



DIPLOMARBEIT
Master's Thesis

**Der Kapazitätsnachweis für Gründerzeithäuser mit
L -förmigem Grundriss**

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades
eines Diplom-Ingenieurs

unter der Leitung von

Univ. Prof. Dipl. Ing. Dr. techn. Andreas Kolbitsch
und

Univ. Ass. Dipl. Ing. Michael Höflinger

E206

Institut für Hochbau und Technologie

eingereicht an der Technischen Universität Wien
Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Clemens Greinstetter, BSc

0325914

1140 Wien, Jakschgasse 3/3

Wien, am 7. März 2011

Danksagung

An dieser Stelle möchte ich mich bei allen, die direkt oder indirekt an der Fertigstellung dieser Arbeit beteiligt waren, bedanken:

Meiner Familie, die mir dieses Studium überhaupt ermöglicht hat und nie daran zweifelte, dass *„aus mir etwas wird“*. Besonders meinem Papa, der selbst Bauingenieur ist und mir gelernt hat, dass *„die einfachen Lösungen meistens die besten sind“*. Meiner Freundin Pia, die immer für mich da ist.

Meinen Betreuern, Univ. Prof. Dipl. Ing. Dr. techn. Andreas Kolbitsch und Univ. Ass. Dipl. Ing. Michael Höflinger für viele Anregungen und die Möglichkeit mir das Thema meiner Diplomarbeit selbst auszusuchen.

Kurzfassung/Abstract

Das Ziel dieser Arbeit ist es einen praxistauglichen Kapazitätsnachweis für Gründerzeithäuser mit L-förmigem Grundriss zu entwickeln. In Anlehnung an den bestehenden Kapazitätsnachweis für rechteckige Grundrisse, welcher von der Magistratsabteilung 37 S gefordert wird, werden die Erdbebenkräfte nach dem vereinfachten Antwortspektrenverfahren ermittelt. Um diesen Nachweis auch auf L-förmige Gebäude umsetzen zu können musste die Frage geklärt werden wie das durch die Ausmitte des Massenmittelpunkts entstehende Torsionsmoment auf die Wände verteilt werden soll. Die Aufteilung erfolgt in annähernd symmetrische, rechteckige Teile, welchen dann aufgrund der vorhandenen Hebelsarme ein Anteil aus der Torsion zugeteilt wird. Die Überlagerung der Anteile aus Torsion und Querkraft ergibt dann die resultierende Belastung der Wände. Für die untersuchte Grundrissform kam es zu einer Verbesserung des Bestands. Der neue Kapazitätsnachweis stellt nicht viel mehr Aufwand dar als der vorhandene und erweist sich als durchaus praxistauglich. Um das entwickelte Rechenmodell zu verifizieren sind noch weitere Untersuchungen und Vergleiche erforderlich.

The goal of this master's thesis is to proof the capacity of Gründerzeit houses with L-shaped ground plan. In dependence on the existing proof for square ground plans, which is required by Magistratsabteilung 37 S, the seismic load is established with the simplified response spectrum method. In order to make this proof useable for L-shaped ground plans, one central question had to be resolved. How should the occurring torsional moment be distributed to the brick walls? The distribution ensues in nearly symmetrical square parts, which receive share-based forces as function of the lever arms. Via superposition of the forces for torsion and shear force the resulting stress is gained. For the analysed ground plan, the capacity could be advanced. The new proof is not much more effort than the existing and therefore very practicable. The developed model should be verified by other methods.

Inhaltsverzeichnis

Kurzfassung/Abstract	1
Inhaltsverzeichnis	2
Einleitung	4
1 Grundlagen	5
1.1 Erdbeben in Österreich	5
1.2 Arten von Erdbeben	8
1.3 Entstehung von Erdbeben	10
1.4 Erdbebenwellen	12
1.4.1 Longitudinalwellen	12
1.4.2 Transversalwellen	12
1.4.3 Oberflächenwellen	13
1.5 Erdbebengefährdung für Bauwerke	14
1.6 Erdbebenskalen	14
2 Stand der Technik	18
2.1 Geschichtliche Entwicklung der Erdbebennormung in Österreich	18
2.2 EN 1998-1	20
2.2.1 Anforderungen	20
2.2.1.1 Anforderungen an die Standsicherheit	20
2.2.1.2 Anforderungen an die Schadensbegrenzung	20
2.2.2 Baugrundbeschaffenheit	21
2.2.3 Erdbebenzonen	22
2.2.4 geringe Seismizität	23
2.2.5 sehr geringe Seismizität	23
2.2.6 Grundlegende Darstellung der Erdbebeneinwirkung	24
2.2.7 horizontales elastisches Antwortspektrum $S_e(T)$	25
2.2.8 Bemessungsspektrum für die lineare Berechnung	26
2.2.9 Bedeutungskategorien und Bedeutungsbeiwerte	28
2.2.10 Kombination der Erdbebeneinwirkungen mit anderen Einwirkungen	28

2.2.11	Berechnungsmethoden	29
2.2.12	Vereinfachtes Antwortspektrumverfahren	29
2.2.12.1	Gesamterdbebenkraft	30
2.2.12.2	Verteilung der horizontalen Erdbebenkräfte	30
2.3	Merkblatt der Magistratsabteilung 37 S	32
2.3.1	Rechtsgrundlage	33
2.3.2	Statische Vorbemessung	33
2.3.3	Unterschied unmaßgebliche - maßgebliche Änderung	33
2.3.4	Dachgeschossausbauten in Leichtbauweise	34
2.3.5	Dachgeschosszubauten in Massivbauweise	37
3	Kapazitätsnachweise	40
3.1	Grundlagen	40
3.2	Rechteckiger, symmetrischer Grundriss	42
3.2.1	Geometrie	43
3.2.2	Schritt 1: Berechnung der Erdbebenkräfte	45
3.2.3	Schritt 2: Kapazität des Bestandes	51
3.2.4	Schritt 3: Kapazität des Gebäudes mit ausgebautem Dachgeschoss	58
3.3	L-förmiger Grundriss	64
3.3.1	Geometrie	65
3.3.2	Schritt 1: Ermittlung der Erdbebenkräfte	67
3.3.3	Schritt 2: Kapazität des Bestandes	82
3.3.4	Schritt 3: Kapazität des Gebäudes mit ausgebautem Dachgeschoss	95
4	Zusammenfassung	101
5	Abbildungen -Tabellen -und Formelverzeichnis	103
5.1	Abbildungen	103
5.2	Tabellen	105
5.3	Formeln	106
6	Literaturverzeichnis	107

Einleitung

In Wien stehen heute noch traditionsgemäß eine Vielzahl an Gebäuden die in der Gründerzeit, Mitte des 19. Jahrhunderts erbaut wurden. Diese doch schon in die Jahre gekommenen Mauerwerksbauten sollen großteils erhalten bleiben um das Stadtbild zu wahren. Aus diesem Grund werden nach und nach immer mehr Gründerzeithäuser saniert. Im Zuge dessen erfahren Dachgeschossausbauten in Leichtbauweise (Stahl - Holzkonstruktionen) eine immer größer werdende Bedeutung. Die damit verbundenen Mehreinnahmen sind ein Anreiz für viele Bauträger. Damit ein Dachgeschossausbau von der Baubehörde der Stadt Wien genehmigt wird, müssen eine Vielzahl von Auflagen erfüllt sein.

Für den Bauingenieur bekommt in diesem Zusammenhang der Erdbebennachweis für Gründerzeithäuser eine besondere Bedeutung. Dieser Nachweis ist deshalb so interessant, weil Mauerwerksbauten ziemlich steif sind, meist eine hohe Eigenfrequenz haben und deshalb in den Plateaubereich des Bemessungsantwortspektrums nach EN 1998-1 fallen. Daraus resultiert eine große horizontale Belastung aus Erdbebenkräften. Im Merkblatt zur statischen Vorbemessung, herausgegeben von der Magistratsabteilung 37 S wird erläutert wie dieser Nachweis, genannt Kapazitätsnachweis, zu führen ist.

Der Kapazitätsnachweis ist ein Vergleich der Tragfähigkeiten der einzelnen Wände vor und nach dem Dachgeschossausbau. Maßgebend für die Kapazität des Gebäudes ist jene Wand, die den geringsten Widerstand gegen die horizontale Belastung aus Erdbeben entgegensetzen hat. Im Merkblatt findet der Nachweis Anwendung für rechteckige, annähernd symmetrische Grundrisse. Jetzt stellt sich natürlich die Frage wie ein Dachgeschossausbau leicht für andere Grundrissgeometrien erstellt werden kann, bzw. ob das überhaupt möglich ist.

Das Ziel dieser Diplomarbeit ist es, einen praktikablen Nachweis für L -förmige Grundrisse von Gründerzeithäusern zu entwickeln.

1 Grundlagen

Um Gebäude auf Erdbeben auslegen zu können ist es vorab wichtig zu verstehen wodurch ein Beben entstehen kann und wie es auf ein Bauwerk wirkt. Im folgenden werden die Arten und Eigenschaften der einzelnen Bebentypen sowie deren Auswirkungen, die Erdbebenwellen, und die Geschichte von Erdbebenereignissen in Österreich behandelt.

Die diesem Kapitel zugrundegelegte Literatur wurde folgenden Quellen entnommen:

[1], [2], [6], [8], [10] und befindet sich im Literaturverzeichnis (Kapitel 6).

1.1 Erdbeben in Österreich

Man könnte meinen, dass Erdbeben in Österreich kein Thema sind. Dennoch werden in Österreich jährlich 600 Erschütterungen vom Österreichischen Erdbebendienst an der Zentralanstalt für Meteorologie und Geodynamik (kurz ZAMG) registriert. Mehr als die Hälfte stammen zwar von Sprengungen, müssen aber dennoch untersucht werden. Von der Bevölkerung werden im Jahr in Österreich 30 - 60 Beben wahrgenommen. Dazu kommen noch ca. 4000 Erdbeben im Ausland, die ebenfalls registriert werden.

Erdbeben, die Gebäudeschäden verursachen, treten in Österreich in sehr unregelmäßiger Folge auf. Im statistischen Mittel ereignet sich alle drei Jahre ein Erdbeben mit leichten Gebäudeschäden, alle 15 - 30 Jahre mit mittleren Gebäudeschäden und alle 75 - 100 Jahre ein Erdbeben, das auch vereinzelt zu schweren Gebäudeschäden führen kann. Daher kommt der historischen Erdbebenforschung eine sehr große Bedeutung zu, denn diese trägt wesentlich zur verbesserten Einschätzung der langfristigen Erdbebengefährdung bei. Die ÖNORM B 1998-1, welche die Einteilung in Erdbebenzonen und ein Ortsverzeichnis mit Referenzbodenbeschleunigungen beinhaltet, basiert auf diesen historischen und jüngsten Erdbebenaten.

Die Erdbebenaktivitäten Österreichs konzentrieren sich in bestimmten Regionen des Bundesgebietes. Erdbeben, die eine Epizentralintensität vom Grad 7 überschreiten, sind zwar selten in Österreich, aber dennoch gab es mehrere Erdbeben dieser Klasse. Die meisten Erdbeben ereignen sich im Wiener Becken, Mürztal und dem Inntal. Der

südliche Teil von Kärnten ist durch die Erschütterungen von Erdbeben betroffen, die jenseits der Grenze - in Italien und Slowenien - ihren Ausgang gefunden haben. Folgende Tabellen geben einen Überblick über historische Erdbeben in Österreich (Tabelle 1.1) und die Erdbebengefährdung des Bundesgebiets (Abbildung 1.1).

Tabelle 1.1 Überblick der historischen Erdbeben in Österreich und deren Stärke nach [6]

Jahr	Magnitude	Intensität	Ort	Bundesland
1201	6,1	9	Katschberg	Kärnten
1267	5,4	8	Kindberg	Steiermark
1348	6,8	10	Friaul	Italien
1571	4,5	7	Innsbruck	Tirol
1572	5,2	8	Innsbruck	Tirol
1590	5,2	8	Riederberg	Niederösterreich
1590	5,75	9	Riederberg	Niederösterreich
1670	5,2	8	Hall	Tirol
1689	5,2	8	Innsbruck	Tirol
1690	6,1	9	Friaul	Italien
1712	4,0	6	Wr. Neustadt	Niederösterreich
1766	4,6	7	St. Margarethen	Burgenland
1767	4,8	7	Strassburg	Kärnten
1768	5,0	7	Wr. Neustadt	Niederösterreich
1794	4,7	7	Leoben	Steiermark
1810	4,5	6	Admont	Steiermark
1820	4,5	7	Schwaz	Tirol
1837	4,7	7	Mürzzuschlag	Steiermark
1841	4,0	6	Wr. Neustadt	Niederösterreich
1857	4,6	7	Rosegg	Kärnten
1876	4,4	6	Scheibbs	Niederösterreich
1885	5,0	7	Kindberg	Steiermark

1886	5,1	8	Nassereith	Tirol
1888	4,6	7	Siegendorf	Burgenland
1910	4,8	7	Nassereith	Tirol
1916	4,7	7	Judenburg	Steiermark
1927	5,1	7	Wartberg	Steiermark
1927	5,2	8	Schwadorf	Niederösterreich
1930	5,3	7	Namlos	Tirol
1936	5,0	7	Obdach	Steiermark
1938	5,0	7	Ebreichsdorf	Niederösterreich
1939	5,0	7	Puchberg	Niederösterreich
1972	5,3	8	Seebenstein/Pitten	Niederösterreich
1976	6,5	10	Firaul	Italien

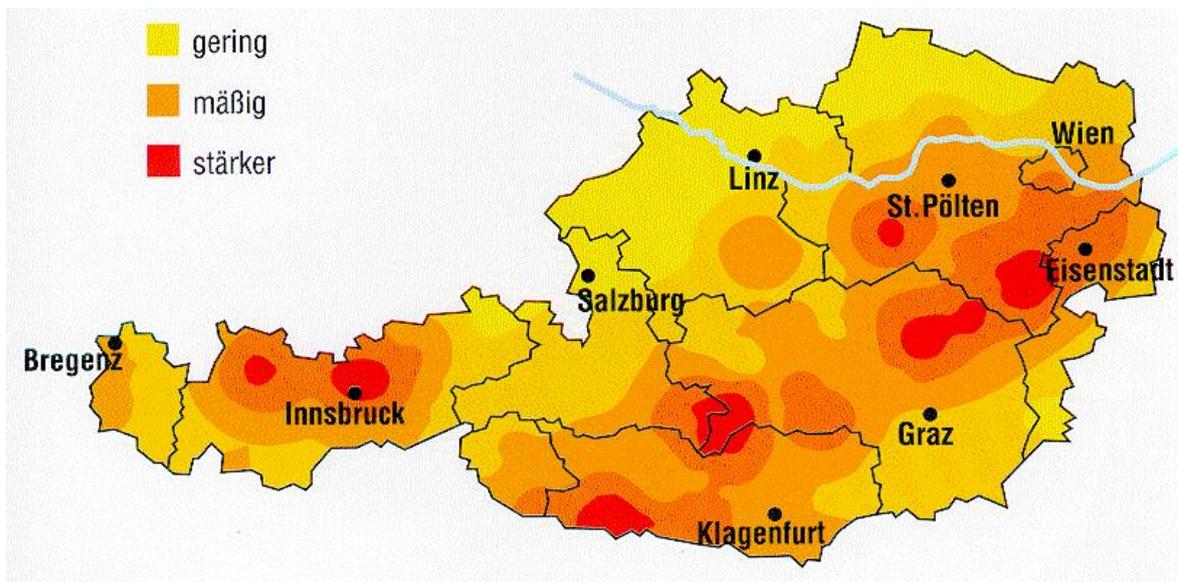


Abbildung 1.1 Zonen der Erdbebengefährdung Österreichs aus [6]

1.2 Arten von Erdbeben

Jedes Erdbeben ist eine Erschütterung des Erdbodens. Anhand der Ursache, welche die Erschütterung hervorruft wird in unterschiedliche Erdbebenarten unterschieden.

Ein *vulkanisches Beben* entsteht durch das Aufsteigen von Magma oder durch unterirdische Explosionen infolge hohen Drucks. Auch die *Förderung von Rohstoffen* wie zum Beispiel Erdöl und Erdgas kann zu Bodenerschütterungen führen, da die Spannungsverhältnisse im Gestein verändert werden. Zum sogenannten Gebirgsschlag kann es durch *einstürzende unterirdische Hohlräume* (zum Beispiel im Bergbau oder auch bei Neuerrichtung von Staudämmen durch die hohe Wasserauflast) kommen.

Alle bis jetzt aufgezählten Ursachen für Erdbeben können auf ein begrenztes Gebiet starke zerstörende Auswirkungen haben. Um aber das Risiko und die Vorabschätzung von Erdbebenlasten zu ermöglichen haben diese Ursachen aufgrund ihrer geringen freigesetzten Energie kaum Bedeutung. Wesentlich mehr Energie wird bei einem Dislokationsbeben (=tektonisches Beben) freigesetzt. Die Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben richtet sich deshalb nach den horizontalen Lasten die durch diese Art von Beben entstehen.

Ein *Dislokationsbeben* entsteht durch geologische Vorgänge in der Erdkruste und im oberen Erdmantel. Diese dynamischen Vorgänge werden als Plattentektonik beschrieben. Die Lithosphäre, welche Erdmantel und Erdkruste umfasst, weist ein elastisches Materialverhalten auf. Unterhalb der Lithosphäre befindet sich die Asthenosphäre, die keine Elastizität mehr aufweist und sich wie eine Flüssigkeit verhält. Deshalb schwimmen die Platten der Lithosphäre auf der Asthenosphäre, was zu Bruchzonen führt.

Die Lithosphäre lässt sich in die 7 flächenmäßig größten Platten einteilen:

- pazifische Platte
- nordamerikanische Platte
- antarktische Platte
- südamerikanische Platte
- afrikanische Platte
- eurasische Platte
- australische Platte

Die Grenzen der Platten sind anhand folgender Abbildung 1.2 erkennbar.

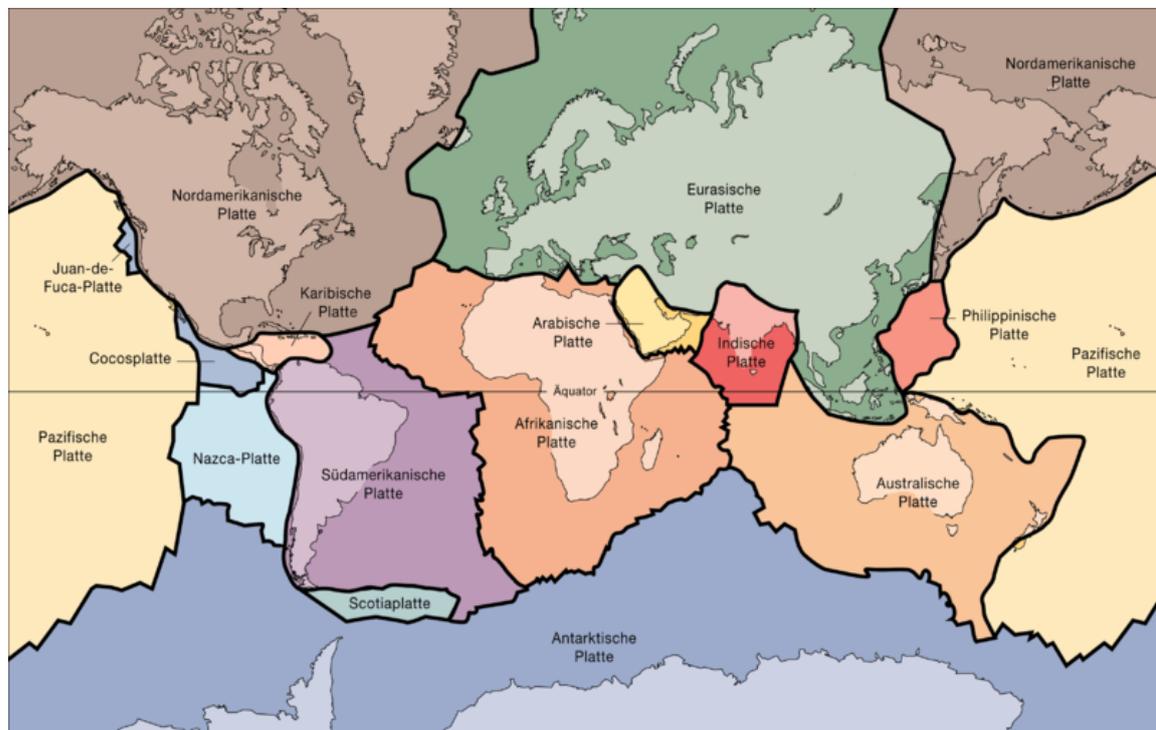


Abbildung 1.2 Grenzen der Lithosphärenplatten aus [1]

1.3 Entstehung von Erdbeben

Je nachdem wie sich die Platten bewegen entstehen unterschiedliche geologische Formen.

Driften zwei Platten aufeinander zu, so gleitet die schwerere, ozeanische Platte unter die leichtere, kontinentale Platte und es entstehen Tiefseerinnen und Gebirgszüge.

Durch Kollision von zwei Kontinentalplatten kommt es zur Hebung und somit zur Gebirgsbildung (z.B. Alpen).

Zwei Platten die Auseinanderdriften bewirken eine Spaltung und das Aufsteigen von Magma, welche sofort wieder abkühlt und den Spalt verschließt.

Die wichtigste Verschiebung zweier Platten zueinander in Hinblick auf die Entstehung von Erdbeben ist die Bewegung quer aneinander. Durch diese Reibung bilden sich an Diskontinuitäten Verzahnungen wodurch sich große Schubspannungen aufbauen. Irgendwann hält die Verzahnung der aufgebauten Spannung nicht mehr stand und es wird Energie in Form von Erdbebenwellen freigesetzt.

Die Bewegungen und ihre Folgen sind anhand der Abbildung 1.3 zu erkennen.

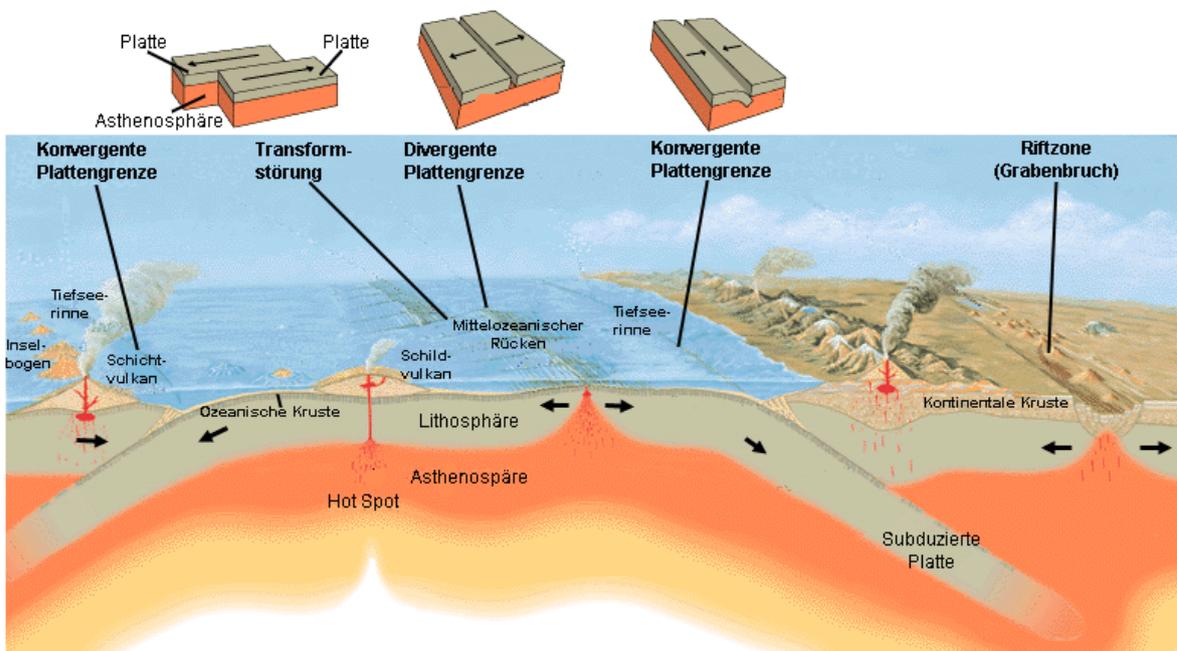


Abbildung 1.3 Überblick der unterschiedlichen Plattenbewegungen und deren Folgen aus [1]

Der für die Entstehung von Erdbeben wichtigste Vorgang ist also der Scherbruch zweier Platten aneinander. Es gibt eine Menge von grundlegenden Fachbegriffen im Zusammenhang mit Erdbeben auf welche im nächsten Absatz eingegangen wird.

Jener Ort an dem der Bruch in der Erdkruste beginnt wird als Herd oder auch als Hypozentrum bezeichnet. Das Epizentrum ist jener Punkt an der Erdoberfläche, der sich direkt über dem Herd befindet. Im Epizentrum eines Bebens entsteht meist der größte Schaden und es wird das Beben am stärksten wahrgenommen. Umso größer der Abstand zwischen dem Epizentrum und dem Standort eines Bauwerks ist, desto geringer wird die Auswirkung des Bebens auf das Bauwerk. Dieser Abstand wird als Epizentraldistanz bezeichnet. Als Hypozentraldistanz wird der Abstand zwischen dem Herd und dem Standort eines Bauwerkes definiert. Ob es sich bei einem Erdbeben um ein Flach- oder ein Tiefbeben handelt, hängt vom Abstand des Herdes von der Erdoberfläche ab. Dieser Abstand heißt Herdtiefe. Von einem Flachbeben ist die Rede wenn eine Herdtiefe bis 70 Kilometer vorliegt. Wenn der Herd des Erdbebens tiefer liegt als 70 Kilometer (bis zu 700 Kilometer) so spricht man von einem Tiefbeben. Der Großteil aller auf der Erde registrierten Erdbeben sind Flachbeben.

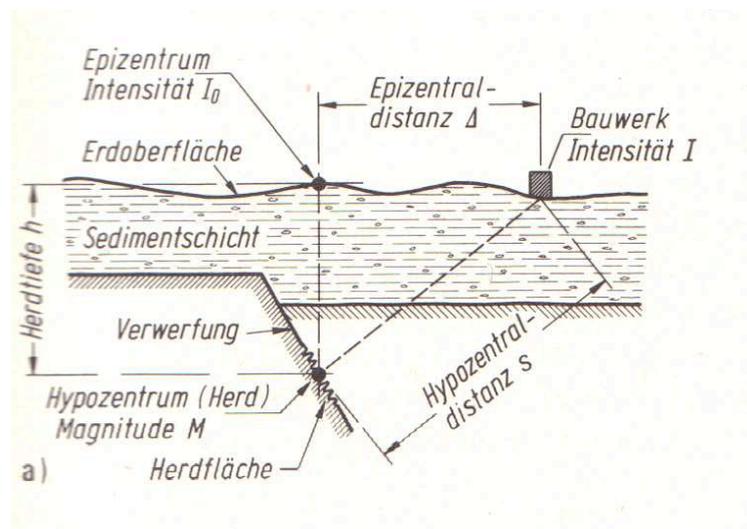


Abbildung 1.4 Vertikalschnitt durch eine Bruchfläche und Darstellung der Fachbezeichnungen aus [2]

Wie aus der Abbildung 1.4 ersichtlich ist, ereignet sich der Bruch in der Erdkruste nicht nur entlang einer Linie sondern entlang einer Fläche, der Herdfläche. Die Bruchgeschwindigkeit liegt ungefähr bei 3 km/s.

Nach dem Bruch steht die Herdfläche und ihre Umgebung in einem neuen Gleichgewicht. Dieses Gleichgewicht kann, muß aber nicht von langer Dauer sein und häufig treten deshalb weitere Nachbeben auf.

Die beschriebenen Prozesse haben ein gemeinsames Ergebnis. Es entstehen Erdbebenwellen. Diese durchlaufen das Erdinnere als Longitudinalwellen und

Transversalwellen und breiten sich dann entlang der Erdoberfläche in Form von Oberflächenwellen aus. Die drei Arten von Wellen werden im folgenden kurz erläutert.

1.4 Erdbebenwellen

1.4.1 Longitudinalwellen

Die Longitudinalwellen oder auch Kompressionswellen breiten sich durch Volumensänderung des durchdrungenen Mediums in Ausbreitungsrichtung fort, wie in Abbildung 1.5 zu erkennen ist.

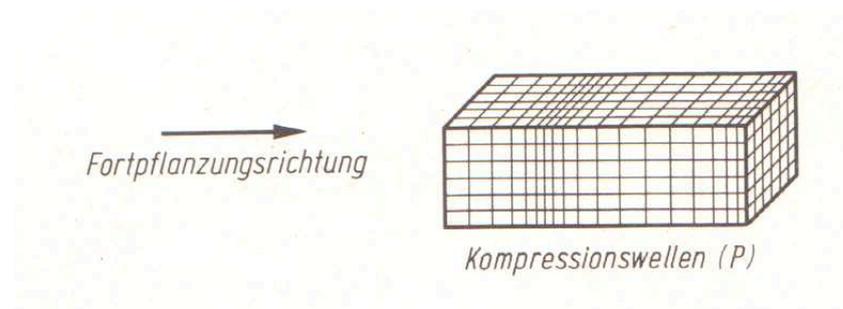


Abbildung 1.5 Ausbreitung von Longitudinalwellen aus [2]

1.4.2 Transversalwellen

Die Transversalwellen oder auch Scherwellen genannt, bringen die Teilchen des Ausbreitungsmediums normal zur Fortpflanzungsrichtung der Welle zum schwingen. Dieses Schwingen ist mit einer Gestaltsänderung des Mediums verbunden und in Abbildung 1.6 dargestellt.

