

TU

TECHNISCHE UNIVERSITÄT WIEN

DIPLOMARBEIT

MASTER'S THESIS

Analyse von aufgelösten Scheibentragwerken mit
L-förmigem Grundriß unter Erdbebeneinwirkung unter
Berücksichtigung der seismologischen Bedingungen in
Österreich

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. Pegah Farshidnia

E 206 Institut für Hochbau und Technologie

Zentrum für Hochbaukonstruktionen und Bauwerkserhaltung

eingereicht an der Technischen Universität Wien

Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Johannes Nowotny

95 26 849

1210 Wien, Hoßplatz 12/1/11

Wien, im Februar 2008

Vorwort

Nach meinem 13-jährigen Studium ist es nun endlich vollbracht. Als ich 1995 mit dem Arbeiten und Studieren begonnen habe, hätte ich nicht gedacht, daß mein Leben als Student so lange dauern würde. Nichts desto trotz sehe ich den Abschluß meines Studiums nach dieser langen Zeit, neben Arbeit und meinen zahlreichen sportlichen Aktivitäten, als großen Erfolg an!

Meinen Eltern gebührt großer Dank dafür, daß sie allen ihren Kindern, wahrscheinlich oft auf Kosten ihrer persönlichen Wünsche, eine Ausbildung mit Hochschulabschluß ermöglicht haben. Ohne ihre Beharrlichkeit hätte ich das Studium vor fünf Jahren aufgegeben. Vielen Dank euch beiden!

Rückblickend möchte ich mich bei Dr. Karl-Heinz Hollinsky dafür bedanken, daß er mich einerseits durch seine lebendigen Vorträge an der HTL-Leberstraße dazu ermutigt hat Bauingenieurwesen zu studieren und andererseits mich über Jahre hinweg in seinem Büro aufgenommen hat.

Als meinen Mentor würde ich Dr. Branko Rusnov bezeichnen. Er begleitet mich nun schon mein ganzes Berufsleben lang und hat mir viele Dinge beigebracht, die man nicht in Lehrbüchern findet. Er beweist Größe in dem er mich in meinem Tun unterstützt, auch wenn wir nicht immer einer Meinung sind.

Vielen Dank auch an Univ. Ass. Dipl.-Ing. Pegah Farshidnia und Univ. Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Andreas Kolbitsch vom Institut für Hochbau und Technologie der TU-Wien, die es mir ermöglicht haben an ihrem Institut diese Diplomarbeit nach meinen Vorstellungen zu verwirklichen und mir die Zeit ließen, die ich gebraucht habe.

Abschließend noch einen schönen Gruß und vielen Dank an all jene, die hier unerwähnt blieben und dennoch ihren Teil am Gelingen meines Studiums beitrugen (Cathi, David, Noni, Ruth, Wolfgang, Rainer, Eva, Walter,....).

Inhaltsverzeichnis

Vorwort	3
Inhaltsverzeichnis	5
1 Abstrakt	9
2 Einleitung	11
3 Lastfall Erdbeben	13
3.1 Allgemeines zum Thema Erdbeben	13
3.1.1 Erdbebengefährdung in Mitteleuropa	15
3.1.2 Erdbebengefährdung in Österreich	16
3.1.3 Auswirkungen von Erdbeben	17
3.2 Das Erdbeben aus der Sicht des Ingenieurbaus	21
3.2.1 Magnitude	21
3.2.2 Erdbebenintensität	22
3.2.3 Registrierung von Erdbeben	22
3.2.4 Ingenieurmäßige Auswertung von Erdbeben	23
3.2.5 Physikalische Kenngrößen	23
3.2.6 Zeitverläufe der Bodenbewegung	24
3.2.7 Antwortspektrum	24
3.2.8 Entstehung der Erdbebennormung in Europa	26
3.3 ÖNORM EN 1998-1: 2005	27
3.3.1 Anwendungsbereich	27
3.3.2 Baugrundbeschaffenheit	27
3.3.3 Erdbebeneinwirkung	28
3.3.4 Klassifizierung von Hochbauten	35
3.3.5 Tragwerksberechnung	39
3.3.6 Sicherheitsnachweise	44
3.3.7 Besondere Regeln für Betonbauten	46

4	Tragwerke des Hochbaus	59
4.1	Tragwerkstypen	59
4.1.1	Wirkungsweise eines horizontalen Aussteifungssystems	59
4.1.2	Raumbildende Tragwerke	60
4.1.3	Skeletttragwerke	61
4.1.4	Aufgelöste Scheibentragwerke	62
4.2	Systematik der Lastabtragung eines aufgelösten Scheibentragwerks	63
4.2.1	Lastabtragung von Vertikallasten	63
4.2.2	Lastabtragung von Horizontallasten	63
4.3	Tragwerkseigenschaften	64
4.3.1	Gestaltung des Tragwerks	64
4.3.2	Steifigkeit des Tragsystems	69
4.3.3	Tragwiderstand und Duktilität	70
4.4	Modellbildung	73
4.4.1	Steifigkeit der Tragelemente	73
4.4.2	Steifigkeit der Verbindungen	75
4.4.3	Fundierung	75
4.4.4	Gebäudemassen	76
4.4.5	Modellvarianten	76
4.5	Beanspruchungen und Widerstände	83
4.5.1	Beanspruchungen	83
4.5.2	Allgemeine Widerstände und Widerstände speziell für den Lastfall Erdbeben	84
4.6	Nachweis im Lastfall Erdbeben	86
4.6.1	Grenzzustand der Tragfähigkeit	86
4.6.2	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	89
5	Analyse der L-förmigen Grundrisse	91
5.1	Festlegung der Gebäudekenndaten	91
5.1.1	Standort und Untergrund	92

5.1.2	Nutzungskriterien	92
5.1.3	Grundrisse	92
5.1.4	Aufriß	93
5.1.5	Tragwerkstyp	94
5.1.6	Material	94
5.2	Wahl des Berechnungsverfahrens	94
5.3	Erstellung des Tragwerksmodells	95
5.3.1	Wahl der Elementgröße	95
5.3.2	Wahl des Randbedingungen	97
5.3.3	Wahl des Einspannhorizonts	98
5.3.4	Wahl der vertikalen Bettungsziffer	100
5.3.5	Wahl der Modellierung	101
5.4	Festlegung der Einwirkungen	102
5.4.1	Ständige Lasten	102
5.4.2	Veränderliche Lasten	103
5.4.3	Erdbebeneinwirkung	103
5.4.4	Überlagerung der Einwirkungen	105
5.4.5	Modale Analyse	106
5.5	Tragwerksberechnung	108
5.5.1	Berechnungsprogramm „TOWER 5“ [22]	108
6	Berechnungsergebnisse	111
6.1	Beurteilungskriterien	111
6.2	Beurteilung hinsichtlich der Tragfähigkeit	111
6.2.1	Ermittlung der maximalen Tragfähigkeit der Wandscheibe	111
6.2.2	Zusammenstellung der maßgebenden Beanspruchungen	119
6.2.3	Diskussion der Ergebnisse	120
6.2.4	Ausblick und Lösungsansätze für Schenkellängen von 18m bis 42m	124
6.3	Beurteilung hinsichtlich der Schadensbegrenzung	129

6.3.1	Ermittlung der Grenzwerte	129
6.3.2	Zusammenstellung der maßgebenden Verformungen	130
6.3.3	Diskussion der Ergebnisse	131
7	Zusammenfassung und Ausblick	135
8	Abbildungsverzeichnis	140
9	Tabellenverzeichnis	144
10	Anhang	146
10.1	Grundrißtyp 18:18:12	146
10.2	Grundrißtyp 18:24:12	147
10.3	Grundrißtyp 24:24:12	148
10.4	Grundrißtyp 18:30:12	149
10.5	Grundrißtyp 24:30:12	150
10.6	Grundrißtyp 30:30:12	151
10.7	Grundrißtyp 18:36:12	152
10.8	Grundrißtyp 24:36:12	153
10.9	Grundrißtyp 30:36:12	154
10.10	Grundrißtyp 36:36:12	155
10.11	Grundrißtyp 18:42:12	156
10.12	Grundrißtyp 24:42:12	157
10.13	Grundrißtyp 30:42:12	158
10.14	Grundrißtyp 36:42:12	159
10.15	Grundrißtyp 42:42:12	160
11	Literaturverzeichnis	161

1 Abstrakt

Österreich ist laut dem Anhang A der ÖNORM B 1998-1:2005 ein Land in dem Erdbebenzonen mit niedriger und mittlerer Seismizität vorherrschen. Die in Österreich gültige ÖNORM EN 1998-1:2005 ist jedoch eine gesamteuropäische Norm, die ihrer Konzeption nach für Gebiete mit hoher Seismizität ausgelegt wurde.

Aufgrund dieser Diskrepanz wird in der vorliegenden Diplomarbeit die Frage aufgeworfen und erörtert, ob in einer Erdbebenzone mit mittlerer Seismizität, wie sie z.B. im Süden Wiens vorkommt, für ein mehrstöckiges, aufgelöstes Scheibentragwerk mit Wandscheiben aus Stahlbeton und L-förmigen Grundriß, das den Regelmäßigkeitskriterien des Grundrisses der ÖNORM EN 1998-1:2005 nicht entspricht, alle Nachweise bezüglich Tragsicherheit und Schadensbegrenzung erbracht werden können.

Zu diesem Zweck wurden fünfzehn exemplarische, gleich- und ungleichschenkelige Tragwerksmodelle mit L-förmigen Grundriß untersucht, wobei deren wesentliche Konstruktionsmerkmale wie Randbedingungen, Wandscheibengeometrie und vertikale Beanspruchung gleich gehalten wurden, um die Ergebnisse miteinander vergleichen zu können.

Die unterschiedlichen Nachweise konnten für einen Großteil der untersuchten Grundrißtypen erbracht werden. Interessant dabei ist, daß der Tragsicherheitsnachweis der Wandscheibe am Einspannpunkt der limitierende Faktor war und nicht wie ursprünglich vermutet das Kriterium des Geschoßdrifts.

Abstract

According to the annex A of the ÖNORM B 1998-1:2005, Austria is a country with earthquake zones of low to middle seismicity. The ÖNORM EN 1998-1:2005 (which is valid in Austria) is an overall European code, which is laid out in its conception for regions with high seismicity.

Based on this discrepancy in this master thesis the question is being raised and discussed, if, in a earthquake zone of middle seismicity (e.g. in the South of Vienna), it is possible to provide evidence concerning structural safety and limitation of damage for a multi-levelled, uncoupled shear wall structure made of reinforced concrete and a L-shaped ground plan, which does not accord to the criteria of regularity of the ÖNORM EN 1998-1:2005.

For these purposes fifteen exemplary, isoscele and asoscele structure models with L-shaped ground plan were examined, whereas their essential design features like boundary conditions, shear wall geometry and vertical design loads were held identical to allow comparing the results with each other.

Different analysis could be provided for the major part of the examined ground plans. The interesting point is that the verification of the structural safety of the shear wall at the restraint abtument is the limiting element and not, as originally assumed the criteria of the storey drift.

..

2 Einleitung

Das Thema „Bemessung im Lastfall Erdbeben“ hat in den letzten Jahren in Österreich, speziell im Wiener Raum, wieder einen größeren Stellenwert eingenommen. Dies kann einerseits durch den boomenden Ausbau von Gründerzeithäusern aus der Mitte des 19. Jahrhunderts und die immer häufiger anzutreffenden Bauformen der Hochhäuser begründet werden, andererseits aber durch die Tatsache, daß das Wiener Becken immer wieder durch mittelschwere Erdstöße erschüttert wird.

Die letzten mittelschweren Erdbeben im Wiener Becken sind die Beben von Schwadorf (1927; 5,2 nach Richter) und von Seebenstein (1972; 5,3 nach Richter). Das letzte Starkbeben mit einer Magnitude von mehr als 6 auf der Richterskala im Wiener Becken war das Beben von Neulengbach (1590; 6,0 nach Richter). Aufgrund der großen Zeitspanne steigt daher die statistische Wahrscheinlichkeit eines neuerlichen Starkbebens stetig.

Seit Juni 2005 gilt in Österreich für die Konzeption und Bemessung von Tragwerken im Lastfall Erdbeben die ÖNORM EN 1998-1:2005 und ihr nationales Anwendungsdokument ÖNORM B 1998-1:2005. Diese gesamteuropäische Norm hat das Problem, daß sie sehr unterschiedliche geologische Bodenverhältnisse und Erdbebengefährdungen in einer Norm vereinen muß. So ist die Situation in den tektonisch aktiven Gegenden Südtaliens nur schwer mit dem Gebiet Mitteleuropas vergleichbar. Daher wurde die ÖNORM EN 1998-1:2005 in erster Linie für Gebiete mit hoher Seismizität konzipiert und überläßt es den einzelnen Mitgliedsstaaten Anpassungen in ihren nationalen Anwendungsdokumenten vorzunehmen. In Österreich liegen aufgrund der geologischen Bodenverhältnisse jedoch überwiegend Erdbebenzonen mit einer niedrigen bis mittleren Seismizität vor. Folglich ist es zulässig die Aussagen der ÖNORM EN 1998-1:2005 nicht unreflektiert zu übernehmen.

Die ÖNORM EN 1998-1:2005 sieht vor allem eine sehr strikte Grundrißgestaltung als Konzeptionsgrundsatz vor, um mit fortschreitender Berechnung alle geforderten Nachweise erfüllen zu können. Ein wichtiger Grundsatz dabei ist, das horizontale Tragsystem im Grundriß regelmäßig zu gestalten, um den Torsionseinfluß gering zu halten. Diese Richtlinie ist bei einem Bauwerk in einer Erdbebenzone mit hoher Seismizität ein unbedingtes Muß. Im Wiener Becken, eine Erdbebenzone mit überwiegend niedriger bis mittlerer Seismizität kann, aufgrund der geringeren Beanspruchungen im Lastfall Erdbeben, eine gewisse Exzentrizität zwischen dem Massenschwerpunkt und dem Schubmittelpunkt des horizontalen Tragsystems zugelassen werden.

Der steigende Kosten- und Termindruck, sowie neue Materialien, Verbesserung der Fertigungsmethoden und der Wunsch nach Flexibilität in der Grundrißgestaltung haben die Entwicklung des Skelettbaus bei Bauwerken, die in erster Linie als Bürobauten konzipiert werden, vorangetrieben. Eine Möglichkeit für die Ausführung des im Lastfall Erdbeben relevanten horizontalen Tragsystems bei Skelettbauten ist das aufgelöste Scheibentragwerk.

In Rahmen dieser Diplomarbeit wird die oben aufgestellte Behauptung bezüglich der Notwendigkeit von Regelmäßigkeitskriterien in der Grundrißgestaltung in Erdbebenzonen mit niedriger bis mittlerer Intensität anhand einer Reihe von Grundrißvarianten eines aufgelösten Scheibentragwerks mit L-förmigen Grundriß überprüft.

Dabei wird ein maximales Verhältnis der Schenkellängen zur Schenkelbreite und zueinander gesucht, bis zu dem die geforderte Erdbebensicherheit nach ÖNORM EN 1998-1:2005 rechnerisch nachweisbar ist. Als Kriterium für die Ergebnisfindung werden, sowohl die Einhaltung der Tragsicherheitsnachweise nach ÖNORM EN 1998-1:2005 und ÖNORM EN 1995-1, als auch die Richtlinien der Schadensbegrenzung durch übermäßige Verformungen nach ÖNORM EN 1998-1:2005 herangezogen.

3 Lastfall Erdbeben

Nach einer kurzen Einleitung werden die, im Hinblick auf das Thema dieser Diplomarbeit, wichtigsten Teile der aktuellen Erdbebennormung ÖNORM EN 1998-1:2005 und ihrem nationalen Anwendungsdokument ÖNORM B 1998-1:2005 erläutert.

3.1 Allgemeines zum Thema Erdbeben

Seit Beginn der geschichtlichen Aufzeichnungen sind Erdbeben immerwiederkehrende Beweise für die sich ständig verändernde Erdoberfläche und schon seit jeher fragten sich Menschen wie Erdbeben entstehen. In Europa schrieb man Naturkatastrophen dem Wirken Gottes zu, während man zum Beispiel im alten Griechenland glaubte, die Kontinente schwämmen auf einem Meer aus Wasser und schaukelten wie ein Schiff hin und her.

Anfang des 20. Jahrhunderts warf der deutsche Meteorologe, Polar- und Geowissenschaftler Alfred Lothar Wegener die Theorie über die Plattentektonik und Kontinentalverschiebung auf. Er schlußfolgerte aus einer Reihe von paläontologischen Funden sowie klimatischen Besonderheiten, die nur in einzelnen Regionen dieser Erde auftreten oder entstehen können, auf die Existenz eines einzigen Urkontinents, Wegener nannte ihn Pangäa, dessen Teile später auseinanderdrifteten. In Wegeners frühen Annahmen ging er davon aus, daß die Bewegung der Erdplatten auf die Zentrifugal- und Gezeitenkräfte zurückzuführen seien. Erst nachdem durch andere Wissenschaftler bewiesen wurde, daß diese Kräfte nicht ausreichen konnten, um solche Verschiebungen hervorzurufen, griff Wegener in der letzten Ausgabe seiner „Entstehung der Kontinente und Ozeane“ auf die Theorie des Geologen und Geophysikers Robert Schwiner zurück, der für die Verschiebungen thermisch bedingte Strömungen im Erdinneren verantwortlich machte.

Vereinfacht ausgedrückt kommt es in erster Linie an den Plattengrenzen, wo sich verschiedene Platten auseinander (Spreizungszone), aufeinander zu (Kollisionszone) oder aneinander vorbei (Transformverwerfung) bewegen, zum Aufbau gewaltiger Spannungen innerhalb des Gesteins. Wird die Scherfestigkeit des Gesteins überschritten, entladen sich dann plötzlich diese Spannungen durch ruckartige Bewegungen der Erdkruste. Diese Bewegungen sind die Auslöser für die Entstehung von tektonischen Beben.

Das Gebiet in dem solche Verschiebungen auftreten nennt man das Hypozentrum des Bebens. Die vertikale Projektion an die Erdoberfläche und somit die Lage des Bebenherds auf der Landkarte, das Epizentrum.

Die durch ein tektonisches Erdbeben freigesetzte Energie breitet sich in Form von seismischen Wellen vom Hypozentrum ausgehend aus. Die Prozesse des Bruchvorgangs charakterisieren die Eigenschaften der Wellen. Im Wesentlichen unterscheidet man Raumwellen (Primärewellen und Sekundärewellen) und Oberflächenwellen (Lovewellen und Rayleighwellen).

Die Frequenz, die Ausbreitungsgeschwindigkeit der Erdbebenwellen und deren Amplituden sind stark vom Fortpflanzungsmedium, sprich den Bodeneigenschaften abhängig. Die an einem bestimmten Standort registrierten Wellen enthalten deshalb Informationen über die Quelle, aber auch über das Übertragungsmedium, welches die Wellen durchlaufen haben.

Die Verteilung der Epizentren von tektonischen Beben aus den Jahren 1968-1998 zeigt deutlich, daß sich diese an den Berührungspunkten der Kontinentalplatten häufen.

Auch in Europa ist eine große Häufung von Epizentren, vor allem im Mittelmeerraum, deutlich auszumachen und somit eine Gefährdung dieser Region durch Erdbeben plausibel (Abbildung 1).

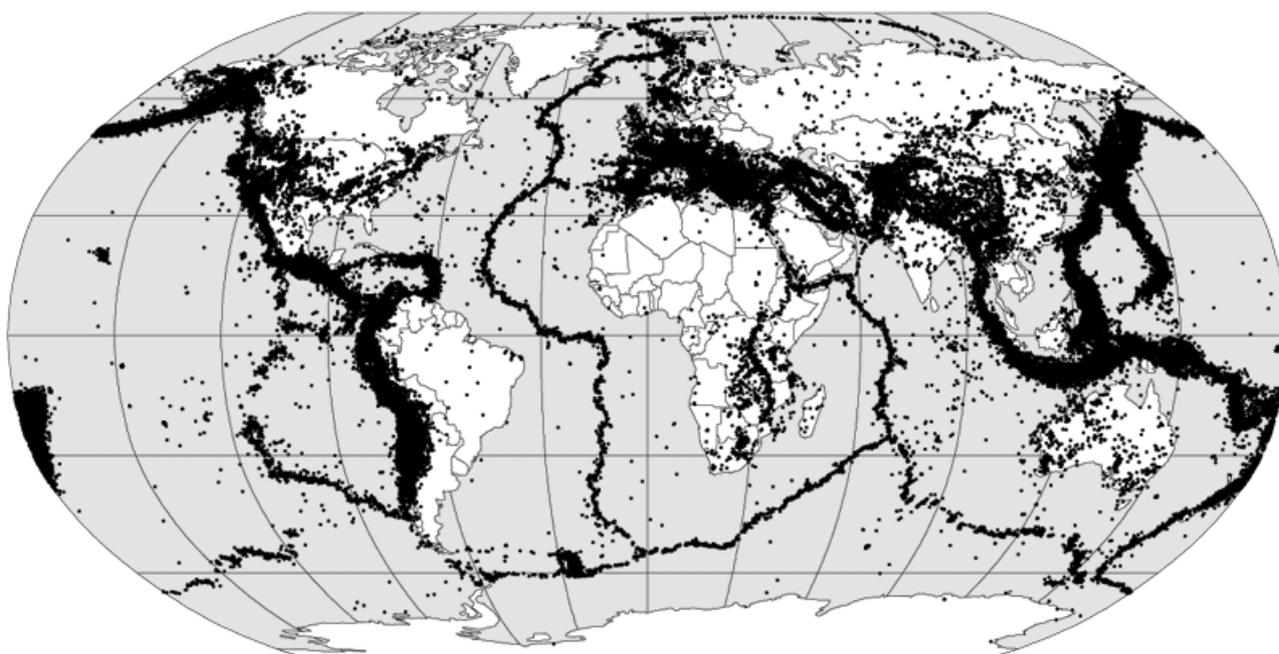


Abbildung 1 Darstellung der Epizentrumverteilung von Erdbeben aus den Jahren 1963-1998 [23]

Der Großteil der weltweiten Erdbebengefährdung geht von tektonischen Beben aus. Zu weiteren Entstehungsursachen von Erdbeben zählen zudem:

- Vulkanaktivität
- Einsturz von unterirdischen Hohlräumen (Einsturzbeben)
- stauseeinduzierte Beben
- künstliche Ereignisse, z. B. Sprengstoffexplosionen

Da die freigesetzten Energiemengen im Vergleich zu tektonischen Beben relativ gering sind und sie nur lokal begrenzte Wirkung aufweisen, werden sie bei der Beurteilung der Erdbebengefährdung üblicherweise vernachlässigt.

3.1.1 Erdbebengefährdung in Mitteleuropa

Aus Sicht der Plattentektonik liegt der europäische Kontinent auf der eurasischen Platte. Die Stabilität der kontinentalen Kruste Mitteleuropas, also jener Teil Europas auf den sich diese Arbeit bezieht, wird jedoch durch diverse Gefährdungszonen gestört. Diese primären Störungszonen sind zum einen diverse Grabenbrüche (wie die Niederreihnische Bucht, der Oberrheingraben, der Bressegraben und der Rhônegraben) und zum anderen noch nicht vollständige abgeschlossene Gebirgsbildungsaktivitäten in den Alpen. Die größte Gefahr für die Auslösung von Erdbeben geht jedoch von der Kollisionszone zwischen der sich nach Norden bewegenden afrikanischen und der eurasischen Platte im Mittelmeerraum aus (Abbildung 2).

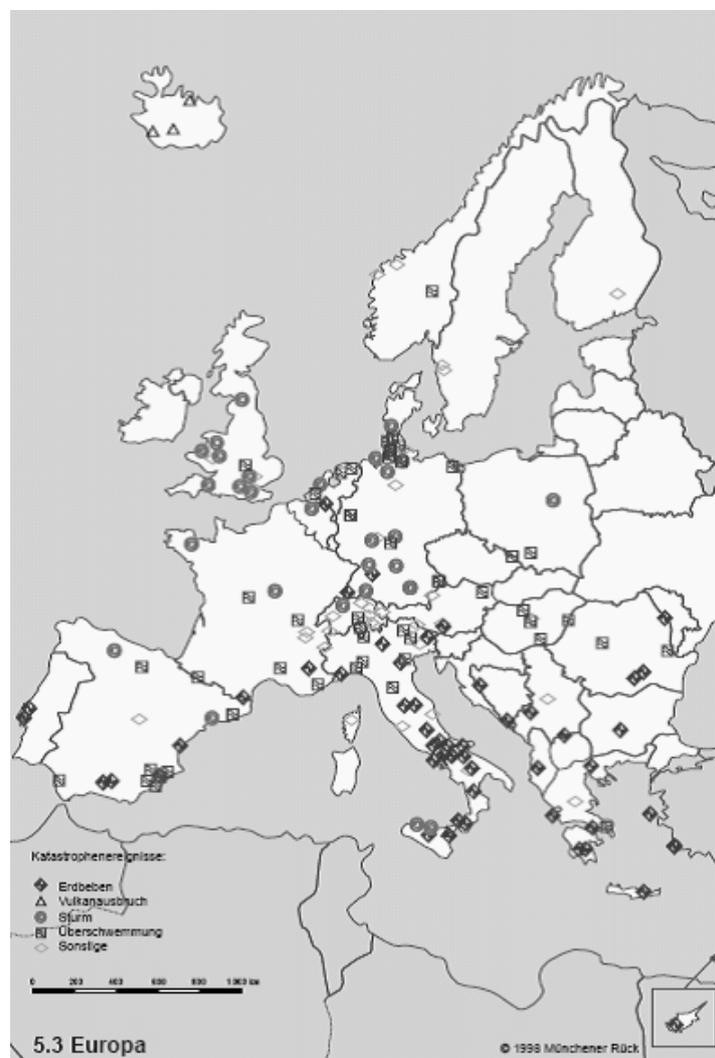


Abbildung 2 *Katastrophenereignisse in Europa von 1200-2000 [6]*

Entgegen der allgemein vorherrschenden Meinung in der Öffentlichkeit ist auch Europa seit jeher von starken Erdbeben betroffen. Vor allem jene Staaten, die an der Kollisionszone am Mittelmeer liegen, wie Italien, Serbien, Kroatien, Slowenien und Griechenland.

3.1.2 Erdbebengefährdung in Österreich

Die Erdbebengefährdung in Österreich ist sehr unterschiedlich. Sie geht in erster Linie von noch nicht abgeschlossenen Gebirgsbildungsaktivitäten aus, wie z.B. im Tiroler Inntal, sowie von tektonischen Verschiebungen am Rande der Alpen von Kärnten bis zum Wiener Becken.

Tabelle 1 bietet einen Auszug aus den in Österreich dokumentierten Erdbebenereignissen mit unterschiedlicher Ursache und Intensität in den letzten 800 Jahren.

Tabelle 1 Historische Erdbeben in Österreich (NÖZSV) [24]

Datum	Epizentralgebiet	Intensität	Magnitude
		Mercalli-Sieberg Skala	Richter Skala
04.05.1201	Bei Murau, Stmk.	9,0	6,0
08.05.1267	Kindberg, Stmk.	8,0	5,5
25.01.1348	Friaul (Villach-Dobratsch Ktn.)	10,0	6,5
??.02.1468	Niederösterreich	8,0	5,2
01.11.1571	Innsbruck, Tirol	7,0	4,6
04.01.1572	Innsbruck, Tirol	8,0	5,3
15.09.1590	Südlich von Neulengbach, NÖ	9,0	6,0
27.08.1668	Wiener Neustadt, NÖ	7,0	4,8
17.07.1670	Hall in Tirol	8,0	5,3
22.12.1689	Innsbruck, Tirol	8,0	5,3
04.12.1690	Villach Ktn.	9,0	6,2
10.04.1712	Wiener Neustadt, NÖ	7,0	4,8
05.08.1766	St. Magarethen, Bgld.	7,0	4,6
16.08.1766	St. Magarethen, Bgld.	7,0	4,6
27.02.1768	Bad Fischau-Brunn-Wr. Neustadt, NÖ	8,0	5,5
06.02.1794	Leoben, Stmk.	8,0	5,3
14.03.1837	Mürzzuschlag-Semmering Stmk.	7,0	5,0
13.07.1841	Wiener Neustadt, NÖ	7,0	4,8
25.12.1857	Rosegg, Ktn.	7,0	4,8
17.07.1876	Scheibbs, NÖ	7,5	5,1
01.05.1885	Kindberg, Stmk.	8,0	5,4
28.11.1886	Nassereith, Tirol	7,5	5,2
12.04.1888	Siegendorf- St. Magarethen, Bgld.	7,0	4,6
13.07.1910	Nassereith-Silz, Tirol	7,0	4,8
01.05.1916	Judenburg, Stmk.	7,0	4,7
25.07.1927	Wartberg, Stmk.	7,0	5,1
08.10.1927	Schwadorf, NÖ	8,0	5,2
08.10.1930	Namlos, Tirol	7,5	5,3
08.11.1938	Ebreichsdorf, NÖ	7,0	5,0
18.09.1939	Puchberg am Schneeberg, NÖ	7,0	5,0
16.04.1972	Seebenstein-Pitten, NÖ	7,8	5,3

Aus dieser Tabelle läßt sich bereits deutlich heraus lesen, daß sich die Erdbebengefährdung in Österreich auf einzelne, wenige Gebiet erstreckt, während ein Großteil des Bundesgebiets geringe bis niedrige Gefährdung aufweist.

Die statistische Aufarbeitung und grafische Auswertung dieser Erkenntnisse in Form einer Erdbebengefährdungskarte für das österreichische Bundesgebiet ist in Abbildung 13 (Seite 30) dargestellt.

3.1.3 Auswirkungen von Erdbeben

Bei schweren Erdbeben handelt es sich um Naturkatastrophen, die in der Regel weder regelmäßig noch häufig auftreten, deren Auswirkungen aber meistens verheerend sind. So fordern Erdbeben weltweit die meisten Opfer aller Naturkatastrophen.

Auf dem Gebiet der Europäischen Union haben Erdbeben in den letzten 15 Jahren annähernd 5000 Menschenleben gefordert und mehr als 250.000 Menschen obdachlos gemacht. Erdbeben hat es schon immer gegeben, allerdings sind die Risikogebiete heute wesentlich dichter besiedelt und die Auswirkungen von Schäden an der Infrastruktur haben weitreichendere Folgen.

Man unterscheidet bei der Betrachtung eines Erdbebens die direkten und indirekten Auswirkungen des Bebens. [18]

3.1.3.1 Direkte Auswirkungen von Erdbeben

Durch die direkten Einwirkungen eines Erdbebens auf ein Tragwerk oder Gebäude kommt es z.B. durch Bodenbewegungen zu Schäden an einzelnen Bauteilen oder im schlimmsten Fall zum Kollaps von Teilen oder des gesamten Bauwerks.

3.1.3.1.1 Typische Bauschäden

Im Folgenden werden typische Gebäudeschäden aufgezeigt, die die direkten Auswirkungen von Erdbebeneinwirkungen veranschaulichen:

- Globale Fehler im Tragwerkskonzept
- Lokale Fehler in der Detailausführung

Globale Fehler im Tragwerkskonzept

Ein Fehler im Tragwerkskonzept bezüglich der Steifigkeitsverteilung im Erdgeschoß, bzw. das nicht beachten des Lastfalls Erdbeben führte zu dem in Abbildung 3 dargestellten Kollaps des Erdgeschoßes des Wohngebäudes.



Abbildung 3 Auswirkungen eines zu weichen Erdgeschoßes (Izmit, Türkei, 1999) [7]

Die Folgen eines zu weichen Obergeschoßes bzw. einer über die Höhe des Gebäudes veränderlichen Steifigkeit des Tragwerks ist in Abbildung 4 dargestellt. Ein Obergeschoß dieses Gebäudes hat versagt, die anderen Geschoße haben es zerdrückt und sich danach verdreht und schiefgestellt.



Abbildung 4 Auswirkung eines zu weichen Obergeschoßes (Kobe, Japan, 1995) [7]

Das in Abbildung 5 dargestellte Gebäude weist auf der rechten, hinteren Seite eine durchgehende Brandmauer auf und besitzt auf der linken hinteren Seite ebenfalls exzentrische Aussteifungen. Während der Erdbebeneinwirkung hat sich das Gebäude so stark verdreht, daß die Stützen auf der Vorderseite kollabierten.



Abbildung 5 Auswirkungen einer exzentrischer Aussteifung (Kobe, Japan, 1995) [7]

Lokale Fehler in der Detailausführung

Bei der Ausfachung von Stahlbetonrahmen mit Mauerwerk besteht immer das Problem der planmäßigen oder außerplanmäßigen Aktivierung der Wandscheibe. Die dabei entstehenden Kräfte in den Stützen müssen bewehrungsmässig berücksichtigt werden (Abbildung 6).

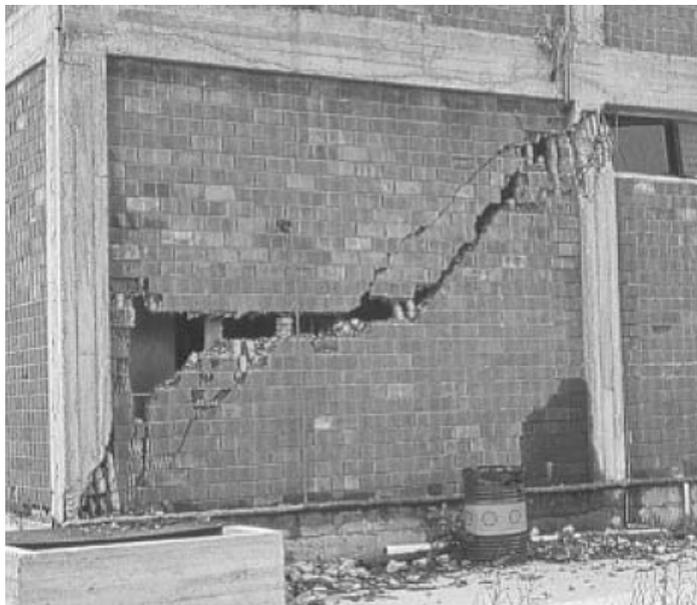


Abbildung 6 Abscheren der massiven Stützen durch Aktivierung des Mauerwerks (Adana-Ceyhan, Türkei 1998) [7]

Auch die Beanspruchung normal zu Wand- bzw. Scheibenebene kann bei einem zu geringen Überlagerungsdruck zum Einsturz des betreffenden Bauteils führen (Abbildung 7).



Abbildung 7 Stabilitätsverlust einer Wandscheibe aus der Ebene (Adana-Ceyhan, Türkei 1998) [7]

Die in Abbildung 8 dargestellte Stütze wies eine mangelhafte konstruktive Durchbildung der Bewehrung auf. Die Bügel waren nur mit 90° Hacken statt 135° Hacken ausgeführt worden. Zusätzlich wurden die Ausfachungen zwischen den Stützen nicht durch eine Fuge getrennt.



*Abbildung 8 Mangelnde Bewehrungsführung und Phänomen der „kurzen Stütze“
(Izmit Türkei 1998)[7]*

Bei Fertigteilbauten ist das Problem vor allem die Verbindung der einzelnen Elemente untereinander. Wie in Abbildung 9 zu sehen ist, waren bei diesem Gebäude die Verbindungen entweder nicht vorhanden oder wurden nicht für den Lastfall Erdbeben ausgelegt.



Abbildung 9 Mangelnde Bemessung eines vorgefertigten Industriebaus (Adapazari Türkei 1999)[7]

3.1.3.2 Indirekte Auswirkungen von Erdbeben

Auf Grund der durch die direkten Einwirkungen entstandenen Schäden entstehen Brände, Explosionen, Überschwemmungen etc.. Die direkten Einwirkungen stehen zwar meist im Vordergrund bei der Betrachtung eines Erdbebens. Dessen indirekte Auswirkungen sind jedoch z.B. in großen Ballungszentren durch die Zerstörung wichtiger Infrastrukturelemente meist gravierender. Auf Grund dieser Erkenntnis wurden in den jeweiligen Normen die Bedeutungskategorien eingeführt (Kapitel 3.3.4.3).

3.2 Das Erdbeben aus der Sicht des Ingenieurbaus

Die nachfolgenden Begriffe werden zur Beschreibung eines Erdbebens im Ingenieurbau verwendet.

3.2.1 Magnitude

Die Erdbebenstärke ist ein logarithmisches Maß für die Herdenergie und sie kann aus den maximalen auftretenden Bodenbewegungen, der Wellenperiode, dem Abstand vom Erdbebenherd sowie der Wellengeschwindigkeit berechnet werden. Sie wird mittels Magnituden- bzw. Richterskala angegeben. Eine Änderung der Magnitudenstufe um eine Stufe bedeutet also eine Änderung des Energieniveaus um das ca. 30-fache. Bei einem Erdbeben der Magnitude 8 (Starkbeben) und einem der Magnitude 4 (gerade spürbar) wird somit eine Million mehr an Energie freigesetzt.

Der empirische Zusammenhang zwischen der Magnitude und anderen physikalischen Größen, wie der Beschleunigung (a), der Geschwindigkeit (v) und der Verschiebung (d) wird näherungsweise in der Tabelle 2 angegeben.

Tabelle 2 *Physikalische Meßgrößen von Erdbeben bei einem Beben mit einer Herdtiefe von 10-15km [23]*

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

3.2.2 Erdbebenintensität

Die Erdbebenintensität ist ein Maß für die Wahrnehmbarkeit und lokale Zerstörungskraft eines Erdbebens. Sie wird in der Intensitätsskala oder der makro-seismischen Skala angegeben. Die Erdbebenintensität wird durch die Bewertung der Wahrnehmbarkeit und der lokalen Schäden ermittelt. Sie ist von folgenden Parametern abhängig:

- Magnitude
- Frequenzgehalt der Quelle
- Herdtiefe und –entfernung
- Geologie/ Topographie
- Lokaler Untergrund/ Baugrundbeschaffenheit
- Frequenzgehalt am Standort
- Dauer des Erdbebens am Standort

In Österreich ist, wie in den meisten europäischen Ländern, die zwölfstufige EMS-98 Skala (European Macroseismic Scale) in Gebrauch. In anderen Ländern (USA, Japan) gibt es andere Intensitätsskalen, die nicht mit einander vergleichbar sind, da sie an die jeweils landesüblichen Bauformen angepaßt sind.

3.2.3 Registrierung von Erdbeben

Zur Registrierung von Erdbeben werden Geschwindigkeits- und Beschleunigungs-Meßgeräte eingesetzt. Diese Geräte arbeiten beide nach demselben Prinzip. Auf Grund der Relativverschiebungen des Bodens gegenüber einem tief abgestimmten Einmassenschwinger können dann Geschwindigkeits- bzw. Beschleunigungs-Seismogramme gemessen werden (Abbildung 10).

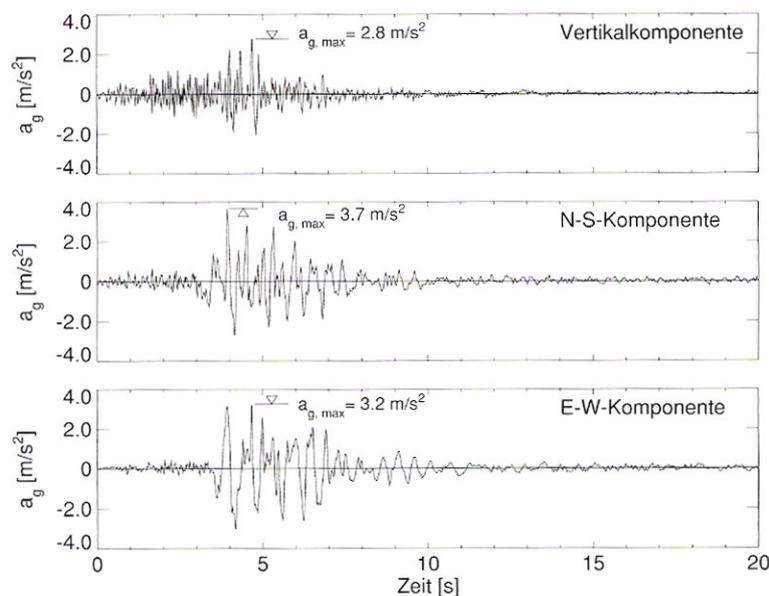


Abbildung 10 Unkorrigierte Beschleunigungs-Seismogramme des Friaul-Erdbebens [18]

Die gemessenen Ergebnisse werden analog oder digital aufgezeichnet und müssen in Abhängigkeit des eingesetzten Gerätes noch nachkorrigiert werden. Geschwindigkeits-Meßgeräte eignen sich zur Messung von schwächeren Erdbeben, während die Beschleunigungs-Meßgeräte sich zur Registrierung von starken Beben eignen. Eine Vielzahl von Meßstationen, die mit diesen Geräten ausgerüstet sind, sind über das gesamte Bundesgebiet verteilt und zeichnen permanent Erdbewegungen auf.

3.2.4 Ingenieurmäßige Auswertung von Erdbeben

Bei der Auswertung der Erdbebenaufzeichnungen für den Ingenieurbau sind vor allem physikalische Kenngrößen und davon abgeleitete Daten wie das Antwortspektrum interessant.

3.2.5 Physikalische Kenngrößen

Die fünf wichtigsten physikalischen Kenngrößen einer Bodenbewegung sind in der Tabelle 3 zusammengefaßt.

Tabelle 3 Die fünf wichtigsten physikalischen Kenngrößen eines Erdbebens [18]

Bodenbewegung	Physikalische Kenngrößen	Für Schäden vor allem massgebend
Bodenverschiebung ("ground displacement")	$d_g(t)$	
Bodengeschwindigkeit ("ground velocity")	$v_g(t)$	
Bodenbeschleunigung ("ground acceleration")	$a_g(t)$	x
Frequenzgehalt der Bodenbewegung		x
Dauer des Erdbebens (Starkbebenphase)		x

Die Größenordnung von Spitzenwerten der oben genannten physikalischen Kenngrößen für ein Erdbeben der Magnitude 6-6,5 und einer Intensität von VIII lauten [18]:

- Bodenverschiebung $d_{g,max} \approx 0,10-0,30$ m
- Bodengeschwindigkeit $v_{g,max} \approx 0,10-0,30$ m/s
- Bodenbeschleunigung $a_{g,max} \approx 1,5-3,0$ m/s²
- Erdbebendauer $t \approx 5-20$ s

Die Frequenz der Bodenbewegung ist in erster Linie von den Bodenverhältnissen abhängig. Ihre Bandbreite reicht von 0,1Hz bis ungefähr 30Hz. Dies entspricht einer Periode von 10s bis 0,03s. Wobei die Frequenz der Bodenbewegungen, der Bodengeschwindigkeit und der Bodenbeschleunigung unterschiedlich sind. Innerhalb dieses angeführten Bereichs liegt somit die 1.Eigenperiode fast aller Bauwerke. Dies bedeutet, daß es bei einer ungünstiger Konstellation zur Überlagerung der Frequenzen des Bauwerks und des Bodens, mit meist verheerenden Folgen für das Tragwerk, kommen kann.

Die Dauer des Erdbebens ist von seiner Magnitude, dem Abstand vom Bebenherd und der Periode der Bodenbewegung abhängig. Je größer diese Werte werden desto länger dauert das Beben in der Regel. Je länger das Beben andauert desto größer sind die Schäden an den Gebäuden.

3.2.6 Zeitverläufe der Bodenbewegung

Die Zeitverläufe von Bodenbeschleunigung (gemessen), Bodengeschwindigkeit (berechnet) und Bodenverschiebung (berechnet) eines Erdbebens sind von großem Interesse für den Ingenieurbau.

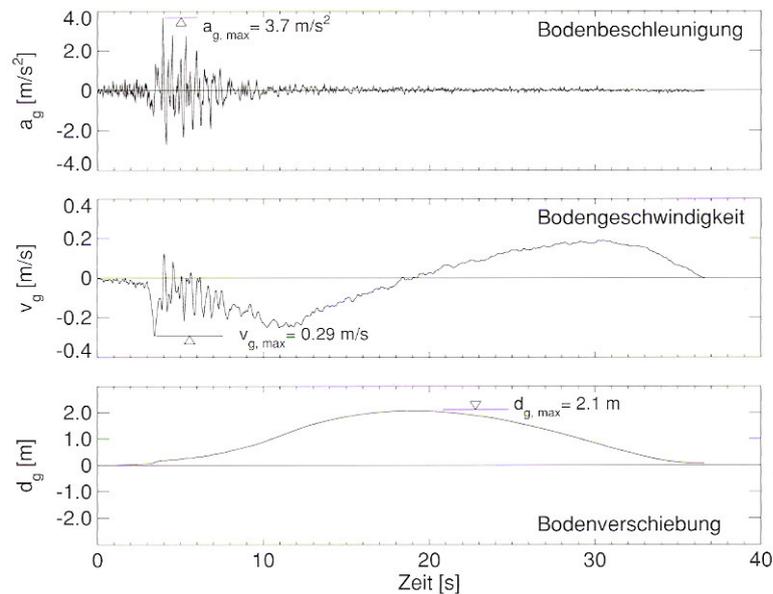


Abbildung 11 Zeitverläufe der Nord-Süd Komponente des Friaul-Erdbebens 1976 mit Basislinienkorrektur „keine bleibenden Bodenverschiebungen [18]

Die Grundlage für deren Ermittlung ist stets das gemessene Beschleunigungs-Seismogramm. Daraus erhält man durch eine Integration einen Geschwindigkeits-Zeitverlauf und durch eine weitere Integration den Verschiebungs-Zeitverlauf der betrachteten Bodenbewegung. Diese Integrationen sind sehr empfindlich auf geringfügige Fehler im Beschleunigungs-Seismogramm.

Zur Korrektur dieser Einflüsse gibt es verschiedene Rechenansätze:

- Basislinienkorrektur „keine bleibende Bodenverschiebung“
- Basislinienkorrektur „Minimalisierung der Quadrate der Bodengeschwindigkeit“

3.2.7 Antwortspektrum

Das Antwortspektrum ist ein wichtiges Instrument im Ingenieurbau. Es hat in der Form des von ihm hergeleiteten Bemessungsantwortspektrums direkten Einfluß auf die Einwirkungsgrößen.

Das Antwortspektrum wird aus den gemessenen und errechneten Zeitverläufen eines Erdbebens ermittelt. Es gibt Antwortspektren für die maximalen Bodenverschiebung, die maximalen Bodengeschwindigkeiten und für die maximalen Bodenbeschleunigungen.

Die vereinfachten Herleitungsschritte für jedes dieser Antwortspektren lauten:

- Eine Vielzahl an Einmassenschwinger mit unterschiedlichen Eigenfrequenzen, aber alle mit derselben Dämpfung, werden an ihrem Fußpunkt durch den gleichen Zeitverlauf der Bodenbeschleunigung angeregt. Jeder Einmassenschwinger gibt somit seine Antwort auf die Erregung
- Die Zeitverläufe sämtlicher Antworten der Einmassenschwinger werden bestimmt und zwar im speziellen die Zeitverläufe der Relativverschiebung d , der Relativgeschwindigkeit v und der Absolutbeschleunigung a .
- Die Maximalwerte der Antwortschwingungen jedes Einmassenschwingers werden als Spektralwerte S bezeichnet. Sie werden als Funktion der Eigenfrequenz, bzw. der Eigenperiode aufgetragen und miteinander verbunden. So erhält man je ein Antwortspektrum für die Relativverschiebung, die Relativgeschwindigkeit und der Absolutbeschleunigung für die angenommene Dämpfung ζ .

Die Information, zu welchem Zeitpunkt der Erregung der Maximalwert auftritt, geht bei dieser Vorgehensweise verloren.

