^2}}$$

$$k = 0{,}5 \cdot [1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel} - 0{,}3) + \lambda_{rel}^2]$$

$$\beta_c = 0{,}1$$

$$k = 0{,}5 \cdot [1 + 0{,}1 \cdot (0{,}679 - 0{,}3) + 0{,}679^2] = 0{,}749$$

$$k_c = \frac{1}{0{,}749 + \sqrt{0{,}749^2 - 0{,}679^2}} = 0{,}94$$

$$k_c \cdot f_{c,0,d} \cdot \eta_t = 0{,}94 \cdot 17{,}0\ \text{N/mm}^2 \cdot 1{,}4 = 22{,}4\ \text{N/mm}^2$$

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{E_d}{A} = \frac{725 \cdot 10^3\ \text{N}}{57600\ \text{mm}^2} = 12{,}6\ \text{N/mm}^2$$

$$\underline{\sigma_{c,0,d} = 12{,}6\ \text{N/mm}^2 \ < \ 22{,}4\ \text{N/mm}^2 = k_c \cdot f_{c,0,d} \cdot \eta_t \ \Longrightarrow \text{Nachweis ist erfüllt}}$$

Nachweis Randstützen: Druckbeanspruchung im Nettoquerschnitt
Der Nachweis erfolgt gemäss Norm SIA 265 (2003), Formel 10, unter Berücksichtigung der Überbemessung von 20% gegenüber der Verklammerung.

$$E_d = 725\ \mathrm{kN}$$

$$f_{c,0,d} \cdot \eta_t = 17{,}0\ \mathrm{N/mm^2} \cdot 1{,}4 = 23{,}8\ \mathrm{N/mm^2}$$

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{E_d}{A_{netto}} = \frac{725 \cdot 10^3\ \mathrm{N}}{41748\ \mathrm{mm^2}} = 17{,}4\ \mathrm{N/mm^2}$$

$$\underline{\sigma_{c,0,d} = 17{,}4\ \mathrm{N/mm^2} < 23{,}8\ \mathrm{N/mm^2} = f_{c,0,d} \cdot \eta_t \implies \text{Nachweis ist erfüllt}}$$

5.8.7 Anschluss der Verankerung im massiven Unterbau

Nachweis der Grundplatte auf Biegung
Die Grundplatte des Zug- und Druckanschlusses wird bauseits parallel zur Tragwand (beidseitig) auf den in der Betondecke eingelegten Schweissgrund aufgeschweisst. Die Werkstoffdicke der Grundplatte hängt von der Grösse des Biegemomentes ab, welches durch die aufgeschweissten Bleche erzeugt wird. Bei der Tragwand TWX1 beträgt dieses Biegemoment 34,8 kNm, worin die Überbemessung von 20% gegenüber der Verklammerung schon berücksichtigt ist, was eine Werkstoffdicke von 45 mm erfordert, um den Nachweis des Biegewiderstandes zu erfüllen. Die Breite der Grundplatte beträgt 300 mm, die Länge der Grundplatte 380 mm (entspricht der Länge der wandparallelen Schweissnähte).
Der Nachweis erfolgt gemäss Norm SIA 263 (2003), Formel 9.

$$E_d = 34{,}8\ \mathrm{kNm}$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y \cdot W}{\gamma_{M1}} = \frac{355\ \mathrm{N/mm^2} \cdot \frac{(45\ \mathrm{mm})^2 \cdot 380\ \mathrm{mm}}{6}}{1{,}05 \cdot 10^6\ \mathrm{Nm/kNm}} = 40{,}9\ \mathrm{kNm}$$

$$\underline{E_d = 34{,}8\ \mathrm{kNm} < 40{,}9\ \mathrm{kNm} = M_{Rd} \implies \text{Nachweis ist erfüllt}}$$

Nachweis der Verankerung auf Fundation
Im Anwendungsbeispiel erfolgt die Verankerung über geschweisste Kehlnähte. Die Grundplatte des Zug- und Druckanschlusses wird parallel zur Tragwand beidseitig mit einer Kehlnaht $a = 9$ mm mit dem in der Bodenplatte eingelegten Schweissgrund verschweisst. Der Wurzelquerschnitt a der Kehlnaht ist neben den Aspekten der Tragssicherheit von der Werkstoffdicke der Grundplatte abhängig (siehe Ziffer 7.2.4 der Norm SIA 263 (2003)).

Nachweis der Schweissnähte im Wurzelquerschnitt *a*

Der Nachweis erfolgt gemäss Norm SIA 263 (2003), Formel 82, unter Berücksichtigung der Überbemessung von 20% gegenüber der Verklammerung.

$$E_d = \frac{{M_d}^+}{l} = \frac{V_d^+}{V_d} \cdot M_d \cdot \frac{1}{l} = \frac{1{,}2 \cdot 238\ \text{kN}}{198\ \text{kN}} \cdot 1508\ \text{kNm} \cdot \frac{1}{3{,}0\ \text{m}} = 725\ \text{kN}$$

$$F_{Rd} = a \cdot \Delta L \cdot \frac{f_w}{\gamma_{M2}} = 9\ \text{mm} \cdot 2 \cdot 380\ \text{mm} \cdot \frac{0{,}6 \cdot 510\ \text{N/mm}^2}{1{,}25 \cdot 1000\ \text{N/kN}} = 1674\ \text{kN}$$

$$\underline{E_d = 725\ \text{kN} < 1674\ \text{kN} = F_{Rd} \implies \text{Nachweis ist erfüllt}}$$

Nachweis der Schweissnähte im Schenkelquerschnitt *s*

Der Nachweis erfolgt gemäss Norm SIA 263 (2003), Formel 83, unter Berücksichtigung der Überbemessung von 20% gegenüber der Verklammerung.

$$E_d = 725\ \text{kN}$$

$$F_{Rd} = s_{min} \cdot \Delta L \cdot \frac{f_s}{\gamma_{M2}} = \sqrt{2} \cdot 9\ \text{mm} \cdot 2 \cdot 380\ \text{mm} \cdot \frac{0{,}8 \cdot 355\ \text{N/mm}^2}{1{,}25 \cdot 1000\ \text{N/kN}} = 2200\ \text{kN}$$

$$\underline{E_d = 725\ \text{kN} < 2200\ \text{kN} = F_{Rd} \implies \text{Nachweis ist erfüllt}}$$

5.8.8 Anschlüsse zwischen Deckenscheiben und Tragwänden

Die Verbindungen am Stockwerkübergang haben die Aufgabe, die Horizontalkräfte aus den Deckenscheiben in die Tragwände einzuleiten. Die Wahl des Anschlussdetails zwischen Deckenscheibe und Tragwand hängt primär von der Art der Deckenscheiben und der Grösse der einzuleitenden Kräfte ab. Diese Anschlüsse müssen gemäss Norm SIA 265 (2003), Ziffer 4.6.3.1 um 20% überbemessen werden.

Beim Anwendungsbeispiel werden die Verbindungen zwischen den Holzbeton-Verbunddecken und den Tragwänden mit linear angeordneten, selbstbohrenden Vollgewindeschrauben ausgeführt. Die Schrauben werden mit der Randbewehrung der Holzbeton-Verbunddecken verbunden und in deren Überbeton integriert. Auf die Darstellung der Nachweise wird hier verzichtet. Der erforderliche überbemessene Tragwiderstand muss mindestens 47,6 kN betragen (siehe Kapitel 5.8.2).

5.9 Folgerungen

Für die Auslegung des horizontalen Aussteifungssystems des viergeschossigen Holzbaus in der höchsten Erdbebenzone Z3b in der Schweiz wird nicht allein Erdbeben, sondern fallweise auch Wind massgebend. Bei der Gebrauchstauglichkeit ist der Wind massgebend, während bei der Tragsicherheit die Anforderungen an die Erdbebensicherheit dominieren. Dies gilt unter der Voraussetzung, dass ein erdbebengerechtes, duktiles Tragwerk (Tragwerkstyp D gemäss Norm SIA 265 (2003), Tabelle 10) gewählt wird. Bei einem nicht duktilen Tragwerk (Tragwerkstyp A) würden sich die Erdbebenbeanspruchungen verdoppeln.

Grundsätzlich verhalten sich Gebäude mit relativ weichem horizontalem Aussteifungssystem günstig bezüglich Erdbeben, wobei zur Erfüllung der Gebrauchstauglichkeitsanforderungen bezüglich Wind eine minimale Steifigkeit vorgehalten werden muss. Je nach Kombination der zahlreichen Bemessungsparameter für Erdbeben und Wind wird einmal die eine oder die andere Einwirkung massgebend. Mit zunehmender Geschosszahl werden die Windbeanspruchungen dominanter gegenüber den Erdbebenbeanspruchungen.

Bei Gebäuden mit nicht duktilem Tragwerk wird auch in den niedrigen Erdbebenzonen das Erdbeben die massgebende horizontale Einwirkung. Dies trifft insbesondere bei wenigen Geschossen und grosser horizontaler Steifigkeit zu.

Für die Vorbemessung eines horizontal relativ weichen Aussteifungssystems eines Gebäudes empfiehlt es sich, vorerst die vergleichsweise einfachen Gebrauchstauglichkeitskriterien für Wind anzuwenden. Anschliessend sind die Nachweise der Tragsicherheit für Wind und Erdbeben durchzuführen.

Mehrgeschossige Holzbauten mit horizontal weichen Aussteifungssystemen weisen lange Grundschwingzeiten in horizontaler Richtung auf, die in denjenigen Bereich des Bemessungsspektrums fallen, in dem die Erdbebeneinwirkung mit zunehmender Grundschwingzeit stark zurückgeht. Folglich wird eine genauere Berechnung der Grundschwingzeit an einem Tragwerksmodell unter Berücksichtigung wirklichkeitsnaher Steifigkeiten der Holzbauteile und deren Verbindungen wichtig.

Die Schätzformel (261.38) der Norm SIA 261 (2003) ergibt für mehrgeschossige Holzbauten generell zu niedrige Grundschwingzeiten und folglich zu hohe Erdbebenbeanspruchungen. Dagegen liefert die Schätzformel (261.39) der Norm SIA 261 (2003), die auf einer vereinfachten Rayleigh-Methode beruht, beim Anwendungsbeispiel wesentlich bessere Resultate, da die Kriterien für die Regelmässigkeit erfüllt sind. Die Schätzformel (261.39) genügt oft für die Vorbemessung. Für die definitive Bemessung wird eine Berechnung der Grundschwingzeiten nach der Rayleigh-Methode am Mehrmassenschwinger unter Berücksichtigung wirklichkeitsnaher Steifigkeiten empfohlen.

