



Nachweis der Erdbebensicherheit von Holzgebäuden

Nachweis der Erdbbensicherheit von Holzgebäuden

INHALT

	Seite
1 Einführung	2
2 Historische Entwicklung	3
3 Grundlagen	4
4 Tragwerksentwurf und konstruktive Regeln	12
5 Ermittlung von statischen Ersatzlasten	14
6 Vergleich Erdbebenlasten zu Windlasten	15
7 Aufteilung der Horizontalkräfte	16
8 Eigenfrequenz von Holztagwerken	20
9 Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit	21
10 Beispiel: zweigeschossiges Gastronomiegebäude	22
11 Beispiel: viergeschossiges Wohngebäude	28
12 Beispiel: Hallentragwerk	40
13 Abkürzungen und Indizes	45
14 Normen und Literatur	45
Impressum	47

Titelseite: Kindergarten Metro Sternchen II, Düsseldorf (Foto: M. Reisch, Düsseldorf)

Bauherr: Metro Group AG, Düsseldorf
Architekt: Marc Eller Architekten, Düsseldorf
Tragwerksplanung: B. Walter Ingenieurgesellschaft mbH, Aachen

Auszüge aus der DIN 4149:2005 mit freundlicher Genehmigung des Beuth-Verlag, Berlin

1 Einführung

Die Erstellung dieser Schrift wurde durch das Mega-Erdbeben in Japan am 11. März 2011 überrascht. Es ist eines der stärksten Beben seit Menschengedenken und hat eine hochindustrialisierte und dicht besiedelte Region getroffen. Verstört schaute die Weltgemeinschaft auf das Versagen der Sicherheitssysteme der Kernkraftwerke in Fukushima, ein Szenario das vorher als unwahrscheinliches Restrisiko eingestuft wurde. Die Folgen des Bebens bedeuten eine Zäsur für die Strategien unserer Energieversorgung – und auch eine stärkere Berücksichtigung in der Planung und Ausführung von Gebäuden.

Auch in Deutschland gibt es erdbebengefährdete Gebiete, hauptsächlich entlang dem Rheingraben, im Raum Aachen, der schwäbischen Alb, im südlichen Thüringen und Sachsen.

Da diese Gebiete jedoch nicht an den Reibungslinien kontinentaler Schollen liegen, ist die Intensität und Häufigkeit der Beben relativ gering. Es handelt sich bei den deutschen Erdbebengebieten um sogenannte Schwachbebengebiete. Die theoretische statistische Wiederholungsperiode eines Bemessungserdbebens nach Norm beträgt in unserer Region ca. 475 Jahre. Das heißt, ein entsprechendes Beben kann jederzeit eintreten dann - theoretisch - erst wieder nach 475 Jahren.

Unter den Fachleuten ist das Thema Erdbeben in Deutschland lange vernachlässigt worden. Die bauaufsichtliche Einführung der Erdbebennorm erfolgte erstmalig 1998. Seit 2007 gilt in allen Bundesländern verbindlich die Erdbebennorm DIN 4149:2005 [1]. Sie wird mittelfristig durch die im Dezember 2010 eingeführte DIN EN 1998-1:2010-12, Eurocode 8 [2] abgelöst. Hier werden, abgestuft nach Regionen und Bauwerksnutzungen, Forderungen zu Erdbebennachweisen gestellt. Dies betrifft im Holzbau vornehmlich Wohn- und Bürogebäude sowie Hallentragwerke.

Die vorliegende Schrift führt in die Grundlagen der erdbebengerechten Planung und Bemessung von Holzbauwerken ein. Sie bietet Hilfen zur Nachweisführung nach Anforderungen der Landesbauordnungen.

Drei Beispiele zum Nachweis von Holzgebäuden nach DIN 4149:2005 veranschaulichen die Anwendung der normativen Regeln.

2 Historische Entwicklung

Holzkonstruktionen haben unter seismischen Belastungen erhebliche Vorteile. Das geringe Eigengewicht im Vergleich zur Tragfähigkeit führt zu geringeren Trägheitskräften im Falle dynamischer Belastungen. Die in der Regel duktilen Verbindungen sind in der Lage Energie zu dissipieren. So ist es nicht erstaunlich, dass der Holzbau auch in Starkbebengebieten zu den traditionellen Bauweisen zählt. Eines der höchsten Holzgebäude weltweit, die 67 m hohe Sakyamuni Pagode in China, hat seit seiner Erstellung im Jahre 1065 zahlreichen Beben widerstanden und ist noch weitgehend im ursprünglichen Zustand [5].

Überhaupt wurde früher weltweit in den Erdbebenzonen bewusst viel mehr mit Holz gebaut. Durch die geschwundene Verfügbarkeit von Bauholz und das Aufkommen von Beton- und Stahlbauweisen sind diese Bautraditionen in vielen Regionen verdrängt worden. Neuere Forschungen belegen hier aber die hohe Bedeutung von Holz als tragenden Baustoff in früheren Zeiten [5] [6].



Bild 1 Traditionelle Fachwerkkonstruktion in der Türkei [6]

Die hauptsächlichen Mechanismen, die zu Schäden oder gar zum Einsturz von Gebäuden unter Erdbebenbelastung führen, sind bekannt und beschrieben. Auf der Grundlage dieser Kenntnisse wurden konstruktive Regeln und Berechnungsverfahren für das erdbebensichere Bauen entwickelt. Deshalb ist es erschreckend, dass es immer wieder zu Katastrophen mit vielen Erdbebenopfern und materiellen Schäden kommt.

In den meisten Fällen liegt die Versagensursache in der mangelhaften Planung oder Ausführung der Gebäude.



Bild 2 Zerstörtes Wohnhaus in Pakistan [Foto: Associated Press]

In den deutschen Erdbebengebieten ist das Totalversagen von Gebäuden kaum bekannt. Die wirtschaftlichen Schäden sind allerdings immens. So hat allein das Beben am 13. April 1992 in der Nähe von Aachen (Roermonder Erdbeben) einen Schaden von ca. 40 Mio. € verursacht.

Vielen Planern und Bauherren ist nicht bewusst, dass Holzbauten aufgrund ihres geringen Eigengewichtes und der Vielzahl mechanisch duktiler Verbindungen einen sehr guten Erdbebenschutz bieten. Erfahrungen, insbesondere aus den USA und Japan, haben gezeigt, dass an erdbebengerecht ausgebildeten und ausgeführten Holzgebäuden die wenigsten Todesopfer und die geringsten Schäden zu verzeichnen sind.

Voraussetzung für einen erdbebensicheren Holzbau aber ist eine sorgfältige konstruktive Planung. Unter Berücksichtigung der Duktilität und der Schwingdauer von Holzgebäuden infolge der kleinen Masse, sind diese hervorragend geeignet, um in Erdbebengebieten eingesetzt zu werden. Dieser Vorteil des Leichtbaustoffes Holz birgt erhebliche Chancen für die Holzbauindustrie.

Nachweis der Erdbebensicherheit von Holzgebäuden

Entwicklung der Erdbebennormung

Zur Sicherstellung der Standsicherheit und ggf. der Gebrauchstauglichkeit von Gebäuden im Erdbebenfall müssen Gebäude erdbebensicher entworfen, berechnet und konstruiert werden. Dies regelt DIN 4149:2005 „Bauten in deutschen Erdbebengebieten - Lastannahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten“ [2].

Sechs Jahre nach dem Beben von Euskirchen wurde im Jahre 1951 erstmalig eine Erdbebennorm eingeführt (DIN 4149:1957), sie umfasste 6 Seiten. Bei der seismischen Bemessung wurde aus heutiger Sicht fälschlicherweise von einem absolut starren Bauwerk ausgegangen. Weitere Erdbeben auf der Schwäbischen Alb veranlassten die Überarbeitung der Norm und so wurde 1981 DIN 4149:1981 herausgegeben. Die bauaufsichtliche Einführung folgte allerdings erst im Jahre 1998. Diese Norm basiert auf dem heute noch angewandten „Dynamischen Bemessungskonzept des Antwortspektrenverfahrens“.

Im Jahr 2005 wurde eine komplett überarbeitete DIN 4149:2005 eingeführt und in allen betroffenen Bundesländern ohne Übergangsregelung bauaufsichtlich eingeführt. Wegen des probabilistischen Sicherheitskonzeptes der neuen Normengeneration, welches auch in DIN 4149:2005 verankert ist, können die entsprechenden Regelungen nur in Verbindung mit der Holzbaunorm 1052:2008 angewandt werden.

DIN 4149:2005 hat einen Umfang von 82 Seiten mit vielen konstruktiven Regeln für die Ausführungen in den verschiedenen Materialien Beton, Stahl und Holz, wobei die Regelungen für den Holzbau den geringsten Umfang haben und lediglich 6 Seiten umfassen.

Im Holzbau ist DIN 1052:2008 [3], neben dem Eurocode 5 [4], die für den Planer gültige Bemessungsgrundlage. Für die Einwirkungen gilt DIN 1055-100 [5].

3 Grundlagen

Entstehung von Erdbeben

Erdbeben sind natürliche und messbare Erschütterungen der Erdoberfläche. Diese Erschütterungen sind dynamische Prozesse und entstehen durch Faltungsvorgänge und Verschiebungen großer Bruchschollen (Platten) innerhalb der Erdkruste. Die Erdkruste ist die äußere, feste Schicht der Erde, die auf dem zäh-plastischen Erdmantel ruht und aus einem Mosaik einzelner Kontinentalplatten besteht. Sie hat etwa eine Dicke von 5 bis 70 km. Die Platten bewegen sich aufeinander zu, voneinander weg oder aneinander vorbei.

Bei den Verschiebungen der Platten entstehen vor allem an den Plattenrändern große Spannungen. Bei Überschreitung der Bruchfestigkeit des Gesteins kommt es zu ruckartigen Bewegungen und einem Spannungsabbau. Die Größe der Auswirkungen von Erdbeben wird durch das Maß der freigesetzten Energie beim Entspannungsvorgang zwischen den Platten bestimmt. Diese tektonischen Vorgänge sind die Hauptursache für Beben. Seismische Erschütterungen können aber auch durch das Aufsteigen von Magma (Vulkanismus), durch den Einsturz von Hohlräumen (Gebirgsschläge, Bergbau), oder die Veränderungen von Druckverhältnissen (z.B. Erdgasförderung) entstehen.

Seismologische Grundbegriffe

Die zentralen und verursachenden Stellen von tektonischen Erdbeben liegen in der Regel bei vertikalen, geneigten oder horizontalen Bruchflächen (Herdflächen) zwischen zwei Platten, auch als Verwerfung bezeichnet. Dort, wo infolge von Bruchvorgängen Energie freigesetzt wird, befindet sich das Hypozentrum bzw. der Erdbebenherd. Der Ort auf der Erdoberfläche, senkrecht über dem Hypozentrum, wird als Epizentrum bezeichnet.

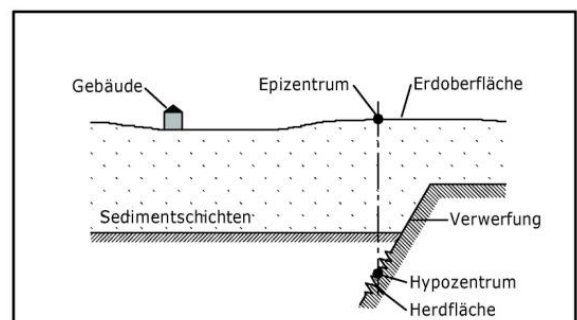


Bild 3 Diverse seismologische Begriffe [7]

Nachweis der Erdbebensicherheit von Holzgebäuden

Unebene Bruchflächen können Ausmaße von wenigen Metern bis einigen 100 km haben. Die plötzliche Verschiebung beginnt meist an vorhandenen Bruchflächen. Die schlagartig freiwerdende Verformungsenergie versetzt die benachbarten Gesteinsmassen in Schwingungen.

Diese Schwingungen breiten sich in Form von seismischen Wellen aus. Bevor diese Wellen die Erdoberfläche erreichen, werden sie reflektiert und gebrochen.

Um das Hypozentrum anstehende Gesteinsmassen bilden das Übertragungsmedium für die Wellen. Die Eigenschaften dieses Mediums bestimmen die Beschleunigung der Schwingungen. In Bild 4 sind die verschiedenen Wellenarten dargestellt. Die Ausbreitungsgeschwindigkeit der Wellen beträgt bis zu 13 km/s.

Raumwellen

Primärwellen

(Kompressions-Dilatationswellen, bzw. Longitudinalwellen)

Sekundärwellen

(Scherwellen bzw. Transversalwellen)

Oberflächenwellen

(nur an der Erdoberfläche)

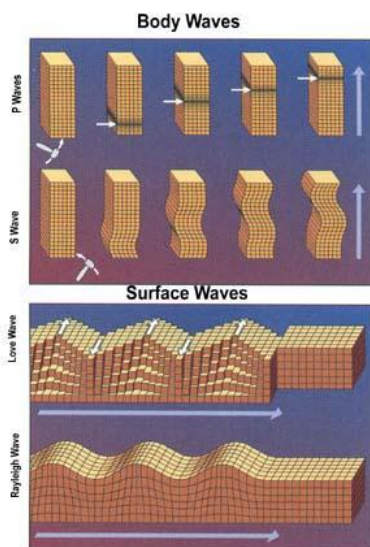


Bild 4 Definition unterschiedlicher Erdbebenwellen [8]

Während eines Erdbebens wird das Bauwerk durch die Bewegungen des Baugrunds infolge der Wellen in Schwingung versetzt. Die Schwingung ist abhängig von Masse, Steifigkeit und Dämpfung des Systems sowie von der Charakteristik der Erregung.

Aufgabe einer Erdbebenerrechnung ist es, nachzuweisen, dass ein Bauwerk ausreichend sicher auf ein Bemessungserdbeben reagiert.

Statisches Ersatzsystem eines Gebäudes

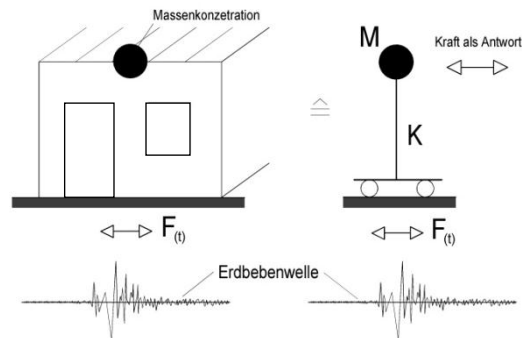


Bild 5 Idealisierung eines eingeschossigen Gebäudes als Einmassenschwinger

Mit: M = mitschwingende Masse

K = Systemsteifigkeit

f = Eigenfrequenz mit $f = 1/T$

T = Schwingdauer

In der Erdbebenerrechnung wird vereinfachend für einen Ein- oder Mehrmassenschwinger eine statische Ersatzkraft in jeder der beiden Hauptrichtungen ermittelt. Die maßgebenden Parameter sind, neben der *Steifigkeit* und der *Masse* des Gebäudes, die *Grundbeschleunigung* a_g und *Untergrundverhältnisse*.

Geologische Untergrundverhältnisse

Von maßgeblicher Bedeutung für die Intensität der Wellen ist der Aufbau des Untergrundes. Daher gibt DIN 4149:2005 in Abhängigkeit der örtlich anstehenden Baugrundverhältnisse (bis ca. 20 m Tiefe) und des geologischen Untergrundes einen Untergrundparameter S an, welcher mit der *Bodenbeschleunigung* a_g (siehe Tabelle 2) und dem *Bedeutungsbeiwert* γ_I (siehe Tabelle 3) multipliziert wird.

Es werden 3 Baugrundklassen (A, B, C) unterschieden. Baugrundklasse A ist z. B. ein Festgestein mit hoher Festigkeit, Baugrundklasse B z.B. ein Lockergestein in fester Konsistenz und Baugrundklasse C z. B. ein bindiger Boden. Die Baugrundklassen werden vom Bodengutachter angegeben.

Beim geologischen Untergrund werden die Klassen R, S, T unterschieden.

In Untergrundklasse R (engl.: rock) werden Gebiete mit felsartigem Gesteinsuntergrund eingeordnet. Untergrundklasse S beinhaltet Gebiete tiefer Beckenstrukturen mit mächtiger Sedimentfüllung (engl.: sediment basin).

Nachweis der Erdbebensicherheit von Holzgebäuden

Die Übergangsbereiche zwischen Untergrundklasse R und S werden in die Untergrundklasse T (engl.: transition) eingeordnet.

Zur Festlegung von Untergrundklassen kann auf die Angaben der geologischen Landesämter zurückgegriffen werden.

Aus dem Baugrund und den geologischen Untergrund kann nach DIN 4149:2005 direkt ein Bodenparameter S ermittelt werden, mit dem die ermittelten Erdbebenersatzlasten multipliziert werden (siehe Tabelle 1).

Tabelle 1 Untergrundparameter nach DIN 4149:2005

Untergrundtyp	S (Parameter)
A – R	1,00
B – R	1,25
C – R	1,50
B – T	1,00
C – T	1,25
C – S	0,75

Bodenbeschleunigung

Auf neuere Forschungen begründet, wurden die Erdbebenzonen der Bundesrepublik Deutschland in der DIN 4149:2005 neu definiert.

Die geographische Lage der einzelnen Zonen ist der Erdbebenkarte zu entnehmen (siehe Bild 6).

Jeder Erdbebenzone wird als Einwirkungsparameter ein Bemessungswert der Bodenbeschleunigung a_g zugeordnet. Für Zone 0 ist keine Bodenbeschleunigung angegeben, d.h. in dieser Zone ist zwar kein rechnerischer Nachweis erforderlich, jedoch müssen auch die Gebäude in dieser Zone durch konstruktive Maßnahmen erdbebengerecht ausgelegt werden.

Tabelle 2 Erdbebenzonen und Bemessungswert der Bodenbeschleunigung a_g

Erdbebenzone	Bemessungswert der Bodenbeschleunigung a_g in m/s^2
0	-
1	0,4
2	0,6
3	0,8

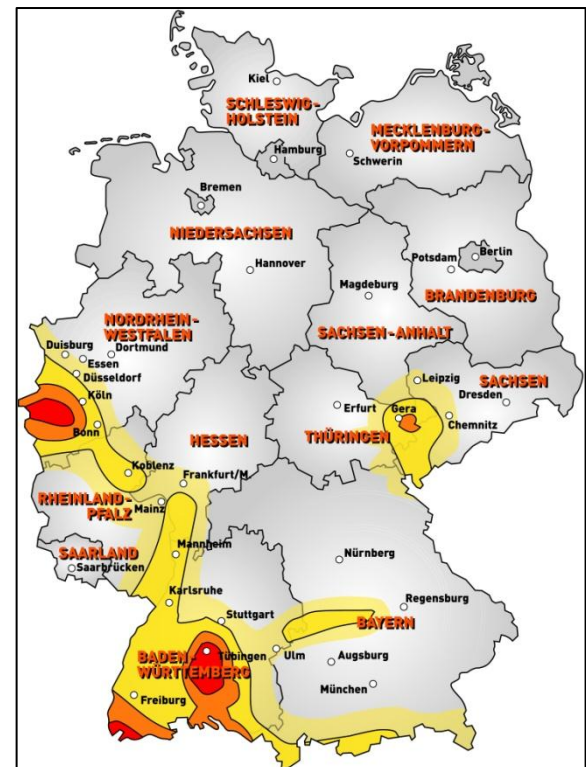


Bild 6 Erdbebenzonenkarte Deutschland nach DIN 4149:2005 [Quelle: Fermacell GmbH, Duisburg]



Nachweis der Erdbebensicherheit von Holzgebäuden

Bedeutungskategorien

Unterschiedlichen Gebäuden wird je nach Schutzbedürftigkeit und Nutzung ein Bedeutungsbeiwert γ_I zugeordnet.