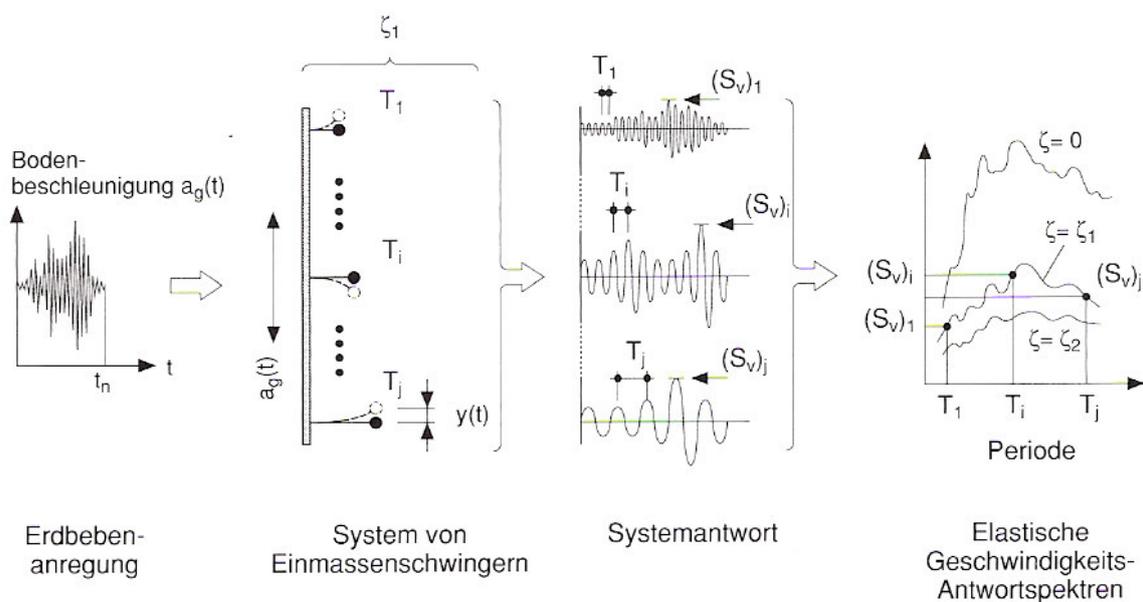


Abbildung 12 Ermittlung eines elastischen Antwortspektrum [18]

Versucht man nun, um ein allgemeines Antwortspektrum zu erhalten, eine Einhüllende über viele Antwortspektren verschiedener Erdbeben zu zeichnen, so würde man viel zu große Werte erzielen. Daher müssen hier zuerst die Spitzen der erhaltenen Funktion geglättet werden und danach kann eine einhüllende Kurve gezeichnet werden.

Dieser Vorgang muß für alle Dämpfungswerte einzeln durchgeführt werden.

Die Ordinaten des allgemeinen normierten Antwortspektrums werden in der Regel, wie auch in der ÖNORM EN 1998-1:2005, durch zusätzliche Beiwerte wie Bodeneinflüße und Dämpfungsparameter verändert.

3.2.8 Entstehung der Erdbebennormung in Europa

Die moderne Bemessung von Hochbauten im Lastfall Erdbeben hat seinen Ursprung in den 1920er und 1930er Jahren in Japan und den USA. Die damaligen Annahmen für Ersatzlasten gingen von Anfangs 10% der vertikalen Lasten gleichmäßig über die Höhe des Gebäudes verteilt aus. Als man zur Erkenntnis kam, daß diese horizontalen Lasten nicht ausreichend waren, steigerte man die Belastung auf zuerst 20% und später 30% der Vertikallasten.

Ende der 1960ern konnte durch den Einsatz von Beschleunigungsmessern in Gebäuden ihr dynamisches Verhalten beim Auftreten eines Erdbebens erstmals richtig erfaßt werden. Durch die Ergebnisse der Meßgeräte, die in unterschiedlichen Geschossen angebracht wurden, mußte man von der Annahme einer gleichmäßig verteilten Erdbebenersatzlast Abstand nehmen.

In Österreich wurden erstmals 1955 die Erdbebenlasten gemeinsam mit den Windlasten in der ÖNORM B 4000-3 „Berechnung und Ausführung der Tragwerke-allgemeine Grundlagen – Windlasten und Erdbebenkräfte“ behandelt. 1956 und 1961 wurde diese Norm neu aufgelegt. Nach dem schweren Erdbeben in Friaul (1976) wurde die neue ÖNORM B 4015-1 „Erdbebenkräfte an nicht schwingungsanfälligen Gebäuden“ herausgegeben. Auf die Ausarbeitung der weiteren Teile dieser Norm wurde verzichtet, da klar wurde, daß die ÖNORM EN 1998-1:2005 ein anderes Bemessungskonzept verfolgen würde. So wurde im Jahr 1997 eine neue ÖNORM B 4015-1 „Erdbebenkräfte an nicht schwingungsanfälligen Gebäuden“ in Anlehnung an die ÖNORM EN 1998-1 veröffentlicht. Im Jahr 1999 folgte der zweite Teil der ÖNORM, der nun auch die Berechnungsverfahren an die ÖNORM EN 1998-1 anpaßte. Die letztgültige Fassung der ÖNORM B 4015 aus dem Jahr 2002 faßt die beiden bis dahin gültigen Teile zusammen und erhöht analog zum die mittlere Wiederkehrperiode von 200 Jahren auf 475 Jahren.

Im Jahre 1975 beschloß die Kommission der Europäischen Gemeinschaft, ein Programm für das Bauwesen zu schaffen, dessen Ziel die Beseitigung technischer Handelshemmnisse und die Harmonisierung technischer Normen war. 1980 wurde die erste Generation von Eurocodes in einem Steuerkomitee der Kommission mit Repräsentanten der Mitgliedsländer entwickelt. 1989 entschloß sich die Kommission die weitere Entwicklung und Veröffentlichung der Eurocodes an das CEN (Comité Européen de Normalisation) zu übertragen, damit diese den Status von europäischen Normen (EN) erhielten. Die Veröffentlichung des Eurocode 8 wurde im Technischen Komitee CEN/TC 250 „Eurocodes für den konstruktiven Ingenieurbau“ bzw. dessen Unterkomitee SC 8 „Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben“, durchgeführt. Die erste Fassung der ÖNORM EN 1998-1 erschien 1994 in englischer Sprache und wurde 1997 als ÖNORM ENV 1998, „Eurocode 8 - Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben“ in deutscher Sprache veröffentlicht. Der Eurocode 8 gilt für Entwurf, Bemessung und Konstruktion von Bauwerken des Hoch- und Ingenieurbaus. Die EN berücksichtigen die Zuständigkeit der nationalen Behörden in der Form, daß sicherheitsbezogene Werte in den sogenannten „Nationalen Anwendungsdokumenten“ von den einzelnen Mitgliedsländern festgelegt werden können und somit von Land zu Land verschieden sind.

3.3 ÖNORM EN 1998-1: 2005

Die Europäischen Norm ÖNORM EN 1998-1:2005 hat den Status einer nationalen Norm erhalten und ersetzt entgegenstehende nationale Normen nach einer Koexistenzperiode (in Österreich bis März 2010).

Die Auswahl der untenstehenden Bereiche beschränkt sich auf jene Teile der ÖNORM, die im Hinblick auf diese Diplomarbeit relevant erscheinen und hat somit keinen Anspruch auf Vollständigkeit. Notwendige bzw. erklärende Textpassagen werden aus den angegebenen Normen teilweise oder gänzlich zitiert.

3.3.1 Anwendungsbereich

Das Ziel des ÖNORM EN 1998-1:2005 ist es menschliches Leben zu schützen, Schäden zu begrenzen und wichtige Bauwerke zum Schutz der Bevölkerung funktionstüchtig zu halten. Seine Anwendung beschränkt sich auf Bauwerke des Hoch- und Ingenieurbaus in Erdbebengebieten und, ebenso wie alle anderen einschlägigen Erdbebennormen, verweist auch die ÖNORM EN 1998-1:2005 bei Sonderbauwerken auf gesonderte Untersuchungen für diese einzelnen sehr speziellen Fälle.

Die Anwendung der ÖNORM EN 1998-1:2005 darf nur zusätzlich bzw. in Kombination mit den anderen einschlägigen europäischen Normen erfolgen. Für spezielle Bauwerke wie Altbauten, Silos, Gründungen etc. befinden sich nähere Erläuterungen in den weiteren Teilen der ÖNORM EN 1998-1:2005 (Teil 2 bis Teil 6).

3.3.2 Baugrundbeschaffenheit

Unter den Baugrundklassen versteht man die lokalen Tiefenbereiche unmittelbar unterhalb des betrachteten Gebäudes in Tiefenschichten von -3m bis ca. -20m. Diese können je nach Beschaffenheit die zu erwartenden Bodenbeschleunigungen im Falle einer Erdbebenbeanspruchung vergrößern oder abschwächen.

Für die Einteilung des Baugrunds in die einzelnen Klassen müssen geeignete Versuche durch eine Prüfanstalt durchgeführt werden. Nach der ÖNORM EN 1998-1:2005 soll der örtliche Baugrund mit Hilfe des Werts der durchschnittlichen Scherwellengeschwindigkeit, $v_{s,30}$, einer Klasse zugeordnet werden, sofern dieser Wert bekannt ist. Ansonsten muß der N_{SPT} -Wert (Schlaganzahl beim Standard Penetration Test) zur Klassifizierung herangezogen werden.

Die so erhaltenen Baugrundklassen A, B, C, D und E dürfen dazu verwendet werden, um den Einfluß der örtlichen Baugrundbeschaffenheit auf die Erdbebeneinwirkung zu berücksichtigen. Entspricht die örtliche Baugrundbeschaffenheit den beiden Baugrundklassen S_1 oder S_2 , so müssen besondere Untersuchungen zur Festlegung der Erdbebeneinwirkung durchgeführt werden (Tabelle 4).

Für diese Baugrundklassen, und besonders für S_2 , muß die Möglichkeit des Baugrundversagens infolge Erdbebeneinwirkung berücksichtigt werden (Tabelle 4).

Tabelle 4 Baugrundklassen [1]

Baugrund- klasse	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 5m 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	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 einigen weichen kohäsiven 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 etwas 5m und 20m über steiferem Bodenmaterial mit $v_s > 800$ m/s			
S ₁	Ablagerungen bestehend aus (oder enthaltend) eine(r) mindestens 10 m dicken(n) Schicht weicher Tone oder Schluff 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			

3.3.3 Erdbebeneinwirkung

3.3.3.1 Erdbebenzonen

Die Einteilung der nationalen Territorien in Erdbebenzonen erfolgt nach errechneten oder gemessenen Werten der horizontalen Bodenbeschleunigung (Maximalwerte oder Effektivwerte). Sie repräsentieren die maximal zu erwartende Bodenbeschleunigung in einem ganz bestimmten Gebiet und sind abhängig von dessen geologischen Aufbau, wobei nur großflächige geologische Formationen bedacht werden. Die örtlichen Gegebenheiten unmittelbar unter dem Bauwerk werden mit der Baugrundklasse berücksichtigt.

Für die Anwendung der ÖNORM EN 1998-1:2005 auf nationaler Ebene muß durch die jeweiligen Behörden das nationale Territorium in einzelne Zonen aufgeteilt werden. Der Definition nach muß die Gefährdung innerhalb einer Zone konstant sein.

Für die meisten Anwendungen der ÖNORM EN 1998-1:2005 wird die Gefährdung als Funktion des Parameters a_{gr} , der Referenz-Spitzenbodenbeschleunigung für Baugrundklasse A, beschrieben. Dieser Parameter entspricht der Referenz-Wiederkehrperiode T_{NCR} von 475 Jahren oder, in gleichwertiger Weise, der Referenz-Überschreitungswahrscheinlichkeit in 50 Jahren, P_{NCR} . Dieser Referenz-Wiederkehrperiode wird der Bedeutungsbeiwert γ_1 gleich 1,0 zugewiesen.

Für alle anderen Wiederkehrperioden ist die Bemessungs-Bodenbeschleunigung a_g für Baugrundklasse A gleich der Referenzbodenbeschleunigung a_{gr} multipliziert mit dem Bedeutungsbeiwert γ_1 :

$$a_g = a_{gr} \cdot \gamma_1$$

Vorschläge für die Grenzwerte von Gebieten mit geringer und sehr geringer Seismizität für die vereinfachte Bemessungskriterien vorgesehen sind, sind in der ÖNORM EN 1998-1:2005 angegeben (Tabelle 5).

Tabelle 5 Festlegung von Erdbebenzonen mit geringe und sehr geringe Seismizität in der ÖNORM EN 1998-1:2005 [1]

Seismizität	a_g m/s ²	$a_g \cdot S$ m/s ²
gering	$a_g < 0,39$	$a_g \cdot S < 0,49$
sehr gering	$a_g < 0,78$	$a_g \cdot S < 0,98$

In der ÖNORM B 1998-1:2005 wurden diese Empfehlungen weitgehend übernommen, jedoch bereits der Bodenparameter S und der Bedeutungsbeiwert γ_1 bei der Bestimmung der Grenzwerte für Gebiete mit geringer und sehr geringer Seismizität berücksichtigt (Tabelle 6).

Tabelle 6 Festlegung von Erdbebenzonen mit geringer und sehr geringer Seismizität in der ÖNORM B 1998-1:2005 [2]

Seismizität	$a_{gR} \cdot S \cdot \gamma_1$ [m/s ²]
gering	< 0,42
sehr gering	< 1,29

Diese Festlegung hat zur Folge, daß die Erdbebenzonen nach der auslaufenden ÖNORM B 4015 und der aktuellen ÖNORM B 1998-1:2005 identisch sind. Dies stellt somit eine Erleichterung bei der Umstellung der Normen und der Verwendung der ÖNORM EN 1998-1:2005 dar (Abbildung 13).

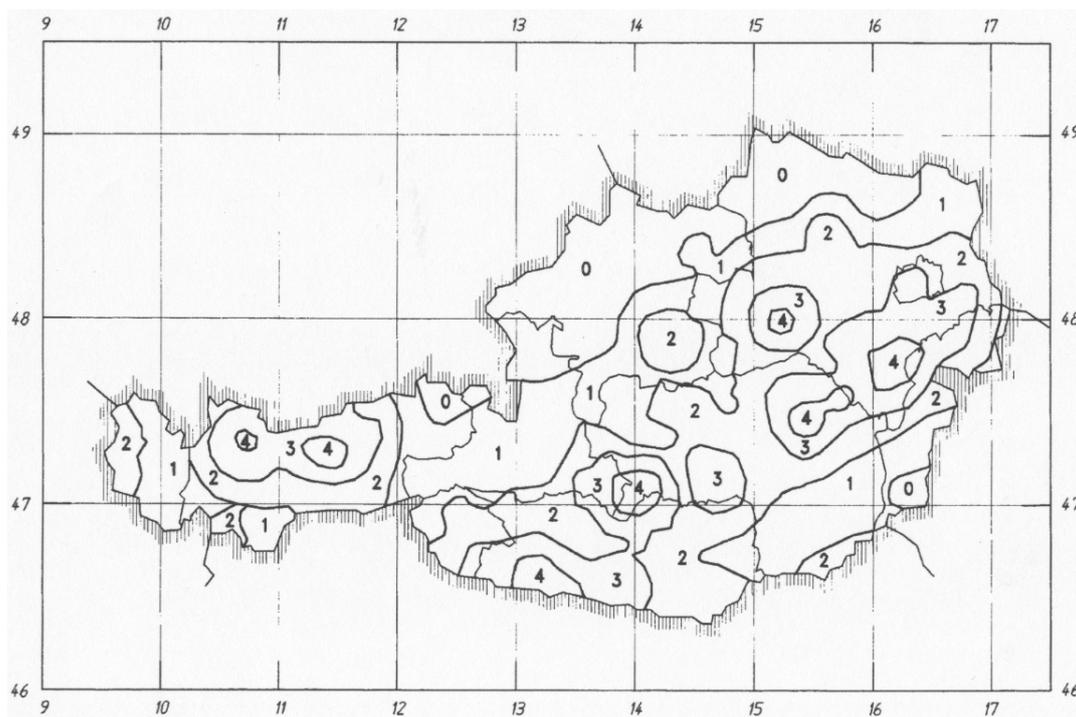


Abbildung 13 Zoneneinteilung in Österreich laut ÖNORM B 1998-1:2005 [2]

Die für die Ermittlung der Beanspruchung notwendigen lokalen Referenzbodenbeschleunigungen sind in der folgenden Karte dargestellt bzw. können dem Ortsverzeichnis im ÖNORM B 1998-1:2005, Anhang A entnommen werden.

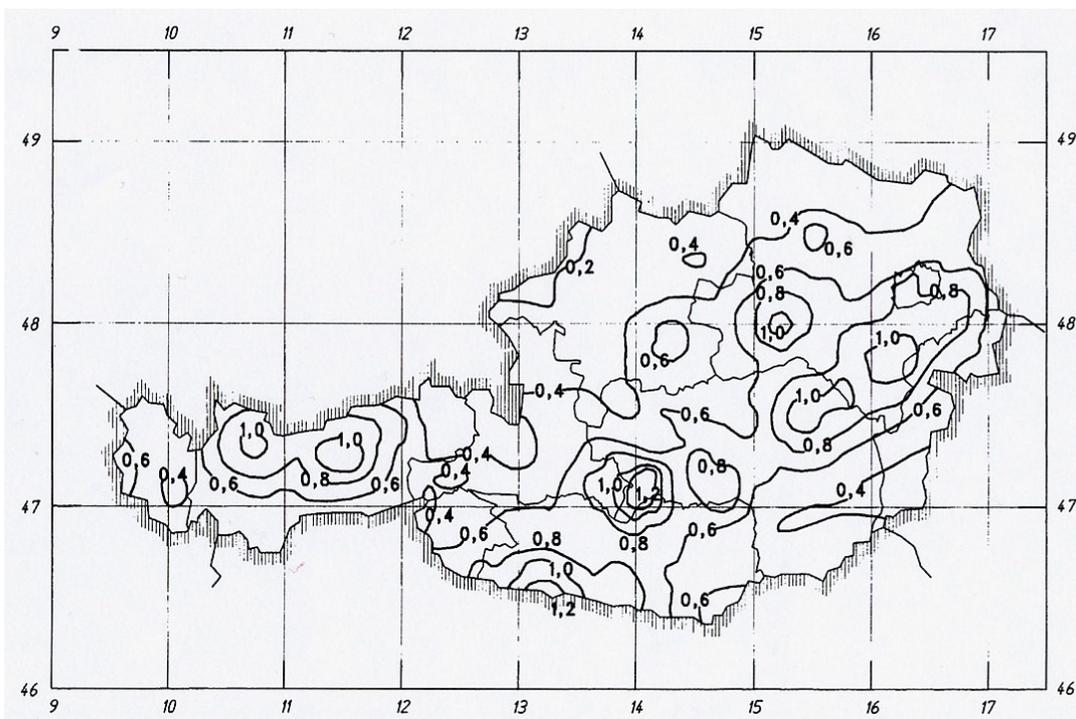


Abbildung 14 Referenzbodenbeschleunigungen in Österreich laut ÖNORM B 1998-1:2005 [2]

3.3.3.2 Darstellung der Erdbebeneinwirkungen

Die Erdbebengefährdung wird im ÖNORM EN 1998-1:2005 durch ein elastisches Bodenbeschleunigungs-Antwortspektrum, kurz elastisches Antwortspektrum, eines elastischen Einmassenschwingers dargestellt.

Es gilt ein elastisches Antwortspektrum in beide horizontalen Richtungen, sowohl für den Grenzzustand der Tragfähigkeit, als auch für die Schadensbegrenzungsbedingungen.

Neben dem horizontalen Antwortspektrum gibt es noch ein vertikales Antwortspektrum, das in Sonderfällen zur Berücksichtigung von vertikalen Schwingungen herangezogen werden kann.

3.3.3.2.1 Horizontales elastisches Antwortspektrum

Die Form des elastischen Antwortspektrums wird von der maximalen Bodenbeschleunigung, den Eckfrequenzen und dem größten Überhöhungsfaktor bestimmt. Die Eckfrequenzen T_B , T_C markieren den Bereich der größten Überhöhung, den Plateaubereich. Die größten Überhöhungsfaktoren, also das Verhältnis des Plateauwerts zu der maximalen Bodenbeschleunigung, sind abhängig von der Dämpfung, der Art des Bodens und den Bodenparameter S .

Das in der ÖNORM EN 1998-1:2005 angegebene elastische Antwortspektrum wird für die Horizontalkomponenten durch folgende Ausdrücke definiert:

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

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

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

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

$S_e(T)$	Ordinate des elastischen Antwortspektrums
T	Schwingungsdauer eines linearen Einmassenschwingers
a_g	Bemessungsbodenbeschleunigung für Baugrundklasse A
T_B	untere Grenze des Bereichs konstanter Spektralbeschleunigung
T_C	obere Grenze des Bereichs konstanter Spektralbeschleunigung
T_D	Beginn des Bereichs der konstanten Verschiebungen
S	Bodenparameter
η	Dämpfungs-Korrekturbeiwert mit dem Referenzwert $\eta=1$ für 5% viskose Dämpfung

Die Werte der Schwingungsdauer T_B , T_C und T_D , sowie des Bodenparameters S sind von der Baugrundklasse abhängig und in der ÖNORM EN 1998-1:2005 angegeben.

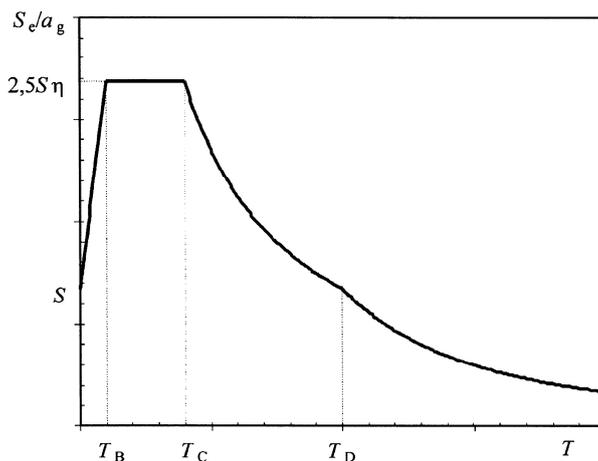


Abbildung 15 Form des empfohlenen elastischen Antwortspektrums [1]

In der ÖNORM EN 1998-1:2005 werden zwei verschiedene Formen des elastischen Antwortspektrums angegeben. In Österreich ist nach der ÖNORM B 1998-1:2005 nur der Typ 1 anzuwenden.

Tabelle 7 Parameterwerte zur Beschreibung der empfohlenen elastischen Antwortspektren vom Typ 1 [1]

Baugrundklasse	S	T _B (s)	T _C (s)	T _D (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

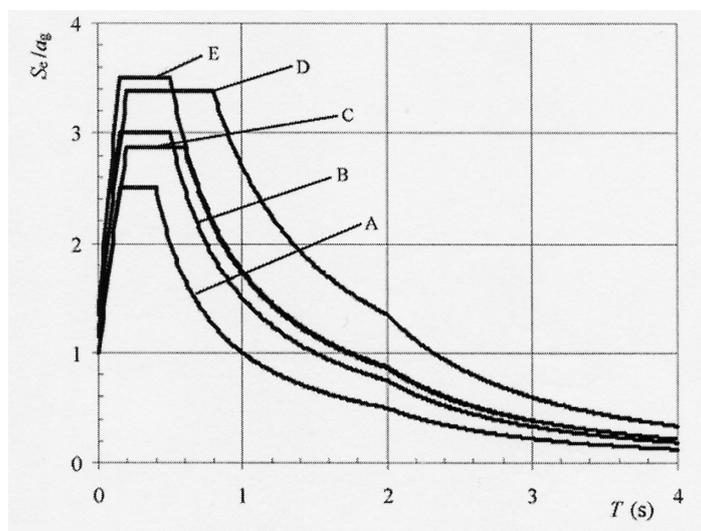


Abbildung 16 Empfohlene elastische Antwortspektren vom Typ 1 für Baugrundklasse A bis E (bei 5% viskoser Dämpfung) [1]

3.3.3.2.2 Vertikales elastisches Antwortspektrum

Der Spektralverlauf des vertikalen elastischen Antwortspektrums ist ebenso wie das des horizontalen elastischen Antwortspektrums durch die Werte T_B , T_C und T_D gegliedert. Für die Bodenbeschleunigung in der vertikalen Richtung a_{gV} sind laut ÖNORM B 1998-1:2005 in der Regel $2/3$ von a_{gR} anzunehmen.

Da in der ÖNORM EN 1998-1:2005 die Vertikalkomponenten erst ab einer Größe von $a_{gV} \geq 0,25 \cdot g$ anzusetzen ist, und dieser in Österreich nicht erreicht werden kann, hat sie keine Bedeutung bei einer Berechnung in Österreich.

Eine Ausnahme stellen Tragwerke dar bei denen die vertikalen Elemente unterbrochen sind, bzw. auf Unterzügen gelagert werden. In den Unterzügen kann es durch vertikale Schwingungen zu einer deutlichen Erhöhung der Lasten kommen. Solche Tragwerke sind daher in erdbebengefährdeten Zonen generell zu vermeiden.

3.3.3.2.3 Bemessungsspektrum für lineare Berechnungen

Durch die Fähigkeit des Tragwerks seismische Beanspruchungen durch nichtlineares, plastisches Verhalten zu reduzieren, ist es möglich eine Berechnung mit Kräften durchzuführen die kleiner sind, als sie bei einer rein linear-elastischen Antwort des Tragwerks wären.

Die Einführung des Bemessungsspektrums, das ein durch den Verhaltensbeiwert q abgemindertes elastisches Antwortspektrum darstellt, ermöglicht es das duktile Verhalten einzelner Tragwerksteile bzw. Tragelemente zu simulieren.

Der Verhaltensbeiwert q ist ein Näherungswert für das Verhältnis derjenigen Erdbebenkräfte, die das Tragwerk bei 5% viskoser Dämpfung beanspruchen, wenn seine Antwort rein elastisch wäre, zu den Erdbebenkräften, die zur Bemessung mit einem konventionellen Modell verwendet werden dürfen, damit gerade noch eine zufriedenstellende Antwort des Tragwerks sichergestellt ist.

Die Werte des Verhaltensbeiwert q sind von der Bauwerksdämpfung, den eingesetzten Werkstoffen, der Tragwerksart und den Duktilitätsklassen abhängig. Der Verhaltensbeiwert kann in den beiden Tragwerksrichtungen unterschiedlich angenommen werden, die Klassifizierung der Duktilitätsklassen muß aber in beiden Richtungen dieselbe sein.

Die Wahl der Größe des Verhaltensbeiwerts ist daher entscheidend für die weiteren Bemessungsschritte da sie direkten Einfluß auf die erhaltenen Beanspruchungen im Lastfall Erdbeben hat. Die ÖNORM B 1998-1:2005 gibt die Empfehlung aus höhere Verhaltensbeiwerte als 1,5 vorsichtig anzusetzen. Nur bis zu einem Verhaltensbeiwert von maximal 2 treten mit einer großen Wahrscheinlichkeit, bei einer Beanspruchung durch das Bemessungsspektrum, keine Schäden am Tragwerk durch plastische Verformungen auf. Bei höheren Verhaltensbeiwerten ist mit großen plastischen Verformungen zu rechnen, die im Falle einer Beanspruchung zwar die geforderte Tragfähigkeit erfüllen, nur danach ein Abbruch des Tragwerks verlangen. Sollten solche Bemessungsansätze gewählt werden ist der Auftraggeber darüber nachweislich aufzuklären.

Das in der ÖNORM EN 1998-1:2005 angegebene Bemessungsspektrum wird für die Horizontalkomponenten durch folgende Ausdrücke definiert:

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

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

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

$$T_D \leq T \leq 4s : \quad S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}$$

$S_d(T)$	Ordinate des Bemessungsspektrums
q	Verhaltensbeiwert
a_g	Bemessungsbodenbeschleunigung für Baugrundklasse A
T_B	untere Grenze des Bereichs konstanter Spektralbeschleunigung
T_C	obere Grenze des Bereichs konstanter Spektralbeschleunigung
T_D	Beginn des Bereichs der konstanten Verschiebungen
S	Bodenparameter

3.3.3.3 Kombination der Erdbebeneinwirkungen mit anderen Einwirkungen

Alle Gewichtskräfte, die in der folgenden Kombination von Einwirkungen auftreten, müssen bei der Berechnung der Massen für die Trägheitseffekte der Bemessungs-Erdbebeneinwirkung, berücksichtigt werden:

$$\Sigma Q_{k,j} \text{ "+" } \Sigma \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}$$

$\psi_{E,i}$ Kombinationsbeiwert für veränderliche Einwirkungen i

Die Kombinationsbeiwerte $\psi_{E,i}$ berücksichtigen die Wahrscheinlichkeit des Auftretens der Lasten $\psi_{2,i} Q_{k,i}$ während eines Erdbebens im Gebäude.

Die Kombinationsbeiwerte $\psi_{2,i}$ für den quasi-ständigen Wert einer veränderlichen Einwirkung, sind für Hochbauten in der EN 1990:2002, Anhang 1 je nach Kategorie festgelegt.

Die Kombinationsbeiwerte $\psi_{E,i}$ müssen nach folgender Formel berechnet werden:

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i}$$

$\psi_{E,i}$ Kombinationsbeiwert für den quasi-ständigen Wert einer veränderliche Einwirkungen i

φ Beiwert

In folgender Tabelle sind die Werte für φ in Abhängigkeit der Nutzungskategorien angegeben:

Tabelle 8 Werte von φ zur Berechnung von $\psi_{E,i}$ [1]

Art der veränderlichen Einwirkung	Geschoss	φ
Kategorien A-C*	Dach	1,0
	Geschosse mit in Beziehung zueinander stehender Nutzung	0,8
	Unabhängig genutzte Geschosse	0,5
Kategorien D-F* und Archivräume		1,0

* Kategorien wie in EN 1991-1-1:2002 definiert.

3.3.4 Klassifizierung von Hochbauten

Unabhängig von den eingesetzten Werkstoffen ist ein erdbebensicherer Entwurf notwendig, um im späteren Berechnungsverfahren gesicherte Ergebnisse erzielen zu können.

3.3.4.1 Prinzipien der Entwurfsgestaltung

Das konstruktive Konzept eines Tragwerks unter Erdbebenbeanspruchung muß folgende Kriterien erfüllen:

- Konstruktive Einfachheit
- Regelmäßigkeit, Symmetrie und Redundanz
- Bidirektionale Beanspruchbarkeit und Steifigkeit
- Torsionsbeanspruchbarkeit und Torsionssteifigkeit
- Scheibenwirkung der Decken und Geschoßebenen
- Ausreichende Fundierung

Die einzelnen oben erwähnten Kriterien werden unter Punkt 4.3.1 (Seite 64) erörtert. Im Folgenden wird mehr auf die Definition der Regelmäßigkeit im Grund- und Aufriß nach dem Verständnis der ÖNORM EN 1998-1:2005 eingegangen.

3.3.4.2 Kriterien für konstruktive Regelmäßigkeit

In der ÖNORM EN 1998-1:2005 werden Kriterien für die Beurteilung der Regelmäßigkeit angegeben. Je nachdem, ob ein horizontales Tragsystem als regelmäßiges oder unregelmäßiges klassifiziert wird, hat dies Auswirkungen auf die mögliche Wahl der Berechnungsmethoden und die Größe des Verhaltensbeiwerts q .

Die Betrachtung der Regelmäßigkeit erfolgt auf Grund ihrer unterschiedlichen Auswirkungen getrennt nach Grund- und Aufriß (Tabelle 9).

Tabelle 9 *Auswirkungen der konstruktiven Regelmäßigkeit auf die Erdbebenberechnung und -auslegung [1]*

Regelmäßig		Zulässige Vereinfachung		Verhaltensbeiwert
Grundriss	Aufriss	Modell	Linear-elastische Berechnung	(für lineare Berechnung)
Ja	Ja	Eben	Vereinfacht ^a	Referenzwert
Ja	Nein	Eben	Modal	Abgemindert
Nein	Ja	Räumlich ^b	Vereinfacht ^a	Referenzwert
Nein	Nein	Räumlich	Modal	Abgemindert

^a Falls die Bedingung von 4.3.3.2.1(2)a) ebenfalls erfüllt ist.
^b Unter den besonderen Bedingungen von 4.3.3.1(8) darf ein eigenes ebenes Modell in jeder der beiden Horizontalrichtungen verwendet werden, gemäß 4.3.3.1(8).

Die Fußnoten der Tabelle 9 beziehen sich auf die Absatznummern in der ÖNORM EN 1998:2005.

Für im Aufriß unregelmäßige Tragsysteme entspricht der abgeminderte Verhaltensbeiwert q dem mit 0,8 multiplizierten Referenzwert. Die Größe des Referenzwerts ist von der Festlegung der Duktilitätsklassen, dem Tragwerkstyp und dem Werkstoff abhängig.

3.3.4.2.1 Kriterien für Regelmäßigkeit im Grundriß

Damit ein Gebäude als im Grundriß regelmäßig klassifiziert werden kann müssen folgende Kriterien erfüllt werden:

- Die Verteilung der horizontalen Steifigkeit und der Masse muß im Grundriß ungefähr symmetrisch bezüglich zwei zueinander rechtwinkelig stehender Achsen sein.
- Die Grundrißform muß kompakt sein und die Steifigkeit der Decke durch große Einschnitte nicht vermindert werden. Ein Grundriß gilt auch dann als kompakt wenn die Fehlflächen, gebildet aus der Fläche der Rücksprünge und Einschnitte, zwischen dem durch ein konvexes Polygon umhüllenden Grundriß und dem Grundriß selbst 5% nicht überschreiten.
- Die Steifigkeit der Decken in ihrer Ebene muß im Verhältnis zur Steifigkeit der vertikalen tragenden Elemente so groß sein, daß sich ihre Verformung nur unwesentlich auf die Verteilung der horizontalen Kräfte auf das horizontale Tragsystem auswirkt.
- Dieser Umstand ist vor allem bei L-C-H-I-X-förmigen Grundrissen zu untersuchen.
- Das Verhältnis der rechtwinkelig zueinander stehenden Gebäudelänge zur Gebäudebreite darf das Verhältnis von 4:1 nicht überschreiten.

- Für jedes Geschöß und jede Tragwerksrichtung muß die tatsächliche Ausmitte e_0 und der Torsionsradius r die beiden nachstehenden Bedingungen erfüllen:

$$e_{0x} \leq 0,30 \cdot r$$

$$r_x \geq l_s$$

e_{0x} Abstand zwischen dem Steifigkeitsmittelpunkt und dem Massenmittelpunkt gemessen in x-Richtung, senkrecht zur Betrachtungsrichtung

r_x Torsionsradius als Quadratwurzel der Torsionssteifigkeit und der Horizontalensteifigkeit in y-Richtung

l_s Torsionsradius der Geschößmasse im Grundriß als Quadratwurzel des Verhältnisses vom polaren Trägheitsmoment der Geschößmasse im Grundriß im Bezug auf den Massenmittelpunkt und der Masse des Geschosses

3.3.4.2.2 Kriterien für Regelmäßigkeit im Aufriß

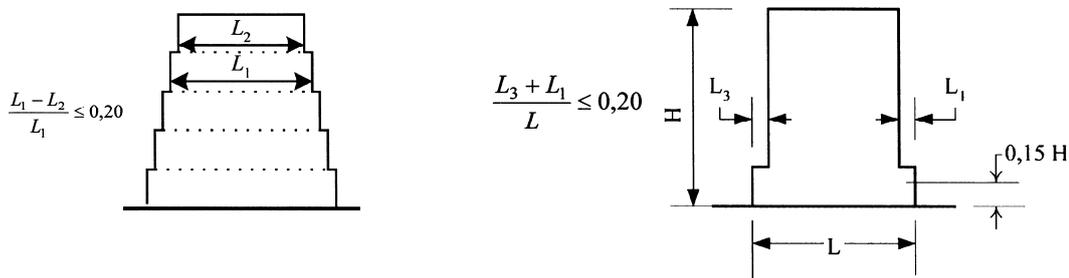
Damit ein Gebäude als im Aufriß regelmäßig klassifiziert werden kann müssen folgende Kriterien erfüllt werden:

- Alle horizontalen Aussteifungssysteme wie Kerne, Wandscheiben und Rahmen müssen ohne Unterbrechung von ihrer Gründung bis zur Oberkante des entsprechenden Gebäudeteils verlaufen.
- Sowohl die Masse als auch die horizontale Steifigkeit der einzelnen Geschosse muß konstant über die Geschößhöhe sein oder kontinuierlich vom Fundament nach oben hin abnehmen.

Wenn Rücksprünge vorhanden sind gelten folgende zusätzliche Bedingungen:

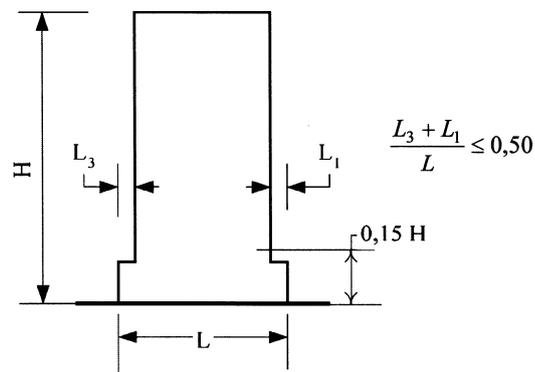
- Für allmähliche Rücksprünge unter Wahrung der axialen Symmetrie darf der Rücksprung pro Stockwerk 20% der vorhergehenden Grundrißabmessung sein. Dies gilt vor allem ab einer Gebäudehöhe von mehr als 15% der Gebäudehöhe des Haupttragssystems.

(Rücksprung liegt oberhalb 0,15H)

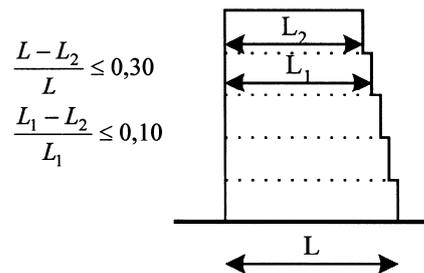


- Für einen einzelnen Rücksprung innerhalb der ersten 15% der Gebäudehöhe des Haupttragssystems darf der Rücksprung nicht größer als 50% der vorhergehenden Grundrißabmessung sein. In diesem Fall soll die Tragkonstruktion des unteren Bereichs innerhalb der Vertikalprojektion des Umrisses der oberen Stockwerke derart ausgelegt werden, daß mindestens 75% der horizontalen Schubkräfte aufgenommen werden können, die in diesem Bereich eines ähnlichen Gebäudes ohne Vergrößerung der Basis entstehen würden.

(Rücksprung liegt unterhalb 0,15H)



- Wenn die Rücksprünge die Symmetrie verletzen, darf in jeder Seitenansicht die Summe der Rücksprünge von allen Geschossen nicht größer als 30% der Grundrißabmessung des ersten Geschosses oberhalb der Gründung oder oberhalb eines steifen Kellergeschosses sein. Die einzelnen Rücksprünge dürfen nicht größer als 10% der vorhergehenden Grundrißabmessung sein.



3.3.4.3 Bedeutungskategorien und Bedeutungsbeiwert

Der Bauwerksbewertungsfaktor bietet die Möglichkeit die Unterschiede der einzelnen Hochbauten im Hinblick auf ihrer Wichtigkeit für die Gesellschaft, bzw. auch auf ihre prognostizierte Lebensdauer anzupassen.

Hochbauten werden nach ihrer Nutzung in der ÖNORM EN 1998-1:2005 in 4 Bedeutungskategorien eingeordnet. Diese Kriterien für die Einordnung sind:

- Die Folgen eines Tragwerkseinsturzes des Gebäudes für menschliches Leben.
- Die Bedeutung des Gebäudes für die öffentliche Sicherheit und den Schutz der Bevölkerung unmittelbar nach einem Erdbeben.
- Die auftretenden sozialen und wirtschaftlichen Folgen in Folge eines Gebäudeeinsturzes.

Die in der ÖNORM EN 1998-1:2005 angegebenen Nutzungskategorien wurden in der ÖNORM B 1998-1:2005 zusätzlich ergänzt (Tabelle 10).

Tabelle 10 *Bedeutungskategorien von Hochbauten (ergänzt durch die ÖNORM B 1998-1:2005)[1][2]*

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, Einkaufszentren, Sportstadien
IV	Bauwerke , deren Unversehrtheit während Erdbeben von höchster Wichtigkeit für den Schutz der Allgemeinheit ist, z.B. Krankenhäuser, Feuerwachen, Kraftwerke, Bauwerke sowie Anlagen und Einrichtungen für das Katastrophenmanagement, Telekommunikationseinrichtungen

In der ÖNORM B 1998-1:2005 wird die Größe des Bedeutungsbeiwerts γ_1 nun von der jeweiligen Erdbebenzone abhängig gemacht (Tabelle 11).

Tabelle 11 *Festlegung des Bedeutungsbeiwerts in Abhängigkeit der Bedeutungskategorie und der Erdbebenzone [2]*

Zonengruppe	Bedeutungskategorie			
	I	II	III	IV
0	0,8	1,0	1,0	1,0
1	0,8	1,0	1,0	1,0
2	0,8	1,0	1,1	1,2
3	0,8	1,0	1,4	1,4
4	0,8	1,0	1,4	1,4

Der Bedeutungsbeiwert $\gamma_1=1,0$ entspricht einem Erdbebenereignis mit der Referenz-Wiederkehrperiode von 475 Jahren.

3.3.5 Tragwerksberechnung

Für eine önormgerechte Tragwerksberechnung ist einerseits die Einhaltung der folgenden Modellbildungskriterien erforderlich und andererseits sind die empfohlenen Berechnungsverfahren in Abhängigkeit der Regelmäßigkeitskriterien der ÖNORM EN 1998-1:2005 anzuwenden.

3.3.5.1 Modellbildung

Wie später in Kapitel 4.4 erläutert wird kommt der Modellbildung eine große Bedeutung zu. Dieser Schritt ist entscheidend, ob die Ergebnisse realistisch sind oder nicht. Folgende Punkte sind laut ÖNORM EN 1998-1 besonders zu beachten:

- Das Bauwerk kann als ein zusammengesetztes Tragwerk aus horizontalen und vertikalen Tragsystemen, die durch horizontale Scheiben verbunden sind, betrachtet werden.
- Die Verteilung der Steifigkeiten und der Massen muß angemessen wiedergegeben werden. Bei nichtlinearen Berechnungen gilt dies auch für die Festigkeitsverteilung.
- Falls die Deckenscheiben starr angenommen werden können, dürfen die Massen und die Trägheitsmomente im Geschoßschwerpunkt konzentriert angenommen werden.
- Bei Gebäuden die die Regelmäßigkeitskriterien für den Grundriß erfüllen, darf die Berechnung anhand von zwei ebenen Modellen, jeweils eine für die Hauptrichtung, vorgenommen werden.
- In Betonbauten, Stahlbeton- und Mauerwerksbauten sollte die Steifigkeit der Bauteile im gerissenen Zustand modelliert werden. Wenn keine genaueren Untersuchungen vorliegen, können diese mit der Hälfte der zugehörigen Steifigkeiten der ungerissenen Bauteile angenommen werden.
- Die Verformbarkeit des Untergrunds ist zu berücksichtigen, wenn negative Effekte zu erwarten sind. Sie kann berücksichtigt werden, wenn dies einen positiven Einfluß auf das Ergebnis bringt.
- Die Massen errechnen sich aus den Gewichtslasten, die sich aus der Kombination der Einwirkungen ergeben.
- Zufällige Torsionswirkungen sind durch das Verschieben der planmäßigen Lage des Massenmittelpunkts in beide Richtungen um 5% der jeweiligen Gebäudelänge, normal zur Betrachtungsrichtung, zu berücksichtigen.

3.3.5.2 Berechnungsverfahren

In der Regel darf die Berechnung der Erdbeben-Beanspruchung und die Beanspruchung infolge anderer, bei Erdbebenbemessung auftretenden Einwirkungen, auf Grundlage eines linear-elastischen Verhaltens des Tragwerks erfolgen.

In Abhängigkeit von den konstruktiven Eigenschaften des Tragwerks darf eine der beiden folgenden linear-elastischen Berechnungsmethoden angewendet werden:

- Vereinfachtes Antwortspektrumverfahren
- Multimodales Antwortspektrumverfahren

Als Alternative zu einer linearen Methode dürfen auch nichtlineare Methoden verwendet werden, wie die nichtlineare Zeitverlaufsrechnung oder die nichtlineare statische Pushover-Berechnung. Da diese in der vorliegenden Diplomarbeit nicht behandelt werden wird auf sie in weitere Folge nicht eingegangen.

3.3.5.2.1 Vereinfachtes Antwortspektrumverfahren

Beim vereinfachten Antwortspektrumverfahren, oder auch Ersatzkraftverfahren, wird die Einwirkung durch ein Erdbeben durch eine horizontal wirkende, statische Ersatzkraft simuliert. Für dieses Verfahren müssen keine dynamischen sondern nur statischen Berechnungen durchgeführt werden. Die benötigte Grund- oder 1.Eigenfrequenz des Bauwerks läßt sich über zahlreiche in [4] angegebene Näherungsformeln abschätzen.

Das gesamte Gebäude wird somit als ein Einmassenschwinger simuliert und die Gesamtbebenkraft laut ÖNORM EN 1998-1:2005 durch folgende Formel ermittelt:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda$$

$S_d(T_1)$ Ordinate des Bemessungsspektrums bei Periode T_1

T_1 Eigenschwingungsdauer des Bauwerks für horizontale Bewegungen in der betrachteten Richtung

m Gesamtmasse des Bauwerks oberhalb der betrachteten Einspannung

λ als Korrekturbeiwert, mit $\lambda=0,85$ bei $T_1 \leq 2T_C$ und wenn das Bauwerk mehr als zwei Stockwerke hat, sonst $\lambda=1,0$.

Die Verteilung der horizontalen Erdbebenkräfte über die Gebäudehöhe erfolgt nach folgender Formel:

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j}$$

F_i im Stockwerk i angreifende Horizontalkraft

F_b Gesamterdbebenkraft

s_i, s_j Verschiebungen der Massen m_i, m_j in der Grundeigenform

m_i, m_j Stockwerksmassen

Die so ermittelte horizontale Kraft F_i muß danach in jedem Geschoß i , unter Annahme einer starren Deckenscheibe, unter Einhaltung der Gleichgewichts- und der Verträglichkeitsbedingungen analog dem Kapitel 4.4.5.1.4 auf das horizontale Tragsystem aufgeteilt werden.

Das Ersatzkraftverfahren kommt mit einfachen statischen Nachweisen aus. Der einzige dynamische Einfluß ist die Ermittlung der Grundfrequenz, die über die Näherungsformel geschehen kann. Dieses Verfahren führt zu zufriedenstellenden Ergebnissen wenn der Grundriß regelmäßig ist und die Grundfrequenz in der Antwort des Bauwerks dominiert. Es bietet daher brauchbare Resultate bei einer sehr einfachen Berechnungsmethode.

3.3.5.2.2 Multimodales Antwortspektrumverfahren

Beim multimodalen Antwortspektrumverfahren werden auch die höheren Schwingungsformen für die Berechnung der Erdbebenkraft herangezogen. Das Verfahren erfordert daher dynamische Berechnungen zur Ermittlung der höheren Eigenfrequenzen und Schwingungsdauer. Dieses Verfahren ist anzuwenden wenn das Gebäude sehr unregelmäßig im Auf- und Grundriß gegliedert ist und Sprünge in der Steifigkeitsverteilung aufweist, sowie wenn Torsionsbeanspruchungen maßgebend für die Gebäudeantwort sind.

Das multimodale Antwortspektrumverfahren beruht auf der in [18] beschriebenen Tatsache, daß für bestimmte Annahmen der Dämpfung die Schwingungsantwort jeder Eigenschwingungsform auf die Fußpunkterregung des Bauwerks bzw. des Ersatzstabes unabhängig von den anderen Eigenschwingungsformen berechnet werden kann. Die Ergebnisse dieser getrennten Berechnungen sind in geeigneter Art und Weise zu kombinieren (z.B. mit der "Square Roots of Sums of Squares"-Methode).

Laut ÖNORM EN 1998-1:2005 müssen für die Berechnung alle Modalformen berücksichtigt werden die wesentlich zur Gesamtantwort beitragen. Diese Bedingung gilt als erfüllt wenn:

- Die Summe der effektiven Modalmassen der berücksichtigten Modalbeiträge mindestens 90% der Gesamtmasse des Bauwerks erreicht.
- Alle Modalbeiträge, deren effektive Modalmassen größer sind als 5% der Gesamtmasse, berücksichtigt wurden.

Bei der Berechnung mit einem räumlichen Modell sind diese Bedingungen in beiden Haupttragrichtungen zu erfüllen.

Bei Hochbauten mit einem wesentlichen Beitrag von Torsionsmodalformen kann es vorkommen, daß die obengenannten Bedingungen bzgl. 90% der Gesamtmasse des Bauwerks nicht erfüllt werden können. In diesem Fall sollte die minimale Anzahl k in einer räumlichen Berechnung berücksichtigter Modalbeiträge den folgenden Bedingungen genügen:

$$k \geq 3 \cdot \sqrt{n} \quad \text{und} \quad T_k \leq 0,20s$$

k Anzahl der berücksichtigten Modalbeiträge

n Anzahl der Geschosse über dem Einspannpunkt

T_k Periode der Modalform k

Der Größtwert E_E einer seismischen Beanspruchungsgröße kann durch die Kombination der Einzelwerte in voneinander unabhängigen Modalformen berechnet werden. Die in der ÖNORM EN 1998-1 vorgeschlagene Kombinationsregel ist die SRSS-Methode ("Square Roots of Sums of Squares"):

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2}$$

E_E betrachtete seismische Beanspruchungsgröße

E_{Ei} Wert der seismischen Beanspruchungsgröße im Modalbeitrag i

Die Modalformen können dann als voneinander unabhängig betrachtet werden, wenn für die Modalformen i und j gilt:

$$T_j \leq 0,90 \cdot T_i$$

T_j, T_i Perioden der Modalform j und i , wobei $T_j \leq T_i$ ist

Das multimodale Antwortspektrumverfahren erfordert eine dynamische Modellierung und Berechnung. Dies ist mit den heutigen Computerprogrammen meist kein nennenswerter Mehraufwand mehr. Der Interpretation der Ergebnisse ist jedoch eine größere Aufmerksamkeit zu schenken.