Unregelmässigkeiten im Tragwerk wie sprunghafte Veränderungen über die Höhe von Horizontalsteifigkeit, Torsionsbeanspruchung oder flexible Deckenscheiben müssen mit dem Antwortspektrenverfahren analysiert werden, wobei oft ein dreidimensionales Tragwerksmodell erforderlich wird. Bei einem regelmässigen Tragwerk ergeben sich beim Ersatzkraft- und beim Antwortspektrenverfahren ähnliche Resultate, wie für das Anwendungsbeispiel in diesem Heft im Kapitel 5.7 aufgezeigt. Bei einem unregelmässigen Tragwerk können grössere Unterschiede auftreten.

Im Sinne der Effizienz empfiehlt es sich bei Rahmenbauweise, das Tragwerk entweder für eine hohe Duktilität (Tragwerkstyp D mit einem Verhaltensbeiwert von $q = 3{,}0$ für Holzrahmenbauten, siehe Figur 51) oder für eine kleine Duktilität (Tragwerkstyp A mit einem Verhaltensbeiwert von $q = 1{,}5$) auszulegen. Das nicht duktile Tragwerksverhalten ist jedoch nur dann zu empfehlen, wenn das Erdbeben gegenüber dem Wind nicht massgebend wird.

Allgemein gilt, dass bei Missachtung der Regeln des erdbebengerechten Entwurfs mit erheblich grösseren Erdbebenbeanspruchungen zu rechnen ist. Dies hat einen Zusatzaufwand beim Tragwerk zur Folge.

6 Bemessungshilfen

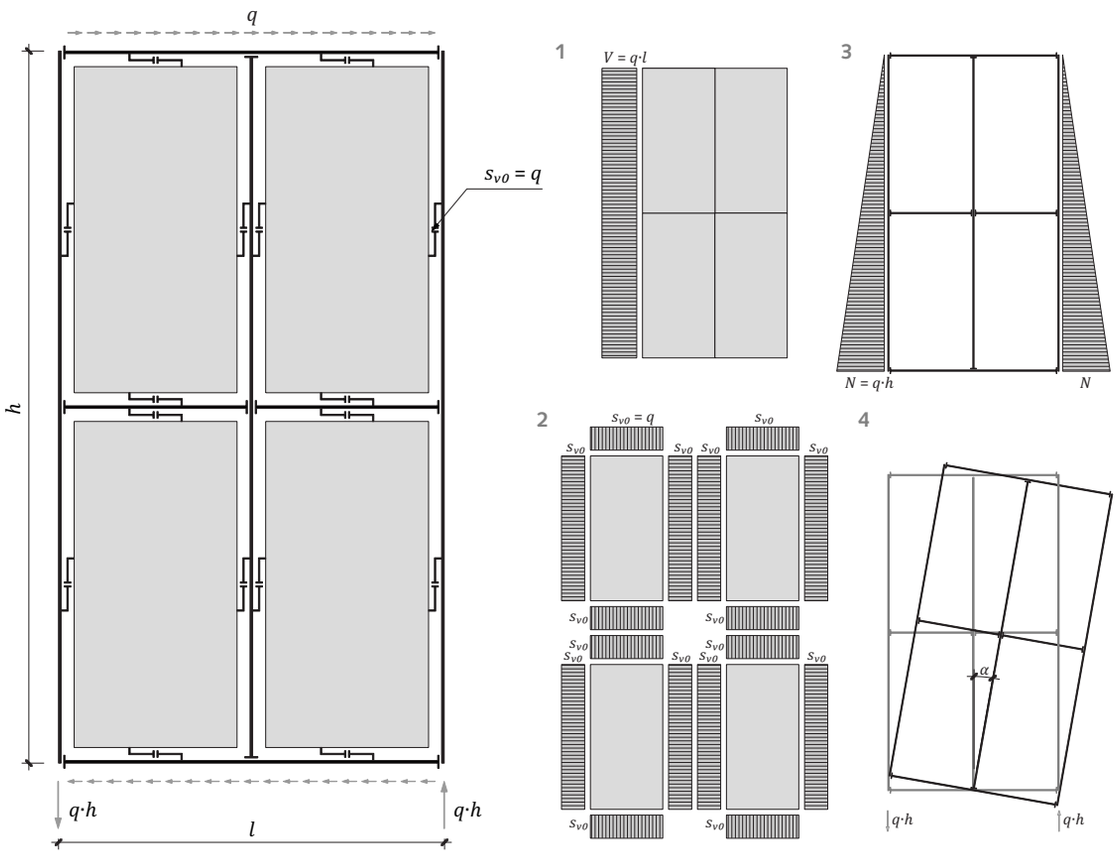
Die Bemessungshilfen dienen zur vereinfachten Auslegung von Holzrahmenbauteilen in Gebäuden für die horizontalen Einwirkungen Erdbeben und Wind. Eine zentrale Grösse ist die Steifigkeit, die für die Bestimmung der Grundschwingzeit des Gebäudes, eines wichtigen Eingangsparameters der Erdbebenberechnung, und für den Gebrauchstauglichkeitsnachweis für Wind benötigt wird. Die Gesamtsteifigkeit eines Holzrahmenbauteils setzt sich zusammen aus den Steifigkeiten der Einzelelemente und den Steifigkeiten ihrer Verbindungen. Für die Bemessungshilfen werden die massgeblichen Steifigkeitsanteile unter Annahme eines linearen Baustoffverhaltens ermittelt. Die Anteile aus den scheibenförmigen Beplankungen werden nach der linearen Schubfeldtheorie bestimmt.
Die Bemessungshilfen wurden für Holzrahmenbauteile entwickelt, doch können sie ansatzweise auch bei anderen Wand- und Deckenkonstruktionen im Holzbau verwendet werden.

6.1 Steifigkeit von Holzrahmenbauteilen

Holzrahmenbauteile bestehen aus einer Rahmenkonstruktion aus Holz, die ein- oder beidseitig mit einem Holzwerkstoff beplankt ist. Die Beplankung ist meistens aufgeklammert, und die einzelnen Rahmenbauteile werden untereinander mit metallischen Verbindungsmitteln verbunden. In die Gesamtsteifigkeit gehen eine Vielzahl von Teilsteifigkeiten ein: die Steifigkeit der Ständer, der Beplankung und der unterschiedlichen Verbindungen. Die im folgenden gezeigten Berechnungsformeln für Holzrahmenbauweise können relativ einfach für die Ermittlung der Steifigkeiten der meisten bekannten Holzsystembauweisen adaptiert werden.

6.1.1 Wandscheiben

Das Verformungsverhalten einer Wandscheibe in Holzrahmenbauweise kann mit Hilfe des linearen Schubfeldmodells [34, 35] (Figur 109) erfasst werden. Das Schubfeld wird durch die Beplankung der Holzrahmenbauwand gebildet. Die Schubbeanspruchung der Beplankung resultiert aus der horizontalen Gleichstreckenlast, die mittels mechanischer Verbindungsmittel kontinuierlich in die Beplankung eingeleitet wird. Die horizontale Gesamtverformung der Holzrahmenbauwand resultiert aus der Querkraftbeanspruchung der Beplankung, dem Schubfluss im Verbund, der Normalkraftbeanspruchung der vertikalen Randstützen und der Nachgiebigkeit der Verankerung.



Figur 109:
Statisches Modell einer Holzrahmenbauwand mit den wirkenden Schnittkräften:
1 Querkraft in der Beplankung
2 Schubfluss in den mechanischen Verbindungsmitteln
3 Normalkraft in den vertikalen Randstützen
4 Normalkraft in der Verankerung

Verformungsanteil infolge Querkraftbeanspruchung der Beplankung

Die Beplankung wird durch den Schubfluss in den Verbindungsmitteln randparallel rein auf Schub beansprucht. Dabei kann nach [35] von einer konstanten Schubbeanspruchung über die gesamte Wandhöhe ausgegangen werden. Der Verformungsanteil der Beplankung unter einer horizontalen Einwirkung kann wie folgt berechnet werden.

Allgemein: $u_{G,inst,i} = \sum_i \int_{l_i} \frac{V_i \cdot V_i'}{G_i \cdot A_i^*} \cdot dx$

Figur 109: $u_{G,inst,i} = \frac{q \cdot l \cdot h}{G_i \cdot A_i^*}$

A_i^*	Reduzierte Schubverformungsfläche [mm²]
G_i	Schubmodul des Beplankungsmaterials [N/mm²]
h	Höhe der Wandtafel [mm]
l	Länge der Wandtafel [mm]
q	Einwirkung [N/mm]
$u_{G,inst,i}$	Verformungsanteil der Beplankung [mm]
V_i	Querkraftbeanspruchung der Beplankung unter der Einwirkung $q \cdot l = F$ [N]
V_i'	Querkraftbeanspruchung der Beplankung unter der Einwirkung $F' = 1$ [-]

Verformungsanteil infolge des Schubflusses im Verbund

Der Verformungsanteil der Verbindungsmittel einer einseitig beplankten Holzrahmenbauwand, der aus dem Schubfluss im Verbund resultiert, kann wie folgt berechnet werden.

Allgemein: $u_{K,inst,i} = \sum \frac{S_{v0} \cdot S_{v0}'}{K_{ser}}$

Figur 109:

$$u_{K,inst,i} = 2 \cdot [(1+n) \cdot l + (1+m) \cdot h] \cdot \frac{q \cdot l \cdot a_{v,i}}{K_{ser,i} \cdot l^2}$$

$a_{v,i}$	Abstand der Verbindungsmittel [mm]
h	Höhe der Wandtafel [mm]
$K_{ser,i}$	Verschiebemodul der Verbindungsmittel [N/mm]
l	Länge der Wandtafel [mm]
m	Anzahl Vertikalstösse der Beplankung
n	Anzahl Horizontalstösse der Beplankung
q	Einwirkung [N/mm]
S_{v0}	Schubbeanspruchung des Verbindungsmittels unter der Einwirkung $q \cdot l = F$ [N]
S'_{v0}	Schubbeanspruchung des Verbindungsmittels unter der Einwirkung $F' = 1$ [-]
$u_{K,inst,i}$	Verformungsanteil der Verbindungsmittel [mm]

Verformungsanteil infolge Normalkraftbeanspruchung der Randstützen

Im Unterschied zu [35] wird die Normalkraftbeanspruchung der Schwelle und des Kopfholzes nicht berücksichtigt, da diese infolge der kontinuierlichen Lasteinleitung bei dem in Figur 109 abgebildeten Schubfeldmodell nicht auftreten kann. Ausserdem wird davon ausgegangen, dass die Schwelle und das Kopfholz der Holzrahmenbauwand zwischen die vertikalen Randstützen geschnitten werden. Die Übertragung der Kräfte im Bereich der Wandstösse erfolgt über Stirnholzkontakt der vertikalen Randstützen oder direkt über die Stahlteile und Verbindungsmittel der Anschlüsse am Stockwerkübergang.

Die Verformung infolge Normalkraftbeanspruchung der Randstützen kann somit wie nachfolgend dargestellt berechnet werden.