Der Erdbebennachweis und somit die Bemessung wird für den Katastrophenfall durchgeführt und somit mit dem Ziel des Schutzes der in den Gebäuden lebenden Menschen. Das heißt aber auch, dass die Gebrauchstauglichkeit der Gebäude bei einem tatsächlich auftretenden Erdbeben stark eingeschränkt werden kann.

In Tabelle 3 sind die unterschiedlichen Bedeutungskategorien mit den zugehörigen Bedeutungsbeiwerten dargestellt.

Tabelle 3 Bedeutungskategorie von Gebäuden aus [1], Tabelle 3

Bedeutungskategorie	Beispiele	Bedeutungsbeiwert γ_I
I	Landwirtschaftliche Bauten	0,8
II	Wohngebäude	1,0
III	Verwaltungsgebäude, große Wohnanlagen, Schulen, Versammlungshallen, Kaufhäuser	1,2
IV	Krankenhäuser, Feuerwehrhäuser, usw.	1,4

Antwortspektrum

Ein elastisches Antwortspektrum ist die Darstellung der maximalen Beschleunigungsantwort, die für eine Vielzahl von Einmassenschwingern mit unterschiedlichen Eigenfrequenzen für verschiedene Untergrundverhältnisse und eine wirklichkeitsnahe Erdbeeinwirkung ermittelt wurde (siehe Bild 7). Der Bezug zum realen Bauwerk erfolgt über die Eigenfrequenz bzw. die Grundschwingungsdauer. Hieraus kann die Bemessungsbeschleunigung berechnet bzw. abgelesen werden. Die Bemessungsbeschleunigung S_e wird für das horizontale Plateau aus dem Produkt der Grundbeschleunigung a_g , dem Bodenparameter S , dem Bedeutungsfaktor γ_I , einem Dämpfungskorrekturbeiwert η sowie einem Verstärkungsbeiwert β_0 ermittelt.

$$S_e = a_g \cdot S \cdot \gamma_I \cdot \eta \cdot \beta_0$$

(gilt für das horizontale Plateau)

Die aus der Bodenbewegung auf das Bauwerk wirkende Bemessungsbeschleunigung wird aus dem Produkt Masse mal Beschleunigung als „statische Erdbebenersatzkraft“ berechnet:

$$F_b = S_e(T) \cdot M \cdot \lambda$$

Mit: F_b = Erdbebenersatzkraft

$S_e(T)$ = Bemessungsbeschleunigung

M = mitschwingende Masse

λ = 0,85 bei ≥ 3 Geschossen

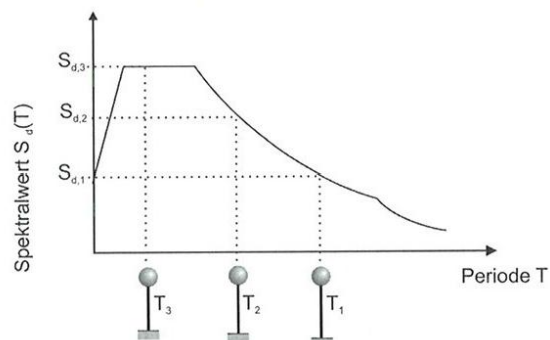


Bild 7 Prinzipdarstellung eines Antwortspektrums

Das vereinfachte Antwortspektrenverfahren, bei dem nur die erste Eigenform berücksichtigt wird, darf nur bei regelmäßigen Tragwerken angewendet werden. Bei im Aufriss unregelmäßigen Systemen sind die Verhaltensbeiwerte für die Duktilitätsklassen nach DIN 4149:2005 §10.2 um 20 % abzumindern.

Nachweis der Erdbebensicherheit von Holzgebäuden

Stark unregelmäßige Bauwerke sind z. B. nur mit räumlichen Berechnungen unter Berücksichtigung der Modalanalyse zu erfassen. Bei der Berechnung nach dem multimodalen Antwortspektrenverfahren unter Ansatz mehrerer Schwingungsformen und modaler Massen sind die resultierenden Schnittkräfte im Allgemeinen etwas günstiger. Im Rahmen dieser Broschüre wird nur das „vereinfachte Antwortspektrenverfahren“ behandelt, bei dem nur die erste Eigenfrequenz berücksichtigt wird. Die grundlegende Darstellung ist jedoch unabhängig von der Art der Berechnung.

Tabelle 4 Kriterien für die Anwendung unterschiedlicher Berechnungsverfahren

Regelmäßig		Zulässige Vereinfachung	
Grundriss	Aufriss	Modell	Berechnung
Ja	Ja	eben	Vereinfachtes Antwortspektrenverfahren
Ja	Nein	eben	Multimodales Antwortspektrenverfahren
Nein	Nein	räumlich	Multimodales Antwortspektrenverfahren

Die Form des Antwortspektrums hängt wesentlich von den Untergrundverhältnissen ab. DIN 4149:2005 definiert entsprechende Parameter. Bild 8 zeigt verschiedene Antwortspektren für die Erdbebenzone III mit einer Bodenbeschleunigung von $a_g=0,8 \text{ m/s}^2$ in Abhängigkeit von den Untergrundverhältnissen.

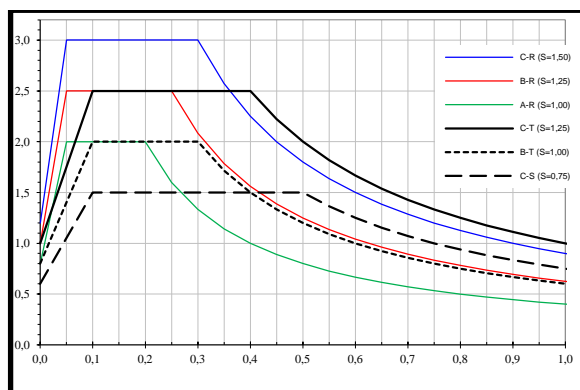


Bild 8 Horizontale Antwortspektren für Erdbebenzone III in Abhängigkeit von den Untergrundverhältnissen

$$S_e(T) = a_g \cdot \gamma_I \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\beta_0 \cdot \eta - 1) \right]$$

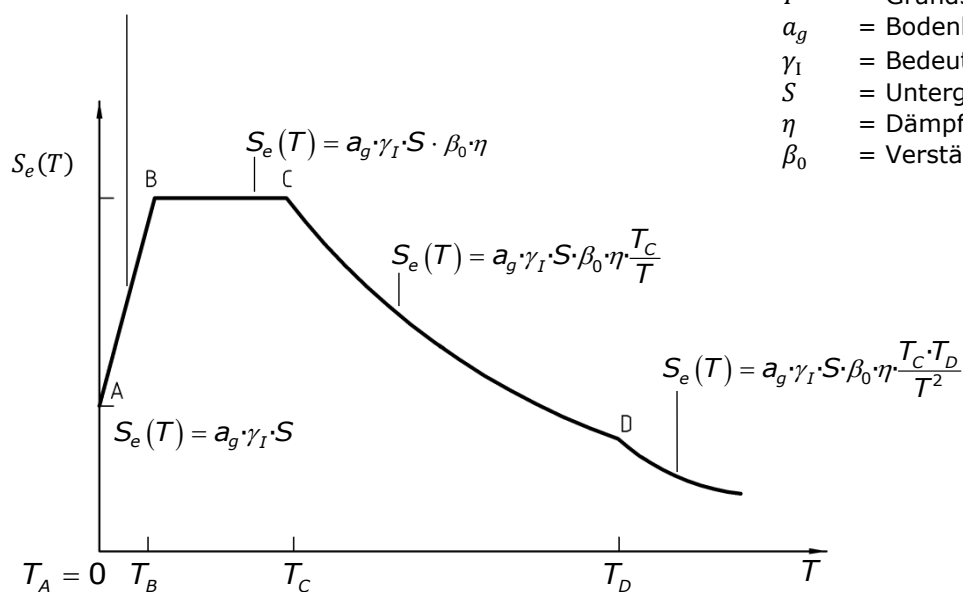


Bild 9 Horizontales Antwortspektrum (tabellarisch)

Legende:

- $S_e(T)$ = Bemessungsbeschleunigung
- T = Grundschnitzzeit
- a_g = Bodenbeschleunigung
- γ_I = Bedeutungsbeiwert
- S = Untergrundparameter
- η = Dämpfungskorrekturbeiwert
- β_0 = Verstärkungsbeiwert

Nachweis der Erdbebensicherheit von Holzgebäuden

Duktilitätsklassen / Dissipation

Primäres Ziel einer Erdbebenbemessung ist der Schutz von Menschenleben. Die bei einem Erdbeben auftretenden Horizontalkräfte, die auf ein Gebäude einwirken, sind in vielen Fällen größer als der statische Widerstand der aussteifenden Bauelemente, die sich aus einer linear-elastischen Berechnung ergeben.

Im Bemessungslastfall Erdbeben kann bei einer höheren Duktilität der aussteifenden Elemente davon ausgegangen werden, dass ein Teil der auftretenden Erdbebenenergie durch plastische Verformung der stiftförmigen Verbindungsmittel vernichtet wird. Durch diese Energiedissipation ist die Gebrauchstauglichkeit des Gebäudes unter Umständen mehr oder weniger eingeschränkt, jedoch ist die Standsicherheit des Gebäudes weiterhin gegeben. Vereinfacht ausgedrückt heißt das, je mehr Energie durch Verformung der Verbindungsmittel vernichtet werden kann, desto kleiner sind die rechnerisch anzusetzenden Erdbebenlasten.

Aus dieser Möglichkeit, mehr oder weniger Bewegungsenergie zu vernichten, werden in der Norm DIN 4149:2005 sogenannte Duktilitätsklassen angegeben. Je höher die Duktilitätsklasse, desto mehr Energie kann umgewandelt werden. Den einzelnen Duktilitätsklassen werden so genannte Verhaltensbeiwerte q zugeordnet, mit denen die Erdbebenkräfte reduziert werden dürfen. (siehe Tabelle 5). Bei den in der Tabelle angegebenen Verhaltensbeiwerten handelt es sich um maximal zulässige Werte. Bei allen Holzbauten darf ohne weiteren Nachweis immer mindestens die Duktilitätsklasse 1 mit einem Verhaltensbeiwert q von 1,5 angesetzt werden.

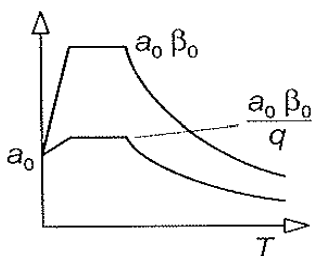
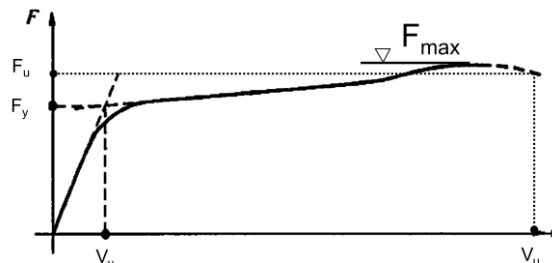


Bild 11 Abminderung des elastischen Antwortspektrums durch den Verhaltensbeiwert q

Die Duktilität kann in Anlehnung an die DIN EN 12512 als Verhältnis der maximal möglichen Verformung und elastischer Verformung betrachtet werden.

$$\mu = u_{ges} / u_{el}$$



$$\Rightarrow D = \frac{V_u}{V_y}$$

Bild 10 Duktilität eines stiftförmigen Verbindungsmittels nach DIN EN 12512

Die Reduzierung der Erdbebenkräfte darf jedoch nur mit dem tatsächlich vorhandenen Verhaltensbeiwert, der in Abhängigkeit der Ausnutzung der Verbindungsmittel ermittelt wird, erfolgen.

Ist zum Beispiel das Verbindungsmittel bei einer Holztafelwand nur zu 75% ausgelastet ($S_{v,0,d} / f_{v,0,d} = 0,75$), so beträgt der vorhandene Verhaltensbeiwert:

$$q_{eff} = 4,0 \cdot 0,75 = 3,0$$

Allgemein ist demnach immer anzusetzen

$$q_{eff} = \eta \cdot q_{max}$$

Mit: η = Ausnutzungsgrad

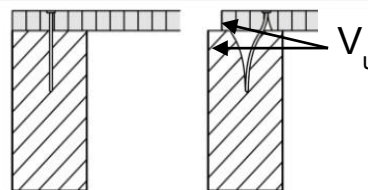


Bild 12 Verbund von Rippe und Beplankung mit stiftförmigen Verbindungsmitteln und möglichen großen plastischen Verformungen

Bei der Bemessung von aussteifenden Holztafeln, müssen aufgrund der Dissipation immer die Verbindungsmittel maßgebend sein.

In den Erdbebenzonen 2 und 3 sowie in den Duktilitätsklassen 2 und 3 sind nach der DIN 4149:2005 bestimmte konstruktive Regeln einzuhalten, z.B. sind Mindestbeplankungsdicken und maximale Verbindungsmitteldurchmesser in Holztafelwänden geregelt.

Nachweis der Erdbebensicherheit von Holzgebäuden



Bild 13 Duktiles Bauteilverhalten von stiftförmigen Verbindungsmitteln [Fotos: Fermacell GmbH, Duisburg]

Bei Ansatz der Duktilitätsklassen 2 und 3 muss weiterhin durch eine **Kapazitätsbemessung** sichergestellt werden, dass die Energiedissipation an den ausgewählten Aussteifungselementen erfolgt. Die angrenzenden Bauteile müssen dementsprechend mit einer Überkapazität bemessen werden.

Dies gilt z.B. für den Anschluss der aussteifenden Decken an die Wände und insbesondere für angrenzende stabilitätsgefährdete Bauteile. In der Schweizer Erdbebennorm (SIA 261) wird für die Überfestigkeit mindestens ein Faktor von 1,20 vorgeschlagen.

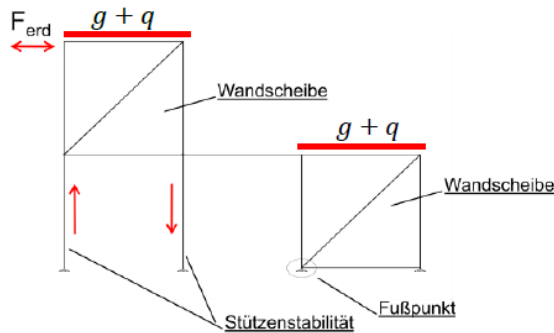


Bild 14 Statisches System zweier Wandscheiben

Die in Bild 14 dargestellten Stützen z.B. sind für die folgende Belastung F_{max} zu bemessen.

$$F_{max} = F_{G+Q} + \frac{F_{erd}}{q_{vorh}} \cdot \eta \geq 1,20$$

Für die im Aufriss unregelmäßige Gebäude sind die Verhaltensbeiwerte q in der Duktilitätsklasse 2 und 3 um 20% ab zu mindern.

Für Duktilitätsklasse 2 und 3 lassen sich zusammenfassend folgende Empfehlungen ableiten:

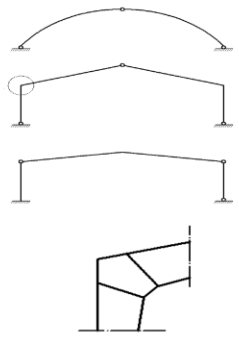
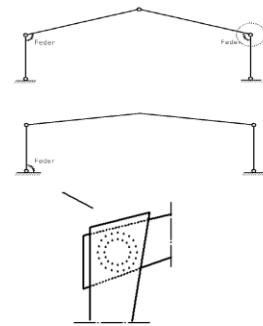
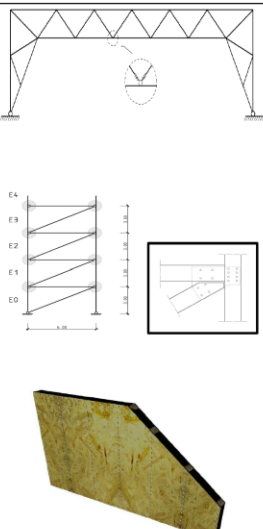
1. An die Verbindungen anschließende, vor allem stabilitätsgefährdete Bauteile sind immer um mindestens 20% „über zu bemessen“
2. Die Verankerungen an steife Bauteile, z. B. Stahlbeton, sind zurzeit mit einem Verhaltensbeiwert von maximal $q = 1,5$ zu bemessen.
3. Die Reduzierung der Schnittkräfte sollte immer mit dem tatsächlich vorhandenen Verhaltensbeiwert q_{eff} erfolgen.



Bild 15 OSB-Beplankung an einem Rohbau für ein Bürogebäude [Foto: EGGGER, Wismar]

Nachweis der Erdbebensicherheit von Holzgebäuden

Tabelle 5 Duktilitätsklassen und dazugehörige Verhaltensbeiwerte in Abhängigkeit verschiedener statischer Systeme nach DIN 4149:2005¹⁾

Duktilitätsklasse	Duktilität	max. Verhaltensbeiwert q	Zuordnung	Beispiele
1	klein	$q = 1,5$	Keine nachgiebigen Verbindungen	<ul style="list-style-type: none"> • Dreigelenkbögen mit Keilzinkenstößen in den Rahmenecken • Stützen-Binder-Tragwerke mit starr eingespannten Stützenfüßen • Bogentragwerke 
2	mittel	$q = 2,5$	Mittleres Energie-dissipationsvermögen	<ul style="list-style-type: none"> • Stützen-Binder-Tragwerke mit halbstarren (mittels Dübelverbindungen) eingespannte Stützen • Zwei- und Dreigelenkrahmen mit Dübelverbindungen in den Rahmenecken • Geklebte Holztafeln die untereinander aber mit mechanischen Verbindungsmitteln verbunden sind 
3	groß	$q = 4,0$	Tragwerke mit vielen gleichmäßig verteilten dissipativen Bereichen	<ul style="list-style-type: none"> • Rahmen und Stützen-Binder-Tragwerke mit Dübelverbindungen zwischen allen Bauteilen • Skelettbauten mit mechanischen Verbindungsmittel in den Knotenpunkten und/oder Stahlzugdiagonalen als Horizontalaussteifung • Holztafelbauten, bei denen der Anschluss von Beplankung und Rippen sowie der der einzelnen Tafeln untereinander ausschließlich mit mechanischen Verbindungsmitteln erfolgt 

Weitere, in der Tabelle nicht enthaltene Tragwerke, sind ingenieurmäßig in die entsprechende Duktilitätsklasse einzustufen.

1) Gipsfaserplatten von Fermacell haben eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung (Z-9.1-434) und dürfen in die Duktilitätsklasse 2 mit einem maximalen Verhaltensbeiwert von $q=2,5$ eingestuft werden.

4 Tragwerksentwurf und konstruktive Regeln

Konstruktive Regeln

Erdbebensicheres Bauen ist eine Herausforderung für das gesamte Planungsteam. Nur wenn Architekten und Ingenieure von Anfang an zusammenarbeiten, kann ein Gebäude erdbebengerecht entworfen und konstruiert werden. Ein ungünstiger Entwurf lässt sich oft nur durch eine aufwendige Berechnung und Tragwerksbemessung des Statikers „gesund rechnen“ und hat meist intensive konstruktive Maßnahmen zur Folge, die letztendlich zu unnötigen Kosten führen.

In Bild 16 sind die wichtigsten Entwurfsgrundsätze zusammengefasst. Diese werden in Kapitel 4.2 der DIN 4149:2005 formuliert.

Aus Form und Abmessungen des Gebäudes, ggf. aus der Belastungsverteilung ergeben sich die Erdbebenbeanspruchungen.

Die Wahl des Tragwerks bestimmt, in welcher Weise die Erdbebenlasten durch die aussteifenden Bauteile abgetragen werden. Aber auch durch die Wahl und Konstruktion der nicht tragenden Bauteile wird das Verhalten des Bauwerks im Erdbebenfall beeinflusst.