Der große Nachteil der multimodalen Antwortspektrumverfahren ist der Verlust der Zeit und der Erdbebeneinwirkungsdauer, die jedoch wesentlich für die Schadenswirkung des Tragwerks im Erdbebenfall ist. Wie beim einfachen Antwortspektrumverfahren können die plastischen Effekte nur mit dem Verhaltensbeiwert q abgeschätzt werden. Andererseits liefert diese Form der Berechnung durchaus anschauliche Ergebnisse, die ein näheres Verständnis für das Schwingungsverhalten eines Bauwerks gibt.

3.3.5.3 Kombination der Horizontalkomponenten der Erdbebeneinwirkung

Das Zusammenwirken der Horizontalkomponenten der Erdbebeneinwirkung muß in der Regel als gleichzeitig angenommen werden. Für die Ermittlung des Größtwerts jeder Beanspruchungsgröße infolge der Horizontalkomponenten der Erdbebeneinwirkung kann die SRSS-Methode angewendet werden. Die so erhaltenen Ergebnisse liegen auf der sicheren Seite.

Als Alternative dazu dürfen die Beanspruchungsgrößen infolge des Zusammenwirkens der Horizontalkomponenten der Erdbebeneinwirkung auch durch den Ansatz der beiden folgenden Kombinationen berechnet werden:

$$E_{Edx} "+" 0.30 \cdot E_{Edy}$$

$$0.30 \cdot E_{Edx} "+" E_{Edy}$$

“+“ bedeutet „zu kombinieren mit“

E_{Edx} Beanspruchungsgröße infolge des Angriffs der Erdbebenwirkung in Richtung der gewählten horizontalen Achse x des Bauwerks

E_{Edy} Beanspruchungsgröße infolge des Angriffs der Erdbebenwirkung in Richtung der gewählten horizontalen Achse y des Bauwerks

3.3.5.4 Berechnung der Verschiebungen

Die Ermittlung der Verschiebungen erfolgt anhand einer linearen Berechnung. Die plastische Verformung des Tragwerks muß dann bei der Auswertung der Verschiebungen durch die Multiplikation des Verschiebungsverhaltensbeiwerts q_d berücksichtigt werden:

$$d_s = q_d \cdot d_e$$

d_s Verschiebung eines Punktes infolge der Bemessungs-Erdbebeneinwirkung

d_e elastische berechnete Verschiebung eines Punktes auf Grundlage des Bemessungsantwortspektrums

q_d Verschiebungsverhaltensbeiwert, der gleich dem Verhaltensbeiwert q angenommen wird

3.3.6 Sicherheitsnachweise

Um die grundlegenden Anforderungen der jeweiligen Normen zu erfüllen, müssen die folgenden Grenzzustände überprüft werden:

- Grenzzustände der Tragsicherheit
- Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit im Lastfall Erdbeben die Schadensbegrenzung

Grenzzustände der Tragfähigkeit sind solche, die mit dem Einsturz oder anderen Formen des Tragwerksversagens verbunden sind, wobei eine Gefährdung der Sicherheit von Menschen auftreten kann.

Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit sind definiert als das Auftreten eines gewissen Ausmaßes von Schäden, bei dessen Überschreitung bestimmte Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit nicht mehr erfüllt sind.

3.3.6.1 Grenzzustände der Tragfähigkeit

Für alle tragenden Bauteile und deren Anschlüsse, sowie für einschlägige nichttragende Bauteile muß erfüllt sein:

$$E_d \leq R_d$$

E_d Bemessungswert der Beanspruchungsgröße im Lastfall Erdbeben einschließlich der Überlagerungsgröße aus sonstigen Einwirkungen, inklusive den Einwirkungen aus Effekten der Theorie 2.Ordnung

R_d Bemessungswert des Widerstandes berechnet nach den besonderen Bestimmungen für den Lastfall Erdbeben

Ob ein Einfluß der Theorie 2.Ordnung zu berücksichtigen ist, kann durch folgende Formel abgeschätzt werden:

$$\Theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10$$

Θ Empfindlichkeitsbeiwert der gegenseitigen Stockwerksverschiebung

P_{tot} Gesamtgewichtskraft des betrachteten und des oberhalb gelegenen Geschosses

d_r Bemessungswert der gegenseitigen Stockwerksverschiebung, Differenz der mittleren horizontalen Verschiebung d_s oben und unten im betrachteten Geschoß

V_{tot} Gesamterdbebenshub des betrachteten Stockwerkes

h Geschoßhöhe des betrachteten Stockwerkes

Wenn der Wert Empfindlichkeitsbeiwert Θ zwischen $0,10 < \Theta \leq 0,20$ liegt, dürfen die entsprechenden Beanspruchungsgrößen mit einem Beiwert $1/(1-\Theta)$ multipliziert werden.

Der Empfindlichkeitsbeiwert Θ darf den Wert 0,30 nicht überschreiten.

3.3.6.1.1 Globale und lokale Duktilitätsbedingungen

Die Wahl der Duktilitätsklassen obliegt dem Konstrukteur. Es ist jedoch nachzuweisen, daß plastische Mechanismen auftreten können, ohne daß der Bauteil versagt.

Die werkstoffbezogenen Anforderungen der ÖNORM EN 1998-1:2005 müssen dabei berücksichtigt werden. Vor allem die Hierarchie der Beanspruchbarkeit der verschiedenen tragenden Bauteile ist sicherzustellen, um die beabsichtigte Verteilung von Fließgelenken sicherzustellen und spröde Versagensformen zu vermeiden.

3.3.6.1.2 Tragfähigkeit horizontaler Scheiben

Scheiben und Verbände in horizontaler Ebene müssen in der Lage sein die an sie gestellten Anforderungen der Lastverteilung an das horizontale Tragsystem zu erfüllen.

Wenn einschlägige Beanspruchbarkeitsnachweise für die mit einem Überfestigkeitsbeiwert $\gamma_d \geq 1,0$ multiplizierten Erdbebenbeanspruchungen erfüllt werden können, gilt die Deckenscheibe als ausreichend tragfähig.

3.3.6.1.3 Bedingung für seismische Fugen

Bauwerke dürfen infolge Erdbeben nicht mit benachbarten Bauwerken oder anderen konstruktiv unabhängigen Einheiten desselben Bauwerks zusammenschlagen.

Dieser Umstand gilt als erfüllt wenn:

- der Abstand zu einem Gebäude, das nicht auf demselben Grundstück steht, gemessen von der Eigentumsgrenze, auf der Höhe der entsprechenden Ebene mindestens so groß ist wie unter Punkt 3.3.6.2 berechnet, oder
- der Abstand zu einer anderen konstruktiv unabhängigen Einheit auf demselben Grundstück auf der Höhe der entsprechenden Ebene mindestens so groß ist, wie die mit der SRSS-Methode berechneten und dem Duktilitätsbeiwert multiplizierten Horizontalverschiebung, analog der Vorgehensweise unter Punkt 3.3.6.2.

3.3.6.2 Schadensbegrenzung

Bei den Nachweisen der Schadensbegrenzung wird von einer geringeren Erdbebenintensität ausgegangen, um bei schwächeren Beben, die in ihrer Intensität nicht an das Bemessungsbeben heranreichen, Schäden zu vermeiden. Die Wiederkehrperiode für so ein Erdbeben wird mit 50 Jahren angenommen.

Dieser Umstand wird durch eine Abminderung der berechneten Verschiebungen mit dem Abminderungsbeiwert ν , wie im nächsten Kapitel beschrieben, Rechnung getragen.

3.3.6.2.1 Begrenzungen der gegenseitigen Stockwerksverschiebung

Folgende Grenzen müssen eingehalten werden:

- Hochbauten mit nichttragenden Bauteilen aus spröden Werkstoffen, die an der Konstruktion befestigt sind:

$$d_r \cdot v \leq 0,005h$$

- Hochbauten mit duktilen nichttragenden Bauteilen:

$$d_r \cdot v \leq 0,0075h$$

- Hochbauten mit nichttragenden Bauteilen, die derart befestigt sind, daß sie die Verformung der tragenden Bauteile nicht stören:

$$d_r \cdot v \leq 0,010h$$

mit

d_r Bemessungswert der gegenseitigen Stockwerksverschiebung

h Stockwerkshöhe

v Abminderungsbeiwert für die kürzere Wiederkehrperiode

Die Größe des Abminderungsbeiwerts v darf in Abhängigkeit des Bedeutungsbeiwerts von den nationalen Behörden gewählt werden. Im ÖNORM B 1998-1:2005 sind die Werte in der Tabelle 12 festgelegt.

Tabelle 12 Abminderungsbeiwert n nach ÖNORM B 1998-1:2005 [2]

v	Bedeutungskategorie
0,5	I, II
0,4	III, IV

3.3.7 Besondere Regeln für Betonbauten

Der Anwendungsbereich für die besonderen Regeln im Betonbau gilt sowohl für Fertigteil- als auch monolithischen in-situ erstellten Gebäuden.

3.3.7.1 Energiedissipationskapazität und Duktilitätsklassen

Um den Beanspruchungen im Lastfall Erdbeben standzuhalten, muß das Gebäude eine gewisse Energiedissipationskapazität besitzen. Die Fähigkeit Energie zu dissipieren geschieht in erster Linie über plastische Verformungen.

Je nachdem in welchem Ausmaß es in einem Tragwerk zur Ausbildung von plastischen Gelenken kommt unterteilt die ÖNORM EN 1998-1:2005 drei Kategorien:

- niedrige, natürliche Duktilität (DCL);
- mittlere Duktilität (DCM);
- hohe Duktilität (DCH).

Während es in der niedrigen Duktilitätsklasse kaum zu plastischen Verformungen kommt, sind diese in der mittleren und hohen Klasse beträchtlich. Die Verhaltensbeiwerte q_o der mittleren und hohen Duktilitätsklasse müssen extra ermittelt werden, während für die niedrige Duktilitätsklasse ein Verhaltensbeiwert von $q_o = 1,5$ angenommen wird.

Wie bereits in Kapitel 3.3.3.2.3 beschrieben, empfiehlt die ÖNORM EN 1998-1:2005 eine Auslegung des Tragwerks auf die niedrige Duktilitätsklasse (DCL) in Österreich.

3.3.7.2 Tragwerkstypen und Verhaltensbeiwerte

In den Duktilitätsklassen DCM und DCH sind die Verhaltensbeiwerte gesondert zu ermitteln. Diese sind in erster Linie abhängig von den Tragwerkstypen und der vorherrschenden Versagensart. Die Grundformel zur Berechnung des Verhaltensbeiwert q lautet:

$$q = q_o \cdot k_w \geq 1,5$$

q_o Grundwert des Verhaltensbeiwerts, abhängig vom Tragwerkstyp

k_w Beiwert zur Berücksichtigung der vorherrschenden Versagensart

Die Einteilung der unterschiedlichen Tragwerkstypen nach ÖNORM EN 1998-1:2005 lautet:

- Rahmensysteme;
- Mischsysteme (Rahmen und Wände überwiegen);
- Duktiles Wandsystem (gekoppelt oder ungekoppelt);
- System aus großen leicht bewehrten Wänden;
- Umgekehrtes Pendelsystem;
- Torsionsweiches System (Kernsystem).

Mit der Ausnahme des Kernsystems kann ein Tragwerk in den beiden Haupttragrichtungen einem unterschiedlichen Tragwerkstyp angehören. Der Grundwert des Verhaltensbeiwerts kann der Tabelle 13 entnommen werden.

Tabelle 13 Grundwert des Verhaltensbeiwerts [1]

TRAGWERKSTYP	DCM	DCH
Rahmensystem, Mischsystem, System mit gekoppelten Wänden	$3,0 \alpha_d / \alpha_1$	$4,5 \alpha_d / \alpha_1$
Ungekoppelte Wandsystem	3,0	$4,0 \alpha_d / \alpha_1$
Torsionsweiches System (Kernsystem)	2,0	3,0
Umgekehrtes-Pendel-System	1,5	2,0

- α_l Multiplikator der horizontalen Erdbebenbemessungseinwirkung beim erstmaligen Erreichen der Biegefestigkeit irgendwo im Tragwerk
- α_i Multiplikator der horizontalen Erdbebenbemessungseinwirkung beim Entstehen von plastischen Gelenken an genügend vielen Stellen des Tragwerks, um ein globales Tragwerksversagen herbeizuführen.

Bei Wand- oder Mischsystemen bei denen Wände überwiegen, darf $\alpha_w/\alpha_l=1,0$ gesetzt werden.

$$k_w = \left. \begin{array}{l} 1,00 \text{ für Rahmen systeme und Mischsysteme, bei denen Rahmen überwiegen} \\ (1 + \alpha_0)/3 \leq 1, \text{ aber nicht weniger als } 0,5, \text{ für Wand systeme, Mischsysteme,} \\ \text{bei denen Wände überwiegen, und Torsions weiche Systeme (Kernsysteme)} \end{array} \right\}$$

Der Beiwert k_w muß laut ÖNORM EN 1998-1:2005 wie folgt bestimmt werden:

α_0 Maßverhältnis der Wände des Tragsystems

Wenn sich das Maßverhältnis α_0 der Tragwände innerhalb des Tragsystems nicht wesentlich unterscheidet, darf α_0 mit folgender Gleichung bestimmt werden:

$$\alpha_0 = \sum h_{wi} / \sum l_{wi}$$

h_{wi} Höhe der Wand i

l_{wi} Länge des Querschnitts der Wand i

3.3.7.3 Allgemeine Kriterien

Um Sprödbrüche oder andere unerwünschte Versagensmechanismen (z.B. Schubversagen von tragenden Bauteilen) zu verhindern, müssen die Bemessungsschnittkräfte in den kritischen Bereichen durch Gleichgewichtsbedingungen ermittelt werden, unter der Annahme der Ausnutzung von Überfestigkeiten des Querschnitts.

Um die gewählte globale Duktilität des Tragwerks zu erhalten, müssen die kritischen Bereiche des Tragwerks über eine große plastische Rotationsduktilität verfügen. Um diese Forderung zu erfüllen sind folgende konstruktive Punkte zu beachten:

- Es muß eine ausreichende Krümmungsduktilität in den plastischen Bereichen vorhanden sein. Das heißt, daß die Krümmungsduktilität μ_ϕ in einem bestimmten Bereich, definiert als das Verhältnis der Krümmung bei 85% des Tragmoments auf dem absteigenden Ast des Momenten-Krümmungs-Diagramm zu der Krümmung beim ersten Fließen, unter Berücksichtigung, daß dabei die Grenzdehnungen ε_{cu} und $\varepsilon_{su,k}$ des Betons und Stahls nicht überschritten werden, mindestens folgenden Werten genügen soll:

$$\mu_\phi = 2q_0 - 1 \quad \text{wenn } T_1 \geq T_C$$

$$\mu_\phi = 1 + 2(q_0 - 1) T_C / T_1 \quad \text{wenn } T_1 < T_C$$

Wobei der Grundwert des Verhaltensbeiwerts q_0 und der Wert der 1.Eigenperiode T_1 für dieselbe vertikale Ebene, in der Biegung stattfindet, eingesetzt werden müssen.

- örtliches Knickversagen gedrückter Bewehrungsstäbe wird konstruktiv verhindert
- Wahl von geeigneten Beton- und Stahlgüten

3.3.7.4 Auslegung duktiler Wände für niedrige Duktilität

Die Auslegung eines Tragwerks für niedrige Duktilität wird in Abschnitt 5.4.2 der ÖNORM B 1998-1:2005 empfohlen, da bei einem Elastischbleiben der Tragwerksteile nur mit geringen Schäden in Folge eines Erdbebens zu rechnen ist. Wird ein Tragwerk für niedrige Duktilität ausgelegt, dann müssen bei der Bemessung der einzelnen Tragwerksteile lediglich die einzelnen werkstoffspezifischen Normen angewendet werden, sofern nachstehende Bedingungen erfüllt werden.

- Anwendung nur in Gebieten mit niedriger oder geringer Seismizität
- Bewehrungsstahl der Klasse B oder C nach EN 1992-1-1:2004 in den primären seismischen Bauteilen (Diese Forderung ist in Österreich mit dem in erster Linie verwendeten Bst 550 erfüllt)
- Wahl des Verhaltensbeiwerts mit $q=1,5$

Laut ÖNORM B 1998-1:2005 Abschnitt 4.3.3 (2) ist die Grenze der geringen Seismizität bei $\gamma_1 * a_{gR} * S = 1,29m/s^2$. Da in diese Beurteilung neben der Referenzbodenbeschleunigung a_{gR} , die in Österreich im Allgemeinen niedrig ist, auch der Bodenparameter S und der Bedeutungsfaktor γ_1 einen Einfluß haben, ist es möglich, daß dieses Kriterium nicht erfüllt werden kann. In so einem Fall empfiehlt es sich die primär seismischen Tragelemente für mittlere Duktilität auszulegen.

3.3.7.5 Auslegung duktiler Wände für mittlere Duktilität

Die ÖNORM EN 1998-1:2005 gibt Ausführungsrichtlinien für duktile Wände an, deren Ziel es ist, die Anwendung der Kapazitätsbemessung für die Biegemomente zu ermöglichen. Eine explizite Vergrößerung der Querkräfte durch die Bildung von plastischen Gelenken wird nicht berücksichtigt.

3.3.7.5.1 Baustoffe

Die Betonmindestgüte ist C 16/20 und der Bewehrungsstahl muß in den kritischen Zonen primärer seismischer Bauteile mindestens der Klasse B oder C nach EN 1992-1-1:2004 entsprechen.

Mit Ausnahme geschlossener Bügel und Querhaken dürfen in den kritischen Zonen nur gerippte Stäbe als Bewehrungsstahl eingesetzt werden.

3.3.7.5.2 Geometrie

Die Mindestdicke b_{w0} von duktilen Wänden sollte folgender Gleichung genügen:

$$b_{w0} \geq \max\{0,15m, h_s/20\}$$

h_s lichte Geschoßhöhe

3.3.7.5.3 Sicherheitsnachweise

Bei den Nachweisen im Grenzzustand der Tragfähigkeit müssen die Teilsicherheitsbeiwerte γ_c und γ_s für Beton und Stahl einen möglichen Festigkeitsabfall der Werkstoffe durch die zyklische Beanspruchung berücksichtigen.

Die ÖNORM B 1998-1:2005 schreibt folgende Teilsicherheitsbeiwerte vor:

- Tragwerke mit niedriger Duktilität (DCL)

$$\gamma_c = 1,30; \quad \gamma_s = 1,00$$

- Tragwerke mit mittlerer (DCM) und hoher Duktilität (DCH)

$$\gamma_c = 1,50; \quad \gamma_s = 1,15$$

3.3.7.5.4 Besondere Vorschriften für duktile Wände (DCM)

Der Nachweis der duktilen Wände erfolgt angenähert an die Methode der Kapazitätsbemessung. Die ÖNORM EN 1998-1:2005 gibt folgende Vorschläge zur Berechnung an.

- Die Umlagerung von erdbebeninduzierten Einwirkungen zwischen primären seismischen Wänden darf bis zu 30% betragen, wobei die Gesamteinwirkung nicht verringert werden darf. Biegemomente sind stets gemeinsam mit ihren Querkräften umzulagern, so daß das Verhältnis in den einzelnen Tragwänden in etwa gleich bleibt.
- Die Unsicherheit betreffend der Momentenverteilung entlang der Wandhöhe soll durch eine vertikal versetzte Umhüllende (Versatz der Zugkraftlinie) des berechneten Biegemomentendiagramms angegeben werden (Abbildung 17). Der Versatz der Zugkraftlinie sollte der beim Querkraftnachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit betrachteten Neigung der Strebe entsprechen.
- Die Zunahme der Querkräfte bei der Ausbildung eines plastischen Gelenks ist zu berücksichtigen. Diese Forderung gilt als erfüllt, wenn der Querschnittsquerkraftwiderstand des betrachteten Bauteils 50% höher als dessen Bemessungsquerkraft ist.

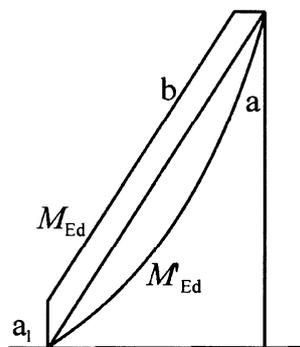


Abbildung 17 Bemessungseinhüllende für Biegemomente in schlanken Wänden in Wandsystemen [1]

3.3.7.5.5 Konstruktionsregel für örtliche Duktilität (DCM)

Die Konstruktionsregeln beschränken sich in erster Linie auf zwei Punkte:

- Festlegung des kritischen Bereichs und
- dessen konstruktive Durchbildung hinsichtlich der Wahl der Umschnürungsbewehrung

Laut ÖNORM EN 1998-1:2005 wird die Höhe des kritischen Bereichs h_{cr} über dem Wandfuß, definiert als der gedachte Einspannpunkt der Wandscheibe, näherungsweise wie folgt angenommen:

$$h_{cr} = \max[l_w; h_w/6]$$

aber

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \cdot l_w & \text{für } n \leq 6 \text{ Geschosse} \\ h_s & \\ 2 \cdot h_s & \text{für } n \geq 7 \text{ Geschosse} \end{cases}$$

h_s lichte Geschoßhöhe

Die Krümmungsduktilität in dem kritischen Bereich muß mindestens folgenden Werten entsprechen:

$$\mu_\phi = 2q_0 M_{Ed}/M_{Rd} - 1 \quad \text{wenn } T_1 \geq T_C$$

$$\mu_\phi = 1 + 2(q_0 M_{Ed}/M_{Rd} - 1) T_C/T_1 \quad \text{wenn } T_1 < T_C$$

q_0 Grundwert des Verhaltensbeiwerts

M_{Ed} Bemessungswert des Biegemoments am Wandfuß

M_{Rd} Bemessungswert des aufnehmbaren Biegemoments am Wandfuß

Die Krümmungsduktilität ist durch die Anordnung einer geeigneten Umschnürungsbewehrung sicherzustellen. Bei Wänden mit einem Rechteckquerschnitt sollte der mechanische, auf das Volumen bezogene Bewehrungsgrad der erforderlichen Umschnürungsbewehrung ω_{wd} im Randelement folgende Gleichung erfüllen:

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_\phi (v_d + \omega_v) \varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_0} - 0,035$$

ω_{wd} auf das Volumen bezogener mechanischer Bewehrungsgrad der umschnürenden Bügel innerhalb der kritischen Bereiche

$$\omega_{wd} = \frac{\text{Volumen der umschnürenden Bügel}}{\text{Volumen des Betonkerns}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

ω mechanischer Bewehrungsgrad der vertikalen Stegbewehrung

$$\omega_v = \frac{\rho_v \cdot f_{yd,v}}{f_{cd}}$$

μ_ϕ erforderlicher Wert der Krümmungsduktilität

v_d bezogene Längskraft ($v_d = N_{Ed} / A_c \cdot f_{cd}$)

$\varepsilon_{sy,d}$ Bemessungswert der Dehnung der Zugbewehrung an der Streckgrenze

h_c Brutto-Querschnittshöhe (parallel zu der Horizontalrichtung für die Wert μ_ϕ gilt)

h_0 Höhe des umschnürten Kerns (bis zur Achse der Bügel)

b_c Brutto-Querschnittsbreite

b_0 Breite des umschnürten Kerns (bis zur Achse der Bügel)

α Beiwert der Wirksamkeit der Umschnürung $\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$

$$\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / 6b_0h_0$$

$$\alpha_s = (1 - s/2b_0)(1 - s/2h_0)$$

mit

n Gesamtanzahl der Bewehrungslängsstäbe, die durch Bügel oder Querhaken gehalten werden

b_i Abstand zwischen benachbarten gehaltenen Bewehrungsstäben (Abbildung 18)

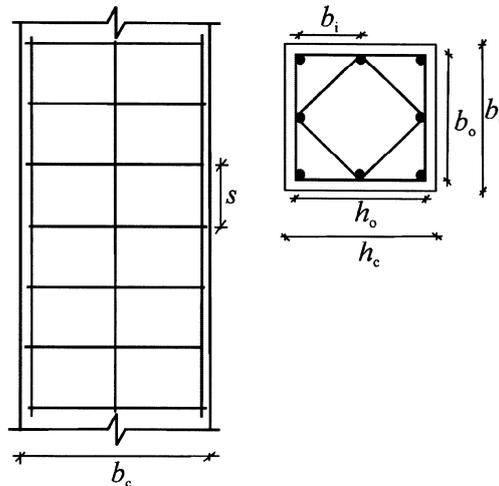


Abbildung 18 Umschnürung des Betonkerns [1]

Die so errechnete Umschnürungsbewehrung sollte sich in vertikaler Richtung über die Höhe des kritischen Bereichs h_{cr} erstrecken und in horizontaler Richtung über die Länge l_c . Die Länge l_c ist definiert als die Länge von der äußersten gedrückten Faser der Wand bis zu jenem Punkt an dem der nicht umschnürte Beton infolge großer Stauchungen abplatzen kann. Es wird vorgeschlagen diesen Punkt bei einer Stauchung von $\varepsilon_{cu2}=0,0035$ zu wählen.

Die Länge des umschnürten Elements l_c darf nun als der Abstand von $x_u(l-\epsilon_{cu2}/\epsilon_{cu2,c})$ von der Bügelmittellinie in der äußersten gedrückten Faser angenommen werden. Die Höhe der Druckzone x_u wird aus folgender Gleichgewichtsbedingung ermittelt:

$$x_u = (v_d + \omega_v) \frac{l_w b_c}{b_0}$$

v_d bezogene Längskraft ($v_d = N_{Ed} / (h_c \cdot b_c) \cdot f_{cd}$)

ω_v mechanischer Bewehrungsgrad der vertikalen Stegbewehrung ($\omega_v = ((A_{Sv}/h_c b_c) f_{yd}/f_{cd})$)

b_0 Breite des umschnürten Kerns im verstärkten Randbereich oder im Flansch

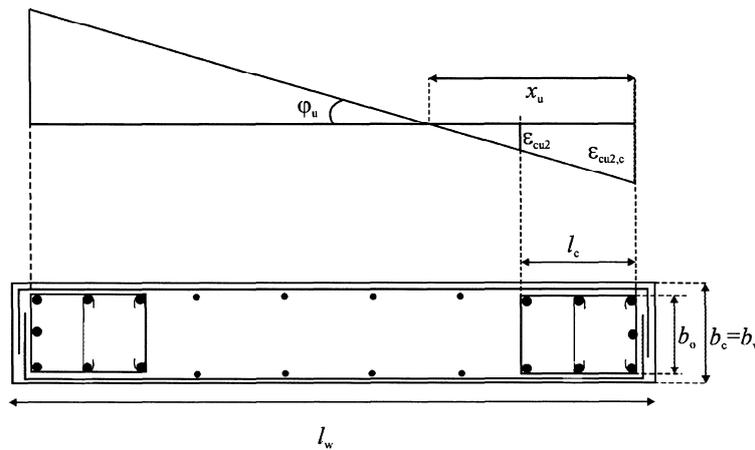


Abbildung 19 Umschnürtes Randelement am freien Rand einer Wand [1]

Die Grenzdehnung $\epsilon_{cu2,c}$ des umschnürten Betons wird als $\epsilon_{cu2,c} = 0,0035 + 0,1\alpha\omega_{wd}$ berechnet.

Der Bewehrungsgrad der Längsbewehrung in den Randelementen sollte 0,005 nicht unterschreiten.

Folgende Mindest- und Maximalabmessungen sind für den umschnürten Bereich sind einzuhalten:

- $l_c \geq 0,15 \cdot l_w$ oder $l_c \geq 1,50 \cdot b_w$
- $b_w \geq 0,20m$ oder $b_w > h_s/10$ wenn $l_c > 0,20 \cdot l_w; 2,00 \cdot b_w$
- $b_w \geq 0,20m$ oder $b_w > h_s/15$ wenn $l_c < 0,20 \cdot l_w; 2,00 \cdot b_w$

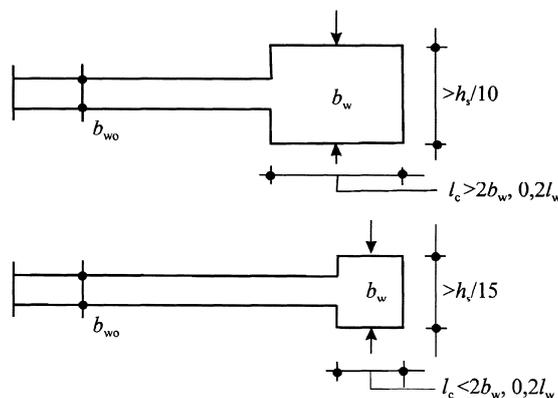


Abbildung 20 Minstdicke umschnürter Randelemente [1]

Sollte der Wert der bezogenen Bemessungslängskraft v_d nicht größer als 0,15 oder 0,20 sein wenn der Verhaltensbeiwert um 15% reduziert wurde, dann kann die Bemessung der Querbewehrung alleine nach ÖNORM EN 1992-1-1:2004 erfolgen.

3.3.7.6 Auslegung duktiler Wände für hohe Duktilität

Die ÖNORM EN 1998-1:2005 gibt Ausführungsrichtlinien für duktile Wände an, deren Ziel es ist die Anwendung der Kapazitätsbemessung für die Biegemomente und Querkräfte zu ermöglichen. Hier wird nun die Erhöhung der Querkräfte in Folge der Ausbildung von plastischen Momenten explizit ermittelt.

3.3.7.6.1 Baustoffe

Die Betonmindestgüte ist C 20/25 und der Bewehrungsstahl muß in den kritischen Zonen primärer seismischer Bauteile mindestens der Klasse C nach EN 1992-1-1:2004 entsprechen. Darüber hinaus darf der obere charakteristische Wert (95%-Fraktile) der tatsächlichen Streckgrenze $f_{yk,0,95}$ aufgrund der Überfestigkeitsüberlegungen den Nominalwert um nicht mehr als 25% überschreiten

Mit Ausnahme geschlossener Bügel und Querhaken dürfen in den kritischen Zonen nur gerippte Stäbe als Bewehrungsstahl eingesetzt werden.

3.3.7.6.2 Geometrie

Es können nur mehr Wände berücksichtigt werden, die eine starre Einspannung besitzen. Wände die z.B. auf Trägern gelagert sind dürfen nicht berücksichtigt werden.

Die Mindestdicke b_{w0} ist wie im Punkt 3.3.7.5.4 definiert.

3.3.7.6.3 Sicherheitsnachweise

Die ÖNORM B 1998-1:2005 schreibt folgende Teilsicherheitsbeiwerte vor:

- Tragwerke mit mittlerer (DCM) und hoher Duktilität (DCH)

$$\gamma_c = 1,50; \quad \gamma_s = 1,15$$

3.3.7.6.4 Besondere Vorschriften für duktile Wände (DCH)

Es gelten alle Aussagen bezüglich der Erhöhung der Biegemomente und den Versatz der Zugkraftlinie wie in Punkt 3.3.7.5.4 angegeben.

Zusätzlich ist die Erhöhung der Bemessungsquerkräfte durch das Ausbilden von plastischen Gelenken durch folgende Formeln zu berücksichtigen:

$$V_{Ed} = \varepsilon \cdot V'_{Ed}$$

V_{Ed} berechnete Querkraft

ε Vergrößerungsbeiwert, $\varepsilon \geq 1,5$

$$\varepsilon = q \cdot \sqrt{\left(\frac{Y_{Rd}}{q} \cdot \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}\right)^2 + 0,1 \left(\frac{S_e(T_C)}{S_e(T_1)}\right)^2} \leq q$$

q festgelegter Verhaltensbeiwert

M_{Ed} Bemessungsbiegemoment am Wandfuß

M_{Rd} Bemessungs-Biegebeanspruchbarkeit am Wandfuß

γ_{Rd} Beiwert zur Berücksichtigung der Überfestigkeit infolge Stahlverfestigung; darf mit $\gamma_{Rd} = 1,20$ angenommen werden

T_1 1.Eigenperiode für Schwingungen in Richtung der Querkräfte V_{Ed}

T_C obere Grundperiode im Bereich konstanter Spektralbeschleunigung des elastischen Antwortspektrums

$S_e(T_i)$ Ordinate des elastischen Antwortspektrums der jeweiligen Periode

3.3.7.6.5 Beanspruchbarkeit auf Biegung (DCH)

Die Ermittlung der Biegebeanspruchbarkeit erfolgt analog wie für Wände mittlerer Duktilität, jedoch sollte in den primären seismischen Wänden die bezogene Längskraft v_d den Wert von 0,35 nicht übersteigen.

3.3.7.6.6 Beanspruchbarkeit durch Schub (DCH)

Für den Nachweis des diagonalen Druckversagens der Wand infolge Schubs ist folgender Widerstandswert $V_{Rd,max}$ zu berücksichtigen:

- Außerhalb des kritischen Bereichs laut ÖNORM EN 1992-1-1:2004 mit der Länge des inneren Hebelarms $z = 0,8 \cdot l_w$ und der Neigung der Druckstrebe gegenüber der Vertikalen $\tan \Theta = 1,0$.
- Innerhalb des kritischen Bereichs mit 40% des Werts für außerhalb des kritischen Bereichs.

Für den Nachweis des diagonalen Zugversagens der Wand infolge des Schubs, muß der Wert der Schubschlankheit $\alpha_s = M_{Ed} / (V_{Ed} \cdot l_w)$ berücksichtigt werden.

Ist $\alpha_s \geq 2,0$, so darf nach ÖNORM EN 1992-1-1:2004 gerechnet werden, wobei die Länge des inneren Hebelarms $z = 0,8 \cdot l_w$ und der Neigung der Druckstrebe gegenüber der vertikalen $\tan \Theta = 1,0$ anzunehmen ist.

Ist $\alpha_s < 2,0$ so gelten folgende Vorschriften:

- Die horizontale Bewehrung soll folgende Beziehung erfüllen:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} + 0,75 \rho_h f_{yd,h} b_{wo} \alpha_s l_w$$

ρ_h Bewehrungsgrad der horizontalen Bewehrungsstäbe ($\rho_h = A_h / (b_{wo} \cdot s_h)$)

$f_{yd,h}$ als Bemessungswert der Streckgrenze der horizontalen Bewehrung

$V_{Rd,c}$ Bemessungswert der Schubbeanspruchbarkeit für Bauteile ohne Schubbewehrung; dieser Wert sollte im kritischen Bereich mit 0 angesetzt werden.

- Es sollen vertikale Bewehrungsstäbe vorhanden sein, die folgende Bedingung erfüllen:

$$\rho_h f_{yd,h} b_{wo} z \leq \rho_v f_{yd,v} b_{wo} z + \min N_{Ed}$$

ρ_v Bewehrungsgrad der vertikalen Bewehrungsstäbe ($\rho_v = A_v / (b_{wo} \cdot s_v)$)

$f_{yd,v}$ als Bemessungswert der Streckgrenze der vertikalen Bewehrung

N_{Ed} Bemessungslängskraft; als Druck mit positivem Vorzeichen

Horizontale Bewehrungsstäbe sind an ihren Enden voll zu verankern (Haken mit 90° oder 135°). Sie dürfen in Form verlängerter geschlossener oder voll verankerter Bügel ebenfalls als voll zur Umschnürung der Randelemente der Wand beitragend angenommen werden.

Die Querkrafttragfähigkeit an möglichen Gleitschubebenen (z.B. Arbeitsfugen) im kritischen Bereich gilt es gesondert nachzuweisen. In diesen Fugen muß folgende Bedingung erfüllt sein:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s}$$

Der Bemessungswert $V_{Rd,s}$, die dem Gleiten entgegenwirkenden Schubbeanspruchbarkeit, ist imn der ÖNORM EN 1998-1:2005 folgendermaßen definiert:

$$V_{Rd,s} = V_{dd} + V_{id} + V_{fd}$$

V_{dd} Dübelwiderstand der vertikalen Bewehrungsstäbe

$$V_{dd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1,3 \cdot \Sigma A_{sj} \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} \\ 0,25 \cdot f_{yd} \cdot \Sigma A_{sj} \end{array} \right.$$

ΣA_{sj} Summe der Flächen der vertikalen Bewehrungsstäbe

V_{id} Schubbeanspruchbarkeit geneigter Bewehrungsstäbe

$$V_{id} = \Sigma A_{si} \cdot f_{yd} \cdot \cos \varphi$$

ΣA_{si} Summe der Flächen der in beide Richtungen geneigten Bewehrungsstäbe

V_{fd} Reibungswiderstand

$$V_{fd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \mu_f \cdot [(\Sigma A_{sj} \cdot f_{yd} + N_{Ed}) \cdot \xi + M_{Ed}/z] \\ 0,5\eta \cdot f_{cd} \cdot \xi \cdot l_w \cdot b_{wo} \end{array} \right.$$

μ_f Reibungswert Beton-zu-Beton unter zyklischen Einwirkungen; für glatte Flächen

$$\mu_f = 0,6 \text{ und für rauhe Flächen } \mu_f = 0,7$$

z Länge des inneren Hebelarms

ξ bezogener Nulllinienabstand

$$\eta = 0,6 (1 - f_{ck}(\text{MPa})/250)$$

N_{Ed} Längskraft, Druck positiv

Bei gedrungenen Wänden sollte am Wandfuß die Schubbeanspruchbarkeit geneigter Bewehrungsstäbe V_{id} größer als $V_{Ed}/2$ und in den höheren Ebenen größer als $V_{Ed}/4$ sein.

Schräge Bewehrungsstäbe bewirken eine Erhöhung der Biegebeanspruchbarkeit am Wandfuß, die bei der Berechnung der wirkenden Querkraft V_{Ed} berücksichtigt werden soll. Dazu ist eine der beiden Varianten zu wählen:

- Der Zuwachs an Biegebeanspruchbarkeit ΔM_{Rd} , der bei der Berechnung von V_{Ed} verwendet wird, beträgt schätzungsweise:

$$\Delta M_{Rd} = \frac{1}{2} \cdot \Sigma A_{si} \cdot f_{yd} \cdot \sin \varphi \cdot l_i$$

l_i Abstand der Mittellinien der zwei Gruppen von schrägen Bewehrungsstäben, die mit der möglichen Gleitebene einen Winkel von $\pm\varphi$ bilden, gemessen am Fußquerschnitt

- Es darf eine wirkende Querkraft V_{Ed} ohne Berücksichtigung der schrägen Bewehrungsstäbe berechnet werden. Der Netto-Schubwiderstand der schrägen Bewehrungsstäbe gegen Gleiten darf schätzungsweise wie folgt angenommen werden:

$$V_{id} = \Sigma A_{si} \cdot f_{yd} \cdot [\cos \varphi - 0,5 \cdot l_i \cdot \sin \varphi / (\alpha_s \cdot l_w)]$$

3.3.7.6.7 Konstruktionsregel für örtliche Duktilität (DCH)

Es gelten alle in Punkt 3.3.7.5.4 gemachten Aussagen auch für Wände mit hoher Duktilität.

Zusätzlich sollte die mindeste Umschnürungsbewehrung ω_{wd} innerhalb der kritischen Länge am Wandfuß 0,12 betragen und die Umschnürungsbügel übergreifend ausgeführt werden. Sie sollen so angeordnet sein, daß jeder zweite Stab der Längsbewehrung durch einen Bügel oder einen Querhaken gehalten wird.

Der Mindestbügeldurchmesser d_{bw} läßt sich mit folgender Formel ermitteln:

$$d_{bw} \geq 0,4 \cdot d_{bL,max} \cdot \sqrt{f_{ydL}/f_{ydw}}$$

d_{bL} Minstdurchmesser der Längsbewehrung (in mm)

Der Mindestbügelabstand s darf nicht größer sein als

$$s = \min\{b_0/3; 125\text{mm}; 6d_{bL}\}$$

b_0 Mindestabmessung des Betonkerns auf der Innenseite der Bügel (in mm)

Der Abstand zweier benachbarter Längsstäbe, die durch Bügel oder Querhaken gehalten werden, darf nicht größer als 150mm sein.

Oberhalb des kritischen Bereichs sollten Randelemente für ein weiteres Geschoß vorgesehen werden, mit mindestens der Hälfte der in dem kritischen Bereich nötigen Umschnürungsbewehrung

Die Ausbildung der Stegbewehrung von Wandbauteilen muß gewissen Mindestanforderungen entsprechen um eine vorzeitige Rißbildung zu vermeiden:

$$\rho_{h.min} = \rho_{v.min} = 0,002$$

Die Stegbewehrung soll durch zwei orthogonale Matten von Stäben vorgesehen werden, jeweils eine auf jeder Seite, die durch Querhaken im Abstand von max. 500mm miteinander verbunden sind. Der Durchmesser der Stäbe soll größer als 8mm, aber kleiner als $b_{w0}/8$ sein. Der Abstand der Stäbe darf 250mm oder den 25-fachen Stabdurchmesser nicht überschreiten.

4 Tragwerke des Hochbaus

Die heutigen Technologien und die damit einhergehende Entwicklung der Baustoffe haben eine Vielzahl von unterschiedlichen Tragwerkstypen möglich gemacht. Diese unterscheiden sich in der Regel durch die Konzeption und das Zusammenspiel ihres vertikalen und horizontalen Tragsystems.

4.1 Tragwerkstypen

Unter dem Tragwerk eines Hochbaus versteht man die Kombination aus verschiedenen Tragsystemen, deren Anordnung sich aus den räumlichen Vorgaben des Bauherren oder Architekten ergibt. Das Tragwerk muß so gestaltet sein, daß sowohl horizontale als auch vertikale Beanspruchungen aus Verformungs- und Lasteneinwirkungen schadlos aufgenommen werden können.

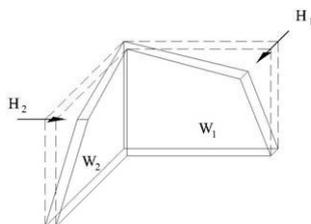
Die Standsicherheit, der aus Scheiben, Platten, Balken und Stäben zusammengesetzten Tragwerke im Hochbau, wird durch die Anordnung der Bauteile zueinander gewährleistet. Jedes Tragwerk muß so konzipiert sein, daß es sowohl die auftretenden vertikalen Lasten (Eigenlasten, Nutzlasten, Schneelasten, etc.) als auch die horizontal auftretende Lasten (Wind, Stoß, Erdbeben, etc.) über die Fundierung in den Baugrund abtragen können.

Das Gebäude muß somit sowohl ein vertikales und ein horizontales Trag- oder Aussteifungssystem besitzen.

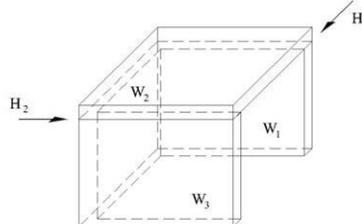
4.1.1 Wirkungsweise eines horizontalen Aussteifungssystems

Die meisten Gebäudewände sind normal zu ihrer Ebene nur gering belastbar, da sie aus Materialien errichtet werden, die kaum Zugspannungen aufnehmen können und daher auch keine nennenswerten Biegemomente aufnehmen können. Es ist daher sinnvoll, bei Wänden zunächst nur die Scheibentragfähigkeit vorauszusetzen und die Plattentragfähigkeit zu vernachlässigen. Diese Überlegung bildet die Grundlage für die folgende Standsicherheitsbetrachtung.

a) ohne Aussteifung



b) ausgesteiftes System



c) Ableitung der H-Kräfte

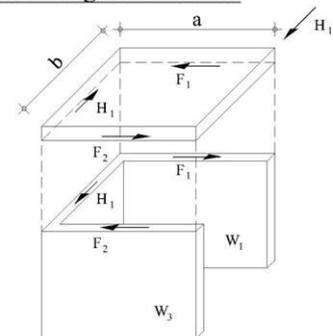


Abbildung 21 Schema über die Wirkungsweise eines horizontalen Tragsystems [14]

Zwei in einem Winkel zueinander stehende Scheiben sind unter der genannten Bedingung somit nicht standfest. Die vorherrschenden Horizontalkräfte H_1 und H_2 können nur über Querkräfte und Biegemomente abgetragen werden (Abbildung 21a).

Erst durch das Hinzufügen einer dritten vertikalen Scheibe und einer horizontalen Deckenscheibe wird das Tragwerk unverschieblich und somit standfest (Abbildung 21b).

Die horizontale Kraft H_1 kann somit über die Deckenscheibe auf die Wand W_2 übertragen werden, welche diese mittels ihrer Scheibentragfähigkeit in den Baugrund ableitet. Dem dabei entstehende Versatzmoment $H_1 \cdot a$ wirkt das Kräftepaar F_1 und F_2 entgegen, welches wiederum durch die Wände W_1 und W_3 in den Baugrund abgeleitet wird (Abbildung 21c).

Je nach Anordnung der Wandscheiben in einem Gebäude kann man zwei unterschiedliche Arten von Tragwerken unterscheiden:

- raumbildende Tragwerke und
- Skeletttragwerke mit oder ohne ausgefachte Scheiben.

4.1.2 Raumbildende Tragwerke

Bei dieser Art von Bauwerken haben die Wände neben einer statischen Funktion auch noch eine raumbildende Funktion. Somit ist deren Anordnung im Grund- und Aufriß in erster Linie durch die Raumnutzung vorgegeben (Abbildung 22).

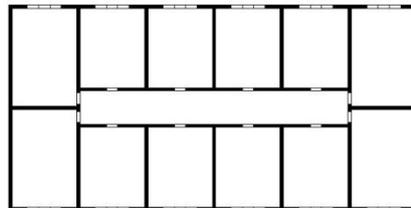


Abbildung 22 Beispiel eines raumbildenden Tragwerks [14]

Bei diesem Tragwerk gibt es keine wesentliche Unterscheidung zwischen dem horizontalen und dem vertikalen Tragsystem. Die Wände werden sowohl dem einen als auch dem anderen Tragsystem zugeordnet.

Die Auflast der Wände richtet sich nach deren Einflußbreite und der Ausführung der Deckenanschlüsse. Bei einer Beanspruchung durch horizontale Lasten wirken die Deckenscheiben lastverteilend. Unter Deckenscheiben versteht man Geschoßdecken, die aus Sichtweise der horizontalen Beanspruchung, eine lastverteilende Ebene bilden. Sie werden in ihrer Aussteifungswirkung als unendlich steif angenommen und halten daher den Abstand zwischen den einzelnen Aussteifungselementen konstant. Ihre Aufgabe ist die Verteilung der horizontalen Lasten auf das angeschlossene horizontale Aussteifungssystem. Die Deckenscheiben können als homogene Platte ausgeführt werden (Stahlbetondecke) oder durch ein System

von Trägern und aussteifenden Elementen (Ziegeldecke mit Aufbeton, Holztramdecke mit Verschalung aus Werkstoffplatten, etc.) gebildet werden.

Diese Art von Bauwerken kommt vor allem im Wohnbau zum Einsatz, da dort der Anspruch an die Flexibilität des Tragwerks gering ist. Die Wände sind meist aus Mauerwerk, Stahlbeton oder Holzriegelkonstruktionen und können sowohl vorort, als auch als Fertigteil verwendet werden.

Auf Grund der hohen Steifigkeit eines solchen Gebäudes kommt es zu großen Beanspruchungen im Lastfall Erdbeben. Diese können zu Schäden an allfälligen nichttragenden Bauelementen führen, wenn diese nicht geeignet isoliert wurden.

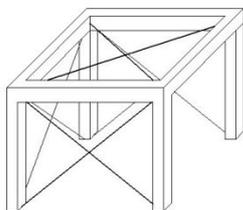
4.1.3 Skeletttragwerke

Skelettbauten sind Tragwerke, bei denen die tragende und die raumabschließende Funktion von verschiedenen Bauteilen, den Tragenden und den Nichttragenden, erfüllt werden. Das eigentliche Tragwerk ist im Wesentlichen eine Kombination von zwei Tragsystemen, die durch starre Deckenscheiben miteinander verbunden sind:

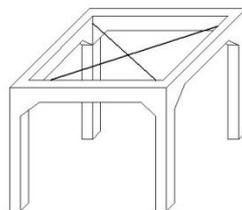
Das vertikale Tragsystem wird in den meisten Fällen überwiegend aus Stützen gebildet, die zur Aufnahme und Ableitung von vertikalen Kräften wie Eigengewicht, Nutzlast, etc. in die Fundierung dienen. Die Anordnung dieser Elemente kann nun, durch deren Entkopplung von der raumbildenden Funktion, in erster Linie den statischen Bedürfnissen angepaßt werden. Die auftretenden Kräfte sollten möglichst direkt in die Fundierung abgeleitet werden.