Allgemein: $$u_{E,inst,i} = \sum_i \int_{l_i} \frac{N_i \cdot N_i'}{E_i \cdot A_i} \cdot dx$$

Figur 109: $$u_{E,inst,i} = \frac{2}{3} \cdot \frac{q \cdot l}{E_i \cdot A_i} \cdot \frac{h^3}{l^2}$$

A_i	Querschnittsfläche der Rippen [mm²]
E_i	E-Modul parallel zur Faserrichtung [N/mm²]
h	Höhe der Wandtafel [mm]
l	Länge der Wandtafel [mm]
N_i	Normalkraftbeanspruchung der Randstützen unter der Einwirkung $q \cdot l = F$ [N]
N_i'	Normalkraftbeanspruchung der Randstützen unter der Einwirkung $F' = 1$ [-]
q	Einwirkung [N/mm]
$u_{E,inst,i}$	Verformungsanteil der vertikalen Randhölzer [mm]

Verformungsanteil infolge Nachgiebigkeit der Tragwandverankerung

Bei den Verankerungen und Anschlüssen am Stockwerkübergang wird davon ausgegangen, dass sowohl die positiven als auch die negativen Auflagerkräfte nur über die Verbindungsmittel abgetragen werden.

Aufgrund der Nachgiebigkeit der Verankerungen und Wandanschlüsse kommt es infolge der Momentenbeanspruchung zu einer Rotation der Wandscheibe. Die daraus resultierende horizontale Auslenkung der Tragwand kann wie nachfolgend dargestellt berechnet werden.

$$u_{inst} = h \cdot \sin(\alpha)$$

$$arc\ \alpha_i = \frac{b}{r}$$

$$b = \frac{M}{l \cdot K_{ser}}$$

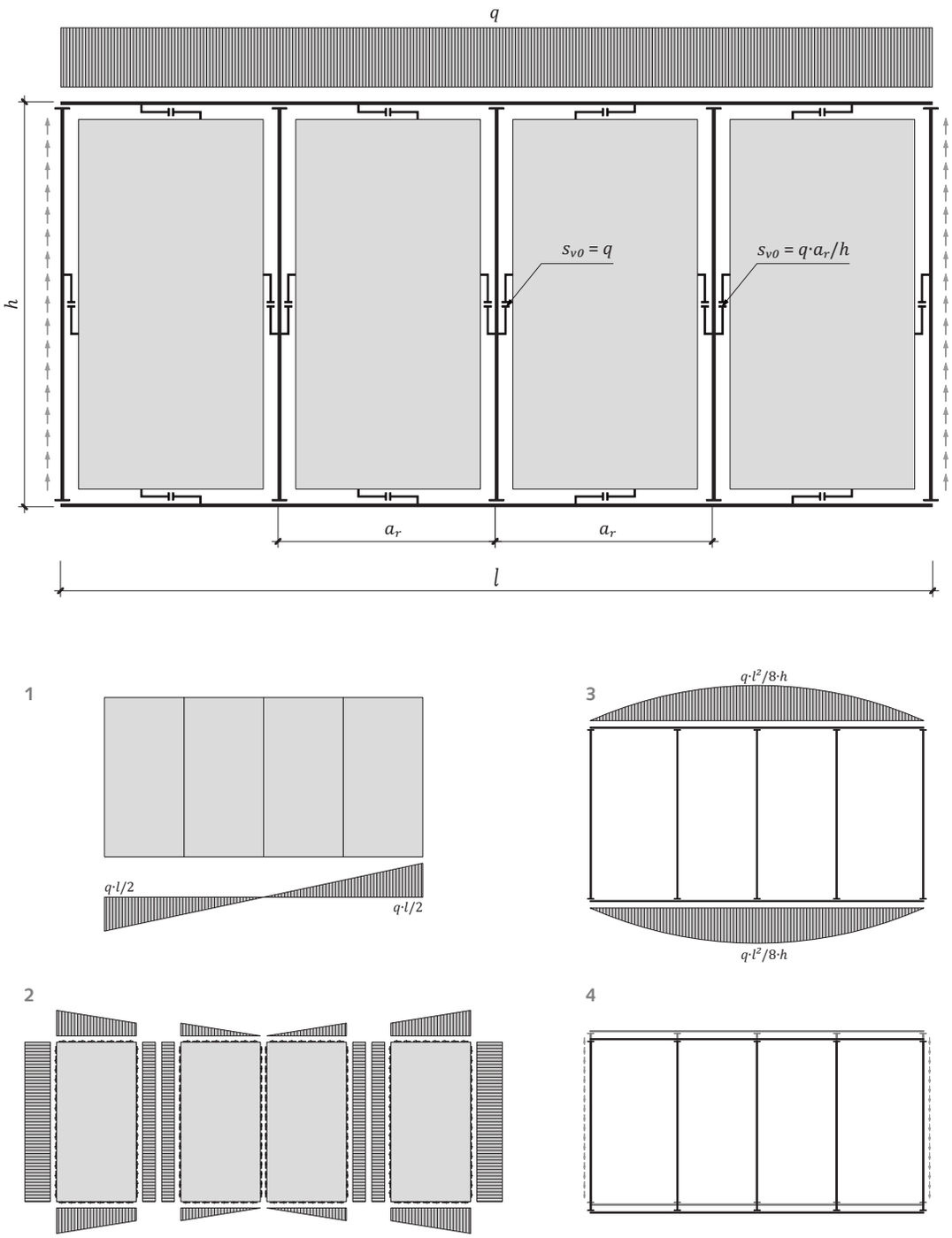
$$r = \frac{l}{2}$$

$$arc\ \alpha_i = \frac{2 \cdot M}{l^2 \cdot K_{ser}}$$

α_i	Rotationswinkel der Tragwand im Bogenmass [rad]
b	Bogenlänge des Kreissegmentes der Tragwandrotation [m]
h	Höhe der Wandtafel [m]
K_{ser}	Verschiebungsmodul des Anschlusses [kN/m]
l	Länge der Tragwand [m]
M	Einspannmoment auf dem Niveau der Verankerungen beziehungsweise der Anschlüsse [kNm]
r	Radius des Drehwinkels arc α_i [m]
u_{inst}	horizontale Auslenkung infolge Nachgiebigkeit der Verankerungen und Anschlüsse [m]

6.1.2 **Rippendecken**

Die Funktionsweise einer Deckenscheibe in Holzrahmenbauweise, bestehend aus einer mit Holzwerkstoffplatten beplankten Balkenlage, kann analog zur Holzrahmenbauwand mit dem Schubfeldmodell beschrieben werden. Die massgebenden Verschiebungen in der Deckenscheibe resultieren aus der Querkraftbeanspruchung der Beplankung, dem Schubfluss im Verbund und der Normalkraftbeanspruchung der Gurthölzer infolge der auftretenden Biegemomente.



Figur 110:
Statisches Modell einer Deckenscheibe mit den wirkenden Schnittkräften:
1 Querkraft in der Beplankung
2 Schubfluss im Verbund zwischen Beplankung und Tragrippen
3 Normalkraft in den Gurthölzern
4 Normalkraft in der Deckenverankerung

Verformungsanteil infolge Querkraftbeanspruchung der Beplankung

Die Beplankung wird durch den Schubfluss in den Verbindungsmitteln randparallel rein auf Schub beansprucht. Dabei kann nach [35] von einer konstanten Schubbeanspruchung über die gesamte Wandhöhe ausgegangen werden. Der Verformungsanteil einer einseitig beplankten Balkenlage kann wie nachfolgend dargestellt berechnet werden.

Allgemein: $u_{G,inst,i} = \sum_i \int_{l_i} \frac{V_i \cdot V_i'}{G_i \cdot A_i^*} \cdot dx$

Figur 110: $u_{G,inst,i} = \frac{q \cdot {l_d}^2}{8 \cdot G_i \cdot A_i^*}$

Ai^*	Reduzierte Schubverformungsfläche [mm²]
G_i	Schubmodul des Beplankungsmaterials [N/mm²]
l_d	Länge der Deckenscheibe [mm]
q	Einwirkung [N/mm]
$u_{G,inst,i}$	Verformungsanteil der Beplankung [mm]
V_i	Querkraftbeanspruchung der Beplankung unter der Einwirkung $q \cdot l = F$ [N]
V_i'	Querkraftbeanspruchung der Beplankung unter der Einwirkung $F' = 1$ [-]

Verformungsanteil infolge des Schubflusses im Verbund

Der Verformungsanteil der Verbindungsmittel, der aus dem Schubfluss im Verbund resultiert, kann für eine einseitig beplankte Deckentafel in Holzrahmenbauweise (Plattenstösse schubsteif verbunden) wie nachfolgend dargestellt berechnet werden.

Allgemein: $u_{K,inst,i} = \sum \frac{S_{v0} \cdot S_{v0}'}{K_{ser}}$

Figur 110: $u_{K,inst,i} = \left(\frac{l_d}{h_p} + \frac{l_d}{l_p}\right) \cdot \frac{q \cdot l_d \cdot a_{v,i}}{4 \cdot h_d \cdot K_{ser,i}}$

$a_{v,i}$	Abstand der Verbindungsmittel [mm]
h_d	Höhe der Deckenscheibe [mm]
h_p	Höhe der einzelnen Holzwerkstoffplatten [mm]
$K_{ser,i}$	Verschiebungsmodul der Verbindungsmittel [N/mm]
l_d	Länge der Deckenscheibe [mm]
l_p	Länge der einzelnen Holzwerkstoffplatten [mm]
q	Einwirkung [N/mm]
S_{v0}	Schubbeanspruchung des Verbindungsmittels unter der Einwirkung $q \cdot l = F$ [N]
S'_{v0}	Schubbeanspruchung des Verbindungsmittels unter der Einwirkung $F' = 1$ [-]
$u_{K,inst,i}$	Verformungsanteil der Verbindungsmittel [mm]

Verformungsanteil infolge Normalkraftbeanspruchung der Gurthölzer

Im Unterschied zu [35] wird die Normalkraftverformung in den Balken nicht berücksichtigt, da diese bei der in Figur 110 gezeigten Konstruktion so nicht auftritt. Die Schubkräfte aus Erdbeben wirken in der Regel über die Deckenfläche verteilt. Die Auflagerkräfte werden über die Scheibenhöhe verteilt direkt in die Tragwände eingeleitet. Diese Hölzer erfahren keine Normalkraftbeanspruchung. Falls äussere Kräfte punktuell an einem Scheibenrand eingeleitet werden oder wenn sich die Tragwandlänge von der Scheibenhöhe der Decke unterscheidet, kann es notwendig sein, diese Verformungen aus Normalkraftbeanspruchung dennoch genauer zu untersuchen. In der Regel sind die Verformungen aus Normalkraftbeanspruchung der Balken gegenüber den Schubverformungen aber gering.

Die Verformung der Gurthölzer, die aus der Normalkraftbeanspruchung resultiert, kann somit wie nachfolgend dargestellt berechnet werden.