Die Entwurfsanforderungen zielen in erster Linie darauf ab, ein möglichst regelmäßiges Bauwerk zu erhalten.

Die Regelmäßigkeit des Bauwerks ist gegeben, wenn die Masse und Steifigkeit sowohl im Grundriss als auch im Aufriss gleichmäßig verteilt sind und die Massen- und Steifigkeitsmittelpunkte annähernd übereinstimmen (siehe Bild 17).

Dadurch werden ungünstige Schwingungsformen wie z.B. Torsionsschwingungen minimiert.

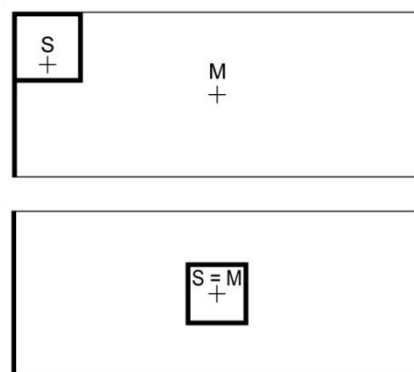


Bild 17 Ungünstige bzw. günstige Lage von Massen- und Steifigkeitsschwerpunkt

Grundrisse wie in der oberen Darstellung des Bildes 16 können mit dem vereinfachten Antwortspektrum nicht berechnet werden, da die auftretenden Rotationsschwingungen genauere Berechnungen erfordert.

DIN 4149:2005 nennt folgende Konstruktionsmaßnahmen für einen erdbebengerechten Entwurf in §4.2.

Bild 16 Günstige bzw. ungünstige Grund- und Aufrisse bei Erdbebeneinwirkung

ungünstig		günstig
	Grundriss Einfach, gedungen und kompakt. Andernfalls Trennung durch Fugen oder Verstärkung durch zusätzliche Aussteifungselemente.	
	Aufriss Schlankheit und Massenkonzentrationen beachten! Unterschiedliche Höhen führen zu exzentrischen Belastungen	

Nachweis der Erdbebensicherheit von Holzgebäuden

Fugen

Eine im Grundriss für das Erdbebenverhalten ungünstige Gebäudeform kann durch die Anordnung von Fugen aufgeteilt werden. Eine besondere Aufmerksamkeit muss dabei aber der Größe der Fugen geschenkt werden, da ein „Zusammenstoßen“ der neuen, getrennten Tragwerke zu vermeiden ist.

Maßgebend für die Dimensionierung seismischer Fugen ist die durch das Erdbeben verursachte Horizontalverschiebung. Dabei sind neben den elastischen auch die plastischen Anteile der Verformung zu berücksichtigen. Dies kann vereinfacht mit Hilfe des Verhaltensbeiwertes und der elastischen Verformung geschehen.

$$u_d > q \cdot u_{el}$$

Fundamente

Eine fachgerecht konzipierte und ausgebildete Gründung sorgt für die Ableitung der Erdbebenkräfte in den Baugrund. Günstig für das Erdbebenverhalten sind steife Untergeschosse aus Stahlbeton. Einheitliche Gründungen (z.B. Fundamentplatten) sind grundsätzlich gegenüber Mischformen (Einzelfundamente oder Streifen- und Plattenfundamente kombiniert) vorzuziehen. Einzelfundamente sind grundsätzlich zug- und druckfest und z.B. durch Zerrbalken oder eine konstruktive Sohlplatte zu verbinden.

Die Verankerung von Holzbauwerken auf der Fundamenten oder den massiven Untergeschossen ist sorgfältig zu planen. Dort treten meist zyklische Wechselbeanspruchungen auf. Falls Zugkräfte nicht durch die ständigen Lasten überdrückt werden, sind vertikale Verbindungen stets für Druck und Zug zu bemessen.

Ist die Steifigkeit des Untergeschosses fünfmal [DIN 4149:2005 §7.1 (1)] größer als die der Obergeschosse, so kann dieses als starr angenommen werden.

5 Ermittlung von statischen Ersatzlasten

Erdbebeneinwirkung

Die horizontale Erdbebeneratzkraft ermittelt sich aus dem Antwortspektrum wie folgt:

$$F_b = S_e(T) \cdot M \cdot \lambda$$

Mit: F_b = Erdbebeneratzkraft

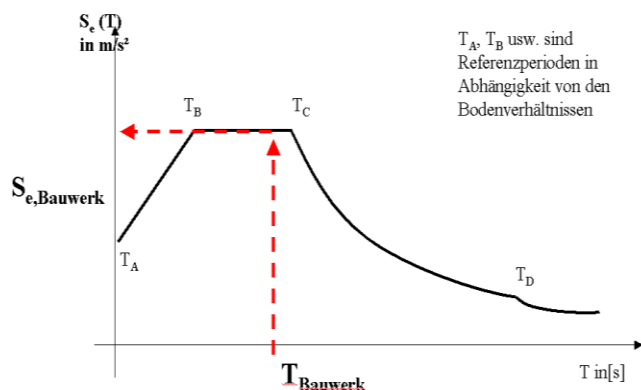
$S_e(T)$ = Bemessungsbeschleunigung

M = Mitschwingende Masse

λ = 0,85 bei ≥ 3 Geschossen

Die Bemessungsbeschleunigung kann - auf der sicheren Seite liegend - mit dem Maximalwert des Antwortspektrums dem so genannten „Plateauwert“ erfolgen. Dies erspart aufwendigere Berechnungen der Grundschwingdauer, mit der allerdings ggf. eine wirtschaftlichere Bemessung möglich wäre.

Für den Bereich $T_B - T_C$ im Antwortspektrum, dem Plateau errechnet sich die Bemessungsbeschleunigung $S_e(T)$ aus:



$$S_e(T) = a_g \cdot \gamma_I \cdot S \cdot \eta \cdot \beta_0$$

Mit: a_g = Bodenbeschleunigung

γ_I = Bedeutungsbeiwert

S = Untergrundparameter

η = Dämpfungskorrekturbeiwert

β_0 = Verstärkungsbeiwert

Bild 18 Bemessungsbeschleunigung

Der Nachweis der Tragfähigkeit erfolgt nach dem semiprobabilistischen Teilsicherheitskonzept. Für die Ermittlung der Einwirkungen gelten die Kombinationsregeln der DIN 1055-100 für den Lastfall Erdbeben.

Nachweis der Erdbebensicherheit von Holzgebäuden

Dabei werden für die Einwirkungen aus Eigengewicht die 1,0-fachen Werte, und für die Einwirkungen aus Verkehrslasten die ω_2 -fachen Werte angesetzt. Dies berücksichtigt die quasi-ständigen Lasten.

Diese können nach DIN 4149:2004 für bestimmte Nutzlasten in Abhängigkeit von der Nutzung weiter mit einem Faktor φ abgemindert werden, d. h.:

$$\psi_E = \varphi \cdot \psi_2$$

Die Kombinationsbeiwerte ψ_2 berücksichtigen die Wahrscheinlichkeit, dass die veränderlichen Lasten bei einem Erdbeben nicht in voller Größe vorhanden sind.

Tabelle 6 Reduzierung der Nutzlasten, Auszug aus DIN 4149:2005, Tabelle 6

Nutzung Büro und Wohngebäude z.B.	Lage	φ
Nutzlasten: Alle Geschosse sind unabhängig voneinander genutzt	oberstes Geschoss	1,0
	andere Geschosse	0,5
Nutzlasten: Mehrere Geschosse haben eine in Beziehung stehende Nutzung	oberstes Geschoss	1,0
	andere Geschosse	0,7

Gemäß DIN 1055-100 muss die Schneelast unter 1000m üNN nicht angesetzt werden ($\psi_2=0$), jedoch schreiben die betroffenen Bundesländer in Ministerialblättern vor, die Schneelast anteilig mit 50% ($\psi_E=0,5$) zu berücksichtigen.

Windlasten sind beim Nachweis der Erdbebensicherheit nicht zu berücksichtigen. Horizontallasten aus Imperfektionen sind strenggenommen anzusetzen. Allerdings ist ihr Anteil an der gesamten horizontalen Einwirkung beim Erdbebennachweis eher gering.

Die Masse M zur Berechnung der Erdbebeneratzkraft wird, unter Berücksichtigung aller Vertikallasten, mit folgender Kombination ermittelt:

$$\sum G_K \oplus \sum \psi_E \cdot Q_K \oplus \psi_E \cdot S_K$$

Die Schnittgrößen für die Bemessung werden wie folgt ermittelt:

$$E_d = E \left\{ \sum G_K \oplus 1,0 \cdot A_{Ed} \oplus \sum \psi_2 \cdot Q_K \oplus \psi_2 \cdot S_K \right\}$$

Mit: E_d = Bemessungswert der jeweiligen Schnittgröße in der Erdbebembemessungssituation

G_K = Ständige Lasten

A_{Ed} = Erdbebeneinwirkung

Q_K = Veränderliche Lasten

S_K = Schneelast

Der Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit lautet:

$$E_d \leq R_d$$

Mit: $R_d = k_{mod} \cdot R_K / \gamma_m$

R_k, R_d = Beanspruchbarkeit

γ_m = 1,3 im Holzbau

γ_m = 1,0 für Verbindungsmittel bei Stahlversagen (es bilden sich zwei Fließgelenke aus)

k_{mod} = 1,1 (KLED=sehr kurz; NKL1)

6 Vergleich Erdbebenlasten mit Windlasten

Vergleicht man die Horizontalkräfte infolge eines Erdbebens ($q=1,0$) mit denen aus dem Lastfall Wind und kommt zum Ergebnis, dass diese geringer sind, so kann der Tragsicherheitsnachweis für den Lastfall Erdbeben entfallen. Der Vergleich hat jeweils für beide Hauptrichtungen zu erfolgen.

$$\gamma_E \cdot A_{E,k} < \gamma_q \cdot W_k$$

Mit: $\gamma_q = 1,5$ für Windlasten

$\gamma_E = 1,0$ für Erdbebenlast

Da sich die K_{mod} -Werte für Wind- und Erdbebenlasten unterscheiden, kann der Vergleich genaugenommen sogar lauten:

$$K_{mod} \cdot \gamma_E \cdot A_{E,k} < K_{mod,\omega} \cdot \gamma_Q \cdot W_k$$

$$A_{E,k} < 1,5 \cdot W_k \cdot \frac{1,1}{0,9}$$

$$A_{E,k} < 1,83 \cdot W_k$$

Nachweis der Erdbebensicherheit von Holzgebäuden

Mit: $K_{mod} = 0,9$ für Windlastfall

$K_{mod} = 1,1$ für Erdbebenlastfall
(Für Nutzungsklasse 1!)

Es ist zu beachten, dass auch, wenn die Gesamterdbebenkraft kleiner ist als die Gesamtwindkraft, der Lastfall Erdbeben maßgebend werden kann. Es unterscheiden sich die Form und somit der Hebelarm der Resultierenden, so dass die Momentenbeanspruchung für den Erdbebenlastfall größer ist. Ein Vergleich Momentenbeanspruchung und nicht der Einwirkungen ist daher empfehlenswert (siehe Bild 18).

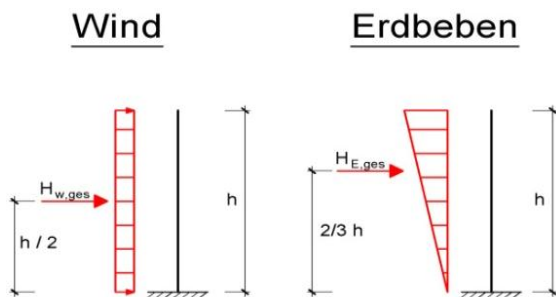


Bild 19 Vergleich Windlast zu Erdbebenersatzlast

Gebäude ohne rechnerischen Nachweis – DIN 4149 Tabelle 8

Unter der Voraussetzung, einer erdbebenge-rechten Konstruktion ist ein rechnerischer Nachweis nach DIN 4149 nicht erforderlich, wenn zusätzlich die Bedingungen nach DIN 4149 Tabelle 8 eingehalten sind. Hier ist abhängig von der Erdbebenzone und der Bedeutungskategorie die Anzahl der Vollgeschosse begrenzt (siehe Tabelle 7).

Tabelle 7 Bedeutungskategorie und zulässige Anzahl der Vollgeschosse für Hochbauten ohne rechnerischen Standsicherheitsnachweis aus DIN 4149 Tabelle 8

Erdbebenzone	Bedeutungskategorie	Max. Anzahl von Vollgeschossen
1	I bis III	4
2	I und II	3
3	I und II	2

Da aber Konstruktionsregeln für den Entfall eines rechnerischen Nachweises im Holzbau zur Zeit nicht vorhanden sind, wird empfohlen, zumindest in der Erdbebenzone III und bei ungünstigen Bodenparametern, nicht auf den rechnerischen Nachweis zu verzichten. Dies verdeutlicht nachfolgende Studie.

Parameterstudie

Bild 20 zeigt für ein typisches Holzhaus mit den Abmessungen 10 m x 12 m und ein Haus mit einem länglichen Grundriss 6 m x 18 m jeweils die Wind- und die Erdbebenkraft (Platteauwert) als Balkendiagramm.

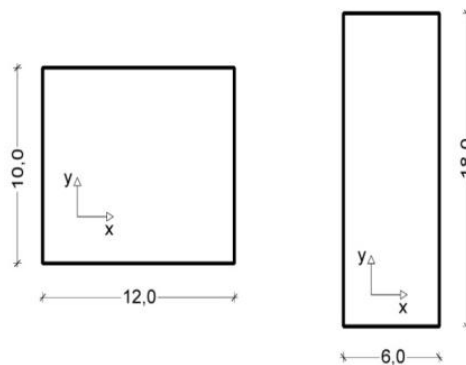


Bild 20 Grundrisse von zwei 2-geschossigen Holzhäusern

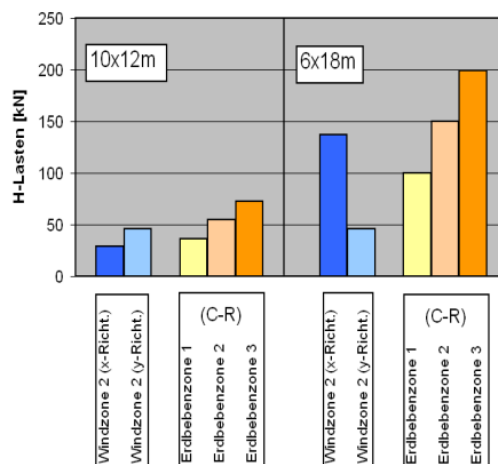


Bild 21 Vergleich der gesamten Windkraft mit der Gesamterdbebenkraft 2-geschossiger Holzhäuser

Bei der Untersuchung wurden zweigeschossige Gebäude betrachtet, bei denen Voraussetzungen nach DIN 4149 Tabelle 8 eingehalten sind. Die Windkraft wurde für die Windzone 2 mit einem Staudruck von $q = 0,65 \text{ kN/m}^2$ ermittelt.

Für die Erdbebenlast wurde die ungünstigste Bodenkombination (C-R) und ein Bedeutungsbeiwert $\gamma_I = 1,0$ angenommen.

Die Untersuchungen zeigen, dass insbesondere bei schmalen Gebäuden, eine eklatante Sicherheitslücke besteht. Bei ungünstigen Bodenverhältnissen (C-R) und einem Bedeutungsfaktor $\gamma = 1,0$ kann in einer Richtung das

Nachweis der Erdbebensicherheit von Holzgebäuden

Verhältnis der Gesamterdbebenkraft zur Windkraft mehr als 4,1 betragen.

Speziell bei schmalen Gebäuden und schweren Deckenkonstruktionen sollte daher, unabhängig von DIN 4149 Tabelle 8, immer ein Nachweis für den Lastfall Erdbeben geführt werden.

Hinweis: Der Anschluss Deckentafel an die Wandtafel sollte mit Faktor 1,2 überbemessen werden.

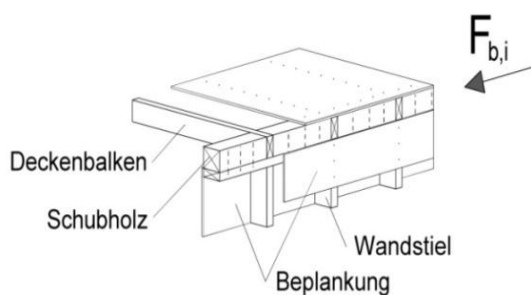


Bild 22 Einleitung der Horizontalkraft aus der Decke in eine Holztafelwand

Die anteiligen Horizontalkräfte F_i müssen über die Deckenscheibe in die aussteifenden Wände des jeweiligen Geschosses eingeleitet werden.

Im Holzhausbau muss u. a. sichergestellt werden, dass die konstruktiven Regeln für das Vorhandensein einer horizontal aussteifenden Deckenscheibe eingehalten sind. Seit Einführung der DIN 1052:2008 ist in jedem Fall ein rechnerischer Nachweis der Deckentafeln erforderlich. Zurzeit wird bei Decken in Holztafelbauweise für die Verteilung der Horizontallasten vereinfachend von einer schubstarrten Scheibe ausgegangen.

Die zu führenden Nachweise für Dach-, Decken- und Wandscheiben basieren auf dem idealen Schubfeldmodell. Dies hat zu Folge, dass die Scheiben konstruktiven Randbedingungen unterliegen. Besonders bei Deckenscheiben ist ein umlaufender Zug- und Druckgurt (Randrippen oder Schubhölzer) erforderlich. Auch der Anschluss der Deckenscheibe an die aussteifenden Wandscheiben muss sorgfältig konstruiert und bemessen werden (siehe Bild 22).

7 Aufteilung der Horizontalkräfte

Vertikale Aufteilung

Nach Ermittlung der Gesamterdbebenkraft F_b z. B. mit dem Antwortspektrenverfahren, wird die Horizontalkraft auf die einzelnen Geschosse anteilig, entsprechend der Verformung der aussteifenden Tragglieder, bzw. vereinfacht linear über die Höhe aufgeteilt.

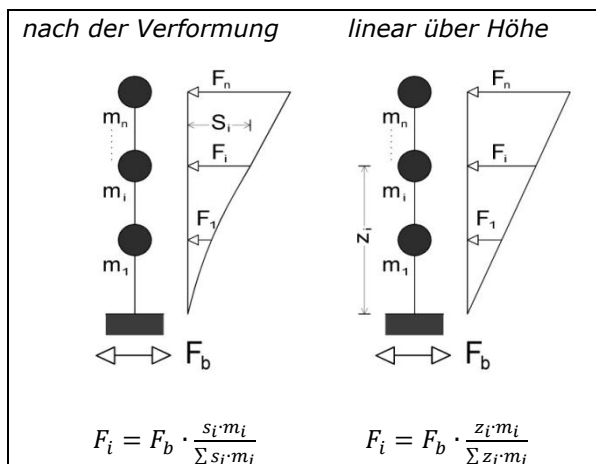


Bild 23 Aufteilung der Gesamterdbebenkraft auf die einzelnen Geschosse

Horizontale Aufteilung

Die Verteilung der Horizontalkräfte auf die einzelnen Wandscheiben je Geschoss muss im Holzbau, im Gegensatz zum Massivbau, nicht nach dem Trägheitsmoment, sondern kann bei gleicher Ausbildung der aussteifenden Wandscheiben vereinfacht nach der Länge erfolgen.