Für das horizontale Tragsystem werden zur Abtragung der Kräfte aus Windlasten, Erdbebenlasten, etc. Scheiben herangezogen. Diese Scheiben können Fachwerke mit Diagonalen, Rahmensysteme oder Wandscheiben aus Stahlbeton bzw. Mauerwerk sein (Abbildung 23).

a) Scheiben durch Diagonalen



b) Scheiben durch Rahmen



c) Scheiben durch Wandscheiben

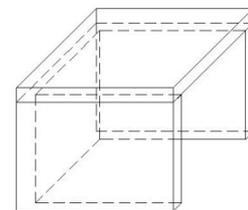


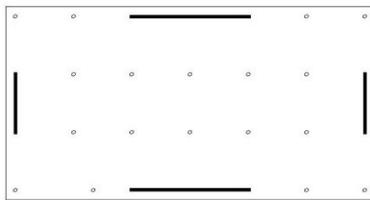
Abbildung 23 Ein Aussteifungssystem mit unterschiedlicher Scheibenausführung [14]

Durch die Entkopplung des vertikalen und horizontalen Tragsystems ist die Auflast der Scheiben meist gering und aufgrund der geringeren Anzahl an Aussteifungselementen im Vergleich zu raumbildenden Tragwerken, ist deren anteilige Horizontalkraft deutlich größer.

Durch die hohen horizontalen Lasten werden die Scheiben je nach Scheibenausführung am Wandfuß in der Scheibenebene durch ein Biegemoment oder Zug- und Druckkräfte beansprucht. In den meisten Fällen können die nun auftretenden Zugspannungen bzw. Zugkräfte nicht mehr durch die ebenfalls vorhandenen vertikalen Lasten überdrückt werden.

Je nach Anordnung der Tragwände im Grundriß sprechen wir von einzelnen Tragwänden oder einem schachtartigen Kern (Abbildung 24).

a) aufgelöste Tragwände



b) schachtartiger Kern

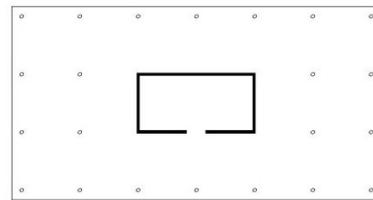


Abbildung 24 Aussteifungstypen von Skelettragwerken [14]

4.1.4 Aufgelöste Scheibentragwerke

Nach der oben beschriebenen kurzen Gliederung der Tragwerke des Hochbaus handelt es sich bei einem aufgelösten Scheibentragwerk um einen Skelettbau, bei dem das horizontale Aussteifungssystem aus einzelnen Tragwänden besteht und der Großteil der vertikalen Lasten über Stützen abgetragen wird. Die Wand- und Deckenscheiben können als Fachwerke, Rahmen oder Wände im herkömmlichen Sinne ausgeführt werden (Abbildung 25).

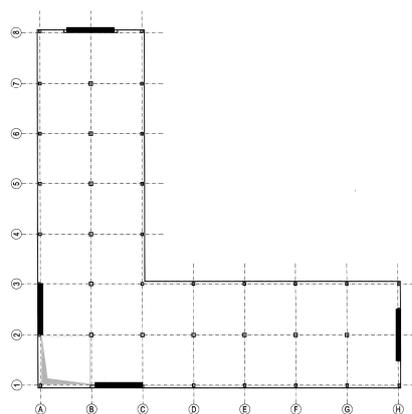


Abbildung 25 Beispiel eines aufgelösten Scheibentragwerks mit L-förmigem Grundriß

Wie in Punkt 5.1.6 dieser Diplomarbeit erläutert, wird im Hinblick auf die später untersuchten Grundrißvarianten nur mehr auf die Ausführung der Decken- und Wandscheibe aus Stahlbeton eingegangen.

4.2 Systematik der Lastabtragung eines aufgelösten Scheibentragwerks

Die auftretenden Einwirkungen werden bei einem aufgelösten Scheibentragwerk durch zwei verschiedene Tragsysteme abgeleitet. Die Eigenlasten, Schnee und sonstigen Auflasten werden durch das vertikale Tragsystem in die Fundamente abgeleitet. Windlasten und die durch die Beanspruchung im Lastfall Erdbeben auftretenden horizontalen Lasten werden über das horizontale Tragsystem abgetragen.

Bei dem von mir untersuchten Tragwerk gehören die Stützen der Obergeschosse zum vertikalen Tragsystem. Die Wandscheiben der Obergeschosse, sowie die Umfassungswände im Kellergeschoß gehören sowohl zum vertikalen als auch zum horizontalen Tragsystem.

4.2.1 Lastabtragung von Vertikallasten

Die Tragelemente des vertikalen Tragsystems bilden die Geschoßdecken, die Unterzüge, die Stützen, die Wandscheiben und die Fundamentplatte.

Die Lastabtragung in den Deckenscheiben, sowie den Unterzügen erfolgt über Biege- und Schubbeanspruchung auf die Stützen. Die Stützen selbst werden überwiegend durch Druckkräfte beansprucht und leiten die Lasten auf dem kürzesten Weg in die Fundamente. Die Fundamente geben die Lasten über Biege und Schubbeanspruchung in Form von Bodenpressung an den Untergrund ab.

Die Größe der Lasten, welche die einzelnen Stützen und Wandscheiben abtragen müssen, richtet sich nach ihren Einflußbereichen, sowie der Art des Deckenanschlusses.

4.2.2 Lastabtragung von Horizontallasten

Die Tragelemente des horizontalen Tragsystems bilden in den Obergeschossen die Decken- und Wandscheiben, sowie die Wände des Kellergeschosses in Form einer steifen Schachtel.

Die Lastabtragung erfolgt über die starren Deckenscheiben durch Zug- und Druck auf die Wandscheiben. Diese leiten die Lasten durch Biege- und Schubbeanspruchungen in das Kellergeschoß. Dort werden die Lasten durch eine Um- und Überlagerung mit den vertikalen Lasten über die Fundamentplatte in Form von Bodenpressungen an den Untergrund abgegeben.

Alle Wandscheiben, die in eine Richtung orientiert sind, wirken gemeinsam. Jeder Wandscheibe wird jedoch, auf Grund ihrer Steifigkeit und Lage im Grundriß, eine andere Last je Geschoß zur Abtragung zugewiesen.

4.3 Tragwerkseigenschaften

Die Eigenschaften des Tragwerks charakterisieren seine Tauglichkeit bestimmte Beanspruchungen aufnehmen und abtragen zu können. Je nach Beanspruchungsart sind unterschiedliche Kriterien entscheidend. Im Lastfall Erdbeben sind es folgende Punkte:

- Gestaltung des Tragwerks,
- Steifigkeit des horizontalen Tragsystems,
- Tragwiderstand der einzelnen Tragelemente,
- globale und lokale Duktilität des Tragsystems bzw. des Tragelements.

4.3.1 Gestaltung des Tragwerks

In diesem Abschnitt werden die allgemeinen gültigen konstruktiven Gestaltungsgrundsätze für die Anordnung von Wandscheiben im Hinblick auf die horizontale Aussteifung von aufgelösten Scheibentragwerken im Lastfall Erdbeben erörtert, jedoch ganz bewußt nicht auf die Kriterien in der ÖNORM EN 1998-1:2005 eingegangen, da diese keine allgemeine Gültigkeit haben.

4.3.1.1 Gestaltung des Grundrisses

Die Gestaltung des Grundrisses ist in erster Linie abhängig von den räumlichen Anforderungen an das Gebäude. Fehler in der Gestaltung des Aussteifungskonzepts, vor allem im Hinblick auf die Belastung im Lastfall Erdbeben, können in späterer Folge nicht mehr oder nur durch hohe Zusatzkosten korrigiert werden.

Bei der Wahl der Grundrißform, bzw. dessen Gliederung, soll nach folgenden Grundsätzen vorgegangen werden:

- Die Grundrißform soll möglichst kompakt sein ($b:l \geq 1:3$)
- L- und T-förmige Grundrisse sollen durch Fugen in Rechtecke gegliedert werden, die einer kompakten Grundrißform entsprechen. Um einen Zusammenstoß im Lastfall Erdbeben zu vermeiden, sind die Fugen ausreichend groß und unbedingt hohl auszuführen.
- Große Aussparungen sollen den Grundriß in seiner Kompaktheit nicht beeinträchtigen

ungünstig

günstiger



Abbildung 26

Günstige und ungünstige Grundrißformen von Bauwerken [16]

4.3.1.1.1 *Thematik Stabilität*

Das wichtigste Kriterium für die Anordnung der Wandscheiben im Grundriß ist die Stabilität des gesamten Tragwerks. Um diese Stabilität zu erreichen, müssen mindestens drei Wandscheiben vorhanden sein, deren Wirkungslinien sich nicht in einem Punkt treffen dürfen, wobei von den drei Scheiben maximal zwei parallel angeordnet sein können.

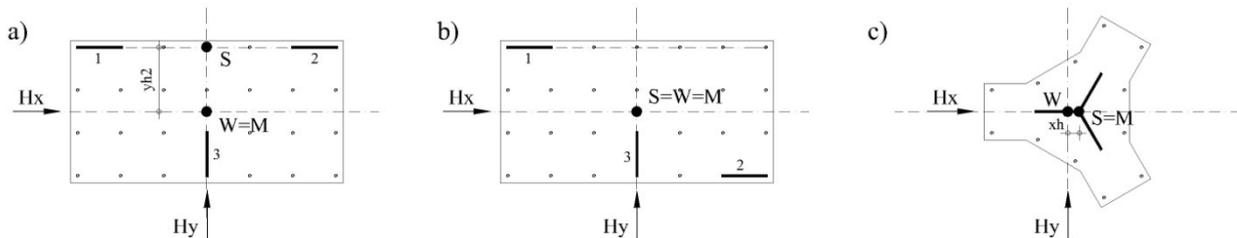


Abbildung 27 *Anordnung der Wandscheiben in Hinblick auf die Stabilität des Tragwerks*

Nach den oben stehenden Grundsätzen ist die Anordnung der Scheiben wie in Abbildung 27a dargestellt, und daher als labil anzusehen, da sich die Wirkungslinien der drei Scheiben in einem Punkt treffen. Der Lastangriff H_y wird direkt in die Scheibe in der Achse y abgeleitet. Das Steifigkeitszentrum S und der Lastangriffspunkt W bzw. der Massenschwerpunkt M liegen in diesem Fall auf einer Achse. Die äußere Kraft H_x hingegen beansprucht das Tragwerk sowohl als Windkraft mit Lastangriffspunkt W und auch als horizontale Erdbebenlast mit Lastangriffspunkt M auf Torsion. Diese kann aber durch kein Kräftepaar aufgenommen werden mit dem Effekt, daß der gesamte Querschnitt eine Rotationsbewegung ausführen würde.

Abhilfe schafft die in Abbildung 27b dargestellte Anordnung der Scheiben. Auch hier ist der Lastangriff in Richtung y stabil, da sich die Steifigkeitszentren auf einer Achse befinden. In der anderen Richtung fallen der Lastangriffspunkt des Windes W und das Steifigkeitszentrum S zusammen, wodurch keine Torsion bei Windbeanspruchung entsteht. Eine Torsionsbeanspruchung aus dem Lastfall Erdbeben durch den Abstand des Massenschwerpunkts M vom Steifigkeitszentrum S besteht allerdings weiterhin. Diese kann nun jedoch durch ein zusätzliches Kräftepaar in den parallel zur Achse x angeordneten Wandscheiben aufgenommen werden. Dieser Querschnitt gilt somit als stabil.

Ein weiteres labiles Tragwerk, für das die Argumentation von Abbildung 27a ebenfalls gilt, ist jenes von Abbildung 27c. Auch hier schneiden sich die Schnittpunkte der Wirkungslinien in einem Punkt. Das Tragwerk gilt somit als labil.

4.3.1.1.2 *Thematik Torsionssteifigkeit*

Wie schon im vorhergehenden Punkt erläutert, ist die Beurteilung hinsichtlich der Torsionssteifigkeit ein ausschlaggebender Punkt bei der Anordnung der Wandscheiben im Grundriß. Diese ist so vorzunehmen, daß eine Torsionsbeanspruchung weitestgehend vermieden wird. Die Torsionsbeanspruchung wird hervorgerufen durch einen außermittigen Lastangriff zwischen dem eigentlichen Steifigkeitszentrum S des horizontalen

Tragsystems (Schubmittelpunkt der Scheiben) und den Lastangriffspunkten der jeweiligen Erregungen M bzw. W . Dabei ist zu beachten, daß der Widerstand der Wandscheiben, wie schon eingehend erwähnt, nur um die jeweils starke Achse für die Ermittlung des Schubmittelpunkts herangezogen wird (Abbildung 28).

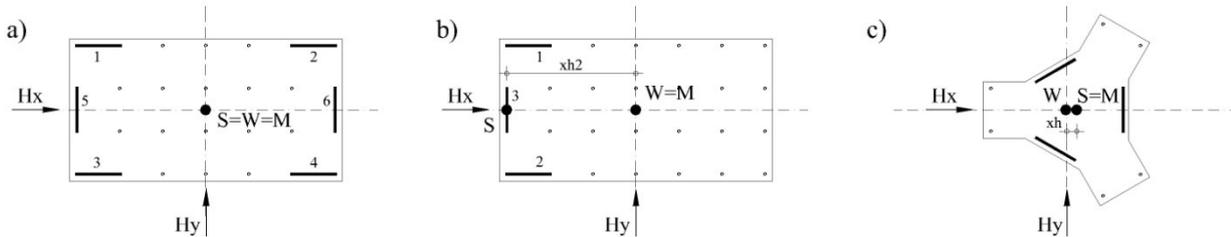


Abbildung 28 Anordnung der Wandscheiben im Hinblick auf die Stabilität der Torsionssteifigkeit des Tragwerks

Die in Abbildung 28a dargestellte Scheibenanordnung gilt als Optimum. Das Steifigkeitszentrum und die Lastangriffspunkte für Windkraft und Erdbeben liegen in einem Punkt. Durch diese einfache aber geschickte Anordnung ergibt sich keine reale Torsionsbeanspruchung. Rechnerisch erforderliche Exzentrizitäten des Lastangriffs können durch die großen Abstände der Wandscheiben zueinander leicht aufgenommen werden.

Als stabil, jedoch ungünstig und daher zu vermeiden, gilt auch die in Abbildung 28b dargestellte Form der Scheibenanordnung. Hier kommt es zu einer hohen Torsionsbeanspruchung des Querschnitts im Lastfall Wind bzw. Erdbeben in y -Richtung. Diese kann zwar durch die Wandscheiben parallel zur Achse x aufgenommen werden, jedoch führt das zu einer hohen Steigerung der Lasten in diesen Scheiben.

In Abbildung 28c bietet sich die Lösung für die Problematik der Scheibenanordnung in Abbildung 27c. Durch das nach außen orientieren der Wandscheiben entsteht eine steife, statisch bestimmte Konstruktion, die allen Anforderungen bezüglich Torsionssteifigkeit genügt.

4.3.1.1.3 Thematik Zwangsbeanspruchung

Neben den Kriterien Stabilität und Torsionssteifigkeit gilt es auch die Anordnung der Wandscheiben so zu wählen, daß Längenänderungen in den Geschoßdecken in Folge von Schwinden, Temperaturänderungen oder Vorspannung keine erheblichen Zwangsbeanspruchungen der Decken und damit horizontale Kräfte in den Wandscheiben bewirken.

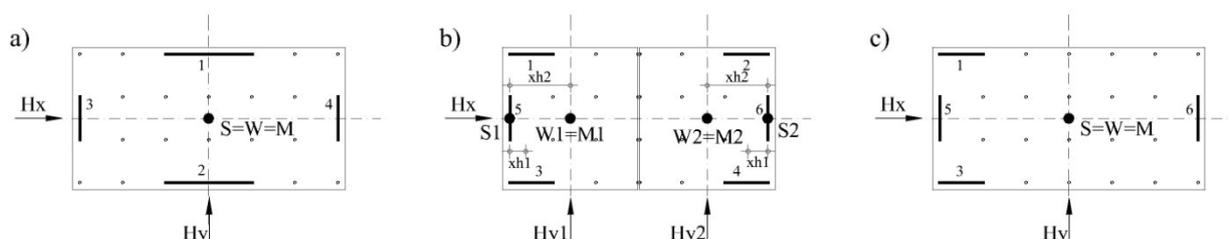


Abbildung 29 Thematik Zwangsbeanspruchung

Die in Abbildung 29a dargestellte Scheibenanordnung gilt hinsichtlich der Stabilität und Torsionssteifigkeit als optimal. Durch die Anordnung der Wandscheiben in Deckenmitte, im Gegensatz zu Abbildung 28a, können außerdem Längenänderungen der Deckenscheibe parallel zur x- und y-Achse stattfinden, ohne zusätzlichen Zwangsbeanspruchungen in den Wandscheiben hervorzurufen.

Eine Lösung für das Problem in Abbildung 28a, unter Beibehaltung der Wandscheibenanordnung, stellt die Einführung einer Dilatationsfuge und somit die Teilung des Gesamttragwerks in zwei unabhängige Tragwerke dar (Abbildung 29b). Dies führt jedoch auch zu erheblichen Einbußen bezüglich der Torsionssteifigkeit der einzelnen Tragwerksteile. Weiters kann die Fugenausbildung an sich zu einem Problem im Lastfall Erdbeben werden, wenn die beiden Bauteile aneinander prallen.

Eine bessere Lösung wäre jedoch die in Abbildung 29c dargestellte Änderung des Tragkonzeptes. Durch die Entfernung der Scheiben 2 und 4 entfällt der Einspanneffekt der Deckenscheibe und diese kann sich somit wieder frei verformen.

4.3.1.1.4 Stützen in Scheibennähe

Das Einflußgebiet von Scheiben für die Lastabtragung von vertikalen Kräften soll so groß wie möglich sein, da sich Normalkräfte positiv auf

- die Steifigkeit der Scheibe,
- ihre Kippsicherheit (bei Wandscheiben) und
- die Erhöhung des Tragwiderstands auswirken.

Dies gilt vor allem beim Einsatz von Materialien, die keine Zugkräfte aufnehmen können, wie z.B. dem Mauerwerk. Daher ist für Tragwerke mit Schubwänden aus Mauerwerk die Regel in der ÖNORM EN 1998-1:2005; Pkt.9.7.2(2)d zu erfüllen, wonach 75% der Vertikalkräfte über die aussteifenden Schubwände abgetragen werden müssen.

4.3.1.2 Gestaltung des Aufrisses

Das Tragwerk eines Gebäudes wirkt, vereinfacht betrachtet, wie ein in die Fundierung eingespannter Kragträger. Dabei ist in der Gestaltung des Tragwerks im Aufriß auf folgende Punkte zu achten:

Die Steifigkeit des Tragwerks soll über die gesamte Höhe des Gebäudes konstant sein oder nach oben hin abnehmen (Abbildung 30a).

Die einzelnen Wandscheiben sollen durchgehend sein und im Fundament verankert werden. Die lokale Reduktion der Steifigkeit in einem Geschoß, vor allem in Hinblick auf den Lastfall Erdbeben, ist gefährlich, da es durch die Translationsbewegungen der steifen Geschoße zu großen Verschiebungen kommt und die Stützen zum Teil große zusätzliche Momente aufnehmen müssen (Abbildung 30b).

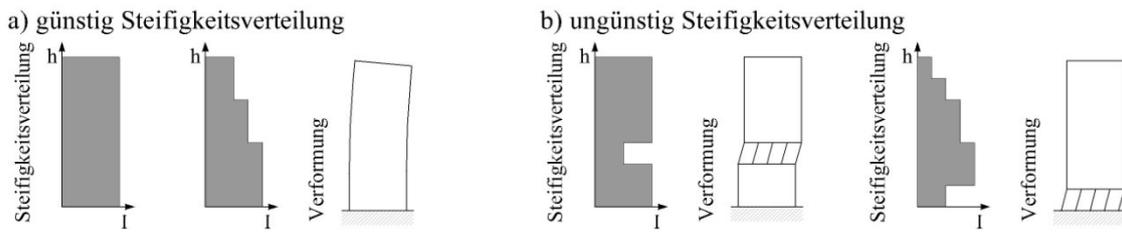


Abbildung 30 Steifigkeitsverteilung unterschiedlicher Tragwerke und deren Verformungen über die Gebäudehöhe [16]

Unterschiedlich hohe Gebäude sollten durch Fugen getrennt werden bzw. deren Verbindung sollen frei verschieblich gestaltet werden (Abbildung 31a+b).

Durch eine vertikale Versetzung der Geschößdecken ist die Wirkung der Deckenscheiben unterbrochen. Dies verursacht enorme Querkräfte in den Wandscheiben und Stützen (Abbildung 31c).

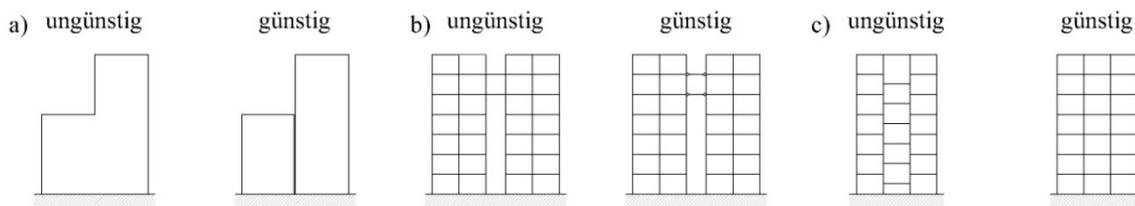


Abbildung 31 Allgemeine Gestaltungskriterien des Aufrisses [16]

4.3.1.3 Fundierung

Die Fundierung des Tragwerks ist entscheidend für seine Steifigkeit. Um eine vertikale Tangente am Fußpunkt der Wandscheibe zu erhalten, wie das bei einer vollen Einspannung der Fall ist, muß die Scheibe in der Fundierung eingespannt werden. Nur dann ist die Wirkung der Wandscheibe mit der eines Kragträgers vergleichbar.

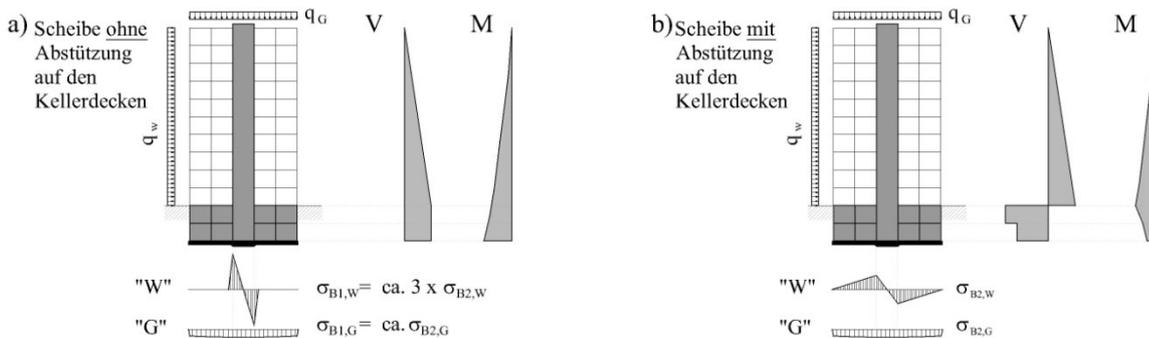


Abbildung 32 Unterschiedliche Fundierungsmodelle von Scheiben [16]

Eine Möglichkeit, die angewendet wird, ist die Wandscheibe in eine massive Stahlbetonplatte einzuspannen. Bei dieser Variante ist die Steifigkeit der Bodenplatte entscheidend für den erzielten Einspanneffekt. Da es bei hohen Scheiben zu großen Kräften in der Bodenfuge kommen kann, empfiehlt es sich die Bodenplatte auf Pfähle zu fundieren, um Kippen bzw. Setzungen der Bodenplatte zu verhindern (Abbildung 32a).

Die gebräuchlichste Möglichkeit den vollen Einspanneffekt zu erzielen, ist es die Scheibe in einem steifen Untergeschoß (steifer Kasten) einzuspannen. Dies bietet sich vor allem deswegen an, da bei hohen Gebäuden meist auch eine große Anzahl an Tiefgeschoßen vorhanden ist, die als steifer Kasten ausgeführt werden. Durch die Einbeziehung der Untergeschoße in die horizontale Lastabtragung, können die auftretenden Bodenspannungen deutlich reduziert werden (Abbildung 32b).

4.3.2 Steifigkeit des Tragsystems

Die Steifigkeit eines Tragsystems hat große Auswirkungen auf die zu erwartenden Kräfte bei einer Erdbebenbeanspruchung.

Da sehr steife Tragwerke eine kleine Eigenperiode und eine hohe Eigenfrequenz haben schwingen sie sehr schnell. Bei diesen Tragwerken ist die Absolutbeschleunigung des Tragwerks annähernd gleich der auf sie wirkenden Bodenbeschleunigung. Daher sind die resultierenden Kräfte hoch und die Tragwerksverformungen gering (Abbildung 33).

Sehr weiche Tragwerke weisen eine große Eigenperiode und eine niedrige Eigenfrequenz auf. Daher schwingen diese Tragwerke nur langsam. Bei einem sehr weichen Tragwerk ist die Absolutbeschleunigung gering und daher auch die daraus resultierenden Kräfte. Die Tragwerksverformungen sind jedoch sehr groß (Abbildung 33).

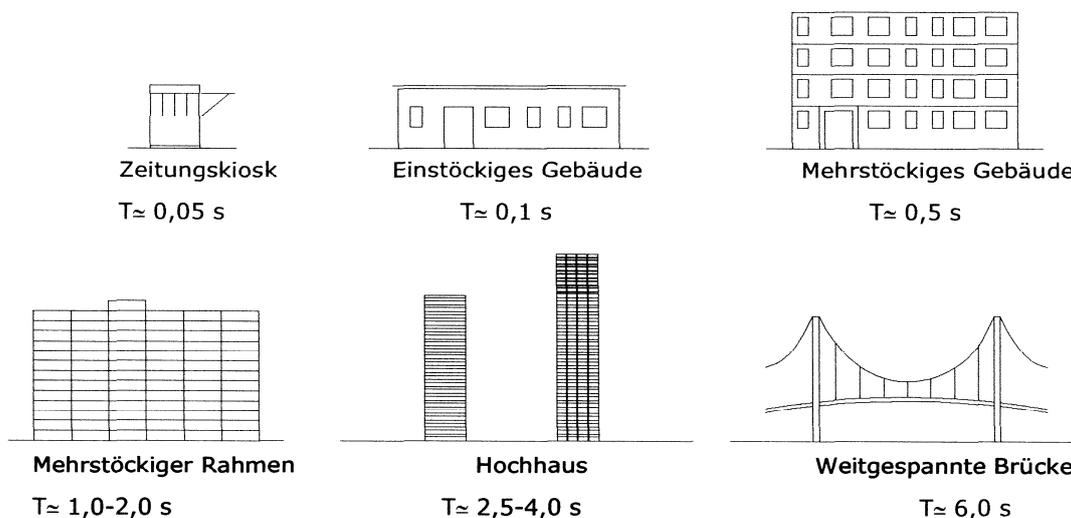


Abbildung 33 Tragwerke und typische Eigenperioden der ersten Eigenform [18]

4.3.3 Tragwiderstand und Duktilität

Die Konzeption der Tragwerkssteifigkeit ist immer im Zusammenhang mit dessen Tragwiderstand und seiner Duktilität zu sehen. Für das Verhalten eines Tragwerks bei der Beanspruchung durch ein Erdbeben ist der Tragwiderstand gegen horizontale Kräfte und das Zusammenwirken mit seiner Duktilität, das heißt mit seinem Verformungsvermögen, wichtig. Diese beiden Größen beeinflussen sich wechselseitig und müssen daher auch stets gemeinsam betrachtet werden.

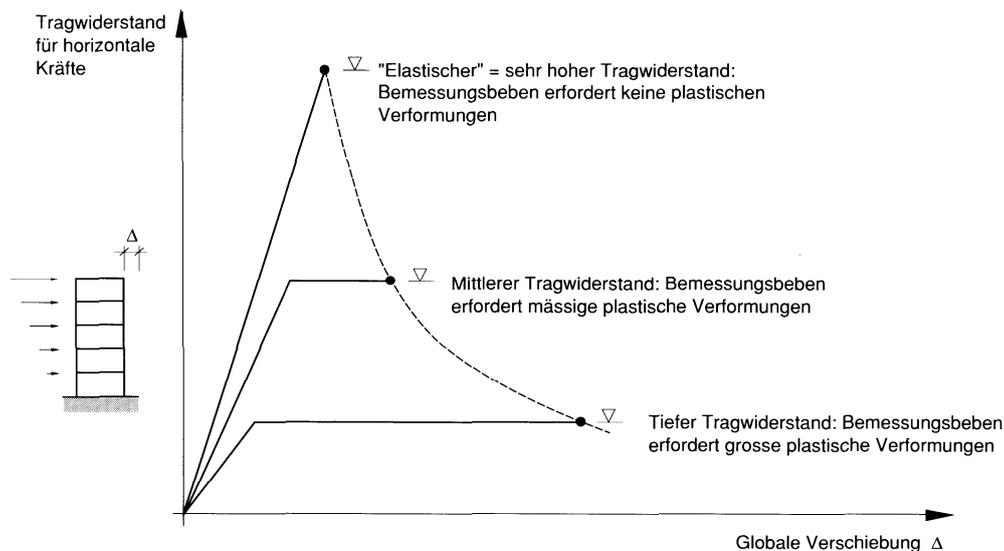


Abbildung 34 Wechselwirkung von Tragwiderstand und Duktilität [18]

Je nach Konzeption kann ein Tragwerk einen hohen Tragwiderstand und eine niedrige Duktilität oder einen niedrigen Tragwiderstand und eine hohe Duktilität aufweisen. Beide können bei ein und demselben Bemessungsbeben alle Anforderungen der ÖNORM EN 1998-1:2005 erfüllen und haben dennoch ein sehr unterschiedliches Tragverhalten.

Ein hoher Tragwiderstand sorgt dafür, daß die Bebenkräfte im elastischen Bereich abgetragen werden können und es keinen Bedarf an einer plastischen Verformung gibt. Das Tragwerk wird sich nur wenig verformen, die Kosten für die Ausführung werden aber unwirtschaftlich sein.

Bei einem niedrigen Tragwiderstand werden die Kräfte im vornehmlich plastischen Bereich abgetragen, dies bringt große Verformungen mit sich. Dennoch wird das Tragwerk bei richtiger konstruktiver Durchbildung nicht einstürzen. Die Kosten für die Ausführung sind geringer, jedoch muß das Tragwerk in der Regel nach der Bebenbeanspruchung abgetragen werden.

Auf Grund der geringen Auftretenswahrscheinlichkeit eines Erdbebens im Lebenszyklus eines modernen Tragwerks ist das bewußte Zulassen von plastischen Verformungen durchaus sinnvoll. In der Regel werden Tragwerke daher mit einem mittleren Tragwiderstand und mittlerer Duktilität ausgeführt, so daß leichtere Beben schadlos überstanden werden.

4.3.3.1 Duktilität

Als Duktilität bezeichnet man das Verformungsvermögen eines Tragelements bzw. eines Tragsystems. Dabei wird das Verhältnis der totalen plastisch-elastischen Verformung zur elastischen Verformung angegeben. Die Voraussetzung für diese Definition ist ein bilineares, ideal elastisch-plastisches Kraft-Verformungsdiagramm.

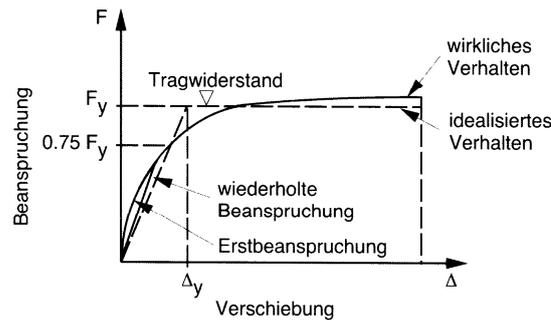


Abbildung 35 Bilineares, ideal elastisch-plastisches Kraft-Verformungsdiagramm [18]

Je nach Art der Beanspruchung und den damit verbunden Verformungen unterscheidet man Dehnungs- (μ_ϵ), Krümmungs- (μ_ϕ), Rotations- (μ_θ) und Verschiebeduktilität (μ_Δ).

Bei Tragwerken und Tragsystemen kann in einem elastisch-plastischem Verformungszustand zwischen einer globalen und einer lokalen Duktilität unterschieden werden. Dies ist insofern von Bedeutung, da die lokale und globale Duktilität in der Regel ganz unterschiedliche Größenordnungen aufweisen.

Die Duktilitätsbeziehung einer eingespannten Wandscheibe, die durch eine Horizontallast beansprucht wird, zeigt das deutlich (Abbildung 35).

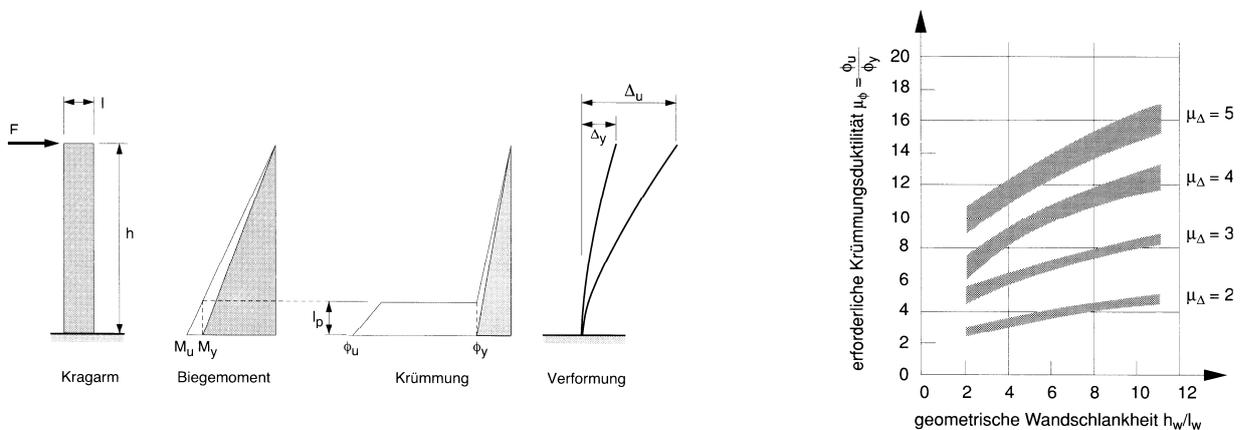


Abbildung 36 Zusammenhang von lokaler Krümmungsduktilität zur globalen Verschiebungsduktilität einer eingespannten Wandscheibe in Abhängigkeit der Wandschlankeit [18]

Wie in der oberen Abbildung ersichtlich ist das Verhältnis zwischen der lokalen Krümmungsduktilität und der globalen Verschiebungsduktilität, in Abhängigkeit von der Wandschlankheit, zwischen 2-3:1.

Die bisherigen Überlegungen beschränkten sich auf eine monodirektionale Beanspruchung, also die Kraftweininwirkung von einer Seite und ohne Vorzeichenumkehr. Bei einem Erdbeben handelt sich aber um eine zyklische Beanspruchung mit mehrmaligem Vorzeichenwechsel. Dies führt von unserem ideal elastisch-plastische Kraft-Verformungsdiagramm auf die Hysteresekurven.

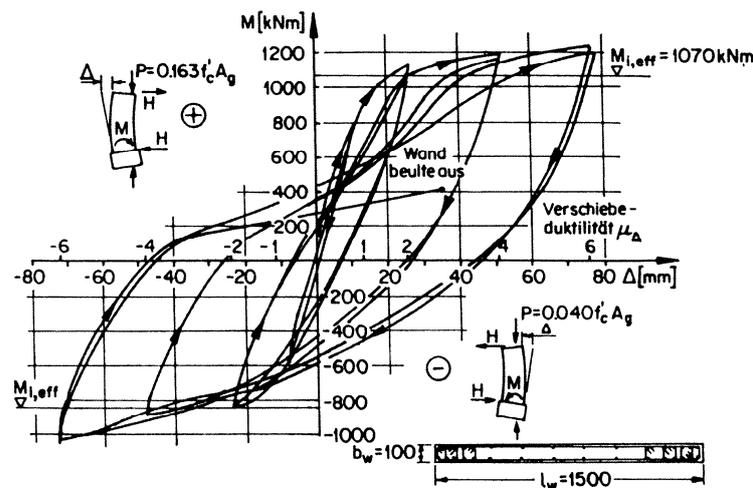


Abbildung 37 Hystereseverhalten einer Tragwand [18]

Die in Abbildung 37 dargestellte Hysteresekurve zeigt die Beziehung zwischen dem Biegemoment am Wandfuß und die Verschiebungen am oberen Ende der Wand. Sie wurde in einem Laborversuch ermittelt, bei dem das obere Ende der Wand gegenüber dem Wandfuß verschoben wurde. Das Ergebnis zeigt, daß zwei identische Zyklen in beide Beanspruchungsrichtungen gefahren wurden. Zuerst mit $\frac{3}{4}$ des rechnerischen Tragwiderstands und danach mit einer Verschiebeduktilität von 2, 4 und 6. Die Wand versagte beim Zurückfahren im zweiten Zyklus mit einer Verschiebeduktilität von 6 durch Ausbeulen im plastischen Gelenk.

Bei der Angabe der Grenzduktilität, also jener Duktilität bei der ein Tragelement oder Tragsystem versagt, ist es üblich sowohl bei monodirektionalen als auch bei zyklischen Belastungen dieselben Angaben bezüglich der Duktilität zu machen, unabhängig von der Beanspruchungsrichtung und der Anzahl der Zyklen mit geringerer Duktilität.

Die plastischen Reserven eines Tragwerks sind in der Regel sehr groß. Damit ein Tragelement seine plastische Trag- und Verformungsfähigkeit entfalten kann sind jedoch eine genaue Festlegung der plastischen Bereiche und ihre sorgfältige konstruktive Durchbildung (z.B. mittels Kapazitätsbemessung) erforderlich.

4.4 Modellbildung

Der Modellbildung von horizontalen Tragsystemen ist ein großes Augenmerk zu schenken, da oft kleine Veränderungen in der Annahme bereits große Auswirkungen auf das Ergebnis haben können. So steht nicht die eigentliche Rechnung, sondern das Modell stets im Vordergrund.

Damit die Lastaufteilung den realen Beanspruchungen entspricht, müssen die wichtigsten Parameter des realen Tragwerks im ideellen Tragelement bzw. Tragsystem dementsprechend abgebildet werden. Die wichtigsten Kriterien sind:

- die Steifigkeit der Tragelemente,
- die Steifigkeit der Verbindungen und
- die Gebäudemassen.

4.4.1 Steifigkeit der Tragelemente

Vor allem bei Gebäuden mit gemischten Scheibentragwerken, die sich entweder durch ihre Materialien oder die Art der Tragsystemen unterscheiden, ist die Steifigkeit der einzelnen Scheiben, neben ihrer Lage im Grundriß, entscheidend für die Aufteilung der horizontalen Lasten.

4.4.1.1 Geschoßdecken

In Hinsicht auf die Steifigkeit von Geschoßdecken werden in der Regel folgende Annahmen getroffen:

- Geschoßdecken sind in ihrer Ebene starr, unendlich steif und senkrecht dazu biegeweich. Die Biegesteifigkeit der Decken wird in der Regel vernachlässigt.
- Geschoßdecken bleiben in ihrer Ebene starr, verschieben und drehen sich horizontal als starre Körper.
- Die Abstände der horizontalen und vertikalen Tragelemente, wie Scheiben und Stützen, bleibt konstant.

Die Steifigkeit der Scheiben und Stützen hängt in erster Linie von Tragsystem, Wänden oder Fachwerken und Material ab. Die Biegesteifigkeit der Deckenscheiben normal zu ihrer Achse, sowie ihre Drillsteifigkeit werden normalerweise nicht berücksichtigt.

4.4.1.2 Wände und Stützen

Analog zu einem durch Querlasten beanspruchten Biegeträger, setzt sich die effektive Steifigkeit einer Wandscheibe aus den Komponenten der Schubsteifigkeit GA und der Biegesteifigkeit EI zusammen.

Je nach Scheibenhöhe erfolgt die Lastabtragung eher über Schubkräfte oder Biegemomente. Je schlanker die Wandscheibe ist, desto geringer wird der Einfluß der Schubsteifigkeit. Die Schubsteifigkeit kann daher für die händischen Berechnungen in der Regel vernachlässigt werden, da diese kaum Auswirkung auf die Gesamtsteifigkeit hat.

Tabelle 14 Steifigkeit von Wandscheiben [17]

Tragsystem	$GA_{\text{rech}} =$	$EI_{\text{rech}} =$
<p>Grundriss</p>  <p>Aufriss</p> 	$G \cdot t \cdot l$	$\frac{E \cdot t \cdot l^3}{12}$

Die effektive Steifigkeit von Stahlbetonscheiben und Stützen hängt, im Gegensatz zu der rechnerischen Steifigkeit, von der überlagerten Normalkraft und damit auch vor allem von der Ribbildung ab. Die effektive Steifigkeit EI_{eff} kann daher durch eine Abminderung der rechnerisch ermittelten Steifigkeit EI_{Beton} angenommen werden.

- Wandscheiben $EI_{\text{eff}} \approx (0.5 - 0.6) \times EI_{\text{Beton}}$
- Stützen $EI_{\text{eff}} \approx (0.8 - 1.0) \times EI_{\text{Beton}}$

Die größeren Werte der effektiven Steifigkeit gelten für Beanspruchungen durch Auflast alleine und in Kombination mit Windkräften; die kleineren Werte gelten für eine Überlagerung von Erdbebenkräften und Auflasten.

4.4.1.3 Stützen

Stützen werden meist als Pendelstützen modelliert, die kaum einen Einfluß auf die horizontale Aussteifung des Gebäudes haben. Dieser Umstand kann sich jedoch durch unsachgemäße Ausführung von nicht tragenden Elementen umkehren. Durch die Steifigkeit der Ausfachung wirken diese Stützen plötzlich als kurze Kragarme mit teils erheblicher Steifigkeit. Diese ziehen, vor allem im Lastfall Erdbeben, große Kräfte an, die lokal zu einem Versagen der Stützen auf Abscheren führen können. Diesem Phänomen der „kurzen Stützen“ ist entweder durch eine statische Trennung von tragenden und nicht tragenden Elementen oder einer Berücksichtigung dieses Effekts in der Berechnung entgegenzuwirken (Abbildung 38).

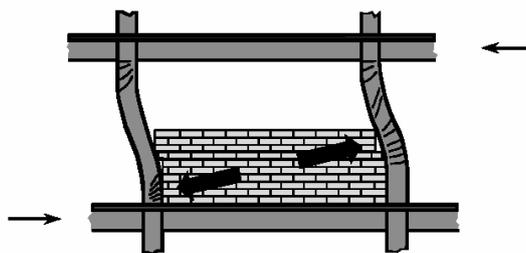


Abbildung 38 Negativer Einfluß von Brüstungen in Rahmentragwerken [16]

4.4.2 Steifigkeit der Verbindungen

Anschlüsse der Geschoßdecke an die Wandscheiben und Stützen werden in der Regel gelenkig modelliert. Da die Geschoßdecken jedoch nicht durch spezielle Drehlager mit den Stützen und Wänden verbunden, sondern in der Regel in diese eingespannt sind, wird in Wirklichkeit den weichen Stützen und den Wandscheiben quer zu ihrer Tragrichtung die Deckenrotation aufgezwungen. Diese Auslenkungen müssen vor allem bei der Bemessung von Stützen in Form einer vergrößerten Anfangsexzentrizität w_0 berücksichtigt werden.

4.4.3 Fundierung

Der Anschluß der Wandscheiben an die Fundamente ist entscheidend für das Verformungsverhalten des Tragwerks. Diese Verbindung wird in der Regel als drehstarr angenommen. Das heißt die Verformbarkeit des Untergrunds wird bewußt vernachlässigt. Nur bei sehr weichen Böden oder extremen Biegemomenten am Wandfuß ist diese Verformung durch ein geeignetes Drehfedermodell zu berücksichtigen (Abbildung 39).

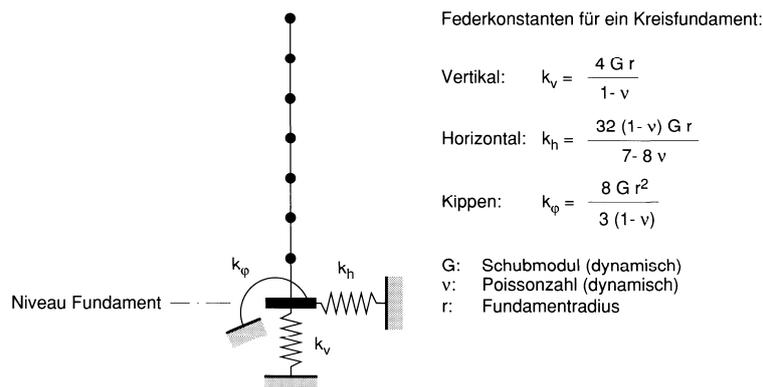


Abbildung 39 Einfaches Federmodell für die Berücksichtigung eines nachgiebigen Baugrunds [18]

Der Einbindehorizont des Modells und damit das Niveau der Einspannung in das Fundament sind viel diskutierte Themen bei der Modellbildung, da dies die Steifigkeit des Gebäudes und somit die auftretenden Lasten im Lastfall Erdbeben stark beeinflusst.

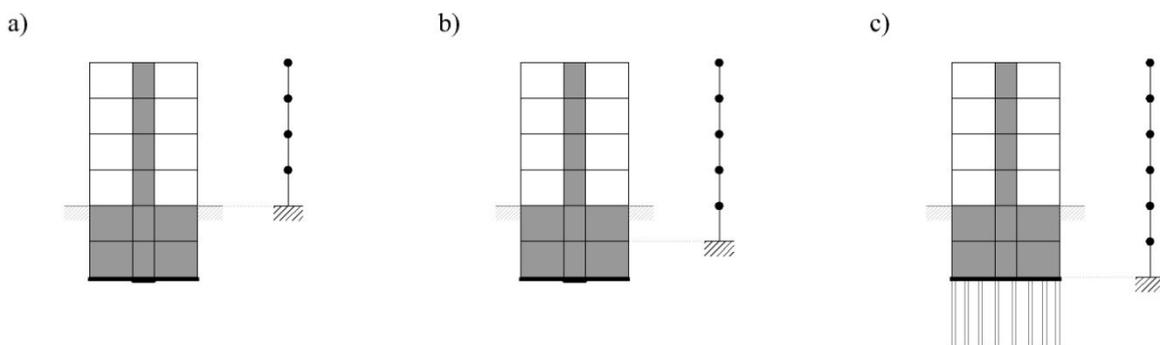


Abbildung 40 Verschiedene Annahmen des Fundierungsniveaus [18]

Das zu wählende Niveau ist in erster Linie abhängig von der Steifigkeit des Untergeschosses. Bei einer Einspannung der Wandscheibe in ein wesentlich steiferes Untergeschoß mit einer Flachfundierung ist es in der Regel gerechtfertigt die Ebene der Einspannung als Einspannstelle anzunehmen (Abbildung 40a). Dies gilt vor allem für die Berechnung der Eigenperioden mit einem geeigneten Finiten Elemente Programm.

Bei einer händischen Abschätzung der Eigenperiode empfiehlt es sich das Niveau der Fundierung in der ersten Decke des steifen Untergeschoß zu wählen (Abbildung 40b).

Bei einer sehr steifen Fundierung mittels Pfählen ist prinzipiell die Höhe der Fundamentplatte als Fundierungsebene anzusetzen und das Untergeschoß mit seiner höheren Steifigkeit rechnerisch zu berücksichtigen (Abbildung 40c).

4.4.4 Gebäudemassen

Für die Beanspruchung durch Erdbebenlasten werden die Gebäudemassen auf Höhe der Decken angesetzt. Die Massen der vertikalen Tragsysteme (Scheiben, Stützen) werden anteilmäßig auf die darüber- oder darunterliegenden Geschoßdecken aufgeteilt. Der Massenmittelpunkt wird daher in der Regel als Geschoßmittelpunkt angenommen ohne die Tragstruktur zu berücksichtigen. Die Lage der Massen in jedem Stockwerk kann zentrisch oder exzentrisch zum Steifigkeitszentrum des Tragsystems sein.