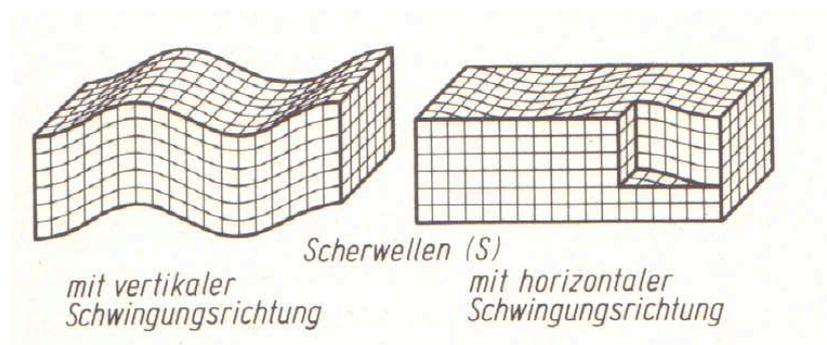


Abbildung 1.6 Ausbreitung von Transversalwellen je nach Schwingungsrichtung aus [2]

1.4.3 Oberflächenwellen

Die Oberflächenwellen werden nochmals unterteilt in Rayleigh -und Lovewellen. Der Unterschied zwischen Rayleigh -und Lovewellen liegt in Bewegung die sie durchführen. Der Durchgang von Rayleighwellen durch Bodenteilchen bewirkt eine elliptische Bewegung normal zur Erdoberfläche. Hingegen entsteht durch Lovewellen eine reine Horizontalbewegung. Aus folgender Abbildung 1.7 werden die Unterschiede zwischen Rayleigh -und Lovewellen deutlich.

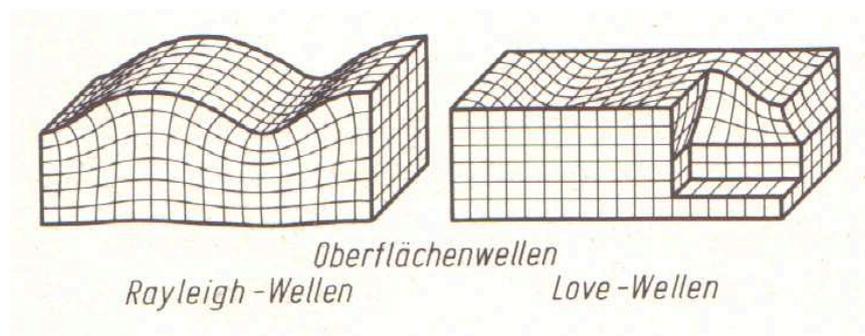


Abbildung 1.7 Ausbreitung von Oberflächenwellen aus [2]

Da Longitudinalwellen eine höhere Ausbreitungsgeschwindigkeit aufweisen als Transversalwellen werden sie als P -Wellen (von primär, weil sie zuerst angreifen) bezeichnet. Die Bezeichnung von Transversalwellen als S -Wellen (sekundär) ist dadurch klar. Setzt man die Ausbreitungsgeschwindigkeit von Longitudinalwellen in Verhältnis zu jener von Transversalwellen, so ist erkennbar, dass sich longitudinale Wellen um den Faktor $\sqrt{3}$ schneller ausbreiten. In nachstehender Tabelle 1.2 sind die typischen Ausbreitungsgeschwindigkeiten der einzelnen Wellentypen zusammengefasst. Die exakte Wellengeschwindigkeit ist von den elastischen Eigenschaften (beschrieben durch die Materialparameter: Kompressionsmodul, Schubmodul und Lamé'sche Zahl) und von der Dichte des Ausbreitungsmediums abhängig.

Tabelle 1.2 typische Ausbreitungsgeschwindigkeiten der Wellentypen nach [8]

Wellentyp	Ausbreitungsgeschwindigkeit
P -Wellen	5 - 7 km/s in der Erdkruste
S -Wellen	3 - 4 km/s in der Erdkruste
Oberflächenwellen	2 - 4 km/s frequenzabhängig

1.5 Erdbebengefährdung für Bauwerke

Die auf ein Bauwerk treffenden Wellen erzeugen große horizontale aber auch vertikale Beschleunigungen die über den Boden übertragen werden. Dadurch, dass Bauwerke primär zum Abtragen vertikaler Lasten konzipiert sind, muß den auftretenden Horizontallasten eine besondere Bedeutung zugeordnet werden. Die vertikalen Beschleunigungen erzeugen in der Regel unbedeutende zusätzliche Vertikallasten und sind meist vernachlässigbar.

Grundsätzlich gibt es drei Faktoren die gemeinsam die Gefährdung eines Bauwerks beeinflussen.

Die Seismizität des Gebietes in dem das Bauwerk steht. Das heißt wie stark können Erdbeben in dieser Region bzw. in diesem Land ausfallen. Die nötigen Informationen müssen den aktuell gültigen Normen des jeweiligen Landes entnommen werden.

Der Baugrund spielt auch eine bedeutende Rolle. Umso weicher und unverfestigter der Boden, desto stärker wirken sich die Erschütterungen aus einem Erdbeben auf Gebäude aus. In EN 1998-1 werden Baugrundtypen festgelegt. Welcher dieser Typen vorliegt sollte durch ein Bodengutachten (falls vorhanden) abgeklärt werden.

Das Eigenschwingungsverhalten des Bauwerks nimmt auch maßgeblichen Einfluß auf die Gefährdung durch Erdbeben. Ein schlanker Turm wird sicher eine deutlich niedrigere Frequenz bzw. eine längere Periode aufweisen als ein flaches, gedrungenes Einfamilienhaus.

Diese Faktoren gehen in die Erdbebennormen der einzelnen Länder ein.

1.6 Erdbebenskalen

Um zu quantifizieren und zu vergleichen wie stark ein Erdbeben war, gibt es verschiedene Skalen. Sie beziehen sich auf die Stärke oder auch die Wirkung des Bebens auf Bauwerke und Menschen.

Seismologen verwenden bei der Beschreibung von Erdbeben zwei grundsätzlich verschiedene und trotzdem gleichwertige Arten von Skalen. Einerseits wird die am Ort des Erdbebens freigesetzte Energie auf einer Magnitudenskala in arabischen Zahlen zugeordnet und somit vergleichbar. Andererseits werden auf einer Intensitätsskala die Auswirkungen auf Menschen, Tiere und Bauwerke mit römischen Zahlen zugeordnet.

bekannte Magnitudenskalen:

Richterskala (nach Charles Francis Richter)

Momenten -Magnitudenskala (nach Hiroo Kanamori) siehe Tabelle 1.3

bekannte Intensitätsskalen:

Europäische Makroseismische Skala (EMS) siehe Tabelle 1.4

Mercalliskala (nach Giuseppe Mercalli)

Siebergskala (nach August Heinrich Sieberg)

Stellvertretend für die zwei Arten von Skalen wird je eine Intensitäts -und eine Magnitudenskala angeführt.

Tabelle 1.3 Momentenmagnitudenskala Herdenergie verglichen mit TNT und äquivalenten Hiroshima - Atombomben nach [1]

M_w	E_s [J]	Menge TNT [t]	Äquivalenz Hiroshima- Atombomben (12,5 kT TNT)
4	$6,3 \cdot 10^{10}$	15	0,0012
5	$2,0 \cdot 10^{12}$	475	0,038
6	$6,3 \cdot 10^{13}$	15.000	1,2
7	$2,0 \cdot 10^{15}$	475.000	38
8	$6,3 \cdot 10^{16}$	15.000.000	1.200
9	$2,0 \cdot 10^{18}$	475.000.000	38.000

Um die Bedeutung des Magnituden-Wertes M_w plausibel zu machen, wird die bei dem Erdbeben abgestrahlte seismische Energie E_s gelegentlich mit der Wirkung des herkömmlichen chemischen Sprengstoffs TNT verglichen.

EMS (Europäische Makroseismische Skala) auch als Mercalli -Siebergskala bekannt

Tabelle 1.4 Europäische Makroseismische Skala nach [10]

Stärkegrad	Kurzbezeichnung	Beobachtung
I	nicht fühlbar	Selbst unter günstigen Bedingungen nicht fühlbar.
II	kaum bemerkbar	Einzelne ruhende Personen nehmen die Erschütterungen wahr, vor allem in höher gelegenen Stockwerken von Gebäuden.
III	schwach	Schwache Erschütterungen werden durch Personen wahrgenommen, die sich innerhalb von Gebäuden befinden. Ruhende Personen fühlen ein Schwanken oder leichtes Erzittern.
IV	deutlich	Von vielen Personen innerhalb von Gebäuden wahrnehmbar, außerhalb nur von einigen. Manche Schlafende erwachen. Die Stärke der Erschütterungen ist nicht beängstigend. Fenster, Türen und Geschirr klappern, hängende Objekte beginnen zu schwingen.
V	stark	Von den meisten Personen innerhalb von Gebäuden wahrnehmbar, außerhalb von einigen. Manche Personen flüchten aus Gebäuden, viele Schlafende erwachen. Gebäude erzittern komplett, hängende Objekte schwingen deutlich, Porzellan und Gläser stoßen vernehmlich zusammen. Die Erschütterungen sind stark, kopflastige Objekte fallen um. Türen und Fenster öffnen und schließen sich.
VI	leichte Gebäudeschäden	Wird von den meisten Personen innerhalb von Gebäuden wahrgenommen, außerhalb von den meisten. Viele Personen in Gebäuden erschrecken und flüchten nach draußen. Kleine Gegenstände fallen herunter. Leichte Schäden an normalen Gebäuden, so etwa Risse und Ausbrüche in Verputzen.
VII	Gebäudeschäden	Die meisten Personen in Gebäuden erschrecken und flüchten nach draußen. Möbel verrutschen und viele Gegenstände fallen aus Regalen und offenen Schränken. Viele normale Gebäude werden beschädigt, so etwa durch Mauerrisse und teilweise einstürzende Kamine.

VIII	schwere Gebäudeschäden	Möbel können umfallen. Viele normale Gebäude werden beschädigt: Kamine stürzen ein, große Mauerrisse, einige Gebäude fallen teilweise zusammen.
IX	zerstörernd	Hohe Strukturen wie Denkmäler oder Säulen fallen um oder werden verbogen. Viele normale Gebäude fallen teilweise zusammen, einige Gebäude werden vollständig zerstört.
X	sehr zerstörernd	Viele normale Gebäude stürzen ein.
XI	verwüstend	Die meisten normalen Gebäude stürzen ein.
XII	vollständig verwüstend	Fast alle über- und unterirdischen Bauwerke werden zerstört oder schwer beschädigt.

2 Stand der Technik

2.1 Geschichtliche Entwicklung der Erdbebennormung in Österreich

Den folgenden Erläuterungen liegt der Artikel Erdbebengerechte Baunorm in Österreich von Wolfgang A. Lenhardt auf der Homepage der Österreichischen Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik (kurz OGE) zugrunde [7].

In Österreich regelte nach 1945 die ÖNORM B 4000-3 "Berechnung und Ausführung der Tragwerke - allgemeine Grundlagen - Windlasten und Erdbebenkräfte" in den drei Ausgaben 1955, 1956 und 1961 die Berücksichtigung der Erdbebeneinwirkungen. Drei Jahre nach dem schweren Erdbeben im Friaul 1976 wurde 1979 eine neue ÖNORM B 4015-1 "Erdbebenkräfte an nicht schwingungsanfälligen Bauwerken" herausgegeben. Weitere geplante Teile (z.B. Teil 2, Berechnungsanleitung) wurden damals nicht fertiggestellt. Die Einführung des EUROCODE 8, der die Bemessungswerte mit 10% Überschreitungswahrscheinlichkeit in 50 Jahren vorschreibt, erforderte eine grundlegende Überarbeitung, die am 1. Oktober 1997 in einer neuen Fassung der ÖNORM B 4015-1 mündete. Im August 1999 folgte dann zum ersten Mal der 2. Teil der ÖNORM, der sich mit den Berechnungsmethoden befasste. Im Juni 2002 erschien dann die Version der ÖNORM B 4015, die die beiden Teile 1 und 2 zusammenfasste. Im November 2006 folgte die bislang letzte Version.

Mit Ende Mai 2009 wurde die ÖNORM B 4015 zurückgezogen. An ihre Stelle trat die ÖNORM EN 1998-1. Nationale Festlegungen und Erläuterungen sind dann in der ÖNORM B 1998-1 geregelt. Die in der letzten Version der ÖNORM B 4015 erwähnten Erdbeben-Bemessungswerte bleiben bestehen und haben sich seit der ÖNORM B 4015 (Version 1997) nicht geändert.

Die Basis für die erdbebenbezogene Standortbeurteilung stellt eine Landkarte dar, die die Erdbebenzonen ausweist. Die neue Karte nach ÖNORM B 1998-1 unterscheidet - genauso wie die alte Karte nach ÖNORM B 4015 - fünf Erdbebenzonen (Zonen 0 - Zone 4), die mit den zu erwartenden effektiven Bodenbeschleunigungen (= 70 % der maximalen Bodenbeschleunigungen) in Verbindung stehen. Die neue Fassung der Norm bezieht sich auf zwei Karten, die beide in der ÖNORM B 1998-1 veröffentlicht sind. Die erste Karte stellt die Zonenkarte dar. Die zweite Karte dient

zur Ablesung der relevanten Bemessungsbeschleunigungen. Für größere Ortschaften finden sich diese Werte zusätzlich in einem Anhang der ÖNORM B 1998-1 um eine klare Zuweisung der entsprechenden Werte für einen bestimmten Standort zu gewährleisten.

Mehr als die Hälfte der Staaten, die eine Erdbebennorm herausgegeben haben, verwenden heute als Bemessungsgrundlage der Gefährdung (= Überschreitenswahrscheinlichkeit einer bestimmten Erdbebenbelastung) eine mittlere Wiederkehrperiode von 475 Jahren. Diese Zahl erscheint kryptisch, resultiert aber aus drei Überlegungen:

- 1) Statistisch ist dieser Zeitraum notwendig, um das heute akzeptierte Sicherheitserfordernis eine Überschreitungswahrscheinlichkeit von nur 10 % in 50 Jahren, welches einer mittleren Wiederkehrperiode von 475 Jahren entspricht, zu erfüllen.
- 2) Die Erdbebeninformationen aus diesem Zeitraum können noch als relativ vollständig betrachtet werden.
- 3) Der Bemessungszeitraum ist damit auch EU-konform und entspricht dem EUROCODE-8.

Die Werte der alten Karte nach ÖNORM B 4015 bezogen sich hingegen auf das 100-jährliche Erdbeben und die Isolinien gleicher Erdbebenbelastung auf das 200-jährliche Erdbeben. In Bereichen historischer Extremereignisse waren damals außerdem lokale Anpassungen durchgeführt worden. Weiters beziehen sich die Zonen der neuen Karte auf Beschleunigungen, und nicht, wie in der alten Version der Norm, auf den Erdbebenkoeffizienten. Warum diese Komplizierung? Dieser scheinbare Umweg soll den Zusammenhang mit der verwendeten Grundgröße - in diesem Fall die Bodenbeschleunigung - verdeutlichen. Während die alte Karte auf Intensitätswerten beruhte, denen in der Folge Bodenbeschleunigungen, und weiters die Erdbebenkoeffizienten zugeordnet waren, so wurde die neue Karte direkt aufgrund rekonstruierter Bodenbeschleunigungen erstellt.

Da sich in den letzten Jahrzehnten eine gewisse Vereinheitlichung der Erdbebennormen etabliert hat und diese Grundsätze von vielen Ländern inzwischen auch angewendet wurden, entspricht die neue Fassung der Österreichischen Erdbebennorm dem heute international akzeptierten Standard und dem EUROCODE.

Im nächsten Kapitel wird auf die derzeit gültige ÖNORM EN 1998-1 näher eingegangen.

2.2 EN 1998-1

Grundsätzlich ist anzumerken, dass nur jene Passagen der Norm erläutert werden, die in direktem Bezug zum Thema der Diplomarbeit stehen und als relevant erscheinen. Es besteht also kein Anspruch auf Vollständigkeit. Im folgenden werden Teile aus EN 1998-1 bzw. B 1998-1 übernommen und wichtige Parameter sowie Rechenverfahren erläutert.

2.2.1 Anforderungen

2.2.1.1 Anforderungen an die Standsicherheit

Das Tragwerk muß so bemessen und ausgebildet sein, dass es ohne örtliches oder globales Versagen dem Bemessungserdbeben widersteht ohne dabei seinen inneren Zusammenhalt und seine Resttragfähigkeit nach dem Erdbeben zu verlieren.

Das Bemessungsbeben wird definiert mit Hilfe einer

- Referenz -Erdbebeneinwirkung mit einer Referenzübertretungswahrscheinlichkeit von $P_{NCR} = 10\%$ in 50 Jahren. Das entspricht einer Referenz -Wiederkehrperiode von $T_{NCR} = 475$ Jahren und des
- Bedeutungsbeiwertes γ_I , der in Kapitel 2.2.9 erläutert wird.

2.2.1.2 Anforderungen an die Schadensbegrenzung

Das Bauwerk muß so bemessen und ausgebildet sein, dass es einer Erdbebeneinwirkung widersteht, die eine höhere Auftretenswahrscheinlichkeit hat als das Bemessungsbeben, ohne dass Schäden oder damit verbundene Nutzungsbeschränkungen auftreten, deren Kosten im Vergleich zu den Baukosten selbst unverhältnismäßig hoch wären. Die Erdbebeneinwirkung, die bezüglich der Anforderungen an die Schadensbegrenzung berücksichtigt werden muss, besitzt eine Übertretungswahrscheinlichkeit von $P_{DLR} = 10\%$ in 10 Jahren. Das entspricht einer Wiederkehrperiode von $T_{DLR} = 95$ Jahre.

2.2.2 Baugrundbeschaffenheit

Um den Baugrund klassifizieren zu können müssen geeignete Untersuchungen durchgeführt worden sein. In Abhängigkeit von der Bedeutungskategorie des Tragwerks sind Baugrunderkundungen bis zu geologischen Untersuchungen erforderlich. Die Klassifizierung erfolgt anhand der in Tabelle 2.1 angeführten Baugrundklassen.

Tabelle 2.1 Eigenschaften der Baugrundklassen nach [3]

Baugrundklasse	Beschreibung des stratigraphischen Profils	Parameter		
		$v_{s,30}$ [m/s]	N_{SPT} [Schläge /30cm]	c_u [kPa]
A	Fels oder andere felsähnliche geologische Formation, mit höchstens 5 m weicherem Material an der Oberfläche	>800	-	-
B	Ablagerungen von sehr dichtem Sand, Kies oder sehr steifem Ton, mit einer Dicke von mindestens einigen zehn Metern, gekennzeichnet durch einen allmählichen Anstieg der mechanischen Eigenschaften mit der Tiefe	360-800	>50	>250
C	Tiefe Ablagerungen von dichtem oder mitteldichtem Sand, Kies oder steifem Ton, mit Dicken von einigen zehn bis mehreren hundert Metern	180-360	15-50	70-250
D	Ablagerungen von lockerem bis mitteldichtem kohäsionslosem Boden (mit oder ohne einige weiche kohäsive Schichten), oder von vorwiegend weichem bis steifem kohäsivem Boden	<180	<15	<70
E	Ein Bodenprofil bestehend aus einer Oberflächen -Alluvialschicht mit v_s - Werten nach C oder D und veränderlicher Dicke zwischen etwa 5 m und 20 m über steiferem Bodenmaterial mit $v_s > 800$ m/s			
S ₁	Ablagerung bestehend aus (oder enthaltend) eine(r) mindestens 10 m dicke(n) Schicht weicher Tone oder Schluffe mit hohem Plastizitätsindex (PI>40) und hohem Wassergehalt	<100 (indikativ)	-	10-20
S ₂	Ablagerungen von verflüssigbaren Böden, empfindlichen Tonen oder jedes andere Bodenprofil, das nicht in den Klassen A bis E oder S ₁ enthalten ist			

Für die Sonderklasse S_1 und besonders S_2 sind spezielle Baugrunduntersuchungen erforderlich, da Baugrundversagen nicht ausgeschlossen werden kann.

2.2.3 Erdbebenzonen

Je nach örtlicher seismischer Gefährdung werden die nationalen Territorien von nationalen Behörden in Erdbebenzonen unterteilt. Das geschieht anhand der Referenz -Spitzenbodenbeschleunigung a_{gR} für die Baugrundklasse A. Diese Referenz -Bodenbeschleunigung wird von den nationalen Behörden so gewählt, dass sie genau der Referenz -Wiederkehrperiode für die Standsicherheitsbedingung mit einem Bedeutungsbeiwert $\gamma_I=1,00$ entspricht. Fällt ein Bauwerk in eine andere Bedeutungskategorie, so ist a_{gR} mit dem entsprechend größeren oder kleineren Bedeutungsbeiwert zu multiplizieren.

$$a_g = a_{gR} \cdot \gamma_I \quad (2.1)$$

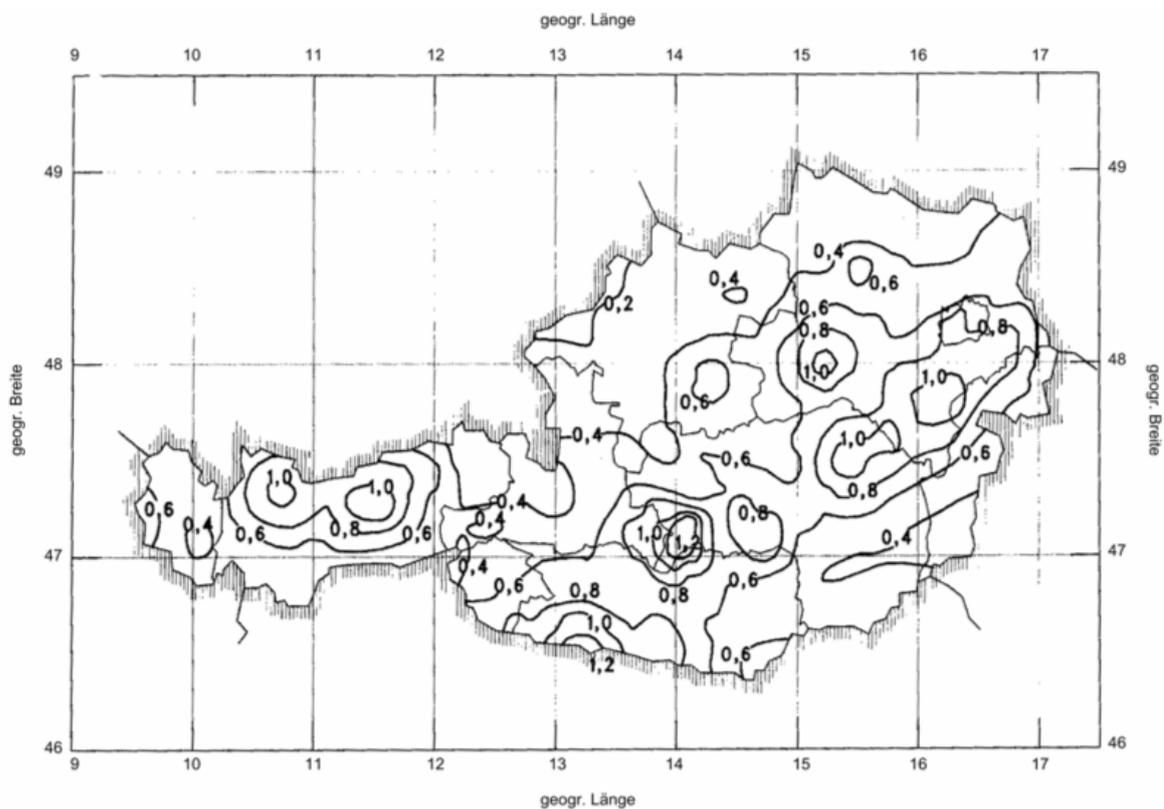


Abbildung 2.1 Verteilung der Isolinien der Referenzbodenbeschleunigung in Österreich aus [3]

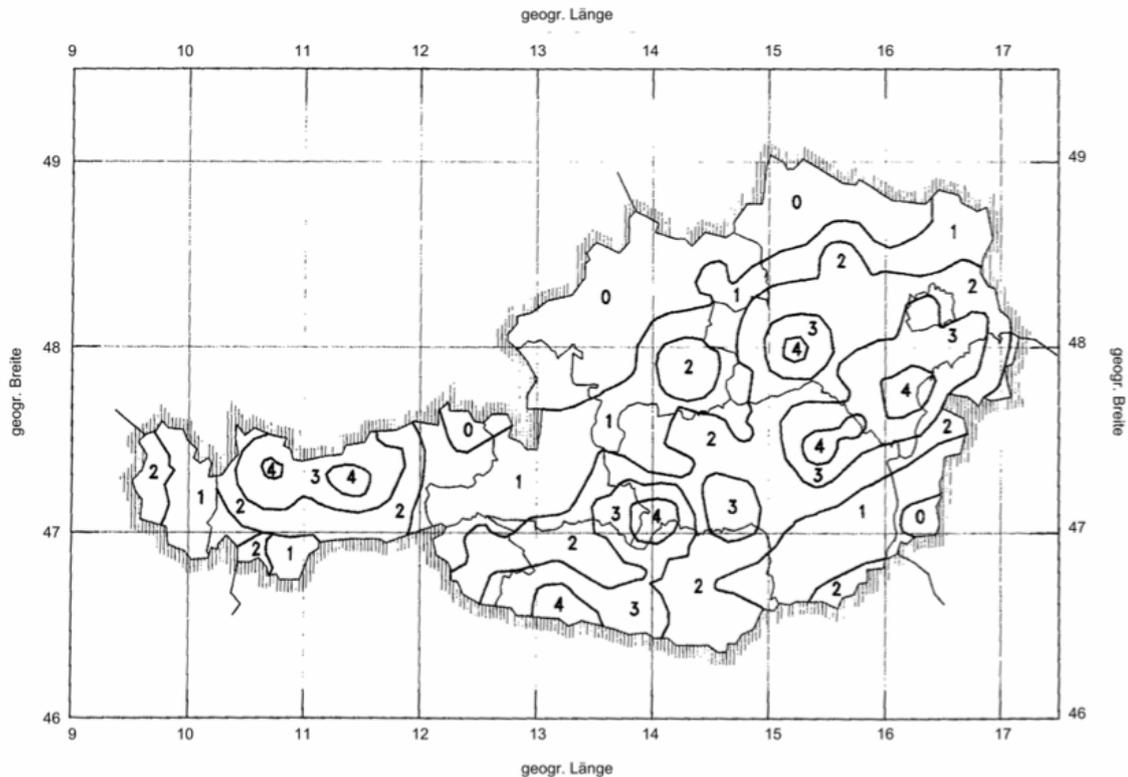


Abbildung 2.2 Erdbebenzonen (0 bis 4) in Österreich aus [3]

2.2.4 geringe Seismizität

In Fällen geringer Seismizität dürfen reduzierte oder vereinfachte Erdbebenauslegungsverfahren für bestimmte Bauwerkstypen -oder kategorien verwendet werden. Geringe Seismizität liegt vor, wenn

$$a_g \cdot S \leq 0,132 \text{ g} = 1,29 \text{ m/s}^2 \quad \text{lt. ÖNORM B 1998-1:2006, Abschnitt 4.3.3(2)}$$

Die Verwendung zweier ebener Berechnungsmodelle ist erlaubt und Torsionsmoment und Lastaufteilung dürfen nach Anhang B erfolgen.

2.2.5 sehr geringe Seismizität

In Fällen sehr geringer Seismizität brauchen die Vorschriften von EN 1998 nicht berücksichtigt zu werden. Sehr geringe Seismizität liegt vor, wenn

$$a_g \cdot S \leq 0,043 \text{ g} = 0,42 \text{ m/s}^2 \quad \text{lt. ÖNORM B 1998-1:2006, Abschnitt 4.3.3(3)}$$

Die Windeinwirkung erzeugt in diesem Fall eine höhere Beanspruchung als die Erdbebeneinwirkung. Eine ausreichende horizontale Minimalaussteifung ist jedenfalls erforderlich. Im Zweifelsfall (bei großen Geschößmassen und schwacher

Horizontalaussteifung) ist zu untersuchen, ob die Erdbebeneinwirkung maßgebend wird.

2.2.6 Grundlegende Darstellung der Erdbebeneinwirkung

Die Erdbebeneinwirkung wird durch ein elastisches Antwortspektrum dargestellt. Die Form des Antwortspektrums ist sowohl für die Standsicherheitsbedingung als auch für die Schadensbegrenzungsbedingung gleich. In EN 1998-1 werden horizontale und vertikale elastische Antwortspektren definiert. Im folgenden wird aber nur auf das horizontale elastische Antwortspektrum eingegangen, da das vertikale elastische Antwortspektrum für diese Diplomarbeit nicht von Bedeutung ist.

Wie erhält man ein Antwortspektrum?

Zuerst wird die Lasteinwirkung auf das einfachste dynamische System – den Einmassenschwinger mit verschiedenen Eigenfrequenzen und Dämpfungszahlen untersucht.

Werden die für jeden Schwinger ermittelten Größtwerte von Schwingweg d , Schwinggeschwindigkeit v oder Schwingbeschleunigung a in Abhängigkeit von der Eigenfrequenz aufgetragen, erhält man sogenannte Antwortspektren der betreffenden Größen.

Sind Antwortspektren für eine genügend große Zahl von Erdbebenzeitverläufen bestimmt, kann unter Berücksichtigung statistischer Überlegungen eine geglättete Einhüllende für diese Spektren ermittelt werden. Damit ist die ungünstigste Erdbebeneinwirkung auf jeden beliebigen Einmassenschwinger bekannt.