Die genaue Aufteilung der horizontalen Kräfte kann auch in Abhängigkeit der Verformung der Wandscheiben geschehen. Die Gesamtverformung U_{ges} einer einzelnen Wandtafel ermittelt sich wie folgt:

$$U_{ges} = U_{k,inst} + U_{E,inst} + U_{G,inst} + U_{v1,inst} + U_{v2,inst}$$

Mit: $U_{k,inst}$ = aus den Verbindungsmitteln

$U_{E,inst}$ = aus Normalkraftbelastung Randrippen

$U_{G,inst}$ = aus Schubbelastung der Beplankung

$U_{v1,inst}$ = aus Querdruckbelastung und Randrippe

$U_{v2,inst}$ = aus Zuganschluss

Nachweis der Erdbebbensicherheit von Holzgebäuden

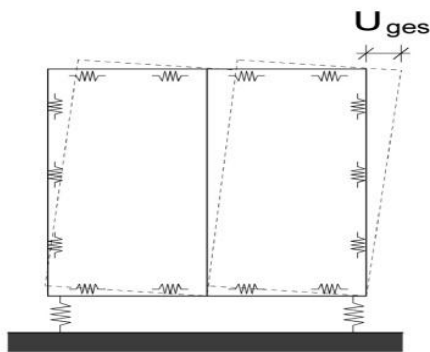


Bild 24 Horizontale Verformung von Wandtafeln

Die Verformung aus den Verbindungsmitteln berechnet sich aus:

$$U_{k,inst} = \sum \frac{S_{v0} \cdot \bar{S}_{v0}}{k_{ser}} = \left(\frac{2 \cdot l}{a_v} + \frac{2 \cdot h}{a_v} \right) \cdot \frac{S_{v0} \cdot \bar{S}_{v0}}{k_{ser}}$$

$$U_{k,inst} = \frac{(2 \cdot l + 2 \cdot h)}{K_{ser}} \cdot \frac{a_v}{l^2} \cdot F_{v,d}$$

Mit: K_{ser} = Verschiebungsmodul der Verbindungsmittel nach Anhang G.1 (...) In dem Klammerausdruck steht die Summe aller Plattenränder d.h. bei einem vertikalen Stoß z.B. $(2l + 4h)$

Die Verformung aus der Normalkraftbelastung der Randrippen ergibt sich aus:

$$U_{E,inst} = \int_{i=1}^l \frac{N_i \cdot \bar{N}_i}{EI \cdot A_i}$$

$$U_{E,inst} = \frac{2}{3} \cdot \frac{F}{E_0 \cdot A} \cdot \left(l + \frac{h^2}{l^2} \cdot h \right)$$

Mit: A = Querschnittsfläche der Rippen

Die Verformung aus der Schubbeanspruchung des Beplankungsmaterials dagegen beträgt:

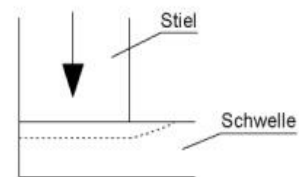
$$U_{G,inst} = \frac{F_{v,k} \cdot h}{G \cdot t \cdot l}$$

Mit: $G_{G,inst}$ = Schubmodul der Beplankung
 t = Plattendicke

Die Verformung aus der Schwellenpressung unter der Druckrandrippe kann ermittelt werden aus

$$U_{v,inst} = v_{90} \cdot \frac{h}{l} \cdot \frac{\sigma_{c,90,k}}{1,2 \cdot k_{c,90} \cdot f_{c,90,k} \cdot k_{mod}}$$

mit: $v_{90} = 1 \text{ mm}$



Die größten anteiligen Verformungen resultieren vor allem aus dem Verbund von Rippe und Beplankung, also den Verbindungsmitteln und aus der Schubverformung des Beplankungsmaterials. Durch die Wahl der Verbindungsmittel und deren Abstand kann die Verformung und damit die effektive Steifigkeit in gewissem Maße beeinflusst werden, d.h. einer Wand kann mehr oder weniger Horizontallast zugeordnet werden.

Durch die Änderung der einzelnen Steifigkeiten kann auch der Steifigkeitsmittelpunkt variiert werden.

Aus der Verformung einer Wandtafel kann eine effektive Steifigkeit EI^* berechnet werden.

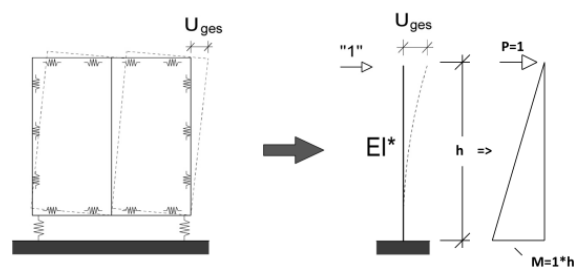


Bild 25 Berechnung der Ersatzsteifigkeit aus der Verformung von Wandtafeln

Aus: $EI^* \cdot U_{ges} = \int M_0 \cdot \bar{M} dx = \bar{1} \cdot h \cdot h \cdot h \cdot \frac{1}{3}$

folgt:

$$EI^* = \frac{h^3}{3 \cdot U_{ges}}$$

Mit: h = Tafelhöhe

EI^* = Ersatzsteifigkeit

U_{ges} = Horizontale Verformung

Nachweis der Erdbebensicherheit von Holzgebäuden

Mit dieser Ersatzsteifigkeit EI^* kann die Aufteilung der horizontalen Kräfte auf die einzelnen Wandscheiben mit üblichen EDV-Rechenprogrammen gerechnet werden.

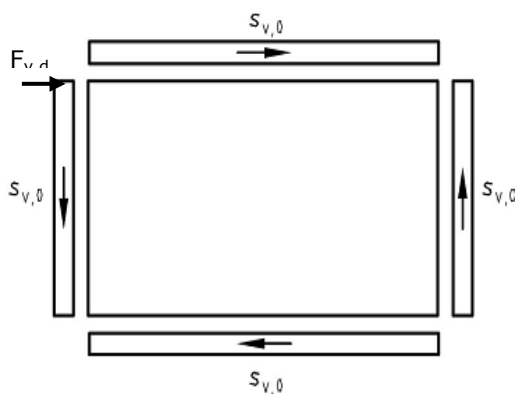


Bild 26 Vorfertigung von Holztafelementen [Foto: Fermacell GmbH, Duisburg]

Tragfähigkeit von Holztafeln

Die Tragfähigkeit einer Holztafel wird nach DIN 1052:2008 nach dem idealen Schubfeldmodell ermittelt. Sie ist im Wesentlichen abhängig vom aufnehmbaren Schubfluss. Der parallel zum Rand der Beplankung vorhandene Schubfluss $S_{v,0,d}$ resultiert aus dem Quotienten der angreifenden Horizontalkraft $F_{dv,d}$ und der Länge der aussteifenden Wand I .

$$S_{v,0,d} = \frac{F_{dv,d}}{I}$$



Der Nachweis der Tragfähigkeit ist erbracht, wenn der vorhandene Schubfluss $S_{v,0,d}$ kleiner als der aufnehmbare Schubfluss $F_{v,0,d}$ ist.

$$\frac{S_{v,0,d}}{f_{v,0,d}} \leq 1,0$$

Der aufnehmbare Schubfluss wiederum wird gemäß DIN 1052:2008 aus dem kleinsten Wert der Tragfähigkeit der Verbindungsmittel (obere Reihe der nachfolgenden Matrix), der Schubtragfähigkeit (mittlere Reihe) der Beplankung und des Schubbeulens (untere Reihe) dieser ermittelt:

$$f_{v,0,d} = \min \begin{cases} k_{v1} \cdot R_d / a_v \\ k_1 \cdot k_{v2} \cdot f_{v,d} \cdot t \\ k_{v1} \cdot k_{v2} \cdot f_{v,d} \cdot 35 \cdot t^2 / a_r \end{cases}$$

(Formelzeichen siehe Abkürzungsverzeichnis)

Bei der Bemessung für den Lastfall Erdbeben muss immer das Versagen der Verbindungsmittel maßgebend werden, denn nur dies weist ein stark duktileres Verhalten auf. Ein Schubversagen des Beplankungsmaterials dagegen ist ein sehr sprödes Versagen.

Zusammenfassend bleibt festzuhalten, dass ein identischer Tafelaufbau vorhanden sein und das Verbindungsmittel beim Nachweis maßgeblich sein muss, damit die vereinfachte Aufteilung der Horizontallasten nach der Länge erfolgen kann.



Bild 27 Mehrgeschossiger Holzbau, Bauphase [Foto: Fermacell GmbH, Duisburg]

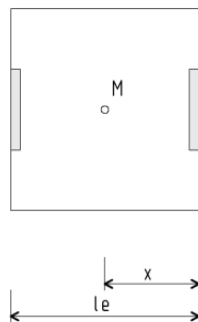
Nachweis der Erdbebensicherheit von Holzgebäuden

Aufteilung auf die einzelnen Wandscheiben

Bei der Erdbebenbemessung ist neben der Horizontalkraft wegen der Ausmittigkeiten, immer eine Torsionswirkung bei der Aufteilung auf die Wandscheiben anzusetzen. Das Moment kann vereinfachend dadurch berücksichtigt werden, dass die Erdbebenkraft um einen Wert δ erhöht wird. Der Erhöhungsfaktor ist für jedes aussteifende Element zu ermitteln.

$$\delta = 1 + 0,6 \cdot \frac{x}{l_e} = 1,3$$

(Bei mittig liegenden Massen ergibt dies eine Erhöhung um 30%.)



Exakt berechnet sich die Ausmitte gemäß DIN 4149:2005 aus der tatsächlichen Ausmitte e_0 , der zufälligen Exzentrizität e_1 sowie der zusätzlichen Ausmitte e_2 . Dabei ist die tatsächliche bzw. planmäßige Exzentrizität e_0 der Abstand des Massenschwerpunktes vom Steifigkeitsmittelpunkt. Die Möglichkeit der ungleichmäßig verteilten Verkehrslast im Erdbebenfall berücksichtigt die zufällige Ausmitte e_1 .

Das gleichzeitige Auftreten von Translationschwingungen (also Schwingungen in Gebäudelängs- und -querrichtung) und Torsionschwingungen wird vereinfacht durch die zusätzliche Ausmitte e_2 berücksichtigt.

Die Gesamtexzentrizität beträgt:

$$e_{max} = e_0 + e_1 + e_2$$

$$e_{min} = 0,5 \cdot e_0 - e_1$$

Mit: e_0 = Abstand Massenschwerpunkt zu Steifigkeitszentrum

$$e_{1,i} = \pm 0,05 \cdot L_i \cdot (e_{1,x} \cdot e_{1,y})$$

$$e_{2,i} = 0,1 \cdot (L + B) \cdot \sqrt{\frac{10 \cdot e_0}{L}} \leq 0,1 \cdot (L + B)$$

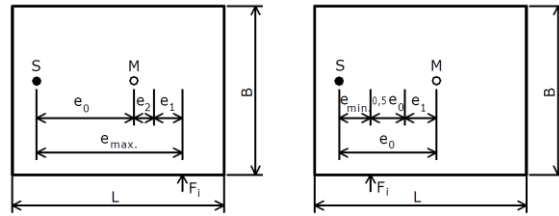


Bild 28 Definition Exzentrizitäten nach DIN 4149:2005

Mit Hilfe der folgenden Gleichungen können die Horizontalkraft und das durch exzentrischen Lastangriff entstehenden Moment auf alle, auch auf die quer zur Krafrichtung stehenden Wandscheiben verteilt werden. Dazu bedient man sich eines "ideellen polaren Trägheitsmomentes", mit dem die unterschiedliche Ersatzsteifigkeiten EI^* der einzelnen Wände berücksichtigt werden.

Exzentrizitätsmoment: $M_e = F_h \cdot e_{ges}$

Ermittlung der anteiligen Kraft je aussteifende Wand:

$$F_{xi} = F_{b,x} \cdot \frac{EI_{xi}^*}{\sum EI_{xi}^*} \pm \frac{M_e \cdot y_i \cdot EI_{xi}^*}{\sum EI_{yi}^* \cdot x_i^2 + \sum EI_{xi}^* \cdot y_i^2}$$

$$F_{yi} = F_{b,y} \cdot \frac{EI_{yi}^*}{\sum EI_{yi}^*} \pm \frac{M_e \cdot x_i \cdot EI_{yi}^*}{\sum EI_{yi}^* \cdot x_i^2 + \sum EI_{xi}^* \cdot y_i^2}$$

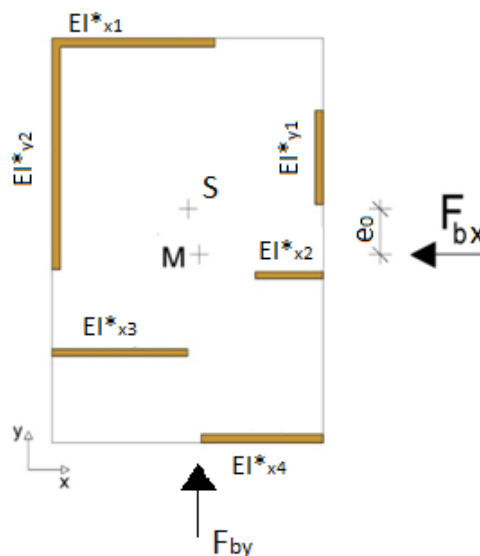


Bild 29 Grundriss aussteifender Wände

Nachweis der Erdbebensicherheit von Holzgebäuden

Mit: e_0 = Ausmitte

F_b = Erdbebenersatzkraft

EI^* = effektive Steifigkeit

Voraussetzung für diese Berechnungen ist die Annahme einer starren Deckenscheibe.

Bei der beschriebenen vereinfachten Aufteilung der Horizontallasten nach der Länge wird EI^*_i durch l_i ersetzt.

8 Eigenfrequenz von Holztragwerken

Die Ermittlung der Eigenfrequenz bzw. Grundschwingzeit eines Gebäudes ist notwendig, um aus dem vereinfachten Antwortspektrum die Bemessungsbeschleunigung zu bestimmen und damit die Erdbebenersatzkraft zu berechnen.

Wie bereits beschrieben kann auf der sicheren Seite liegend der Plateauwert angenommen werden und somit mit der maximalen Bemessungsbeschleunigung gearbeitet werden.

Die Bestimmung der Eigenfrequenz mit „Schätzformeln“, bei denen nur die Gebäudehöhe eingeht liefert, häufig praktikable Näherungswerte.

$$T_1 = 0,05 \cdot h^{0,75}$$

Mit: h = Gebäudehöhe (m)

Eine Möglichkeit die Grundschwingzeit der ersten Eigenfrequenz unter Berücksichtigung der horizontalen Steifigkeit zu bestimmen, ist die Rayleigh-Methode oder auch als Rayleigh-Quotient bezeichnet.

$$T_1 \approx 1,5 \sqrt{\frac{H}{3 \cdot \sum EI_i^*} \cdot \sum_{j=1}^n w_j h_j^2}$$

Mit: T_1 = Grundschwingzeit der ersten Eigenform

H = Gebäudehöhe über der Fundamentsohle (m)

E_i = Ersatzsteifigkeit

W_j = Geschossmassen

h_j = Geschosshöhe

n = Anzahl der Geschosse

Für konstante Geschosshöhen $h = H/n$ und konstante Geschosslasten $W_j = W/n$ ergibt sich die Summe:

$$\sum_{j=1}^n w_j h_j^2 = W_j \cdot h^2 \cdot \frac{n(n+1) \cdot (2 \cdot n + 1)}{6}$$

(Die Ermittlung der Ersatzsteifigkeit der einzelnen Wandtafeln wird auf Seite 17 beschrieben).

Eine weitere Möglichkeit, die Grundschwingzeit zu bestimmen, ist die auf dem Rayleigh-Quotienten basierende Formel:

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

Mit: u = Horizontalverschiebung der Gebäudeoberkante

Dabei ist u die horizontale Verformung der Gebäudeoberkante. Als Horizontalkraft werden hierbei die vertikalen quasi-ständigen Lasten gesetzt.

(Die Verformungsberechnung der aussteifenden Holztafeln wird hierfür, wie ebenfalls auf Seite 17 beschrieben, durchgeführt).

Die genaueste Berechnung von Hand der Grundschwingzeit der ersten Eigenfrequenz ist aber:

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^n m_j \cdot u_j^2}{\sum_{j=1}^n F_j \cdot u_j}}$$

Mit: m_j = Geschossmasse (kg)

u_j = Horizontalverschiebung in Höhe der einzelnen Geschosse (m)

F_j = Stockwerksersatzkraft (N)

Die horizontale Stockwerksersatzkraft wird dabei aus den ständigen und quasiständigen vertikalen Lasten ermittelt und analog zur Erdbebenersatzkraft über die Höhe verteilt.

$$F_j = \sum F_{v,i} \cdot \frac{z_i \cdot m}{\sum z_i \cdot m_i}$$

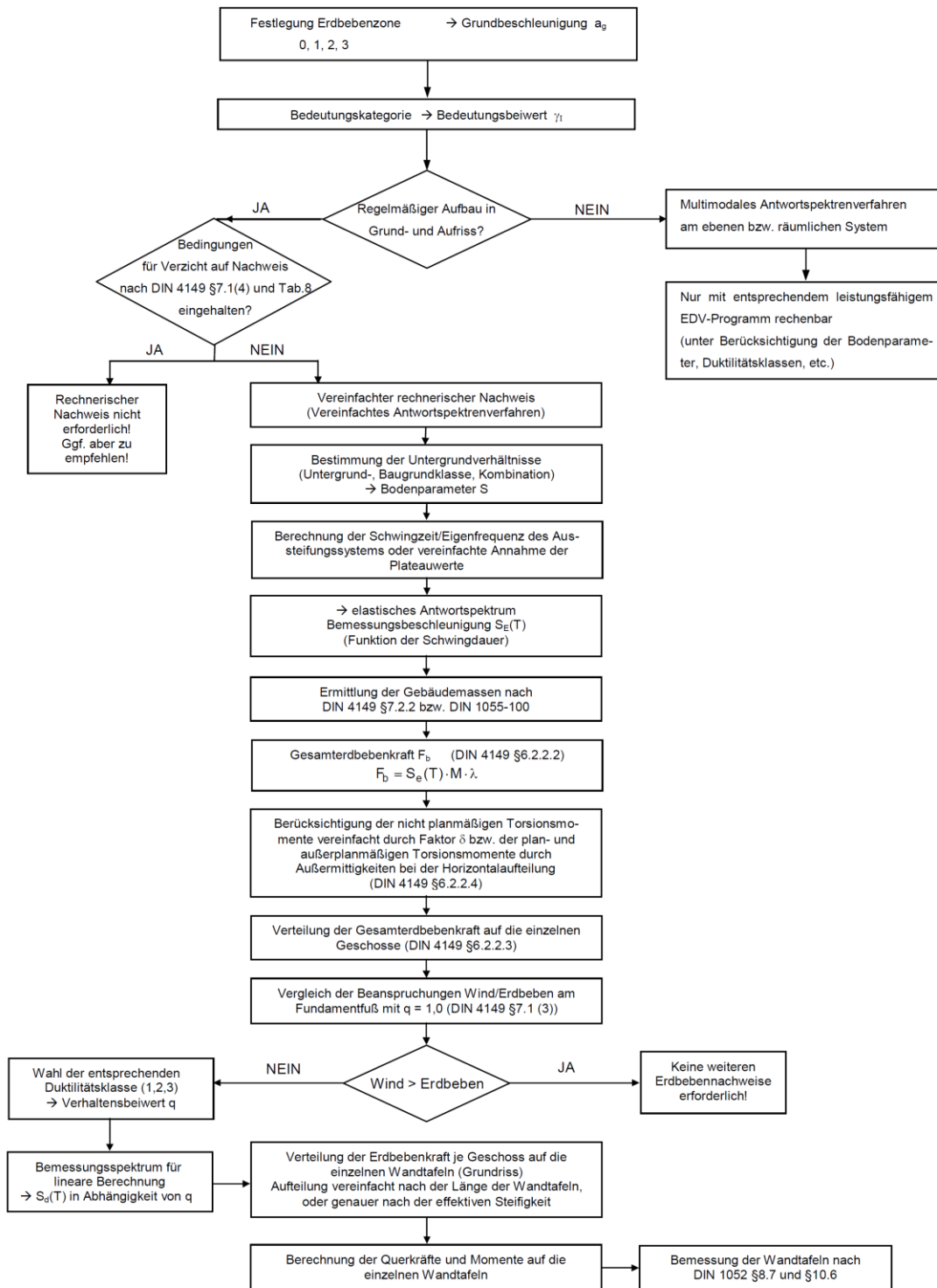
Mit: M_i = Geschossmasse

$F_{v,i}$ = Summe der quasiständigen vertikalen Lasten

Nachweis der Erdbebensicherheit von Holzgebäuden

9 Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Bild 30 Ablaufdiagramm



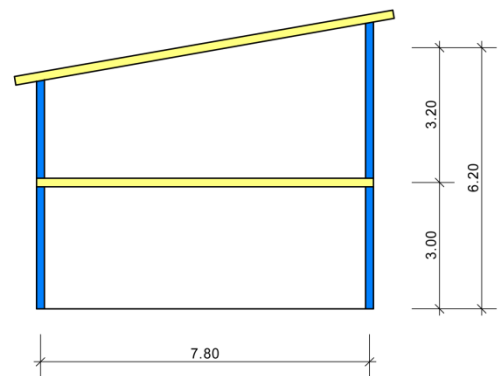
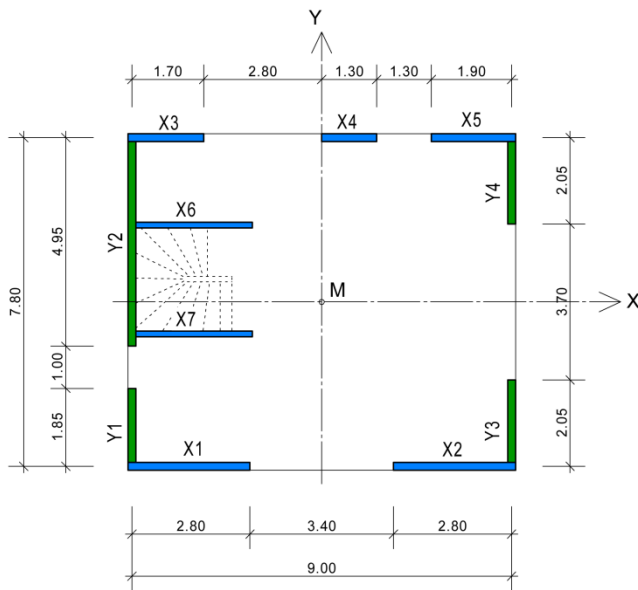
Nachweis der Erdbebensicherheit von Holzgebäuden