4.4.5 Modellvarianten

Zur Berechnung der Schnittkräfte infolge Beanspruchung durch horizontale Lasten wird das reale Tragwerk durch ein dementsprechendes ideelles Tragelement bzw. Tragsystem ersetzt.

Das einfachste Rechenmodell eines Tragwerks ist der sogenannte Ersatzstab. Hierbei wird das gesamte Tragwerksmodell auf ein einziges ideelles Tragelement, einem eingespannten Kragträger mit den gleichen Steifigkeitseigenschaften des Tragwerks, reduziert. Dies ist bei einem regelmäßigen Grund- und Aufriß möglich.

Bei einem regelmäßigen Grundriß und unregelmäßigem Aufriß ist es möglich die Aussteifungssysteme der beiden Haupttragrichtungen eines Tragwerks getrennt von einander zu betrachten und jede Richtung als zweidimensionales Tragsystem zu berechnen.

Die dritte Möglichkeit ist das Tragwerk dreidimensional in einem Finiten-Elemente- oder Stabwerksprogramm zu modellieren und zu berechnen. Der Vorteil dieser Variante ist, daß die Torsionsbeanspruchung wirklichkeitsnahe dargestellt werden kann.

4.4.5.1 Ersatzstab

Das komplexe System des Tragwerks wird durch einen einzigen kragarmförmigen Ersatzstab, dem ideellen Tragelement, ersetzt. Dieses weist meistens aufgrund der Scheibenanordnung im Grundriß, eine unterschiedliche Steifigkeit in x- und y-Richtung auf. Beide Richtungen werden in der Regel getrennt von einander betrachtet.

Die Lage der Achse des Ersatzstabs im Grundriß kann grundsätzlich beliebig gewählt werden, es bietet sich jedoch an, diese entweder in die Kreuzungspunkte der Mittellinien der Hauptabmessungen oder in das Steifigkeitszentrum eines maßgebenden Geschosses zu legen. Im Anschluß werden die Beanspruchungen in den einzelnen Geschossen statisch äquivalent auf den Ersatzstab übertragen (Abbildung 41a).

Die Schnittkräfte M , V und T_E können infolge der äußeren horizontalen Beanspruchungen nun am Ersatzstab ermittelt werden (Abbildung 41b).

Danach werden diese wiederum auf die einzelnen Grundrisse zurück übertragen und dann entsprechend der Lage im Grundriß die Beanspruchung der einzelnen Scheiben ermittelt (Abbildung 41c,d).

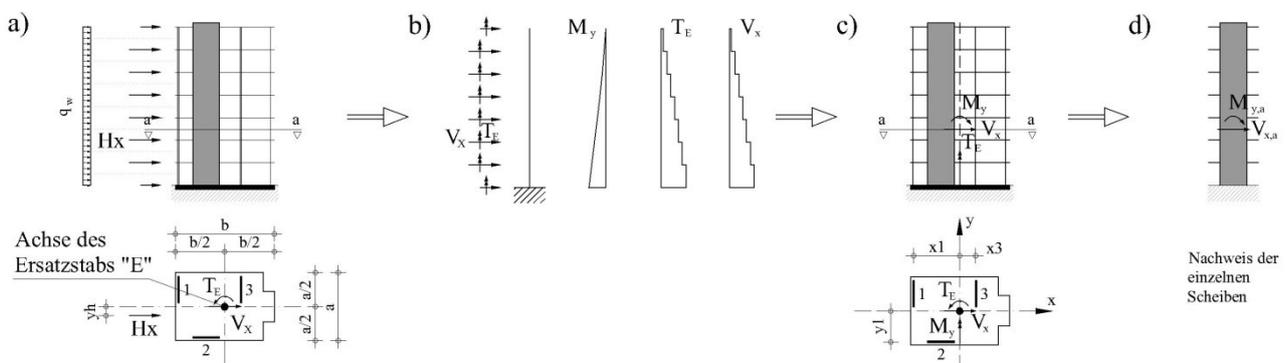


Abbildung 41 Modellbildung – Berechnungsphasen [18]

Bei über der Gebäudehöhe unveränderten Grundrißform und unveränderten Querschnitten der Scheiben ist für die Beanspruchung der Scheiben der horizontale Schnitt unmittelbar über der Einspannstelle maßgebend.

4.4.5.1.1 Lastaufteilung auf statisch bestimmte Aussteifungssysteme

Besteht ein Aussteifungssystem aus nur drei Scheiben, die im Grundriß so angeordnet sind, daß deren Wirkungslinien weder parallel sind, noch sich genau in einem Punkt schneiden, so spricht man von einem statisch bestimmten Aussteifungssystem. Die Aufteilung der jeweiligen horizontalen Stockwerkskraft auf die Scheiben erfolgt einfach über die Gleichgewichtsbedingungen.

Dabei sind folgende Annahmen zu berücksichtigen:

- Die lastabtragende Wirkung der Scheiben erfolgt nur in Richtung der Scheibenebene und ihr Biege widerstand normal zur Wandebene wird vernachlässigt.
- Die horizontale Stockwerkskraft wird ausschließlich über die Scheibenwirkung abgetragen, das heißt sie entspricht betragsmäßig den Querkräften in den Scheiben.

4.4.5.1.2 Lastaufteilung auf statisch unbestimmte Aussteifungssysteme

Von einem statisch unbestimmtem Aussteifungssystem spricht man, wenn mehr als drei Scheiben zur horizontalen Lastabtragung herangezogen werden. Bei der Lastaufteilung der horizontalen Stockwerkskraft

auf die Scheiben müssen nun zusätzlich zu den Gleichgewichtsbedingungen auch Verträglichkeitsbedingungen berücksichtigt werden.

Dabei sind folgende Annahmen zu berücksichtigen:

- Die lastabtragende Wirkung der Scheiben erfolgt nur in Richtung der Scheibenebene und ihr Biege widerstand normal zur Wandebene wird vernachlässigt.
- Die effektive Biegesteifigkeit der Wände in beide Richtungen ist zu ermitteln und wird für die Lastabtragung herangezogen. Hierbei wird vorausgesetzt, daß die Steifigkeit der Scheiben über die gesamte Höhe konstant ist. Die große Ungenauigkeit bei der Ermittlung der effektiven Steifigkeit liegt an den Unterschieden in Rißbildungsverhalten, Aussparungen, Zwangsbeanspruchungen und der Einspannungswirkung in der Fundierung.
- Die horizontale Stockwerkskraft verteilt sich entsprechend der effektiven Biegesteifigkeit auf die einzelnen Scheiben.

4.4.5.1.3 Bestimmung der Geschoßkennwerte

Die Geschoßkennwerte sind neben den Lastangriffspunkten von Wind- und Erdbebenlasten (=Massenmittelpunkt) auch das Steifigkeitszentrum des horizontalen Tragsystems.

Der Massenmittelpunkt eines Geschosses wird in der Regel, ohne Berücksichtigung des Einflusses der tragenden Konstruktion, im Schwerpunkt der Geschoßdecke angenommen. Für die Aufteilung der horizontalen Stockwerkskraft muß das Steifigkeitszentrum für jedes Geschoß getrennt ermittelt werden. Jede Kraft, die in diesem Steifigkeitszentrum angreift, erzeugt für das Geschoß eine reine Translation in Krafrichtung und keine Rotation. Die horizontale Stockwerkskraft verteilt sich in diesem Fall proportional zu den effektiven Steifigkeiten der Scheiben.

$$V_{1x} = V_x \cdot \frac{I_{1y}}{\sum I_{iy}}; V_{2x} = V_x \cdot \frac{I_{2y}}{\sum I_{iy}}; \dots$$

I_{ix} Trägheitsmoment der Wand i um die x -Achse

I_{iy} Trägheitsmoment der Wand i um die y -Achse

Das Steifigkeitszentrum muß somit im Schwerpunkt der Querkräfte V_{ix} liegen. Da sich die Querkräfte proportional zu den effektiven Steifigkeiten verhalten, liegt das Steifigkeitszentrum eines Geschosses im "Schwerpunkt der effektiven Steifigkeiten EI_{iy} ". Dieser kann über eine "Momentenbedingung der effektiven Steifigkeiten" ermittelt werden.

$$y_s = \frac{\sum (I_{iy} \cdot y_i)}{\sum I_{iy}}; x_s = \frac{\sum (I_{ix} \cdot x_i)}{\sum I_{ix}}$$

y_i, x_i Abstand vom Ersatzstab zum Schubmittelpunkt der Wand i

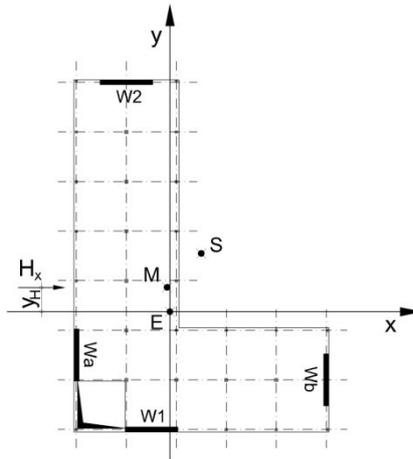


Abbildung 42 Geschoßkennwerte eines L-förmigen Grundrisses; Massenmittelpunkt (M), Steifigkeitszentrum (S), Lage des Ersatzstabes (E)

4.4.5.1.4 Verteilung der Querkräfte in den Wandscheiben

Die Beanspruchungen des Tragwerks aus äußeren Einwirkungen werden anhand eines Ersatzstabes E bestimmt, wobei dessen Lage im Grundriß beliebig gewählt werden kann (Abbildung 42). Die Beanspruchungen werden danach am Ersatzstab bestimmt und wieder auf den Grundriß übertragen (Abbildung 43).

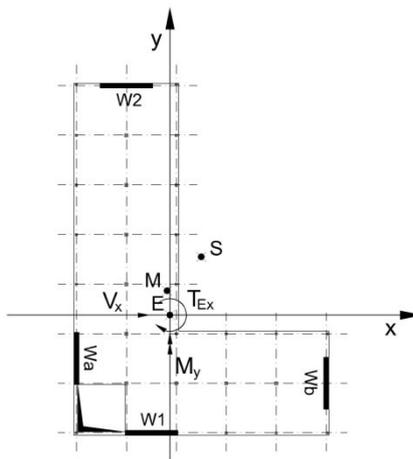


Abbildung 43 Übertragung der Beanspruchungen des Ersatzstabes auf das betrachtete Geschoß

Für die Verteilung der horizontalen Stockwerkskraft auf die Wandscheiben werden nun die jeweiligen Schnittkräfte des Ersatzstabes aus der Achse des Ersatzstabes E in das Steifigkeitszentrum S verschoben (Abbildung 44).

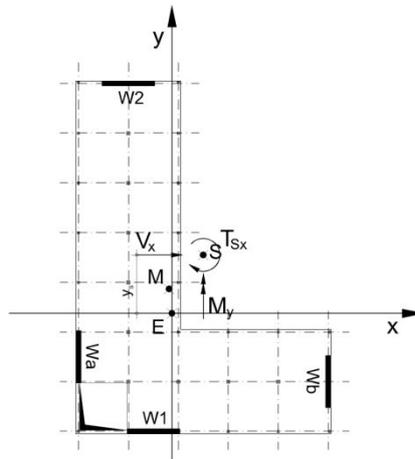


Abbildung 44 Verschiebung der Beanspruchungen in das Steifigkeitszentrum

Die Querkraft V_x erzeugt nun, da sie im Steifigkeitszentrum angreift, nur noch eine reine Translation der Geschoßdecke und so kann sie im Verhältnis ihrer effektiven Biegesteifigkeiten auf die Wandscheiben aufgeteilt werden (Abbildung 45).

$$V_{1x} = V_x \cdot \frac{I_{1y}}{\sum I_{iy}}; V_{2x} = V_x \cdot \frac{I_{2y}}{\sum I_{iy}}$$

Das Torsionsmoment T_{Sx} im Steifigkeitszentrum S erzeugt eine Rotation der Geschoßdecke um das Steifigkeitszentrum. Diese Rotation wird von sämtlichen Wandscheiben aufgenommen (Abbildung 45).

$$T_{Sx} = -(V_{1x} \cdot \bar{y}_1 + V_{2x} \cdot \bar{y}_2 + V_{Ax} \cdot \bar{x}_A + V_{Bx} \cdot \bar{x}_B)$$

\bar{y}_i, \bar{x}_i Abstand vom Steifigkeitszentrum zum Schubmittelpunkt der Wand i

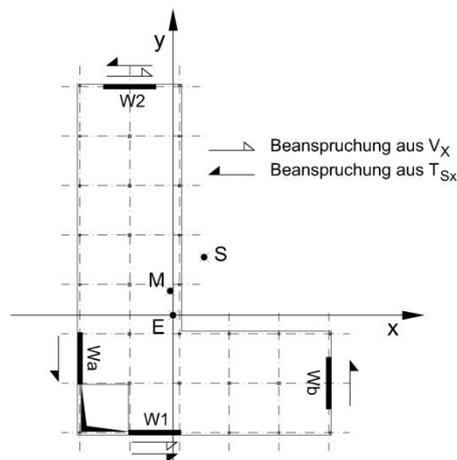


Abbildung 45 Verteilung der Querkräfte auf die Wandscheiben

Aufgrund der Definition des Steifigkeitszentrums S ist die Durchbiegung der Kragarme der einzelnen Wandscheiben proportional zu deren Hebelarmen. Somit ist die Größe der Querkräfte der einzelnen Wandscheiben ebenfalls proportional zu den Trägheitsmomenten und Hebelarmen.

$$V_{1x} = -k \cdot I_{1y} \cdot \bar{y}_1, \quad V_{2x} = -k \cdot I_{2y} \cdot \bar{y}_2, \quad \dots$$

k Konstante

Dadurch kann das Torsionsmoment folgendermaßen ausgedrückt werden:

$$T_s = k \cdot \sum (I_{iy} \cdot \bar{y}_i^2 + I_{ix} \cdot \bar{x}_i^2)$$

Die Anteile der einzelnen Wandscheiben am Torsionsmoment ergeben sich somit zu:

$$T_{1x} = T_s \frac{I_{1y} \cdot \bar{y}_1}{\sum (I_{iy} \cdot \bar{y}_i^2 + I_{ix} \cdot \bar{x}_i^2)}, \dots, T_{1y} = T_s \frac{I_{1x} \cdot \bar{x}_1}{\sum (I_{iy} \cdot \bar{y}_i^2 + I_{ix} \cdot \bar{x}_i^2)}$$

Und mit der Beziehung $V_{1x} = -T_{1x}/\bar{y}_1, \dots$, können die Querkräfte der einzelnen Wandscheiben in Folge eines Torsionsmoments T_s im Steifigkeitszentrum S wie folgt ermittelt werden:

$$V_{1x} = -T_s \frac{I_{1y} \cdot \bar{y}_1}{\sum (I_{iy} \cdot \bar{y}_i^2 + I_{ix} \cdot \bar{x}_i^2)}, \dots, V_{1y} = T_s \frac{I_{1x} \cdot \bar{x}_1}{\sum (I_{iy} \cdot \bar{y}_i^2 + I_{ix} \cdot \bar{x}_i^2)}$$

Die gesamte Querkraft einer Wandscheibe i aus der Beanspruchung V_x, V_y, T_E des Ersatzstabes, bzw. ihrer statisch äquivalenten Kräfte V_x, V_y, T_s im Steifigkeitszentrum S ergibt sich somit zu:

$$V_{ix} = V_x \frac{I_{iy}}{\sum I_y} - T_s \frac{I_{1y} \cdot \bar{y}_1}{\sum (I_{iy} \cdot \bar{y}_i^2 + I_{ix} \cdot \bar{x}_i^2)}, \dots, V_{iy} = V_y \frac{I_{ix}}{\sum I_x} + T_s \frac{I_{1x} \cdot \bar{x}_1}{\sum (I_{iy} \cdot \bar{y}_i^2 + I_{ix} \cdot \bar{x}_i^2)}$$

Wichtig bei der Aufteilung der Geschoßkräfte ist, daß die nicht tragenden oder weicheren Scheiben, vor allem hinsichtlich des Lastfalls Erdbeben, ebenfalls sorgfältig durchkonstruiert werden (Mindestbewehrung, etc.) oder gegebenenfalls durch Bauteilfugen vom Tragwerk getrennt werden.

4.4.5.1.5 Ermittlung der Biegemomente in den Wandscheiben

Durch das Heranziehen der effektiven Biegesteifigkeit für die Aufteilung der horizontalen Stockwerkskraft erhält die steifste Scheibe unter Einhaltung der Gleichgewichtsbedingungen auch die größte horizontale Kraft und muß dafür ausreichend bemessen werden.

Nach der Ermittlung der Querkräfte in jedem Geschoß kann für jede Wandscheibe für sich der Verlauf der Querkraft und die Momentenlinie nach statischen Kriterien ermittelt werden.

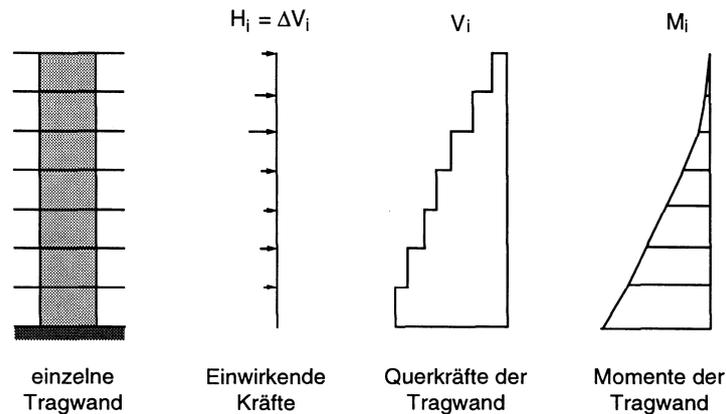


Abbildung 46 Ermittlung des Biegemoments einer Wandscheibe [16]

4.4.5.2 Dreidimensionales Finite-Elemente Modell

Die Abbildung des Tragwerks als 3D Modell hat den großen Vorteil, daß die Torsionsbeanspruchungen exakter erfaßt werden können. Hierbei werden zunächst die Eckdaten des Tragwerks mathematisch beschrieben oder grafisch in ein Computerprogramm eingegeben (Abbildung 47).

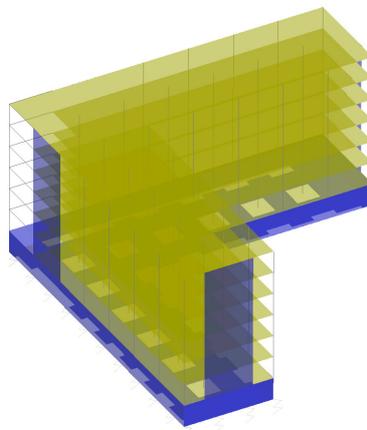


Abbildung 47 Grafische Eingabedaten eines Tragwerks mit L-förmigen Grundriß

Zur Beschreibung der Wand- und Deckenscheiben werden in der Regel Flächenelemente herangezogen und die eingegebene Struktur mit einem Netz von Finiten Elementen nachgebildet. Jedes dieser Finiten Elemente hat drei translatorische und drei rotatorische Freiheitsgrade, mit deren Hilfe die Verformung des Tragwerks sehr genau abgebildet werden kann. Diesen Flächenelementen werden in der Eingabe bereits die relevanten Baustoffkennwerte, wie Elastizitätsmodul und Schubmodul, zugewiesen. Anhand der Geometrie, der Rand- und Lagerbedingungen, sowie der Lasten, stellt das Programm ein Gleichungssystem auf und löst es. Das Resultat dieser Berechnung sind die Verformungen des Tragwerkmodells. Aus diesen Verformungen wiederum können nun durch Integration die Schnittkräfte und in späterer Folge die Spannungen ermittelt werden. Die normalerweise eingesetzten Flächen- oder auch Schalenelemente können neben Momenten und Querkraften auch Normalkräfte abbilden (Abbildung 48).

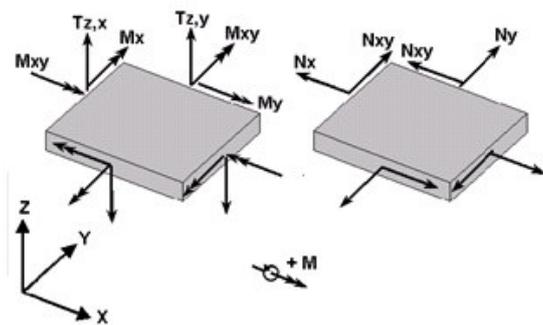


Abbildung 48 Wirkung und Richtung der Schnittkräfte an einem Plattenelement [22]

4.5 Beanspruchungen und Widerstände

Jedes Tragwerk befindet sich in einem ständigen Wechselspiel zwischen Beanspruchungen und Widerständen. Um die Bedingungen der einschlägigen Normen zu erfüllen, muß stets gegeben sein:

$$S_d \leq R_d$$

Wobei S_d für den Bemessungswert der Beanspruchung und R_d für den Bemessungswert des Tragwiderstandes steht.

4.5.1 Beanspruchungen

Beanspruchungen, die auf ein Tragwerk einwirken, können ganz unterschiedlich klassifiziert werden. So kann die Einwirkungsdauer und die Häufigkeit des Auftretens ein Kriterium sein, aber auch die Lastrichtung und der Wechsel der Lastrichtung.

Beanspruchungen können in ständige, veränderliche und außergewöhnliche Einwirkungen unterteilt werden, also nach der zeitlichen Wahrscheinlichkeit ihres Auftretens. Andererseits können sie auch in ihre Wirkung auf das Tragwerk, in überwiegend ruhende Lasten mit einer eindeutigen Lastrichtung und in dynamische Lasten mit wechselnder Lastrichtung unterteilt werden.

4.5.1.1 Überwiegend ruhende Lasten

Zu den überwiegend ruhenden Lasten, also jene Lasten, die eine eindeutige nicht wechselnde Lastrichtung haben, gehören neben den Auflasten, wie Eigengewicht, Ausbau und Nutzlasten in den meisten Fällen auch die Windlasten.

Windlasten werden bei nicht schwingungsanfälligen Hochbauten wie eine ruhende Last behandelt. Der Grund hierfür liegt in der lediglich lokalen dynamischen Wirkung, während das globale Aussteifungssystem monodirektional beansprucht wird.

Die Angaben der Auflasten in den einschlägigen Normen stellen statistisch ermittelt Werte da, deren Anwendung in der Regel überprüft werden soll und gegebenenfalls angepaßt werden muß.

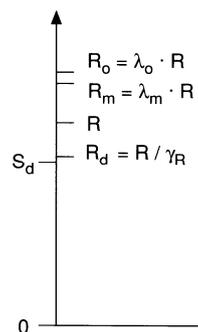
4.5.1.2 Dynamische Lasten

Dynamische Lasten zeichnen sich durch einen mehrmaligen Wechsel der Beanspruchungsrichtung innerhalb eines Zeitabschnitts aus.

Bei einer Beanspruchung im Lastfall Erdbeben werden durch die Beschleunigung des Untergrunds auch die Massen des mit dem Untergrund fest verbundenen Tragwerks beschleunigt. Die daraus resultierenden Kräfte führen zu einer Beanspruchung des horizontalen Tragsystems. Da diese dynamischen Einwirkungen im globalen Aussteifungssystem des Tragwerks einen wiederholten Vorzeichenwechsel hervorrufen, geht die Beanspruchung mit einer extremen Beanspruchung des Materials einher.

4.5.2 Allgemeine Widerstände und Widerstände speziell für den Lastfall Erdbeben

Durch die bis zur plastischen Beanspruchung führende Belastung einzelner Tragelemente im Lastfall Erdbeben und die daraus resultierenden weitreichenden Bemessungsansätze, werden verschiedene Begriffe für den Widerstand eines Tragelements definiert, wobei jeder Widerstand ein anderes Beanspruchungsniveau erreicht (Abbildung 49).



S_d	Bemessungswert der Beanspruchung
R_d	Bemessungswert des Tragwiderstandes
R_m	mittlerer Widerstand
R_o	Widerstand der Überfestigkeit

Abbildung 49 Niveaus der verschiedenen Widerstände und der Bemessungswert der Beanspruchung [18]

4.5.2.1 Tragwiderstand R und Bemessungswert des Tragwiderstandes R_d

Der Tragwiderstand wird durch die nominellen Werte in den jeweiligen Normen, in Abhängigkeit der Baustoffgüte, festgelegt.

Er ist an die Rechenwerte der Baustofffestigkeiten gebunden. Zum Beispiel gilt für den Stahlbetonbau:

$$R = R(f_y, f_c)$$

f_y nominelle Fließspannung

f_c nominelle Betonfestigkeit

Der Bemessungswert des Tragwiderstandes R_d wird durch die Abminderung des Tragwiderstandes R durch die jeweiligen Widerstandsbeiwerte γ ermittelt:

$$R_d = \frac{f_y}{\gamma_s}, \frac{f_c}{\gamma_c}$$

Die Abminderung des Tragwiderstandes berücksichtigt Abweichungen vom berechneten zum ausgeführten Tragsystem (z.B. vereinfachte Berechnungsansätze) ebenso, wie Ungenauigkeiten in der Ausführung (Querschnittsungenauigkeiten).

Der Tragwiderstand R und der Bemessungswiderstand R_d werden für den Nachweis Tragsicherheit verwendet.

4.5.2.2 Mittlerer Widerstand R_m

Der mittlere Widerstand R_m kommt bei der Berechnung von plastischen Bereichen zum Einsatz und stellt den unteren Grenzwert einer ersten Überfestigkeit da. Er wird mit den Mittelwerten der Baustofffestigkeiten bestimmt.

$$R_m = R(f_{ym}, f_{cm})$$

f_{ym} mittlere Fließspannung

f_{cm} mittlere Betonfestigkeit

Diese Werte werden geschätzt oder statistisch bestimmt. Der mittlere Widerstand wird verwendet, wenn das wahrscheinlichste Verhalten eines Tragwerks unter Erdbebeneinwirkung untersucht bzw. erfaßt werden soll. Er wird auch für die Vor- und Nachberechnung von Versuchen und bei der nichtlinearen Zeitverlaufsberechnung angewendet.

4.5.2.3 Widerstand der Überfestigkeit R_0

Der Widerstand der Überfestigkeit R_0 wird mit den veränderten Baustofffestigkeiten bei starker Plastifizierung bestimmt. Bei einem Stahlbetonquerschnitt wären das einerseits die Berücksichtigung der Verfestigung des Bewehrungsstahls und andererseits die Erhöhung der Betondruckfestigkeit durch den Einfluß der Umschnürungsbewehrung.

$$R_0 = \lambda_0 * R$$

λ_0 Faktor für den Widerstand der Überfestigkeit

Der Widerstand der Überfestigkeit bzw. der Faktor für den Widerstand der Überfestigkeit wird für den Nachweis nach der Kapazitätsbemessung verwendet.

4.6 Nachweis im Lastfall Erdbeben

Auch unter der Beanspruchung im Lastfall Erdbeben sind, neben allen herkömmlichen Nachweisen bei der Beanspruchung mit ruhenden Lasten, die Kriterien der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit zu erfüllen.

Der Einsturz des Gebäudes bei einer Beanspruchung durch ein Bemessungsbeben, in der ÖNORM EN 1998-1:2005 ein Beben mit einer Wiederkehrperiode von 475 Jahren, ist mit dem Nachweis der Tragfähigkeit zu gewährleisten. Hierbei wird, je nach Wahl der Duktilität des Tragwerks, ein späterer Abriß des Gebäudes nach der Beanspruchung in Kauf genommen.

Der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit wird in der Regel bei einem Bemessungsbeben von geringerer Intensität, in der ÖNORM EN 1998-1:2005 ein Beben mit einer Wiederkehrperiode von 90 Jahren, geführt. Hierbei gilt es den Geschoßdrift, also die Verschiebung zweier übereinander angeordneter Geschoßdecken, zu beschränken.

Weiter gilt es einen Nachweis für die ausreichende Dimensionierung einer allfälligen Gebäudetrennfuge zu erbringen, um das Aneinanderschlagen zweier Gebäudeteile zu verhindern.

4.6.1 Grenzzustand der Tragfähigkeit

Wie bereits erwähnt, gilt es den Einsturz eines Tragwerks oder einzelner Tragwerksteile unter der Beanspruchung eines Bemessungsbebens zu verhindern. Für die Nachweisführung stehen zwei unterschiedliche Bemessungsverfahren zur Verfügung. Einerseits die konventionelle Bemessung nach der jeweiligen Baustoffnorm und andererseits die für eine Beanspruchung im Lastfall Erdbeben entwickelte Kapazitätsbemessung. Die Wahl der Nachweisverfahren richtet sich nach den jeweiligen Normen und der gewählten Duktilitätsklasse.

4.6.1.1 Konventionelle Bemessung

Die konventionelle Bemessung geht von einer elastischen monodirektionale Beanspruchung aus, bei der der plastische Grenzzustand des Fließens entweder nicht erreicht wird oder er sich durch eine stetige Laststeigerung auszeichnet.

Im Lastfall Erdbeben kommt es jedoch zu zyklischen Beanspruchungen des Tragwerks und damit verbunden zu einer großen plastischen Beanspruchung einzelner Tragwerksteile. Die Einwirkungen im Lastfall Erdbeben entsprechen somit nicht den Überlegungen, die der konventionellen Bemessung zu Grunde liegen.

Häufige Folgen konventionell bemessener Tragelemente im Lastfall Erdbeben nach [18] sind:

- Schubversagen von Stützen und Riegeln von Rahmen
- Schub- und Verbundversagen in Knoten und Rahmen
- Unerwartete Bildung von plastischen Gelenken in Stützen
- Schubversagen von Stahlbetontragwänden

- Versagen der Druckstäbe von Stahlfachwerken

Dies erfordert eine differenzierte Betrachtung der konventionellen Bemessung, denn die Charakteristika der Beanspruchung erfordern andere Bemessungsmethoden.

4.6.1.2 Kapazitätsbemessung

Die Kapazitätsbemessung wurde in den letzten 20 Jahren in Neuseeland genau für die Beanspruchung im Lastfall Erdbeben entwickelt. Hierbei handelt es sich um eine deterministische Methode für die Bemessung und Durchbildung von Tragwerken. Die Zielsetzung ist es ein Tragwerk so zu bemessen und konstruktiv durchzubilden, daß es sich bei einer mehrfachen zyklischen plastischen Beanspruchung durch ein Bemessungsbeben genügend duktil verhält, ohne daß ein Versagen auftritt.

Diese Überlegungen erfordern eine bewußte Festlegung von plastischen Bereichen, während der Rest des Tragwerks so zu bemessen ist, daß eine elastische Beanspruchung gewährleistet werden kann.

Tabelle 15 Unterschiede im Erdbebenverhalten bei konventioneller Bemessung und Kapazitätsbemessung [18]

Erdbebenverhalten	
Konventionell bemessene Tragwerke	Kapazitätsbemessene Tragwerke
<ul style="list-style-type: none"> • Plastifizierungen sind mehr oder weniger überall möglich • Der plastische Mechanismus ist zufällig und nicht näher bekannt • Die lokale Duktilität in den plastifizierenden Bereichen ist sehr unterschiedlich, und die globale Duktilität des Tragwerks ist im allgemeinen gering und nicht näher bekannt • Das Verhalten unter Erdbebeneinwirkung ist nicht näher bekannt 	<ul style="list-style-type: none"> • Plastifizierungen sind nur in bewusst gewählten Bereichen möglich • Der plastische Mechanismus ist geeignet und bekannt • Die lokale Duktilität in den plastifizierenden Bereichen und die globale Duktilität des Tragwerks sind aufeinander abgestimmt und entsprechen der für die Bemessung gewählten Duktilitätsklasse • Das Verhalten unter Erdbebeneinwirkung ist gut bekannt
Beschränkter Schutzgrad gegen Einsturz	Hoher Schutzgrad gegen Einsturz

Bei einer konventionell bemessenen Wandscheibe werden die Biege- und Schubwiderstände so ausgelegt, daß sie den über die Höhe veränderlichen Einwirkungen entsprechen. Hierbei ist zu erwarten, daß es zu einer Ausbildung von ungeeigneten Mechanismen mit hohen lokalen Duktilitätsanforderungen kommt.

- Schubbruch am Wandfuß bevor sich die gewünschte Duktilität entwickelt hat (Abbildung 50b)
- Fließen der Vertikalbewehrung in den oberen Stockwerken ohne entsprechende konstruktive Durchbildung (Abbildung 50c)

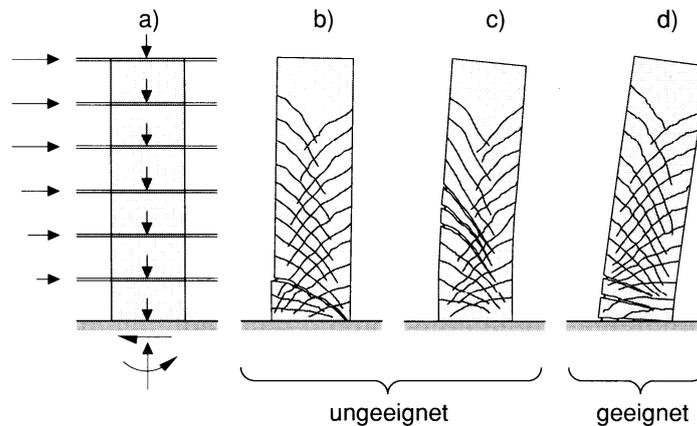


Abbildung 50 *Plastische Mechanismen einer Stahlbetontragwand: a) Wand mit Einwirkungen aus Erdbeben und Auflasten, b) Schubbruch am Wandfuß, c) Fließen der Vertikalbewehrung, d) plastisches Gelenk am Wandfuß[18]*

Die richtige Anwendung der Kapazitätsbemessung sorgt dafür, daß der Schubwiderstand am Wandfuß über der maximalen Einwirkung, die sich mit der Zunahme der Biege-Überfestigkeit im plastischen Gelenk entwickeln kann, liegt. Einhergehend damit wird die vertikale Bewehrung dermaßen abgestuft, daß eine Entwicklung eines plastischen Gelenks in einem anderen Bereich der Tragwand auszuschließen ist (Abbildung 50d).

Im Sinne einer erdbebengerechten Bemessung sollte daher die Kapazitätsbemessung immer dort angewendet werden, wo mit einer konzentrierten Abtragung von hohen horizontalen Kräften und den damit verbundenen Biegemomenten, wie dies in den Wandscheiben eines aufgelösten Scheibentragwerks der Fall ist, zu rechnen ist.

4.6.1.3 Überfestigkeit

Während die Überfestigkeit bei einer konventionellen Bemessung eine Sicherheit darstellt, da der Anwachs der Schnittkräfte ohne Vorzeichenwechsel stattfindet, ist dieser Effekt bei der zyklischen Beanspruchung des plastischen Gelenks zu berücksichtigen

Die Überfestigkeit wird in der Regel als eine Querschnitt-Schnittkraft ausgedrückt. Dabei wird die effektive Bewehrung, effektive Festigkeit der Baustoffe und die tatsächlich vorhandene Normalkraft berücksichtigt um den Widerstand der Überfestigkeit R_0 zu ermitteln.

Der Überfestigkeitsfaktor Φ_0 , der für die Kapazitätsbemessung erforderlich ist, drückt das Verhältnis vom Widerstand der Überfestigkeit R_0 zum Bemessungswert der Beanspruchung S_E infolge Erdbeben aus:

$$\Phi_0 = \frac{R_0}{S_E}$$

Die hauptsächlichen Gründe für die Überfestigkeit bei Stahlbetonbauten liegen bei:

- Materialfestigkeit, dem Verhältnis der nominellen zur effektiven Festigkeit (ca. 1,25)
- Widerstandsfaktor (ca. 1,15-1,20)
- Unterschied zwischen rechnerisch erforderlicher und effektiver Bewehrung (1,0-1,3)
- Unter Umständen durch eine Umverteilung der Lasten bei einem statisch unbestimmten System (0,8-1,3)

Der Überfestigkeitsfaktor Φ_0 einer Wandscheibe hat somit eine Größenordnung von 1,5-2,0. Dies bedeutet, daß die auftretenden Kräfte in einem plastischen Gelenk bis zu 50% über dem Bemessungswert der Beanspruchung liegen kann. Da mit dem Anstieg der Biegemomente eine Erhöhung der Querkräfte einhergeht, ist die Bemessung des Schubwiderstands besonders entscheidend.

4.6.1.4 Anwendung der Kapazitätsbemessung

Im Sinne einer erdbebengerechten Bemessung sollte die Kapazitätsbemessung immer dort angewendet werden, wo mit einer konzentrierten Abtragung von hohen horizontalen Kräften und den damit verbundenen Biegemomenten, wie dies in den Wandscheiben eines aufgelösten Scheibentragwerks der Fall ist, zu rechnen ist.

Eine genaue Vorgehensweise bei der Anwendung der Kapazitätsbemessung ist in [20] zu finden. Die wichtigsten Punkte sind die Schubbemessung im plastischen Gelenk und die Abstufung der Biegebewehrung in den elastischen Bereichen (Abbildung 51).

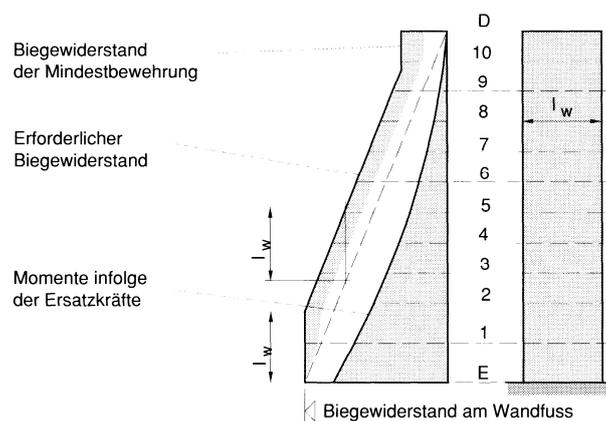


Abbildung 51 Momentenlinie für die Bemessung von Stahlbetontragwänden [18]

4.6.2 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Aufgrund der Größe der Erdbebenbeanspruchung ist der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit unter zweierlei Aspekten zu betrachten:

- Begrenzung des Geschoßdrifts bei einem Bemessungsbeben von niedriger Intensität
- Dimensionierung von Gebäudefugen

4.6.2.1 Geschoßdrift

Die Geschoßdrift ist definiert als die relative Verschiebung zweier übereinander liegender Geschoßdecken. Die Verschiebungen können im elastischen Bereich oder im plastischen Bereich liegen.

$$\delta_u = \mu_D \cdot \delta_y$$

δ_u Geschoßdrift beim Erreichen der Bemessungsduktilität des Tragwerks

μ_D Bemessungsduktilität des Tragwerks

δ_y Geschoßdrift bei Fließbeginn

Die Geschoßdrift ist zu begrenzen. Eine zu große Verformung der Geschoßdecken würde die Effekte der Theorie 2.Ordnung in den Stützen verstärken und die nichttragenden Bauteile beschädigen.

Nach [18] liegen die Grenzwerte für die Geschoßdrift bei fest verbundenen nichttragenden Elementen sehr tief. Sie betragen für

- Mauerwerk aus Backstein: $\delta = h/1500$
- Metall- oder Kunststoffwände: $\delta = h/1000$ bis $h/500$ je nach Produkt.

Werden die nichttragenden Bauteile durch Fugen von der Konstruktion getrennt, so sind folgende Richtwerte für die Fugenbreiten anzunehmen [18]:

- Zwischenwände: $\sim 25\%$ von δ_u
- Fassadenbauteile: $\sim 60\%$ von δ_u

Die größeren Werte für die Fassadenteile sind durch die größere Gefährdung beim Absturz eines Bauteils zu erklären.

4.6.2.2 Gebäudefuge

Die Ursache von zahlreichen Einstürzen von Hochbauten war der Zusammenprall der Gebäudeteile durch eine ungenügende Ausbildung der Gebäudefuge. Die Ausbildung der Fuge muß hohl sein und darf auch nicht durch elastische Materialien ausgefüllt werden.

Grenzwerte für die Ausbildung der Gebäudefuge sind in den jeweiligen Normen festgelegt. Laut [18] werden folgende Grenzwerte empfohlen:

$$\Delta \geq 1,2 \cdot (\Delta_{u,A} + \Delta_{u,B})$$

$$\Delta \geq 0,004 \cdot H$$

$$\Delta \geq 25mm$$

Δ Breite der Gebäudefuge

$\Delta_{u,A}, \Delta_{u,B}$ maximale horizontale Verschiebung der Gebäude A und B auf der Höhe H

H Höhe des niedrigeren Gebäudes

5 Analyse der L-förmigen Grundrisse

Im folgenden Kapitel werden verschiedene L-förmige Grundrisse hinsichtlich der Einhaltung der geforderten Tragsicherheits- und Gebrauchstauglichkeitsnachweise nach der ÖNORM EN 1998-1:2005 untersucht.

Durch die Berechnung soll der Nachweis erbracht werden, daß sich der Lastfall Erdbeben auch in Österreich auf die Tragwerkswahl und -bemessung auswirkt, aber daß sich trotzdem auch Gebäudetypen realisieren lassen, die nicht den Regelmäßigkeitskriterien des Grundrisses nach ÖNORM EN 1998-1:2005 entsprechen.

Die dabei verwendete Gebäudegeometrie ist frei erfunden. Sie wurde aber so gewählt, daß eine Umsetzung des erdachten Grundrisses nach der Wiener Bauordnung möglich wäre. Die wichtigsten Tragwerksmerkmale aller betrachteten Grundrißtypen sind ident, um einen Vergleich möglich zu machen.

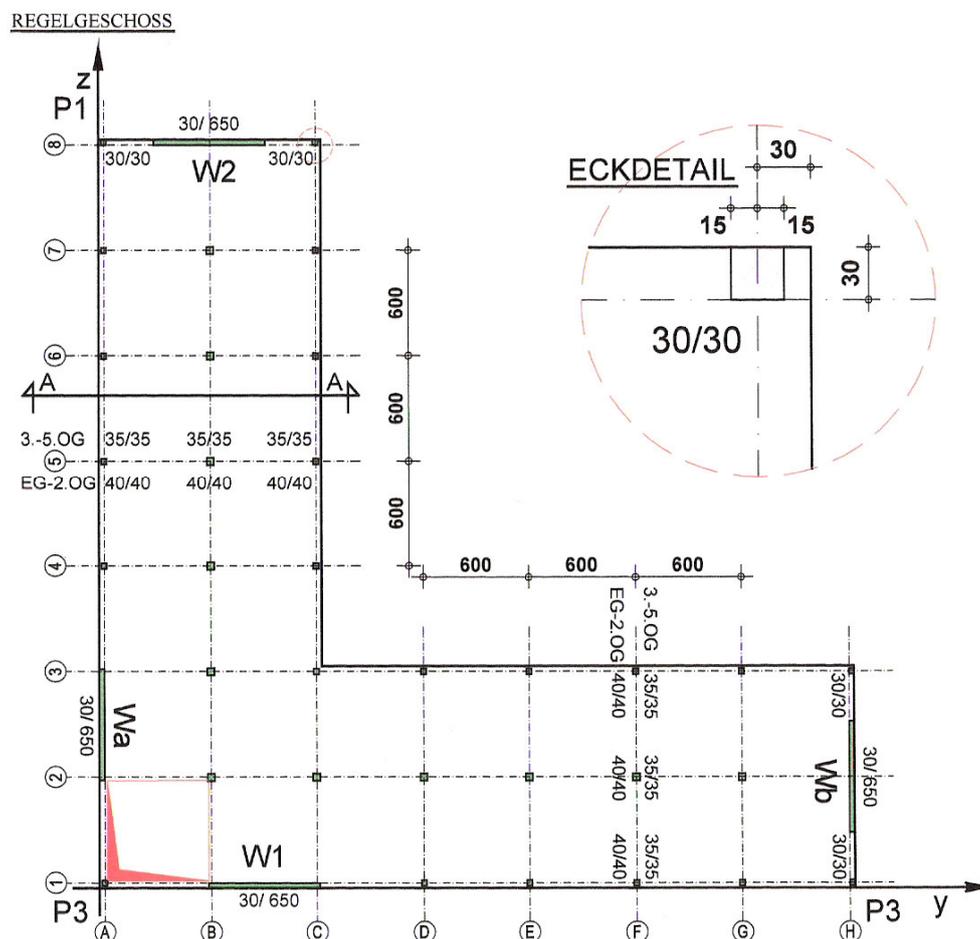


Abbildung 52 Regelgrundriß des Obergeschoß

5.1 Festlegung der Gebäudekenndaten

Um die einzelnen Grundrißtypen miteinander vergleichen zu können ist es notwendig alle Parameter des Tragwerks festzulegen und die offenen Variablen so gering wie möglich zu halten. So werden in den

folgenden Kapiteln die Lage der Wände im Grundriß, deren Abmessungen, Trakttiefe, Geschoßhöhe, Geschoßanzahl, Belastung und alle Randbedingungen der Bemessung festgelegt, bis schlußendlich nur mehr die Schenkellänge als Variable überbleibt.

Bei der Wahl der maximalen Schenkellänge wurde darauf Wertgelegt, daß das Tragwerk in dieser Form umsetzbar wäre und der Wiener Bauordnung entspricht. Diese sieht vor, daß die größte Distanz eines in einem Aufenthaltsraum gelegenen Punkts zu einer Fluchtstiege maximal 40m ist. Eine maximale Schenkellänge von 42 Meter (Fassadenlänge) entspricht ungefähr dieser Forderung. Bei einer größeren Schenkellänge müßte ein weites Stiegenhaus eingebaut werden. Da dieses Stiegenhaus brandschutztechnisch abgeschlossen sein muß, wäre eine weitere Möglichkeit für die Einführung einer oder mehrerer Wandscheiben geben. Daher wird die Anzahl der Wandscheiben in den Beispielen auf zwei Wandscheiben pro Tragrichtung beschränkt. Die Scheibenpaare werden orthogonal zueinander angeordnet.

5.1.1 Standort und Untergrund

Der Standort für das Gebäude wird im Süden von Wien festgelegt. Dieses Gebiet fällt laut ÖNORM B 1998-1:2005; Anhang A.2 in die Erdbebenzone 3. Die Annahme der Untergrundverhältnisse in mit der Baugrundklasse B (sandiger Boden, Schotter) laut ÖNORM EN 1998-1:2005; Abschnitt 3.1.2 entspricht den realen Bedingungen in diesem Teil Wiens.

5.1.2 Nutzungskriterien

Die Nutzung wird als Verwaltungsgebäude des öffentlichen Diensts festgelegt. Der Erhalt des Gebäudes im Falle eines Erdbebens ist daher wichtig für die weitere Versorgung der Stadt. In den Obergeschoßen befinden sich ausschließlich Büroräume und Besprechungsräume.

Im Erdgeschoß sind eine Reihe von Geschäften und Lokalen mit einer entsprechend größeren Raumhöhe geplant.

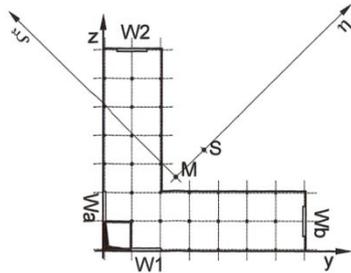
Um der Wiener Stellplatzverordnung genüge zu tun wird das Kellergeschoß als Garage konzipiert.

5.1.3 Grundrisse

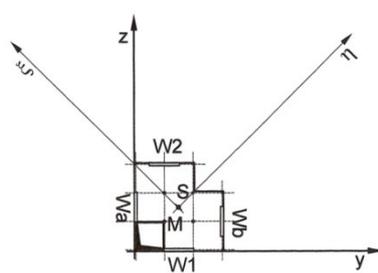
Der Achsrasterabstand des Grundrisses beträgt in jede Richtungen 6m. Die Trakttiefe oder Schenkelbreite wird in Hinblick auf die Belichtungsmöglichkeit der einzelnen Räume mit 12m fixiert. Die minimale Schenkellänge ist mit 18m festgelegt, damit es sich beim kleinsten Grundrißtyp noch um einen L-förmigen Grundriß handelt. Die maximale Schenkellänge wird auf Grund der in Kapitel 5.1 beschriebenen Situation mit 42m festgelegt.

Das maximale Verhältnis der Schenkellängen zur Schenkelbreite liegt somit bei 42:42:12 und das minimale Verhältnis bei 18:18:12. Die Bezeichnung der einzelnen Grundrißvarianten richtet sich nach diesen Verhältnissen. Bei asymmetrischen Varianten gibt die erste Zahl die Länge des Schenkels in der y-Richtung und die zweite Zahl das Verhältnis der Schenkellänge in z-Richtung zur Schenkelbreite an (Abbildung 53).