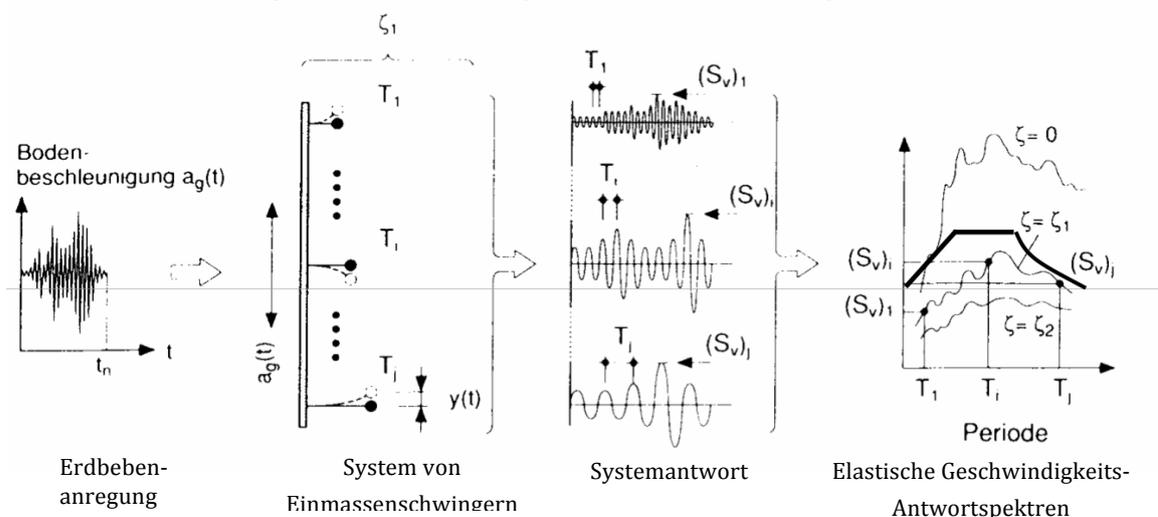


Abbildung 2.3 Ermittlung von elastischen Antwortspektren nach [4]

2.2.7 horizontales elastisches Antwortspektrum $S_e(T)$

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g S \left[1 + \frac{T}{T_B} (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (2.2)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g S \eta \cdot 2,5 \quad (2.3)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g S \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (2.4)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g S \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \quad (2.5)$$

- $S_e(T)$ als Ordinate des elastischen Antwortspektrums [m/s^2];
- T als Schwingungsdauer eines linearen Einmassenschwingers [s];
- a_g als Bemessungs -Bodenbeschleunigung für Baugrundklasse A [m/s^2];
- T_B als untere Grenze des Bereichs konstanter Spektralbeschleunigung [s];
- T_C als obere Grenze des Bereichs konstanter Spektralbeschleunigung [s];
- T_D als Wert, der den Beginn des Bereichs konstanter Verschiebungen des Spektrums definiert [s];
- S Bodenparameter [-];
- η als Dämpfungs -Korrekturbeiwert mit dem Referenzwert $\eta = 1,00$ für 5% viskose Dämpfung [-].

Die Werte T_B , T_C , T_D und S hängen von der jeweiligen Baugrundklasse ab. Es werden zwei Typen von Antwortspektren in EN 1998-1 definiert, wobei laut B 1998-1 in Österreich nur der Typ 1 verwendet werden darf. Über den Dämpfungs - Korrekturwert η kann auf eine beliebige Dämpfung umgerechnet werden.

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0,55 \quad (2.6)$$

Tabelle 2.2 Parameter für das Antwortspektrum abhängig von der Baugrundklasse nach [3]

Baugrundklasse	S	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]
A	1,0	0,15	0,40	2,0
B	1,2	0,15	0,50	2,0
C	1,15	0,20	0,60	2,0
D	1,35	0,20	0,80	2,0
E	1,40	0,15	0,50	2,0

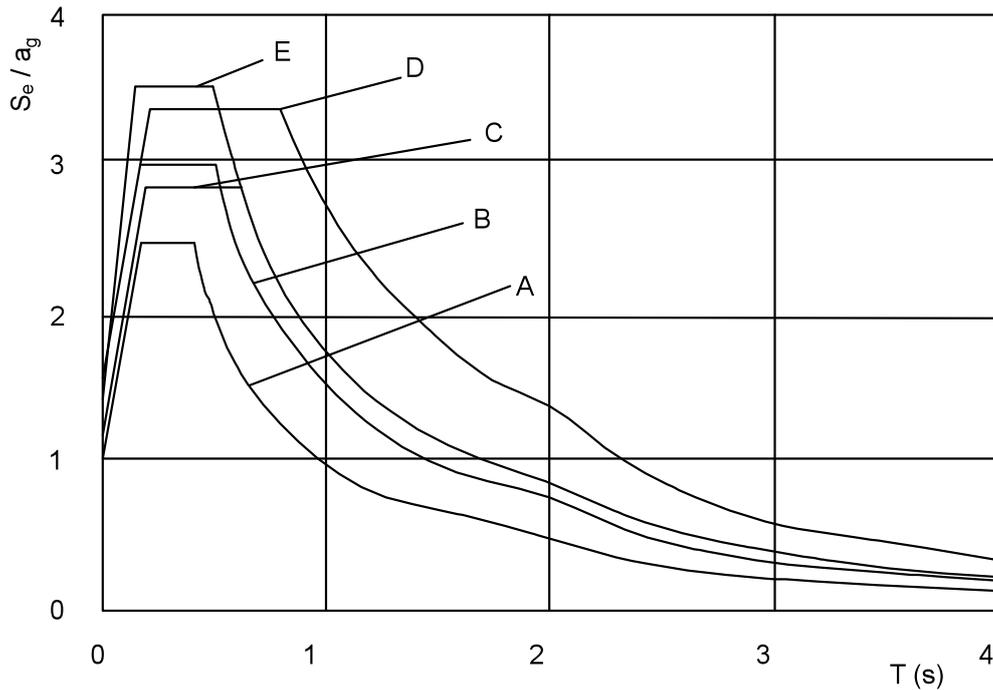


Abbildung 2.4 elastische Antwortspektren in Abhängigkeit der Baugrundklasse aus [3]

Anhand der obigen Gleichungen wird die Form des horizontalen elastischen Antwortspektrums für Österreich definiert. Um daraus das Bemessungsspektrum für eine lineare Bemessung zu erhalten geht noch ein wesentlicher Faktor, der Verhaltensbeiwert q in die Berechnung ein.

2.2.8 Bemessungsspektrum für die lineare Berechnung

Die Fähigkeit von Tragwerken, seismische Einwirkungen durch nichtlineare Reaktion zu reduzieren gestattet im Allgemeinen, ihre Bemessung für Kräfte durchzuführen, die kleiner sind als diejenigen, die bei einer linear-elastischen Antwort auftreten würden.

Um nichtlineare Berechnungen zu vermeiden wird die Fähigkeit eines Bauwerks, Energie durch duktilen Verhalten zu dissipieren ausgenutzt.

Es wird deshalb ein im Vergleich zum elastischen Antwortspektrum abgemindertes Bemessungsspektrum als Grundlage einer linearen Berechnung verwendet. Diese Abminderung erfolgt über den Verhaltensbeiwert q .

Der Verhaltensbeiwert ist ein Näherungswert des Verhältnisses der Erdbebenkräfte die das Bauwerk bei einer vollkommen elastischen Antwort beanspruchen würden,

durch die Erdbebenkräfte die für die Bemessung um den Verhaltensbeiwert q abgemindert wurden.

$$q = \frac{u^{\max}}{u^{\text{el}}} = \frac{F^{\text{el}}}{F^{\text{pl}}} \quad (2.7)$$

F^{el} elastischer Tragwiderstand

F^{pl} plastischer Tragwiderstand

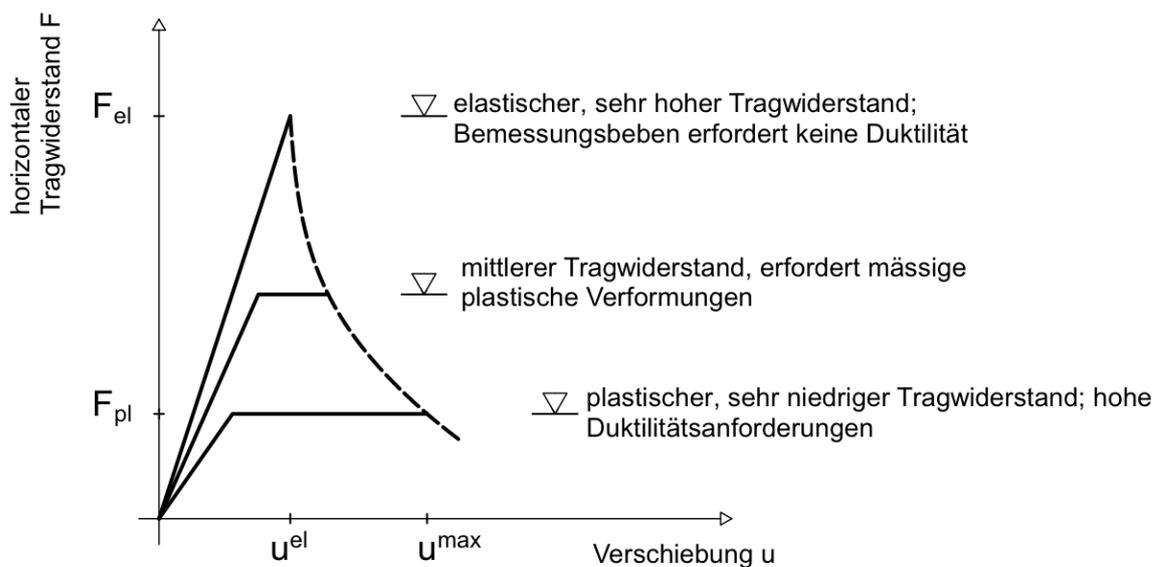


Abbildung 2.5 Auswirkung des Verhaltensbeiwerts q auf den erforderlichen Tragwiderstand eines Bauwerks nach [4]

In Abbildung 2.5 ist deutlich erkennbar, dass umso duktiler sich ein Bauwerk verhält, desto größer werden die Verformungen und desto kleiner wird die angreifende Kraft. Für Bauwerke mit geringer Duktilität darf ein $q=1,50$ angesetzt werden. Dieser Wert wird auch in den späteren Berechnungen verwendet.

Parameter des Bemessungsspektrums:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (2.8)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (2.9)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) = \begin{cases} = a_g S \cdot \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (2.10)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) = \begin{cases} = a_g S \cdot \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (2.11)$$

2.2.9 Bedeutungskategorien und Bedeutungsbeiwerte

Es gibt für Hochbauten 4 Bedeutungskategorien, die in Abhängigkeit von den Folgen eines Einsturzes für menschliches Leben, die öffentliche Sicherheit und den Schutz der Bevölkerung definiert sind.

Tabelle 2.3 Bedeutungskategorien für Bauwerke nach [3]

Bedeutungskategorie	Bauwerke
I	Bauwerke von geringer Bedeutung für die öffentliche Sicherheit, z. B. landwirtschaftliche Bauten usw.
II	Gewöhnliche Bauwerke, die nicht unter die anderen Kategorien fallen
III	Bauwerke, deren Widerstand gegen Erdbeben wichtig ist im Hinblick auf die mit einem Einsturz verbundenen Folgen, z. B. Schulen, Versammlungsräume, kulturelle Einrichtungen usw.
IV	Bauwerke, deren Unversehrtheit während Erdbeben von höchster Wichtigkeit für den Schutz der Bevölkerung ist, z. B. Krankenhäuser, Feuerwachen, Kraftwerke usw.

Die für die jeweilige Bedeutungskategorie nach Tabelle 2.3 empfohlenen Bedeutungsbeiwerte γ_I sind definiert als

Kategorie I $\gamma_I=0,80$

Kategorie II $\gamma_I=1,00$

Kategorie III $\gamma_I=1,20$

Kategorie IV $\gamma_I=1,40$

2.2.10 Kombination der Erdbebeneinwirkungen mit anderen Einwirkungen

Der Bemessungswert E_d der Beanspruchungsgrößen in der Erdbeben - Bemessungssituatuion muß nach folgender Kombination ermittelt werden.

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} Q_{k,i} \quad (2.12)$$

$\psi_{E,i}$ ist der Kombinationsbeiwert für die veränderliche Einwirkung $Q_{k,i}$

Die Kombinationsbeiwerte berücksichtigen die Wahrscheinlichkeit, dass die veränderlichen Lasten während eines Erdbebens nicht überall im Bauwerk vorhanden sind. Diese Beiwerte können auch eine verminderte Mitwirkung von

Massen bei der Bewegung des Bauwerks infolge von nicht starren gegenseitigen Verbindungen berücksichtigen. Für die Kombination Erdbeben gilt $\Psi_{E,i} = \Psi_{2,i} = 0,30$.

2.2.11 Berechnungsmethoden

Die Berechnung kann entweder linear-elastisch oder nach einer nichtlinearen Methode erfolgen.

linear -elastische Berechnungsmethoden:

- Vereinfachtes Antwortspektrumverfahren
- Multimodales Antwortspektrumverfahren

nichtlineare Berechnungsmethoden:

- nichtlineare statische (pushover) Berechnung
- nichtlineare Zeitverlaufsberechnung (dynamisch)

In dieser Diplomarbeit wird das vereinfachte Antwortspektrumverfahren angewendet, da diese Methode auch in der Erläuterung Nr. 03 zum Merkblatt der MA 37 S verwendet wird. Außerdem ist sie für eine "händische Berechnung" sinnvoll, da alle anderen Methoden deutlich aufwändiger und meistens mit dem Einsatz von EDV-Programmen verbunden sind. Deshalb wird im Weiteren nur dieses Rechenmodell behandelt. Die Regelmäßigkeitskriterien im Grundriss und im Aufriss nach EN 1998-1 müssen erfüllt sein um eine linear -elastische Berechnung an zwei ebenen Modellen in jeder der beiden horizontalen Hauptrichtungen durchführen zu können.

2.2.12 Vereinfachtes Antwortspektrumverfahren

Dieses Verfahren darf bei Hochbauten angewendet werden, deren Antwort nicht wesentlich durch Beiträge von höheren Schwingungsformen als die Grundeigenform in jeder Hauptrichtung beeinflusst wird.

Das gilt als erfüllt, wenn für die Eigenschwingungsdauer der Grundeigenform T_1 gilt:

$$\begin{aligned} T_1 &\leq 4 \cdot T_c \\ T_1 &\leq 2,0s \end{aligned} \quad (2.13)$$

2.2.12.1 Gesamterdbebenkraft

Die Gesamterdbebenkraft F_b [kN] mit der das Gebäude in jeder horizontalen Hauptrichtung untersucht werden muß ist.

$$F_b = S_d(T_1) \times m \times \lambda \quad (2.14)$$

$S_d(T)$ ist die Ordinate des Bemessungsspektrums bei der Periode T_1 [m/s²]

m ist die Gesamtgebüudemasse oberhalb der Gründung oder über der Oberkante eines starren Kellergeschosses [kg]

λ ist ein Korrekturbeiwert der für $T_1 \leq 2 \cdot T_c$ gleich 0,85 ist und das Bauwerk mehr als zwei Stockwerke hat, sonst gilt $\lambda = 1,00$ [-]

Der Korrekturbeiwert λ berücksichtigt die Tatsache, dass in der ersten Eigenform nicht 100% der Gebäudemasse schwingen können. Durchschnittlich schwingen bei Gebäuden mit mindestens drei Stockwerken in der ersten Eigenform 85% der Gesamtmasse.

Für Hochbauten bis zu einer Höhe von 40m darf T_1 in Sekunden durch folgenden Ausdruck näherungsweise bestimmt werden.

$$T_1 = C_t \cdot H^{\frac{3}{4}} \quad (2.15)$$

$C_t = 0,05$ für alle Tragwerke außer räumliche, biegesteife Stahl -oder Stahl-betonrahmen

H Bauwerkshöhe in m ab Fundamentoberkante oder ab der Oberkante eines starren Kellergeschosses

2.2.12.2 Verteilung der horizontalen Erdbebenkräfte

Die Grundmodalformen in den horizontalen Berechnungsrichtungen des Gebäudes dürfen mit Hilfe baulynamischer Methoden berechnet oder durch Horizontalverschiebungen angenähert werden, die mit der Höhe des Bauwerks linear zunehmen.

Die Verteilung der horizontalen Erdbebenkräfte über die Bauwerkshöhe auf die einzelnen Decken erfolgt in den Berechnungen dieser Diplomarbeit über eine linear, mit der Höhe zunehmenden Eigenform.

$$F_i = F_b \cdot \frac{m_i z_i}{\sum m_i z_i} \quad (2.16)$$

- z_i sind die einzelnen Hebelsarme der Decken, gemessen von der Fundamentebene oder der Oberkante eines starren Kellergeschosses
- m_i Masse der Decke i plus dem halben Gewicht der Wände in den Geschossen $i-1$ und $i+1$

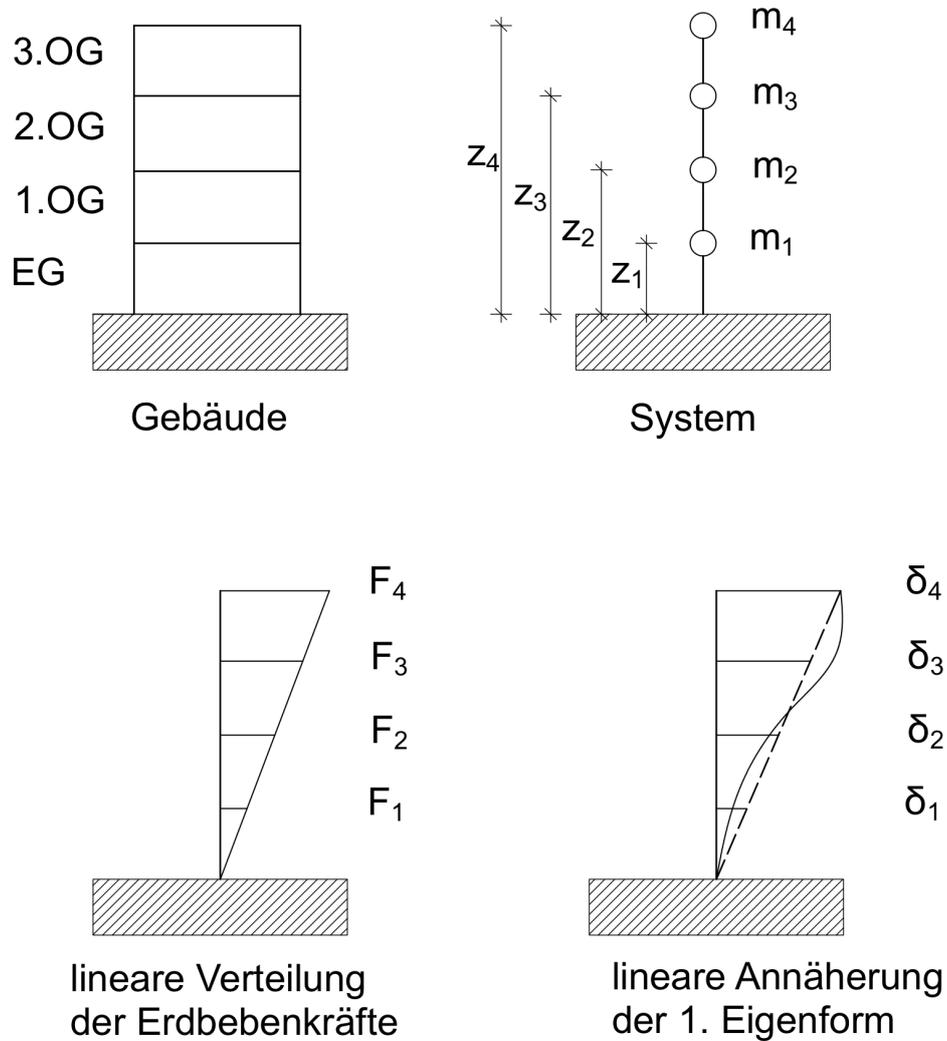


Abbildung 2.6 Darstellung der Idealisierungen des vereinfachten Antwortspektrumverfahrens auf ein Gebäude

2.3 Merkblatt der Magistratsabteilung 37 S

Generell hat sich jeder Verfasser einer statischen Vorbemessung in Wien an die in der Wiener Bauordnung festgeschriebenen Gesetze zu halten. Die Bauordnung ist als Landesgesetz die rechtliche Grundlage für das im folgenden beschriebene Merkblatt der Magistratsabteilung 37 S vom 31. März 2008 [5].

Im 7. Teil der Wiener Bauordnung werden formelle Erfordernisse für Bauvorhaben definiert die erbracht werden müssen um eine Baubewilligung von der Behörde zu erlangen.

Um den Umfang und den Inhalt der erforderlichen Unterlagen zu konkretisieren existiert das Merkblatt des Magistrats der Stadt Wien, Magistratsabteilung 37, Baupolizei -Gruppe S.

"Dieses Merkblatt legt keinen neuen Stand der Technik fest, sondern stellt (lediglich) die Auslegung desselben bzw. der einschlägigen Normen und Erfahrungen in der Baupraxis und der technischen Wissenschaften (nach Einbindung von in diesem Thema involvierten Fachleuten bzw. Standesvertretungen) sowie die gesetzeskonforme Interpretation der Bauordnung §63 Belege für das Baubewilligungsverfahren zur möglichst einheitlichen Handhabung dar. Es wird von der MA 37 in der baubehördlichen Bearbeitung herangezogen."

Das bedeutet dieses Merkblatt ist nicht als "Norm" zu verstehen, sondern als ein Hilfsmittel um deutlich zu machen welche Nachweise überhaupt notwendig sind und unter welchen Umständen und mit welchen Methoden diese zu erbringen sind. Sollte es zu Änderungen der gesetzlichen Grundlagen und/oder des Standes der Technik kommen, so werden diese auch in das Merkblatt eingearbeitet.

Die Gliederung erfolgt in:

- Rechtliche Grundlagen; Inhalt einer statischen Vorbemessung
- Statische Vorbemessung bei Änderungen in/an bestehenden Bauwerken
- Ingenieurbefund als Beilage zum Bauansuchen

2.3.1 Rechtsgrundlage

Wie schon erwähnt bildet die Wiener Bauordnung nach §63 die Rechtsgrundlage des Merkblattes.

"...bei bewilligungspflichtigen Bauführungen eine statische Vorbemessung einschließlich eines Fundierungskonzeptes oder ein Gutachten vorzulegen, dass auf Grund der Geringfügigkeit des Bauvorhabens aus statischen Belangen keine Gefährdung des Lebens, der Gesundheit von Menschen oder des Eigentums gegeben ist; diese Unterlagen sind von einem nach den für die Berufsausübung maßgeblichen Vorschriften berechtigten Sachverständigen für das einschlägige Fachgebiet zu erstellen."

2.3.2 Statische Vorbemessung

Eine statische Vorbemessung muß vollständig, schlüssig und nachvollziehbar sein.

"Vollständig und schlüssig ist eine statische Vorbemessung dann, wenn sie
∅ die Lastaufstellung,
∅ die vertikale Lastableitung bis in den Untergrund,
∅ die horizontale Lastableitung (auch Erdbebenlasten) bis in den Untergrund und
∅ ein Fundierungskonzept
des geplanten Bauvorhabens unter Einhaltung einschlägiger aktueller Normen (Sicherheiten usw.) und Beachtung der örtlichen Gegebenheiten (Bestand, Nachbarobjekte, Bodenverhältnisse usw.) beinhaltet.
Die Aufstellungen und Berechnungen müssen nachvollziehbar erstellt und die Lastableitungen nachvollziehbar nachgewiesen sein.

2.3.3 Unterschied unmaßgebliche - maßgebliche Änderung

Laut Merkblatt der MA 37 S sind Bauvorhaben in/an bestehenden Gebäuden zu unterscheiden in:

unmaßgebliche Änderungen

maßgebliche Änderungen

Eine unmaßgebliche Änderung liegt dann vor, wenn bauliche Änderungen, Umbauten oder Dachgeschossausbauten in Leichtbauweise ohne maßgebliche Lasterhöhung oder unmaßgebliche Nutzungsänderungen vorliegen.

Als maßgebliche Änderung gelten jene Bauvorhaben

- mit einer maßgeblichen Lasterhöhung
- und/oder maßgeblichen Volums -bzw. Nutzflächenvergrößerung (Aufstockung)
- und/oder maßgeblichen Nutzungsänderung (Erhöhung der Sicherheitsklasse)
- und/oder einer maßgeblichen Änderung der Tragstruktur

Für eine unmaßgebliche Änderung darf die Sicherheit des Bestandsobjektes nicht verschlechtert werden und das Bauwerk muss gebrauchstauglich bleiben. Diese Kriterien müssen nachgewiesen werden.

Hingegen müssen bei einer maßgeblichen Bestandsänderung der Grenzzustand der Tragfähigkeit bzw. der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit gemäß eines Neubaus erreicht werden.

2.3.4 Dachgeschossausbauten in Leichtbauweise

Die im Zusammenhang mit Dachgeschossausbauten in Leichtbauweise stehende Kernaussage daraus besteht darin, dass nach der baulichen (unmaßgeblichen) Änderung das Bauwerk zumindest das gleiche Sicherheitsniveau erreichen muß wie der Bestand vor den Baumaßnahmen. Im Merkblatt wird abgegrenzt unter welchen Bedingungen ein Dachgeschossausbau in Leichtbauweise vorliegt.

"Als unmaßgebliche Volums- bzw. Nutzflächenvergrößerung („Dachgeschossausbau“) wird in diesem Zusammenhang auch ein Dachgeschossausbau mit Dachansteilungen oder/und Dach- aufklappungen oder/und Gaupen (ggf. auch mit einer Breite von mehr als 1/3 der jeweiligen Front) oberhalb der letzten Bestandsdecke zur Schaffung neuer (zusätzlicher) Wohn- bzw. Aufenthaltsräume und/oder Terrassen qualifiziert."

Das bedeutet also, dass auch eine unmaßgebliche Volums -bzw. Nutzflächenvergrößerung vorliegt wenn mehr als ein Drittel der betrachteten Gebäudefront als Gaupe, Dachansteilung oder Dachaufklappung ausgeführt wird.

"Errichtet werden kann als Dachgeschossausbau (damit aus statischer Sicht dieses Bauvorhaben ohne weitere vorzulegende Nachweise für die horizontale Lastableitung bewilligungsfähig ist) praktisch also ein (1) neues Geschoss (als 1. Ebene) und maximal eine darüber liegende 2. Nutzebene, die vollständig innerhalb eines (unmittelbar über der Decke der 1. Ebene beginnenden) 45° - Dachumrisses liegt, und die damit über etwa der Hälfte der Gesamtgeschossfläche der 1. Ebene als Galerie bzw. als Aufenthaltsraum genutzt wird; wird die andere Hälfte der Gesamtgeschossfläche als „Restraum“ (Schräge, mit einer Raumhöhe von wenigen cm bis max. 2,5 m) oder/und als Terrasse genutzt, so ist gleiches Sicherheitsniveau nachzuweisen (z.B. durch Verringerung des grundsätzlich zulässigen Zusatzes an neuer Masse) als bei Nutzung nur einer Hälfte der Gesamtgeschossfläche."

Sollte der Restraum genutzt werden, so ist nach Erläuterung Nr. 02 zum Merkblatt "Statische Vorbemessung" - MA 37-Allg.12192/2008 vom 31.03.2008 vorzugehen. Die Herleitung der unten angeführten 720 kg/m^2 als maximal zusätzliche seismische Masse wurde unter der Annahme errechnet, dass die gesamte Masse für die quasistatische Berechnung auf Niveau der letzten Decke über dem Bestand angreift. Durch die Restraumnutzung würde es zu einer Umverteilung der Masse kommen. Daher ist in solchen Fällen lt. Erläuterung Nr. 02 das Kippmoment beider angenommenen Massenverteilungen (siehe Abbildung 2.7 und 2.8) zu vergleichen.

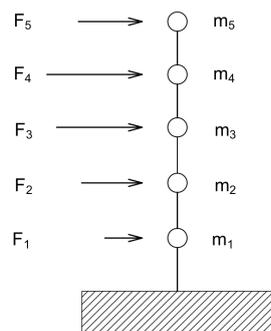


Abbildung 2.7 Massenverteilung bei zusätzlicher Restraumnutzung nach [5]

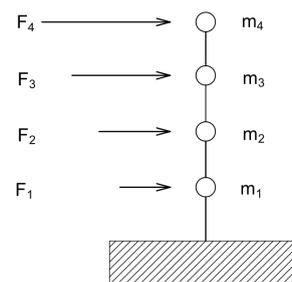


Abbildung 2.8 Massenverteilung bei 720 kg/m^2 -Regel nach [5]

"Die Baubehörde verlangt bei typischen Wiener Gründerzeithäusern (Holzbalkendecken in den Obergeschossen, alle Zwischenwände von oben bis zur Decke über dem Kellergeschoss durchgehend vorhanden) allerdings (nur) dann keinen gesonderten Nachweis, wenn

- als Kompensationsmaßnahme eine Decke mit Scheibenwirkung in Deckenebene („schubsteife Deckenscheibe“) als oberste Geschossdecke, direkt unterhalb des

Dachgeschossausbaues hergestellt wird,

- *diese mit dem Bestandsmauerwerk (Haupt- und Feuermauern) ausreichend verschlossen wird (d.h. auch horizontal lastübertragend),*
- *eine zusätzliche seismisch beanspruchte Masse von maximal 720 kg/m^2 (entspricht $7,20 \text{ kN/m}^2$) oberhalb der letzten Bestandsdecke aufgebracht wird und*
- *eine Mörteldruckfestigkeit von im Mittel mind. 1 N/mm^2 gegeben ist (ggf. kann auch eine Mauerwerksprüfung mit einer repräsentativen Probenanzahl erforderlich sein).*
- *Werden Pflaster und Beschüttung oder Bauteile wie Dachstuhl, Gesimse oder Teile der Mittelmauer entfernt, können diese bei der genannten zu erstellenden Lastbilanz berücksichtigt werden (Pflaster, Beschüttung und für nicht ausgebaute Dachböden angesetzte Nutzlast in diesem Zusammenhang jedoch nur bis maximal $2,3 \text{ kN/m}^2$).*
- *In diesem Zusammenhang ist auch wichtig, dass die Feuermauern etwa 30 cm dick (doppelt so dick wie die Zwischenwände) sind und vor allem bis zum tragfähigen Untergrund durchgehend vorhanden sind. Dies ist im Zuge der Erstellung des Ingenieurbefundes bzw. in der statischen Vorbemessung abzuklären.*

Als Leichtbauweise sind in diesem Zusammenhang Stahl/Holz- oder Holz/Holz-Konstruktionen, jeweils mit GKF –Verkleidung zu verstehen. Wände aus Mauerwerk sowie Decken aus Stahlbeton gelten grundsätzlich nicht als „Leichtbauweise“. Nur die Feuermauern, die Stiegenhauswände sowie einzelne Säulen (Pfeiler) zwischen den Rauchfängen im (ehemaligen) Dachboden und geringfügige Aufmauerungen (im unmittelbaren Anschluss an bestehende Wände) dürfen in diesem Zusammenhang in Massivbauweise hergestellt werden. Abweichungen (einzelne massive Bauteile) sind statisch- konstruktiv gesondert nachzuweisen."