10 Beispiel nach DIN 4149: zweigeschossiges Gastronomiegebäude

Bild 31 Grundriss und Aufriss als Skizzen

Grundriss: (alle Geschosse gleich)

Aufriss:



Bauart:

Holztafelbauweise 2-geschossig

Standort:

Aachen

Erdbebenzone:

3 (DIN 4149 Bild 2)

Bemessungswert der Bodenbeschleunigung: →

$a_g = 0,8 \text{ m/s}^2$ (DIN 4149 Tab.2)

Nutzung:

Gastronomie (Versammlungsstätte)

Bedeutungskategorie:

III

Bedeutungsbeiwert: →

$\gamma_i = 1,2$ (DIN 4149 Tab.3)

Baugrundklasse – Untergrundklasse:

B – R

(DIN 4149 Bild 3)

→ Untergrundparameter: →

$S = 1,25$

(DIN 4149 Tab.4)

Beiwerte:

Dämpfungs-Korrektur-Beiwert: →

$\eta = 1,0$

(DIN 4149 5.4.2)

Verstärkungsbeiwert: →

$\beta_0 = 2,5$

(DIN 4149 5.4.2)

Nachweis der Erdbebensicherheit von Holzgebäuden

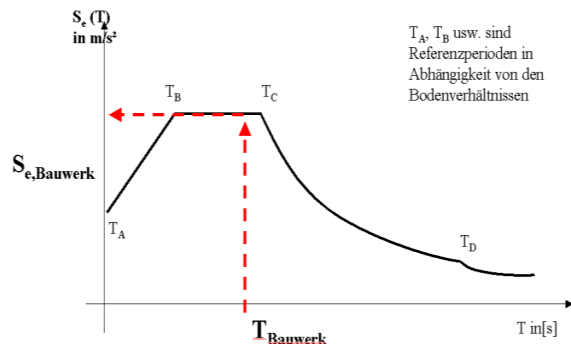
Elastisches Antwortspektrum:

Das Gebäude besitzt eine recht große Horizontalsteifigkeit, daher wird die Bemessungsbeschleunigung auf der sicheren Seite liegend für das horizontale Plateau (maximal mögliche Beschleunigung) berechnet.

für $T_b \leq T \leq T_c \rightarrow S_e(T) = a_g \cdot \gamma_I \cdot S \cdot \eta \cdot \beta_0$ (DIN 4149 5.2.4)

Mit den zuvor ermittelten Werten ergibt sich:

$$\begin{aligned} S_e(T) &= a_g \cdot \gamma_I \cdot S \cdot \eta \cdot \beta_0 \\ &= 0,8 \cdot 1,2 \cdot 1,25 \cdot 1,0 \cdot 2,5 \\ &= 3,00 \text{ m/s}^2 \end{aligned}$$



Bemessungsspektrum für die lineare Berechnung:

$S_d(T) = S_e(T)/q$ ab Schwingdauer T_A

Gemäß DIN 4149 10.1 (2) dürfen alle Holzbauten mindestens in die Duktilitätsklasse 1 eingestuft werden.

Daher wird das zu berechnende Gebäude in die Mindestduktilitätsklasse 1 eingeordnet, d.h. dass die aus der Erdbebenberechnung ermittelten Kräfte durch einen konstruktions- und bauartspezifischen Verhaltensbeiwert $q = 1,5$ (DIN 4149 10.2 (4)) abgemindert werden dürfen.

Es wird hier auf die Annahme einer höheren Duktilitätsklasse verzichtet, was bedeutet, dass eine Kapazitätsbemessung nicht erforderlich ist.

Bemessungsbeschleunigung für das horizontale Plateau, durch den Verhaltensbeiwert abgemindert:

$$S_d(T) = S_e(T)/q = 3,00/1,5 = 2,00 \text{ m/s}^2$$

Ermittlung der Massen

Die Ermittlung der Massen erfolgt gemäß DIN 4149 Kap. 5.5 nach den Kombinationsregeln der DIN 1055-100 für die Bemessungssituation Erdbeben unter Berücksichtigung der Kombinationsbeiwerte ψ_{Ei} .

$$M = \left(\sum G_{kj} \oplus \sum \psi_{Ei} \cdot Q_{ki} \right) / 9,81$$

$$\psi_{Ei} = \varphi \cdot \psi_{2i}$$

(DIN 4149 Kap. 5.5)

Mit $\varphi = 1,0$ für Verkehrslasten oberstes Geschoss

Mit $\varphi = 0,7$ für Verkehrslasten andere Geschosse

Eigenlasten:

- Dachdecke (Aufbau, Brettstapeldecke, Unterdecke) $g_{k,DG} = 2,00 \text{ kN/m}^2$
- Geschossdecken (Estrich + Belag, Dämmung, Brettstapeldecke, Unterdecke) $g_{k,1} = 3,50 \text{ kN/m}^2$
- Wände je Geschoss (inkl. Fassade und Fenster) $g_{k,Wände} \approx 100 \text{ kN}$

Nachweis der Erdbebensicherheit von Holzgebäuden

Schneelast:

Schneelastzone 2, Pultdach mit 10° Neigung = Formbeiwert

$$u_1 = 0,8$$

$$s_K = 0,85 \cdot 0,8 = 0,68 \text{ kN/m}^2$$

mit $\psi_2 = 0,5$ für Schnee laut Ministerialblatt

$$0,5 \cdot 0,68 = 0,34 \text{ kN/m}^2$$

$$s_k^* = 0,34 \text{ kN/m}^2$$

Verkehrslasten:

Kategorie C1

$$q_k \leq 3,00 \text{ kN/m}^2$$

Trennwandzuschlag

$$\Delta q_k \leq 0,80 \text{ kN/m}^2$$

Mit $\psi_2 = 0,6$ für Versammlungsräume Kat. C

und mit $\varphi = 1,0$ für Verkehrslasten oberstes Geschoss

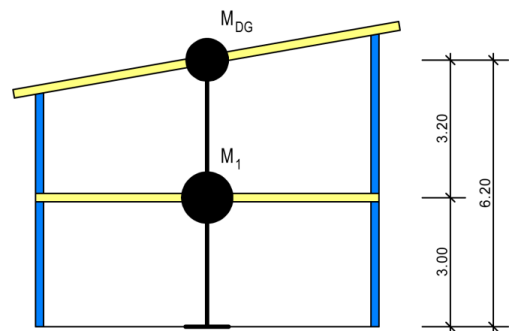
$$q_{k,2} = 0,6 \cdot (3,00) = 1,80 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{k,2} = 1,80 \text{ kN/m}^2$$

Massen Geschossweise:

$$\begin{aligned} M_{DG} &= [A_{DG} \cdot (s_k + \Delta q_k + g_{k,DG}/\cos\alpha^\circ) + 0,5 \cdot G_{k,W\ddot{a}nde}]/9,81 \\ &= [9,0 \cdot 7,8 \cdot (0,34 + 0,8 + 1,8/\cos 10^\circ) + 0,5 \cdot 100]/9,81 \\ &= 26,3 \text{ to} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_1 &= [A_{\text{Geschoss}} \cdot (g_{k,1} + \Delta q_k + g_{k,2}) + 2 \cdot G_{k,W\ddot{a}nde}/2]/9,81 \\ &= [9,0 \cdot 7,8 \cdot (3,5 + 0,8 + 1,8) + 2 \cdot 100/2]/9,81 \\ &= 53,8 \text{ to} \end{aligned}$$



Gesamtmasse:

$$M_{\text{Gesamt}} = M_{DG} + M_1 = 26,3 + 53,8 = \mathbf{80,1 \text{ to}}$$

Gesamterdbebenkraft:

$$F_{b,d} = S_d(T) \cdot M \cdot \lambda = 2,00 \cdot 80,1 \cdot 1,00 = \mathbf{160,2}$$

Mit: $\lambda = 1,00$ gemäß DIN 4149 §6.2.2.2 für Gebäude mit weniger als 3 Geschossen

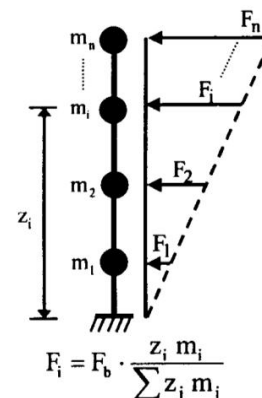
$F_{b,d}$ = Gesamterdbebenkraft am Fußpunkt des Gebäudes (Bemessungswert, $q = 1,5$ s.o.)

Verteilung auf die einzelnen Geschosse

Vereinfacht linear über die Höhe (DIN 4149 §6.6.6.3 (3))

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_i \cdot m_i}$$

$$\begin{aligned} \sum z_i \cdot m_i &= 6,2 \cdot 26,3 + 3,0 \cdot 53,8 \\ &= \mathbf{324,5 \text{ [to} \cdot \text{m]}} \end{aligned}$$



Nachweis der Erdbbensicherheit von Holzgebäuden

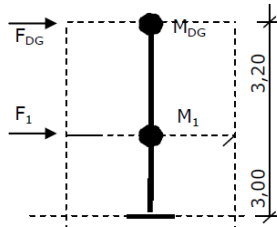
$$F_{d,DG} = 160,2 \cdot \frac{6,20 \cdot 26,3}{324,5}$$

$$= 80,5 \text{ kN}$$

$$F_{d,1} = 160,2 \cdot \frac{3,0 \cdot 53,8}{324,5}$$

$$= 79,9 \text{ kN}$$

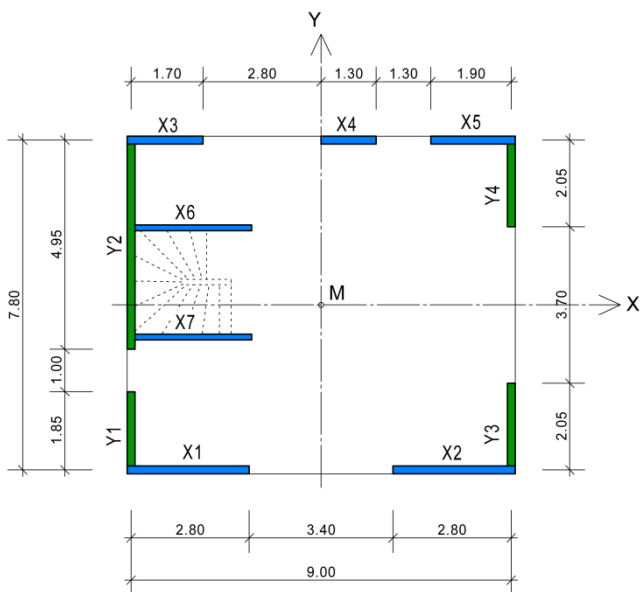
Stat. Ersatzsystem:



Verteilung auf die einzelnen Wandscheiben

Anteilige Aufteilung der Horizontallasten auf die einzelnen Wandscheiben im Grundriss vereinfacht nach der Länge der Wandscheiben, da der Aufbau für alle Wandscheiben gleich ausgeführt werden soll.

Grundriss:



$$\max F_{Erd} = 80,5 + 79,7$$

$$= 160,2 \text{ kN}$$

(ohne Torsionsfaktor)

$$\sum I_y = 1,85 + 4,95 + 2,05 + 2,05 = 10,90$$

$$F_{bi} = F_{b,erd} \cdot \frac{I_i}{\sum I_i}$$

Verteilung auf die Wände im Erdgeschoss:

(Beispielhaft für aussteifende Wand in y-Richtung Y1)

$$F_{d,i} = F_{Erd} \cdot \frac{I_i}{\sum I_y}$$

$$F_{d,y1} = 160,2 \cdot \frac{1,85}{10,90} = 27,2 \text{ kN}$$

Nachweis der Erdbebensicherheit von Holzgebäuden

Beispielhafte Aufteilung auf die Wände in y-Richtung:

Vereinfachte Berücksichtigung der nichtplanmäßigen Torsion nach DIN 4149:2005 §6.2.2.4.2

Tabelle 8 Vereinfachte Aufteilung mit Erhöhung um δ

Wand N_y	l_{yi} [m]	$\frac{l_y}{\sum l_{yi}}$	anteilige Kraft [kN]	$\delta = 1,0 + 0,6 \cdot \frac{x}{L_e}$	Gesamtlast $F_{v,d,i}$ [kN]
Y1	1,85	16,9%	27,2	$\delta = 1,0 + 0,6 \cdot \frac{4,5}{9} = 1,3$	35,4
Y2	4,95	45,5%	72,9	$\delta = 1,3$	94,8
Y3	2,05	18,8%	30,1	$\delta = 1,3$	39,1
Y4	2,05	18,8%	30,1	$\delta = 1,3$	39,1
	$\sum l_y$	100%	160,3		$\Sigma = 208,4$

x = Abstand des betrachteten Bauteils zum Massenschwerpunkt des Bauwerk, senkrecht zur Richtung der betrachteten Erdbebeneinwirkung

L_e = Abstand zwischen den beiden äußersten Bauteilen, die Horizontallasten abtragen, gemessen wie zuvor

Mit den hier ermittelten Horizontalkräften kann der Tragfähigkeitsnachweis der einzelnen Wände geführt werden.

→ Ermittlung der Querkräfte und Momente

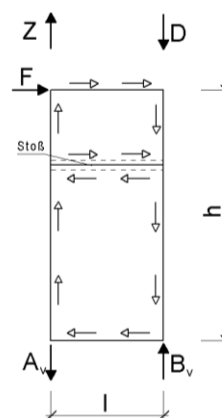
→ Bemessung der Wandtafeln nach DIN 1052:2008 Abschn. 8.7 und Abschn. 10.6

Bemessung Wandtafel Pos. Y1 (exemplarisch)

Schubfluss (Wandtafel im EG):

$$\begin{aligned}
 S_{v,0,d} &= F_{v,d,y1} / l_{y1} \\
 &= 35,4 / 1,85 \\
 &= \mathbf{19,1 \text{ kN/m}}
 \end{aligned}$$

Prinzipiskizze:



Gewählt: Beplankung beidseitig Fermacell (Gipsfaserplatten) $t = 12,5 \text{ mm}$
 Klammern $1,80 \times 50 \text{ mm}$, Verbindungsmittelabstand $a_v = 60 \text{ mm}$

Nachweis der Erdbebensicherheit von Holzgebäuden

Bemessungswert der längenbezogenen Schubfestigkeit ($k_{mod} = 1,1$):

$$f_{v,0,d} = \min \begin{cases} 2 \cdot k_{v1} \cdot R_d / a_v \\ 2 \cdot k_{v1} \cdot k_{v2} \cdot f_{v,d} \cdot t \\ 2 \cdot k_{v1} \cdot k_{v2} \cdot f_{v,d} \cdot 35 \cdot t^2 / a_r \end{cases}$$

(Schubversagen der Beplankung)

Ohne Erhöhung der Tragfähigkeit der Verbindungsmittel nach DIN1052:2008 10.6 (4):

$$f_{v,0,d} = \min \begin{cases} 2 \cdot 1,0 \cdot 674 / 70 & = 19,3 \text{ N/mm} \\ 2 \cdot 1,0 \cdot 0,5 \cdot 3,05 \cdot 12,5 & = 38,1 \text{ N/mm} \\ 2 \cdot 1,0 \cdot 0,5 \cdot 3,05 \cdot 35 \cdot 12,5^2 / 625 & = 26,7 \text{ N/mm} \end{cases}$$

Verbindungsmittel maßgebend!

Nachweis:

$$\frac{S_{v,0,d}}{f_{v,0,d}} = \frac{19,1}{19,3} = 0,99 \leq 1,0$$

Vertikallasten werden im Rahmen dieses Beispiels nicht berücksichtigt!

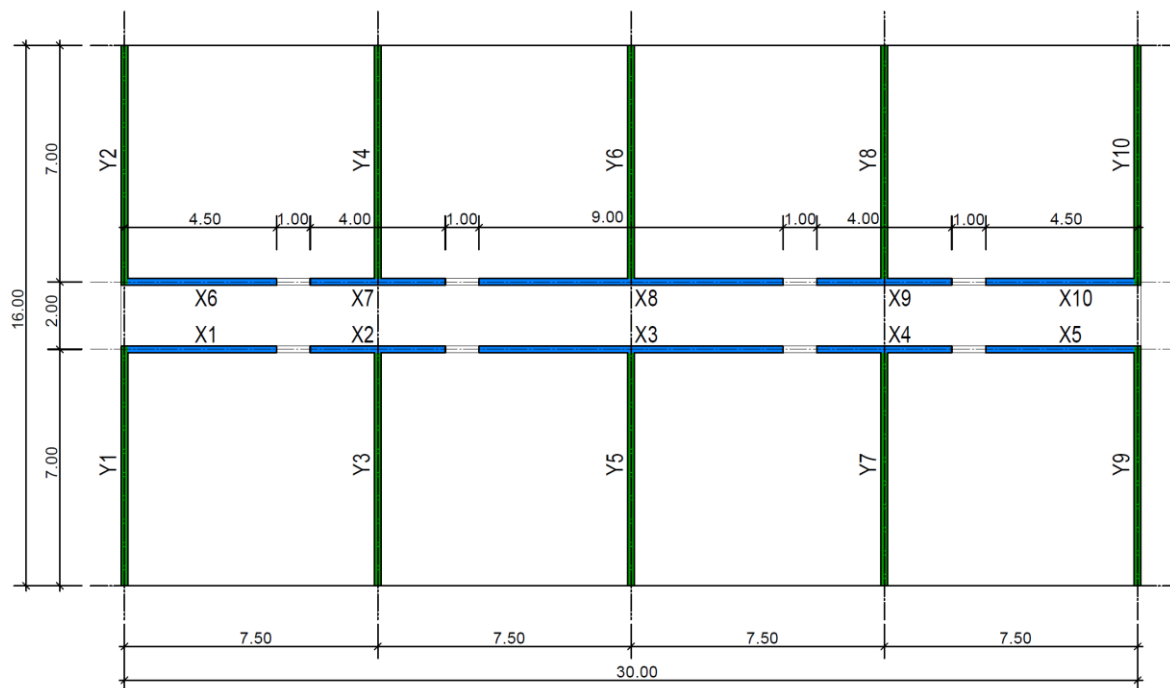
Der Nachweis der Verankerung der Wandtafel in der Bodenplatte sowie weitere erforderliche Nachweise wie z.B.: Verankerung der Wandtafeln mit der Gründung, Knicken- und Schwellenpressung werden im Rahmen dieser Beispielberechnung nicht geführt. Auflasten, welche die Zugkraft verringern, werden ebenfalls nicht berücksichtigt.