Allgemein: $u_{E,inst,i} = \sum_i \int_{l_i} \frac{N_i \cdot N_i'}{E_i \cdot A_i} \cdot dx$

Figur 110: $u_{E,inst,i} = \frac{5 \cdot q \cdot {l_d}^4}{192 \cdot E_i \cdot A_i \cdot {h_d}^2}$

A_i	Querschnittsfläche der Gurthölzer [mm²]
E_i	E-Modul parallel zur Faserrichtung [N/mm²]
h_d	Höhe der Deckenscheibe [mm]
l_d	Länge der Deckenscheibe [mm]
N_i	Normalkraftbeanspruchung der Gurthölzer unter der Einwirkung $q \cdot l = F$ [N]
N_i'	Normalkraftbeanspruchung der Gurthölzer unter der Einwirkung $F' = 1$ [-]
q	Einwirkung [N/mm]
$u_{E,inst,i}$	Verformungsanteil der Gurthölzer [mm]

Verformungsanteil der Verankerung der Scheiben in den Tragwänden

Die Nachgiebigkeit der Verbindungsmittel, welche die Anschlüsse der Deckenscheibe an die Tragwände bilden, kann wie nachfolgend dargestellt berechnet werden.

$$u_{Ks,inst,i} = \frac{q \cdot l_d \cdot a_{v,i}}{2 \cdot h_{TW,i} \cdot K_{ser,i}}$$

$a_{v,i}$	Abstand der Verbindungsmittel [mm]
$h_{TW,i}$	Länge der Tragwand, in welcher die Deckenscheibe verankert wird [mm]
$K_{ser,i}$	Verschiebungsmodul der Verbindungsmittel [N/mm]
l_d	Länge der Deckenscheibe [mm]
q	Einwirkung [N/mm]
$u_{Ks,inst,i}$	Verformungsanteil der Scheibenverankerung [mm]

6.2 Vorbemessung von Holztragwänden

6.2.1 Biegemoment und Querkraft in der Verankerung einer Tragwand

Für die Vordimensionierung von mit kragarmförmigen Wänden ausgesteiften Gebäuden dient der Quotient Biegemoment zu Querkraft infolge Erdbebenersatzkräften. Nachfolgend ist dieser Quotient in der Wandverankerung auf dem massiven Unterbau eines viergeschossigen Baus dargestellt. Dabei wird zur Vereinfachung angenommen, dass alle Stockwerkshöhen gleich sind und die Stockwerksmassen vom Erdgeschoss bis zum Dachgeschoss im Verhältnis 1:1:1:0,5 aufgeteilt sind. In Figur 112 ist der Quotient normiert auf die Geschosshöhe für Gebäude mit unterschiedlicher Geschosszahl zusammengefasst.

$$F_i = m_i \cdot g$$

$$F_d = 3{,}5 \cdot S_d \cdot F$$

$$F_{d,EG} = \frac{1}{8} \cdot F_d$$

$$F_{d,1.OG} = \frac{2}{8} \cdot F_d$$

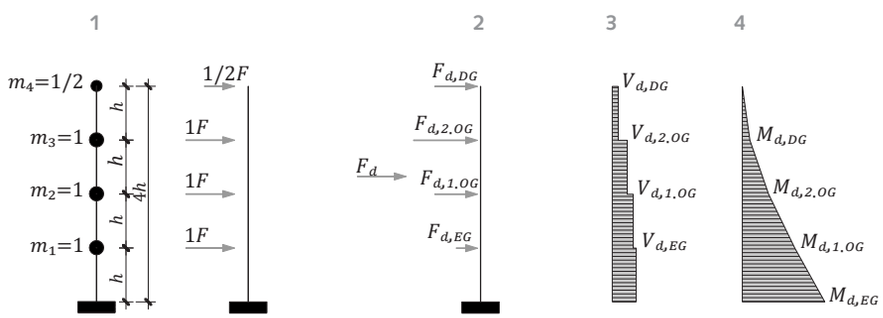
$$F_{d,2.OG} = \frac{3}{8} \cdot F_d$$

$$F_{d,DG} = \frac{2}{8} \cdot F_d$$

$$M_{d,EG} = \frac{22}{8} \cdot F_d \cdot h$$

$$V_{d,EG} = F_d$$

$$M_{d,EG}/V_{d,EG} = \frac{22}{8} \cdot h$$



Figur 111:
Ersatzstab beim Ersatzkraftverfahren mit
1 der fiktiven horizontalen Einwirkung aus ständiger und quasi-ständiger Last im Verhältnis 1:1:1:0,5 (EG–DG, Einwirkung im DG nur 50%)
2 der globalen Erdbebenersatzkraft F_d und deren Aufteilung pro Geschoss
3 den resultierenden Querkräften V_d
4 den resultierenden Biegemomenten M_d

Figur 112:
Beziehung zwischen dem Biegemoment M_d und der Querkraft V_d, normiert auf die Geschösshöhe h, auf dem Niveau der Verankerung der Tragwand zum massiven Unterbau.

Anzahl Geschosse	1	2	3	4	5	6
$M_d/(V_d \cdot h)$	1	3/2	19/9	22/8	85/25	73/18

6.2.2 Tragwiderstand

Um die Vorbemessung zu vereinfachen, sind die Tragwiderstände V_{Rd} und M_{Rd} unterschiedlicher Wandkonstruktionen im Kapitel 6.2.4 graphisch dargestellt. Die zugrunde liegende Berechnung der Tragwiderstände erfolgte wie nachfolgend dargestellt.

Die Tragwiderstände V_{Rd} und M_{Rd} wurden unter Berücksichtigung der nach Norm SIA 265 (2003) verlangten Überbemessung der spröden Bauteile berechnet (siehe Kapitel 3.2.3). Für den hier gewählten Ansatz der Vordimensionierung heisst das, dass die Tragwiderstände der Beplankungen für die Holzrahmenbauwände gegenüber denjenigen der Verklammerungen um mindestens 20% grösser sind.

$$V_{Rd} = f_{vd} \cdot \sum t \cdot l_{TW}$$

$$V_{Rd} = R_{d,v} \cdot \frac{l_{TW}}{a_v \cdot n_v}$$

$$M_{Rd} = N_{Rd} \cdot l_{TW}$$

a_v Klammerabstand [m]
f_{vd} Bemessungswert der Schubfestigkeit [kN/m^2]
l_{TW} Länge der Tragwand beziehungsweise Achsabstand der Randstützen [m]
M_{Rd} Tragwiderstand auf Biegebeanspruchung [kNm]
N_{Rd} Tragwiderstand auf Normalkraftbeanspruchung (massgebend ist die Zugfestigkeit) [kN]
n_v Anzahl Klammerreihen [-]
$R_{d,v}$ Tragwiderstand der einzelnen Klammer [kN]
t Dicke der Beplankung beziehungsweise Dicke der mehrschichtigen Massivholzplatte [m]
V_{Rd} Tragwiderstand auf Querkraftbeanspruchung [N]

6.2.3 Steifigkeit

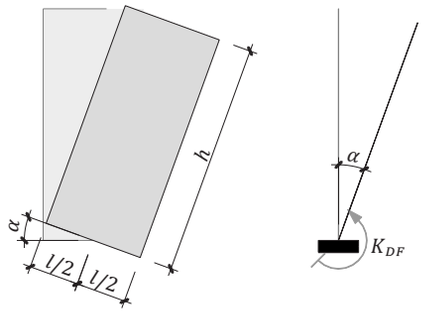
Für die Berechnung der horizontalen Tragwandauslenkung müssen die Steifigkeitswerte der Tragwände, der Verankerungen und der Anschlüsse bekannt sein. Die Ersatzsteifigkeiten unterschiedlicher Wandkonstruktionen, modelliert als eingespannter Kragarm, wurden in Abhängigkeit von der Wandlänge berechnet und im Kapitel 6.2.4 graphisch dargestellt. Die zugrunde liegende Berechnung der Schub- und Biegemoduln (G und E) ist in Kapitel 5.4 beschrieben. Die Steifigkeitswerte GA^*_{Ersatz} und EI_{Ersatz} wurden daraus wie nachfolgend dargestellt berechnet.

$$EI_{Ersatz} = E_{Ersatz} \cdot \frac{l_{TW}^3 \cdot b_{Ersatz}}{12}$$

$$GA^*_{Ersatz} = G_{Ersatz} \cdot \frac{5}{6} \cdot l_{TW} \cdot b_{Ersatz}$$

b_{Ersatz} Breite des Ersatzquerschnitts (hier 100 mm) [m]
E_{Ersatz} Ersatzelastizitätsmodul der Holzrahmenbauwand [kN/m^2]
EI_{Ersatz} Ersatzbiegesteifigkeit des eingespannten Kragarms [kNm^2]
G_{Ersatz} Ersatzschubmodul der Holzrahmenbauwand [kN/m^2]
GA^*_{Ersatz} Ersatzschubsteifigkeit des eingespannten Kragarms [kN], unter Berücksichtigung der reduzierten Querschnittsfläche für den Rechteckquerschnitt bei Schubverformung, sofern das verwertete Stabstatikprogramm die Fläche des Ersatzquerschnittes reduziert
l_{TW} Länge der Tragwand [m]

Der Verschiebungsmodul K_{ser} der Verankerung beziehungsweise der Anschlüsse am Stockwerkübergang setzt sich aus den Verschiebungsmoduln der Stabdübel, der eingeschlitzten Bleche und der Verbindungsmittel zur Verankerung der Tragwand in der Betondecke zusammen. Oft ist es zweckmässig, für die Verankerung der Tragwände Schweissgrundeinlagen vorzusehen. Die Verankerungskräfte sind derart gross, dass eine herkömmliche Verankerung mit Betonankern nicht mehr möglich ist. Der Verschiebungsmodul der Betonverankerung kann in diesem Fall vernachlässigt werden. Die Berechnung der Drehfedersteifigkeiten unter der Berücksichtigung der genannten Verschiebungsmoduln ist in Figur 113 dargestellt. Die berechneten Drehfedersteifigkeiten der Stabdübelanschlüsse sind in Kapitel 6.2.4 graphisch dargestellt. Im Zusammenhang mit den Drehfedern muss beachtet werden, dass sich die Drehfedersteifigkeiten am Stockwerkübergang halbieren, da jeweils zwei Stabdübelanschlüsse nötig sind.