42 : 42 : 12



18 : 18 : 12



24 : 30 : 12

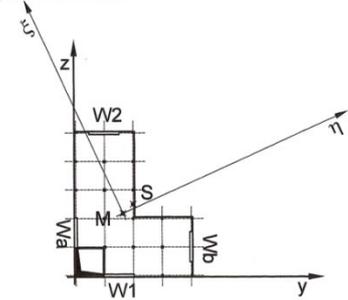


Abbildung 53 Beispiele für die Bezeichnung der gleich- und ungleichschenkeligen Grundrißtypen

Die Öffnung in den Geschoßdecken in den Achsen A-B und Achsen 1-2 ist für die Erschließung der einzelnen Geschosse gedacht und befindet sich in allen Geschoßdecken außer der Decke über dem letzten Vollgeschoß (=Dach). Sie ist mit 6x6m ausreichend für ein Stiegenhaus mit Panoramaliftanlage dimensioniert.

5.1.4 Aufriß

Das Gebäude besteht aus einem Kellergeschoß, einem Erdgeschoß und fünf Obergeschossen mit jeweils unterschiedlicher Gebäudehöhe. Die lichte Raumhöhe des Kellergeschosses beträgt 2,75m, des Erdgeschoß 3,50m und der Obergeschosse jeweils 3,00m. Die Gesamthöhe des Gebäudes über dem Erdgeschoßniveau liegt mit 20,00m unter der Schwellengrenze von 26,5m die zu einer Betrachtung des Gebäudes als Hochhaus laut Wiener Bauordnung führen würde.

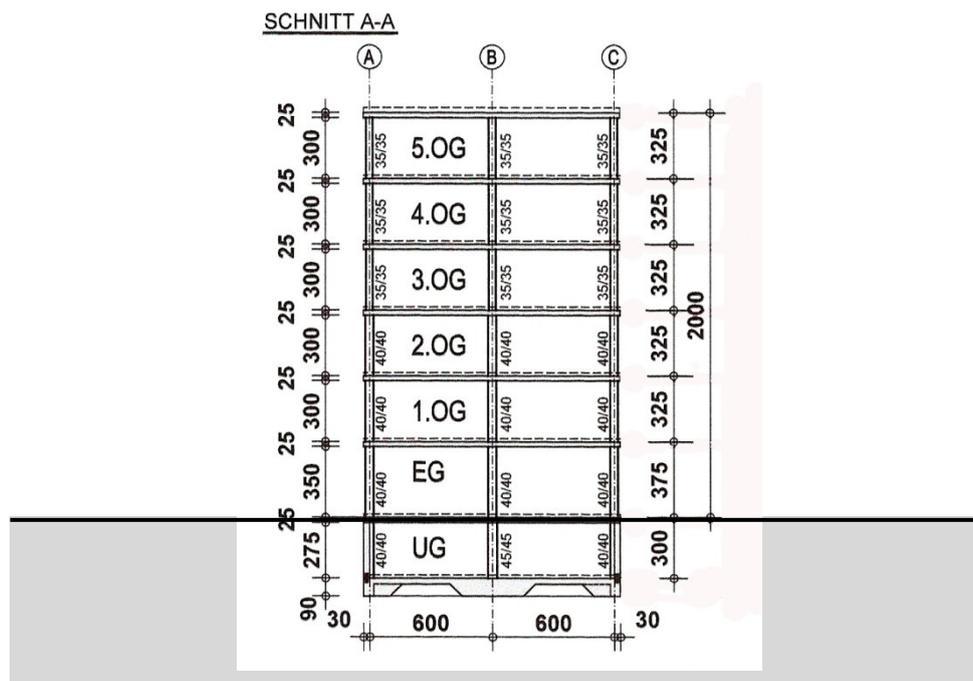


Abbildung 54 Regelschnitt

5.1.5 Tragwerkstyp

Die Dimensionen der einzelnen Tragwerkselemente wurde vorab unter Zuhilfenahme der maximalen Vertikallasten bemessen. Maßgebendes Bemessungskriterium war das Durchstanzen der Flachdecken, da auf den Einsatz von Sonderbewehrung, wie z.B. Dübelleisten, bei der Bemessung verzichtet wurde.

Die vertikale Lastabtragung erfolgt in den Obergeschoßen durch Schwerlaststützen in den Außen- und Mittelachsen der Gebäudeschenkel. Die Dimension der Stützen sind in Anlehnung an ihre Belastung über die Gebäudehöhe abgestuft ist. Die Geschoßdecken sind auf den Stützen punktgelagert, der Anschluß an die Wandelemente und Stützen erfolgt gelenkig. Die Fundierung der Stützen erfolgt auf einer punktuell verstärkten Bodenplatte, sodaß deren Wirkung der eines Einzelfundaments nahe kommt.

Das horizontale Aussteifungssystem des Gebäudes wird, den Überlegungen dieser Diplomarbeit entsprechend, als aufgelöstes Scheibentragwerk gewählt. Die Anordnung der Wandscheiben des horizontalen Aussteifungssystems bleibt dabei, in Relation zum Grundriß, unverändert. Zwei Wandscheiben (W_a , W_1) sind im Eckpunkt der Schenkel in y- und z-Richtung angeordnet und jeweils eine Wandscheibe in der letzten Achse der Schenkel, parallel zur dessen Stirnseite. Das Kellergeschoß ist als „steifer Kasten“ ausgeführt (Abbildung 52).

5.1.6 Material

Für die Ausführung der Wand- und Deckenscheiben dieses Tragwerks in der gewählten Form bietet sich der Werkstoff Stahlbeton an. Auf Grund der hohen zu erwartenden horizontalen Kräfte im Vergleich zu einem sehr geringen Überlagerungsdrucks, werden die Tragfähigkeitsnachweise mit anderen Werkstoffen wie z.B. Wänden aus Mauerwerk nicht durchführbar sein.

Die Stahlbetonqualität der Wände, Decken und Bodenplatte wird mit C25/30, die der Stützen mit C30/37 angenommen. Wie in der ÖNORM EN 1998-1:2005; Abschnitt 4.3.1 (7) gefordert, wurde die Berechnung der Steifigkeiten mit dem verminderten E-Modul ($E_{\text{eff}} = E \cdot 0,50$) durchgeführt.

5.2 Wahl des Berechnungsverfahrens

Das zu wählende Berechnungsverfahren ist laut ÖNORM EN 1998-1:2005 Abschnitt 4.2.3.1 in erster Linie von der Einhaltung der Regelmäßigkeitskriterien in Grundriß und Aufriß abhängig.

In den vorliegenden Fällen der einzelnen Grundrißtypen sind die in Kapitel 3.3.4.2.1 beschriebenen Kriterien für den Grundriß in keinem Fall erfüllt während der in Kapitel 3.3.4.2.2 beschriebenen Kriterien für den Aufriß bei allen Grundrißtypen als erfüllt angesehen werden können.

Laut Tabelle 9 ist daher mindestens eine räumliche Berechnung des Tragwerks mit dem vereinfachten Antwortspektrum oder Ersatzkraftverfahren vorgeschrieben. Um die zu erwartenden Torsionswirkungen der höheren Schwingungen besser berücksichtigen zu können wird dennoch das Modale Antwortspektrumverfahren gewählt.

5.3 Erstellung des Tragwerksmodells

Die Aufbereitung des ideellen Tragwerksmodells stellt den wichtigsten Schritt jeder Berechnung dar. Hierbei hat der Ingenieur die größte Verantwortung und die größte Möglichkeit die nachfolgenden Ergebnisse zu beeinflussen. Wie in späterer Folge gezeigt wird, bringen scheinbar geringe Veränderungen der Eingangsparameter bereits beträchtliche Ergebnisabweichungen. Da die Geometrie des Grund- und Aufriß in Kapitel 5.1 bereits festgelegt wurde, sind die wichtigsten noch offenen, statisch relevanten Parameter für das Tragwerksmodell

- die Netzgröße,
- die Randbedingungen der Anschlüsse zwischen Wand/ Decke, Stütze/Decke und Wand/Wand,
- die Wahl des Einspannhorizonts und
- die Wahl der Fundierungsart (Linienlager/ Flächenlager) bzw. die Festlegung einer Bettungsziffer.

Um die Einflüsse der oben erwähnten Parameter auf die Rechenergebnisse auch durch konkrete Zahlen belegen zu können, wurde in weiterer Folge ein gleichschenkeliger Grundrißtyp exemplarisch für alle anderen Grundrißtypen herangezogen und mit diesen Vergleichsrechnungen mit unterschiedlichen Parameterannahmen durchgeführt. Der Grundrißtyp 30:30:12 ist von seinen Dimensionen ein mittlerer Grundrißtyp mit bereits größerem Einfluß der Torsionsschwingungen und wurde daher für die Vergleichsrechnungen herangezogen.

5.3.1 Wahl der Elementgröße

Die Größe des FE-Netzes beeinflusst die Rechengeschwindigkeit und die Genauigkeit der Rechenergebnisse. Die Auswirkungen der gewählten Netzdichte auf Rechengeschwindigkeit, Eigenfrequenzen, Verformung und damit verbunden auf die Momentenbeanspruchung der aussteifenden Wände an im Einspannpunkt, sowie deren Verformung, sind in der Tabelle 16 dargestellt.

Tabelle 16 *Vergleich der Auswirkung von unterschiedlicher Netzdichte auf die Antwort des Modells (30:30:12; Anschlüsse gelenkig; Einspanniveau Fundamentplatte; starre Lagerung)*

Elementgröße	0,50m x 050m		1,00m x 1,00m		0,75m x 075m	
Rechenzeit [sec]	07:20		01:01		01:49	
1.MOD [s]	0,959		0,944		0,951	
2.MOD [s]	0,933		0,917		0,925	
3.MOD [s]	0,517		0,508		0,512	
$r_{el,1}$; R1; (x/y) [mm]	36,6	43,9	35,3	43,8	36,1	43,4
$r_{el,2}$; R1; (x/y) [mm]	44,5	44,5	42,8	44,3	44,0	44,0
$r_{el,3}$; R1; (x/y) [mm]	43,9	36,6	42,1	36,0	43,4	36,1
$M_{rd, w1}$ [KNm]; E1	23.289		23.342		23.146	
$M_{rd, w2}$ [KNm]; E1	28.279		27.229		27.093	

Um gute Rechenergebnisse zu erhalten soll die Netzgröße 2,0-2,5 mal der Decken- bzw. Wandstärke entsprechen. Dies wäre in den berechneten Grundrißtypen eine Bandbreite von ca. 0,50m x 0,50m bis 0,75m x 0,75m.

Aufgrund der höheren Anzahl an Elementen ist die Rechengeschwindigkeit bei allen Varianten natürlich sehr unterschiedlich. Die absolut angegebenen Rechengeschwindigkeiten lassen sich beliebig steigern, da die Berechnungen auf einem älteren PC-Modell (Intel Pentium 4; 2,80GHz; 512MB RAM) vorgenommen wurden. Relative Rechengeschwindigkeitsunterschiede bleiben jedoch aufgrund der deutlich unterschiedlichen Elementenanzahl immer bestehen.

Die Unterschiede in den Ergebnissen der Eigenfrequenz und der Tragwerksverformungen der berechneten Varianten sind minimal. Dennoch empfiehlt es sich die Netzdichte so zu wählen, daß das Netzbild homogen erscheint. Inhomogene Netzdichten können aufgrund der Verschiebung der jeweiligen Massenschwerpunkte der einzelnen Elemente und Singularitäten in den Berechnungsmatrizen die Berechnungsergebnisse verzerren. Die Unterschiede der Biegemomente von ca. 10% zwischen der größten (1,00x1,00) und der kleinsten Elementgröße (0,50x0,50) ist jedoch bereits zu beachten. Die Biegemomente werden aus den Verformungen der einzelnen Elemente rückgerechnet. Eine größere Netzdichte mit einem homogeneren Netz führt daher in der Regel zu einer genaueren Berechnung.

Da für die anstehenden Berechnungen die Genauigkeit der einzelnen Bereiche nicht von großer Bedeutung ist, sondern es sich um eine globale Betrachtung des Tragwerks handelt, wurde zugunsten der Rechengeschwindigkeit eine Elementgröße von 0,75m x 0,75m gewählt. Die Auswertung der Unterschiede sind in Abbildung 55 dargestellt, wobei 100% die Werte der letztendlich gewählten Netzdichte von 0,75m x 0,75m darstellen.

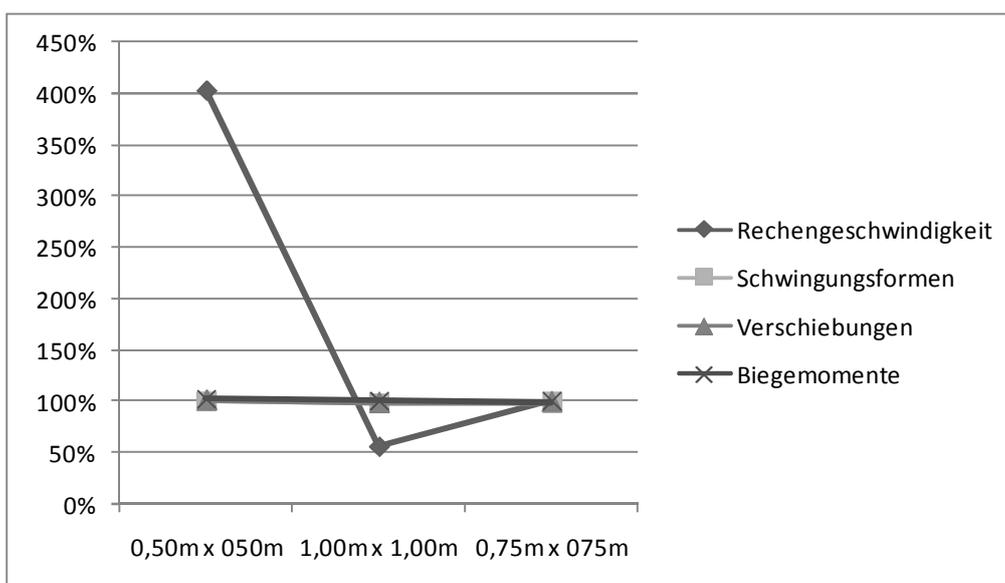


Abbildung 55 Auswertung der Modellantworten verschiedener Netzdichten

5.3.2 Wahl des Randbedingungen

Die Einspannung der Stützen und Wände in den Decken kann beträchtliche Teile der Aussteifungsarbeit übernehmen und somit die rechnerische Belastung der Wandscheiben durch die horizontalen Kräfte stark vermindern. Dieser Umstand muss bei der Modellierung des Berechnungsmodells beachtet werden.

Die Änderungen der Randbedingungen und deren Auswirkung auf die Eigenfrequenz wird in Tabelle 17 dargestellt.

Tabelle 17 *Vergleich der Auswirkung von Randbedingungen auf die Antwort des Modells (30:30:12; Netzdichte 0,75m; Einspanniveau Fundamentplatte; starre Lagerung)*

Randbedingungen	Stützen eingespannt, Wände eingespannt		Stützen gelenkig, Wände eingespannt		Stützen gelenkig, Wände gelenkig	
Rechenzeit [sec]	01:34		01:28		01:49	
1.MOD [s]	0,800		0,919		0,951	
2.MOD [s]	0,785		0,892		0,925	
3.MOD [s]	0,470		0,504		0,512	
$r_{el,1}$; R1; (x/y) [mm]	28,4	33,8	34,3	41,0	36,1	43,4
$r_{el,6}$; R1; (x/y) [mm]	34,3	34,3	41,6	41,6	44,0	44,0
$r_{el,5}$; R1; (x/y) [mm]	33,8	28,4	41,0	34,3	43,4	36,1
$M_{rd, w1}$ [KNm]; E1	18.281		21.266		23.146	
$M_{rd, w2}$ [KNm]; E1	22.745		26.038		27.093	

Eine Modellierung mit biegesteifen Anschlüssen zwischen Stützen und Decken, sowie Wänden und Decken reduziert die Momentenbeanspruchung der Wandscheiben am Fußpunkt um bis 25%. In der Ausführung wäre das nur dann umsetzbar, wenn alle Anschlüsse auch durch eine dementsprechende Bewehrungsführung ausgebildet werden. Dies ist jedoch im vorliegenden Fall aus wirtschaftlichen und technischen Gründen nicht sinnvoll.

Weiters widerspricht eine Aktivierung aller Stützen durch die Einspannung in die Deckenscheiben für das horizontale Aussteifungssystem der Forderung nach einer klaren Lastabtragung und sollte daher generell vermieden werden.

Der biegesteife Anschluß der Wandscheiben an die Deckenscheiben allein hat hingegen deutlich weniger Einfluss auf die Ergebnisse.

In der Abbildung 56 werden die Ergebnisse nochmals zusammengefaßt, wobei auch in diesem Fall jene Werte 100% gesetzt wurden, die den Ergebnissen bei ausschließlich gelenkigen Anschlüssen entsprechen.

Für die weiteren Berechnungen wurden die Anschlüsse zwischen den Wand- und Deckenscheiben, sowie den Stützen an die Decken bzw. die Fundamentplatte ausschließlich gelenkig gewählt, um Zwangskräfte auszuschließen und die gesamte Aussteifungswirkung alleine über die Wandscheiben zu erzielen.

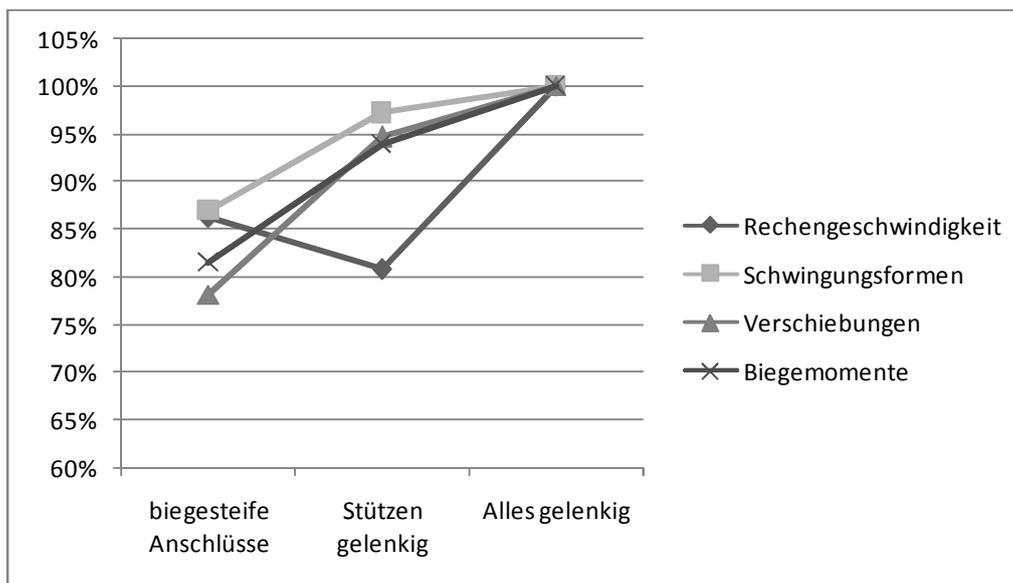


Abbildung 56 Auswertung der Modellantworten unterschiedlicher Randbedingungen

5.3.3 Wahl des Einspannhorizonts

Die Wahl des Einspannhorizonts ist ein in der Literatur oft diskutiertes Thema. Je nach Berechnungsart und Tragwerksmodell werden in [18] unterschiedliche Empfehlungen für die rechnerischen Einspannebenen angegeben.

Die Auswirkungen auf den gewählten Grundrißtyp, die durch unterschiedliche Einspannebenen und Einspannarten (Flächen- oder Linienlager) auf die Berechnungsergebnisse entstehen, werden in Tabelle 18 dargestellt.

Tabelle 18 Vergleich der Auswirkung unterschiedlicher Einspannebenen auf die Antwort des Modells (30:30:12; Netzdichte 0,75m; Anschlüsse gelenkig; starre Lagerung)

Einspannniveau	Decke ü. Keller (Flächenlager)		Decke ü. Keller (Linienlager)		Fundamentplatte (Flächenlager)	
Rechenzeit [sec]	01:10		01:00		01:49	
1.MOD [s]	0,850		0,850		0,951	
2.MOD [s]	0,829		0,829		0,925	
3.MOD [s]	0,458		0,458		0,512	
$r_{el,1}$; R1; (x/y) [mm]	30,8	37,7	30,8	37,3	36,1	43,4
$r_{el,6}$; R1; (x/y) [mm]	37,9	37,9	37,9	37,9	44,0	44,0
$r_{el,5}$; R1; (x/y) [mm]	37,3	30,8	37,3	30,8	43,4	36,1
$M_{rd, w1}$ [KNm]; E1	23.511		23.573		23.146	
$M_{rd, w2}$ [KNm]; E1	29.172		29.207		27.093	

Bei der rechnerischen Einspannung der Wandscheiben in der Fundierungsebene erhalten wir durch die geringe Steifigkeit des Systems eine höhere Eigenfrequenz und damit verbundene größere Verschiebungen. Diese rufen wiederum kleinere Biegemomente der Wandscheiben im Fußpunkt (Decke über dem Kellergeschoß) hervor.

Bei einer rechnerischen Einspannung der Wandscheiben in der Decke über dem Kellergeschoß und einer Lagerung auf Linienlagern hingegen erhalten wir ein deutlich steiferes Rechensystem verbunden mit einer niedrigeren Eigenfrequenz. Dies führt zu kleineren Verschiebungen und größeren Biegemomenten im Einspannpunkt.

Die beiden oben beschriebenen Fälle belegen somit den Grundsatz der Tragwerkskonzeption im Lastfall Erdbeben, daß steifere Gebäudestrukturen größere Kräfte bei kleineren Verformungen abtragen und umgekehrt.

In der Abbildung 57 wurden Ergebnisse der Berechnungen grafisch aufbereitet und die Werte der Einspannung in der Fundamentplatte auf 100% gesetzt.

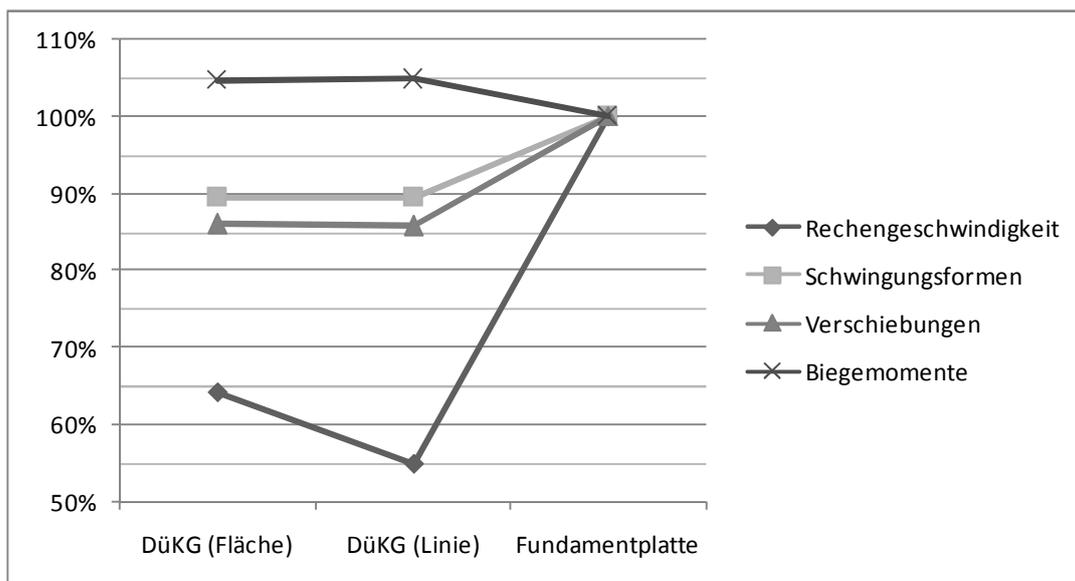


Abbildung 57 Auswertung der Modellantworten unterschiedlicher Einspannebenen

Laut den oben angeführten Untersuchungsergebnissen ist es daher zwingend notwendig, um sowohl die maximalen Verformungen als auch die maximalen Wandbeanspruchungen zu erhalten, jeden Grundrißtyp mit zwei unterschiedlichen Rechenmodellen zu untersuchen:

- Um die maximalen Wandschnittgrößen zu erhalten wird ein Modell in der Ebene der Decke über dem Kellergeschoß eingespannt. Diese Einspannung wird mit einer Linienlagerung der Wandscheiben simuliert.
- Um die maximalen Verschiebungen zu erhalten wird ein etwas weiches Modell verwendet, das in Höhe der Fundierungsebene eingespannt wird. In diesem Fall wird ein Flächenlager mit einer entsprechenden Bettungsziffer angesetzt.

5.3.4 Wahl der vertikalen Bettungsziffer

Die Berechnung des außergewöhnlichen Lastfalls Erdbeben erfolgt oft getrennt von der konventionellen Bemessung des Tragwerks. Nach heutigem Stand der Technik ist es nur in Ausnahmefällen notwendig den Einfluß des Bodens auf die Schwingungsantwort zu berücksichtigen. In Tabelle 19 werden die Ergebnisse der unterschiedlichen Annahmen bezüglich der Bettungsziffer der Bodenplatte abgebildet.

Tabelle 19 Vergleich der Auswirkung der Bettungsziffer auf die Antwort des Modells
(30:30:12; Netzdichte 0,75m; Anschlüsse gelenkig; Einspanniveau Fundamentplatte)

Bettungsziffer	3,5 10E+4 kN/m ² ($\Delta=0,75\text{cm}$ bei Volllast)		1 10E+10 kN/m ² ($\Delta=0,00\text{cm}$ bei Volllast)	
Rechenzeit [sec]	01:55		01:49	
1.MOD [s]	1,147		0,951	
2.MOD [s]	1,129		0,925	
3.MOD [s]	0,636		0,512	
$r_{el,1}$; R1; (x/y) [mm]	51,6	57,5	36,1	43,4
$r_{el,6}$; R1; (x/y) [mm]	58,0	58,0	44,0	44,0
$r_{el,5}$; R1; (x/y) [mm]	57,4	51,6	43,4	36,1
$M_{rd, w1}$ [KNm]; E1	20.647		23.146	
$M_{rd, w2}$ [KNm]; E1	24.369		27.093	

Die Wahl der Bettungsziffer kann also die Werte der Verschiebung und damit verbunden jene der Biegemomente entscheidend beeinflussen. Die in Abbildung 58 dargestellte Auswertung der Ergebnisse veranschaulicht das. Da nur das Modell für die Berechnung der Verformungen auf einem Flächenlager gebettet wird, ist es sinnvoll dort eine Bettungsziffer von ca. 35MN/m² anzunehmen, um die maximalen Verformungen zu erhalten.

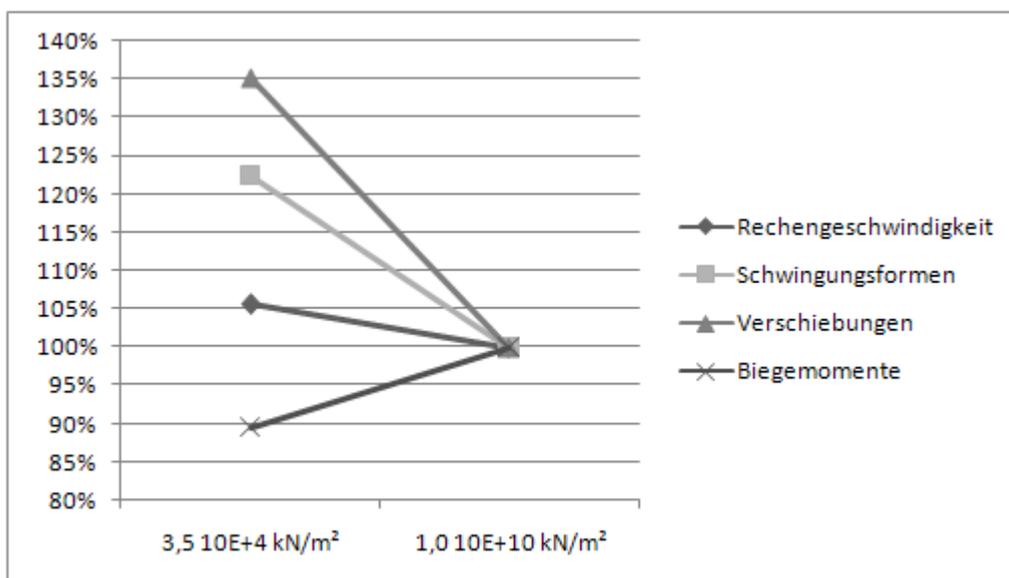


Abbildung 58 Auswertung der Modellantworten unterschiedlicher Bettungsziffern

5.3.5 Wahl der Modellierung

Wie die vorherigen Kapitel deutlich gezeigt haben, ist es kaum möglich von einer falschen oder richtigen Berechnung im Zusammenhang mit dem Lastfall Erdbeben zu sprechen. Die Ergebnisse werden entscheidend durch die Wahl der oben genannten Parameter beeinflusst und das, obwohl weitere wichtige Eingangswerte wie z.B. die Lage und Aktivierung der Zwischenwände, der Anschluß der Fassadenelemente etc. noch gar nicht berücksichtigt wurden.

Die folgende Tabelle soll nochmals zusammenfassend zeigen, welchen Einfluß die Veränderungen der Eingangsparameter auf die Werte der Rechengeschwindigkeit, Schwingungsformen, Verschiebungen und Biegemomente im Einspannpunkt der Wandscheibe haben.

Tabelle 20 *Vergleich der Auswirkung der unterschiedlichen Randbedingungen auf die Modellantwort*

	Elementgröße		Randbedingungen		Einspannhorizont		Bettungsziffer	
	größer	kleiner	steif	gelenkig	DüKG	Fundament	steifer	weicher
Rechengeschwindigkeit	kleiner	größer	kaum Einfluß		kleiner	höher	kaum Einfluß	
Schwingungsformen	kaum Einfluß		kleiner	größer	kleiner	größer	kleiner	größer
Verschiebungen	kaum Einfluß		kleiner	größer	kleiner	größer	kleiner	größer
Biegemomente	größer	kleiner	kleiner	größer	größer	kleiner	größer	kleiner

Nach Tabelle 20 muß also, um alle Aspekte der Berechnungsmöglichkeiten abzudecken und eine obere und untere Schranke der Ergebnisse zu erhalten, jeder Grundrißtyp durch eine Vielzahl an Berechnungsmodellen untersucht werden.

Im Hinblick auf die geforderten Nachweise der Tragsicherheit (Biegemomente am Einspannpunkt) und Schadenbegrenzung (Verformungen) kann jedoch durch die folgende Festlegung auf zwei Berechnungsmodelle pro Grundrißtyp, deren Maxima- und Minima-Ergebnisse ermittelt werden.

- Nachweis der Tragsicherheit (Maximale Beanspruchung durch Biegemomente am Einspannpunkt)

Elementgröße: 0,75m x 0,75m
 Anschlüsse: gelenkig
 Einspannhorizont: Decke über Kellergeschoß
 Lagerung: Linienlager/ 1,0E+10 (festes Lager)

- Nachweis der Schadensbegrenzung (Maximale Verformungen der Geschosse):

Elementgröße: 0,75m x 0,75m
 Anschlüsse: gelenkig
 Einspannhorizont: Fundamentplatte
 Lagerung: Flächenlager/ 3,5 10E+4

5.4 Festlegung der Einwirkungen

Die ständigen und veränderlichen Einwirkungen wurden nach den Nutzungskategorien entsprechend der ÖNORM B1991-1-1:2003 gewählt. Die Erdbebeneinwirkungen beruhen auf der ÖNORM EN 1998-1:2005 und ÖNORM B 1998-1:2005.

5.4.1 Ständige Lasten

Die Deckenstärke wurde in allen Geschossen mit $d=25\text{cm}$ angenommen. Bei den vorhandenen Lasten und Stützendimensionen ist der Nachweis des Durchstanzens bei dieser Deckenstärke mit konventioneller Bewehrung möglich.

Decke über EG bis Decke über 4.OG (Annahme leichter Fußbodenaufbau)

Aufbau: 1,50 kN/m²

STB-Decke: 6,25 kN/m²

$g_{\text{DüOG}} = 7,75 \text{ kN/m}^2$

Decke über 5.OG (Annahme Flachdach mit Blecheindeckung)

Aufbau: 1,25 kN/m²

STB-Decke: 6,25 kN/m²

$g_{\text{DüEG}} = 7,50 \text{ kN/m}^2$

Zwischenwandlasten

Bei der Zwischenwandlast handelt es sich laut ÖNORM B1991-1-1:2002 um eine veränderliche Lastkomponente. Da diese jedoch in der Regel ständig wirkt wird sie in der nachfolgenden Berechnung als „quasiständige Last“ behandelt.

Nutzlasten für Zwischenwände (ÖNORM B1991-1-1:2002; Abschnitt 6.3.1.2)

$g_{\text{ZW}} = 1,00 \text{ kN/m}^2$ (Mittelwert der Angaben)

Fassadenlasten

Die Last der vorgehängten Fassadenkonstruktion wurde mit $1,00\text{kN/m}^2$ in Form einer Linienlast am Deckenrand angesetzt. Daher ergeben sich durch die unterschiedlichen Geschoßhöhen auch unterschiedliche Fassadenlasten:

$G_{\text{H}}=3,25\text{m}$ $g_{\text{OG}}=3,25\text{kN/m}$ (Obergeschosse)

$G_{\text{H}}=3,75\text{m}$ $g_{\text{EG}}=3,75\text{kN/m}$ (Erdgeschoß)

5.4.2 Veränderliche Lasten

Nutzlasten im Obergeschoß (Büroräume; ÖNORM B1991-1-1:2002; Abschnitt 6.3.1.1)

$$q_B = 3,00 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{Lastkategorie B})$$

Nutzlasten im Erdgeschoß (Geschäftsräume; ÖNORM B1991-1-1:2002; Abschnitt 6.3.1.1)

$$q_G = 5,00 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{Lastkategorie D})$$

Schneelasten für Wien/ Favoriten (ÖNORM B1991-1-3:2006; Anhang A)

$$s_k = 1,09 \text{ kN/m}^2$$

Windlasten für Wien/ Favoriten (ÖNORM B1991-1-4:2005)

Die Wind- und Schneelasten wurden nur für die Vordimensionierung des Tragwerks herangezogen, dann aber in weiterer Folge nicht berücksichtigt, da sie im Lastfall Erdbeben nicht mit der Beanspruchung aus den Erdbebenlasten überlagert werden müssen und daher keinen Einfluß auf das Ergebnis haben.

5.4.3 Erdbebeneinwirkung

In Bezugnahme auf die in Kapitel 5.1.1 vorgenommene Standortwahl erfolgt die Einordnung in die dort vorherrschende Erdbebenzone und der zugehörigen Referenzbodenbeschleunigung nach ÖNORM B 1998-1:2005 Anhang A.3:

$$\text{Erdbebenzone 3 (Wien, südwestlich der Donau), } a_{gR} = 0,80 \text{ m/s}^2$$

Einordnung in die Baugrundklasse nach ÖNORM EN 1998-1:2005 Abschnitt 3.1.2:

Baugrundklasse B (sandige Böden, Schotter)

Einordnung in die Bedeutungskategorie nach ÖNORM EN 1998-1:2005 Abschnitt 4.2.5:

Bedeutungskategorie III (Nutzung als öffentliches Amtsgebäude)

Festlegung des Bedeutungsbeiwerts γ_1 nach ÖNORM B 1998-1:2005 Abschnitt 4.4(3):

$$\gamma_1 = 1,40 \text{ (Erdbebenzone 3/ Bedeutungskategorie III)}$$

Horizontale Bemessungs-Bodenbeschleunigung laut ÖNORM EN 1998-1:2005, Abschnitt 3.2.1(3):

$$a_g = \gamma_1 * a_{gR} = 1,12 \text{ m/s}^2$$

Vertikale Bodenbeschleunigung laut ÖNORM B 1998-1:2005, 4.3 (3)

$$a_{gv} = 2/3 * a_g = 0,75 \text{ m/s}^2 \approx 0,076g;$$

Da $a_{gv} < 0,25g$ ist, kann der Einfluß der vertikalen Bodenbeschleunigung vernachlässigt werden.

5.4.3.1 Antwortspektrum

Laut ÖNORM B 1998-1:2005: Abschnitt 4.3.4. (2) ist in Österreich nur das elastische Antwortspektrum vom Typ1 zu verwenden.

Die erforderlichen Parameter S , T_B , T_C und T_D , die von der Baugrundklasse abhängig sind, werden in der ÖNORM EN 1998-1:2005, Abschnitt 3.2.2.2(2) definiert. Es werden daher folgenden Parameter für das Antwortspektrum herangezogen:

$$S = 1,20$$

$$T_B = 0,15$$

$$T_C = 0,50$$

$$T_D = 2,00$$

Mit $\gamma_1 \cdot a_{gr} \cdot S = 1,344 \text{ m/s}^2 > 1,29 \text{ m/s}^2$ liegt keine geringe Seismizität gemäß ÖNORM B 1998-1:2005: Abschnitt 4.3.3. (2) vor. Daher müssen bei der Berechnung der primär seismischen Tragwerksteile die Anforderungen für mittlere Duktilität erfüllt werden.

Das vorhandene Tragwerk wird bei der Wahl des Verhaltensbeiwerts laut ÖNORM B 1998-1:2005, Abschnitt 5.4.2 als nicht-dissipativ festgelegt:

$$q = 1,50$$

Für die Horizontalkomponenten der Erdbebeneinwirkung ist das Bemessungsspektrum $S_d(T)$ nach ÖNORM EN 1998-1:2005 Abschnitt 3.2.2.5(4) durch folgende Gleichungen definiert:

$$0 \leq T \leq 0,15 : \quad S_d(T) = 1,12 \cdot 1,2 \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{0}{0,15} \cdot \left(\frac{2,5}{1,50} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad S_d(0,00) = 0,896$$

$$0,15 \leq T \leq 0,50 : \quad S_d(T) = 1,12 \cdot 1,2 \cdot \frac{2,5}{1,50} \quad S_d(0,15) = 2,240$$

$$0,50 \leq T \leq 2,00 : \quad S_d(T) \begin{cases} = 1,12 \cdot 1,2 \cdot \frac{2,5}{1,50} \cdot \left[\frac{0,50}{2,00} \right] \\ \geq 0,20 \cdot 1,12 \end{cases} \quad S_d(2,00) = 0,560$$

$$2,00 \leq T : \quad S_d(T) \begin{cases} = 1,12 \cdot 1,2 \cdot \frac{2,5}{1,50} \cdot \left[\frac{0,50 \cdot 2,00}{T^2} \right] \\ \geq 0,20 \cdot 1,12 \end{cases} \quad S_{d,min}(T) = 0,224$$

Die Vertikalkomponente der Erdbebeneinwirkung muß nach Kapitel 5.4.3 dieser Diplomarbeit nicht berücksichtigt werden.

5.4.4 Überlagerung der Einwirkungen

Die Kombinationsregel für den Tragsicherheitsnachweis von Einwirkungen in der Bemessungssituation bei einem Erdbeben wird in ÖNORM EN 1990:2003, Abschnitt 6.4.3.4 angegeben:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + "A_{Ed}" + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

$$\Psi_{2,\text{Geschosse}} = 0,30$$

$$\Psi_{2,\text{Dach}} = 0,00$$

$$\Psi_{2,\text{Schnee}} = 0,00$$

$$\Psi_{2,\text{Wind}} = 0,00$$

Die Kombinationsregel für die Bestimmung der mitschwingenden Masse nach ÖNORM EN 1998-1:2005; Abschnitt 3.2.4 lautet:

$$\sum_{j \geq i} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{E,i} Q_{k,i}$$

$\Psi_{E,i} = \varphi \cdot \Psi_{2,i}$ laut ÖNORM B 1998-1:2005, Abschnitt 4.4. (2) ist $\varphi = 1,0$

$$\Psi_{\text{Geschosse}} = 1,00 \cdot 0,30 = 0,30$$

$$\Psi_{\text{Dach}} = 1,00 \cdot 0,00 = 0,00$$

$$\Psi_{\text{Schnee}} = 1,00 \cdot 0,00 = 0,00$$

$$\Psi_{\text{Wind}} = 1,00 \cdot 0,00 = 0,00$$

Damit ergibt sich eine mitschwingende Masse in Form einer Flächenlast von:

$$\text{Dach : } 7,50 + 0,00 + 0,00 \cdot 2,00 = 7,50 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Geschosse: } 7,75 + 1,00 + 0,30 \cdot 3,00 = 9,75 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{DüKG: } 7,75 + 1,00 + 0,30 \cdot 4,00 = 9,98 \text{ kN/m}^2$$

5.4.4.1 Richtung der Einwirkungen

Die größte Beanspruchung des Tragwerks erhält man, wenn man die Belastung desselben in Richtung der jeweiligen Hauptachsen der horizontalen aussteifenden Konstruktion ansetzt. Aufgrund der unterschiedlichen Grundrißgeometrien wurde daher zuerst für jeden Grundriß die Hauptrichtung ermittelt.

Die ermittelten Winkel der Belastung α gemessen von der Achse in y-Richtung, sowie deren y- und z-Komponente sind in Tabelle 21 zusammengestellt und werden auch bei den einzelnen Berechnungsergebnissen des jeweiligen Grundrißtyps im Anhang A nochmals angegeben.

Tabelle 21 Belastungsrichtungen der jeweiligen Grundrißtypen

	α [°]	k_y	k_z
18 : 18	45,00	0,707	0,707
18 : 24	22,05	0,927	0,375
24 : 24	45,00	0,707	0,707
18 : 30	12,98	0,974	0,225
24 : 30	24,59	0,909	0,416
30 : 30	45,00	0,707	0,707
18 : 36	9,02	0,988	0,157
24 : 36	15,67	0,963	0,270
30 : 36	27,31	0,889	0,459
36 : 36	45,00	0,707	0,707
18 : 42	6,88	0,993	0,120
24 : 42	11,44	0,980	0,198
30 : 42	18,41	0,949	0,316
36 : 42	29,67	0,869	0,495
42 : 42	45,00	0,707	0,707

Die so angesetzten Beanspruchungsgrößen müssen für die Berechnung noch miteinander kombiniert werden. Laut ÖNORM EN 1998-1:2005; Abschnitt 4.3.3.5.1 (3) kann dies mit folgender Formel geschehen:

$$E_{Ed\eta} + 0,30 \cdot E_{Ed\xi} \quad \text{bzw.} \quad E_{Ed\xi} + 0,30 \cdot E_{Ed\eta}$$

Die grafische Bedeutung dieser Formel ist in Abbildung 59 dargestellt.

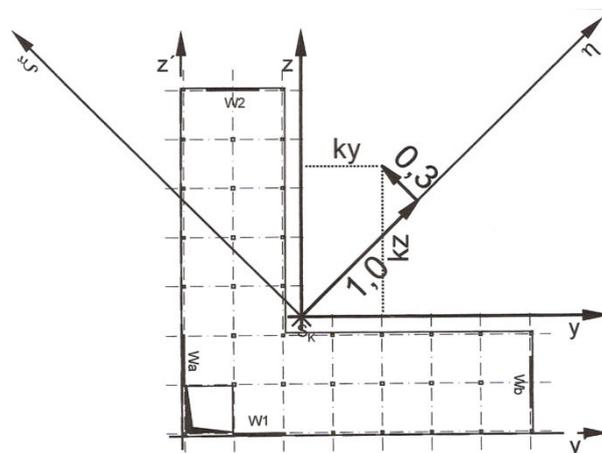


Abbildung 59 Grafische Darstellung der Erdbebenbeanspruchung

5.4.5 Modale Analyse

Die Modale Analyse geht der eigentlichen Tragwerksberechnung voraus. Es werden die Eigenperioden, die mitschwingenden Massen und die Erdbebenbeanspruchungen ermittelt.

Bei der modalen Antwortspektrummethode müssen alle jene Antworten von Modalformen berücksichtigt werden, die wesentlichen Einfluß auf die Gesamtantwort des Systems haben. Dies gilt in der Regel laut

ÖNORM EN 1998-1:2005, Abschnitt 4.3.3.3.1 (3) als sichergestellt, wenn die Summe aller effektiven Modalmassen der berücksichtigten Modalbeiträge 90% der Gesamtmasse des Bauwerks erreicht.

Wenn diese Forderung bei torsionsgefährdeten Bauwerken nur schwer erfüllbar ist, dann gibt die ÖNORM EN 1998-1:2005, Abschnitt 4.3.3.3.1 (5) eine gewisse Mindestanzahl an Modalbeiträgen an, die bei der Ermittlung effektiver Modalmassen berücksichtigt werden muß:

$$k \geq 3 \cdot \sqrt{n} \quad \text{bzw.} \quad T_k \leq 0,20 \text{ s}$$

Bei einer Anzahl von $n=6$ Vollgeschossen ergibt sich die gerundete Mindestanzahl an Modalbeiträgen zu $k = 8$. In der Analyse wurden jeweils 8 Modalbeiträge ermittelt und nur mehr Modalbeiträge dann berücksichtigt, wenn die letzte betrachtete Eigenperiode größer als 0,20s war.

In Tabelle 22 Ergebnis der Modalen Analyse der jeweiligen und bei den jeweiligen Grundrißtypen im Anhang A sind die jeweiligen Eigenperioden, effektiven Massen und die maximale Summe der Modalbeiträge angeführt.

Tabelle 22 Ergebnis der Modalen Analyse der jeweiligen Grundrißtypen

		T ₁	T ₂	T ₃	M _E	E _{Ed,max}	E _{E,max} /M _E
		[sec]	[sec]	[sec]	[t]	[kN]	[%]
18 : 18	DüKG	0,597	0,593	0,351	2001	2693	14%
	BP	0,846	0,837	0,441	2385	2973	13%
18 : 24	DüKG	0,664	0,658	0,553	2449	4616	19%
	BP	0,939	0,891	0,494	2963	4140	14%
24 : 24	DüKG	0,729	0,719	0,407	2898	4616	16%
	BP	0,994	0,986	0,542	3460	4140	12%
18 : 30	DüKG	0,725	0,717	0,418	2571	2693	11%
	BP	1,033	0,971	0,553	2385	2973	13%
24 : 30	DüKG	0,789	0,775	0,436	3346	2693	8%
	BP	1,074	1,055	0,592	3997	2973	8%
30 : 30	DüKG	0,850	0,829	0,458	3795	5594	15%
	BP	1,147	1,129	0,636	4534	4968	11%
18 : 36	DüKG	0,783	0,771	0,452	3346	5100	16%
	BP	1,118	1,043	0,608	3997	4649	12%
24 : 36	DüKG	0,844	0,828	0,467	3795	5582	15%
	BP	1,154	1,124	0,644	4534	5011	11%
30 : 36	DüKG	0,905	0,881	0,484	4244	6064	15%
	BP	1,223	1,197	0,682	5072	5359	11%
36 : 36	DüKG	0,961	0,933	0,505	4692	6683	15%
	BP	1,296	1,266	0,722	5609	5876	11%
18 : 42	DüKG	0,838	0,822	0,484	3795	5614	15%
	BP	1,263	1,153	0,711	4534	5600	13%
24 : 42	DüKG	0,868	0,853	0,491	4244	6198	15%
	BP	1,189	1,149	0,682	5072	5511	11%
30 : 42	DüKG	0,956	0,932	0,512	4692	6659	14%
	BP	1,297	1,262	0,729	5609	6003	11%
36 : 42	DüKG	0,980	0,952	0,523	5141	7292	14%
	BP	1,314	1,281	0,751	6147	6396	11%
42 : 42	DüKG	0,972	0,951	0,540	5590	8211	15%
	BP	1,279	1,246	0,778	6685	7022	11%

5.5 Tragwerksberechnung

Die Berechnung der oben beschriebenen Beispiele erfolgt unter Zuhilfenahme eines 3D-FE-Programms. Bei der Wahl des Programms standen mir „DLUBAL RFEM“ und „TOWER 5“ zur Auswahl. Meine Entscheidung fiel auf das Programm „TOWER 5“ der Firma Radiimpex, Schweiz, da es sich durch eine hohe Benutzerfreundlichkeit in der Eingabe und einen geringeren Verbrauch an Rechenressourcen auszeichnet. Das Grundkonzept des Programms „TOWER 5“ wurde an der Technischen Universität in Belgrad entwickelt.

5.5.1 Berechnungsprogramm „TOWER 5“ [22]

Das Programm „Tower5“ ist ein Programm für die statische und dynamische Tragwerksanalyse von ebenen und räumlichen Tragwerken. Die Geometrie wird grafisch durch Zeichnen der konstruktiven Elemente und der Belastung eingegeben. Die Berechnung erfolgt mit der Methode der Finiten Elemente.