Die Kompensationsmaßnahme der obersten Decke mit Scheibenwirkung bewirkt ein Zusammenwirken der Wände mit der Decke als eine Art Schachtel und somit eine Verteilung der Horizontallasten von den Zwischenwänden auf die Feuermauern.

"Bei diesen Bauführungen (unmaßgebliche Änderung, z.B. Dachgeschossausbauten in o.a. Sinn) ist in der statischen Vorbemessung gemäß § 63 Abs. 1 lit. h BO (nur) die Gebrauchstauglichkeit und Tragsicherheit folgender Bauteile nachzuweisen:

1. *die vertikal beanspruchten Bauteile (Träger, Wände, Stützen) bis einschließlich in den tragfähigen Untergrund,*
2. *die Kompensationsmaßnahmen für die zusätzlich aufgebrachte Masse,*
3. *die oberste Bestandsdecke oder eine ggf. darüber neu eingebaute Decke,*
4. *die Bestandskonstruktion bei Veränderungen sowie*
5. *alle neuen Bauteile*

(d.h. es sind in diesen Fällen keine Nachweise der seismischen Einwirkungen für den Bestandsbaukörper erforderlich).

Grundlage der „Statischen Vorbemessung“ – als Beilage zur Baueinreichung – ist eine Erhebung bzw. Dokumentation des IST -Zustandes des Gebäudes (Ingenieurbefund)."

Wenn alle o.a. Anforderungen lt. Merkblatt der MA 37 S erfüllt werden, so ist kein gesonderter Nachweis der Erdbebensicherheit zu führen. Durch die Einhaltung der 720 kg/m² -Regel, dem Einbau einer schubsteifen obersten Bestandsdecke, der Einhaltung der minimalen Mörteldruckfestigkeit von 1 N/mm² sowie den Mindestabmessungen der Feuermauern gilt lt. diesem Merkblatt, dass es zu einer Verbesserung des Bestandes kommt.

2.3.5 Dachgeschosszubauten in Massivbauweise

Es handelt sich wie schon erwähnt um eine maßgebliche Änderung des Bestandes. Deshalb sind sämtliche Nachweise der Tragfähigkeit aber auch der Gebrauchstauglichkeit wie für einen Neubau zu führen. Das bedeutet auch, dass der Erdbebennachweis geführt werden muss und nicht durch Einhaltung bestimmter Auflagen als nachgewiesen gilt.

"Bei solchen Bauführungen sind daher folgende Nachweise für den vom Dachgeschosszubau in Massivbauweise bzw. der Aufstockung seismisch betroffenen Gebäudes (Bestand und vertikaler Zubau) erforderlich:

1. *Ableitung der vertikalen Einwirkungen bis in den tragfähigen Untergrund;*
2. *Verteilung der horizontalen Erdbebeneinwirkung durch bzw. über die Decken*

oder Ringbalken (z.B. liegenden Fachwerke, Verbunddecken, usw.) auf die aussteifenden Wände (Schubwände) anhand der Steifigkeit dieser Wände;

3. Ableitung der horizontalen Einwirkungen (v.a. Erdbeben) durch die aussteifenden Wände bis in den tragfähigen Untergrund (z. B. aussteifender Rahmen, Schubwände, Fachwerke, usw.) sowie die

4. Biegetragfähigkeit der lastableitenden Wände im Erdbebenfall (allenfalls durch Verbesserung oder/und teilweise Neuherstellung des Mauerwerkes, Einbau von Stahlbetonbauteilen, ...)."

Von der Magistratsabteilung 37 wird als Stand der Technik und Forderung der BO zu diesen Bauführungen grundsätzlich Folgendes gesehen:

"Beim Nachweis der Ableitung der vertikalen (Eigengewicht, Nutzlasten) und horizontalen Beanspruchungen (Erdbeben, Wind) sind alle Bauteile, die nicht den Anforderungen der gültigen Normen (z. B. Verschleißungen, Abmessungen, Material, Mörtel, etc.) entsprechen, als sekundäre seismische Bauteile im Sinne der ÖNORM EN 1998-1 Punkt 1.5.2 anzusehen. Diese müssen zwar für die Ermittlung der Beanspruchungen berücksichtigt werden, sie dürfen allerdings, da im Erdbebenfall mit ihrem Versagen zu rechnen ist, nicht für die Ableitung der vertikalen und horizontalen Beanspruchungen herangezogen werden."

Im folgenden werden Hinweise aus statisch -konstruktiver Sicht direkt aus dem Merkblatt der MA 37 S zitiert.

"o Bei Bestandsgebäuden, die mit Decken ohne Scheibenwirkung in Deckenebene (schubsteife Deckenscheiben) ausgeführt wurden (z. B. „Gründerzeithäuser“ mit Tram- und Dippelbaumdecken), sind in allen Geschossen mit Holzdecken entweder schubsteife Deckenscheiben (z. B. Verbundplatten, liegende Fachwerksscheiben) oder Roste in Form von Ringbalken herzustellen und nachzuweisen. Eine den geltenden Anforderungen entsprechende Verschleißung der tragenden und/oder aussteifenden Wände ist auch bei massiven Bestandsdecken (z.B.: Gewölbe) nachzuweisen bzw. herzustellen.

o Die sekundären seismischen Elemente müssen samt ihren Anschlüssen derart bemessen und durchkonstruiert sein, dass sie im Versagensfall keine Gefahr für Personen darstellen.

o Die Ertüchtigungs- oder/und Kompensationsmaßnahmen für die Tragkonstruktion müssen in der statischen Vorbemessung enthalten und in den

Bauplänen dargestellt sein.

o Bei der Lastaufstellung ist darauf zu achten, dass die Zwischenwände im Altbestand mit ihrem tatsächlichen Gewicht angesetzt werden (und nicht mit dem Zwischenwandzuschlag).

o Freistehendes Rauchfangmauerwerk im ehemaligen Dachgeschoss darf nicht als Auflager für tragende Bauteile verwendet werden. Zusätzlich erforderliche Stützen sind vorzudimensionieren und im Bauplan anzugeben.

o Wenn das Gesimse erhalten bleibt, sind die Maßnahmen zur Sicherung desselben anzugeben.

o Über Treppen im Gebäude (v.a. solche mit eingespannten Steinstufen) darf ohne Rücksprache mit einem befugten Sachverständigen kein schweres Abbruch- oder Baumaterial transportiert werden.

o Alle bestehenden und neuen Bauteile sind in jeder Bauphase gegen einen möglichen Umsturz durch Windbelastungen usw. zu sichern.

o Bei Deckenverstärkungen mit Stahlbeton ist von einem befugten Sachverständigen die maximal zulässige Betondicke anzugeben, bis zu welcher der Beton in einem Arbeitsgang aufgebracht werden darf.

o Fundamentverstärkungen und -unterfangungen im Zusammenhang mit Dachgeschossaus- und- zubauten sind ausreichend, dem Stand der Technik entsprechend zu dimensionieren und im Bauplan anzugeben.

o Vorhandene Fundierungen dürfen seitlich nur in jenem Umfang bzw. jener Tiefe bzw. in Abschnitten frei- gelegt werden, wie dies in den statischen Ausführungsunterlagen vorgeschrieben oder von einem/r befugten Sachverständigen vorher schriftlich festgelegt ist.

o Das Eindringen von Wasser zu den Fundamenten ist durch geeignete Maßnahmen zu verhindern (Gefahr eines Grundbruches).

o Fundamentverstärkungen sind vor Beginn der Bauarbeiten, durch welche die Fundamentbelastungen erhöht oder verändert werden, auszuführen.

o Fundamentverstärkungen, Fundamentunterfangungen, Schlitze in den Fundamenten, Absenkungen des Kellerbodens und der Bodenaushub dürfen nur in solchen Abschnitten und in solcher Arbeitsfolge ausgeführt werden, wie dies von einem/r befugten Sachverständigen vorher schriftlich festgelegt wurde."

3 Kapazitätsnachweise

3.1 Grundlagen

Die Grundlagen in diesem Kapitel beziehen sich auf Forschungsergebnisse des Instituts für Baustatik und Konstruktion an der Eidgenössischen Technischen Hochschule in Zürich durch *Prof. Dr. Dr. h.c. Hugo Bachmann* und *Dr. Kerstin Lang* in Zusammenhang mit der Ermittlung der Kapazität von Mauerwerksbauten. [12]

Es wird angenommen, dass jede Wand nur Querkräfte in Richtung ihrer Ebene abtragen kann. Die geringe Fähigkeit auch Querkräfte quer zur Wandebene abzutragen wird vernachlässigt. Eine weitere Annahme ist die schubsteife Ausbildung der Deckenscheiben.

Jede Wand bekommt also entsprechend ihrer Steifigkeit einen Anteil aus der einwirkenden Erdbebenkraft zugeteilt. Daraus kann die Kapazitätskurve jeder einzelnen Wand ermittelt werden. Die Gesamtkapazität des Gebäudes ergibt sich dann aus der Überlagerung der einzelnen Kapazitäten der Wände.

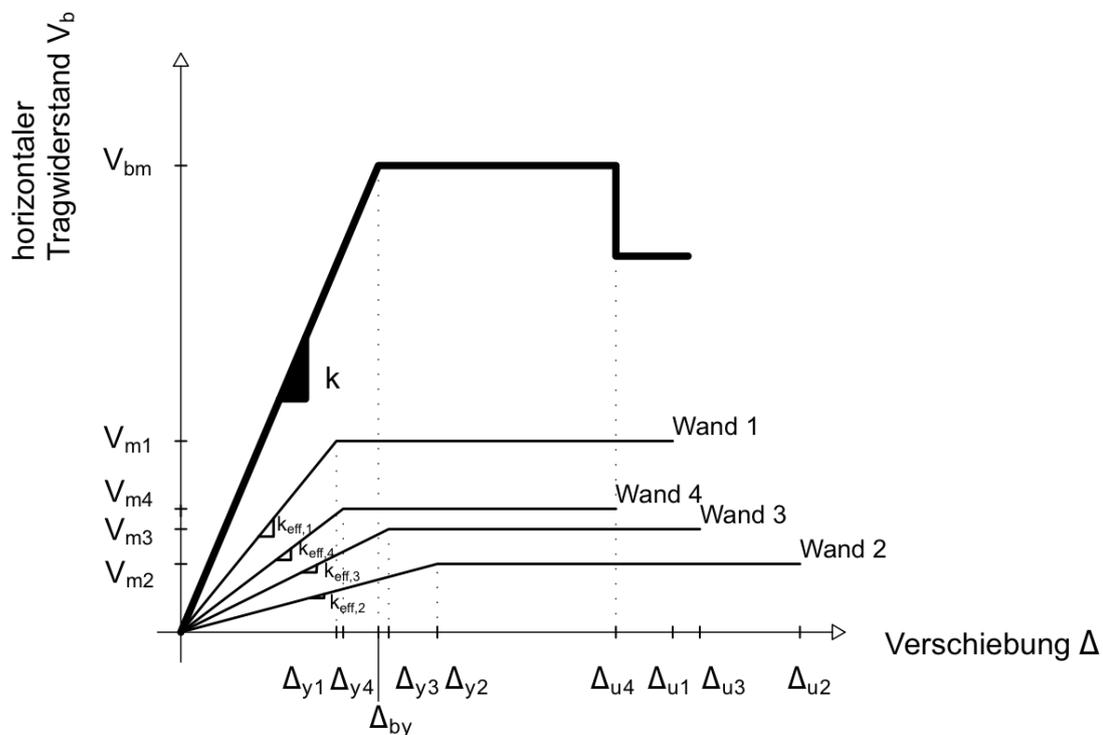


Abbildung 3.1 fiktive Kapazitätskurve eines Mauerwerksbaus (fett) aus Überlagerung der einzelnen Wände (darunter) nach [12]

Die Kapazitätskurve eines Gebäudes aus Mauerwerk verhält sich in Wirklichkeit stark nichtlinear, weil mit zunehmender Rissbildung die Steifigkeit abnimmt. Die linear - elastisch -ideal plastische Annäherung liegt aber auf der sicheren Seite.

Die Kapazitätskurve des Gebäudes wird dann im folgenden mit dem Kapazitätsbedarf des Gebäudes verglichen. Dieser errechnet sich aus der Erdbebeneinwirkung, die über das Bemessungsantwortspektrum lt. EN 1998-1 bestimmbar ist. Die maximal zulässige Verschiebung Δ_{bu} (jene, wenn die erste Wand versagt -in obiger Abbildung 3.1 Wand 4) muß größer sein als der Verschiebebedarf Δ_D resultierend aus der Erdbebeneinwirkung.

Anders als beim "klassischen" Vorgehen gemäß Elastizitätstheorie, wonach die Ersatzkraft nach den Trägheitsmomenten der Wände aufgeteilt wird, erfolgt nach dem Kapazitätsbemessungsverfahren die Verteilung anhand der Steifigkeiten der einzelnen Wände. Da die Steifigkeit nicht nur eine Funktion des Trägheitsmomentes ist, können gewisse Reserven genutzt werden.

Dieses Verfahren ist die Grundlage für die Aufteilung der Erdbekbenkräfte in der Erläuterung 03 zum Merkblatt der MA 37 S bei der Berechnung der Kapazität des Gebäudes mit ausgebautem Dachgeschoss (und schubsteifer Decke).

3.2 Rechteckiger, symmetrischer Grundriss

In diesem Nachweis wird die Kapazität des Bauwerks Erdbebenbeanspruchungen aufzunehmen errechnet. Es wird dabei eine untere Schranke der Kapazität gefunden. Die untere Schranke wird deshalb errechnet, weil auf der sicheren Seite liegend nur der Haftscheranteil des horizontalen Mauerwerkswiderstandes laut EN 1996 angesetzt werden darf. Das bedeutet, dass dieser Nachweis auf der sicheren Seite liegt.

Die Kernaussage des Merkblattes der MA 37 S, wonach der Bestand durch einen Dachgeschossausbau nicht verschlechtert werden darf muß eingehalten werden. Durch Vergleich der Kapazität des Bestandes vor dem Ausbau mit der Kapazität des ausgebauten Gebäudes kann eine Aussage getroffen werden, ob eine Verbesserung oder eine Verschlechterung vorliegt.

Mithilfe des vereinfachten Antwortspektrenverfahrens kann für symmetrische Grundrisse die Kapazität errechnet werden. Dabei kommt es durch die schubsteife Ausbildung der obersten Geschossdecke zu einer Umverteilung der Horizontalkräfte. Die Umverteilung erfolgt weg von den überlasteten, weil nur ca. 15 cm starken Zwischenwänden hin zu den in etwa 30 cm dicken Feuermauern, die noch Tragreserven aufweisen.

3.2.1 Geometrie

Grundriss (unmaßstäblich)

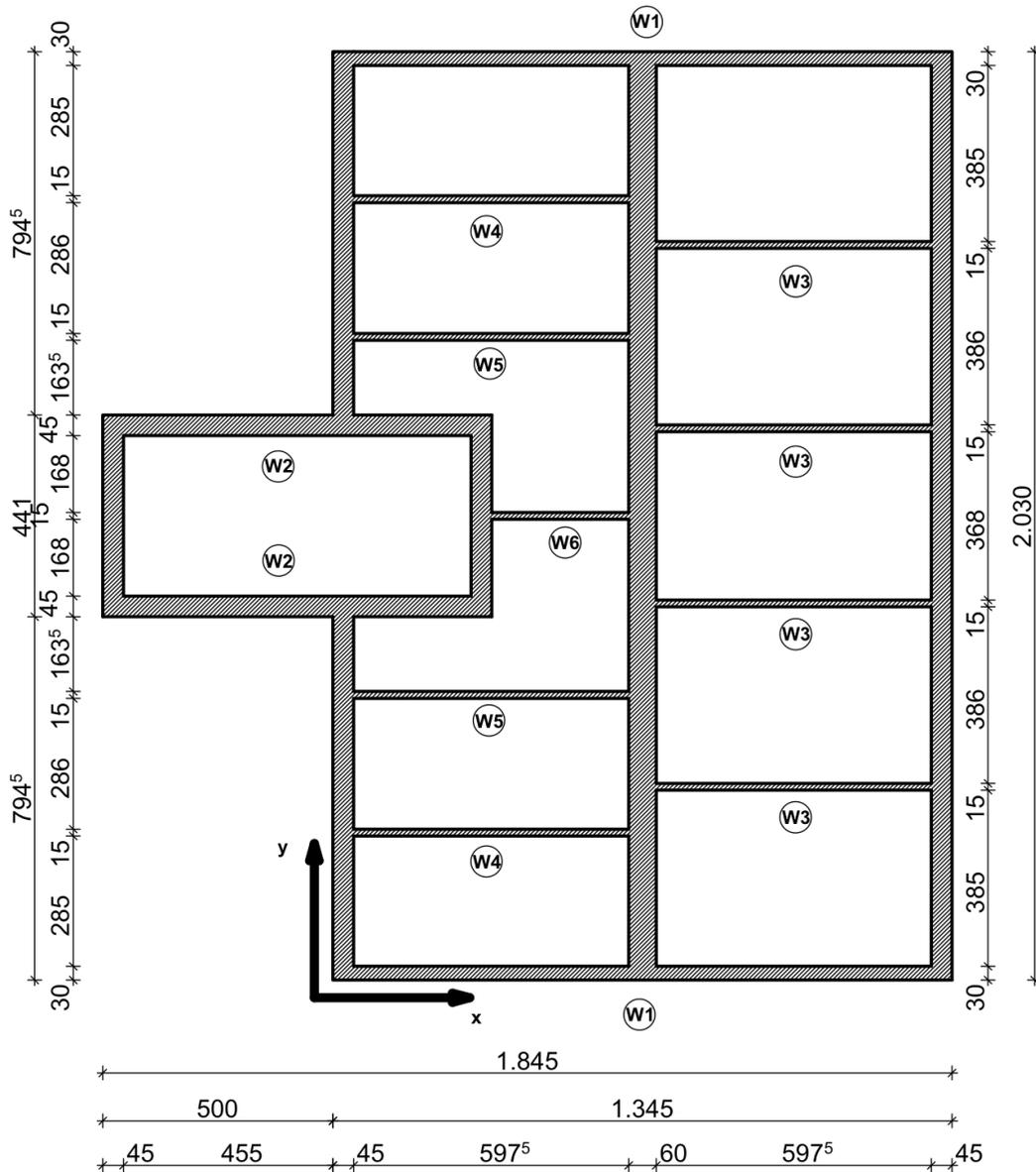


Abbildung 3.2 Fiktiver Rechtecksgrundriss

Schnitt (unmaßstäblich)

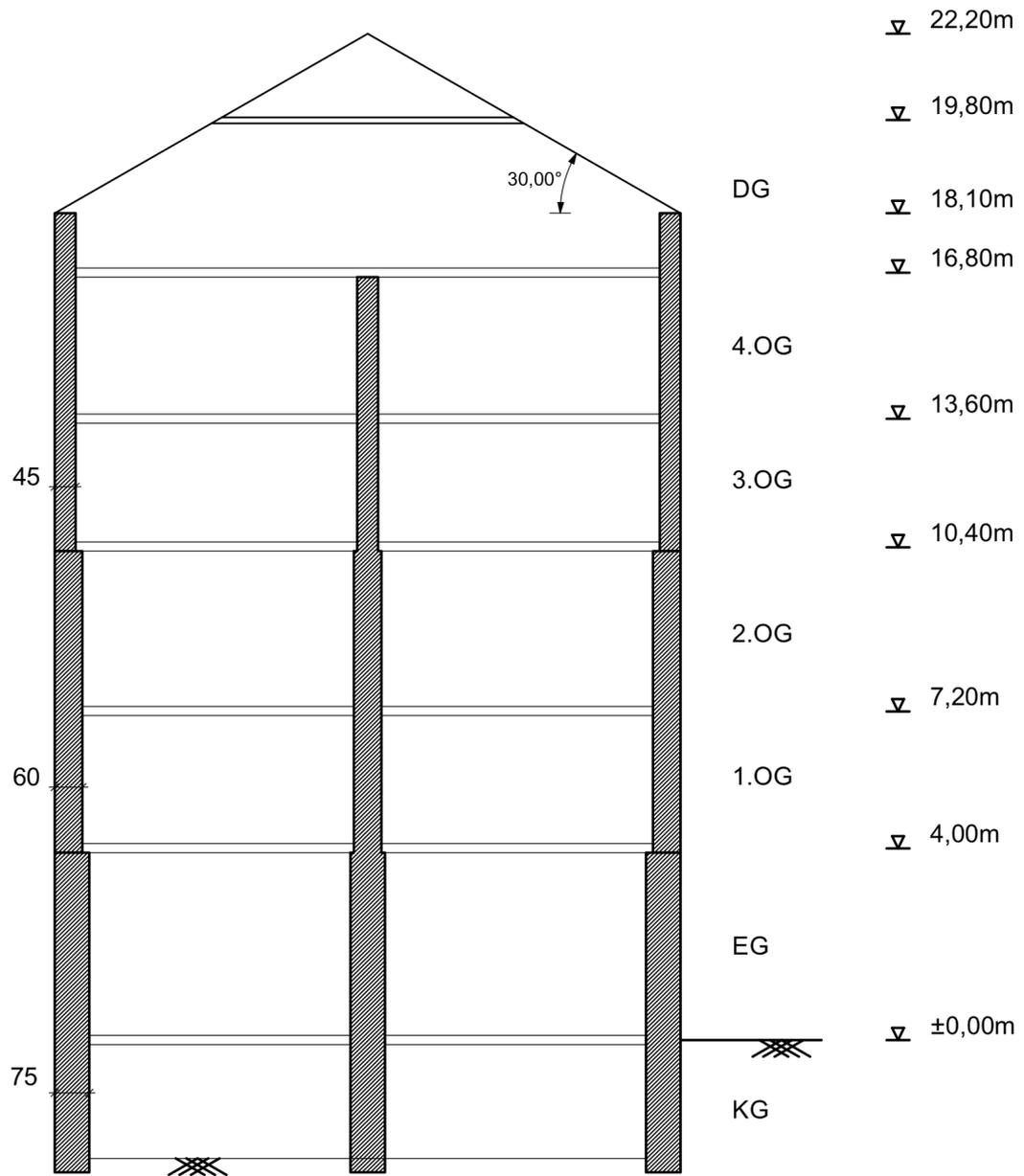


Abbildung 3.3 Fiktiver Gebäudeschnitt

3.2.2 Schritt 1: Berechnung der Erdbebenkräfte

Im ersten Schritt wird geprüft ob das vereinfachte Antwortspektrenverfahren nach EN 1998-1 angewendet werden darf und anschließend die Erdbebenkräfte berechnet. Das der Berechnung zugrundegelegte Gebäude weist einen rechteckigen Grundriss auf. Aus Abbildung 3.3 sind die Abmessungen erkennbar. Es besteht aus einem Kellergeschoss, dem Erdgeschoss, vier Obergeschossen sowie einem Dachgeschoss, welches in Leichtbauweise ausgebaut werden soll. Die Geschosshöhen und Mauerstärken sind in Abbildung 3.4 dargestellt.

VEREINFACHTES ANTWORTSPEKTRUMVERFAHREN

dieses Verfahren ist laut EC 8 anwendbar, wenn...

$T_1 \leq 4 \cdot T_C$	und	$T_1 \leq 2s$
------------------------	-----	---------------

Annahmen:	Antwortspektrum Typ	1
	Baugrundklasse	C

ergibt folgende Werte für das Antwortspektrum:

S=	1,15
T_B =	0,20 s
T_C =	0,60 s
T_D =	2,00 s

Anforderung an T_1 um das vereinfachte Verfahren verwenden zu dürfen:

$T_1 \leq$	2,00 s	✓
------------	--------	---

$T_1 = C_t \cdot H^{3/4} = 0,51 \text{ s}$

$C_t = 0,05$...gilt für alle Tragwerke (EN 1998-1 : 2005 S.61)

$H = 22,20 \text{ m}$...Bauwerkshöhe ab Fundamentoberkante oder Oberkante eines starren Kellergeschosses aber kleiner 40m!

Weiters müssen die Regelmäßigkeitskriterien im Aufriss nach EN 1998-1: 2005 4.2.3.3 erfüllt sein.

Die verwendeten Formeln und Beiwerte wurden ausführlich im Kapitel 2.2 erklärt.

1.) Berechnungsgrundlagen

ÖNORM EN 1991

ÖNORM EN 1996-1-1, EN 1996-3

ÖNORM EN 1998-1

Baustoffe

Mauerwerk, altes österr. Ziegelformat

Mörteldruckfestigkeit: $f_m = 1,00 \text{ N/mm}^2$ Steindruckfestigkeit: $f_b = 21,25 \text{ N/mm}^2$

(Annahmen, bzw. aus Mauerwerksgutachten)

und daraus ermittelt:

nach EN 1996-1-1/3.6.1.21(3.2) und ÖNORM B 1996-1-1/4.2

Mauerwerksfestigkeit: $f_k = 3,50 \text{ N/mm}^2$ **2.) Lastannahmen****Decken***Ständige Last: (Eigengewicht + Aufbau der bestehenden Decken)***Decke über EG bis Decke über 3.0G:**Tramdecke, Beschüttung, Belag $2,30 \text{ kN/m}^2$ **Decke über 4.0G:**Doppelbaumdecke $3,50 \text{ kN/m}^2$ Dach (auf Horizontale) $0,70 \text{ kN/m}^2$ **Wände** $d = 15 \text{ cm} \quad 3,10 \text{ kN/m}^2$ $d = 30 \text{ cm} \quad 5,80 \text{ kN/m}^2$ $d = 45 \text{ cm} \quad 8,50 \text{ kN/m}^2$ $d = 60 \text{ cm} \quad 11,20 \text{ kN/m}^2$ $d = 75 \text{ cm} \quad 13,90 \text{ kN/m}^2$ *Veränderliche Last:***Decke über EG bis Decke über 3.0G:** $Q_k = 2,00 \text{ kN/m}^2$

(Zwischenwände gehen mit dem tatsächlichen Gewicht in die Berechnung ein)

Decke über 4.0G: (Dachboden Bestand) $Q_k = 1,00 \text{ kN/m}^2$

Die Nutzlasten werden für die seismischen Massen entsprechend der Kategorie Wohn- und Bürogebäude mit dem Theta -Faktor berücksichtigt.

 $\Psi_{E,2} = 0,30 \quad [-]$

3.) Massenermittlung Wände

DG	h=	3,20 m			
			L[m]	g [kN/m ²]	[kN]
d = 45 cm (h=1,2m)	DB	0,00 %	36,30	8,50	370,26
d = 30 cm	DB	0,00 %	26,90	5,80	499,26
d = 45 cm	DB	0,00 %	24,60	8,50	669,12
d = 60 cm	DB	0,00 %	20,30	11,20	727,55
					<u>2266,20</u>

4.OG	h=	3,20 m			
			L[m]	g [kN/m ²]	[kN]
d = 45 cm	DB	0,00 %	24,60	8,50	669,12
d = 30 cm	DB	0,00 %	26,90	5,80	499,26
d = 45 cm	DB	20,00 %	36,30	8,50	789,89
d = 15 cm	DB	0,00 %	50,80	3,10	503,94
d = 60 cm	DB	0,00 %	20,30	11,20	727,55
					<u>3189,76</u>

3.OG	h=	3,20 m			
			L[m]	g [kN/m ²]	[kN]
d = 15 cm	DB	0,00 %	50,80	3,10	503,94
d = 30 cm	DB	0,00 %	26,90	5,80	499,26
d = 45 cm	DB	0,00 %	24,60	8,50	669,12
d = 45 cm	DB	20,00 %	36,30	8,50	789,89
d = 60 cm	DB	0,00 %	20,30	11,20	727,55
					<u>3189,76</u>

2.OG	h=	3,20 m			
			L[m]	g [kN/m ²]	[kN]
d = 15 cm	DB	0,00 %	50,80	3,10	503,94
d = 30 cm	DB	0,00 %	26,90	5,80	499,26
d = 45 cm	DB	0,00 %	24,60	8,50	669,12
d = 60 cm	DB	20,00 %	36,30	11,20	1040,79
d = 60 cm	DB	0,00 %	20,30	11,20	727,55
					<u>3440,67</u>

1.OG	h=	3,20 m			
			L[m]	g [kN/m ²]	[kN]
d = 15 cm	DB	0,00 %	50,80	3,10	503,94
d = 60 cm	DB	0,00 %	20,30	11,20	727,55
d = 30 cm	DB	0,00 %	26,90	5,80	499,26
d = 45 cm	DB	0,00 %	24,60	8,50	669,12
d = 60 cm	DB	20,00 %	36,30	11,20	1040,79
					<u>3440,67</u>

EG	h=	4,00 m	L[m]	g [kN/m ²]	[kN]
d = 15 cm	DB	0,00 %	50,80	3,10	629,92
d = 30 cm	DB	0,00 %	26,90	5,80	624,08
d = 45 cm	DB	0,00 %	24,60	8,50	836,40
d = 75 cm	DB	20,00 %	36,30	13,90	1614,62
d = 75 cm	DB	0,00 %	20,30	13,90	1128,68
					4833,70

4.) Massenzusammenstellung

A= 293,44 m² ...Geschossfläche
 z ...Abstand von der klaffenden Fuge im EG

	G _{Decke} [kN]	P _{Decke} [kN]	G _{Wand} [kN]	m _{i,total} [kN]	z _i [m]	m _i *z _i [kNm]
m₅	1232,45	88,03	3861,08	5181,56	16,80	87050,14
m₄	674,91	176,06	3189,76	4040,74	13,60	54954,01
m₃	674,91	176,06	3315,21	4166,19	10,40	43328,36
m₂	674,91	176,06	3440,67	4291,64	7,20	30899,82
m₁	674,91	176,06	4137,18	4988,16	4,00	19952,64
				22668,28		236184,98
				in kg: 2266828,32		

5.) Erdbebeneinwirkung

Bedeutungskategorie (EN 1998-1 : 2005 S. 57) y_I= 1,00

	y _I
I	0,80
II	1,00
III	1,20
IV	1,40

Bauwerke von geringer Bedeutung für die öffentliche Sicherheit
 gewöhnliche Bauwerke die nicht unter die anderen Kategorien fallen
 Bauwerke deren Erdbebenwiderstand wichtig ist (Schulen,...)
 Bauwerke deren Erdbebenwiderstand sehr wichtig ist (Krankenhäuser,...)