11 Beispiel nach DIN 4149: Viergeschossiges Wohngebäude

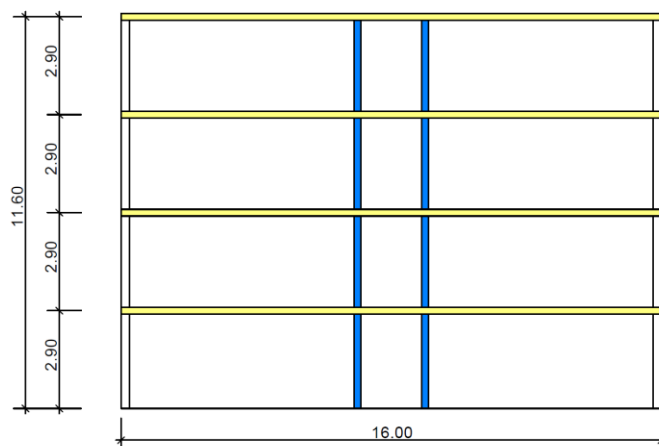
Bild 33 Grundriss und Aufriss (Skizzen)

Grundriss:

(alle Geschosse gleich)



Aufriss:



Bei diesem Beispiel wird ein Gebäude exemplarisch behandelt. Die Erschließung der einzelnen Geschosse erfolgt z.B. über äußere Treppenhäuser mit Laubengängen.

Nachweis der Erdbebensicherheit von Holzgebäuden

<u>Bauart:</u>		Holztafelbauweise 4-geschossig	
Standort:		Tübingen	
Erdbebenzone:		3	(DIN 4149 Bild 2)
Bemessungswert der Bodenbeschleunigung	→	$a_g = 0,8 \text{ m/s}^2$	(DIN 4149 Tab.2)
<u>Nutzung:</u>		Wohnen (z.B. Studentenwohnheim)	
Bedeutungskategorie:		II	
Bedeutungsbeiwert	→	$\gamma_I = 1,0$	(DIN 4149 Tab.3)
Baugrundklasse - Untergrundklasse		A - R	(DIN 4149 Bild 3)
→ Untergrundparameter	→	$S = 1,00$	(DIN 4149 Tab.4)
<u>Beiwerte:</u>			
Dämpfungs-Korrektur-Beiwert	→	$\eta = 1,0$	(DIN 4149 5.4.2)
Verstärkungsbeiwert	→	$\beta_0 = 2,5$	(DIN 4149 5.4.2)

Ermittlung der Massen

Die Ermittlung der Massen erfolgt gemäß DIN 4149 5.5 nach den Kombinationsregeln der DIN 1055-100 für die Bemessungssituation Erdbeben unter Berücksichtigung der Kombinationsbeiwerte ψ_{EI} .

$$M = \left(\sum G_{kj} \oplus \sum \psi_{EI} \cdot Q_{ki} \right) / 9,81$$

$$\psi_{EI} = \varphi \cdot \psi_{2i} \quad \text{(DIN 4149 5.5)}$$

mit $\varphi = 1,0$ für Verkehrslasten oberstes Geschoss

mit $\varphi = 0,7$ für Verkehrslasten andere Geschosse

Eigenlasten:

- Dachdecke
(Aufbau, Brettsper Holzdecke, Unterdecke) $g_{k,DG} = 1,50 \text{ kN/m}^2$
- Geschossdecken
(Estrich + Belag, Dämmung, Brettstapeldecke, Unterdecke) $g_{k,1} = 3,00 \text{ kN/m}^2$
- Wände je Geschoss (inkl. Fassade und Fenster) $G_{k,Wände} = 300 \text{ kN}$

Schneelast:

Schneelastzone 2, Flachdach = Formbeiwert $u_1 = 0,8$

$$s_k = 1,02 \cdot 0,8 = 0,82 \text{ kN/m}^2$$

mit $\psi_2 = 0,5$ für Schnee laut Ministerialblatt

$$0,5 \cdot 0,82 = 0,41 \text{ kN/m}^2 \quad \text{span style="float: right;"> $s_k^* = 0,41 \text{ kN/m}^2$$$

Nachweis der Erdbebensicherheit von Holzgebäuden

Verkehrslasten:

Kategorie A3

$$q_k \leq 2,0 \text{ kN/m}^2$$

mit $\psi_2 = 0,3$ für Versammlungsräume Kat. A

und mit $\varphi = 1,0$ für Verkehrslasten oberstes Geschoss

$$q_{k,2}^* = 0,3 \cdot (2,00) = 0,60 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{k,2} = 0,6 \text{ kN/m}^2$$

mit $\psi_2 = 0,3$ für Wohngebäude Kategorie A3

und mit $\varphi = 0,7$ für Verkehrslasten andere Geschosse, deren Nutzung in Abhängigkeit zueinander steht

$$q_{k,1}^* = 0,3 \cdot 0,7 \cdot (2,00) = 0,42 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{k,1} = 0,42 \text{ kN/m}^2$$

Massen Geschossweise:

$$\begin{aligned} M_4 &= [A_{DG} \cdot (s_k + g_{k,DG}) + 0,5 \cdot G_{k,W\ddot{a}nde}] / 9,81 \\ &= [16,0 \cdot 30,0 \cdot (0,42 + 1,5) + 0,5 \cdot 300] / 9,81 \\ &= 109 \text{ to} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_3 &= [A_{Geschoss} \cdot (g_{k,1} + g_{k,2}^*) + 2 \cdot G_{k,W\ddot{a}nde} / 2] / 9,81 \\ &= [16,0 \cdot 30,0 \cdot (3,0 + 0,60) + 2 \cdot 300 / 2] / 9,81 \\ &= 207 \text{ to} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_2 &= M_1 = [A_{Geschoss} \cdot (g_{k,1} + g_{k,1}^*) + 2 \cdot G_{k,W\ddot{a}nde} / 2] / 9,81 \\ &= 198 \text{ to} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_1 &= [16,0 \cdot 30,0 \cdot (3,0 + 0,60) + 2 \cdot 300 / 2] / 9,81 \\ &= 198 \text{ to} \end{aligned}$$

Gesamtmasse

$$\begin{aligned} M_{Gesamtmasse} &= M_4 + M_3 + M_2 + M_1 \\ &= 190 + 207 + 2 \cdot 198 \\ &= \underline{\underline{712 \text{ to}}} \end{aligned}$$

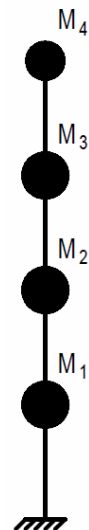
Einstufung in Duktilitätsklasse

Das Beispielgebäude kann auf Grund seiner aussteifenden Wandscheiben in Holztafelbauweise in die Duktilitätsklasse 3 eingestuft werden. Der maximale Verhaltensbeiwert q beträgt 4,0.

Elastisches Antwortspektrum:

Vergleichend wird die Schwingdauer zunächst für das horizontale Plateau (maximal mögliche Beschleunigung) berechnet.

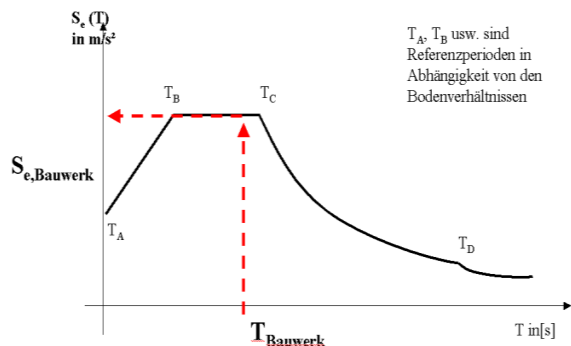
$$\text{für } T_B \leq T \leq T_C \rightarrow S_e(T) = a_g \cdot \gamma_I \cdot S \cdot \eta \cdot \beta_0 \quad (\text{DIN 4149 5.2.4})$$



Nachweis der Erdbebensicherheit von Holzgebäuden

Mit den zuvor ermittelten Werten ergibt sich:

$$\begin{aligned}
 S_e(T) &= a_g \cdot \gamma_I \cdot S \cdot \eta \cdot \beta_0 \\
 &= 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 2,5 \\
 &= \mathbf{2,00 \text{ m/s}^2}
 \end{aligned}$$



Gesamterdbebenkraft: (Plateauwert)

$$F_{be} = S_e(T) \cdot M \cdot \lambda = 2,0 \cdot 712 \cdot 0,85 = 1210 \text{ kN}$$

mit: $\lambda = 0,85$ gemäß DIN 4149 §6.2.2.2 für Gebäude mit mehr als 3 Geschossen

F_b = Gesamterdbebenkraft am Fußpunkt des Gebäudes (Bemessungswert, $q=1,0$; s.o.)

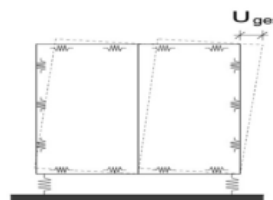
Genaue Berechnung der Grundschwingdauer

a) Grundschwingdauer basierend auf dem Rayleigh-Quotienten

$$T_1 \approx 1,5 \sqrt{\frac{H}{3 \cdot \sum EI_{xi}^*} \cdot \sum_{j=1}^n w_j h_j^2} \quad (\text{Siehe Seite 20})$$

Zur Ermittlung der effektiven Steifigkeit EI^* wird die Horizontale Steifigkeit der aussteifenden Wände berücksichtigt. Es wird als zunächst die Verformung der Wandtafeln wie auf Seite 16 ff beschrieben ermittelt.

$$U_{ges} = U_{k,inst} + U_{E,inst} + U_{G,inst} + U_{v1,inst} + U_{v2,inst}$$



Empfehlung: Da der Verschiebungsmodul k_{ser} sehr stark schwankt, wird empfohlen diesen Wert um ca. 1/3 zu erhöhen. Dies führt zu einem geringeren Verformungsanteil aus dem Verbund EI^* von Rippe und Beplankung, d.h. eine höhere effektive Steifigkeit wird angesetzt. Daraus ergibt sich eine kürzere Schwingdauer, was wiederum zu größeren Erdbenersatzkräften führt.

$$U_{k,inst} = \frac{(2 \cdot l + 2 \cdot h)}{k_{ser}^+} \cdot \frac{a_v}{l^2} \cdot F_{v,d}$$

Mit: $k_{ser} = \frac{\rho_k^{1,5}}{20} \cdot d$ allg. für Nägel, Klammern, Schrauben

(nach DIN 1052; Anhang G, Tabelle G.1)

$$k_{ser}^+ = 1,35 \cdot k_{ser}$$

Nachweis der Erdbbensicherheit von Holzgebäuden

Wandaufbau (in allen Geschossen gleich):

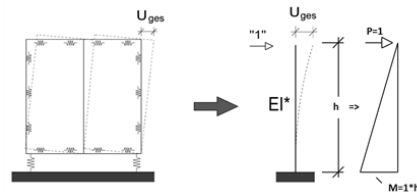
(Es ist nachfolgend nur der statisch relevante Wandaufbau dargestellt; notwendige Brandschutzverkleidungen, usw. sind nicht aufgeführt)

- Giebelwände Y1, Y2, Y9, Y10: einseitig OSB/3, t = 18 mm
Klammer 1,8*60 mm, zweireihig, a_v = 36 mm
- Innenwände Y3-Y8: beidseitig OSB/3, t = 18 mm
Klammer 1,8*60 mm, zweireihig, a_v = 36 mm
- Innenwände X1-X10: beidseitig OSB/3, t = 18 mm
Klammer 1,8*60 mm, zweireihig, a_v = 36 mm

Aus diesen Verformungen wird eine Ersatzsteifigkeit EI* ermittelt (siehe Seite 17).

Tabelle 9 effektive Steifigkeit EI* der Wandtafeln:

	EI* [kNm ²]
Giebelwand	105.144
Innenwand Y	149.794
Innenwand X1, X5, X6, X10	116.952
Innenwand X2, X4, X7, X9	128.900
Innenwand X3, X8	143.253



$$EI^* = \frac{h^3}{3 \cdot u_{ges}}$$

Für die Berechnung der der Schwingdauer wird die Summe der Steifigkeiten in X bzw. Y Richtung angesetzt.

Summe: EI*_y = 1.319.340 kNm²

 EI*_x = 1.269.914 kNm²

$$T_1 \approx 1,5 \sqrt{\frac{H}{3 \cdot \sum EI^*} \cdot \sum_{j=1}^n w_j h_j^2}$$

Mit: $\sum_{j=1}^n w_j h_j^2$ W_j = Geschossmasse in kN

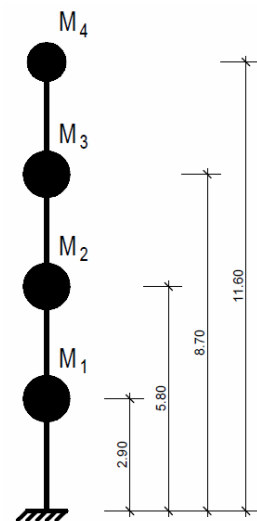
$$W_4 = 109 \cdot 9,81 = 1069 \text{ kN} \quad W_3 \text{ bis } W_1 \text{ analog}$$

$$\sum_{j=1}^n w_j h_j^2 = 1069 \cdot 11,6^2 + 2031 \cdot 8,7^2 + 1942 \cdot (5,8^2 + 2,9^2)$$

$$= 3.79.232 \text{ kNm}^2$$

$$T_{1,y} \approx 1,5 \cdot \sqrt{\frac{11,6}{3 \cdot 1.319.340} \cdot 379.232} = 1,58s$$

$$T_{1,y} = \mathbf{1.61s}$$



Nachweis der Erdbebensicherheit von Holzgebäuden

Auf den Ansatz einer Drehfeder, welche die Verformungen der Zugverankerung der Geschosse untereinander berücksichtigt und den Ansatz einer Schubfeder, die den Anschluss der Wandscheiben an die Decken abbildet, wird hier verzichtet. Dies würde zu einer geringeren Horizontalen Steifigkeit führen und somit die Schwingdauer verlängern, was letztendlich zu kleineren Erdbebenersatzkräften führt.



b) Grundschnwingdauer nach Schätzformel (261.39; aus Norm SIA 261)

$$T_1 = \sqrt[3]{u}$$

Die Verformung der Gebäudeoberkante unter den horizontal angesetzten ständigen und quasi-ständigen Lasten wurde an Ersatzstab mit der Steifigkeit EI^* ermittelt.

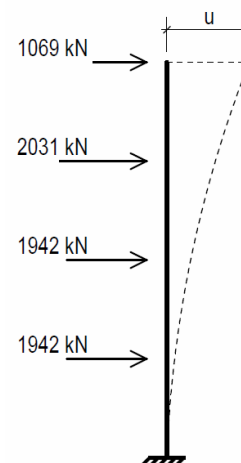
$$u_y = 1,233$$

$$u_x = 1,282$$

Die Grundschnwingdauer beträgt nach dieser Schätzformel

$$T_y = \sqrt[3]{1,233} = 2,22 \text{ s}$$

$$T_x = 2,26 \text{ s}$$



c) Grundschnwingdauer nach der Rayleigh-Formel

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^n m_j \cdot u_j^2}{\sum_{j=1}^n F_j \cdot u_j}}$$

(siehe Seite 20)

Es erfolgt die Verteilung der fiktiven Stockwerkslasten analog zur Erdbebenersatzkraft linear über die Höhe.

$$F_j = \sum F_{v,i} \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_i \cdot m_i}$$

Mit: $\sum F_{v,i} = 1069 + 2031 + 2 \cdot 1942 = 6984 \text{ kN}$

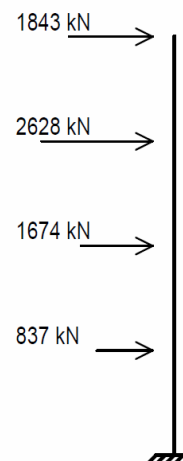
$$\sum z_i \cdot m_i = 1069 \cdot 11,6 + 2031 \cdot 8,7 + 1942 \cdot (5,8 + 2,9) = 46966 \text{ kNm}$$

$$F_4 = 6984 \cdot \frac{11,6 \cdot 1069}{46966} = 1843 \text{ kN}$$

$$F_3 = 2628 \text{ kN}$$

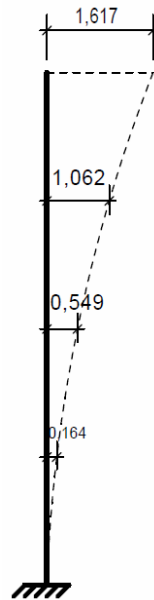
$$F_2 = 1674 \text{ kN}$$

$$F_1 = 837 \text{ kN}$$



Nachweis der Erdbebensicherheit von Holzgebäuden

Geschossweise Verformung:



Grundschwingdauer:

$$T_{1,y} = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{109.000 \cdot 1,617^2 + 207.000 \cdot 1,062^2 + 198000 \cdot (0,549^2 + 0,158^2)}{(1843 \cdot 1,617 + 2628 \cdot 1,062 + 1674 \cdot 0,549 + 837 \cdot 0,158) \cdot 10^3}} = 1,837$$

$$T_{1,x} = 1,873 \text{ s}$$

d) Dynamische FE-Analyse

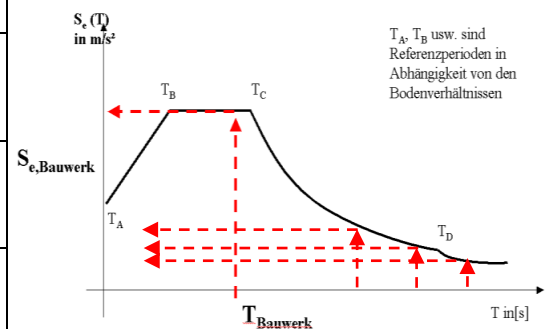
Eine Dynamische Analyse mit einem FEM-Programm ergibt folgende Schwingdauern der ersten Eigenform:

$$T_{1,y} = 1,873 \text{ s}$$

$$T_{1,x} = 1,873 \text{ s}$$

Tabelle 10 Vergleich der Grundschwingdauer nach den verschiedenen Berechnungsmethoden

Berechnungsmethode	Grundschwingdauer [s]
„Plateauwert“	$T = 0,2$
Rayleigh-Quotient	$T_Y = 1,58$ $T_X = 1,61$
Schätzformel (261.39 aus SIA 261)	$T_Y = 2,22$ $T_X = 2,26$
Rayleigh-Formel	$T_Y = 1,84$ $T_X = 1,87$
FE-Analyse	$T_Y = 1,84$ $T_X = 1,87$



Nachweis der Erdbebensicherheit von Holzgebäuden

Bemessungsbeschleunigung:

Für: $TC < T < TD$ Mit: $TC = 0,20 \text{ s}$

$$S_e(T) = a_g \cdot \gamma_I \cdot S \cdot \beta_0 \cdot \eta \cdot \frac{T_c}{T}$$

$$S_e(T)_y = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 2,5 \cdot 1,0 \cdot \frac{0,2}{1,84} = 0,22 \text{ m/s}^2$$

$$S_e(T)_x = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 2,5 \cdot 1,0 \cdot \frac{0,2}{1,87} = 0,21 \text{ m/s}^2$$

Erdbebensatzkraft:

$$F_{b,e,y} = S_e(T) \cdot M \cdot \lambda = 0,22 \cdot 712 \cdot 0,85 = \mathbf{133 \text{ kN}} \quad \text{für } q = 1,0$$

$$F_{b,e,x} = S_e(T) \cdot M \cdot \lambda = 0,21 \cdot 712 \cdot 0,85 = \mathbf{127 \text{ kN}}$$

Tabelle 11 Vergleich der Grundschwingdauern und Erdbebensatzkräfte

Berechnungsmethode	Grundschwingdauer [s]	Erdbebensatzkräfte [kN]
„Plateauwert“	$T = 0,3$	$F_{b,e} = 1210$ (100%)
Rayleigh-Quotient	$T_Y = 1,58$ $T_X = 1,61 \text{ s}$	$F_{b,e,Y} = 153$ (12,6%) $F_{b,e,X} = 150$ (12,4%)
Schätzformel (261.39 aus SIA 261)	$T_Y = 2,22$ $T_X = 2,26$	$F_{b,e,Y} = 98$ (8,1%) $F_{b,d,X} = 95$ (7,9%)
Rayleigh-Formel	$T_Y = 1,84$ $T_X = 1,87$	$F_{b,e,Y} = 133$ (11,0%) $F_{b,e,X} = 127$ (10,5%)
FE-Analyse	$T_Y = 1,84$ $T_X = 1,87$	$F_{b,e,Y} = 133$ (11,0%) $F_{b,e,X} = 127$ (10,5%)

Unter Berücksichtigung mehrerer Schwingformen (Ebene bzw. räumliche Multimodalanalyse) können die Erdbebensatzkräfte weiter reduziert werden.