5.5.1.1 FE-Netz

Das Programm arbeitet mit folgenden Arten von finiten Elementen:

- Flächenelemente
- Stäbe
- Grenzelemente

Die Form von Flächenelementen kann entweder viereckig oder dreieckig sein. Dies ermöglicht es, jede beliebige geometrische Form auszufüllen. Die finiten Elemente sollten dabei möglichst homogen sein. Grundsätzlich gilt für die Berechnung, daß mit viereckigen Elementen genauere Resultate erzielt werden. Deshalb sollten Dreiecke nur in Positionen vorkommen, die nicht mit Vierecken ausgefüllt werden können. Die Dichte des FE-Netzes kann variabel gestaltet werden.

Linienelemente können nur als Gerade berechnet werden. Demzufolge werden Bögen durch mehrere Linienelemente angenähert. Trägerelemente, die mit Platten verbunden sind, beeinflussen die Einteilung des FE-Netzes. Ausgehend von den resultierenden Kräften an den Enden der Träger werden daraus dessen Schnittkräfte berechnet. Diese Regeln gelten nicht für reine Linienelemente, die sich außerhalb von Flächenelementen befinden oder für reine Stabtragwerke. Für diese muß kein FE-Netz erstellt werden, um sie zu berechnen.

Grenzelemente werden an Orten plaziert, wo Punkt-, Linien-, und Flächenlager konstruiert sind. Dies ist sowohl bei starren wie auch bei elastischen Lagern der Fall. Bei Linien- und Flächenlagern hat die Netzdichte ebenfalls Einfluß auf die Qualität der Resultate.

5.5.1.1.1 Modale Analyse

Die Modale Analyse beinhaltet die Berechnung von Eigenschwingungen des Modells. Diese Resultate können als Ausgangswerte für spätere Erdbebenuntersuchungen benutzt werden. In der Modalen Analyse

wird die Struktur durch seine Steifigkeit und die Verteilung seiner Massen beschrieben. Die genaue Positionierung der Massen wird vom Programm automatisch durchgeführt und richtet sich nach dem vorhandenen FE-Netz. Ein dichteres Netz liefert, aufgrund seiner höheren Genauigkeit, bessere Ergebnisse.

5.5.1.2 Berechnungsmethoden

Zunächst werden die grafisch eingegebenen Elemente aufgrund ihrer Attribute mathematisch beschrieben. Unter Berücksichtigung von Steifigkeit, Lasten und Randbedingungen stellt das Programm ein Gleichungssystem auf und löst es. Daraus ergeben sich die Verformungen des Modells, aus denen wiederum durch Integration die Schnittkräfte und in späterer Folge die Spannungen ermittelt werden können.

Mit dieser Version von TOWER können folgende Berechnungsmethoden durchgeführt werden:

Theorie I.Ordnung

Für alle Lastfälle wird die Berechnung nach der Theorie I.Ordnung durchgeführt. Die Ergebnisse können bei der Resultatausgabe beliebig linear miteinander kombiniert werden.

Theorie II.Ordnung

Die Berechnung nach der Theorie II. Ordnung erfolgt in zwei Schritten. Zuerst wird die Berechnung nach der Theorie I. Ordnung durchgeführt. Die daraus resultierende Verformungsmatrix dient dann als Grundlage für eine zweite Berechnung des Modells. Die Resultate des zweiten Schritts stellen die Resultate nach Theorie II. Ordnung dar.

Erdbebenberechnung

Ein Modell kann grundsätzlich mit zwei verschiedenen Methoden auf sein Verhalten im Lastfall Erdbeben untersucht werden; mit dem Ersatzkraftverfahren (SIA 160) oder dem Antwortspektrenverfahren (ÖNORM EN 1998-1:2005, SIA 160, SIA 261; individuelle Spektralkurve). Das gewünschte Verfahren kann man nicht direkt auswählen, sondern wird je nach der gewählten Norm durchgeführt.

Beim Antwortspektrum bestimmt das Programm mit dem zugrunde liegenden Antwortspektrum die entsprechende Beschleunigung aus den errechneten Eigenformen. Daraus wiederum ergeben sich maximale Verschiebungen in jedem Massenpunkt. Da die maximalen Verschiebungen zu unterschiedlichen Zeitpunkten auftreten, kann der globale Verschiebungsvektor nicht einfach in einen globalen Kraftvektor umgerechnet werden, da sonst unrealistisch hohe Kräfte resultieren würden. Aus diesem Grund wird die Überlagerungsregel "Quadratwurzel der Summe der Quadrate" (SRSS) angewendet.

5.5.1.3 Resultatausgabe

Es können sowohl Schnittkräfte als auch Spannungen und Verformungen der Flächenelemente ausgegeben werden. Folgende Schnittkräfte werden ermittelt:

- M_x Biegemoment in Richtung der lokalen X-Achse
- M_y Biegemoment in Richtung der lokalen Y-Achse

- M_{xy} Drillmoment
- N_x Normalkraft in Richtung der lokalen X-Achse
- N_y Normalkraft in Richtung der lokalen Y-Achse
- N_{xy} Schubkraft in der Plattenebene
- $V_{z,x}$ Querkraft in Richtung der lokalen Z-Achse am Schnitt mit der Normalenrichtung X
- $V_{z,y}$ Querkraft in Richtung der lokalen Z-Achse am Schnitt mit der Normalenrichtung Y

Schnittkräfte, die senkrecht zur Platte verlaufen, sind auf der linken Seite dargestellt, Schnittkräfte, die mit der Membrantragwirkung zusammenhängen und in der Plattenebene liegen, auf der rechten Seite (Abbildung 48).

Zusätzlich zu den Schnittkräften können auch die Hauptspannungen angezeigt werden, die für die obere (Platte) bzw. vordere (Wand) und die untere (Platte) bzw. hintere (Wand) Seite der Platte separat ermittelt werden.

- $\sigma_{1,o}$ Hauptspannung in Richtung der Hauptachse 1 auf der Plattenoberseite
- $\sigma_{2,o}$ Hauptspannung in Richtung der Hauptachse 2 auf der Plattenoberseite
- τ_o Schubspannung auf der Plattenoberseite infolge N_{xy} und M_{xy}
- $\sigma_{u,o}$ Vergleichsspannung auf der Plattenoberseite
- $\sigma_{1,u}$ Hauptspannung in Richtung der Hauptachse 1 auf der Plattenunterseite
- $\sigma_{2,u}$ Hauptspannung in Richtung der Hauptachse 2 auf der Plattenunterseite
- τ_u Schubspannung auf der Plattenunterseite infolge N_{xy} und M_{xy}
- $\sigma_{u,u}$ Vergleichsspannung auf der Plattenunterseite
- α_o Richtung der Hauptspannungen auf der Plattenoberseite
- α_u Richtung der Hauptspannungen auf der Plattenunterseite

Da die Hauptspannungen nur an der oberen und unteren Seite der Platte berechnet werden und die Werte der Schubspannungen an der Oberfläche gleich Null sind, korrespondiert das Spannungsbild mit dem ebenen Spannungszustand.

Die Hauptspannung in Richtung der Hauptachse 1 zeigt den maximalen, die Hauptspannung in Richtung der Hauptachse 2 den minimalen Wert im betrachteten Punkt. Diese Werte werden für den ebenen Spannungszustand nach den folgenden Ausdrücken berechnet.

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau^2}$$

Abbildung 60 Berechnung der maximalen und minimalen Spannungen in einem Punkt [22]

6 Berechnungsergebnisse

Die unter Punkt 5.1.3 beschriebenen L-förmige Scheibentragwerke mit unterschiedlichen Grundrißformen wurden jeweils in 2 Modellvarianten wie unter Punkt 5.5.1 beschriebenen berechnet, mit dem Ziel maximale Beanspruchungen zu erhalten.

In diesem Kapitel wird eine Kurzfassung der wichtigsten Ergebnisse präsentiert, verglichen und im Anschluß daran diskutiert.

Alle relevanten Berechnungsergebnisse und die Ergebnisse der Modalen Analyse jedes einzelnen Grundrißtyps befinden sich im Anhang A dieser Diplomarbeit. Hierbei wurden die Ergebnisse eines Grundrißtyps mit beiden Modellvarianten auf einer Seite zusammengefaßt.

6.1 Beurteilungskriterien

Die ausgewählten Beurteilungskriterien für die Analyse der einzelnen Grundrißtypen sind hier nochmals zusammen gefaßt:

- Die Beanspruchung der Wandscheiben W1, W2, WA und WB müssen den Tragfähigkeitsanforderungen der ÖNORM EN 1998,- genügen.
- Die Verschiebungen in den Punkten P1-P3 sollen den Kriterien der Schadensbegrenzung laut ÖNORM EN 1998-1:2005 entsprechen.

Um einen Grundrißtyp als zulässig zu beurteilen, muß die betrachtete Grundrißvariante beide obengenannten Untersuchungskriterien erfüllen.

6.2 Beurteilung hinsichtlich der Tragfähigkeit

Die Wandscheiben W1, W2, WA und WB weisen alle dieselben geometrischen Abmessungen auf. Weiters werden sie mit denselben Materialeigenschaften ausgestattet. Im Folgenden wird die maximale Tragfähigkeit einer Wandscheibe hinsichtlich Momententragfähigkeit M_{Rd} und Querkrafttragfähigkeit V_{Rd} ermittelt und danach mit den erhaltenen Ergebnissen der Berechnung verglichen.

6.2.1 Ermittlung der maximalen Tragfähigkeit der Wandscheibe

Da die Bedingungen in Abschnitt 5.3 der ÖNORM EN 1998-1:2005 hinsichtlich der Anforderungen für „niedrige Seismizität“ nicht erfüllt werden können, wird bei der Ermittlung der Tragfähigkeit die Auslegungsanforderung für mittlere Duktilität (DCM) berücksichtigt.

Die Vorgehensweise bei der Ermittlung der maximalen Tragfähigkeit wurde in Anlehnung an die in [18] beschriebenen Schritte vorgenommen.

6.2.1.1 Festlegung der Baustoffkennwerte, Geometrie und Teilsicherheitsbeiwerte

Die im Berechnungsmodell angesetzten Materialkennwerte für Bewehrungsstahl und Betongüte lauten:

- Betongüte C25/30; $f_{ck}=30\text{MN/mm}^2$
- Bewehrungsstahl Bst 550; $f_{yk}=550\text{MN/mm}^2$

Die Abmessung der Wandscheibe ist über die gesamte Höhe konstant. Die wichtigsten geometrischen Parameter lauten:

- $h=20\text{m}$; $h_{s,EG}=3,75\text{m}$; $h_{s,OG}=3,25\text{m}$
- $b_w=0,30\text{m}$ ($>0,15\text{m}$; $h_{s,EG}/20=0,19\text{m}$ lt. ÖNORM EN 1998-1:2005; Abschnitt 5.4.1.2.3)
- $l_w=6,00\text{m}$

Laut ÖNORM B 1998-1:2005; Abschnitt 4.5.1.3 dürfen für die Nachweise der Tragfähigkeit einer Wandscheibe folgende Teilsicherheitswerte angesetzt werden:

$$\gamma_c = 1,30; \quad \gamma_s = 1,00$$

6.2.1.2 Wahl des plastischen Mechanismus

Auch wenn bei der Berechnung für niedrige Duktilität keine nennenswerten plastischen Gelenke am Einspannpunkt auftreten sollen, ist es dennoch ratsam diese Bereiche dementsprechend konstruktiv durchzubilden. Der materielle und rechnerische Aufwand im Vergleich zum erzielbaren Effekt ist minimal.

Die Höhe des plastischen Bereichs kann laut ÖNORM EN 1998-1:2005; Abschnitt 5.4.3.4.2 ermittelt werden:

$$h_{cr} = \max[l_w; h_w/6]$$

$$h_{cr} = \max[6,00\text{m}; 3,33\text{m}]$$

aber

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \cdot l_w \\ h_s \\ 2 \cdot h_s \end{cases} \quad \begin{array}{l} \text{für } n \leq 6 \text{ Geschosse} \\ \text{für } n \geq 7 \text{ Geschosse} \end{array}$$

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 12,00\text{m} \\ 3,75\text{m} \end{cases}$$

Somit wird $h_{cr}=3,33\text{m}$ angenommen.

6.2.1.3 Biegebemessung im plastischen Bereich

Nach [20] und der ÖNORM EN 1998-1:2005 wird eine Wandscheibe ohne Randlelemente ebenfalls rechnerisch in einen Steg und zwei stark bewehrte Endbereiche geteilt (**Fehler! Verweisquelle konnte nicht gefunden werden.**).

Die ÖNORM EN 1998-1:2005 schreibt in Abschnitt 5.4.3.4.2 (6), umgelegt auf die Berechnung der Wandscheibe, folgende Grenzwerte vor:

- $l_{c,\min} \geq 0,90\text{m}$ [$0,15 \cdot l_w$]; $0,45\text{m}$ [$1,50 \cdot b_w$]

Bei den vorhandenen geometrischen Voraussetzungen ergibt sich somit der Mindestwert der kritischen Länge $l_c \geq 0,975m$. Diese gewählte Länge muß aber nun auch unter den maximalen Grenzwerten für die vorhandene Breite $b_w=0,30m$ liegen.

$$- \quad b_w \geq 0,20m; 0,25m [hs/15] \quad \rightarrow \quad l_{c,max} < 1,20m[0,20 \cdot l_w]; 0,60m[2,00 \cdot b_w]$$

Für die weitere Berechnung wird somit eine kritische Länge von $l_c=0,90m$ gewählt. Rechnet man die Betondeckung von $c=3,0cm$ hinzu, so liegt der nach ÖNORM EN 1998-1:2005 ermittelte Wert doch deutlich über dem in [19] vorgeschlagenen Wert von $l_e=0,1 \cdot l_w=0,65m$.

Um die maximale Tragfähigkeit der Wandscheibe zu ermitteln, wird diese in den einzelnen Bereichen mit der maximalen Bewehrung armiert. Der maximale und minimale Bewehrungsgrad wird wie folgt angegeben:

- $\rho_{e,max} = 4\%$ (lt. ÖNORM EN 1992-1:2004, maximaler Bewehrungsgrad bei Wänden)
- $\rho_{e,min} = 0,5\%$ (lt. ÖNORM EN 1998-1:2005, minimaler Bewehrungsgrad im Randbereich)
- $\rho_{v,min} = 0,28\%$ (lt. ÖNORM EN 1992-1:2004, minimaler Bewehrungsgrad bei Wänden)

In [19] werden darüber hinaus noch folgende Empfehlungen für den mechanischen Bewehrungsgrad der einzelnen Wandbereiche und angegeben:

- Bewehrungsgehalt im Stegbereich ρ_v : $0,30\% \leq \rho_v \leq 0,50\%$
- Gesamter Bewehrungsgehalt ρ_t : $0,30\% \leq \rho_t \leq 1,00\%$

Um ein Abplatzen des Betons unter zyklischen Beanspruchungen zu verhindern und die Stabilität der umschnürten Bereiche zu erhöhen soll nach [20] weiters die Anordnung der Bewehrung in den einzelnen Bereichen folgenden Anforderungen entsprechen:

- $s_{e,max} \leq 200-250mm$ (im Endbereich)
- $s_{v,max} \leq \min(3b_w, 450mm)$ (im Stegbereich)
- $d_{e,max} \leq b_w/10$ (im Steg- und Randbereich)

Das bedeutet folgende Bewehrungswahl, um die maximale Biegetragfähigkeit der betrachteten Wandscheibe zu erhalten:

- Endbereich: $A_{e,vor} = b_w \cdot l_c = 30cm \cdot 93cm = 2.790cm^2$; $A_{se,max} = 2.790 \cdot 0,04 = 111,6cm^2$;
- Stegbereich: $A_{v,vor} = b_w \cdot l_v = 30cm \cdot 100cm = 3.000cm^2$; $A_{sv,max} = 3.000 \cdot 0,0028 = 8,40cm^2/m$;

Bei Ausnutzung des maximalen Bewehrungsgrades in den Endbereichen ergibt sich ein Gesamtbewehrungsgehalt von deutlich über 1%:

$$\rho_t = [2 \cdot A_{se,max} + A_{sv,max} \cdot (l_w - 2 \cdot (l_c + c))] / l_w \cdot b_w = 0,014 \triangleq 1,4\%$$

Daher empfiehlt es sich den Bewehrungsgehalt in den Endbereichen zu reduzieren. Es wird ein Bewehrungsgehalt von ca. 2,7% [76,0cm²] gewählt:

- Endbereich: $A_{e,vor} = b_w \cdot l_c = 30cm \cdot 93cm = 2.790cm^2$; $A_{se,max} = 75,33cm^2$;
- gewählt: 5 Ø30 + 4 Ø26 + 6 Ø20 (75,30cm²); $e_e \approx 15cm$

- Stegbereich: $A_{v,vor} = b_w \cdot l_v = 30\text{cm} \cdot 100\text{cm} = 3.000\text{cm}^2$; $A_{sv,max} = 3.000 \cdot 0,0028 = 8,40\text{cm}^2/\text{m}$;
 gewählt: 2 Ø12 ($9,05\text{cm}^2/\text{m}$); $e_v = 24\text{cm}$

Die Tragfähigkeit der Wandscheibe ist neben der Geometrie, den Werkstoffen und dem Bewehrungsgrad der einzelnen Bereiche auch stark von der Auflast N_{rd} abhängig, wie die M/N Interaktionsdiagramm zeigen. In den berechneten Beispielen ist die Größe der Normalkraft sehr konstant. Der Schwankungsbereich liegt bei etwa bei $\pm 200\text{kN}$.

Für die folgenden Berechnungen wird der Wert der Normalkraft aus den Rechenergebnissen der Wandscheibe übernommen und mit $N_{rd} = 2.500\text{kN}$ fixiert.

Mit Hilfe der einfachen Biegebemessung der Wandscheibe nach [19] kann unter Zuhilfenahme der Bewehrungsgehalte und der bezogenen Normalkraft v_d das bezogene Biegemoment μ_d und damit das maximale Biegemoment ermittelt werden (Abbildung 61).

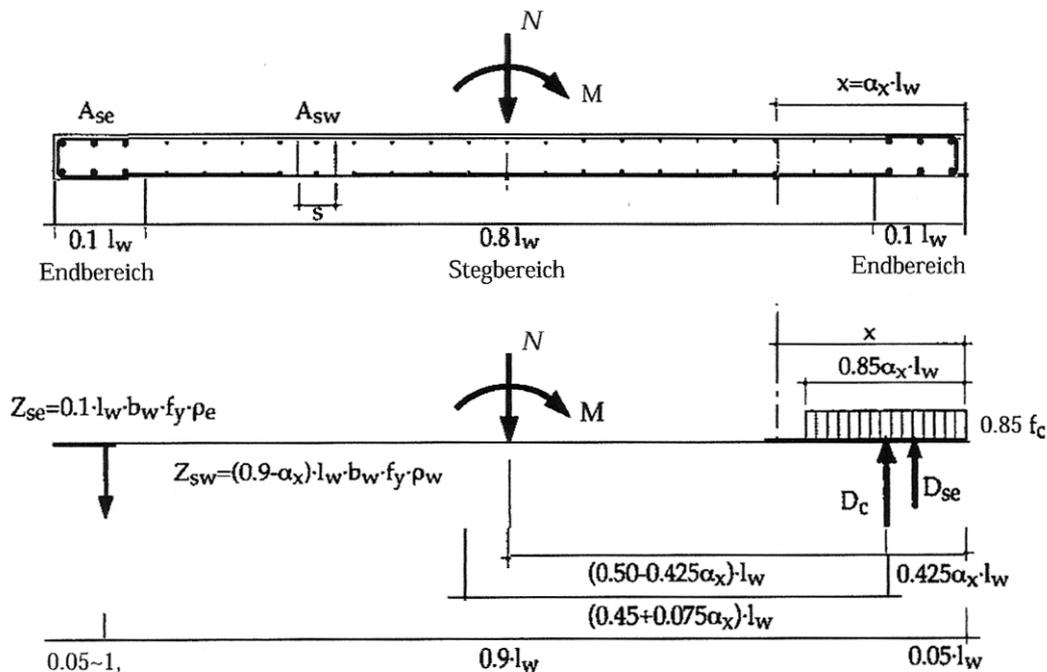


Abbildung 61 Wandquerschnitt mit Schnittkräften und inneren Kräften [9]

Vorwerte: $\alpha_e = (l_c + 3\text{cm})/l_w = 0,93/6,00 \approx 0,155$; $l_v = l_w (1 - 2\alpha_e) = 4,14\text{m}$; $s_v = 0,24\text{m}$

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 30 / 1,3 = 23,08\text{MN}/\text{m}^2$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 550 / 1,0 = 550\text{MN}/\text{m}^2$$

Endbewehrungsgehalt: $\rho_e = \frac{A_{se}}{b_w \cdot \alpha_e \cdot l_w} = \frac{75,30}{30 \cdot 0,155 \cdot 600} = 0,027 < 4\%$

$$\omega_e = \rho_e \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 0,027 \cdot \frac{550}{23,08} = 0,643$$

$$\text{Stegbewehrungsgehalt: } \rho_v = \frac{A_{sv}}{b_w \cdot s_v} = \frac{2,26}{30 \cdot 24,4} = 0,0031 \quad > 0,28\%; < 0,50\%$$

$$\omega_v = \rho_v \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 0,0031 \cdot \frac{550}{23,08} = 0,074$$

$$\text{Gesamtbewehrungsgehalt: } \rho_t = \frac{A_{st}}{b_w \cdot l_w} = \frac{2 \cdot 75,30 + \frac{2,26}{0,244} \cdot 4,44}{30 \cdot 600} = 0,010 \quad \leq 1\%$$

$$\omega_t = \rho_t \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 0,010 \cdot \frac{550}{23,08} = 0,247$$

$$\text{Bezogene Normalkraft: } \nu_d = \frac{N_{rd}}{l_w \cdot b_w \cdot f_{cd}} = \frac{2,50}{6,0 \cdot 0,3 \cdot 23,08} = 0,060$$

Die Gleichgewichtsbedingungen $\Sigma N = \int \alpha(y) dA + N = 0$ wird zur Bestimmung der Lage der neutralen Achse x herangezogen:

$$0,85 \cdot (\alpha_x \cdot l_w \cdot b_w) \cdot 0,85 \cdot f_{cd} = N + ((1 - \alpha_e) - \alpha_x) \cdot l_w \cdot b_w \cdot \rho_w \cdot f_{yd}$$

Durch Einführen des Bewehrungsgehaltes ω_v erhält man, unabhängig von dem Bewehrungsgehalt der Eckbewehrung, die Lage der Achse x :

$$\alpha_x = \frac{\nu_d + (1 - \alpha_e) \cdot \omega_v}{0,85^2 + \omega_v} = \frac{0,060 + 0,845 \cdot 0,074}{0,85^2 + 0,074} = 0,154$$

$$x = \alpha_x \cdot l_w = 0,923\text{m}$$

Anhand der Momentenbedingung bezüglich der Mitte des Spannungsblocks bekommt man die Gleichung zur Berechnung des maximalen Wandbiegewiderstands μ_d bei vorhandene bezogener Normalkraft ν_d :

$$\mu_d = \left(\frac{1 - \alpha_e}{2} \right) \cdot \omega_t + (0,50 - 0,425 \cdot \alpha_x) \cdot \nu_d + \left[\frac{\alpha_e - \alpha_e^2}{2} + 0,425 \cdot (\alpha_e - 1) \cdot \alpha_x - 0,075 \cdot \alpha_x^2 \right] \cdot \omega_v$$

$$\mu_d = 0,128$$

Über die Beziehung $M_{Rd} = \mu_d \cdot l_w^2 \cdot b_w \cdot f_{cd}$ erhält man dann den maximalen Wandbiegewiderstand:

$$M_{Rd} = 0,128 \cdot 6,00^2 \cdot 0,30 \cdot 23,08 = \mathbf{31,807\text{MNm}}$$

Aufgrund dessen, daß die Wandscheiben in den untersuchten Grundrißvarianten immer am Deckenrand angeordnet sind, ist deren Überlagerungsdruck sehr gering. Daher werden die Wandscheiben überwiegend auf Biegung beansprucht und der Effekt der Erhöhung der Momententragfähigkeit durch Überdrücken der Zugzone bleibt weitgehend aus.

6.2.1.4 Sicherstellung der Krümmungsduktilität

Aufgrund der Verformungen des Wandkopfs muß der Wandfuß eine geeignete Krümmungsduktilität aufweisen, um diese Bewegungen mitmachen zu können. Die Bestimmung der erforderlichen Krümmungsduktilität kann laut ÖNORM EN 1998-1:2005 Abschnitt 5.2.3.4 (3) unter Berücksichtigung des Abschnitts 5.4.3.4.2 (2) erfolgen, sofern keine genaueren Angaben vorhanden sind:

$$\mu_{\phi} = 2q_0 M_{Ed}/M_{Rd} - 1 \quad \text{wenn } T_1 \geq T_C$$

$$\mu_{\phi} = 1 + 2(q_0 M_{Ed}/M_{Rd} - 1) T_C/T_1 \quad \text{wenn } T_1 < T_C$$

Da es sich bei der Bestimmung der Tragfähigkeit um den maximalen Bemessungsfall handelt wird $M_{Ed}=M_{Rd}$ gesetzt. Der Verhaltensbeiwert q_0 ergibt sich zu $q_0=1,50$.

Der Wert T_C bezeichnet die obere Grenze des Bereichs der konstanten Spektralbeschleunigung im elastischen Antwortspektrum. Dieser Wert wurde in Abschnitt 5.4.3.1 mit $T_C=0,50$ bestimmt. Die Werte der Grundperiode der Modellantwort variieren jedoch je nach Grundrißtyp, da jedoch alle Werte ausnahmslos über dem Wert $T_C=0,50s$ liegen, ist das für die Berechnung der erforderlichen Krümmungsduktilität unerheblich. Damit ergibt sich die erforderliche Krümmungsduktilität μ_{ϕ} zu:

$$\mu_{\phi} = 2 \cdot 1,50 \cdot 1 - 1 = 2$$

Diese Berechnung kann als untere Schranke einer Vielzahl von Berechnungsmethoden gesehen werden. Siehe auch [17] und [19].

Die Sicherstellung der Krümmungsduktilität erfolgt in der ÖNORM EN 1998-1:2005 ausschließlich durch die Anordnung von Umschnürungsbewehrung.

6.2.1.5 Anordnung der Umschnürungsbewehrung

Die Umschnürungsbewehrung im plastischen Gelenk ist aufgrund der zyklischen Belastungen notwendig. Die vertikalen Bewehrungsstäbe der Zugzone weisen unter Belastung erhebliche plastische Zugdehnungen auf. Nach der Belastungsumkehr müssen diese zuerst auf Druck fließen bevor eine Betondruckkraft entstehen kann. In dieser Phase besteht erhöhte Gefahr, daß die einzelnen Bewehrungsstäbe ausknicken.

Das umschnürte Wandelement kann vom Bügelschenkel am Druckrand der Wand laut ÖNORM EN 1998-1:2005, Abschnitt 5.4.3.4.2(6) aus mit der Länge l_c wie folgt angenommen werden:

$$l_c = x_u \cdot (1 - \varepsilon_{cu2}/\varepsilon_{cu2,c})$$

mit

$$\varepsilon_{cu2} = 3,50\% \quad (\text{lt. ÖNORM EN 1998-1:2005, Abschnitt 5.4.3.4.2(6)})$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu2} + 0,1 \cdot \alpha \omega_{wd} \quad (\text{lt. ÖNORM EN 1998-1:2005, Abschnitt 5.4.3.4.2(6)})$$

Die Länge der Betondruckzone x_u beim Erreichen von $\varepsilon_{cu2,c}$ kann bereits bestimmt werden.

$$x_u = (v_d + \omega_v) \cdot l_w \cdot b_w/b_0 = (0,060 + 0,074) \cdot 6,00 \cdot 0,30/0,24 = 1,005m$$

Die Größe der Bruchstauchung des Betons $\varepsilon_{cu2,c}$ ist von der Ausführung und der Menge der Umschnürungsbewehrung abhängig. Die minimalen Anforderungen an den mechanischen, auf das Volumen bezogenen, Bewehrungsgrad kann nach ÖNORM EN 1998-1:2005, Abschnitt 5.4.3.4.2(4) ermittelt werden:

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\phi} (v_d + \omega_e) \varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_0} - 0,035$$

Im vorliegenden Fall ergeben sich die Werte zu:

$$\omega_e = 0,643 \quad (\text{mechanischer Bewehrungsgrad der Randbewehrung lt. Punkt 6.2.1.3})$$

$$\mu_\phi = 2,0 \quad (\text{Krümmungsduktilität lt. Punkt 6.2.1.4})$$

$$v_d = 0,060 \quad (\text{bezogene Normalkraft lt. Punkt 6.2.1.3})$$

$$\varepsilon_{s,y,d} = 550/200.000 = 2,75\% \quad (\text{für Bst 550; } \gamma_s=1,0)$$

$$b_c = 0,30\text{m}$$

$$c = 0,03\text{m}$$

$$b_0 = b_c - 2c = 0,24\text{m}$$

Aufgrund der geringen geforderten Krümmungsduktilität und ergibt sich ein Mindestwert zu:

$$\alpha\omega_{wd} \geq 30 \cdot 2 \cdot (0,060 + 0,643)0,00275 \cdot 0,30/0,24 - 0,035 = 0,183$$

Um die gewählte kritische Zone in der Länge von $l_c=0,90\text{m}$ zu ermöglichen muß folgende Bruchstauchung des Betons $\varepsilon_{cu2,c}$ erreicht werden:

$$\varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu2}/(1 - (l_c/x_u)) = 0,0035/1 - (0,90/1,095) = 0,0336$$

Dies ergibt einen $\alpha\omega_{wd}$ Wert von:

$$\alpha\omega_{wd} = (\varepsilon_{cu2,c} - 0,0035)/0,10 = (0,0336 - 0,035)/0,10 = 0,301$$

Die Berechnung des Beiwertes der Wirksamkeit der Umschnürung α ist abhängig von der Anordnung der Bügel und der Abstände der vertikalen Stabeisen untereinander (Abbildung 62). Die gewählte Anordnung der Bewehrung erfolgt über die gesamte Höhe des kritischen Bereichs.

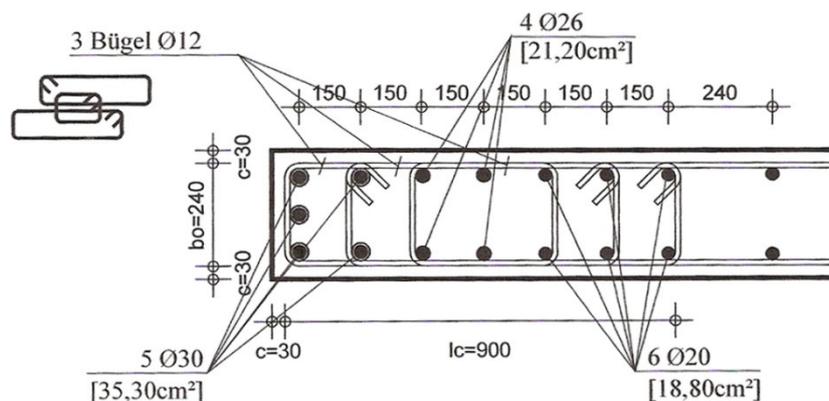


Abbildung 62 Bewehrungsskizze des Endbereichs

Der Beiwert α wird somit in Bezugnahme auf die Bewehrungsskizze und der ÖNORM EN 1998-1:2005, Abschnitt 5.4.3.2.2 (8) folgendermaßen berechnet:

$$\alpha_n = 1 - \sum_n \frac{b_i^2}{6 \cdot b_0 \cdot h_0} = 1 - \sum_6 \frac{15^2}{(12 \cdot 24 \cdot 90)} - \sum_2 \frac{24^2}{(2 \cdot 24 \cdot 90)} = 0,703$$

$$\alpha_s = (1 - s/2b_0) \cdot (1 - s/2h_0) = (1 - 10/(2 \cdot 24))(1 - 10/(2 \cdot 90)) = 0,748$$

$$\alpha = \alpha_s \cdot \alpha_n = 0,703 \cdot 0,748 = 0,525$$

mit $s = 0,10\text{m}$ (vertikaler Abstand der Umschnürungsbewehrung; lt. [19] $s \leq (b_w/2; 6\phi_i; 150\text{mm})$)

Durch Division von $\alpha \omega_{wd}$ durch den Beiwert der Wirksamkeit der Umschnürung α läßt sich der erforderliche auf das Volumen bezogene mechanische Bewehrungsgrad der Querbewehrung ω_{wd} ermitteln:

$$\omega_{wd} = \alpha \omega_{wd} / \alpha = 0,301 / 0,525 = 0,572$$

Der erforderliche Querschnitt der Umschnürungsbewehrung bei gegebenem Abstand s und einer gewählten Bügelanordnung nach Abbildung 62 kann durch folgende Formel ermittelt werden:

$$\omega_{wd} = [(2 \cdot b_0 + 2 \cdot h_0) \cdot A_{sv}] / [b_0 \cdot h_0 \cdot s] \cdot f_{yd} / f_{cd}$$

Durch Umformen erhält man den gesuchten Bewehrungsquerschnitt A_{sv} zu:

$$A_{sv} = \frac{\omega_{wd} [b_0 \cdot h_0 \cdot s]}{2 \cdot (2 \cdot b_0 + 2 \cdot h_{0,Bügel})} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,572 [24 \cdot 90 \cdot 10]}{3 \cdot (2 \cdot 24 + 2 \cdot 63)} \cdot \frac{20,83}{550} = 1,011 \text{cm}^2$$

Dies entspricht einem Bügeldurchmesser von $d_{sv} = 12\text{mm} [1,13\text{cm}^2]$.

6.2.1.6 Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit

Die Querkrafttragfähigkeit der Wandscheibe kann laut ÖNORM EN 1998-1:2005; Abschnitt 5.4.3.4.1 (1) alleine nach ÖNORM EN 1992-1:2005 bzw. ÖNORM B 4700 berechnet werden. Dabei ist zu beachten, daß die errechnete Bemessungsquerkraft V_{sd} laut ÖNORM EN 1998-1:2005 Abschnitt 5.4.2.4 (7) um 50% zu erhöhen ist.

Der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit nach ÖNORM B 4700 besteht aus zwei Teilen: Einerseits dem Nachweis der Druckstrebe und andererseits dem Nachweis der Zugbewehrung.

Es kann davon ausgegangen werden, daß durch eine ausreichende Anordnung von Querbewehrung der Nachweis der Zugbewehrung geführt werden kann. Die bereits im vorangegangenen Kapitel ermittelte Umschnürungsbewehrung kann auf die anzubringenden Bügelbewehrung aufgerechnet werden. Sprich die einzelnen Ergebnisse müssen nicht addiert werden, sondern sie können beide Aufgaben gemeinsam abdecken.

Der von der Geometrie der Wandscheibe abhängige Nachweis der Betondruckstrebe ist somit der limitierende Faktor der Berechnung.

Da die Querbewehrung eine Neigung von $\alpha = 90^\circ$ aufweist kann die verkürzte Formel zur Anwendung kommen:

$$V_{Rdc} = b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd} \cdot \frac{1}{\cot \Theta + \tan \Theta}$$

In Anlehnung an ÖNORM EN 1998-1:2005; Abschnitt 5.5.3.4.1 (1) wird $z=0,8 \cdot l_w$ und $\tan \Theta=1,0$ gesetzt.

Der Faktor v wird folgendermaßen ermittelt:

$$v = 0,70 - \frac{1,5 \cdot f_{cd}}{200} \geq 0,50 \quad \text{mit } f_{cd}=23,08\text{N/mm}^2 \text{ ergibt sich } v=0,527.$$

$$V_{Rdc} = 0,30 \cdot 0,80 \cdot 6,00 \cdot 0,527 \cdot 23,08 \cdot \frac{1}{2} = \mathbf{8,757MN}$$

Durch die Tatsache, daß es sich hierbei um ein gedrücktes Bauteil handelt, muß V_{Rdc} auf $V_{Rdc,red}$ abgemindert werden:

$$V_{Rdc,red} = 1,67 \cdot V_{Rdc} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{cd,eff}}{f_{cd}}\right) \leq V_{Rdc}$$

mit

$$\sigma_{cd,eff} = \frac{N_{Sd} - f_{yd} \cdot A_{s2}}{A_c}$$

N_{Sd} Bemessungswert der aufzunehmenden Längskraft (Druck positiv)

A_{s2} Querschnittsfläche der schlaffen Bewehrung im Biegedruckgurt (Druckbewehrung)

A_c Gesamtfläche des Betonquerschnitts

Aufgrund der geringeren Längskraft und der großen Bewehrungsflächen im Biegedruckgurt ist $V_{Rd,red}$ gleich V_{Rdc} zu setzen.

6.2.2 Zusammenstellung der maßgebenden Beanspruchungen

Im Folgenden werden die maßgebenden Werte für die Momentenbeanspruchung M_{Sd} und die Beanspruchung der Bemessungsquerkraft V_{Sd} aus denen im Anhang A; Kapitel 10.1 bis Kapitel 10.15 angegebenen vollständigen Rechenergebnissen nach Grundrißtypen geordnet aufgelistet.

Tabelle 23 Maximale Beanspruchung der Wandscheiben für Grundrisse mit Schenkellängen von 18m bis 30m

	$M_{Sd,W1}$	$M_{Sd,W2}$	$M_{Sd,WA}$	$M_{Sd,WB}$	$V_{Sd,W1}$	$V_{Sd,W2}$	$V_{Sd,WA}$	$V_{Sd,WB}$
	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
18 : 18	17.084	17.998	19.161	17.084	1.139	1.308	1.308	1.223
18 : 24	18.157	21.762	21.631	19.272	1.261	1.575	1.549	1.405
24 : 24	20.707	23.659	26.059	20.707	1.441	1.825	1.825	1.504
18 : 30	20.118	27.449	24.808	22.287	1.438	1.958	1.772	1.606
24 : 30	20.691	26.332	27.815	22.738	1.477	2.217	2.106	1.671
30 : 30	23.573	29.207	32.516	23.573	1.656	2.434	2.434	1.723

Die maßgebenden Beanspruchungen der M_{Sd} und V_{Sd} für Schenkellängen von 18m bis 42m sind in Tabelle 24 zusammengestellt.

Tabelle 24 Maximale Beanspruchung der Wandscheiben für Grundrisse mit Schenkellängen von 18m bis 42m

	$M_{Sd,W1}$	$M_{Sd,W2}$	$M_{Sd,WA}$	$M_{Sd,WB}$	$V_{Sd,W1}$	$V_{Sd,W2}$	$V_{Sd,WA}$	$V_{Sd,WB}$
	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
18 : 36	22.917	32.209	28.897	26.006	1.675	2.340	2.186	1.971
24 : 36	21.330	31.259	29.912	23.483	1.530	2.385	2.297	1.748
30 : 36	23.481	31.594	33.343	25.111	1.656	2.723	2.591	1.830
36 : 36	25.618	34.556	38.367	25.618	1.795	2.913	2.913	1.862
1,5 : 42	25.122	35.303	31.683	28.536	1.845	2.587	2.434	2.181
24 : 42	22.390	35.166	32.232	25.442	1.672	2.826	2.636	2.006
30 : 42	23.318	35.680	36.004	25.866	1.661	2.893	2.823	1.890
36 : 42	24.822	36.088	38.421	25.657	1.802	3.266	3.143	1.916
42 : 42	25.036	38.099	41.238	25.036	1.826	3.608	3.608	1.905

6.2.3 Diskussion der Ergebnisse

Die in Kapitel 6.2.2 zusammengetragenen Beanspruchungen werden den in Kapitel 6.2.1 ermittelten Bemessungswiderständen der Wandscheibe gegenübergestellt. Die ermittelten maximalen Bemessungswerte der Wandscheibe, unter Einhaltung der in der ÖNORM EN 1998-1:2005 Anforderungen an die Duktilitätsklasse DCM, lauten:

$$M_{Rd} = 31.807 \text{ kNm} \text{ und } V_{Rd,cd} = 8.757/1,5 = 5.838 \text{ kN}$$

In allen folgenden Abbildungen ist die zulässige Beanspruchung gleich dem Wert 100% gesetzt und das Verhältnis der Beanspruchungen auf diesen Wert bezogen.

Wie in Abbildung 63 und Abbildung 64 ersichtlich erfüllen alle gleich- und ungleichschenkeligen Grundrißtypen mit Schenkellängen von 18m bis 30m die geforderten Kriterien der Tragfähigkeit.

Grundriß- typ	$M_{Sd,max}$	M_{Rd}	[%]
	[kNm]		
18 : 18	19161	31807	60%
18 : 24	21762		68%
24 : 24	26059		82%
18 : 30	27449	31807	86%
24 : 30	27815		87%
30 : 30	32516		102%

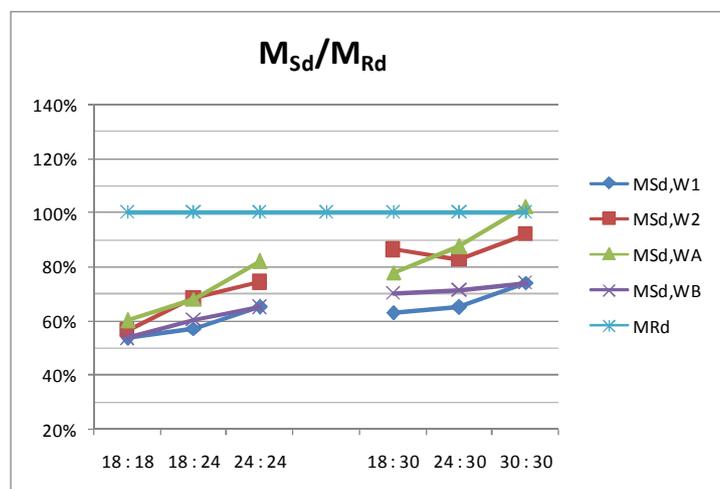


Abbildung 63 Verhältnis von M_{Sd}/M_{Rd} für Grundrißtypen mit Schenkellängen mit von 18m bis 30m

Grundriß- typ	$V_{Sd,max}$	V_{Rd}^*	[%]
	[kN]	[kN]	
18 : 18	1308	5838	22%
18 : 24	1575		27%
24 : 24	1825		31%
18 : 30	1958	5838	34%
24 : 30	2217		38%
30 : 30	2434		42%

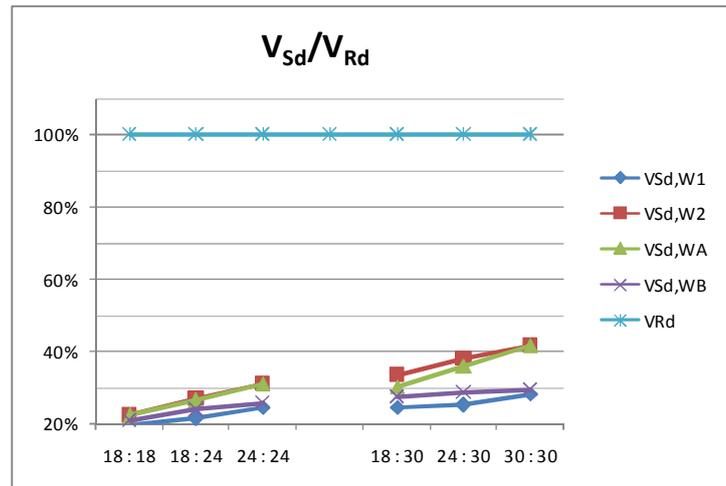


Abbildung 64 Verhältnis von V_{Sd}/V_{Rd} für Grundrißtypen mit Schenkellängen von 18m bis 30m

Neben der relativ geringen Seismischen Ersatzkraft, ist die günstige Lage des Kraftangriffspunkts mit ein Grund dafür, daß die Tragfähigkeitsanforderungen bei diesen Grundrißtypen erfüllt werden können.

Bei allen oben betrachteten Grundrißtypen ist weiters das Verhältnis der Ausmitte zwischen Massenschwerpunkt und Steifigkeitszentrum bzw. Schubmittelpunkt und dem Mittelwert des Achsabstandes der lastabtragenden Wandscheiben kleiner als 10% und die Fläche der Wandscheiben im Vergleich zur Geschoßfläche größer als 0,6% (Abbildung 65).

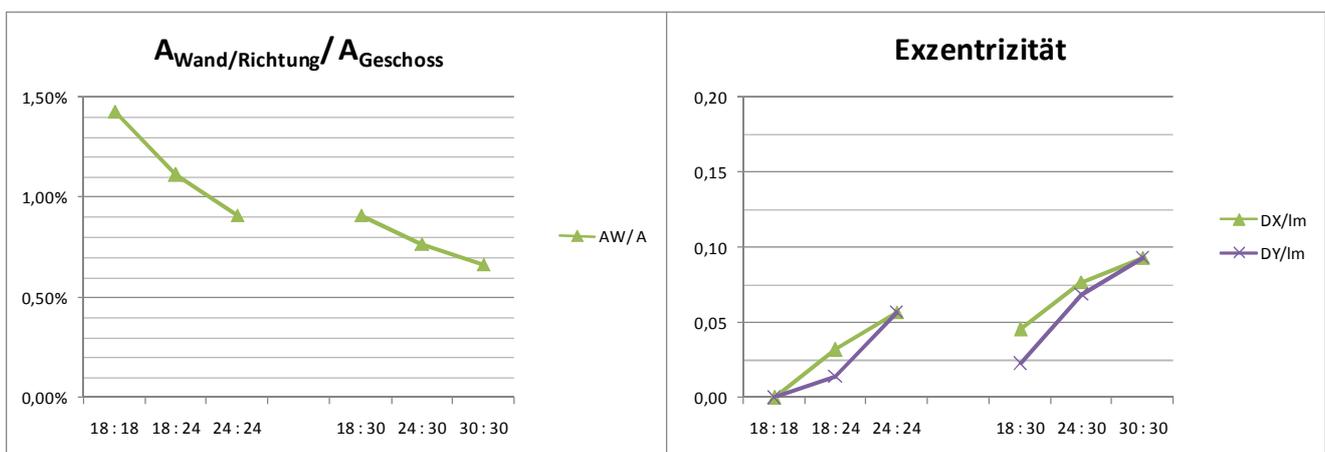


Abbildung 65 Verhältnis der Schubfläche zur Geschoßfläche und das Verhältnis zwischen Exzentrizität und dem Mittelwert des Abstandes zwischen den Wandscheiben für Grundrißtypen mit Schenkellängen von 18m bis 30m

Weiters sieht man, daß die ungleichschenkeligen Grundrißtypen generell kleinere Ausmitten aufweisen, als die gleichschenkeligen Varianten. Dieser Umstand ist dadurch erklärbar, daß sich mit zunehmender Schenkelfläche der Massenschwerpunkt vom Steifigkeitszentrum kontinuierlich entfernt.

Die Auswertung der gleich- und ungleichschenkeligen Grundrißtypen mit Schenkellängen von 18m bis 36m ist in der Abbildung 66 und Abbildung 67 dargestellt.

Grundriß- typ	$M_{Sd,max}$	M_{Rd}	[%]
	[kNm]	[kNm]	
18 : 36	32209	31807	101%
24 : 36	31259		98%
30 : 36	33343		105%
36 : 36	38367		121%

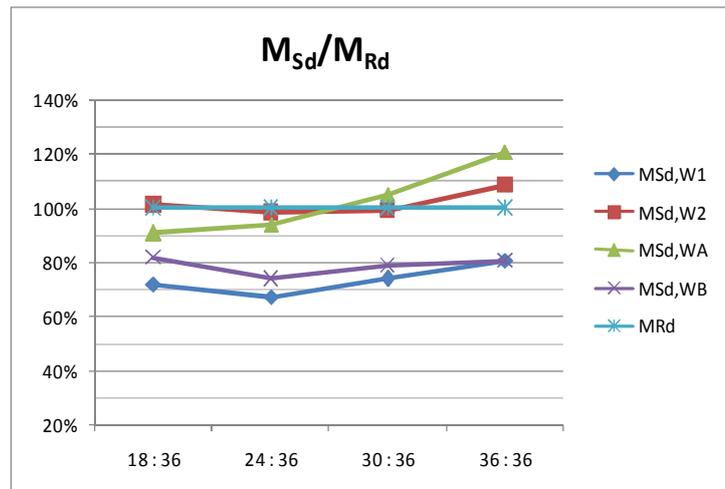


Abbildung 66 Verhältnis von M_{Sd}/M_{Rd} für Grundrißtypen mit Schenkellängen mit von 18m bis 36m

Wie in der oberen Grafik ersichtlich ist bei Schenkellängen von 18m bis 36m die plastische Momententragfähigkeit einzelner Wandscheiben bereits erschöpft. Deutlich sieht man, daß die Wandscheiben W2 und WA, also jene Wandscheiben, die im Schnittpunkt der Schenkel angeordnet sind, wesentlich höher belastet werden als jene an den Stirnseiten der Schenkel.