Referenzbodenbeschleunigung: a_{gR}= 0,80 m/s²
 (ÖNORM B 1998-1 S.17)

Erdbebenzone: 3 Wien, südwestlich der Donau
 (ÖNORM B 1998-1 S.17)

horizontale Bodenbeschleunigung: a_g= y_I * a_{gR} = 0,80 m/s²

Gesamterdbebenkraft: $F_b = S_d(T) * m * \lambda =$ **2954,43 kN**

$S_d(T) = a_g * S * 2,5/q =$ 1,53 m/s² ...vereinfacht am oberen Plateau angenommen

S= 1,15 ...Bodenparameter lt. Baugrundklasse (EN 1998-1 : 2005 S.41)

q= 1,50 ...Verhaltensbeiwert (EN 1998-1 : 2005 S.45)

λ= 0,85 ...Korrekturbeiwert (EN 1998-1 : 2005 S.61)

Erdbebenkräfte pro Geschoß:

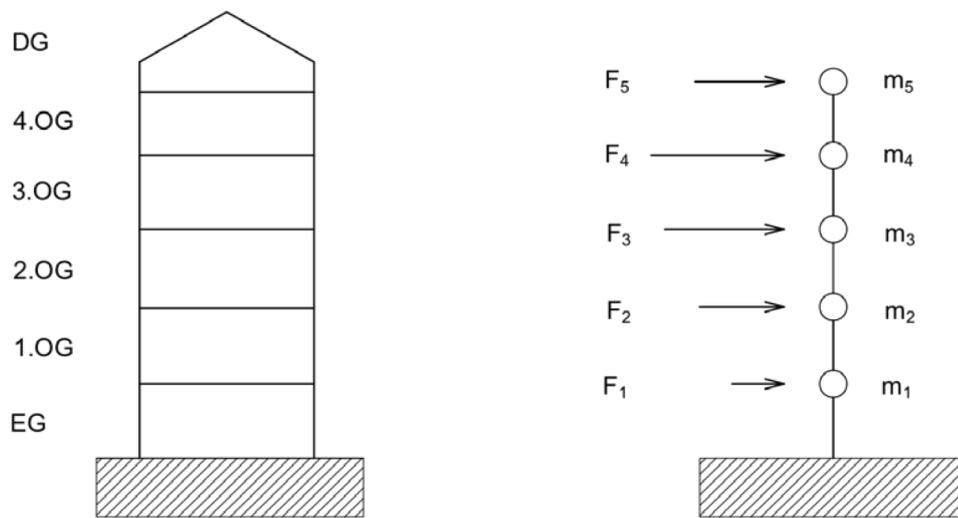


Abbildung 3.4 Vertikale Verteilung der Erdbebenkräfte auf die Geschosse

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

Decke über		F _i [kN]
4.OG		1088,91
3.OG		687,42
2.OG		541,99
1.OG		386,53
EG		249,59

3.2.3 Schritt 2: Kapazität des Bestandes

Nachdem die Erdbebenkräfte für jedes Geschoß ermittelt wurden, erfolgt jetzt die Ermittlung der Kapazität des Bestandes. Die Aufteilung der Kräfte erfolgt nach der Masse die auf eine Wand wirkt, und nicht nach der Steifigkeit dieser, da ja keine schubsteife Decke vorhanden ist.

Es wird für alle Mauerwerksscheiben nur der Haftscheranteil der Schubtragfähigkeit des Mauerwerks nach EN 1996 angesetzt. Die zugrundeliegenden Kennwerte des Mauerwerks sind einem Mauerwerksgutachten zu entnehmen. Dabei ist laut dem Merkblatt der MA 37 S eine minimale Mörteldruckfestigkeit von 1 N/mm^2 einzuhalten. Aus den Festigkeiten des Ziegels und des Mörtels kann die Mauerwerksfestigkeit, die zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit benötigt wird, errechnet werden.

Das Ergebnis der Rechnung ist die Kapazität des Bestandes. Es wird erkennbar welchen Anteil der Belastung eine Wand bekommt und wieviel sie davon aufnehmen kann (in Prozent). Der niedrigste Wert bestimmt die Kapazität des Bestandes. Eine Kapazität von 25% bedeutet zum Beispiel, dass diese Wand nur ein Viertel der bei einem Erdbeben auftretenden Belastung aufnehmen kann. Wobei nochmals erwähnt werden sollte, dass im Zuge der Berechnung nur eine untere Schranke der Kapazität gefunden wird und eigentlich der Vergleich Bestand mit ausgebautem Dachgeschoss im Vordergrund steht.

6.) Kapazität des Bestandes

Im folgenden soll die Beanspruchbarkeit des Bestandes hinsichtlich Erdbebeneinwirkung untersucht werden. Da die einzelnen Geschoßdecken keine Scheibenwirkung aufweisen, erfolgt die Zuweisung der Erdbebenkräfte entsprechend deren Einwirkungsbereich flächenanteilig. Der Anteil der Gesamterdbebenkraft auf die einzelnen, ablastenden Wände erfolgt durch einen Massenanteilsfaktor.

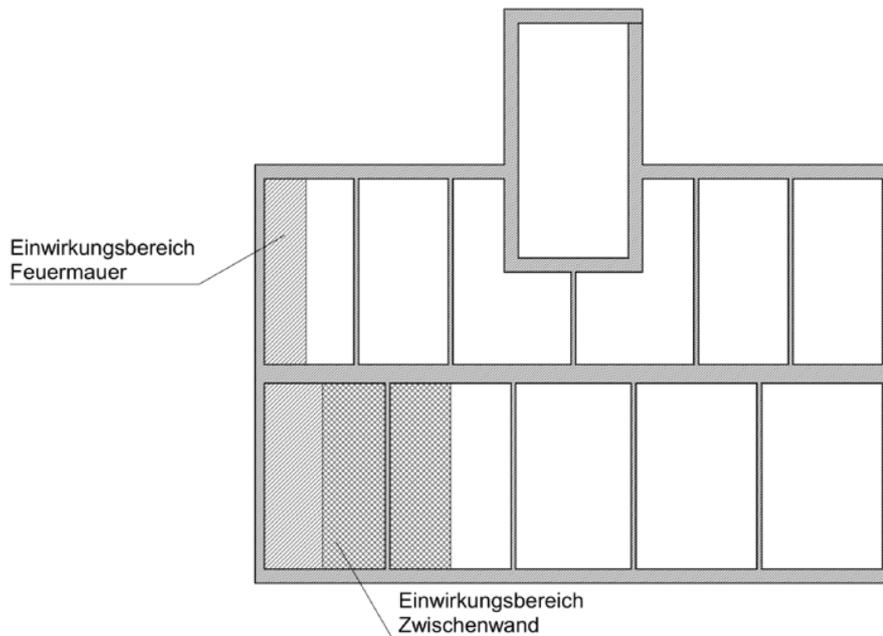


Abbildung 3.5 Einwirkungsbereiche der einzelnen Wände

Die Berechnung erfolgt getrennt für Giebel -und Zwischenwand.

• **Bemessungsschnittgrößen der Giebelwand (=Feuermauer):**

Massenanteilsfaktor $m = \frac{\text{Masse pro Geschoss im Einwirkungsbereich der Giebelwand}}{\text{Masse des gesamten Geschosses}}$

$m = 0,0685 \text{ \%}/100$

W1	V_d [kN]	z [m]	M_d [kNm]	N_d [kN]
				264,58 (Giebel)
m5	74,58	16,80	1252,93	330,76
m4	47,08	13,60	640,31	311,55
m3	37,12	10,40	386,06	311,55
m2	26,47	7,20	190,61	311,55
m1	17,09	4,00	68,38	311,55

202,35	2538,28	1841,54	in EG-Fuge
---------------	----------------	----------------	-------------------

Nachweis der Biegetragfähigkeit:

$$l_{WAND} = 13,45 \text{ m}$$

$$t_{WAND} = 0,30 \text{ m}$$

Wand	$\sigma_{N,min}$ [N/mm ²]	$\sigma_{M,min}$ [N/mm ²]	$\sigma_{M,max}$ [N/mm ²]	$\sigma_{vorh,min}$ [N/mm ²]	$\sigma_{vorh,max}$ [N/mm ²]	e=M/N [m]
W1	-0,46	-0,28	0,28	-0,74	-0,18	1,38

klaffende Fuge:

$$l/6 = 2,24 \text{ m}$$

$$l/3 = 4,48 \text{ m}$$

e < l/6	✓
e < l/3	✓

Wenn die Exzentrizität e nicht innerhalb von l/6 liegt aber innerhalb von l/3, so ist der Mauerwerksnachweis mit folgender Druckspannung zu erfüllen.

$$\sigma_{klaffend} = 2 * N / (3 * c * t) = 0,00 \text{ N/mm}^2$$

Nachweis der Schubtragfähigkeit:

Ausgangswerte:

$$c_v = 3,00 \text{ (lt. EN 1996-3 / 4.4.2)}$$

$$\sigma_d = N_d / (l_c * t) = 0,38 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{vdu} = (f_{vk0} + 0,40 * \sigma_d) / \gamma_m = 0,17 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{ Bemessungswert der Schubfestigkeit}$$

$$f_{vk0} = 0,10 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{vd0} = 0,07 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_m = 1,50 \quad \dots \text{ Teilsicherheitsbeiwert für außergewöhnliche Kombination lt. ÖNORM B 1998-1 / 4.9.4}$$

$$f_b = 21,25 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{ Steindruckfestigkeit}$$

$$V_{Rd} = c_v * (L/2 - e) * t * f_{vd0} + 0,4 * N_d / \gamma_m < 3 * (L/2 - e) * t * f_{vdu}$$

$$V_{Rd} = 321,29 \text{ kN}$$

$V_{Ed} \leq V_{Rd}$	✓
----------------------	---

• **Bemessungsschnittgrößen der Stiegenhauswand:**

Massenanteilsfaktor $m =$ Masse pro Geschoss im Einwirkungsbereich der Giebelwand/
Masse des gesamten Geschosses

$m = 0,0545 \text{ \%}/100$

W2	V_d [kN]	z [m]	M_d [kNm]		N_d [kN]
m5	59,37	16,80	997,48		219,73
m4	37,48	13,60	509,76		216,92
m3	29,55	10,40	307,35		227,16
m2	21,08	7,20	151,74		253,52
m1	13,61	4,00	54,44		279,87

161,09	2020,77	1197,20	in EG-Fuge
---------------	----------------	----------------	-------------------

Nachweis der Biegetragfähigkeit:

$l_{WAND} = 8,10 \text{ m}$

$t_{WAND} = 0,45 \text{ m}$

Wand	$\sigma_{N,min}$ [N/mm ²]	$\sigma_{M,min}$ [N/mm ²]	$\sigma_{M,max}$ [N/mm ²]	$\sigma_{vorh,min}$ [N/mm ²]	$\sigma_{vorh,max}$ [N/mm ²]	$e=M/N$ [m]
W2	-0,33	-0,41	0,41	-0,74	0,08	1,69

klaffende Fuge:

$l/6 = 1,35 \text{ m}$

$l/3 = 2,70 \text{ m}$

$e < l/6$	✘
$e < l/3$	✔

Wenn die Exzentrizität e nicht innerhalb von $l/6$ liegt aber innerhalb von $l/3$, so ist der Mauerwerksnachweis mit folgender Druckspannung zu erfüllen.

$\sigma_{klaffend} = 2 \cdot N / (3 \cdot c \cdot t) = 0,00 \text{ N/mm}^2$

Nachweis der Schubtragfähigkeit:

Ausgangswerte:

$c_v = 3,00$ (lt. EN 1996-3 / 4.4.2)

$\sigma_d = N_d / (l_c \cdot t) = 0,38 \text{ N/mm}^2$

$f_{vdu} = (f_{vk0} + 0,40 \cdot \sigma_d) / \gamma_m = 0,17 \text{ N/mm}^2$...Bemessungswert der Schubfestigkeit

$f_{vk0} = 0,10 \text{ N/mm}^2$

$f_{vd0} =$	0,07 N/mm ²	
$\gamma_m =$	1,50	...Teilsicherheitsbeiwert für außergewöhnliche Kombination lt. ÖNORM B 1998-1 / 4.9.4
$f_b =$	21,25 N/mm ²	...Steindruckfestigkeit

$$V_{Rd} = c_v \cdot (L/2 - e) \cdot t \cdot f_{vd0} + 0,4 \cdot N_d / \gamma_m < 3 \cdot (L/2 - e) \cdot t \cdot f_{vdu}$$

$$V_{Rd} = 212,91 \text{ kN}$$

$V_{Ed} \leq V_{Rd}$	✓
----------------------	---

• **Bemessungsschnittgrößen der Zwischenwände:**

Grundsätzlich ist festzustellen, dass nach derzeit vorliegendem Normungswerk eine Normkraftableitung für die Zwischenwände nicht nachgewiesen werden kann. Dies insbesondere, da eine geschoßweise Festhaltung gegen Knicken bedingt durch die weichen Holzdecken nicht gesichert ist und daher das i.d.R. 14 cm dicke Mauerwerk einen viel zu hohen Schlankheitsgrad aufweist. Ebenso ungeklärt ist eine mögliche Mitwirkung der Gebäudelängswände (Außen- und Mittelmauer). Ein Nachweis kann derzeit nur über die Schubtragfähigkeit, ohne Normkraftanteil geführt werden, d.h. es wird lediglich der Haftscheranteil gemäß ÖNORM EN 1996 berücksichtigt. Es wird damit eine untere Schranke der Gebäudekapazität gegenüber der Erdenbeanspruchung gefunden.

Massenanteilsfaktor $m =$ Masse pro Geschoss im Einwirkungsbereich der Giebelwand /
Masse des gesamten Geschosses

$$m = 0,0809 \text{ \%}/100$$

W3	V_d [kN]	z [m]	M_d [kNm]	N_d [kN]
m5	88,09	16,80	1479,96	117,38
m4	55,61	13,60	756,33	126,26
m3	43,85	10,40	456,01	126,26
m2	31,27	7,20	225,14	126,26
m1	20,19	4,00	80,77	126,26

239,01	2998,20	622,42	in EG-Fuge
---------------	----------------	---------------	-------------------

$$m = 0,0610 \text{ \%}/100$$

W4	V_d [kN]	z [m]	M_d [kNm]		N_d [kN]
m5	66,42	16,80	1115,91		94,65
m4	41,93	13,60	570,28		108,92
m3	33,06	10,40	343,84		108,92
m2	23,58	7,20	169,76		108,92
m1	15,22	4,00	60,90		108,92

180,22	2260,70	530,33	in EG-Fuge
---------------	----------------	---------------	-------------------

$$m = 0,0365 \text{ \%}/100$$

W5	V_d [kN]	z [m]	M_d [kNm]		N_d [kN]
m5	39,72	16,80	667,35		69,33
m4	25,08	13,60	341,05		89,60
m3	19,77	10,40	205,63		89,60
m2	14,10	7,20	101,52		89,60
m1	9,10	4,00	36,42		89,60

107,78	1351,97	427,73	in EG-Fuge
---------------	----------------	---------------	-------------------

$$m = 0,0269 \text{ \%}/100$$

W6	V_d [kN]	z [m]	M_d [kNm]		N_d [kN]
m5	29,30	16,80	492,25		46,62
m4	18,50	13,60	251,56		57,05
m3	14,58	10,40	151,67		57,05
m2	10,40	7,20	74,88		57,05
m1	6,72	4,00	26,86		57,05

79,50	997,23	274,82	in EG-Fuge
--------------	---------------	---------------	-------------------

• Kapazitätsfaktor des Bestandes

Es wird lediglich der Haftscheranteil der Schubtragfähigkeit berücksichtigt und somit eine untere Schranke gefunden. (auch für die Giebelwände, die aber noch Reserven aufweisen)

$$V_{Rd} = L \cdot t \cdot f_{vd0}$$

...Haftscheranteil der Schubtragfähigkeit

Wand	L[m]	t[m]	V_d [kN]	V_{Rd} [kN]	Kapazität [%]
W1	13,45	0,30	213,31	269,00	126,11
W2	8,10	0,45	133,82	243,00	181,59
W3	5,98	0,15	231,32	59,80	25,85
W4	5,98	0,15	174,42	59,80	34,29
W5	5,98	0,15	104,31	59,80	57,33
W6	3,50	0,15	76,94	35,00	45,49

Kapazitätsfaktor des Bestandes $\kappa = 26 \%$

...Zwischenwände maßgebend

7.) Schubtragfähigkeit unter abgeminderter Erbebenbeanspruchung

Die Erdbebenkraft wird um den Kapazitätsfaktor abgemindert.

Wand	L[m]	t[m]	V_d [kN]	V_{Rd} [kN]	
W1	13,45	0,30	55,46	269,00	✓
W2	8,10	0,45	34,79	243,00	✓
W3	5,98	0,15	60,14	59,80	✗
W4	5,98	0,15	45,35	59,80	✓
W5	5,98	0,15	27,12	59,80	✓
W6	3,50	0,15	20,00	35,00	✓

Die Wand W3 erfüllt den Nachweis knapp nicht, weil nicht mit der tatsächlichen Kapazität von 25,85 Prozent gerechnet, sondern der Bestand auf 26 Prozent aufgerundet wurde. Im Merkblatt wird darauf hingewiesen aufzurunden, um der Wand nicht zu wenig Kraft zuzuordnen. Das bedeutet die Wände sind in der Steifigkeit eher zu überschätzen, um mehr Kraft anzuziehen. Es handelt sich also nur um einen Rundungsfehler.

3.2.4 Schritt 3: Kapazität des Gebäudes mit ausgebautem Dachgeschoss

Im letzten Schritt wird die Kapazität des Gebäudes mit ausgebautem Dachgeschoss und schubsteifer oberster Geschossdecke berechnet.

Durch die, meistens als Stahlbeton -Holzverbunddecke, schubsteife Verbindung der Wände erfolgt die Zuweisung der Kräfte zu den einzelnen Wänden nicht mehr anhand der Massen die auf die Wand wirken, sondern anhand der Steifigkeiten der Wände. Die Verteilung geschieht dabei durch ansetzen der Einheitsbelastung mittels Prinzip der virtuellen Kräfte am auskragenden Einzelstab. Das bewirkt eine Verlagerung der Kräfte von den schwachen Zwischenwänden, die im Bestand eine geringe Kapazität aufweisen zu den meist um die 30 cm starken Feuermauern, die noch Reserven besitzen. Dadurch ergibt sich eine Verbesserung der Kapazität des Gebäudes wie nach dem Merkblatt der MA 37 S gefordert wird.

8.) Kapazität mit DG -Ausbau leicht

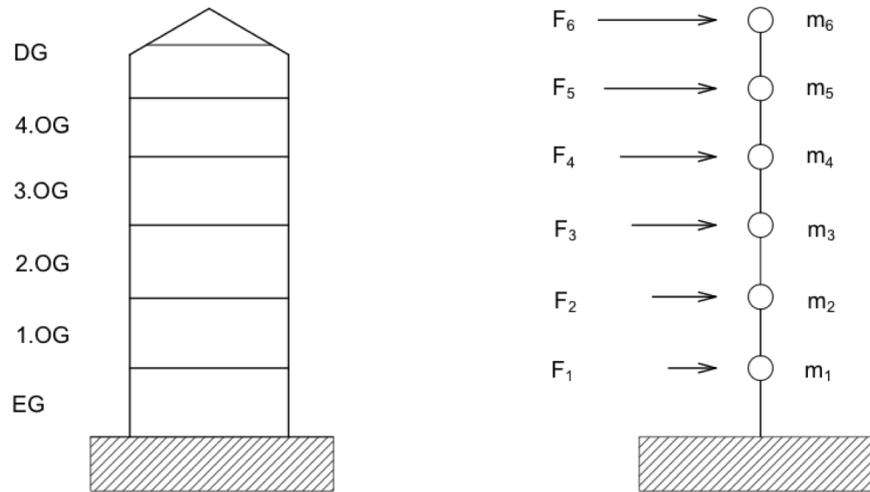


Abbildung 3.6 Vertikale Aufteilung der Erdbebenkräfte auf die Geschosse mit Dachgeschossausbau leicht

Durch die schubsteife Ausbildung der obersten Decke lassen sich die Erdbebenkräfte nach den Steifigkeiten der Wände aufteilen. Dadurch erhalten die "schwachen" Zwischenwände weniger Kraft und die Giebelwände, welche noch Reserven aufweisen bekommen mehr Kraft.

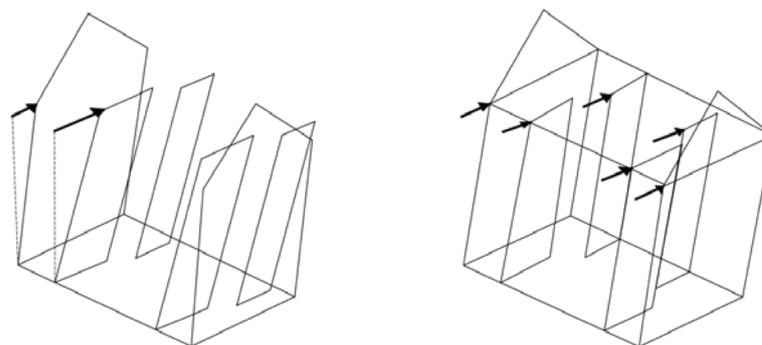


Abbildung 3.7 nach [5] Schematische Erklärung des Zusammenwirkens der Einzelwände ohne schubsteife oberste Geschossdecke (links) und mit schubsteifer oberster Decke (rechts). Das Gebäude wirkt mit schubsteifer Decke wie eine Schachtel und die Kräfte werden anhand der Wandsteifigkeiten verteilt.

Ausgangswerte:

h=	16,80 m	
fk=	3,50 N/mm ²	
E=	3500,00 N/mm ²	
G=	1400,00 N/mm ²	...40% des E-Moduls

• Aufteilung der Horizontalkräfte nach ihren Steifigkeiten

Wand	t [m]	L [m]	A _{ST} [mm ²]	I [m ⁴]	V _{i,1} [kN/m]	Anteil [%]
W1	0,30	13,45	4035000,00	60,83	96173,54	31,57
W2	0,45	8,10	3645000,00	19,93	38533,00	12,65
W3	0,15	5,98	897000,00	2,67	5485,01	0,90
W4	0,15	5,98	897000,00	2,67	5485,01	1,80
W5	0,15	5,98	897000,00	2,67	5485,01	1,80
W6	0,15	3,50	525000,00	0,54	1155,45	0,76
					152317,03	100,00

• Massenzusammenstellung mit DG -Ausbau

A= 293,44 m² ...Geschossfläche
 z ...Abstand von der klaffenden Fuge im EG
 q= 7,00 kN/m² ...zusätzliche Last aus DG -Ausbau leicht

	G _{Decke} [kN]	P _{Decke} [kN]	G _{Wand} [kN]	m _{i,total} [kN]	z _i [m]	m _i *z _i [kNm]
m₆	456,46	68,47	-	524,93	19,80	10393,64
m₅	912,92	136,94	-	1049,86	16,80	17637,70
	1232,45	88,03	3861,08	5181,56	16,80	87050,14
m₄	674,91	176,06	3189,76	4040,74	13,60	54954,01
m₃	674,91	176,06	3315,21	4166,19	10,40	43328,36
m₂	674,91	176,06	3440,67	4291,64	7,20	30899,82
m₁	674,91	176,06	4137,18	4988,16	4,00	19952,64
				24243,08		264216,32
				in kg: 2424307,79		

• Aufteilung der Erdbebenkräfte unter der Kapazität des Bestandes

κ= 26,00 % F_b*κ= 768,15 kN

Decke über	Fi [kN]
DG	30,22
4.OG	304,36
3.OG	159,77
2.OG	125,97
1.OG	89,83
EG	58,01

- Bemessungsschnittgrößen der Wände unter der Kapazität des Bestandes in Abhängigkeit der Wandsteifigkeiten

W1	V _d [kN]	z [m]	M _d [kNm]	N _d [kN]
m ₆	9,54	19,80	188,89	264,58
m ₅	96,09	16,80	1614,25	330,76
m ₄	50,44	13,60	685,97	311,55
m ₃	39,77	10,40	413,59	311,55
m ₂	28,36	7,20	204,20	311,55
m ₁	18,31	4,00	73,25	311,55

(Giebel)

242,51	3180,14	1841,54	in EG-Fuge
---------------	----------------	----------------	-------------------

Nachweis der Biegetragfähigkeit:
(für Giebelwände)

$$l_{\text{WAND}} = 13,45 \text{ m}$$

$$t_{\text{WAND}} = 0,30 \text{ m}$$

Wand	$\sigma_{N,\min}$ [N/mm ²]	$\sigma_{M,\min}$ [N/mm ²]	$\sigma_{M,\max}$ [N/mm ²]	$\sigma_{\text{vorh},\min}$ [N/mm ²]	$\sigma_{\text{vorh},\max}$ [N/mm ²]	e=M/N [m]
W1	-0,46	-0,35	0,35	-0,81	-0,10	1,73

klaffende Fuge:

$$l/6 = 2,24 \text{ m}$$

$$l/3 = 4,48 \text{ m}$$

e < l/6	✓
e < l/3	✓

W2	V _d [kN]	z [m]	M _d [kNm]	N _d [kN]
m ₆	3,82	19,80	75,68	
m ₅	38,50	16,80	646,77	219,73
m ₄	20,21	13,60	274,84	216,92
m ₃	15,93	10,40	165,71	227,16
m ₂	11,36	7,20	81,81	253,52
m ₁	7,34	4,00	29,35	279,87

97,16	1274,16	1197,20	in EG-Fuge
--------------	----------------	----------------	-------------------

Nachweis der Biegetragfähigkeit:
(für Giebelwände)

$$l_{\text{WAND}} = 8,10 \text{ m}$$

$$t_{\text{WAND}} = 0,45 \text{ m}$$

Wand	$\sigma_{N,\min}$ [N/mm ²]	$\sigma_{M,\min}$ [N/mm ²]	$\sigma_{M,\max}$ [N/mm ²]	$\sigma_{\text{vorh},\min}$ [N/mm ²]	$\sigma_{\text{vorh},\max}$ [N/mm ²]	e=M/N [m]
W2	-0,33	-0,26	0,26	-0,59	-0,07	1,06

klaffende Fuge:

$l/6 = 1,35 \text{ m}$
 $l/3 = 2,70 \text{ m}$

$e < l/6$	✓
$e < l/3$	✓

W3	V_d [kN]	z [m]	M_d [kNm]		N_d [kN]
m6	0,27	19,80	5,39		
m5	2,74	16,80	46,03		
m4	1,44	13,60	19,56		
m3	1,13	10,40	11,79		
m2	0,81	7,20	5,82		
m1	0,52	4,00	2,09		

6,92	90,69	in EG-Fuge
-------------	--------------	-------------------

W4	V_d [kN]	z [m]	M_d [kNm]		N_d [kN]
m6	0,54	19,80	10,77		
m5	5,48	16,80	92,06		
m4	2,88	13,60	39,12		
m3	2,27	10,40	23,59		
m2	1,62	7,20	11,65		
m1	1,04	4,00	4,18		

13,83	181,37	in EG-Fuge
--------------	---------------	-------------------

W5	V_d [kN]	z [m]	M_d [kNm]		N_d [kN]
m6	0,54	19,80	10,77		
m5	5,48	16,80	92,06		
m4	2,88	13,60	39,12		
m3	2,27	10,40	23,59		
m2	1,62	7,20	11,65		
m1	1,04	4,00	4,18		

13,83	181,37	in EG-Fuge
--------------	---------------	-------------------

W6	V_d [kN]	z [m]	M_d [kNm]		N_d [kN]
m6	0,23	19,80	4,54		
m5	2,31	16,80	38,79		
m4	1,21	13,60	16,48		
m3	0,96	10,40	9,94		
m2	0,68	7,20	4,91		
m1	0,44	4,00	1,76		

5,83	76,41	in EG-Fuge
-------------	--------------	-------------------

Nachweis der Schubtragfähigkeit für alle Wände auf Bestandsniveau:

Wand	L[m]	t[m]	V_d [kN]	V_{Rd} [kN]	
W1	13,45	0,30	242,52	269,00	✓
W2	8,10	0,45	97,16	243,00	✓
W3	5,98	0,15	6,92	59,80	✓
W4	5,98	0,15	13,83	59,80	✓
W5	5,98	0,15	13,83	59,80	✓
W6	3,50	0,15	5,83	35,00	✓

• Kapazität mit DG -Ausbau leicht

Wand	L[m]	t[m]	V_d [kN]	V_{Rd} [kN]	Kapazität [%]
W1	13,45	0,30	932,77	269,00	28,84
W2	8,10	0,45	373,69	243,00	65,03
W3	5,98	0,15	26,62	59,80	224,68
W4	5,98	0,15	53,19	59,80	112,42
W5	5,98	0,15	53,19	59,80	112,42
W6	3,50	0,15	22,42	35,00	156,09

Kapazitätsfaktor mit DG -Ausbau $\kappa =$	28,00	%	> 26 %
--	--------------	----------	------------------

Der DG -Leichtausbau und die damit verbundene Maßnahme der schubsteifen Decke im Dachgeschoß verbessert die Bestandssicherheit! Der Kapazitätsfaktor konnte von 26 % im Bestand, auf 28 % im ausgebauten Zustand verbessert werden. Das bedeutet, dass der fiktive Grundriss die Anforderungen aus dem Merkblatt der Magistratsabteilung 37 S erfüllt.

3.3 L-förmiger Grundriss

Den Kapazitätsnachweis der MA 37 S gibt es bis jetzt nur für Gründerzeithäuser mit rechteckigem und symmetrischem Grundriss. Deshalb wird anhand folgender Berechnungen versucht ein Rechenmodell zu erstellen welches auch für komplexere Geometrien geeignet ist.