Rechnerische statische Erdbebensatzkraft

$$F_{b,d} = \frac{F_{b,e}}{q} \quad (\text{für dieses Beispiel } q = 4,0)$$

Vergleich mit dem Lastfall Wind

Für WLZ: I, Binnenland $W_{k,y} = 226,2 \text{ kN}$

$$W_{k,x} = 120,6 \text{ kN}$$

$133 \text{ kN} \leq 1,83 \cdot 226,2 = \mathbf{414 \text{ kN}}$ (Vergleich mit Wind; siehe Seite 14)

Die genaueren Berechnungen der Grundschwingdauer führen dazu, dass der Lastfall Wind maßgebend wird. Der Erdbebennachweis ist an dieser Stelle erbracht. **Das Berechnungsbeispiel wird nachfolgend dennoch mit den Lasten aus der Erdbebenberechnung exemplarisch fortgesetzt.**

Nachweis der Erdbebensicherheit von Holzgebäuden

Verteilung auf die einzelnen Geschosse

Vereinfacht linear über die Höhe (DIN 4149 6.6.6.3 (3))

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_i \cdot m_i}$$

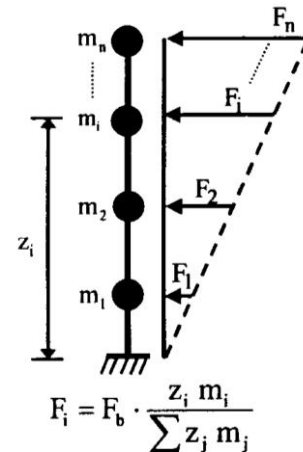
$$\sum z_i \cdot m_i = 11,6 \cdot 109 + 8,7 \cdot 207 + 5,8 \cdot 198 + 2,9 \cdot 198 = 4788 \text{ [to} \cdot \text{m]}$$

$$F_4 = 133 \cdot \frac{11,6 \cdot 109}{47,88} = 35,1 \text{ kN}$$

$$F_3 = 50,0 \text{ kN}$$

$$F_2 = 31,9 \text{ kN}$$

$$F_1 = 16,0 \text{ kN}$$



Genauere Ermittlung der Ausmittigkeiten

- Planmäßige Ausmitte e_0

Da das Steifigkeitszentrum und Massenzentrum in diesem Beispiel identisch sind ist die planmäßige Ausmitte e_0 gleich Null.

$$e_{0,x} = 0 \quad e_{0,y} = 0$$

- Zufällige Exzentrizität e_1

$$e_{1,y} = 0,05 \cdot I_y = 0,05 \cdot 16,0 = 0,80 \text{ m}$$

$$e_{1,x} = 0,05 \cdot I_x = 0,05 \cdot 30,0 = 1,50 \text{ m}$$

(DIN 4149 Gl. (24))

- Zusätzliche Exzentrizität e_2

Die zusätzliche Exzentrizität e_2 ist gleich Null, da das Steifigkeitszentrum und Massenzentrum in diesem Beispiel identisch sind.

Gesamtexzentrizität:

Die Gesamtexzentrizität berechnet sich zu:

$$e_{max} = e_0 + e_1 + e_2$$

$$e_{min} = 0,5 \cdot e_0 - e_1$$

- In Y-Richtung:

$$e_y = \pm 0,8 \text{ m}$$

- In X-Richtung:

$$e_x = \pm 1,5 \text{ m}$$

Verteilung auf die einzelnen Wandscheiben

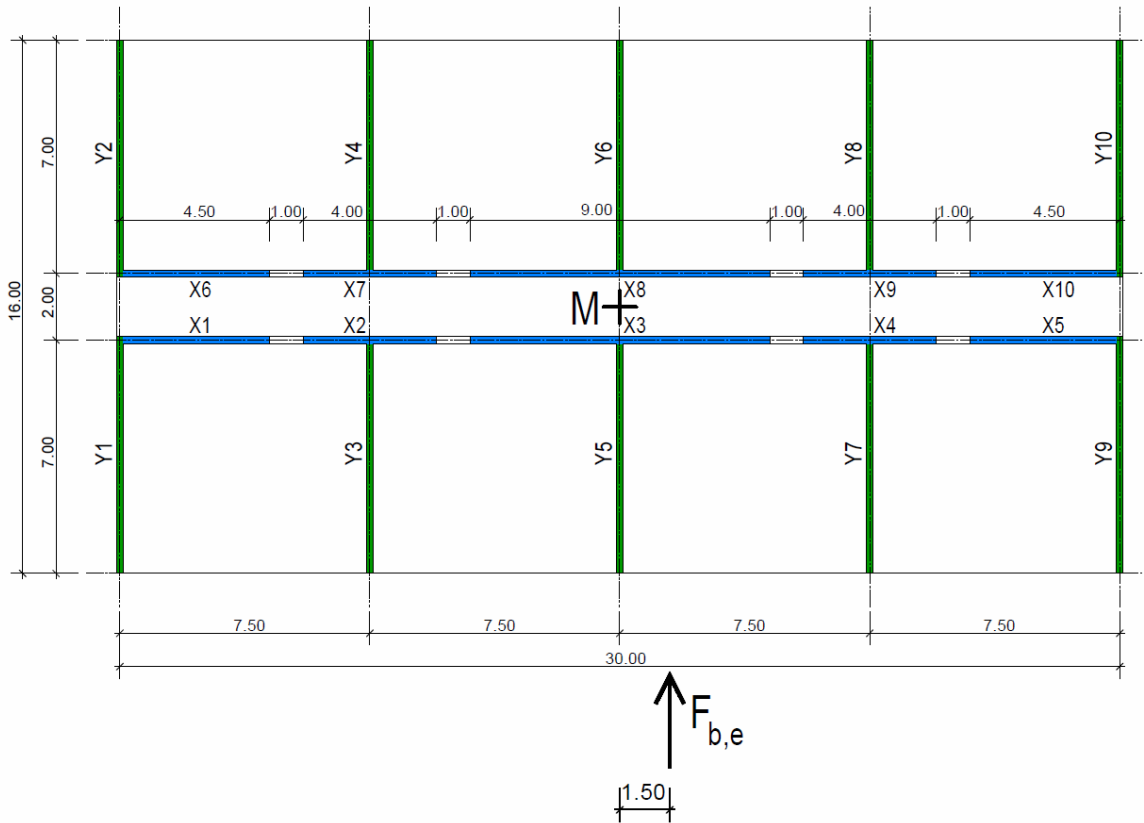
Bei unterschiedlichen Wandaufbauten erfolgt die Aufteilung der Horizontallasten nach der effektiven Steifigkeit EI^* . Die Ermittlung der anteiligen Kraft je aussteifende Wand kann per Handrechnung nach der folgenden Formel erfolgen:

$$F_{xi} = F_{b,x} \cdot \frac{EI_{xi}^*}{\sum EI_{xi}^*} \pm \frac{M_e \cdot y_i \cdot EI_{xi}^*}{\sum EI_{yi}^* \cdot x_i^2 + \sum EI_{xi}^* \cdot y_i^2} \quad (\text{siehe Seite 19})$$

Nachweis der Erdbebensicherheit von Holzgebäuden

Bild 34 Beispiel der Verteilung der Erdbebensatzkraft $F_{b,e,y}$ unter Berücksichtigung der Ausmitte

Grundriss:



Mit: $F_{b,e,y} = 133 \text{ kN}$ $e_x = 1,5 \text{ m}$

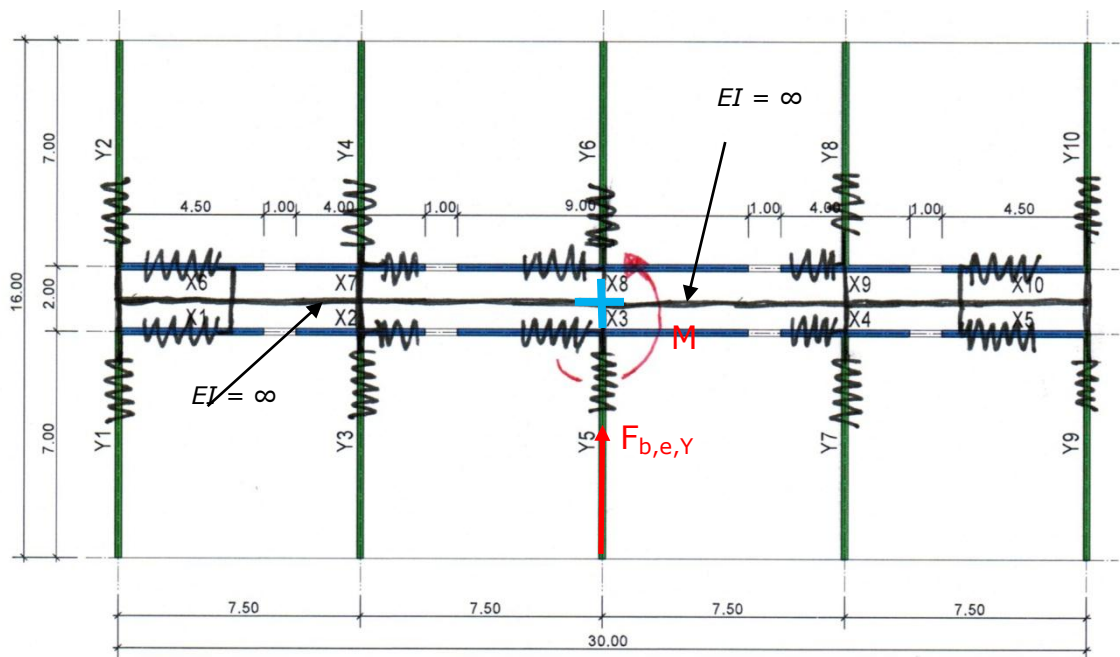
Tabelle 12 Anteilige Erdbebensatzkraft der einzelnen Wandscheiben mit der in Abbildung 33 dargestellten Exzentrizität

Wand-Nr.	X1, X5	X2, X4	X3	X6, X10	X7, X9	X8	Y1, Y2	Y3, Y4	Y5, Y6	Y7, Y8	Y9, Y10
Anteilige Kraft [kN]	-0,19	-0,20	-0,23	0,19	0,20	0,23	-8,2	-13,4	-15,1	-16,8	-13,0

Nachweis der Erdbebensicherheit von Holzgebäuden

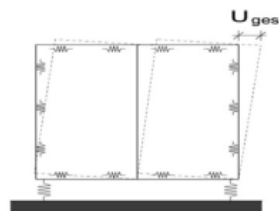
Eine weitere Möglichkeit die Verteilung der Erdbebenersatzlast auf die einzelnen Wandscheiben durchzuführen, ist die Berechnung mittels eines Stabwerkes.

Bild 35 Stabwerk mit Belastung



Die Wandscheiben werden dabei als elastische Auflager modelliert. Die Federsteifigkeit C der Auflager berechnet sich aus der Verformung u_{ges} der einzelnen Wandtafeln.

$$C = \frac{1}{u_{ges}}$$



Die Verbindungsstäbe des Stabwerkes bekommen eine nahezu unendlich große Steifigkeit EI .

Mit: $M = F_{b,e,y} \cdot e_x$

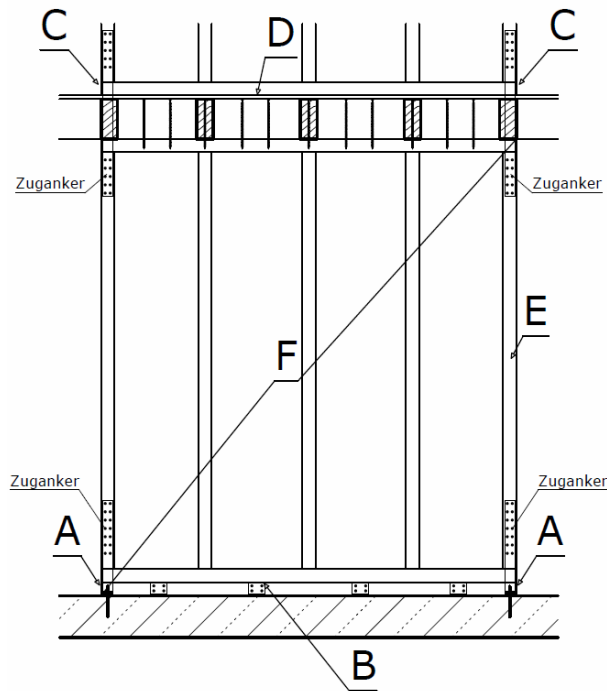
Das Moment kann berechnet werden, muss aber nicht zwingend, da die Last auch direkt außermittig angesetzt werden kann.

Nachweis der Erdbebensicherheit von Holzgebäuden

Für die Duktilitätsklasse 2 und 3 ist immer eine Kapazitätsbemessung durchzuführen.

Empfehlung für die Kapazitätsbemessung:

Bild 36 Holztafel mit Zuganker



- A: Zugverankerung am Betonuntergrund
max $q = 1,5$
- B: Schubverankerung am Betonuntergrund
max $q = 1,5$
- C: Zugverankerung geschossweise
mit q_{eff} und Überkapazität von 20%
- D: Anschluss Decke an aussteifende Wand
mit q_{eff} und Überkapazität von 20%
- E: Knicknachweis Randstiel
mit q_{eff} und Überkapazität von 20%
- F: Nachweis der Bepunktung
mit q_{eff} und 20% Überkapazität der
Verbindungsmittel gegenüber Schub-
versagen und Schubbeulen
- $$f_{v,0,d} = \min \begin{cases} k_{v1} \cdot R_d / a \\ k_{v1} \cdot k_{v2} \cdot f_{v,d} \cdot t \cdot 0,8 \\ k_{v1} \cdot k_{v2} \cdot f_{v,d} \cdot 35 \cdot t^2 / a_r \cdot 0,8 \end{cases}$$

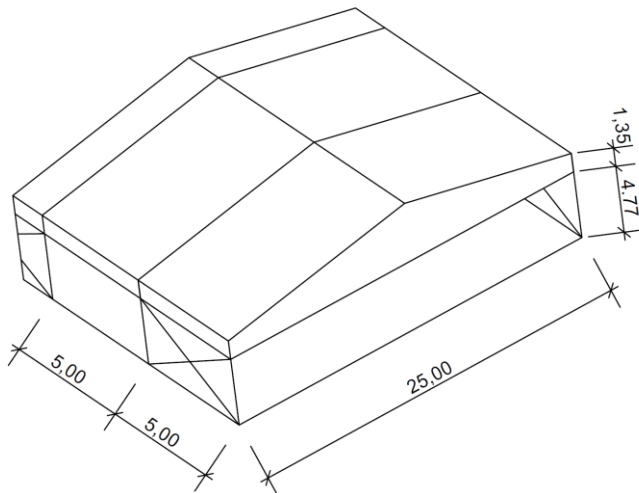
Vertikallasten werden im Rahmen dieses Beispiels nicht berücksichtigt!

Der Nachweis der Verankerung der Wandtafel in der Bodenplatte sowie weitere erforderliche Nachweise wie z.B. Knicken der Randrippen und Schwellenpressung werden im Rahmen dieser Beispielberechnung nicht geführt. Auflasten, welche die Zugkraft verringern, wurden ebenfalls nicht berücksichtigt.

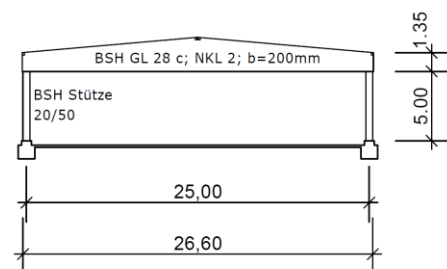
12 Beispiel nach DIN 4149: Hallentragwerk Holzhalle (Nachweis nur für die Querrichtung)

Bild 37 Perspektive und Aufriss

Perspektive:



Aufriss:



Bauart:

Holzhalle

(Die Halle soll giebelseitig beidseitig erweiterbar sein, daher wird in der Giebelwand das gleiche Aussteifungssystem wie in den übrigen Binderachsen verwendet.)