Figur 113:
Rotation der Tragwand infolge Nachgiebigkeit der Verankerung und Berechnung der Drehfedersteifigkeit.

$$arc\ \alpha_i = \frac{b}{r}$$

$$b_i = \frac{M_i}{l \cdot K_{ser,i}}$$

$$r = \frac{l}{2}$$

$$arc\ \alpha_i = \frac{2 \cdot M_i}{l^2 \cdot K_{ser,i}} = \frac{M_i}{K_{DF,i}}$$

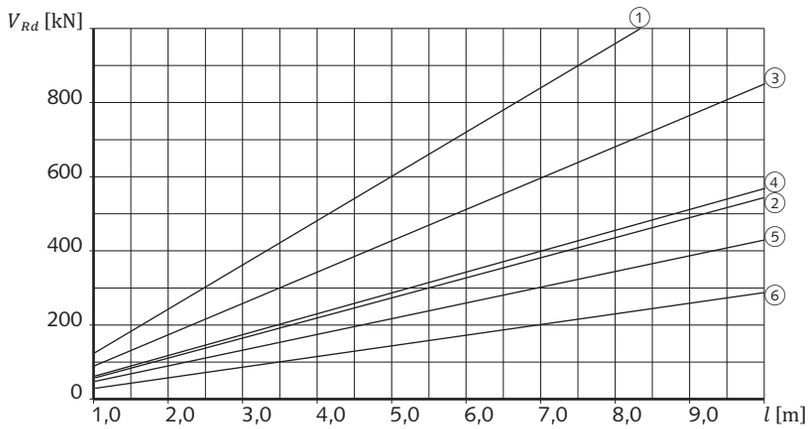
$$K_{DF,i} = \frac{l^2 \cdot K_{ser,i}}{2}$$

$$K_{ser,i} = \frac{1}{\frac{1}{K_{ser,Stabdübel,i}} + \frac{1}{K_{ser,Schlitzbleche,i}} + \frac{1}{K_{ser,Betonanker,i}}}$$

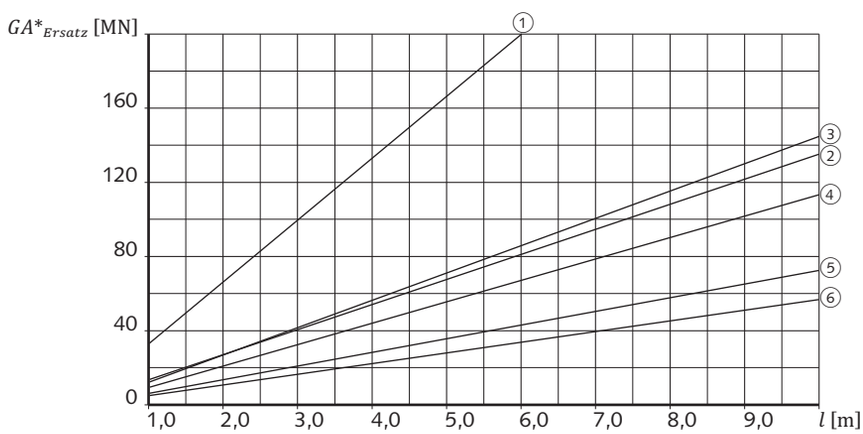
$arc\ \alpha_i$	Rotationswinkel im Bogenmass der Tragwand im Geschoss i [rad]
b_i	Bogenlänge des Kreissegmentes der Tragwandrotation [m]
$K_{DF,i}$	Drehfedersteifigkeit der Verankerung beziehungsweise des Anschlusses im Geschoss i [kNm/rad]
$K_{ser,i}$	Verschiebungsmodul der Verankerung beziehungsweise des Anschlusses i [kN/m]
l	Länge der Tragwand [m]
M_i	Biegemoment im Geschoss i [kNm]
r	Radius des Drehwinkels arc α_i [m]

6.2.4 Diagramme der Tragwiderstände und der horizontalen Steifigkeiten

Querkraftbeanspruchung



Figur 114:
Tragwiderstand auf Querkraftbeanspruchung V_{Rd} verschiedener Wandkonstruktionen in Abhängigkeit von der Tragwandlänge.



Figur 115:
Ersatzschubsteifigkeit GA^*_{Ersatz} verschiedener Wandkonstruktionen in Abhängigkeit von der Tragwandlänge zur Modellierung von Holztragwänden als eingespannte Kragarme.

① **mehrlagige Massivholzplatte**
- Dicke 80 mm
- Lagenaufbau 30/20/30 mm
- Schubmodul der Platte 500 N/mm²

② **Holzrahmenbauwand**
- Beplankung einseitig mit Dreischichtplatte, $t = 27$ mm
- Lagenaufbau 9/9/9 [mm]
- Verbund zwischen Rippen und Beplankung mit Verklebung
- Schubmodul der Beplankung 500 N/mm²

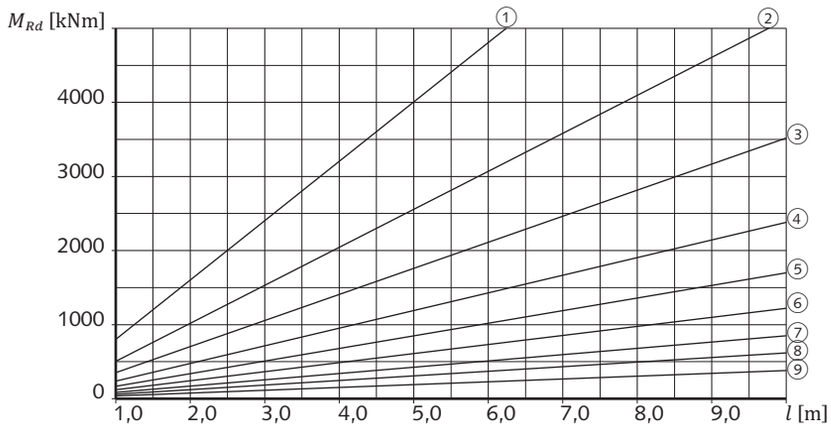
③ **Holzrahmenbauwand**
- Beplankung zweiseitig mit Grobspanplatte OSB3, $t = 15$ mm
- Verbund zwischen Rippen und Beplankung mit dreireihiger Verklammerung
- Klammer 1,53 × 55 mm, $a_v = 24$ mm
- Schubmodul der Beplankung 1080 N/mm²

④ **Holzrahmenbauwand**
- Beplankung zweiseitig mit Grobspanplatte OSB3, $t = 15$ mm
- Verbund zwischen Rippen und Beplankung mit zweireihiger Verklammerung
- Klammer 1,53 × 55 mm, $a_v = 24$ mm
- Schubmodul der Beplankung 1080 N/mm²

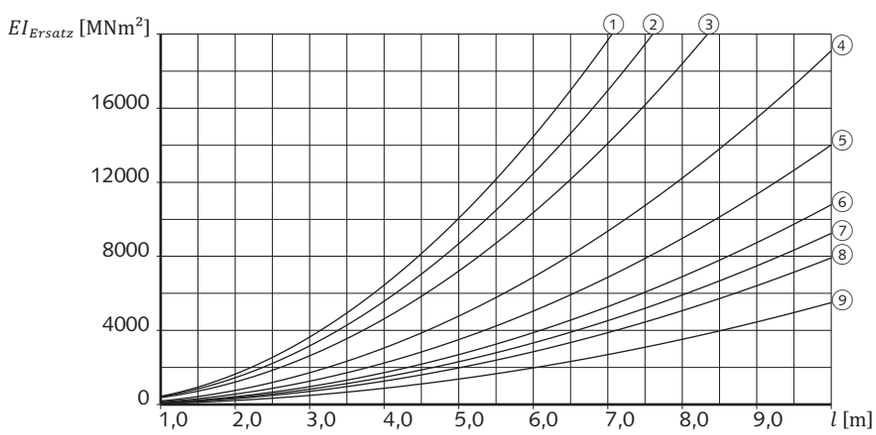
⑤ **Holzrahmenbauwand**
- Beplankung einseitig mit Grobspanplatte OSB3, $t = 15$ mm
- Verbund zwischen Rippen und Beplankung mit dreireihiger Verklammerung
- Klammer 1,53 × 55 mm, $a_v = 24$ mm
- Schubmodul der Beplankung 1080 N/mm²

⑥ **Holzrahmenbauwand**
- Beplankung einseitig mit Grobspanplatte OSB3, $t = 15$ mm
- Verbund zwischen Rippen und Beplankung mit zweireihiger Verklammerung
- Klammer 1,53 × 55 mm, $a_v = 24$ mm
- Schubmodul der Beplankung 1080 N/mm²

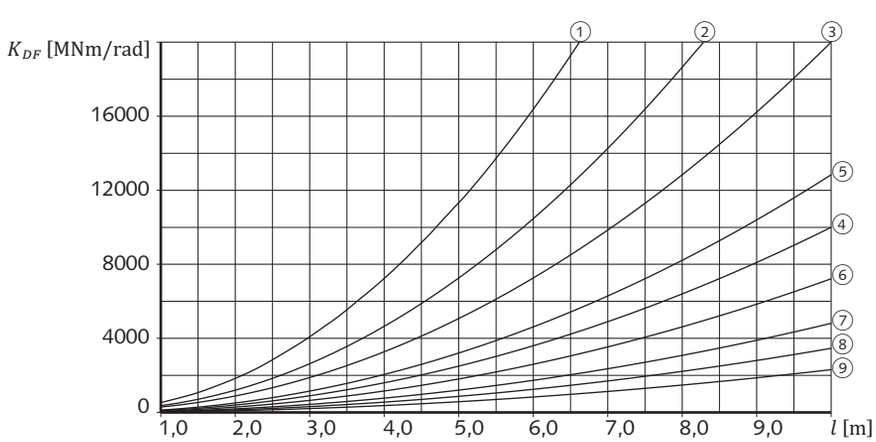
Biegebeanspruchung



Figur 116:
Tragwiderstand auf Biegebeanspruchung M_{Rd} ausgewählter Stabdübelanschlüsse inklusive zugehöriger vertikaler Randstützen in Abhängigkeit von der Tragwandlänge.



Figur 117:
Ersatzbiegesteifigkeit EI_{Ersatz} in Abhängigkeit von der Tragwandlänge zur Modellierung von Holztragwänden als eingespannte Kragarme.



Figur 118:
Drehfedersteifigkeiten K_{DF} der Stabdübelanschlüsse (Verankerung und Anschlussausbildung am Stockwerkübergang) in Abhängigkeit von der Tragwandlänge zur Modellierung von Holztragwänden als eingespannte Kragarme.