Durch die Unsymmetrie eines L-förmigen Grundrisses entsteht ein Torsionsmoment, welches zusätzlich zur Querkraft aus dem Erdbeben wirkt. Im entwickelten Rechenmodell wird der Grundriss in annähernd symmetrische Recktecke zerlegt und das Torsionsmoment anhand von Hebelsarmen auf die Teilstücke aufgeteilt. Somit wird erreicht, dass der Kapazitätsnachweis ähnlich dem für rechteckige Gebäude geführt werden kann. Jedoch müssen die Wandbelastungen aus zwei Anteilen, jenem aus Torsion und jenem aus der Querkraft durch die Erdbebeneinwirkung überlagert werden.

Die einzelnen Rechenschritte erfolgen wieder wie beim Kapazitätsnachweis für rechteckige Gründerzeithäuser.

3.3.1 Geometrie

Grundriss (unmaßstäblich)

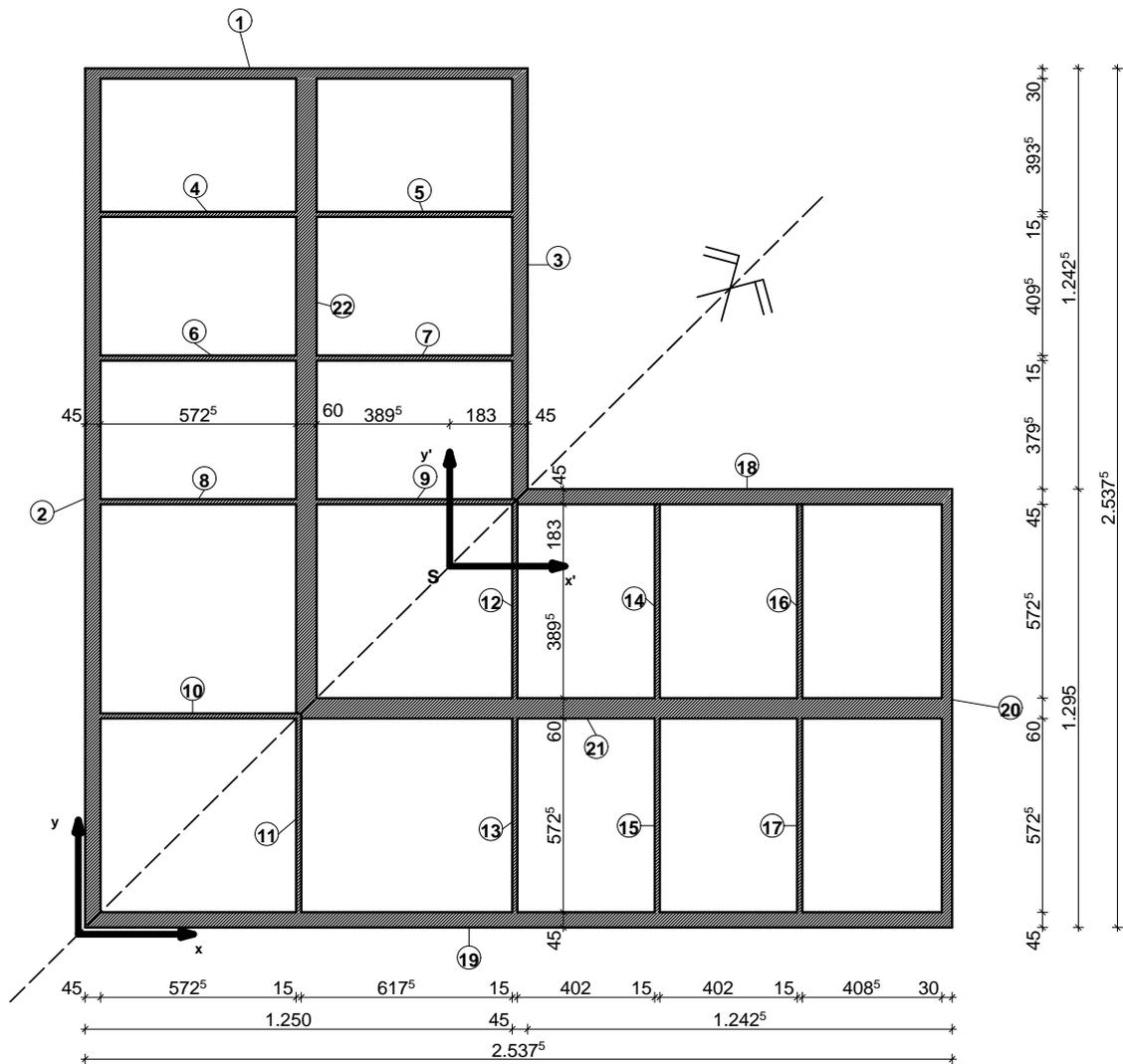


Abbildung 3.8 Abmessungen des fiktiven, L-förmigen Grundrisses

Schnitt (unmaßstäblich)

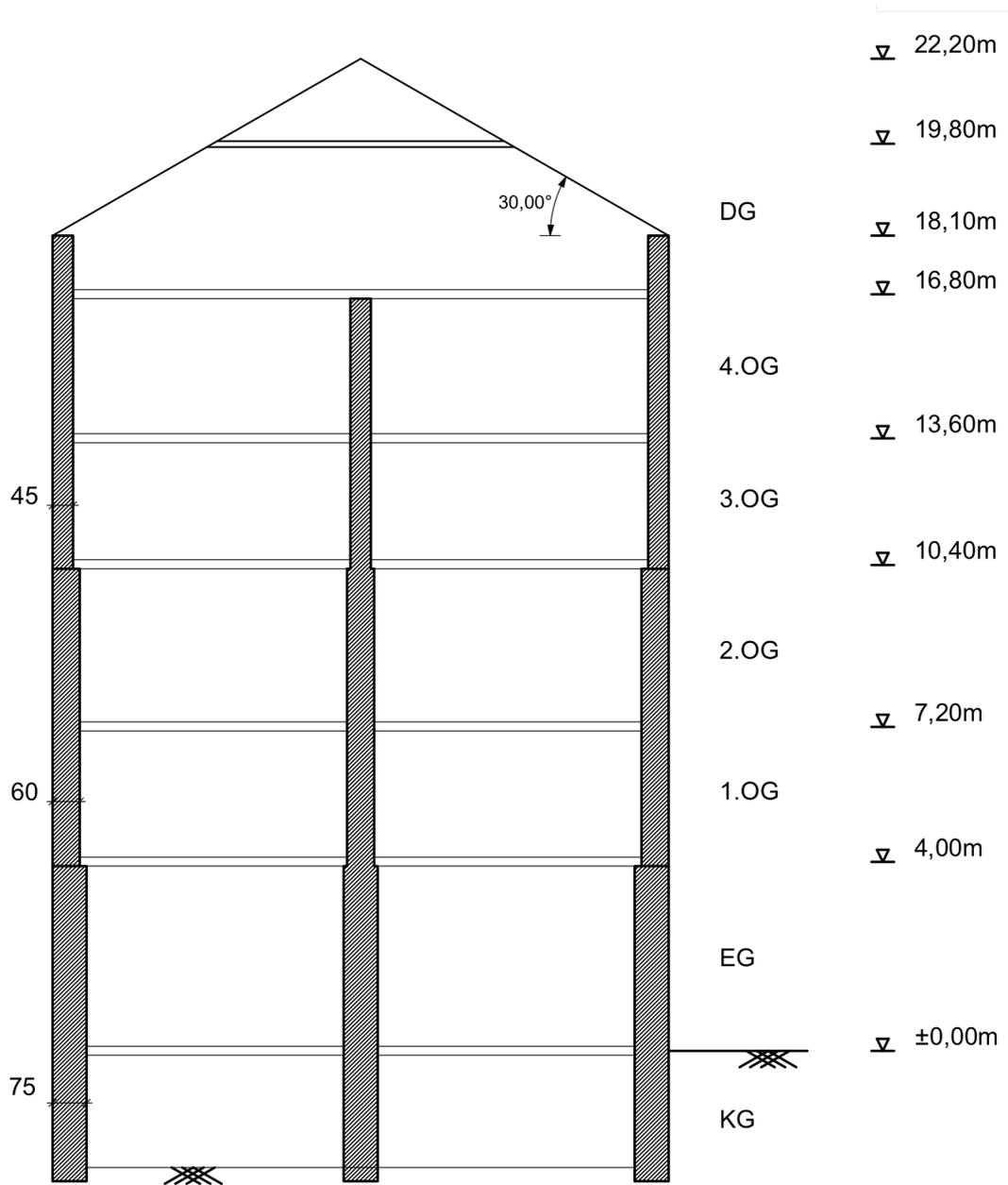


Abbildung 3.9 Schnitt durch das fiktive Gründerzeithaus mit L-förmigem Grundriss

3.3.2 Schritt 1: Ermittlung der Erdbebenkräfte

Im ersten Schritt werden die Erdbebenkräfte errechnet und das Torsionsmoment anhand der vorhandenen Hebelsarme aufgeteilt.

Der gewählte fiktive Grundriss ist in Abbildung 3.9 dargestellt und ist symmetrisch. Die Symmetrie wurde bewusst gewählt um diese erste Rechnung nicht für zwei Richtungen führen zu müssen. Das angewendete Verfahren ist aber auf für L-förmige Grundrisse ohne Symmetrieachse anwendbar. Allerdings müssen zwei voneinander getrennte Erdbebenrichtungen betrachtet werden um den maßgeblichen Erdbebeneinfluss ermitteln zu können. In Abbildung 3.10 sind die Geschosshöhen und Wanddicken ablesbar.

VEREINFACHTES ANTWORTSPEKTRUMVERFAHREN FÜR ECKHÄUSER

Annahmen:	Antwortspektrum Typ	1
	Baugrundklasse	C

ergibt folgende Werte für das Antwortspektrum:

$S=$	1,15
$T_B=$	0,20 s
$T_C=$	0,60 s
$T_D=$	2,00 s

$H=$	22,20 m	...Bauwerkshöhe ab Fundamentoberkante oder Oberkante eines starren Kellergeschosses aber kleiner 40m!
------	---------	--

Die Berechnung beruht auf Anhang B aus ÖNORM B1998-1 und ist anwendbar für:
"mehrgeschossige Bauwerke, bei denen die lastabtragenden Elemente ohne Unterbrechung über die gesamte Höhe laufen und die relativ gleichmäßige Geschosdriftverhältnisse über die Bauwerkshöhe aufweisen." Wenn diese Anforderungen erfüllt sind, darf der Torsionseinfluss über Näherungsformeln aus ÖNORM B1998-1 Anhang B berücksichtigt werden.

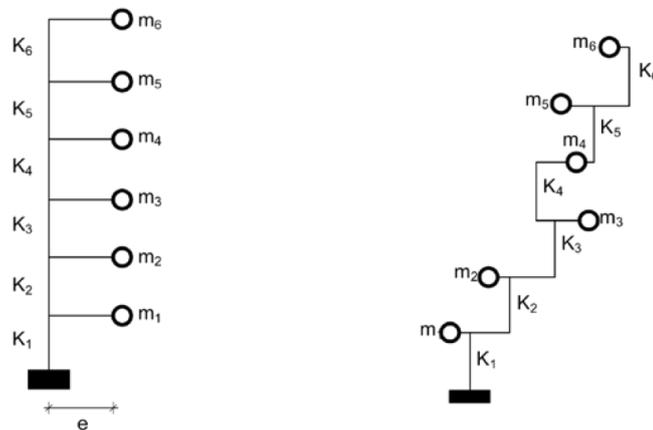


Abbildung 3.10 Anforderungen an die Steifigkeitsverteilung der Wände in den einzelnen Geschossen. Zulässig ist eine möglichst gleichmäßige Verteilung (links), im Gegensatz dazu nicht zulässige Geschosdriftverhältnisse (rechts)

Die linke Abbildung zeigt die Systemvoraussetzungen um den Torsionseinfluss über Näherungsberechnungen berücksichtigen zu dürfen. Für typische Gründerzeithäuser gilt diese Annahme als erfüllt, wenn die Grundrisskonfigurationen und Steifigkeiten der einzelnen Geschosse gleich sind. Die rechte Abbildung zeigt ein ungeeignetes System mit unterschiedlichen Geschossteifigkeiten und Massenverteilungen.

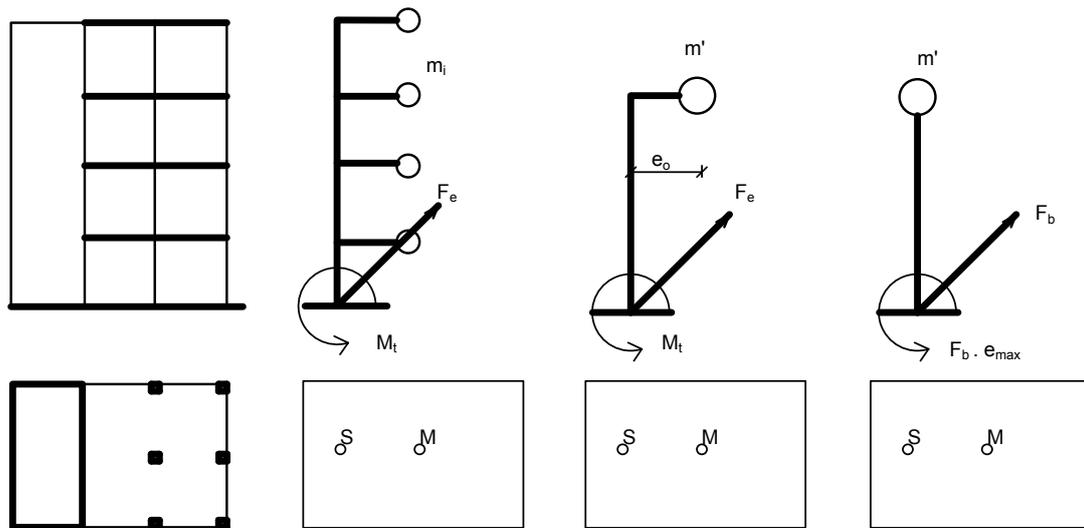


Abbildung 3.11 Berechnungsmodelle zur vereinfachten Torsionsberechnung nach [3]

Im Anhang B der ÖNORM B 1998-1 werden 3 Berechnungsmodelle vorgestellt, wobei nur für Modell 2 und 3 Berechnungsformeln bereitgestellt sind. Dieser Berechnung wurde das Modell 3 zugrundegelegt. Es wird das Gebäude als äquivalenter Einmassenschwinger mit einer äquivalenten Höhe h' beschrieben. Um das Torsionsmoment ermitteln zu können wird die Gesamterdbebenkraft F_b mit der maximalen Ausmitte e_{max} multipliziert. Daraus ergibt sich das Gesamttorsionsmoment M_T welches anschließend auf die Geschoße verteilt wird.

1.) Berechnungsgrundlagen

ÖNORM EN 1991

ÖNORM EN 1996-1-1, EN 1996-3

ÖNORM EN 1998-1

Baustoffe

Mauerwerk, altes österr. Ziegelformat

Mörteldruckfestigkeit $f_m = 1,00 \text{ N/mm}^2$ Steindruckfestigkeit: $f_b = 21,25 \text{ N/mm}^2$

(Annahmen, bzw. aus Mauerwerksgutachten)

und daraus ermittelt:

nach EN 1996-1-1/3.6.1.21(3.2) und ÖNORM B 1996-1-1/4.2

Mauerwerksfestigkeit $f_k = 3,50 \text{ N/mm}^2$ **2.) Lastannahmen****Decken***Ständige Last: (Eigengewicht + Aufbau der bestehenden Decken)***Decke über EG bis Decke über 3.0G:**Tramdecke, Beschüttung, Belag $2,30 \text{ kN/m}^2$ **Decke über 4.0G:**Doppelbaumdecke $3,50 \text{ kN/m}^2$ Dach (auf Horizontale) $0,70 \text{ kN/m}^2$ **Wände** $d = 15 \text{ cm} \quad 3,10 \text{ kN/m}^2$ $d = 30 \text{ cm} \quad 5,80 \text{ kN/m}^2$ $d = 45 \text{ cm} \quad 8,50 \text{ kN/m}^2$ $d = 60 \text{ cm} \quad 11,20 \text{ kN/m}^2$ $d = 75 \text{ cm} \quad 13,90 \text{ kN/m}^2$ *Veränderliche Last:***Decke über EG bis Decke über 3.0G:** $Q_k = 2,00 \text{ kN/m}^2$

(Zwischenwände gehen mit dem tatsächlichen Gewicht in die Berechnung ein)

Decke über 4.0G: (Dachboden Bestand) $Q_k = 1,00 \text{ kN/m}^2$

Die Nutzlasten werden für die seismischen Massen entsprechend der Kategorie Wohn- und Bürogebäude mit dem Theta -Faktor berücksichtigt.

 $\Psi_{E,2} = 0,30 \quad [-]$

3.) Massenermittlung Wände

DG h= 3,20 m
 d = 45 cm (DB 0,00 %
 d = 30 cm DB 0,00 %
 d = 45 cm DB 0,00 %
 d = 60 cm DB 0,00 %

L[m]	g [kN/m ²]	[kN]
50,00	8,50	510,00
25,00	5,80	464,00
25,00	8,50	680,00
37,00	11,20	1326,08

2980,08

4.OG h= 3,20 m
 d = 45 cm DB 0,00 %
 d = 30 cm DB 0,00 %
 d = 45 cm DB 20,00 %
 d = 15 cm DB 0,00 %
 d = 60 cm DB 0,00 %

L[m]	g [kN/m ²]	[kN]
25,00	8,50	680,00
25,00	5,80	464,00
50,00	8,50	1088,00
87,50	3,10	868,00
37,00	11,20	1326,08

4426,08

3.OG h= 3,20 m
 d = 15 cm DB 0,00 %
 d = 30 cm DB 0,00 %
 d = 45 cm DB 0,00 %
 d = 45 cm DB 20,00 %
 d = 60 cm DB 0,00 %

L[m]	g [kN/m ²]	[kN]
87,50	3,10	868,00
25,00	5,80	464,00
25,00	8,50	680,00
50,00	8,50	1088,00
37,00	11,20	1326,08

4426,08

2.OG h= 3,20 m
 d = 15 cm DB 0,00 %
 d = 30 cm DB 0,00 %
 d = 45 cm DB 0,00 %
 d = 60 cm DB 20,00 %
 d = 60 cm DB 0,00 %

L[m]	g [kN/m ²]	[kN]
87,50	3,10	868,00
25,00	5,80	464,00
25,00	8,50	680,00
50,00	11,20	1433,60
37,00	11,20	1326,08

4771,68

1.OG h= 3,20 m
 d = 15 cm DB 0,00 %
 d = 60 cm DB 0,00 %
 d = 30 cm DB 0,00 %
 d = 45 cm DB 0,00 %
 d = 60 cm DB 20,00 %

L[m]	g [kN/m ²]	[kN]
87,50	3,10	868,00
37,00	11,20	1326,08
25,00	5,80	464,00
25,00	8,50	680,00
50,00	11,20	1433,60

4771,68

EG	h=	4,00 m			
			L[m]	g [kN/m ²]	[kN]
d = 15 cm DB		0,00 %	87,50	3,10	1085,00
d = 30 cm DB		0,00 %	25,00	5,80	580,00
d = 45 cm DB		0,00 %	25,00	8,50	850,00
d = 75 cm DB		20,00 %	50,00	13,90	2224,00
d = 75 cm DB		0,00 %	37,00	13,90	2057,20
					6796,20

4.) Massenzusammenstellung

A= 468,75 m² ...Geschossfläche
 z ...Abstand von der klaffenden Fuge im EG

	G _{Decke} [kN]	P _{Decke} [kN]	G _{Wand} [kN]	m _{i,total} [kN]	z _i [m]	m _i *z _i [kNm]
m₅	1968,75	140,63	5193,12	7302,50	16,80	122681,92
m₄	1078,13	281,25	4426,08	5785,46	13,60	78682,19
m₃	1078,13	281,25	4598,88	5958,26	10,40	61965,85
m₂	1078,13	281,25	4771,68	6131,06	7,20	44143,60
m₁	1078,13	281,25	5783,94	7143,32	4,00	28573,26
				32320,58		336046,81
			in kg:	3232057,50		

5.) Erdbebeneinwirkung

Bedeutungskategorie (EN 1998-1 : 2005 S. 57) **y_i= 1,00**

	y _i
I	0,80
II	1,00
III	1,20
IV	1,40

Bauwerke von geringer Bedeutung für die öffentliche Sicherheit
 gewöhnliche Bauwerke die nicht unter die anderen Kategorien fallen
 Bauwerke deren Erdbebenwiderstand wichtig ist (Schulen,...)
 Bauwerke deren Erdbebenwiderstand sehr wichtig ist (Krankenhäuser,...)

Referenzbodenbeschleunigung: **a_{gR}= 0,80 m/s²**
 (ÖNORM B 1998-1 S.17)

Erdbebenzone: **3** Wien, südwestlich der Donau
 (ÖNORM B 1998-1 S.17)

horizontale Bodenbeschleunigung: **a_g=y_i * a_{gR} = 0,80 m/s²**

Gesamterdbebenkraft: $F_b = S_d(T) * m * \lambda =$ **4212,45 kN**

$S_d(T) = a_g * S * 2,5/q$ 1,53 m/s² ...vereinfacht am oberen Plateau angenommen

S= 1,15 ...Bodenparameter lt. Baugrundklasse (EN 1998-1 : 2005 S.41)

q= 1,50 ...Verhaltensbeiwert (EN 1998-1 : 2005 S.45)

$\lambda =$ 0,85 ...Korrekturbeiwert (EN 1998-1 : 2005 S.61)

Um den Torsionseinfluss ermitteln zu können müssen Schwer -und Massenmittelpunkt der Wände und Decken berechnet werden.

Schwerpunktermittlung der Wände

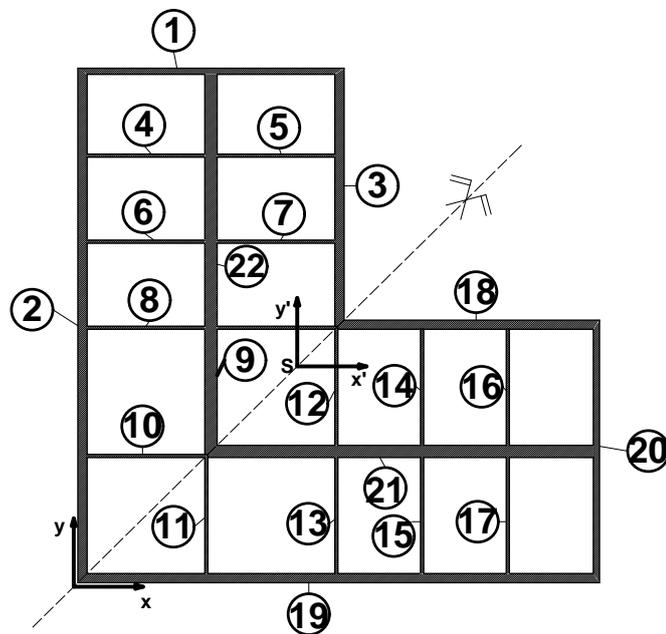


Abbildung 3.12 Wandnummerierung zur Schwerpunktermittlung

Nr.	A_i [m ²]	x_i [m]	y_i [m]	$A_i \cdot x_i$ [m ³]	$A_i \cdot y_i$ [m ³]	I_{xi} [m ⁴]	I_{yi} [m ⁴]
1	3,75	6,25	25,00	23,44	93,75	0,03	48,83
2	11,25	0,23	12,50	2,53	140,63	585,94	0,19
3	5,62	12,50	18,75	70,25	105,38	73,24	0,09
4	0,94	3,12	20,83	2,93	19,58	0,00	3,05
5	0,94	9,37	20,83	8,81	19,58	0,00	3,05
6	0,94	3,12	16,66	2,93	15,66	0,00	3,05
7	0,94	9,37	16,66	8,81	15,66	0,00	3,05
8	0,94	3,12	12,50	2,93	11,75	0,00	3,05
9	0,94	9,37	12,50	8,81	11,75	0,00	3,05
10	0,94	3,12	6,25	2,93	5,88	0,00	3,05

11	0,94	6,25	3,13	5,88	2,94	3,05	0,00
12	0,94	12,50	9,37	11,75	8,81	3,05	0,00
13	0,94	12,50	3,13	11,75	2,94	3,05	0,00
14	0,94	16,67	9,37	15,67	8,81	3,05	0,00
15	0,94	16,67	3,13	15,67	2,94	3,05	0,00
16	0,94	20,83	9,37	19,58	8,81	3,05	0,00
17	0,94	20,83	3,13	19,58	2,94	3,05	0,00
18	5,62	18,75	12,50	105,38	70,25	0,09	73,24
19	11,25	12,50	0,23	140,63	2,53	0,19	585,94
20	3,75	25,00	6,25	93,75	23,44	48,83	0,03
21	11,25	15,63	6,25	175,84	70,31	0,34	329,59
22	11,25	6,25	15,63	70,31	175,84	329,59	0,34
	76,90			820,15	820,17	1059,60	1059,60

$x_s = 10,67 \text{ m}$

$y_s = 10,67 \text{ m}$

Ermittlung des Massenmittelpunkts

Nr.	A_i	x_i	y_i	$A_i \cdot x_i$	$A_i \cdot y_i$
	m^2	m	m	m^3	m^3
1	156,25	6,25	18,75	976,56	2929,69
2	312,50	12,50	6,25	3906,25	1953,13
	468,75			4882,81	4882,81

$x_m = 10,42 \text{ m}$

$y_m = 10,42 \text{ m}$

Ausmitten

$e_{0,x} = 0,25 \text{ m}$

$e_{0,y} = 0,25 \text{ m}$

$e_{1,x} = 1,58 \text{ m}$

$e_{1,y} = 1,58 \text{ m}$

...mit einer Breite/Länge von 25m gerechnet -> sichere Seite, da somit eine größere Ausmitte entsteht!

$e_{2,x} = 1,25 \text{ m}$

$e_{2,y} = 1,25 \text{ m}$

...mit einer Breite/Länge von 25m gerechnet -> sichere Seite, da somit eine größere Ausmitte entsteht!

$$e_{\max,x} = 3,07 \text{ m}$$

$$e_{\max,y} = 3,07 \text{ m}$$

$$e_{\min,x} = -1,00 \text{ m}$$

$$e_{\min,y} = -1,00 \text{ m}$$

anzusetzende Exzentrizitäten:

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

$$e_{\min} = e_0 - e_2$$

$$e_1 = 0,1 \cdot (l+b) \cdot (10 \cdot e_0 / l)^{0,5} \leq 0,1 \cdot (l+b)$$

$$e_2 = 0,05 \cdot l$$

...entspricht einer zufälligen Ausmitte nach ÖNORM EN 1998-1

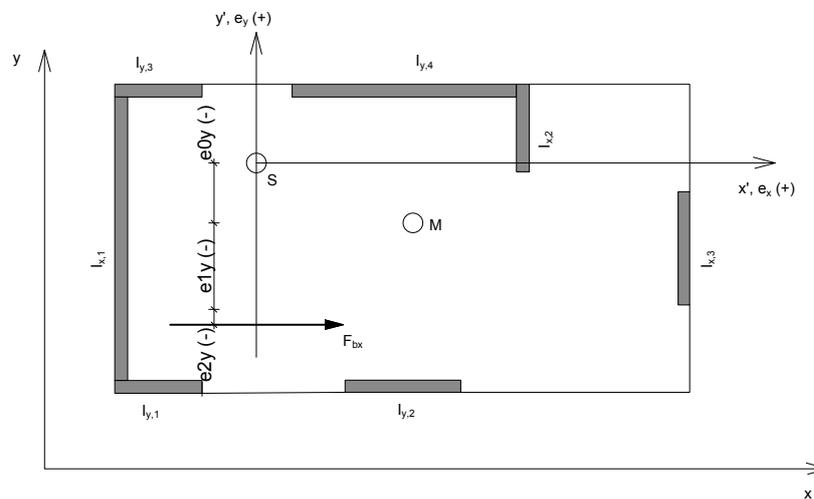


Abbildung 3.13 Erdbeben in x-Richtung nach [3]

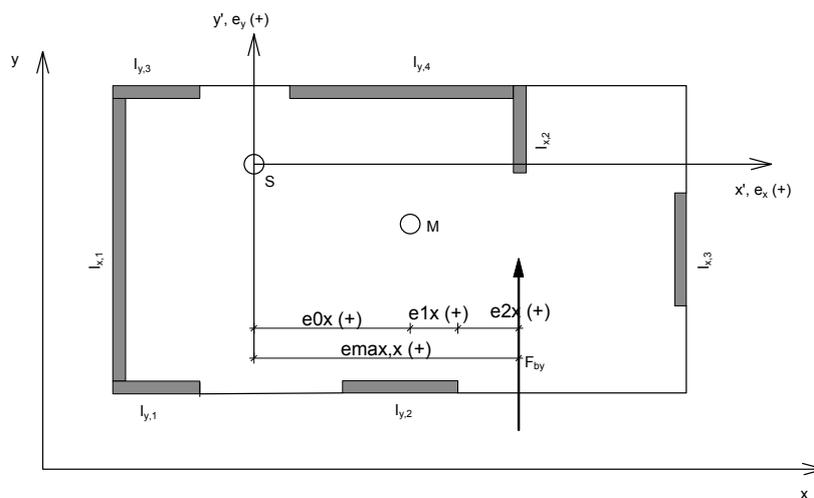


Abbildung 3.14 Erdbeben in y-Richtung nach [3]

Erdbeben in y- Richtung:

$$F_y = 4212,45 \text{ kN}$$

$$M_{T,EB \text{ in } y} = 12952,13 \text{ kNm}$$

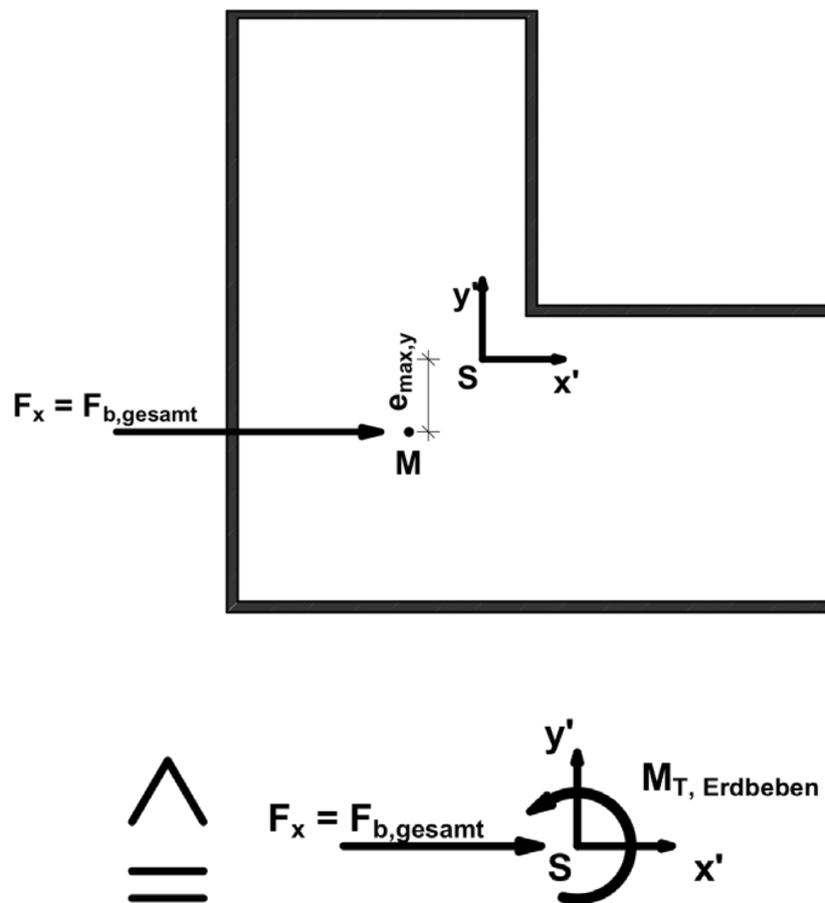


Abbildung 3.15 Reduktion der Erdbebenkraft $F_{b,gesamt}$ vom Massenmittelpunkt der Decke in den Schwerpunkt der Wände

Die Berechnung erfolgt getrennt in x und in y -Richtung und getrennt in die Anteile aus Querkraft und aus Torsion. Die Aufteilung der Anteile aus der Querkraft/Erdbebenkraft F_x bzw. F_y erfolgt für den Bestand flächenanteilig und für den Ausbau steifigkeitsanteilig -wie in der Erläuterung Nr. 03 der MA 37 S. Der Torsionsanteil wird durch Zerlegung des Grundrisses und Aufteilung des Torsionsmomentes in Kräftepaare auf die Wände in diesen Teilquerschnitten aufgespalten. Die resultierende Belastung aus Querkraft und den bei unsymmetrischen Eckhäusern wichtigen Anteil aus der Torsion erhält man durch Überlagerung beider Beanspruchungen pro Wand. Für den vorliegenden Grundriss

wird nur eine Richtung (hier Erdbeben in y-Richtung) untersucht, da das Gebäude eine Symmetrieachse aufweist und das Erdbeben in x-Richtung die gleichen Belastungen ergibt.