Standort:

Aachen

Erdbebenzone:

3 (DIN 4149 Bild 2)

Bemessungswert der Bodenbeschleunigung →

$a_g = 0,8 \text{ m/s}^2$ (DIN 4149 Tab.2)

Nutzung:

Gastronomie (Versammlungsstätte)

Bedeutungskategorie:

III

Bedeutungsbeiwert →

$\gamma_1 = 1,2$ (DIN 4149 Tab.3)

Baugrundklasse - Untergrundklasse

C - R (DIN 4149 Bild 3)

→ Untergrundparameter →

$S = 1,50$ (DIN 4149 Tab.4)

Beiwerte:

Dämpfungs-Korrektur-Beiwert →

$\eta = 1,0$ (DIN 4149 5.4.2)

Verstärkungsbeiwert →

$\beta_0 = 2,5$ (DIN 4149 5.4.2)

Ermittlung der Massen

Die Ermittlung der Massen erfolgt gemäß DIN 4149 5.5 nach den Kombinationsregeln der DIN 1055-100 für die Bemessungssituation Erdbeben unter Berücksichtigung der Kombinationsbeiwerte ψ_{EI} .

$$M = \left(\sum G_{kj} \oplus Q_{ki} \right) / 9,81$$

Nachweis der Erdbebensicherheit von Holzgebäuden

Eigenlasten:

- Eigengewicht Binder
- Aufbau(Dacheindeckung, Trapezblech, Pfette)
- Eigenlast Fassade

$$g_{k,Binder} = 1,90 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{k,1} = 1,00 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{k,Fassade} = 0,50 \text{ kN/m}^2$$

Schneelast:

Schneelastzone 2-3, Pultdach mit 5° Neigung

→ Formbeiwert

$$u_1 = 0,8$$

$$s_k = 0,8 \cdot 1,00 = 0,80 \text{ kN/m}^2$$

mit $\Psi_2 = 0,5$ für Schnee laut Ministerialblatt

$$0,5 \cdot 0,8 = 0,40 \text{ kN/m}^2$$

$$s_k^* = 0,40 \text{ kN/m}^2$$

Gesamtmasse:

$$\begin{aligned} M_{Gesamt} &= [A_D \cdot (s_k^* + g_{k,1}) + g_{k,Binder} \cdot I + 0,5 \cdot g_{k,Fassade}] / 9,81 \cdot 0,5 && \text{(je Stütze)} \\ &= [25,6 \cdot 5,00 \cdot (0,40 + 1,00) + 1,9 \cdot 25,6 + 0,5 \cdot 0,5 \cdot 2 \cdot 5 \cdot 5] / 9,81 \cdot 0,5 \\ &= \mathbf{12,4 \text{ t}} \end{aligned}$$

a) Einstufung horizontales Plateau

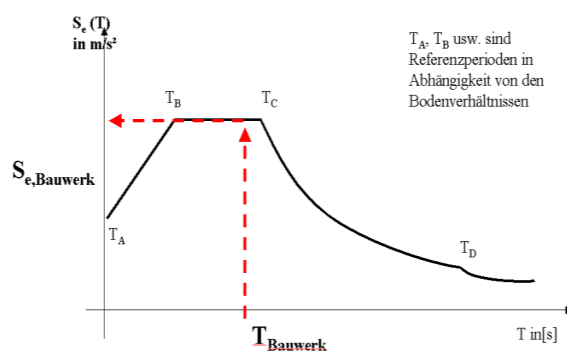
Elastisches Antwortspektrum:

Das Gebäude besitzt eine recht große Horizontalsteifigkeit, daher wird die Bemessungsbeschleunigung auf der sicheren Seite liegend für das horizontale Plateau (maximal mögliche Beschleunigung) berechnet.

$$\text{für } T_B \leq T \leq T_C \quad \rightarrow \quad S_e(T) = a_g \cdot \gamma_I \cdot S \cdot \eta \cdot \beta_0 \quad (\text{DIN 4149 5.2.4})$$

Mit den zuvor ermittelten Werten ergibt sich:

$$\begin{aligned} S_e(T) &= a_g \cdot \gamma_I \cdot S \cdot \eta \cdot \beta_0 \\ &= 0,8 \cdot 1,2 \cdot 1,50 \cdot 1,0 \cdot 2,5 \\ &= \mathbf{3,60 \text{ m/s}^2} \end{aligned}$$



Erdbebenkraft:

$$F_{e,d} = S_e(T) \cdot M = 3,6 \cdot 12,4 = 44,6 \text{ kN}$$

→ Einstufung in die Duktilitätsklasse 1, d.h. $q=1,50$

$$F_{b,d} = \frac{44,6}{1,5} = \mathbf{29,7 \text{ kN}}$$

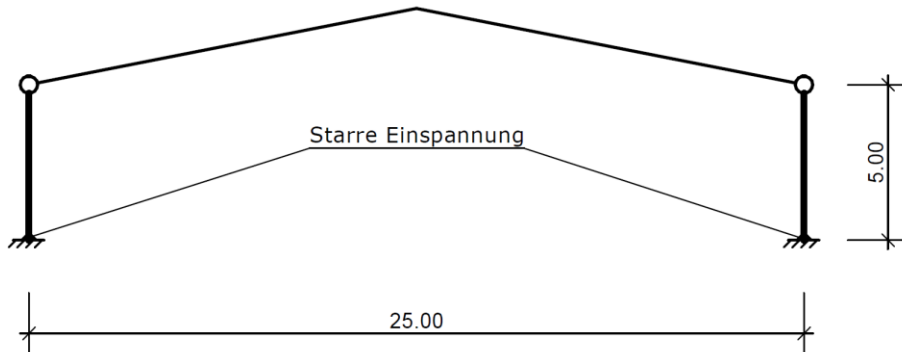
$$M_{b,d} = 29,7 \cdot 5,0 = \mathbf{148,7 \text{ kNm}}$$

Nachweis der Erdbebensicherheit von Holzgebäuden

b) Berechnung der Erdbebenkraft mit Berücksichtigung der Schwingdauer einer starren Einspannung. Duktilitätsklasse 1 $\rightarrow q = 1,5$

Stützen starr eingespannt:

Bild 38 Prinzipskizze



Ermittlung der Eigenfrequenz / Schwingdauer:

$$f = \frac{1}{2 \cdot \pi} \sqrt{\frac{c}{m}}$$

Federsteifigkeit

$$c = \frac{3 \cdot E \cdot I}{3} = 6,3 \cdot 10^5 \text{ N/m}$$

$$f = \frac{1}{2 \cdot \pi} \sqrt{\frac{6,3 \cdot 10^5}{12400}} = 1,13 \text{ Hz}$$

$$T = \frac{1}{f} = \frac{1}{1,13} = 0,88 \text{ s}$$

$$\rightarrow T_C = 0,3 \leq T = 0,88 \leq T_D = 2,0$$

(DIN 4149 5.4.2 Tab.4)

$$S_e(T) = a_g \cdot \gamma_1 \cdot S \cdot \beta_0 \cdot \frac{T_C}{T} \cdot \lambda$$

$$= 0,8 \cdot 1,2 \cdot 1,5 \cdot 2,5 \cdot \frac{0,3}{0,88} \cdot 1,0 = 1,23 \text{ m/s}^2$$

$$F_{e,d} = m \cdot S_e(T) = 12,4 \cdot 1,23 = 15,2 \text{ kN}$$

$$F_{b,d} = \frac{15,25}{1,5} = 10,1 \text{ kN}$$

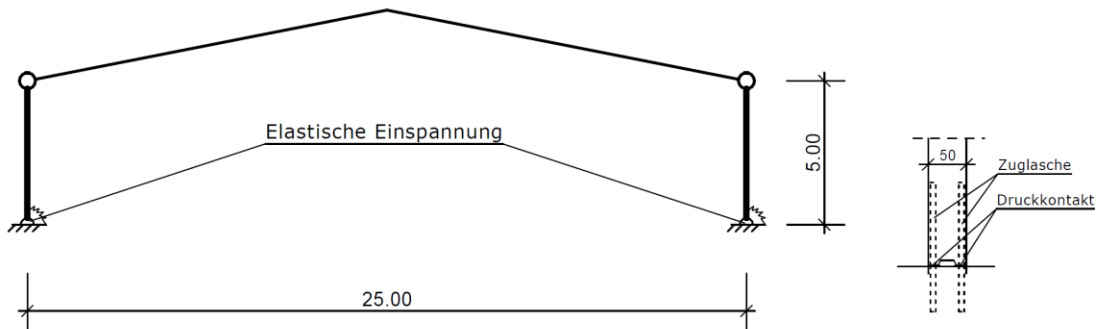
$$M_{b,d} = 10,1 \cdot 5,0 = 50,5 \text{ kNm}$$

Nachweis der Erdbebensicherheit von Holzgebäuden

C) Berechnung der Erdbebenkraft mit Berücksichtigung der Schwingdauer einer elastischen Einspannung. Duktilitätsklasse 2 $\rightarrow q = 2,5$

Stützen elastisch eingespannt:

Bild 39 Prinzipskizze



$$C_M = \text{Drehfeder des Fußpunktes} \left(C = \frac{M}{\varphi} \right)$$

$$= 422 \text{ kNm} / \text{arc} \text{ (in diesem Beispiel)}$$

$$\frac{1}{C_{ges}} = \frac{1}{C} + \frac{1}{C_M}$$

$$\frac{1}{C_{ges}} = \frac{1}{630} + \frac{1}{422}$$

$$C = 253 \text{ kNm} / \text{arc}$$

$$f = \frac{1}{2 \cdot \pi} \sqrt{\frac{253}{12,4}} = 0,72 \text{ hz}$$

$$T = \frac{1}{f} = \frac{1}{0,72} = 1,39 \text{ s}$$

$$\rightarrow T_C = 0,3 \leq T = 1,39 \leq T_D = 2,0$$

(DIN 4149 5.4.2 Tab.4)

$$S_e(T) = 0,8 \cdot 1,2 \cdot 1,5 \cdot 2,5 \cdot \frac{0,3}{1,39} \cdot 1,0 = 0,78 \text{ m/s}^2$$

$$F_{e,d} = 12,4 \cdot 0,78 = 9,6 \text{ kN}$$

$$F_{b,d} = \frac{9,6}{2,5} = 3,8 \text{ kN}$$

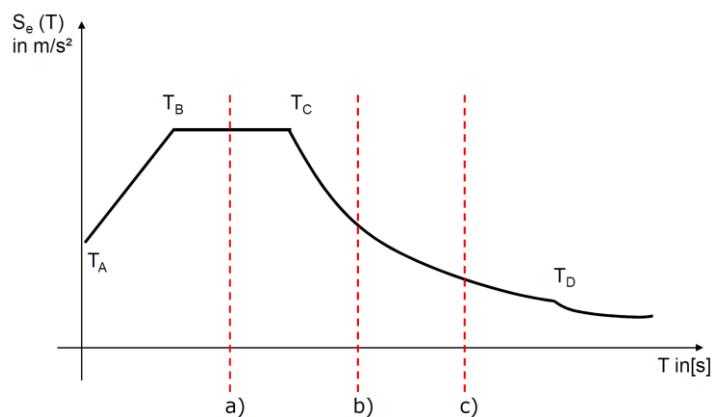
$$M_{b,d} = 3,8 \cdot 5,0 = 19,0 \text{ kNm}$$

Nachweis der Erdbebensicherheit von Holzgebäuden

Vergleich der Momente am Stützenfuß:

	Horizontales Plateau $q = 1,50$	Berücksichtigung der Systemsteifigkeit	Systemsteifigkeit + Drehfeder
$M [kNm]$	148,7	50,5	19,0

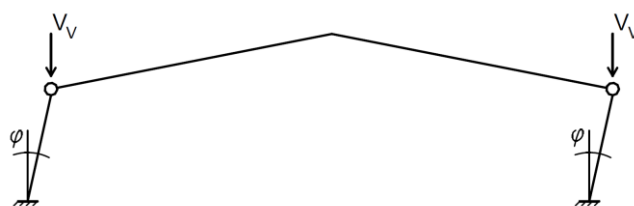
Elastisches Antwortspektrum:



Schiefstellung

Zusätzlich muss die Horizontalkraft aus der Schiefstellung berücksichtigt werden.

Bild 40 Prinzipskizze



$$\Delta H = V_v \cdot \varphi$$

$$V_v = M_{ges} = 9,81 = 12,4 \cdot 9,81 = 121,6$$

$$\varphi = \frac{1}{200} \cdot \sqrt{\frac{5}{h}} = \frac{1}{200} \cdot \sqrt{\frac{5}{5}} = 0,005$$

$$\Delta H = 121,6 \cdot 0,005 = \mathbf{0,60 \text{ kN}} \text{ (ggf. vernachlässigbar)}$$

Weitere Nachweise werden im Rahmen dieser Broschüre nicht geführt.

Nachweis der Erdbebensicherheit von Holzgebäuden

13 Abkürzungen und Indizes

A_{Ed}	Erdbebeneinwirkung
A_i	Querschnittsfläche der Holzrippen
a_g	Grundbeschleunigung
a_r	Abstand der Holzrippen untereinander
a_v	Verbindungsmittelabstand untereinander parallel zum Plattenrand
EI^*	Ersatzsteifigkeit
E_d	Bemessungswert der jeweiligen Schnittgröße in der Erdbebembemessungssituation
E_{0i}	E-Modul der Holzrippen parallel zur Faser
E_{90}	E-Modul des Holzes senkrecht zur Faser
F_b	Erdbebenersatzkraft
$F_{v,d}$	Bemessungswert der Platten-schubsteifigkeit
G	Schubmodul Holzwerkstoffplatten
G_K	Ständige Lasten
K_{ser}	Verschiebungsmodul bei stiftförmigen Verbindungsmitteln
k_{v1}	Beiwert nach DIN 1052 für schubsteif verbundene Plattenränder
k_{v2}	Beiwert nach DIN 1052 zur Berücksichtigung einer Zusatzbeanspruchung
m	Geschossmassen
M	Masse / Gesamtmasse des Bauwerks
N	Normalkraft in den Holzrippen
Q_K	Veränderliche Lasten
s	Verschiebung in der Grundschiebungsform
S	Untergrundparameter
S_e	Bemessungsbeschleunigung
$S_e(T)$	Ordinate des elastischen Antwortspektrums in Abhängigkeit der Grundschiebungzeit T
$S_d(T)$	Ordinate des Bemessungsspektrum
S_K	Schneelast

T	Grundschiebungzeit
t	Dicke der Holzwerkstoffplatte
T_R	Tragfähigkeit einer Wandtafel
U	Verformung
z	Abstand der Geschossmasse zum Fußpunkt

Griechische Buchstaben

λ	Korrekturfaktor für Gebäude mit mehr als 3 Geschossen
ψ_i	Kombinationsbeiwerte nach DIN 1055-100
γ_1	Bedeutungsfaktor
η	Dämpfungs-korrekturbeiwert
β_0	Verstärkungsbeiwert

14 Normen

- [1] DIN 4149:2005-04: Bauten in deutschen Erdbebengebieten – Lastannahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten, DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin (2005)
- [2] DIN EN 1998-1:2010-12 (D) Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten, DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin (2010)
- [3] DIN 1052:2008-12: Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken - Allgemeine Bemessungsregeln und Bemessungsregeln für den Hochbau, DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin (2008)
- [4] DIN EN 1995-1-1:2010-12 (D) Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-1: Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau, Dezember 2010, , DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin (2010)

Nachweis der Erdbebensicherheit von Holzgebäuden

- [5] DIN 1055-100:2001-03: Einwirkungen auf Tragwerke Teil 100: Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln, DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin (2001)

Literatur

- [5] Langenbach, R.: Better than Steel!? The use of timber for Large and tall buildings from ancient times until the present, www.conservationtech.com
- [6] Langenbach, R.: Survivors amongst the rubble, www.conservationtech.com (2002)
- [7] Bachmann, H.: Erdbebensicherung von Bauwerken, 2. Aufl., Birkhäuser Verlag, Basel (2002)
- [8] <http://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/3/38/Pswaves.jpg>

Weitere Literatur

- Blaß, H. J.; Ehlbeck, J.; Kreuzinger, H.; Steck, G.: Erläuterungen zu DIN 1052:2004, Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken, 2. Auflage, DGfH Innovations- und Service GmbH und Bruderverlag, (2005)
- Bonanni, M., Sippel, Th.; Rieder, A.: Formschluss hält Erdbeben stand – Anforderungen seismischer Belastungen an Dübel, Fischer Connect it – Ausgabe 7–2006.
- Butenweg, C.: Nachweiskonzept von Bauwerken nach DIN 4149, in: Tagungsband der DGEB/Uni Köln/DIN-Gemeinschaftstagung: Erdbebensicheres Bauen, Beuth Verlag, Berlin (2006)
- Brunner, R.: Erdbebengerechte mehrgeschossige Holzbauten, LIGNUM, Zürich (2010)
- Jung, P., Steiger, R., Wenk, T.: Erdbebengerechtes Entwerfen und Konstruieren von mehrgeschossigen Holzbauten, Lignatec, Lignum Zürich (2008)

Keintzel, E.: Über den Weg zur neuen deutschen Erdbebennorm DIN 4149:2005-04, in Bautechnik, 82 H. 8. (2005)

Krolak, M., Egle, J., Kreissig, A., Zeitler, H.: Holzbau nach Katastrophenfällen, INFORMATIONSDIENST HOLZspezial, Bonn (2006)

Lederer, St.: Master Thesis - Holzbauten in deutschen Erdbebengebieten - Vergleichende Untersuchung zur neuen DIN 4149

Meskouris, K.; Hinzen, K.: Bauwerke und Erdbeben, Grundlagen – Anwendung – Beispiele, 1. Auflage, Vieweg & Sohn Verlag, Wiesbaden (2003)

Müller, F. P., Keintzel, E.: Erdbebensicherung von Hochbauten, 2. Auflage, Ernst & Sohn, Berlin (1984)

Seim, W.: Erdbebensicherheit von Holzrahmenkonstruktionen – zwei unterschiedliche Nachweiskonzepte, Bauingenieur Band 84 (2009)

Steinmetz, D.: Tragende Decken- und Wandscheiben im Holzbau, Erweitertes Vortragsmanuskript zur Fachtagung Holzbau für Ingenieure am 06.12.2001 in Leinfelden

Zeitler, H.: Erdbebenbemessung im Holzbau nach DIN 4149:2005, in Ingenieurholzbau – Karlsruher Tage 2006, Bruderverlag Universität Karlsruhe, Karlsruhe (2006)

Nachweis der Erdbebensicherheit von Holzgebäuden

Projekträger und Herausgeber:

Ingenieurkammer-Bau
Nordrhein-Westfalen, Düsseldorf
www.ikbaunrw.de

Projektleitung:

Herr Dipl.-Ing. B. Walter, Aachen
Herr Dipl.-Ing. T. Wiesenkämper, Essen

Wissenschaftliche Begleitung durch Herrn Prof.
Dr.-Ing. W. Seim, Kassel. Mitarbeit von F.
Hoffmann, Hannover, und ideelle Unterstüt-
zung von Herrn Dipl.-Ing. H. Zeitter,
Wiesbaden.

In Abstimmung mit dem Informationsverein
Holz e.V., Berlin.

Partner:

Die Realisierung dieser technischen Informati-
onsschrift erfolgte durch die Partner:

Arbeitskreis ökologischer Holzbau, Herford
www.akoeh.de

Bundesverband deutscher Fertigtbau,
Bad Honnef
www.bdf-ev.de

Deutscher Holzfertigtbau-Verband, Stuttgart
www.holzfertigtbauverband.de

Egger Holzwerkstoffe, Wismar
www.egger.com

Fermacell GmbH, Duisburg
www.fermacell.de

Innungsverband des Zimmerer- und Holzbau-
gewerbes Westfalen, Schmallenberg
www.zimmerer-westfalen.de

ITW Befestigungssysteme, Hemmingen
www.haubold-paslode.de

Landesbeirat Holz NRW, Schmallenberg
www.landesbeiratholz-nrw.de

Landesbetrieb Wald und Holz NRW, Münster
www.wald-und-holz.nrw.de

SPAX International GmbH & Co. KG,
Ennepetal
www.spax.com

Studiengemeinschaft Holzleimbau, Wuppertal
www.brettschichtholz.de

Verband der deutschen Holzwerkstoffindustrie,
Gießen
www.vhi.de

81fünf high-tech & holzbau AG, Lüneburg
www.81fuenf.de

Redaktion:

Dipl.-Ing. (FH) M. Krolak, Hamburg

Die technischen Informationen dieser Schrift
entsprechen zum Zeitpunkt Ihrer Veröffentli-
chung den anerkannten Regeln der Technik.

Eine Haftung für den Inhalt kann trotz sorgfäl-
tigste Bearbeitung und Korrektur nicht über-
nommen werden.

Hinweise zu Änderungen, Ergänzungen und
Errata unter: info@ing-walter.de

Erschienen: Mai 2011



Landesbetrieb Wald und Holz
Nordrhein-Westfalen



DEUTSCHER
HOLZFERTIGBAU
VERBAND E.V.

Studiengemeinschaft Holzleimbau e.V.
CTT Council of Timber Technology