① **Stabdübelanschluss**
– BSH GL28h 240/280 mm
– 3 eingeschlitzte Bleche $t = 8$ mm
– Stabdübel $d = 10$ mm, FGK 5.6
– 25 Stabdübel in 5 Reihen

② **Stabdübelanschluss**
– BSH GL28h 240/240 mm
– 3 eingeschlitzte Bleche $t = 8$ mm
– Stabdübel $d = 10$ mm, FGK 5.6
– 16 Stabdübel in 4 Reihen

③ **Stabdübelanschluss**
– BSH GL28h 200/240 mm
– 3 eingeschlitzte Bleche $t = 8$ mm
– Stabdübel $d = 8$ mm, FGK 5.6
– 16 Stabdübel in 4 Reihen

④ **Stabdübelanschluss**
– BSH GL28h 160/200 mm
– 2 eingeschlitzte Bleche $t = 8$ mm
– Stabdübel $d = 8$ mm, FGK 5.6
– 16 Stabdübel in 4 Reihen

⑤ **Stabdübelanschluss**
– BSH GL24h 160/160 mm
– 2 eingeschlitzte Bleche $t = 8$ mm
– Stabdübel $d = 8$ mm, FGK 5.6
– 12 Stabdübel in 3 Reihen

⑥ **Stabdübelanschluss**
– BSH GL24h 140/140 mm
– 2 eingeschlitzte Bleche $t = 8$ mm
– Stabdübel $d = 8$ mm, FGK 5.6
– 9 Stabdübel in 3 Reihen

⑦ **Stabdübelanschluss**
– BSH GL24h 120/140 mm
– 2 eingeschlitzte Bleche $t = 8$ mm
– Stabdübel $d = 8$ mm, FGK 5.6
– 6 Stabdübel in 2 Reihen

⑧ **Stabdübelanschluss**
– Vollholz C24 120/120 mm
– 1 eingeschlitztes Blech $t = 8$ mm
– Stabdübel $d = 8$ mm, FGK 5.6
– 9 Stabdübel in 3 Reihen

⑨ **Stabdübelanschluss**
– Vollholz C24 100/100 mm
– 1 eingeschlitztes Blech $t = 8$ mm
– Stabdübel $d = 8$ mm, FGK 5.6
– 6 Stabdübel in 2 Reihen

6.2.5 Berechnung der horizontalen Stockwerkauslenkung im Erdgeschoss

Beim Nachweis der Gebrauchstauglichkeit unter der Einwirkung Wind wird in der Regel die Bedingung Stockwerkauslenkungen kleiner als $h/500$ massgebend (SIA 260 (2003), Tabelle 3, seltener Lastfall mit spröden Einbauten). Wenn die Stockwerkauslenkung hauptsächlich durch Schubverformungen erzeugt wird, ist in der Regel der Nachweis im Erdgeschoss, wo die Querkraft am grössten ist, massgebend.

Die Berechnung der horizontalen Auslenkung im Erdgeschoss ist von der Geschosszahl des Gebäudes abhängig. In Figur 119 sind die entsprechenden Formeln aufgeführt. Diese gelten unter der Voraussetzung, dass die Stockwerkhöhen in allen Geschossen identisch sind und dass die Verteilung der angreifenden Windkräfte vom Erd- bis zum Dachgeschoss in etwa dem Verhältnis von 1:1: … :0,5 entspricht. Für die ausgewählten Tragwandkonstruktionen können die Ersatzsteifigkeiten und Drehfedersteifigkeiten dem Kapitel 6.2.4 entnommen werden.

Figur 119:
Formeln für die Berechnung der horizontalen Stockwerkauslenkung im Erdgeschoss für konstante Geschosshöhe und ein Verhältnis der angreifenden Windkräfte vom Erdgeschoss bis ins Dachgeschoss von 1:1: … :0,5.

Anzahl Geschosse	horizontale Stockwerkauslenkung im Erdgeschoss
1	$u = \frac{Q_d \cdot h^3}{6 \cdot \sum EI_{Ersatz}} + \frac{Q_d \cdot h}{2 \cdot \sum GA^*_{Ersatz}} + h \cdot \sin\left(\frac{M_{EG} \cdot 180}{\sum K_{DF,EG} \cdot \pi}\right)$
2	$u = \frac{3 \cdot Q_d \cdot h^3}{8 \cdot \sum EI_{Ersatz}} + \frac{3 \cdot Q_d \cdot h}{4 \cdot \sum GA^*_{Ersatz}} + h \cdot \sin\left(\frac{M_{EG} \cdot 180}{\sum K_{DF,EG} \cdot \pi}\right)$
3	$u = \frac{11 \cdot Q_d \cdot h^3}{18 \cdot \sum EI_{Ersatz}} + \frac{5 \cdot Q_d \cdot h}{6 \cdot \sum GA^*_{Ersatz}} + h \cdot \sin\left(\frac{M_{EG} \cdot 180}{\sum K_{DF,EG} \cdot \pi}\right)$
4	$u = \frac{41 \cdot Q_d \cdot h^3}{48 \cdot \sum EI_{Ersatz}} + \frac{7 \cdot Q_d \cdot h}{8 \cdot \sum GA^*_{Ersatz}} + h \cdot \sin\left(\frac{M_{EG} \cdot 180}{\sum K_{DF,EG} \cdot \pi}\right)$
5	$u = \frac{33 \cdot Q_d \cdot h^3}{30 \cdot \sum EI_{Ersatz}} + \frac{9 \cdot Q_d \cdot h}{10 \cdot \sum GA^*_{Ersatz}} + h \cdot \sin\left(\frac{M_{EG} \cdot 180}{\sum K_{DF,EG} \cdot \pi}\right)$
6	$u = \frac{97 \cdot Q_d \cdot h^3}{72 \cdot \sum EI_{Ersatz}} + \frac{11 \cdot Q_d \cdot h}{12 \cdot \sum GA^*_{Ersatz}} + h \cdot \sin\left(\frac{M_{EG} \cdot 180}{\sum K_{DF,EG} \cdot \pi}\right)$

$\sum EI_{Ersatz}$ Summe der Ersatzbiegesteifigkeiten der Tragwände [kNm²]
$\sum GA^*_{Ersatz}$ Summe der Ersatzschubsteifigkeiten der Tragwände [kN]
h Stockwerkhöhe (in allen Geschossen identisch) [m]
$\sum K_{DF}$ Summe der Drehfedersteifigkeiten der Tragwandverankerungen [kNm/rad]
M_{EG} Biegemoment auf der Höhe des Einbindungshorizontes [kNm]
Q_d Globale Windeinwirkung (Gebrauchslasten) [kN]
u Auslenkung des untersten Geschosses unter Windeinwirkung [m]

6.2.6 Berechnung der fiktiven horizontalen Auslenkung der Gebäudeoberkante

In Kapitel 5.2.4 ist die Vorgehensweise zur Abschätzung der Grundschwingzeit mit der Schätzformel (261.39) der Norm SIA 261 (2003) ausführlich beschrieben. Die fiktive horizontale Auslenkung der Gebäudeoberkante unter den horizontal angesetzten ständigen und quasi-ständigen Lasten kann mit den in Figur 120 aufgeführten Formeln berechnet werden. Diese Formeln gelten wiederum nur unter der Voraussetzung, dass die Stockwerkhöhen in allen Geschossen identisch sind und dass die Verteilung der angreifenden Windkräfte vom Erd- bis zum Dachgeschoss in etwa dem Verhältnis von 1:1: … :0,5 entspricht. Die Ersatzsteifigkeiten können für die ausgewählten Tragwandkonstruktionen dem Kapitel 6.2.4 entnommen werden. Die Drehwinkel der Tragwandrotation (siehe Figur 113) können in den einzelnen Geschossen wie nachfolgend dargestellt berechnet werden.

$$\alpha_i = \frac{M_i \cdot 180}{\sum K_{DF,i} \cdot \pi}$$

α_i Rotationswinkel der Tragwand im Geschoss i [°]
$\sum K_{DF}$ Summe der Drehfedersteifigkeiten der Verankerungen beziehungsweise der Anschlüsse im Geschoss i [kNm/rad]
M_i Biegemoment im Geschoss i [kNm]

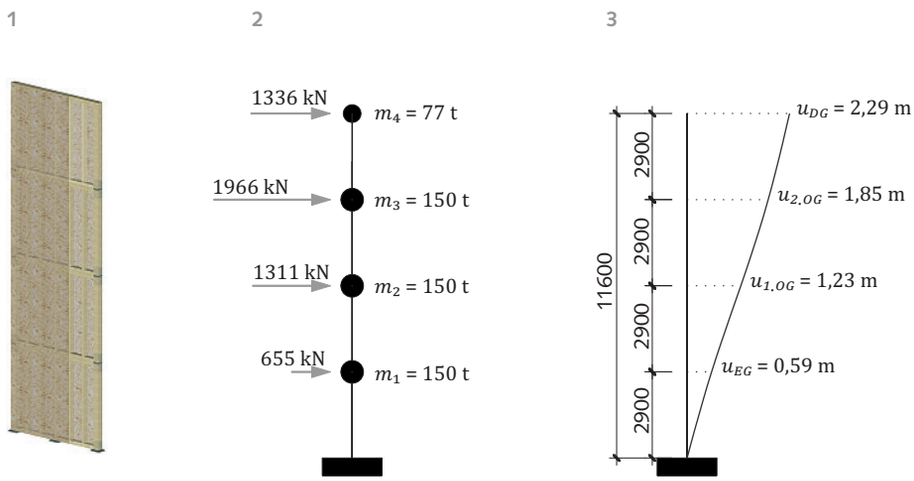
Figur 120:
Formeln für die Berechnung der fiktiven horizontalen Auslenkung der Gebäudeoberkante für konstante Geschosshöhen und einem Verhältnis der ständigen und quasi-ständigen Stockwerkmassen vom Erdgeschoss bis in das Dachgeschoss von 1:1: … :0,5.

Anzahl Geschosse	fiktive horizontale Auslenkung der Gebäudeoberkante
1	$u = \frac{F_{h,tot} \cdot h^3}{3 \cdot \sum EI_{Ersatz}} + \frac{F_{h,tot} \cdot h}{\sum GA^*_{Ersatz}} + h \cdot \left\{ \sum_{i=1}^{n} \left[\sin_i \left(\sum_{j=1}^{n=i} \alpha_j \right) \right] \right\}$
2	$u = \frac{13 \cdot F_{h,tot} \cdot h^3}{9 \cdot \sum EI_{Ersatz}} + \frac{4 \cdot F_{h,tot} \cdot h}{3 \cdot \sum GA^*_{Ersatz}} + h \cdot \left\{ \sum_{i=1}^{n} \left[\sin_i \left(\sum_{j=1}^{n=i} \alpha_j \right) \right] \right\}$
3	$u = \frac{21 \cdot F_{h,tot} \cdot h^3}{5 \cdot \sum EI_{Ersatz}} + \frac{9 \cdot F_{h,tot} \cdot h}{5 \cdot \sum GA^*_{Ersatz}} + h \cdot \left\{ \sum_{i=1}^{n} \left[\sin_i \left(\sum_{j=1}^{n=i} \alpha_j \right) \right] \right\}$
4	$u = \frac{28 \cdot F_{h,tot} \cdot h^3}{3 \cdot \sum EI_{Ersatz}} + \frac{16 \cdot F_{h,tot} \cdot h}{7 \cdot \sum GA^*_{Ersatz}} + h \cdot \left\{ \sum_{i=1}^{n} \left[\sin_i \left(\sum_{j=1}^{n=i} \alpha_j \right) \right] \right\}$
5	$u = \frac{475 \cdot F_{h,tot} \cdot h^3}{27 \cdot \sum EI_{Ersatz}} + \frac{25 \cdot F_{h,tot} \cdot h}{9 \cdot \sum GA^*_{Ersatz}} + h \cdot \left\{ \sum_{i=1}^{n} \left[\sin_i \left(\sum_{j=1}^{n=i} \alpha_j \right) \right] \right\}$
6	$u = \frac{327 \cdot F_{h,tot} \cdot h^3}{11 \cdot \sum EI_{Ersatz}} + \frac{36 \cdot F_{h,tot} \cdot h}{11 \cdot \sum GA^*_{Ersatz}} + h \cdot \left\{ \sum_{i=1}^{n} \left[\sin_i \left(\sum_{j=1}^{n=i} \alpha_j \right) \right] \right\}$