Aufteilung von $M_{T,EB\text{ in }y}$ auf die Wände:

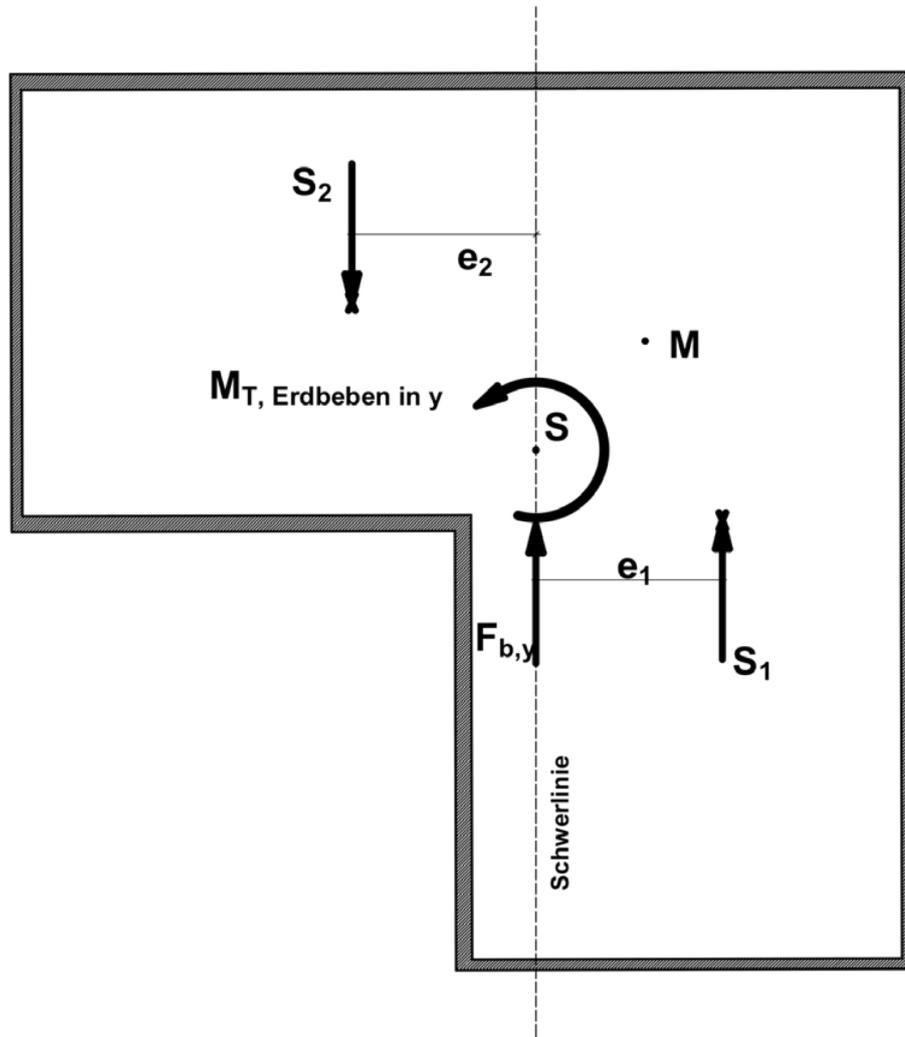


Abbildung 3.16 Zerlegung des Grundrisses in zwei Gebäudehälften

Das Gebäude wird laut Abbildung 3.16 in zwei Gebäudehälften zerlegt. Die linke Hälfte würde aber wieder eine nicht vernachlässigbare Ausmitte -und somit ein Torsionsmoment erhalten. Deshalb wird auch der linke Teil wieder in 2 Teile zerlegt und ihm eine Kraft S_3 mit dem Hebelsarm e_3 zugeordnet wie in Abbildung 3.17 auf der nächsten Seite dargestellt ist. Diese Zuordnung lässt sich beliebig genau weiterführen. Sinnvoll ist die Zerlegung in Teile, für die der Schwerpunkt der Wände mit dem Massenmittelpunkt der Decken zusammenfällt um Torsion zu vermeiden und den Wänden anhand der Lasteinflussflächen (für den Bestand) bzw. anhand der Wandsteifigkeiten (für den Ausbau) die Kräften aus dem Erdbeben zuzuordnen.

genauere Zerlegung des Grundrisses:

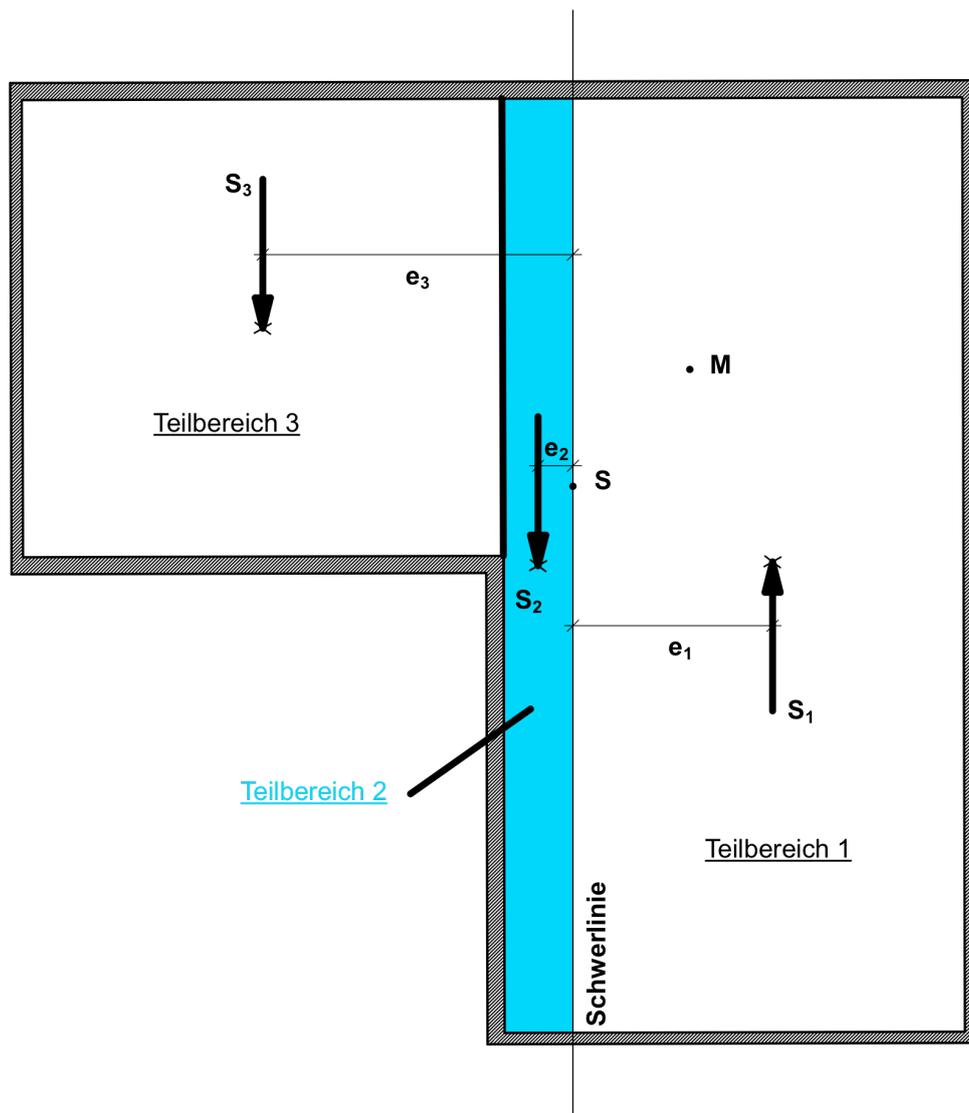


Abbildung 3.17 Genaue Zerlegung des Grundrisses in drei Teilbereiche

Alle drei Teilbereiche sind annähernd symmetrisch und tragen anteilig mit ihren Hebelsarmen das Torsionsmoment M_T auf die Wände innerhalb des jeweiligen Teilbereichs ab. Die anschließende Berechnung kann genauso erfolgen wie für den Rechtecksquerschnitt, wobei Anteile aus Torsion und aus Querkraft in der jeweils ungünstigsten Kombination zu überlagern sind.

Aufteilung anhand der Schwerlinie in drei Gebäudeteile:

Schwerpunkt Teil 1:

$$e_1 = 5,34 \text{ m}$$

Schwerpunkt Teil 2:

$$e_2 = 0,92 \text{ m}$$

Schwerpunkt Teil 3:

$$e_3 = 6,25 \text{ m}$$

Bestimmung von S_1, S_2, S_3 :

Lösung anhand eines Gleichungssystems von 3 Gleichungen mit drei Unbekannten

Gleichung 1

$$S_1 \cdot e_1 = S_2 \cdot e_2 + S_3 \cdot e_3$$

Gleichung 2

$$M_T = S_1 \cdot e_1 + S_2 \cdot e_2 + S_3 \cdot e_3$$

Gleichung 3

$$S_1 = S_2 + S_3$$

$$S_1 = \frac{S_2 \times e_2 + S_3 \times e_3}{e_1}$$

$$S_1 = \frac{e_2}{e_1} \times S_2 + \frac{e_3}{e_1} \times S_3$$

$$S_2 = \frac{M_T - S_3 \times e_3 - S_1 \times e_1}{e_2}$$

$$S_2 = \frac{M_T}{\left[2 \times e_3 \times \left(\frac{e_2 - 1}{e_1} \right) - 1 \right]}$$

$$S_3 = S_1 - S_2$$

$$S_3 = \left(\frac{e_2 - 1}{e_1} \right) \times S_2$$

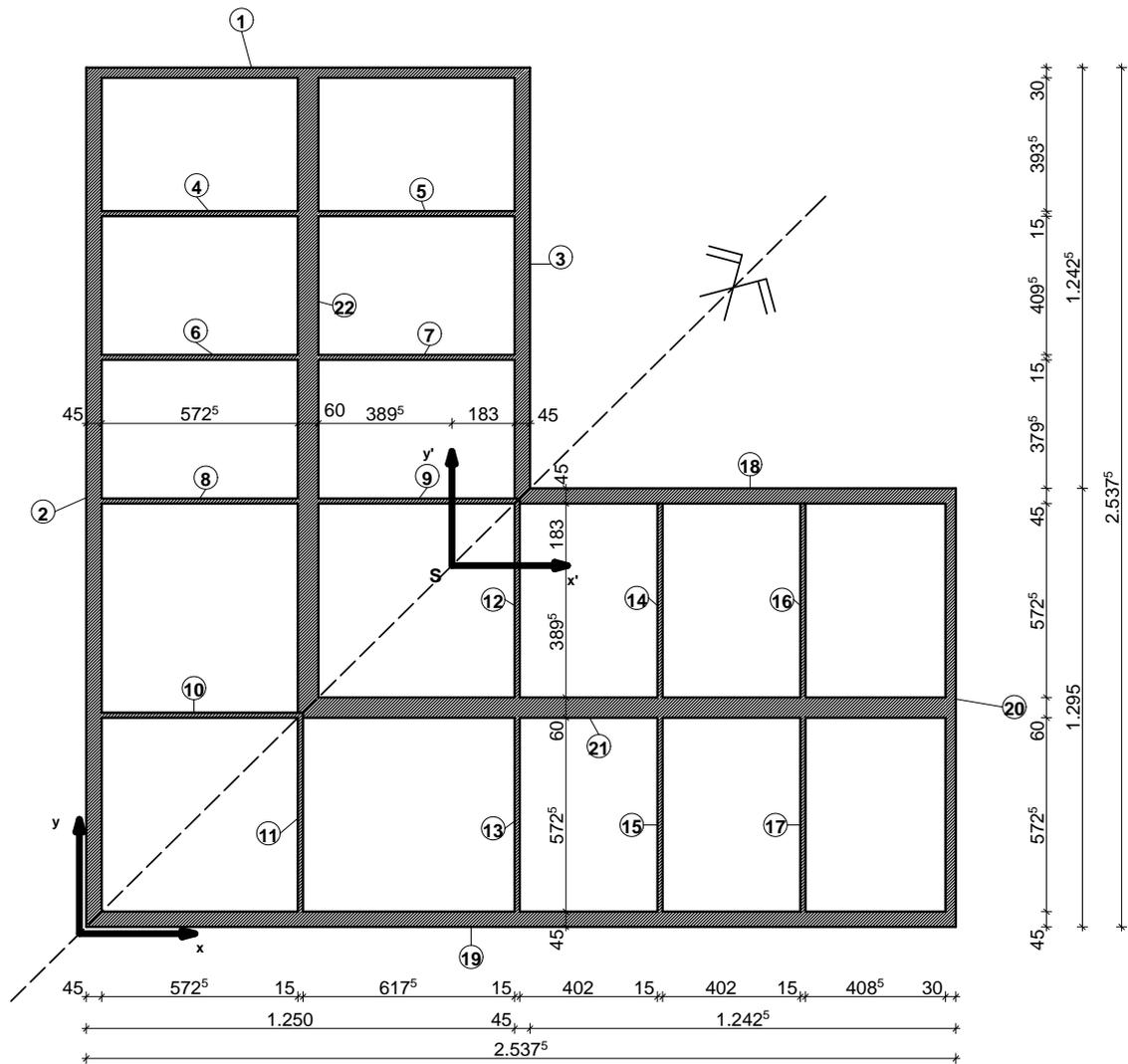


Abbildung 3.18 Geometrie des fiktiven, L-förmigen Grundrisses

$$M_{T,EB \text{ in } y} = 12952,13 \text{ kNm}$$

$$e_2/e_1 = 0,17$$

$$e_3/e_1 = 1,17$$

Berechnung erfolgt mit dem Taschenrechner TI voyage 200

$$S_1 = 1212,74 \text{ kN}$$

$$S_2 = 207,04 \text{ kN}$$

$$S_3 = 1005,70 \text{ kN}$$

Die vertikale Verteilung der horizontalen Kräfte erfolgt gemäß einer linear angenäherten ersten Eigenform, wie in ÖNORM EN 1998-1/Gl. 4.11 beschrieben.

Aufteilung der Gesamterdbebenkraft F_b auf die einzelnen Geschosse:

$$F_i = F_b \times \frac{m_i \times z_i}{\sum m_i \times z_i} \quad \text{mit } i \text{ als Anzahl der Geschosse}$$

	F_i	
D. ü. 4.OG	1537,85	
D. ü. 3.OG	986,30	Skizzen Massenschwinger
D. ü. 2.OG	776,76	
D. ü 1.OG	553,35	
D. ü. EG	358,17	

Aufteilung der Kräfte S_1 bis S_3 zufolge M_T auf die einzelnen Geschosse:

	S_{1i}	S_{2i}	S_{3i}
D. ü. 4.OG	442,74	75,58	367,15
D. ü. 3.OG	283,95	48,48	235,48
D. ü. 2.OG	223,62	38,18	185,45
D. ü 1.OG	159,31	27,20	132,11
D. ü. EG	103,12	17,60	85,51

3.3.3 Schritt 2: Kapazität des Bestandes

Nachdem die Erdbebenkräfte für jedes Geschoß ermittelt wurden, erfolgt jetzt die Überlagerung dieser und die Ermittlung der Kapazität des Bestandes.

Es wird für alle Mauerwerksscheiben nur der Haftscheranteil der Schubtragfähigkeit des Mauerwerks nach EN 1996 angesetzt. Die zugrundeliegenden Kennwerte des Mauerwerks sind einem Mauerwerksgutachten zu entnehmen. Dabei ist laut dem Merkblatt der MA 37 S eine minimale Mörteldruckfestigkeit von 1 N/mm^2 einzuhalten. Aus den Festigkeiten des Ziegels und des Mörtels kann die Mauerwerksfestigkeit, die zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit benötigt wird, errechnet werden.

Das Ergebnis der Rechnung ist die Kapazität des Bestandes. Es wird erkennbar welchen Anteil der Belastung eine Wand bekommt und wieviel davon sie aufnehmen kann (in Prozent). Der niedrigste Wert bestimmt die Kapazität des Bestandes. Eine Kapazität von 25% bedeutet zum Beispiel, dass diese Wand nur ein Viertel der bei einem Erdbeben auftretenden Belastung aufnehmen kann. Wobei nochmals erwähnt werden sollte, dass im Zuge der Berechnung nur eine untere Schranke der Kapazität gefunden wird und eigentlich der Vergleich Bestand mit ausgebautem Dachgeschoss im Vordergrund steht.

6.) Kapazität des Bestandes

Im folgenden soll die Beanspruchbarkeit des Bestandes hinsichtlich Erdbebeneinwirkung untersucht werden.

Grundsätzlich ist festzustellen, dass nach derzeit vorliegendem Normungswerk eine Normkraftableitung für die Zwischenwände nicht nachgewiesen werden kann. Dies insbesondere, da eine geschoßweise Festhaltung gegen Knicken bedingt durch die weichen Holzdecken nicht gesichert ist und daher das i.d.R. 14 cm dicke Mauerwerk einen viel zu hohen Schlankheitsgrad aufweist. Ebenso ungeklärt ist eine mögliche Mitwirkung der Gebäudelängswände (Außen- und Mittelmauer). In dieser Berechnung wurden sowohl die Mittel- als auch die Aussenmauern mittragend berücksichtigt. Ein Nachweis kann derzeit nur über die Schubtragfähigkeit, ohne Normkraftanteil geführt werden, d.h. es wird lediglich der Haftscheranteil gemäß ÖNORM EN 1996 berücksichtigt. Ausserdem wirken nur Wände parallel zur Erdbebenrichtung auf Torsion mit. Es wird damit eine untere Schranke der Gebäudekapazität gegenüber der Erbebenbeanspruchung gefunden.

Eingangswerte:

$f_{vk0} =$	0,10 N/mm ²	
$f_{vd0} =$	0,07 N/mm ²	
$\gamma_m =$	1,50	...Teilsicherheitsbeiwert für außergewöhnliche Kombination lt. ÖNORM B 1998-1 / 4.9.4

Es wird lediglich der Haftscheranteil der Schubtragfähigkeit berücksichtigt und somit eine untere Schranke gefunden.

$$V_{Rd} = L \cdot t \cdot f_{vd0} \quad \dots \text{Haftscheranteil der Schubtragfähigkeit}$$

Bemessungsschnittgrößen der Wand W2

- zufolge Querkraft:

Massenanteilsfaktor $m =$ Masse pro Geschoss im Einwirkungsbereich der Wand W2 /
Masse des gesamten Geschosses

$$m = 0,1700 \text{ \%}/100$$

W2	V_d [kN]	z [m]	M_d [kNm]		N_d [kN]
m5	261,44	16,80	4392,11		
m4	167,67	13,60	2280,34		
m3	132,05	10,40	1373,31		
m2	94,07	7,20	677,30		
m1	60,89	4,00	243,56		

716,12	8966,63	0,00	in EG-Fuge
---------------	----------------	-------------	-------------------

- zufolge Torsion:

Massenanteilsfaktor $m =$ Masse pro Geschoss im Einwirkungsbereich der Wand W2 /
Masse des Teilbereiches aufgrund der Aufteilung zufolge Torsion

$$m = 0,2900 \text{ \%}/100$$

W2	V_d [kN]	z [m]	M_d [kNm]		N_d [kN]
m5	128,39	16,80	2157,03		
m4	82,35	13,60	1119,91		
m3	64,85	10,40	674,45		
m2	46,20	7,20	332,63		
m1	29,90	4,00	119,62		

351,69	4403,63	0,00	in EG-Fuge
---------------	----------------	-------------	-------------------

Überlagerung:

Die Beanspruchung aus Torsion würde eine Abminderung der Erdbebenkraft aus Querkraft mit sich bringen, deshalb wird auf der sicheren Seite liegend nur der Querkraftanteil betrachtet.

$$V_d = 716,12 \text{ kN}$$

$$M_d = 8966,63 \text{ kNm}$$

Bemessungsschnittgrößen der Wand W22

- zufolge Querkraft:

Massenanteilsfaktor $m =$ Masse pro Geschoss im Einwirkungsbereich der Wand W22 /
Masse des gesamten Geschosses

$$m = 0,2500 \text{ \%}/100$$

W22	V_d [kN]	z [m]	M_d [kNm]		N_d [kN]
m5	384,46	16,80	6458,99		
m4	246,58	13,60	3353,44		
m3	194,19	10,40	2019,58		
m2	138,34	7,20	996,04		
m1	89,54	4,00	358,17		

1053,11	13186,22	0,00	in EG-Fuge
----------------	-----------------	-------------	-------------------

- zufolge Torsion:

Massenanteilsfaktor $m =$ Masse pro Geschoss im Einwirkungsbereich der Wand W22 /
Masse des Teilbereiches aufgrund der Aufteilung zufolge Torsion

$$m = 0,5300 \text{ \%}/100$$

W22	V_d [kN]	z [m]	M_d [kNm]		N_d [kN]
m5	234,65	16,80	3942,15		
m4	150,49	13,60	2046,72		
m3	118,52	10,40	1232,62		
m2	84,43	7,20	607,92		
m1	54,65	4,00	218,61		

642,75	8048,02	0,00	in EG-Fuge
---------------	----------------	-------------	-------------------

Überlagerung:

Die Beanspruchung aus Torsion würde eine Abminderung der Erdbebenkraft aus Querkraft mit sich bringen, deshalb wird auf der sicheren Seite liegend nur der Querkraftanteil betrachtet.

$$V_d = 1053,11 \text{ kN}$$

$$M_d = 13186,22 \text{ kNm}$$

Bemessungsschnittgrößen der Wand W3

- zufolge Querkraft:

Massenanteilsfaktor $m =$ Masse pro Geschoss im Einwirkungsbereich der Wand W3 /
Masse des gesamten Geschosses

$$m = 0,0833 \text{ \%}/100$$

W3	V_d [kN]	z [m]	M_d [kNm]		N_d [kN]
m5	128,10	16,80	2152,14		
m4	82,16	13,60	1117,37		
m3	64,70	10,40	672,92		
m2	46,09	7,20	331,88		
m1	29,84	4,00	119,34		

350,90	4393,65	0,00	in EG-Fuge
---------------	----------------	-------------	-------------------

- zufolge Torsion:

Massenanteilsfaktor $m =$ Masse pro Geschoss im Einwirkungsbereich der Wand W3 /
Masse des Teilbereiches aufgrund der Aufteilung zufolge Torsion

$$m = 0,2500 \text{ \%}/100$$

W3	V_d [kN]	z [m]	M_d [kNm]		N_d [kN]
m5	18,90	16,80	317,46		
m4	12,12	13,60	164,82		
m3	9,54	10,40	99,26		
m2	6,80	7,20	48,95		
m1	4,40	4,00	17,60		

51,76	648,10	0,00	in EG-Fuge
--------------	---------------	-------------	-------------------

Überlagerung:

Die Beanspruchung aus Torsion verstärkt die Erdbebenkraft aus Querkraft.

$$V_d = 402,66 \text{ kN}$$

$$M_d = 5041,74 \text{ kNm}$$

Bemessungsschnittgrößen der Wand W11

- zufolge Querkraft:

Massenanteilsfaktor $m =$ Masse pro Geschoss im Einwirkungsbereich der Wand W11 /
Masse des gesamten Geschosses

$$m = 0,0833 \text{ \%}/100$$

W11	V_d [kN]	z [m]	M_d [kNm]		N_d [kN]
m5	128,10	16,80	2152,14		
m4	82,16	13,60	1117,37		
m3	64,70	10,40	672,92		
m2	46,09	7,20	331,88		
m1	29,84	4,00	119,34		

350,90	4393,65	0,00	in EG-Fuge
---------------	----------------	-------------	-------------------

- zufolge Torsion:

Massenanteilsfaktor $m =$ Masse pro Geschoss im Einwirkungsbereich der Wand W11 /
Masse des Teilbereiches aufgrund der Aufteilung zufolge Torsion

$$m = 0,1767 \text{ \%}/100$$

W11	V_d [kN]	z [m]	M_d [kNm]		N_d [kN]
m5	78,23	16,80	1314,30		
m4	50,17	13,60	682,37		
m3	39,51	10,40	410,95		
m2	28,15	7,20	202,68		
m1	18,22	4,00	72,88		

214,29	2683,18	0,00	in EG-Fuge
---------------	----------------	-------------	-------------------

Überlagerung:

Die Beanspruchung aus Torsion würde eine Abminderung der Erdbebenkraft aus Querkraft mit sich bringen, deshalb wird auf der sicheren Seite liegend nur der Querkraftanteil betrachtet.

$$V_d = 350,90 \text{ kN}$$

$$M_d = 4393,65 \text{ kNm}$$

Bemessungsschnittgrößen der Wand W12

- zufolge Querkraft:

Massenanteilsfaktor $m = \frac{\text{Masse pro Geschoss im Einwirkungsbereich der Wand W12}}{\text{Masse des gesamten Geschosses}}$

$m = 0,0833 \text{ \%}/100$

W12	V_d [kN]	z [m]	M_d [kNm]		N_d [kN]
m5	128,10	16,80	2152,14		
m4	82,16	13,60	1117,37		
m3	64,70	10,40	672,92		
m2	46,09	7,20	331,88		
m1	29,84	4,00	119,34		

350,90	4393,65	0,00	in EG-Fuge
---------------	----------------	-------------	-------------------

- zufolge Torsion: Teil 2

Massenanteilsfaktor $m = \frac{\text{Masse pro Geschoss im Einwirkungsbereich der Wand W12}}{\text{Masse des Teilbereiches aufgrund der Aufteilung zufolge Torsion}}$

$m = 0,2500 \text{ \%}/100$

W12	V_d [kN]	z [m]	M_d [kNm]		N_d [kN]
m5	18,90	16,80	317,46		
m4	12,12	13,60	164,82		
m3	9,54	10,40	99,26		
m2	6,80	7,20	48,95		
m1	4,40	4,00	17,60		

51,76	648,10	0,00	in EG-Fuge
--------------	---------------	-------------	-------------------

- zufolge Torsion: Teil 3

Massenanteilsfaktor $m =$ Masse pro Geschoss im Einwirkungsbereich der Wand W12 /
Masse des Teilbereiches aufgrund der Aufteilung zufolge Torsion

$$m = 0,1250 \text{ \%}/100$$

W12	V_d [kN]	z [m]	M_d [kNm]		N_d [kN]
m5	45,89	16,80	771,03		
m4	29,43	13,60	400,31		
m3	23,18	10,40	241,08		
m2	16,51	7,20	118,90		
m1	10,69	4,00	42,76		

125,71	1574,07	0,00	in EG-Fuge
---------------	----------------	-------------	-------------------

Überlagerung:

Die Beanspruchung aus Torsion verstärkt die Erdbebenkraft aus Querkraft.

$$V_d = 528,37 \text{ kN}$$

$$M_d = 6615,81 \text{ kNm}$$

Bemessungsschnittgrößen der Wand W13

- zufolge Querkraft:

Massenanteilsfaktor $m =$ Masse pro Geschoss im Einwirkungsbereich der Wand W13 /
Masse des gesamten Geschosses

$$m = 0,0833 \text{ \%}/100$$

W13	V_d [kN]	z [m]	M_d [kNm]		N_d [kN]
m5	128,10	16,80	2152,14		
m4	82,16	13,60	1117,37		
m3	64,70	10,40	672,92		
m2	46,09	7,20	331,88		
m1	29,84	4,00	119,34		