α_i Rotationswinkel der Tragwand im Geschoss i [°]
α_j Rotationswinkel der Tragwand im Geschoss j [°]
$\sum EI_{Ersatz}$ Summe der Ersatzbiegesteifigkeiten der Tragwände [kNm²]
$F_{h,tot}$ totale horizontale Einwirkung aus ständigen und quasi-ständigen Lasten [kN]
$\sum GA^*_{Ersatz}$ Summe der Ersatzschubsteifigkeiten der Tragwände [kN]
h Stockwerkhöhe (in allen Geschossen konstant) [m]
u Auslenkung der Gebäudeoberkante unter der horizontalen Einwirkung aus ständigen und quasi-ständigen Lasten [m]

6.3 Berechnung der Stockwerkauslenkungen

In Kapitel 5.5.3 wurden die horizontalen Stockwerkauslenkungen in den Richtungen x und y für die Bestimmung der Grundschwingzeit nach der Rayleigh-Methode mit einem Stabstatikprogramm berechnet. Die einzelnen Tragwände wurden dazu in den beiden Richtungen zu einem Ersatzstab zusammengefasst und mit den berechneten Ersatzsteifigkeiten als Kragarm modelliert. Die horizontalen Auslenkungen können auch analytisch berechnet werden. Am Beispiel der Tragwand TWX1 des Rechenbeispiels (siehe Figur 121) werden die einzelnen Berechnungsschritte nachfolgend dargestellt.

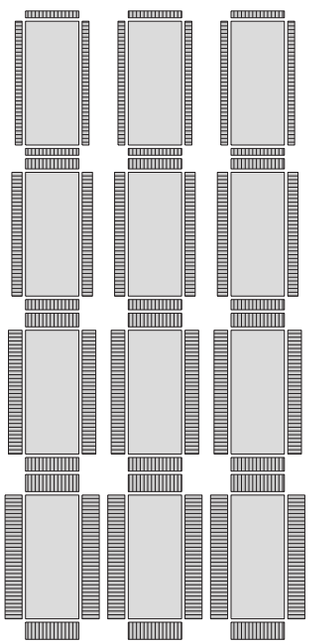


Figur 121:
Tragwand TWX1.
1 Perspektive
2 statisches Modell mit den angreifenden Stockwerkkräften
3 resultierende Tragwandauslenkung

6.3.1 Berechnung der horizontalen Auslenkung

Horizontale Auslenkung infolge des Schubflusses im Verbund

Die Verformungsanteile u_{EG}-u_{DG} infolge des Schubflusses im Verbund sind von der Anzahl der horizontalen und vertikalen Beplankungsstösse und vom Verschiebungsmodul der Verbindung abhängig. Die Matrixkomponenten für die Berechnung der Tragwandverschiebungen setzen sich aus der Summe der jeweils betrachteten Beplankungsränder zusammen, die entsprechend verklammert werden. Für die Tragwand TWX1 gilt:



Figur 122:
Schubfluss in den Verbindungsmitteln entlang der verklammerten Beplankungsränder der viergeschossigen Tragwand TWX1.

$$\begin{vmatrix} u_{EG} \\ u_{1.OG} \\ u_{2.OG} \\ u_{DG} \end{vmatrix} = \frac{a_v}{K_{ser} \cdot l^2} \cdot \begin{vmatrix} F_{EG} \\ F_{1.OG} \\ F_{2.OG} \\ F_{DG} \end{vmatrix} \cdot \begin{vmatrix} 2l+6h & 2l+6h & 2l+6h & 2l+6h \\ 2l+6h & 4l+12h & 4l+12h & 4l+12h \\ 2l+6h & 4l+12h & 6l+18h & 6l+18h \\ 2l+6h & 4l+12h & 6l+18h & 8l+24h \end{vmatrix}$$

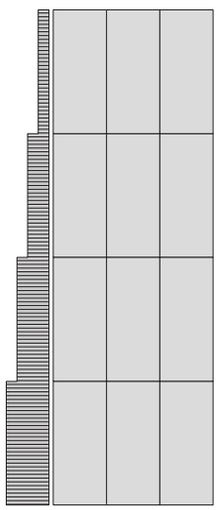
a_v Abstand der Verbindungsmittel [m]
F_i am Geschoss i angreifende Trägheitskraft F [kN]
h Geschosshöhe [m]
K_{ser} Verschiebungsmodul der Verbindungsmittel [kN/m]
l Länge der Tragwand [m]
u_i horizontale Stockwerkauslenkung im Geschoss i [m]

$$\begin{vmatrix} u_{EG} \\ u_{1.OG} \\ u_{2.OG} \\ u_{DG} \end{vmatrix} = \frac{0{,}024\ \text{m}}{2 \cdot 494\ \text{kN/m} \cdot (3\ \text{m})^2} \cdot \begin{vmatrix} 655\ \text{kN} \\ 1311\ \text{kN} \\ 1966\ \text{kN} \\ 1336\ \text{kN} \end{vmatrix}$$

$$\cdot \begin{vmatrix} 2 \cdot 3\ \text{m} + 6 \cdot 2{,}9\ \text{m} & 2 \cdot 3\ \text{m} + 6 \cdot 2{,}9\ \text{m} & 2 \cdot 3\ \text{m} + 6 \cdot 2{,}9\ \text{m} & 2 \cdot 3\ \text{m} + 6 \cdot 2{,}9\ \text{m} \\ 2 \cdot 3\ \text{m} + 6 \cdot 2{,}9\ \text{m} & 4 \cdot 3\ \text{m} + 12 \cdot 2{,}9\ \text{m} & 4 \cdot 3\ \text{m} + 12 \cdot 2{,}9\ \text{m} & 4 \cdot 3\ \text{m} + 12 \cdot 2{,}9\ \text{m} \\ 2 \cdot 3\ \text{m} + 6 \cdot 2{,}9\ \text{m} & 4 \cdot 3\ \text{m} + 12 \cdot 2{,}9\ \text{m} & 6 \cdot 3\ \text{m} + 18 \cdot 2{,}9\ \text{m} & 6 \cdot 3\ \text{m} + 18 \cdot 2{,}9\ \text{m} \\ 2 \cdot 3\ \text{m} + 6 \cdot 2{,}9\ \text{m} & 4 \cdot 3\ \text{m} + 12 \cdot 2{,}9\ \text{m} & 6 \cdot 3\ \text{m} + 18 \cdot 2{,}9\ \text{m} & 8 \cdot 3\ \text{m} + 24 \cdot 2{,}9\ \text{m} \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 0{,}33\ \text{m} \\ 0{,}62\ \text{m} \\ 0{,}83\ \text{m} \\ 0{,}92\ \text{m} \end{vmatrix}$$

Horizontale Auslenkung infolge Schubbeanspruchung der Beplankung

Die Beplankung erfährt nur eine Schubbeanspruchung. Die Schubspannungen sind über die einzelnen Geschosshöhen konstant. Die Verformungsanteile u_{EG}-u_{DG} können durch die Integration der Querkraft berechnet werden. Für die Tragwand TWX1 gilt:



Figur 123: Querkraftbeanspruchung der Beplankung der viergeschossigen Tragwand TWX1.

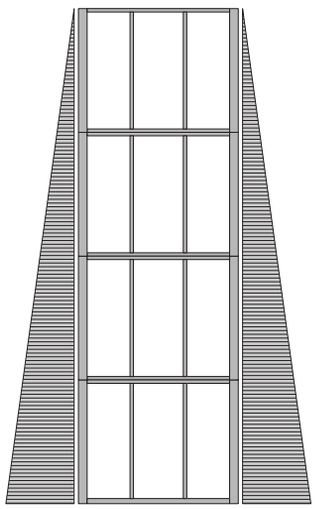
$$\begin{vmatrix} u_{EG} \\ u_{1.OG} \\ u_{2.OG} \\ u_{DG} \end{vmatrix} = \frac{h}{G \cdot t \cdot l} \cdot \begin{vmatrix} F_{EG} \\ F_{1.OG} \\ F_{2.OG} \\ F_{DG} \end{vmatrix} \cdot \begin{vmatrix} 1 & 1 & 1 & 1 \\ 1 & 2 & 2 & 2 \\ 1 & 2 & 3 & 3 \\ 1 & 2 & 3 & 4 \end{vmatrix}$$

F_i am Geschoss i angreifende Trägheitskraft F [kN]
G Schubmodul der Beplankung [kN/m²]
h Geschosshöhe [m]
l Länge der Tragwand [m]
t Beplankungsdicke [m]
u_i horizontale Stockwerkauslenkung im Geschoss i [m]

$$\begin{vmatrix} u_{EG} \\ u_{1.OG} \\ u_{2.OG} \\ u_{DG} \end{vmatrix} = \frac{2{,}9\ \text{m}}{1080 \cdot 10^3\ \text{kN/m}^2 \cdot 0{,}03\ \text{m} \cdot 3{,}0\ \text{m}} \cdot \begin{vmatrix} 655\ \text{kN} \\ 1311\ \text{kN} \\ 1966\ \text{kN} \\ 1336\ \text{kN} \end{vmatrix} \cdot \begin{vmatrix} 1 & 1 & 1 & 1 \\ 1 & 2 & 2 & 2 \\ 1 & 2 & 3 & 3 \\ 1 & 2 & 3 & 4 \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 0{,}16\ \text{m} \\ 0{,}29\ \text{m} \\ 0{,}39\ \text{m} \\ 0{,}43\ \text{m} \end{vmatrix}$$

Horizontale Auslenkung infolge Normalkraftbeanspruchung der Randstützen

Die Verformungsanteile u_{EG}-u_{DG} infolge der Normalkraftbeanspruchung der Randstützen können durch die Integration der Normalkräfte berechnet werden. Für die Tragwand TWX1 gilt:



Figur 124: Normalkraftbeanspruchung in den vertikalen Randstützen der viergeschossigen Tragwand TWX1.

$$\begin{vmatrix} u_{EG} \\ u_{1.OG} \\ u_{2.OG} \\ u_{DG} \end{vmatrix} = \frac{2 \cdot h^3}{6 \cdot l^2 \cdot EA} \cdot \begin{vmatrix} F_{EG} \\ F_{1.OG} \\ F_{2.OG} \\ F_{DG} \end{vmatrix} \cdot \begin{vmatrix} 2 & 5 & 8 & 11 \\ 5 & 16 & 28 & 40 \\ 8 & 28 & 54 & 81 \\ 11 & 40 & 81 & 128 \end{vmatrix}$$

A Querschnitt der Randstützen [m^2]
E Elastizitätsmodul der Randstützen [kN/m^2]
F_i am Geschoss i angreifende Trägheitskraft F [kN]
h Geschosshöhe [m]
l Länge der Tragwand [m]
u_i horizontale Stockwerkauslenkung im Geschoss i [m]

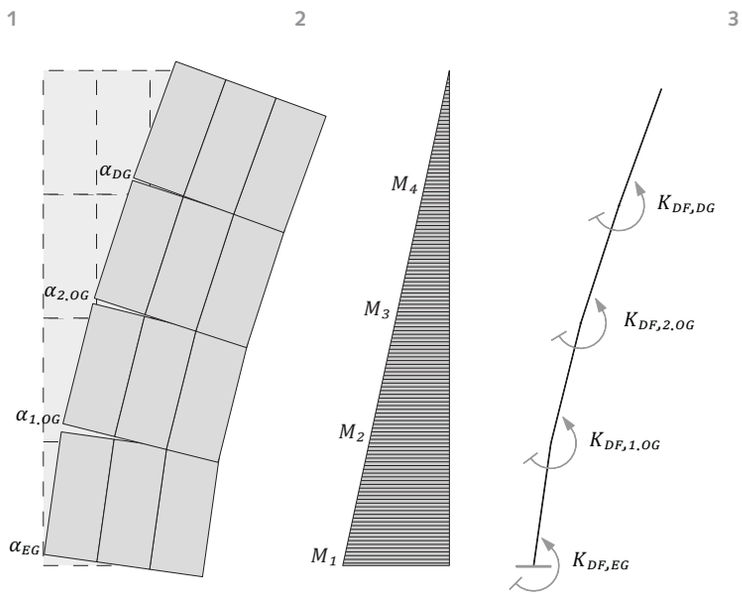
$$\begin{vmatrix} u_{EG} \\ u_{1.OG} \\ u_{2.OG} \\ u_{DG} \end{vmatrix} = \frac{2 \cdot (2{,}9\ \text{m})^3}{6 \cdot (3{,}0\ \text{m})^2 \cdot 691 \cdot 10^3\ \text{kN}} \cdot \begin{vmatrix} 655\ \text{kN} \\ 1311\ \text{kN} \\ 1966\ \text{kN} \\ 1336\ \text{kN} \end{vmatrix} \cdot \begin{vmatrix} 2 & 5 & 8 & 11 \\ 5 & 16 & 28 & 40 \\ 8 & 28 & 54 & 81 \\ 11 & 40 & 81 & 128 \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 0{,}05\ \text{m} \\ 0{,}17\ \text{m} \\ 0{,}34\ \text{m} \\ 0{,}51\ \text{m} \end{vmatrix}$$

Auslenkung infolge der Nachgiebigkeit der Verankerung und Anschlüsse

In Figur 125 sind die Tragwand TWX1 mit den entsprechenden Rotationswinkeln und das statische Modell für die Berechnung abgebildet. Die Biegemomente bewirken eine axiale Beanspruchung der Verankerung und der Anschlüsse an den Stockwerkübergängen.

Zur Bestimmung der horizontalen Stockwerkauslenkungen müssen als erstes die Rotationswinkel der Tragwand in den einzelnen Geschossen berechnet werden. Daraus lassen sich dann die horizontalen Stockwerkauslenkungen berechnen. Für die Tragwand TWX1 gilt:

Figur 125:
Tragwand TWX1.
1 horizontale Auslenkung
2 Biegemomente
3 Nachgiebigkeit der Verankerung und der Anschlüsse am Stockwerkübergang



$$\begin{vmatrix} u_{EG} \\ u_{1.OG} \\ u_{2.OG} \\ u_{DG} \end{vmatrix} = h \cdot \left\{ \sum_{i=1}^{n} \left[\sin_{\mathrm{i}} \left(\sum_{j=1}^{n=i} \alpha_j \right) \right] \right\}$$

$$\alpha_j = \frac{2 \cdot M_j \cdot 180}{l^2 \cdot K_{ser,j} \cdot \pi} = \frac{M_j \cdot 180}{K_{DF,j} \cdot \pi}$$

α_j Rotationswinkel der Tragwand im Geschoss j [m]
h Geschosshöhe [m]
K_{DFj} Drehfedersteifigkeit der Verankerung beziehungsweise des Anschlusses im Geschoss j [kNm/rad]
$K_{ser,j}$ Verschiebemodul der Verankerung beziehungsweise des Anschlusses j [kN/m]
l Tragwandlänge [m]
M_j am Geschoss j angreifende Trägheitskraft [kNm]
u_i Stockwerkauslenkung im Geschoss i [m]

$$\alpha_{EG} = \frac{(2{,}9\ \mathrm{m} \cdot 655\ \mathrm{kN} + 5{,}8\ \mathrm{m} \cdot 1311\ \mathrm{kN} + 8{,}7\ \mathrm{m} \cdot 1966\ \mathrm{kN} + 11{,}6\ \mathrm{m} \cdot 1336\ \mathrm{kN}) \cdot 180}{2633 \cdot 10^3\ \mathrm{kNm/rad} \cdot \pi} = 0{,}92°$$

$$\alpha_{1.OG} = \frac{(2{,}9\ \mathrm{m} \cdot 1311\ \mathrm{kN} + 5{,}8\ \mathrm{m} \cdot 1966\ \mathrm{kN} + 8{,}7\ \mathrm{m} \cdot 1336\ \mathrm{kN}) \cdot 180}{1317 \cdot 10^3\ \mathrm{kNm/rad} \cdot \pi} = 1{,}17°$$

$$\alpha_{2.OG} = \frac{(2{,}9\ \mathrm{m} \cdot 1966\ \mathrm{kN} + 5{,}8\ \mathrm{m} \cdot 1336\ \mathrm{kN}) \cdot 180}{1317 \cdot 10^3\ \mathrm{kNm/rad} \cdot \pi} = 0{,}59°$$

$$\alpha_{DG} = \frac{2{,}9\ \mathrm{m} \cdot 1336\ \mathrm{kN} \cdot 180}{1317 \cdot 10^3\ \mathrm{kNm/rad} \cdot \pi} = 0{,}17°$$

$$u_{EG} = 2{,}9\ \mathrm{m} \cdot \sin(0{,}92°) = 0{,}05\ \mathrm{m}$$

$$u_{1.OG} = 2{,}9\ \mathrm{m} \cdot [\sin(0{,}92°) + \sin(0{,}92° + 1{,}17°)] = 0{,}15\ \mathrm{m}$$

$$u_{2.OG} = 2{,}9\ \mathrm{m} \cdot [\sin(0{,}92°) + \sin(0{,}92° + 1{,}17°) + \sin(0{,}92° + 1{,}17° + 0{,}59°)] = 0{,}29\ \mathrm{m}$$

$$u_{DG} = 2{,}9\ \mathrm{m} \cdot [\sin(0{,}92°) + \sin(0{,}92° + 1{,}17°) + \sin(0{,}92° + 1{,}17° + 0{,}59°) + \sin(0{,}92° + 1{,}17° + 0{,}59° + 0{,}17°)] = 0{,}43\ \mathrm{m}$$

Gesamte resultierende horizontale Auslenkung der Tragwand TWX1

Die gesamte horizontale Auslenkung einer Tragwand ergibt sich aus der Summe ihrer einzelnen Verformungsanteile. Für die Tragwand TWX1 des Rechenbeispiels betragen die totalen Stockwerkverschiebungen:

$$u_{tot,i} = u_{Verbindungsmittel,i} + u_{Beplankung,i} + u_{Randrippen,i} + u_{Anschlüsse,i}$$

$$u_{EG} = 0{,}59\ \mathrm{m}$$

$$u_{1.OG} = 1{,}23\ \mathrm{m}$$

$$u_{2.OG} = 1{,}85\ \mathrm{m}$$

$$u_{DG} = 2{,}29\ \mathrm{m}$$

6.3.2 Globale horizontale Auslenkung des Tragwerks

Sind in einer Tragrichtung mehrere Tragwände an der horizontalen Aussteifung beteiligt, kann die globale horizontale Auslenkung des Tragwerkes aus den einzelnen Verformungsanteilen der beteiligten Tragwände wie folgt berechnet werden.

$$u_{tot,i} = \frac{1}{\sum_{j=1}^{n}\left(\frac{1}{u_{Verbindungsmittel,j}}\right)} + \frac{1}{\sum_{j=1}^{n}\left(\frac{1}{u_{Beplankung,j}}\right)} + \frac{1}{\sum_{j=1}^{n}\left(\frac{1}{u_{Randrippe,j}}\right)} + \frac{1}{\sum_{j=1}^{n}\left(\frac{1}{u_{Anschluss,j}}\right)}$$

$u_{tot,i}$	totale horizontale Auslenkung des Tragwerks im Geschoss i [m]
$u_{Verbindungsmittel,j}$	horizontaler Verformungsanteil des Verbundes der Tragwand j [m]
$u_{Beplankung,j}$	horizontaler Verformungsanteil der Beplankung der Tragwand j [m]
$u_{Randstützen,j}$	horizontaler Verformungsanteil der vertikalen Randstützen der Tragwand j [m]
$u_{Anschluss,j}$	horizontaler Verformungsanteil des Anschlusses der Tragwand j [m]

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 Erdbebendienst 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 Erdbebendienst 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): Erdbebengefährdung 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, Erdbebeneinwirkungen 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): Erdbebenbemessung von Stahlbetonhochbauten. Birkhäuser Verlag, Basel.

[20] Blass H. J. (1990): Erdbebenaussteifung 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): Erdbebeneinwirkung. In: Dokumenation 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): Erdbebengerechter Entwurf von Hochbauten – Grundsätze für Ingenieure, Architekten, Bauherrn und Behörden. Bundesamt für Wasser und Geologie BWG, Bern.

[29] Stiftung für Baudynamik und Erdbebeningenieurwesen sowie Bundesamt für Wasser und Geologie BWG (2005): Erdbebensicheres 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 erdbebentechnischen 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. Erdbebengerechtes 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 Erdbebennachrüstung.

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 Erdbebeningenieur-
wesen und Baudynamik
Postfach 212
8093 Zürich
www.sgeb.ch

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

usic
Schweizerische Vereinigung Beratender Ingenieur-
unternehmungen
Aarbergergasse 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 Hinweis 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 Autoren haften nicht für Schäden, die durch die Benützung und Anwendung 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