350,90	4393,65	0,00	in EG-Fuge
---------------	----------------	-------------	-------------------

- zufolge Torsion: Teil 2

Massenanteilsfaktor $m =$ Masse pro Geschoss im Einwirkungsbereich der Wand W13 /
Masse des Teilbereiches aufgrund der Aufteilung zufolge Torsion

$$m = 0,2500 \text{ \%}/100$$

W13	V_d [kN]	z [m]	M_d [kNm]		N_d [kN]
m5	18,90	16,80	317,46		
m4	12,12	13,60	164,82		
m3	9,54	10,40	99,26		
m2	6,80	7,20	48,95		
m1	4,40	4,00	17,60		

51,76	648,10	0,00	in EG-Fuge
--------------	---------------	-------------	-------------------

- zufolge Torsion: Teil 3

Massenanteilsfaktor $m =$ Masse pro Geschoss im Einwirkungsbereich der Wand W13 /
 Masse des Teilbereiches aufgrund der Aufteilung zufolge Torsion

$$m = 0,1250 \text{ \%}/100$$

W13	V_d [kN]	z [m]	M_d [kNm]		N_d [kN]
m5	45,89	16,80	771,03		
m4	29,43	13,60	400,31		
m3	23,18	10,40	241,08		
m2	16,51	7,20	118,90		
m1	10,69	4,00	42,76		

125,71	1574,07	0,00	in EG-Fuge
---------------	----------------	-------------	-------------------

Überlagerung:

Die Beanspruchung aus Torsion verstärkt die Erdbebenkraft aus Querkraft.

$$V_d = 528,37 \text{ kN}$$

$$M_d = 6615,81 \text{ kNm}$$

Bemessungsschnittgrößen der Wand W14,15,16,17

- zufolge Querkraft:

Massenanteilsfaktor $m =$ Masse pro Geschoss im Einwirkungsbereich der Wand W14 /
Masse des gesamten Geschosses

$$m = 0,0833 \text{ \%}/100$$

W14	V_d [kN]	z [m]	M_d [kNm]		N_d [kN]
m5	128,10	16,80	2152,14		
m4	82,16	13,60	1117,37		
m3	64,70	10,40	672,92		
m2	46,09	7,20	331,88		
m1	29,84	4,00	119,34		

350,90	4393,65	0,00	in EG-Fuge
---------------	----------------	-------------	-------------------

- zufolge Torsion:

Massenanteilsfaktor $m =$ Masse pro Geschoss im Einwirkungsbereich der Wand W14 /
Masse des Teilbereiches aufgrund der Aufteilung zufolge Torsion

$$m = 0,2500 \text{ \%}/100$$

W14	V_d [kN]	z [m]	M_d [kNm]		N_d [kN]
m5	91,79	16,80	1542,05		
m4	58,87	13,60	800,62		
m3	46,36	10,40	482,16		
m2	33,03	7,20	237,80		
m1	21,38	4,00	85,51		

251,43	3148,14	0,00	in EG-Fuge
---------------	----------------	-------------	-------------------

Überlagerung:

Die Beanspruchung aus Torsion verstärkt die Erdbebenkraft aus Querkraft.

$$V_d = 602,32 \text{ kN}$$

$$M_d = 7541,79 \text{ kNm}$$

Bemessungsschnittgrößen der Wand W20

- zufolge Querkraft:

Massenanteilsfaktor $m =$ Masse pro Geschoss im Einwirkungsbereich der Wand W20 /
Masse des gesamten Geschosses

$$m = 0,0833 \text{ \%}/100$$

W20	V_d [kN]	z [m]	M_d [kNm]		N_d [kN]
m5	128,10	16,80	2152,14		
m4	82,16	13,60	1117,37		
m3	64,70	10,40	672,92		
m2	46,09	7,20	331,88		
m1	29,84	4,00	119,34		

350,90	4393,65	0,00	in EG-Fuge
---------------	----------------	-------------	-------------------

- zufolge Torsion:

Massenanteilsfaktor $m =$ Masse pro Geschoss im Einwirkungsbereich der Wand W20 /
Masse des Teilbereiches aufgrund der Aufteilung zufolge Torsion

$$m = 0,2500 \text{ \%}/100$$

W20	V_d [kN]	z [m]	M_d [kNm]		N_d [kN]
m5	91,79	16,80	1542,05		
m4	58,87	13,60	800,62		
m3	46,36	10,40	482,16		
m2	33,03	7,20	237,80		
m1	21,38	4,00	85,51		

251,43	3148,14	0,00	in EG-Fuge
---------------	----------------	-------------	-------------------

Überlagerung:

Die Beanspruchung aus Torsion verstärkt die Erdbebenkräfte aus der Querkraft.

$$V_d = 602,32 \text{ kN}$$

$$M_d = 7541,79 \text{ kNm}$$

Überlagerung von Torsion und Querkraft aller Wände

Wand	L[m]	t[m]	V_d [kN]	V_{Rd} [kN]	Kapazität [%]
W2	25,00	0,45	716,12	750,00	104,73
W22	18,75	0,60	1053,11	750,00	71,22
W3	12,50	0,45	402,66	375,00	93,13
W11	6,25	0,15	350,90	62,50	17,81
W12	6,25	0,15	528,37	62,50	11,83
W13	6,25	0,15	528,37	62,50	11,83
W14	6,25	0,15	602,32	62,50	10,38
W15	6,25	0,15	602,32	62,50	10,38
W16	6,25	0,15	602,32	62,50	10,38
W17	6,25	0,15	602,32	62,50	10,38
W20	12,50	0,30	602,32	250,00	41,51

Kapazitätsfaktor des Bestandes $\kappa =$	10	%
---	-----------	----------

7.) Schubtragfähigkeit unter abgeminderter Erbebenbeanspruchung

Die Erdbebenkraft wird um den Kapazitätsfaktor abgemindert.

Wand	L[m]	t[m]	V_d [kN]	V_{Rd} [kN]	
W2	25,00	0,45	71,61	750,00	✓
W22	18,75	0,60	105,31	750,00	✓
W3	12,50	0,45	40,27	375,00	✓
W11	6,25	0,15	35,09	62,50	✓
W12	6,25	0,15	52,84	62,50	✓
W13	6,25	0,15	52,84	62,50	✓
W14	6,25	0,15	60,23	62,50	✓
W15	6,25	0,15	60,23	62,50	✓
W16	6,25	0,15	60,23	62,50	✓
W17	6,25	0,15	60,23	62,50	✓
W20	12,50	0,30	60,23	250,00	✓

3.3.4 Schritt 3: Kapazität des Gebäudes mit ausgebautem Dachgeschoss

Im letzten Schritt wird die Kapazität des Gebäudes mit ausgebautem Dachgeschoss und schubsteifer oberster Geschossdecke berechnet.

Durch die, meistens als Stahlbeton -Holzverbunddecke, schubsteife Verbindung der Wände erfolgt die Zuweisung der Kräfte zu den einzelnen Wänden nicht mehr anhand der Massen die auf die Wand wirken, sondern anhand der Steifigkeiten der Wände. Die Verteilung geschieht dabei durch ansetzen der Einheitsbelastung mittels Prinzip der virtuellen Kräfte am auskragenden Einzelstab. Das bewirkt eine Verlagerung der Kräfte von den schwachen Zwischenwänden, die im Bestand eine geringe Kapazität aufweisen zu den meist um die 30 cm starken Feuermauern, die noch Reserven besitzen. Dadurch ergibt sich eine Verbesserung der Kapazität des Gebäudes wie nach dem Merkblatt der MA 37 S gefordert wird.

8.) Kapazität mit DG -Ausbau leicht

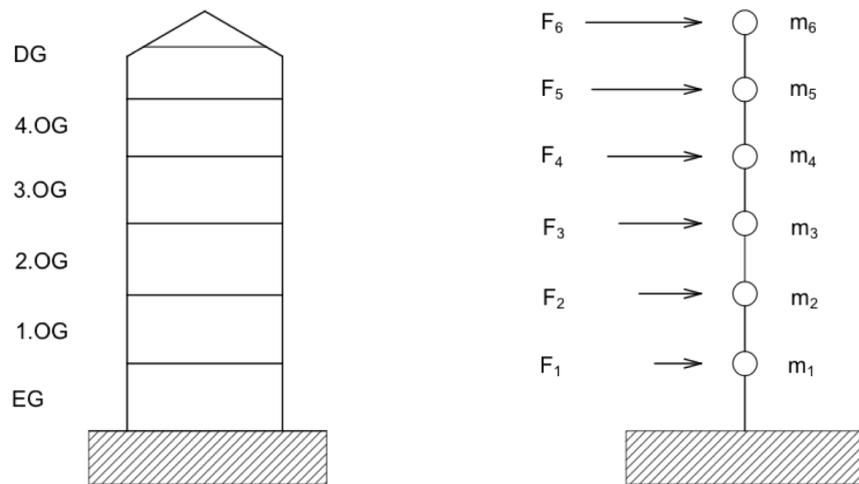


Abbildung 3.19 Vertikale Verteilung der Erdbebenkräfte mit Dachgeschossausbau leicht

Durch die schubsteife Ausbildung der obersten Decke lassen sich die Erdbebenkräfte nach den Steifigkeiten der Wände aufteilen. Dadurch erhalten die "schwachen" Zwischenwände weniger Kraft und die Giebelwände, welche noch Reserven aufweisen bekommen mehr Kraft.

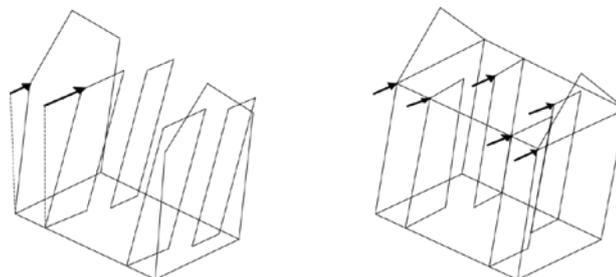


Abbildung 3.20 Zusammenwirken der Einzelwände mit (rechts) und ohne (links) schubsteife Decke

Eingangswerte:

$$f_{vk0} = 0,10 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{vd0} = 0,07 \text{ N/mm}^2$$

$$y_m = 1,50 \quad \dots \text{Teilsicherheitsbeiwert für außergewöhnliche Kombination lt. ÖNORM B 1998-1 / 4.9.4}$$

Es wird lediglich der Haftscheranteil der Schubtragfähigkeit berücksichtigt und somit eine untere Schranke gefunden.

$$V_{Rd} = L \cdot t \cdot f_{vd0} \quad \dots \text{Haftscheranteil der Schubtragfähigkeit}$$

• **Massenzusammenstellung mit DG -Ausbau**

A= 468,75 m² ...Geschossfläche
 z ...Abstand von der klaffenden Fuge im EG
 q= 7,00 kN/m² ...zusätzliche Last aus DG -Ausbau leicht

	G _{Decke} [kN]	P _{Decke} [kN]	G _{Wand} [kN]	m _{i,total} [kN]	z _i [m]	m _i *z _i [kNm]
m₆	729,17	109,38	-	838,54	19,80	16603,13
m₅	1458,33	218,75	-	1677,08	16,80	28175,00
	1968,75	140,63	5193,12	7302,50	16,80	122681,92
m₄	1078,13	281,25	4426,08	5785,46	13,60	78682,19
m₃	1078,13	281,25	4598,88	5958,26	10,40	61965,85
m₂	1078,13	281,25	4771,68	6131,06	7,20	44143,60
m₁	1078,13	281,25	5783,94	7143,32	4,00	28573,26
				34836,20		380824,94

in kg: 3483620,00

F_b= **4540,32 kN** Gesamterdbebenkraft mit ausgebautem Dachgeschoss

• **Ermittlung von S₁, S₂, S₃**

Die Kräfte S₁ bis S₃ werden genauso ermittelt wie für den Bestand, nur dass sie durch die zusätzliche Masse aus dem DG -Ausbau vergrößert werden.

M_T=F_b*e_{max,x}= **13960,24 kNm** mit DG- Ausbau

zum Vergleich:

M_T ohne DG -Ausbau war 12952,13kNm -> Zunahme um rund 7,8%.

Bestand:

S₁= 1212,74 kN

S₂= 207,04 kN

S₃= 1005,70 kN

Ausbau:

S₁= **1326,65 kN**

S₂= **226,50 kN**

S₃= **1100,15 kN**

• Aufteilung der Horizontalkräfte aus der Querkraft nach ihren Steifigkeiten

Ausgangswerte:

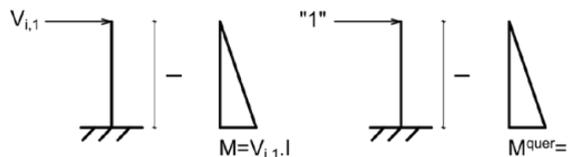
h=	16,80 m	
f _k =	3,50 N/mm ²	
E=	3500,00 N/mm ²	
G=	1400,00 N/mm ²	...40% des E-Moduls

Wand	t [m]	L [m]	A _{ST} [mm ²]	I [m ⁴]	V _{i,1} [kN/m]	Anteil [%]	F _{bi}
W2	0,45	25,00	11250000,00	585,94	544256,18	45,39	2060,97
W22	0,60	18,75	11250000,00	329,59	410373,26	34,23	1553,99
W3	0,45	12,50	5625000,00	73,24	120497,02	10,05	456,29
W11	0,15	6,25	937500,00	3,05	6219,87	0,52	23,55
W12	0,15	6,25	937500,00	3,05	6219,87	0,52	23,55
W13	0,15	6,25	937500,00	3,05	6219,87	0,52	23,55
W14	0,15	6,25	937500,00	3,05	6219,87	0,52	23,55
W15	0,15	6,25	937500,00	3,05	6219,87	0,52	23,55
W16	0,15	6,25	937500,00	3,05	6219,87	0,52	23,55
W17	0,15	6,25	937500,00	3,05	6219,87	0,52	23,55
W20	0,30	12,50	3750000,00	48,83	80331,35	6,70	304,20
					1198996,91	100,00	4540,32

Die Aufteilung anhand der Wandsteifigkeiten erfolgt nach den Bautabellen von Prof. Rubin nach dem Prinzip der virtuellen Kräfte. Es werden auch die nicht vernachlässigbaren Querkraftverformungen berücksichtigt.

Herleitung:

$$\delta = 1 = \frac{l}{EI} \times \left(\frac{1}{3} + \frac{EI}{l^2 \times GA} \right) MM^{quer}$$



mit $M=V \cdot l$ am auskragenden Ersatzstab und $M^{quer} = l$ für die virtuelle Größe "1" am Ersatzstab angreifend ergibt sich:

$$V_{i,1} = \frac{3EIGA}{GA l^3 + 3EI}$$

• Aufteilung der Horizontalkräfte aus den Kräften S_1 bis S_3 nach ihren Steifigkeiten

Ausgangswerte:

h=	16,80 m	
f_k =	3,50 N/mm ²	
E=	3500,00 N/mm ²	
G=	1400,00 N/mm ²	...40% des E-Moduls

Wand	t [m]	L [m]	A_{ST} [mm ²]	I [m ⁴]	$V_{i,1}$ [kN/m]	Anteil [%]	S_1
W2	0,45	25,00	11250000,00	585,94	544256,18	56,64	751,46
W22	0,60	18,75	11250000,00	329,59	410373,26	42,71	566,60
W11	0,15	6,25	937500,00	3,05	6219,87	0,65	8,59
					960849,31	100,00	1326,65
						Anteil [%]	S_2
W3	0,45	12,50	5625000,00	73,24	120497,02	90,64	205,30
W12	0,15	6,25	937500,00	3,05	6219,87	4,68	10,60
W13	0,15	6,25	937500,00	3,05	6219,87	4,68	10,60
					132936,76	100,00	226,50
						Anteil [%]	S_3
W12	0,15	6,25	937500,00	3,05	6219,87	5,29	58,16
W13	0,15	6,25	937500,00	3,05	6219,87	5,29	58,16
W14	0,15	6,25	937500,00	3,05	6219,87	5,29	58,16
W15	0,15	6,25	937500,00	3,05	6219,87	5,29	58,16
W16	0,15	6,25	937500,00	3,05	6219,87	5,29	58,16
W17	0,15	6,25	937500,00	3,05	6219,87	5,29	58,16
W20	0,30	12,50	3750000,00	48,83	80331,35	68,28	751,18
					117650,57	100,00	1100,15

• Zusammenstellung der auf die einzelnen Wände wirkenden Horizontalkräfte

Die Überlagerung erfolgt wie schon beim Bestand unter Vernachlässigung der abmindernden Wirkung der Torsion auf die Wände W2, W22 und W11. Für alle anderen Wände wirkt die Torsion verstärkend und wird bei der Überlagerung addiert!

W2	2060,97	kN
W22	1553,99	kN
W3	661,60	kN
W11	23,55	kN
W12	92,31	kN
W13	92,31	kN
W14	81,72	kN
W15	81,72	kN
W16	81,72	kN
W17	81,72	kN
W20	1055,37	kN

Wand	L[m]	t[m]	V _d [kN]	V _{Rd} [kN]
W2	0,45	25,00	2060,97	750,00
W22	0,60	18,75	1553,99	750,00
W3	0,45	12,50	661,60	375,00
W11	0,15	6,25	23,55	62,50
W12	0,15	6,25	92,31	62,50
W13	0,15	6,25	92,31	62,50
W14	0,15	6,25	81,72	62,50
W15	0,15	6,25	81,72	62,50
W16	0,15	6,25	81,72	62,50
W17	0,15	6,25	81,72	62,50
W20	0,30	12,50	1055,37	250,00

Kapazität [%]
36,39
48,26
56,68
265,36
67,70
67,70
76,49
76,49
76,49
76,49
76,49
23,69

Kapazitätsfaktor mit DG -Ausbau κ = 23,00 % > 10 %

Der DG -Leichtausbau und die damit verbundene Maßnahme der schubsteifen Decke im Dachgeschoß verbessert die Bestandssicherheit! Im Vergleich zur Kapazität des Bestandes konnte eine Steigerung um 13 % erreicht werden. Das Ergebnis erscheint hoch und müsste noch mit vergleichenden Berechnungen verifiziert werden. Im Zuge dessen sollten auch verschiedene Grundrisskonfigurationen untersucht werden um eventuell weitere Rückschlüsse auf die Anwendbarkeit des Verfahrens zu bekommen. Ein weiterer Punkt, der behandelt werden könnte stellen die Eckbereiche von L - förmigen Gründerzeithäusern dar. Es erscheint unklar welche Belastungen und Auswirkungen durch die mit dem Erdbeben verbundenen Verdrillungen in diesen Bereichen entstehen.

4 Zusammenfassung

Das Berechnungsmodell zur Berücksichtigung der Torsionseinwirkung bei Gründerzeithäusern mit L-förmigem Grundriß liefert für die gewählte Anordnung der Wände eine deutliche Verbesserung der Kapazität. Das ist auf die eher günstige Anordnung der Wände des gewählten Grundrisses zurückzuführen.

Im Vergleich zum Berechnungsmodell für rechteckige Grundrisse fällt genauso auf, dass eine Umlagerung der Erdbebenkräfte weg von den schwachen Zwischenwänden hin zu den Aussen, Mittel -und Feuermauern erfolgt.

Eine wichtige Annahme des Modells ist das Mitwirken der Aussen, Mittel -und Feuermauern, was laut Merkblatt der MA 37 S nicht ganz geklärt scheint.

Weiters ist zu erwähnen, dass das durch die Ausmittigkeit der Erdbebenkraft entstehende Torsionsmoment nur auf Wände parallel zur Erdbebenrichtung verteilt wird. In der Realität wirken aber sicher auch die Wände normal zur Beanspruchungsrichtung zur Abtragung der einwirkenden Torsion. Deshalb ist anzunehmen, dass der geführte Nachweis den Anteil aus der Torsion in den einzelnen Wänden überschätzt, was aber auf der sicheren Seite liegt.

Durch die auf der sicheren Seite liegenden Annahmen wird allerdings die Validierung des entwickelten Rechenverfahrens schwierig. Im Zuge dieser Diplomarbeit wurde versucht eine Finite -Elemente -Berechnung eines Gründerzeithauses als Vergleich durchzuführen. Die Simulation des Erdbebens erfolgte nach dem allgemein gültigen modalen Antwortspektrenverfahren. Diese Berechnung beinhaltet auch wieder eine Vielzahl von grundlegenden Annahmen, weshalb die Vergleichbarkeit eher zu bezweifeln ist und das berechnete Modell wieder verworfen wurde. Auf die aufgetretenen Fragen wird im nächsten Absatz eingegangen.

Schon vor Beginn der Berechnung stellte sich die Frage ob Mauerwerk, welches deutlich orthotrope Eigenschaften aufweist, überhaupt mit einem isotropen FE -Modell analysiert werden darf. Wenn ja, welcher E -Modul darf angesetzt werden um nicht allzu weit von normativen Vorschriften abzuweichen. Im wieder verworfenen Modell wurde ein E -Modul gemäß der Formel $E = 300 \cdot f_k$ verwendet, als grobe Abschätzung wird auch oft die Hälfte des ungerissenen E -Moduls angesetzt. Als nächste Frage stellte sich die Modellierung der Tramdecken heraus. Als Vereinfachung wurden nur die einzelnen Träme gelenkig an die Mittel -und

Aussenmauern angeschlossen und die geringe Schubsteifigkeit der Verschalung vernachlässigt. Die nächste offene Frage ist die Fundierung. Gilt der Keller eines Gründerzeithauses als "starres Kellergeschoss" und wie bildet man die Einbindung des Gebäudes ins Erdreich für das Modell ab?

Hier besteht noch Forschungsbedarf, denn grundsätzlich wäre die räumliche Modellierung von Gründerzeithäusern anschaulicher als der Kapazitätsnachweis. Weiters wäre auch zu klären ob eine räumliche Berechnung zulässig ist falls im Bestand Wände fehlen oder Stahlrahmen eingebaut werden. Möglicherweise würden durch das räumliche Zusammenwirken der Struktur manche Rahmen nicht mehr nötig sein und so dem Bauherrn Zeit und Geld eingespart.

Mit dem bestehenden Kapazitätsnachweis werden viele Annahmen getroffen, die auf der sicheren Seite liegen. Das ist aber vollkommen in Ordnung, denn die Intention hinter dieser Berechnung ist nicht, detaillierte Ergebnisse zu erhalten sondern eine Grundaussage treffen zu können, ob der Bestand durch die Baumaßnahmen im Dachgeschoss verbessert oder verschlechtert wird.

Deshalb ist das entwickelte Rechenmodell durchaus praxistauglich um, ähnlich wie für rechteckige Gründerzeithäuser, Rückschlüsse auf die Kapazität von L-förmigen Gebäuden ziehen zu können.

5 Abbildungs -Tabellen -und Formelverzeichnis

5.1 Abbildungen

Abbildung 1.1	Zonen der Erdbebengefährdung Österreichs aus [6]	7
Abbildung 1.2	Grenzen der Lithosphärenplatten aus [1]	9
Abbildung 1.3	Überblick der unterschiedlichen Plattenbewegungen und deren Folgen aus [1]	10
Abbildung 1.4	Vertikalschnitt durch eine Bruchfläche und Darstellung der Fachbezeichnungen aus [2]	11
Abbildung 1.5	Ausbreitung von Longitudinalwellen aus [2]	12
Abbildung 1.6	Ausbreitung von Transversalwellen je nach Schwingungsrichtung aus [2]	12
Abbildung 1.7	Ausbreitung von Oberflächenwellen aus [2]	13
Abbildung 2.1	Verteilung der Isolinien der Referenzbodenbeschleunigung in Österreich aus [3]	22
Abbildung 2.2	Erdbebenzonen (0 bis 4) in Österreich aus [3]	23
Abbildung 2.3	Ermittlung von elastischen Antwortspektren nach [4]	24
Abbildung 2.4	elastische Antwortspektren in Abhängigkeit der Baugrundklasse aus [3]	26
Abbildung 2.5	Auswirkung des Verhaltensbeiwerts q auf den erforderlichen Tragwiderstand eines Bauwerks nach [4]	27
Abbildung 2.6	Darstellung der Idealisierungen des vereinfachten Antwortspektrumverfahrens auf ein Gebäude	31
Abbildung 2.7	Massenverteilung bei zusätzlicher Restraumnutzung nach [5]	35
Abbildung 2.8	Massenverteilung bei 720 kg/m ² -Regel nach [5]	35
Abbildung 3.1	fiktive Kapazitätskurve eines Mauerwerksbaus (fett) aus Überlagerung der einzelnen Wände (darunter) nach [12]	40
Abbildung 3.2	Fiktiver Rechtecksgrundriss	43
Abbildung 3.3	Fiktiver Gebäudeschnitt	44
Abbildung 3.4	Vertikale Verteilung der Erdbebenkräfte auf die Geschoße	50
		103

Abbildung 3.5	Einwirkungsbereiche der einzelnen Wände	52
Abbildung 3.6	Vertikale Aufteilung der Erdbebenkräfte auf die Geschosse mit Dachgeschossausbau leicht	59
Abbildung 3.7	nach [5] Schematische Erklärung des Zusammenwirkens der Einzelwände ohne schubsteife oberste Geschossdecke (links) und mit schubsteifer oberster Decke (rechts). Das Gebäude wirkt mit schubsteifer Decke wie eine Schachtel und die Kräfte werden anhand der Wandsteifigkeiten verteilt.	59
Abbildung 3.8	Abmessungen des fiktiven, L -förmigen Grundrisses	65
Abbildung 3.9	Schnitt durch das fiktive Gründerzeithaus mit L -förmigem Grundriss	66
Abbildung 3.10	Anforderungen an die Steifigkeitsverteilung der Wände in den einzelnen Geschossen. Zulässig ist eine möglichst gleichmäßige Verteilung (links), im Gegensatz dazu nicht zulässige Geschosdriftverhältnisse (rechts)	68
Abbildung 3.11	Berechnungsmodelle zur vereinfachten Torsionsberechnung nach [3]	69
Abbildung 3.12	Wandnummerierung zur Schwerpunktsermittlung	73
Abbildung 3.13	Erdbeben in x -Richtung	75
Abbildung 3.14	Erdbeben in y-Richtung	75
Abbildung 3.15	Reduktion der Erdbebenkraft $F_{b,gesamt}$ vom Massenmittelpunkt der Decke in den Schwerpunkt der Wände	76
Abbildung 3.16	Zerlegung des Grundrisses in zwei Gebäudehälften	77
Abbildung 3.17	Genaue Zerlegung des Grundrisses in drei Teilbereiche	78
Abbildung 3.18	Geometrie des fiktiven, L -förmigen Grundrisses	80
Abbildung 3.19	Vertikale Verteilung der Erdbebenkräfte mit Dachgeschossausbau leicht	96
Abbildung 3.20	Zusammenwirken der Einzelwände mit (rechts) und ohne (links) schubsteife Decke	96

5.2 Tabellen

Tabelle 1.1	Überblick der historischen Erdbeben in Österreich und deren Stärke nach [6]	6
Tabelle 1.2	typische Ausbreitungsgeschwindigkeiten der Wellentypen nach [8]	13
Tabelle 1.3	Momentenmagnitudenskala Herdenergie verglichen mit TNT und äquivalenten Hiroshima -Atombomben nach [1]	15
Tabelle 1.4	Europäische Makroseismische Skala nach [10]	16
Tabelle 2.1	Eigenschaften der Baugrundklassen nach [3]	21
Tabelle 2.2	Parameter für das Antwortspektrum abhängig von der Baugrundklasse nach [3]	25
Tabelle 2.3	Bedeutungskategorien für Bauwerke nach [3]	28

5.3 Formeln

Formel 2.1 Referenzbodenbeschleunigung	21
Formel 2.2 Parameter des horizontalen elastischen Antwortspektrums	24
Formel 2.3 Parameter des horizontalen elastischen Antwortspektrums	24
Formel 2.4 Parameter des horizontalen elastischen Antwortspektrums	24
Formel 2.5 Parameter des horizontalen elastischen Antwortspektrums	24
Formel 2.6 Dämpfungsbeiwert	24
Formel 2.7 Verhaltensbeiwert	26
Formel 2.8 Parameter des horizontalen Bemessungsspektrums	26
Formel 2.9 Parameter des horizontalen Bemessungsspektrums	26
Formel 2.10 Parameter des horizontalen Bemessungsspektrums	26
Formel 2.11 Parameter des horizontalen Bemessungsspektrums	26
Formel 2.12 Kombination für die Bemessungssituation Erdbeben	27
Formel 2.13 Anforderungen an die Eigenschwingungsdauer der Grundeigenform	28
Formel 2.14 Gesamterdbebenkraft	29
Formel 2.15 Eigenschwingungsdauer der Grundeigenform	29
Formel 2.16 geschoßweise Verteilung der Gesamterdbebenkraft	30

6 Literaturverzeichnis

- [1] US -amerikanische Regierungsbehörde USGS (United States Geological Survey), 2006
- [2] F. P. Müller -E. Keintzel, Erdbebensicherung von Hochbauten, 1984, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften
- [3] ÖNORM EN bzw. B 1998-1
- [4] Vorlesung Betonbau 3, Professor Vladimir Benko, 2010
- [5] Merkblatt Statische Vorbemessung MA 37 S, 2008
- [6] ZAMG Zentralanstalt für Meteorologie und Geodynamik
- [7] Wolfgang A. Lenhardt, Zentralanstalt für Meteorologie und Geodynamik/Fachabteilung Seismologischer Dienst
- [8] L. Braile, Seismic Wave Demonstrations and Animations, Purdue University
- [9] Götz Schneider, Erdbeben -Eine Einführung für Geowissenschaftler und Bauingenieure, 2004, Spektrum Akademischer Verlag
- [10] Europäische Seismologische Kommission, 1998
- [11] Wolfram Jäger, Gero Marzahn, Mauerwerk -Bemessung nach DIN 1053-100, 2010, Ernst und Sohn
- [12] Hugo Bachmann, Kerstin Lang, Zur Erdbebensicherung von Mauerwerksbauten, 2002, Hochschulverlag AG ETH Zürich