Dies erklärt sich aufgrund der ursprungsnahen Lage des Massenschwerpunkts und der teils deutlich höheren Lage des Steifigkeitszentrums. Diese geometrische Tatsache ruft eine Addition des Torsionsanteils, hervorgerufen durch die Ausmitte des Kraftangriffs und dem eigentlichen Querkraftanteil, hervor (Abbildung 45).

Die Dominanz der Biegebeanspruchung der Wandscheiben ist in den Ergebnissen deutlich sichtbar, denn trotz den oben erläuterten Umständen ist die Querkrafttragfähigkeit der Wandscheiben W2 und Wa auch bei diesen Grundrißtypen noch nicht erschöpft. (Abbildung 67).

Grundriß- typ	$V_{Sd,max}$	V_{Rd}^*	[%]
	[kN]	[kN]	
18 : 36	2340	5838	40%
24 : 36	2385		41%
30 : 36	2723		47%
36 : 36	2913		50%

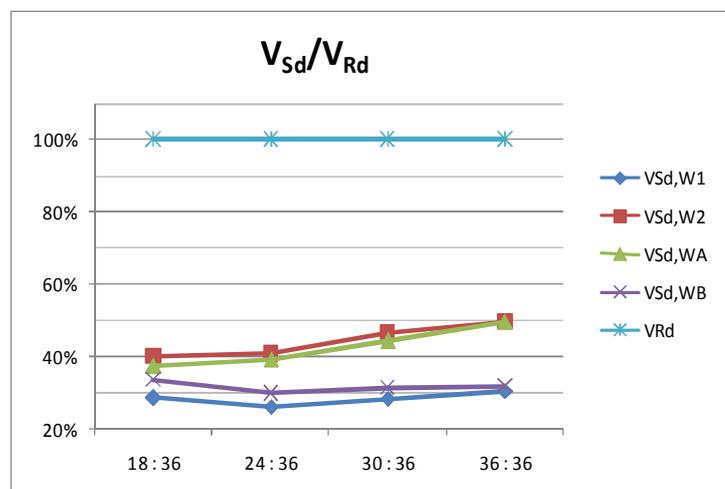


Abbildung 67 Verhältnis von V_{Sd}/V_{Rd} für Grundrißtypen mit Schenkellängen von 18m bis 36m

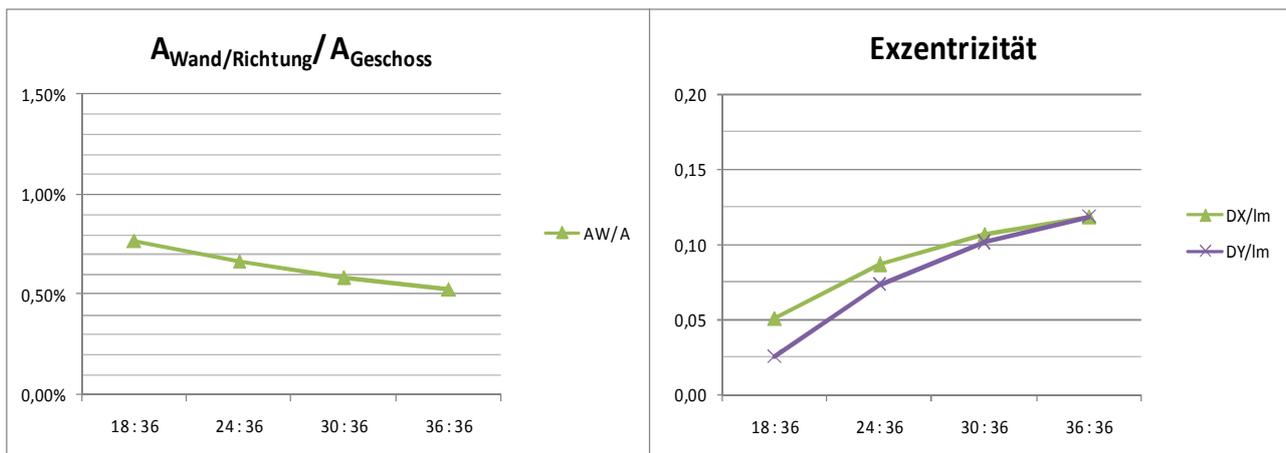


Abbildung 68 Verhältnis der Schubfläche zur Geschoßfläche und das Verhältnis zwischen Exzentrizität und dem Mittelwert des Abstandes zwischen den Wandscheiben für Grundrißtypen mit Schenkellängen von 18m bis 36m

Analog zu den Grundrißtypen mit Schenkellängen von 18m bis 30m sind bei den Grundrißtypen mit Schenkellängen von 30m bis 36m jene am meisten gefährdet, die eine Ausmitte von mehr als 10% aufweisen und deren Flächenverhältnis unter 0,60% ist (Abbildung 68).

Keine der gleich- oder ungleichschenkeligen Grundrißtypen mit maximalen Schenkellängen von 18m bis 42m erfüllen die Grenzwerte der Momententragfähigkeit (Abbildung 69).

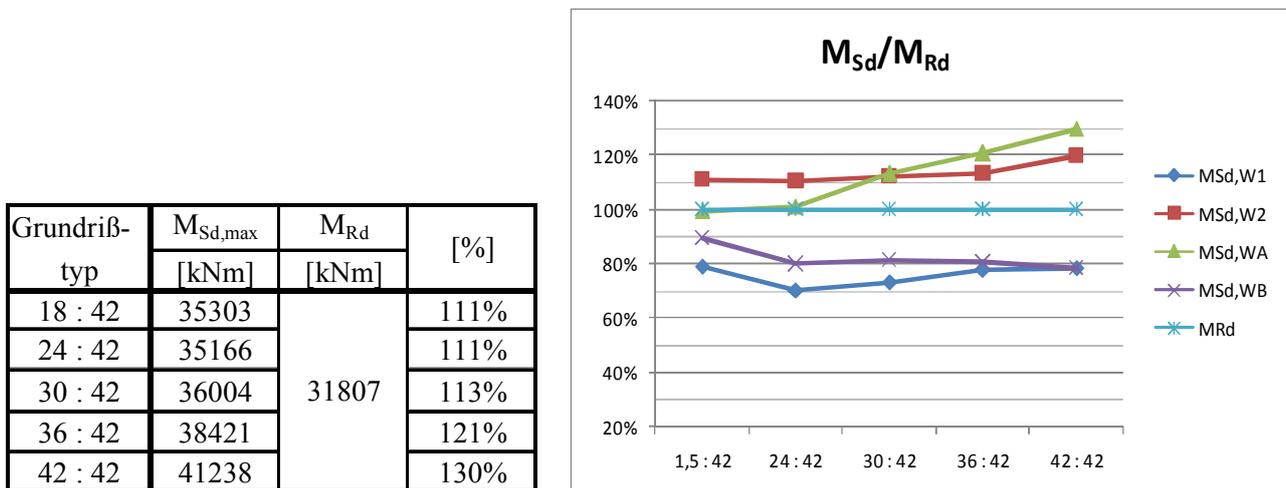


Abbildung 69 Verhältnis von M_{Sd}/M_{Rd} für Grundrißtypen mit Schenkellängen mit von 36m bis 42m

Bei diesen Grundrißtypen ist die Überschreitung der zulässigen Beanspruchbarkeit unabhängig von den Werten der Exzentrizität. Dies läßt darauf schließen, daß die Beanspruchung im Lastfall Erdbeben für die vorhandenen Wandscheibendimensionen zu hoch sind und nicht die Torsionseffekte alleine für die Überschreitung der Tragfähigkeit verantwortlich sind. Das wird veranschaulicht durch die Tatsache, daß das Flächenverhältnis bei allen Grundrißtypen knapp über oder unter 0,6% ist (Abbildung 70).

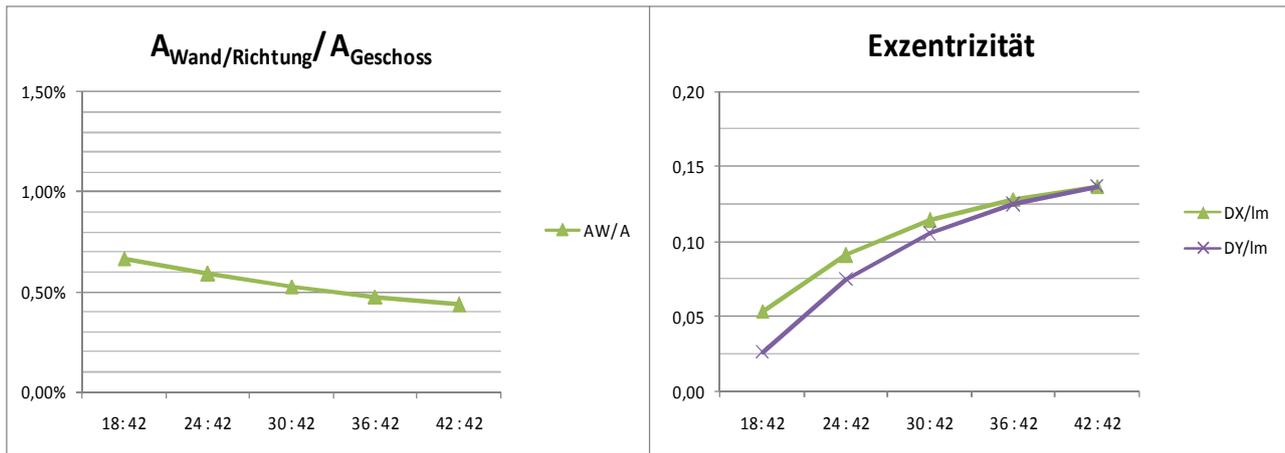


Abbildung 70 Verhältnis der Schubfläche zur Geschoßfläche und das Verhältnis zwischen Exzentrizität und dem Mittelwert des Abstandes zwischen den Wandscheiben für Grundrißtypen mit Schenkellängen von 18m bis 42m

Wie auch bei den vorherigen Grundrißtypen ist die Querkrafttragfähigkeit der Wandscheiben bei keinem der Grundrißtypen mit Schenkellängen von 18m bis 42m maßgebend. (Abbildung 71).

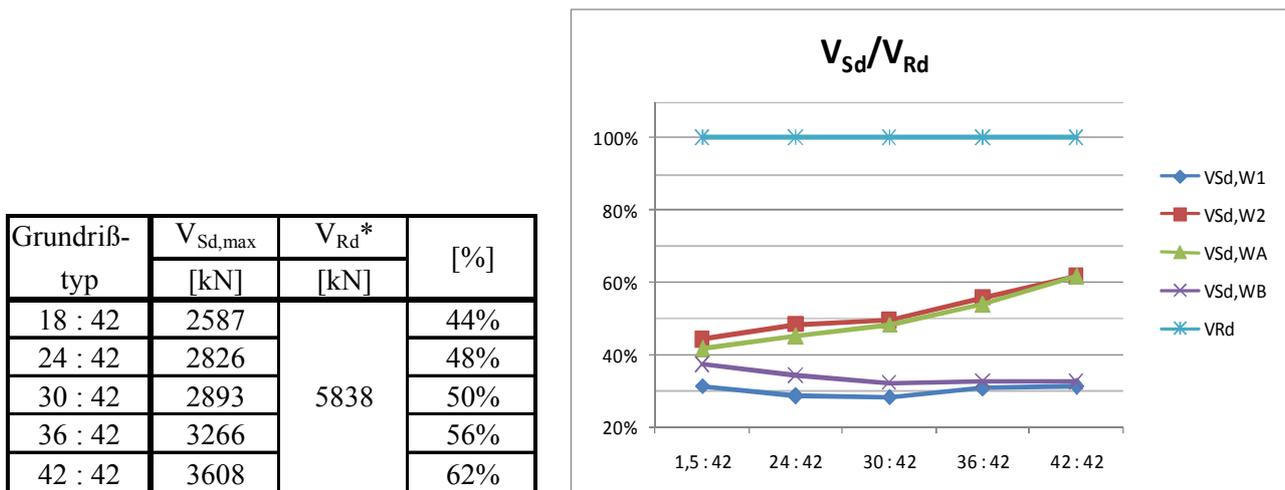


Abbildung 71 Verhältniss von V_{Sd}/V_{Rd} für Grundrißtypen mit Schenkellängen von 18m bis 42m

6.2.4 Ausblick und Lösungsansätze für Schenkellängen von 18m bis 42m

Wie gezeigt wurde haben die Ergebnisse der Berechnungen der in Kapitel 5.1 festgelegten Grundrißtypen ergeben, daß nicht alle Varianten die Anforderungen bezüglich der Momentenragfähigkeit der ÖNORM EN 1998-1:2005 erfüllen konnten.

Im Folgenden soll untersucht werden, ob durch eine geringfügige Variation diese Bedingungen erfüllbar wären. Wenn die Geometrie der Scheiben verändert wird, ihre Position im Grundriß aber gleich bleibt, so verändert sich die Systematik des Tragwerks nur geringfügig. Es sind prinzipiell zwei Varianten möglich:

- Es wird versucht die Steifigkeit des Tragwerks und damit die Erdbebenkräfte, die auf das Gebäude einwirken, zu vermindern indem entweder die Wandscheibenstärke über die gesamte Höhe auf das Mindestmaß von 25cm verringert wird oder die Wandlänge um 10% auf 5,40m reduziert.

- Es wird versucht die Tragfähigkeit der Wandscheibe zu erhöhen indem entweder die Wandlänge um 10% auf 6,60m erhöht wird oder das Wandelement mit einer über die Höhe konstanten Breite von $b_w=40\text{cm}$ berechnet wird. Dabei nimmt man die Erhöhung der Steifigkeit mit einer gleichzeitigen Erhöhung der Momentenbeanspruchung bewußt in Kauf.
- Es wird die Materialgüte der eingesetzten Werkstoffe verändert. Dies führt jedoch nicht nur zu einer veränderten Tragfähigkeit, sondern auch zu einer Veränderung der Gesamtsteifigkeit des Tragwerks. Die erhaltenen Ergebnisse wären jedoch nicht mehr mit dem bereits erhalten Ergebnissen vergleichbar.

Im Folgenden werden beide Varianten auf die gleichschenkeligen Grundrißtypen mit einer Schenkellänge von 30m, 36m und 42m angewandt und deren Ergebnisse mit der bereits berechneten Variante verglichen.

Wandtyp	A_i	I_i	$A_{v,i}$
	m^2	m^4	m^2
540/30	1,62	3,94	1,30
660/30	1,98	7,19	1,58
600/30	1,80	5,40	1,44
600/25	1,50	4,50	1,20
600/40	2,40	7,20	1,92

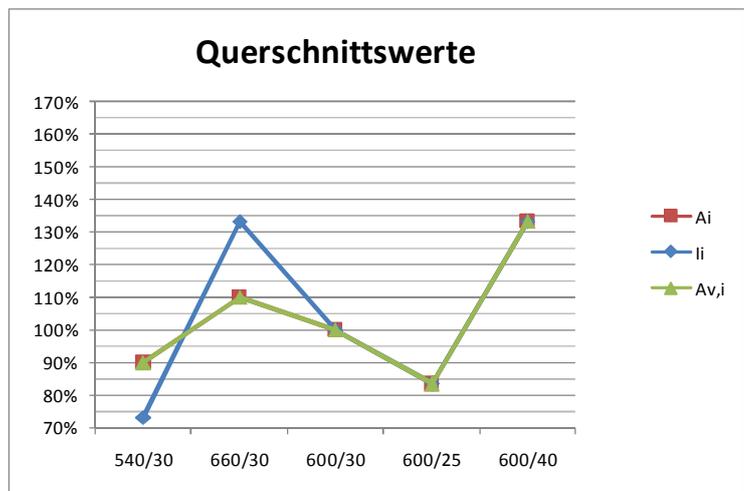


Abbildung 72 Veränderung der Trägheitsmomente je nach Wandtyp

Wie in Abbildung 72 ersichtlich ist, sind die Veränderungen im Vergleich zur Ausgangsberechnung unterschiedlich groß. So verändert sich die effektive Steifigkeit der Wandscheibe um -27% für die verkürzte Wandscheibe und um bis zu +33% für die Verlängerung bzw. Verbreiterung selbiger.

Wandtyp	T_1		
	30 : 30	36 : 36	42 : 42
540/30	0,963	1,084	1,031
660/30	0,753	0,849	0,876
600/30	0,850	0,961	0,972
600/25	0,916	1,037	1,034
600/40	0,753	0,850	0,872

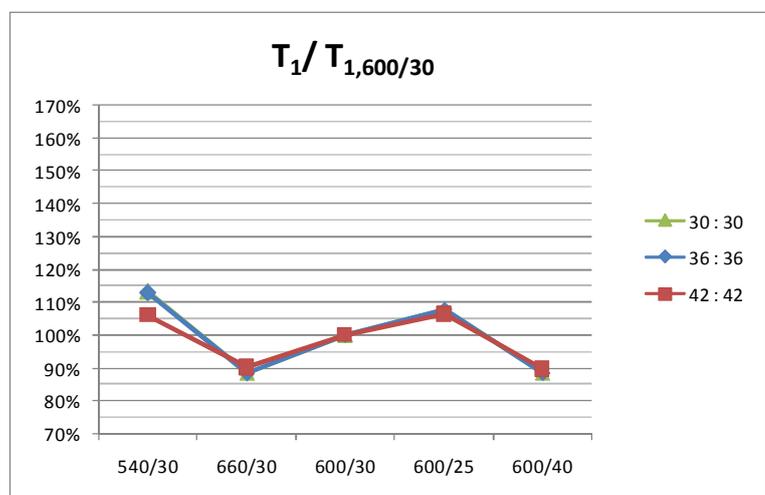


Abbildung 73 Auswirkung der veränderten Wandtypen auf das Schwingungsverhalten des Tragwerks anhand der 1. Eigenperiode

Die Abbildung 73 zeigt, daß sich die Veränderungen der Wandsteifigkeiten betragsmäßig nicht direkt auf die Eigenperioden des Tragwerks übertragen haben, sondern daß sich dieser Effekt verringert. Dennoch sind deutliche Veränderungen in den Werten der 1.Eigenperiode ersichtlich.

Obwohl die Eigensteifigkeiten der Wandscheiben deutlich um ±30% verändert wurden, sind die Auswirkungen auf die effektiv auf das Tragwerk einwirkende Kräfte nur ±5-10%. Wie in Abbildung 74 ersichtlich, sind die Variationen je nach Grundrißtyp unterschiedlich. Dies liegt daran, daß neben der Eigensteifigkeit der Wandscheibe das gesamte Tragverhalten durch die Reduktion der Wandscheibenfläche und damit die Auswirkungen auf den „Steinerschen Anteil“ bei kleinen Tragwerksabmessungen relativ gesehen größer ist als bei großen Abmessungen.

Wandtyp	$E_{sd,i}$		
	30 : 30	36 : 36	42 : 42
540/30	5.245	6.307	8.028
660/30	5.976	7.101	8.598
600/30	5.594	6.683	8.211
600/25	5.443	6.610	7.939
600/40	6.002	7.039	8.737

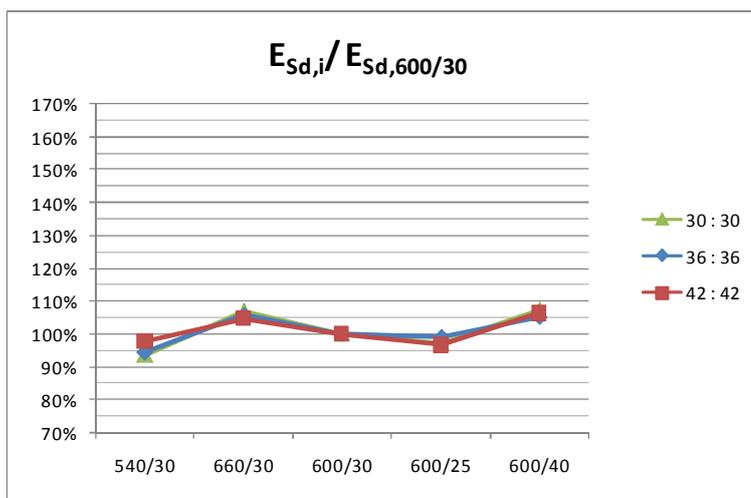


Abbildung 74 Auswirkung der veränderten Wandtypen auf die Höhe der Erdbebenersatzkraft

Analog zu den Veränderungen der Erdbebenkkräfte verändert sich in dieser Dimension auch die Größe der Momentenbeanspruchung am Wandfuß um ±10% (Abbildung 75).

Wandtyp	$M_{sd,max}$		
	30 : 30	36 : 36	42 : 42
540/30	30.287	36.432	43.629
660/30	36.098	42.197	45.944
600/30	32.516	38.367	41.238
600/25	30.188	35.673	37.995
600/40	36.662	43.162	46.802

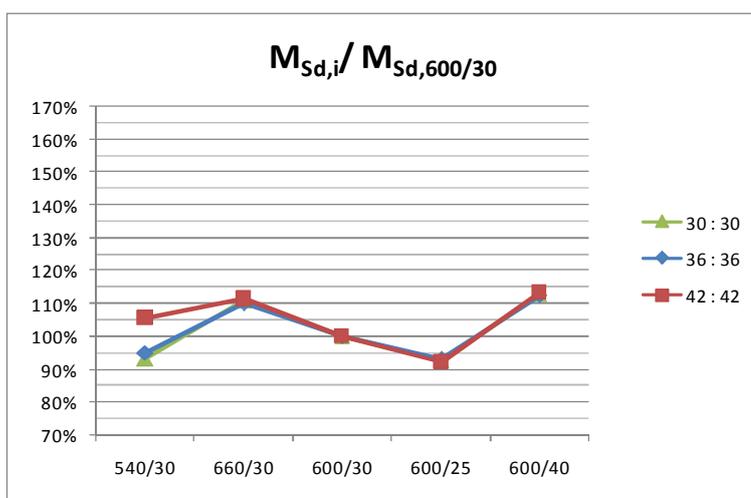


Abbildung 75 Auswirkung der veränderten Wandtypen auf die Höhe der Momentenbeanspruchung

Die Änderung der Wandscheibengeometrie ruft auch eine veränderte Momenten Tragfähigkeit hervor. Die veränderten Ergebnisse werden in Abbildung 76 dargestellt. Die Variation der Tragfähigkeit zwischen den einzelnen Wandscheibentypen beträgt bis zu 50%.

Interessantes Detail ist, daß die effektive Momententragfähigkeit der verbreiterten Wandscheibe höher ist als jene der verlängerten Wandscheibe, obwohl beide eine annähernd gleiche Steifigkeit aufweisen. Dieser Umstand erklärt sich aus der Tatsache, daß sich das Verhältnis des Eckbereichs $A_{e,i}$ zum veränderten Hebelarm z_i der breiteren Wandscheibe mehr zunimmt (133% zu 121%).

Wandtyp	$M_{Rd,i}$	$A_{e,i}$	z_i
	[kNm]	[m ²]	[m]
540/30	25.976	0,26	4,32
660/30	40.639	0,31	5,28
600/30	31.807	0,28	4,80
600/25	27.194	0,23	4,80
600/40	42.031	0,37	4,80

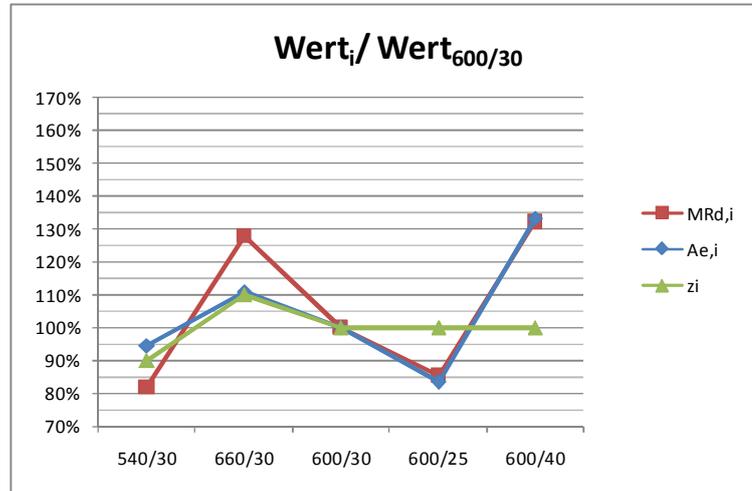


Abbildung 76 Auswirkung der veränderten Wandtypen auf die maximale Momententragfähigkeit der Wandscheiben

Die Abbildung 75 und die Abbildung 76 lassen bereits den Schluß zu, daß trotz der veränderten Wandscheibengeometrie nicht alle Anforderungen der ÖNORM EN 1998-1:2005 hinsichtlich der Momentenbeanspruchung für alle Grundrißtypen erfüllt werden können.

Ein Zusammenführen der oben erhaltenen Erkenntnisse zeigt, daß trotz der gewählten Variation der Wanddimensionen die Momententragfähigkeit nicht für alle Grundrißtypen erreicht werden konnte.

Die Abbildung 77 zeigt eine ungünstigere Veränderung des Verhältnisses von $M_{Sd,i}/M_{Rd,i}$ in Bezug auf die Ausgangsrechnung für alle jene Wandtypen, deren Dimensionen verkleinert wurden. Hier vor allem für jenen Wandtyp deren Länge verkürzt wurde (42:42:12 -40%).

Wandtyp	M_{Sd}/M_{Rd}		
	30 : 30	36 : 36	42 : 42
540/30	117%	140%	168%
660/30	89%	104%	113%
600/30	102%	121%	130%
600/25	111%	131%	140%
600/40	87%	103%	111%

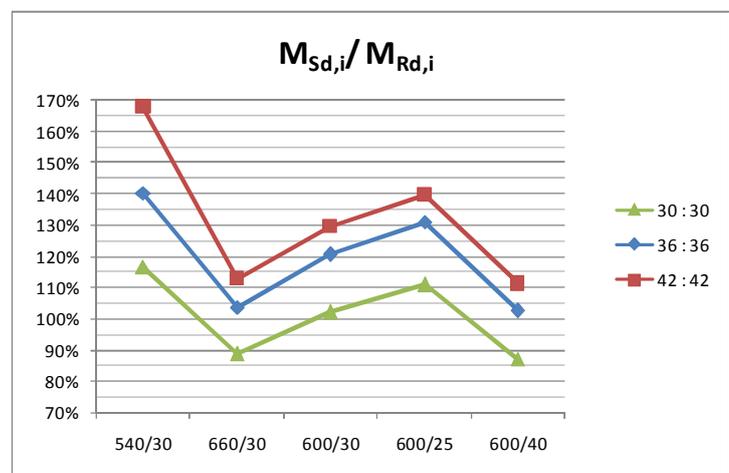


Abbildung 77 Auswirkung der veränderten Wandtypen auf die Ergebnisse der Momententragfähigkeit der betrachteten Grundrißtypen

Im Gegensatz dazu ergibt sich eine deutliche Verbesserung der Momententragfähigkeit für alle jene Wandtypen, die verstärkt wurden. Hier ist zu bemerken, daß die Grundrißtypen mit Scheibnlängen von bis zu 30m alle Anforderung erfüllen und jene Grundrißtypen mit Schenkellängen bis zu 36m nur mehr Überschreitungen von vernachlässigbaren 3% aufweisen. Nur die Grundrißtypen mit Schenkellängen von bis zu 42m weisen noch Überschreitungen von 11% auf.

Weiters kann festgestellt werden, daß für die am meisten beanspruchten Wandscheiben eines Grundrißtyps dessen Flächenverhältnis unter 0,60% liegt, keinen Nachweis für der Tragfähigkeit mehr geführt werden konnte (Abbildung 78).

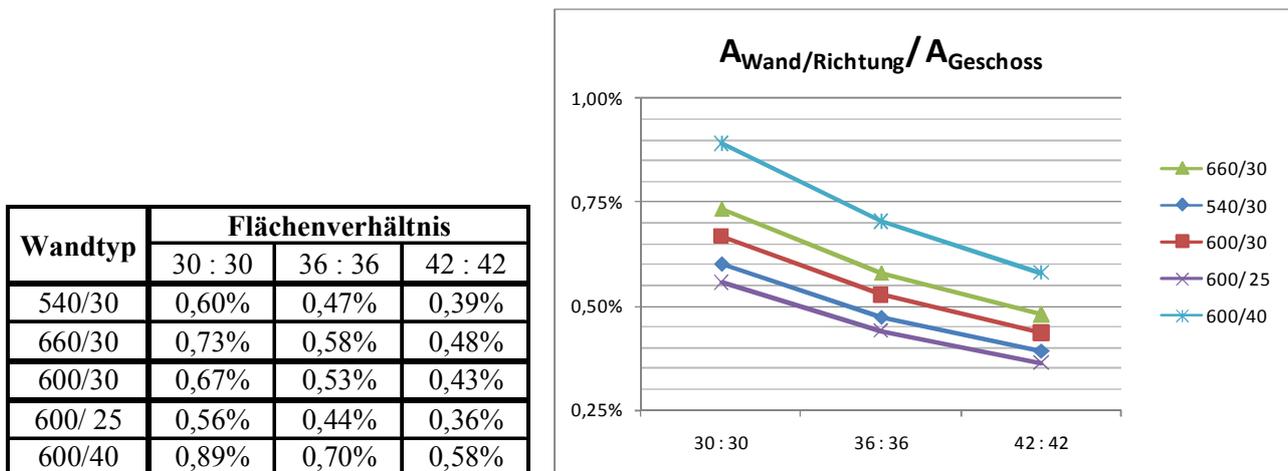


Abbildung 78 Verhältnis der Schubfläche zur Geschoßfläche für gleichschenkelige Grundrißtypen mit Schenkellängen von 30m bis 42m

Als Ausblick für weitere Untersuchungen könnte man, um auch die letzten Grundrißtypen positiv bewerten zu können eine weitere Versuchsreihe starten. Für deren Ausführung gibt es wieder eine Vielzahl von Möglichkeiten:

- Einerseits könnte die Wandscheibe weiter verstärkt werden. Dies kann durch eine weitere Verbreiterung der Wandscheibe, die Anordnung von verstärkten Randelementen oder eine Verlängerung der Wandscheibe erfolgen. Die bereits oben beschriebenen Effekte der Laststeigerung werden abermals bewußt in Kauf genommen.
- Andererseits könnte versucht werden die Steifigkeit des Gebäudes nur in geringen Ausmaßen zu erhöhen, in dem man z.B. nur die ersten beiden Geschosse mit einer Stärke von $b_w=40\text{cm}$ ausführt und die darüberliegenden Geschosse mit einer Wanddicke von $b_w=30\text{cm}$ beläßt. Die Steifigkeit des Gesamttragwerks wird dadurch vermindert und die zu erwartenden Beanspruchungen sinken.

6.3 Beurteilung hinsichtlich der Schadensbegrenzung

Die einzigen Anforderungen an die Schadensbegrenzung laut ÖNORM EN 1998-1:2005 ist die Einhaltung des Geschoßdrifts, um die Effekte der Theorie II. Ordnung gering zu halten. Um die Beschädigungen an den nichttragenden Bauteilen zu minimieren darf dabei die Wiederkehrperiode und damit die Stärke des Erdbebens je nach Bedeutungskategorie verringert werden.

Diese Verringerung des Bemessungsbebens widerspricht in gewisser Weise der allgemeinen Forderung nach einer Trennung von primär- und sekundärseismischen Bauteilen. Wenn die Bemessung der Anschlüsse und die Auslegung der Fugen zwischen den primär- und sekundärseismischen Bauteilen für eine geringere Wiederkehrperiode und damit verbunden geringeren Verschiebungen geschieht, dann ist im Bemessungsfall mit einer nicht planmäßigen Aktivierung dieser Bauteil zu rechnen. Dies hat jedoch unter Umständen gravierende Auswirkungen auf das Gesamttragverhalten des Bauwerks.

Wie in Kapitel 4.6.2.1 dieser Diplomarbeit erläutert, werden in [18] im Gegensatz zur ÖNORM EN 1998-1:2005 wesentlich strengere Kriterien für die erlaubten Verschiebungen angegeben.

Bei der Analyse der erhaltenen Verschiebungen werden daher die Grenzwerte nach beiden Methoden ermittelt und deren Auswirkungen auf das Ergebnis erörtert.

6.3.1 Ermittlung der Grenzwerte

Im Folgenden werden die Grenzwerte laut ÖNORM EN 1998-1:2005 für alle Werkstoffvarianten in denen die nichttragenden Bauteile ausgeführt werden können ermittelt. Dabei wird aufgrund der unterschiedlichen Raumhöhen zwischen den Obergeschossen und dem Erdgeschoß unterschieden.

Die Faktoren für die Begrenzung der Geschoßdrift sind der ÖNORM EN 1998-1:2005; Abschnitt 4.4.3.2 a-c) entnommen:

- spröde Werkstoffe $d_r v \leq 0,0050h$
- duktile nichttragende Werkstoffe $d_r v \leq 0,0075h$
- entkoppelte Bauteile $d_r v \leq 0,0100h$

In der Tabelle 25 werden die Grenzwerte laut ÖNORM EN 1998-1:2005 in Abhängigkeit von der Geschoßhöhe angegeben.

Tabelle 25 Grenzwerte des Geschoßdrifts laut ÖNORM EN 1998-1:2005 in Abhängigkeit der Werkstoffe

Geschoßdrift [mm]	Faktor lt. EC 8	OG	EG
		$l_h=3,00m$	$l_h=3,50m$
spröde Werkstoffe	0,0050	15,0	17,5
duktile Bauteile	0,0075	22,5	26,3
getrennte Bauteile	0,0100	30,0	35,0

Die Grenzwerte laut [18] sind sehr scharfe Kriterien in Abhängigkeit der unterschiedlichen Werkstoffe.

- spröde Werkstoffe $d_r v \leq h/1500$
- duktile nichttragende Werkstoffe $d_r v \leq h/1000$ bis $h/500$

In der Tabelle 25 werden die Grenzwerte laut [18] in Abhängigkeit von der Geschoßhöhe angegeben.

Tabelle 26 Grenzwerte des Geschoßdrifts laut den in [18] beschriebenen Kriterien

Geschoßdrift [mm]		Faktor lt. [18]	OG	EG
			$l_h=3,00m$	$l_h=3,50m$
spröde Werkstoffe		0,0007	2,0	2,3
Ständer-	l/1000	0,0010	3,0	3,5
wände	l/500	0,0020	6,0	7,0

Die Unterschiede zwischen den ermittelten Grenzwerten nach ÖNORM EN 1998-1:2005 und [18] sind sehr groß und betragen zwischen 500% und 700%. Sie spiegeln damit die unterschiedlichen Philosophien in der Wichtigkeit der Trennung von sekundär und primär tragenden Bauteilen wieder.

6.3.2 Zusammenstellung der maßgebenden Verformungen

Im Folgenden werden die maßgebenden Werte der Verformungen der Punkte P1, P2 und P3, aus denen im Anhang A; Kapitel 10.1 bis Kapitel 10.15 angegebenen Rechenergebnissen, nach Grundrißtypen geordnet und in den Tabelle 27 und Tabelle 28 wiedergegeben.

Wie in Punkt 5.1.1 festgelegt, wurde das Gebäude als Bedeutungskategorie III eingestuft. Nach ÖNORM B 1998-1:2005; Abschnitt 4.4. (7) darf daher der Abminderungsbeiwert $v=0,40$ angenommen werden. Die angegebenen Werte sind bereits mit dem Faktor $v=0,40$ multipliziert.

Die maßgebenden Verschiebungen für Schenkellängen von 18m bis 30m sind in Tabelle 27 zusammengetragen.

Tabelle 27 Maximale Verschiebungen der Punkte P1, P2 und P3 für Grundrißtypen mit Schenkellängen von 18m bis 30m

	5.OG	4.OG	3.OG	2.OG	1.OG	max	EG
18 : 18	6	6	6	5	5	6	5
18 : 24	6	6	6	6	5	6	6
24 : 24	8	8	7	7	6	8	6
18 : 30	7	7	7	6	5	7	6
24 : 30	8	8	8	7	6	8	7
30 : 30	10	10	9	8	7	10	8

Die maßgebenden Verschiebungen für Schenkellängen von 18m bis 42m sind in Tabelle 28 zusammengestellt.

Tabelle 28 Maximale Verschiebungen der Punkte P1, P2 und P3 für Grundrißtypen mit Schenkellängen von 18m bis 42m

	5.OG	4.OG	3.OG	2.OG	1.OG	max	EG
18 : 36	7	7	7	6	6	7	7
24 : 36	9	9	9	8	7	9	7
30 : 36	10	10	10	9	8	10	8
36 : 36	11	11	11	10	9	11	9
1,5 : 42	8	8	8	7	6	8	10
24 : 42	9	9	9	8	7	9	8
30 : 42	11	11	11	10	8	11	9
36 : 42	11	11	11	10	9	11	9
42 : 42	15	10	10	10	8	15	9

6.3.3 Diskussion der Ergebnisse

Die in Kapitel 6.3.2 zusammengetragenen Werte werden zuerst mit den Grenzwerten nach ÖNORM EN 1998-1:2005 und im Anschluß mit den Grenzwerten nach [18] verglichen und bewertet.

Aufgrund der geringen Verformungen im Erdgeschoß mit einer gleichzeitig größeren Raumhöhe werden nur die Verformungen des Obergeschosses betrachtet.

In Abbildung 79, Abbildung 80 und Abbildung 81 werden die Verformungen der Grundrißtypen mit Schenkellängen von 18m bis 42m in Relation zu dem Grenzwert der ÖNORM EN 1998-1:2005 für nichttragende Bauteile aus spröden Werkstoffen dargestellt. Dieser Grenzwert stellt das strengste Kriterium nach der ÖNORM EN 1998-1:2005 dar.

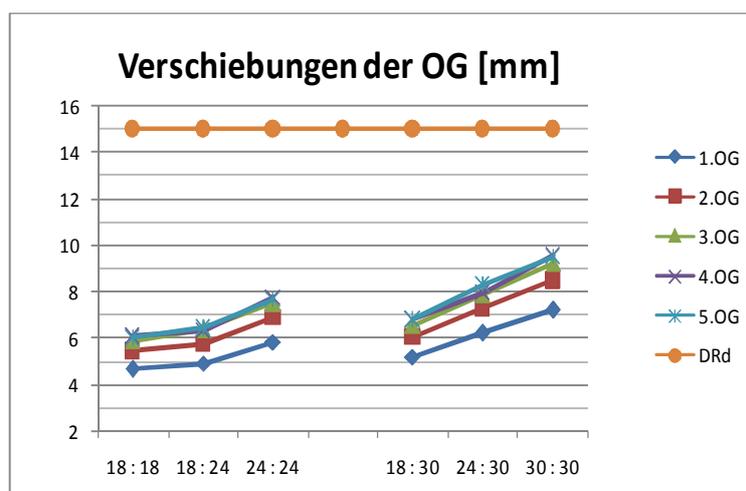


Abbildung 79 Verschiebungen der Obergeschosse für Grundrißtypen mit Schenkellängen von 18m bis 30m im Bezug zum Grenzwert der ÖNORM EN 1998-1:2005 für spröde Werkstoffe

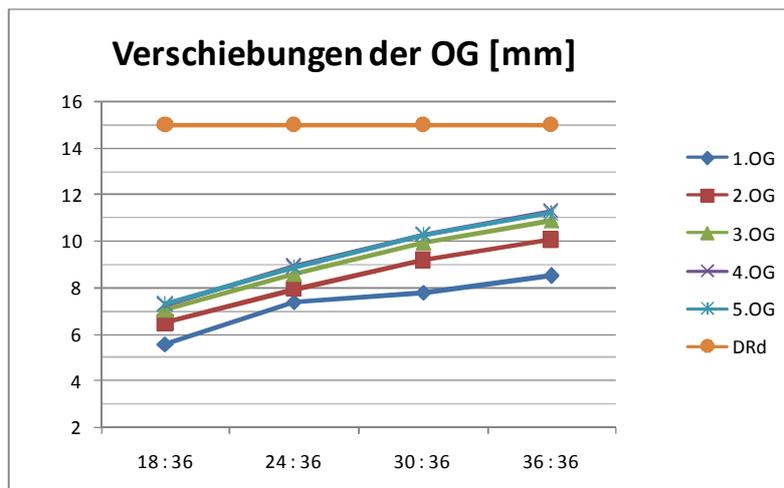


Abbildung 80 Verschiebungen der Obergeschosse für Grundrißtypen mit Schenkellängen von 18m bis 36m im Bezug zum Grenzwert der ÖNORM EN 1998-1:2005 für spröde Werkstoffe

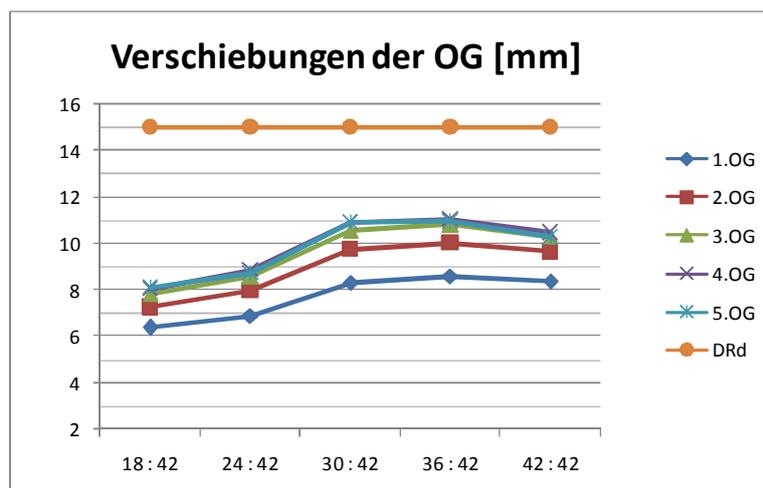


Abbildung 81 Verschiebungen der Obergeschosse für Grundrißtypen mit Schenkellängen von 18m bis 42m im Bezug zum Grenzwert der ÖNORM EN 1998-1:2005 für spröde Werkstoffe

Die oben stehenden Abbildungen verdeutlichen den Umstand, daß die Grenzwerte der ÖNORM sehr großzügig festgelegt wurden. Keiner der Grundrißtypen erreicht die strengsten in der ÖNORM angegebenen Grenzwerte für nichttragende Bauteile aus spröden Werkstoffen. Dies ist insofern verwunderlich, da die Grenzwerte der Momententragfähigkeit, die in Korrelation zu den Verformungen stehen, von den Grundrißtypen mit Schenkellängen von 18m bis 42m deutlich überschritten wurden.

In Abbildung 82, Abbildung 83 und Abbildung 84 werden die Verformungen der Grundrißtypen mit Schenkellängen von 18m bis 42m in Relation zu dem Grenzwert nach [18] für mit dem Haupttragwerk verbundene nichttragende Bauteile aus plastisch verformbaren Werkstoffen dargestellt. Dieser Grenzwert stellt das einfachste in [18] beschriebene Kriterium dar.

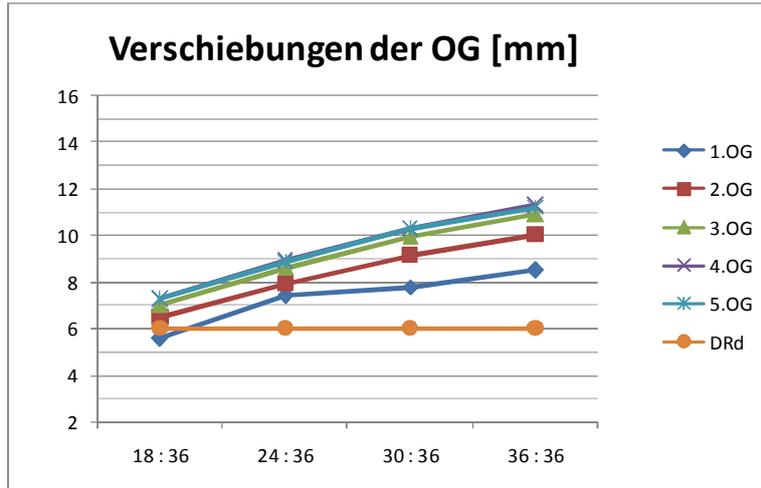


Abbildung 82 Verschiebungen der Obergeschosse für Grundrißtypen mit Schenkellängen von 18m bis 30m im Bezug zum Grenzwert der aus [18] für plastisch verformbare Zwischenwände

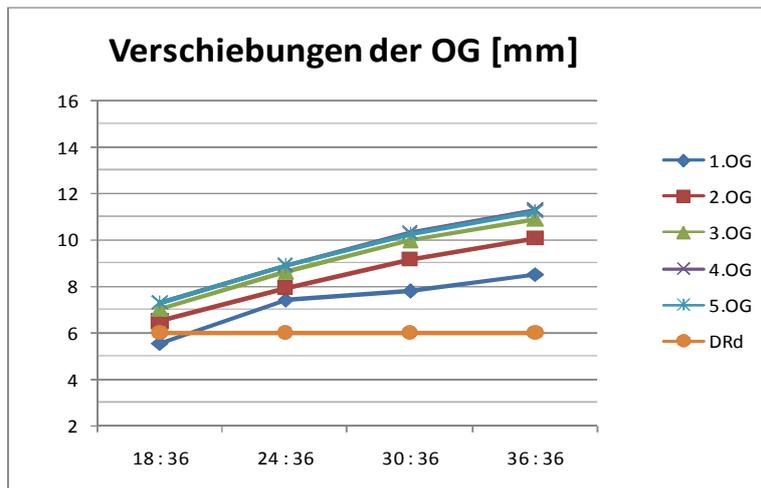


Abbildung 83 Verschiebungen der Obergeschosse für Grundrißtypen mit Schenkellängen von 18m bis 36m im Bezug zum Grenzwert der aus [18] für plastisch verformbare Zwischenwände

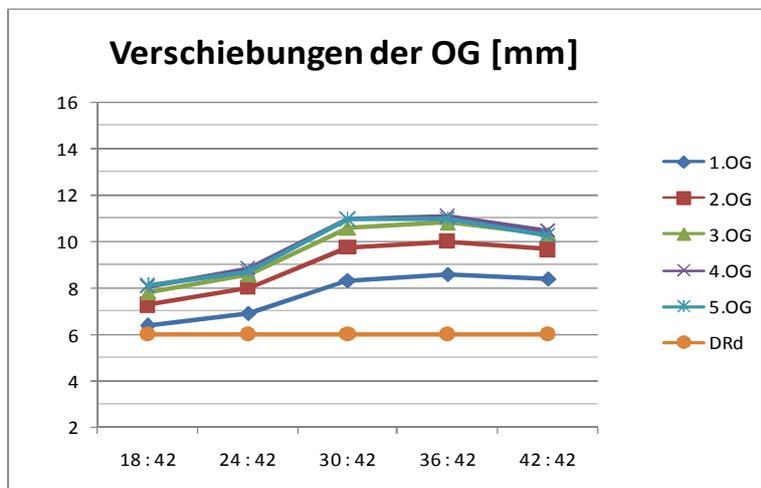


Abbildung 84 Verschiebungen der Obergeschosse für Grundrißtypen mit Schenkellängen von 18m bis 42m im Bezug zum Grenzwert der aus [18] für plastisch verformbare Zwischenwände

Im Gegensatz zu Grenzwerten der ÖNORM EN 1998-1:2005 sind die in [18] vorgeschlagenen Grenzwerte sehr strenge Kriterien. Nur die Grundrißtypen mit Schenkellängen von 18m bis 24m erfüllen die geforderten Werte.

Diese große Diskrepanz zwischen den Festlegungen der Grenzwerte beruht auf der unterschiedlichen Bedeutung, die der Aktivierung von nichttragenden Bauteilen beigemessen wird. Während die Kriterien der ÖNORM dies im Hochbau nicht als eine große Gefahr für die Tragfähigkeit des Tragwerks ansieht, vertritt [18] genau das Gegenteil.

Dies ist umso erstaunlicher da laut ÖNORM die Grenzwerte für nichttragende Bauteile aus spröden Werkstoffen herangezogen wurden, während laut [18] jene Grenzwerte für nichttragende Bauteile aus plastischen Materialien angesetzt wurden.

Für die abschließende Beurteilung der Grundrißtypen werden die Österreich gültigen Grenzwerte der ÖNORM EN 1998-1:2005 herangezogen.

7 Zusammenfassung und Ausblick

Die in der Einleitung aufgeworfene Frage, ob es in Österreich, einem Land mit vielen Gebieten mit niedriger bis mittlerer Seismizität, möglich ist aufgelöste Scheibentragwerke mit Wandscheiben aus Stahlbeton zu errichten, die die Regelmäßigkeitskriterien für den Grundriß der ÖNORM EN 1998-1:2005 nicht erfüllen, kann mit JA beantwortet werden.

Um zu dieser Erkenntnis zu gelangen wurden im Sinne einer „worstcase“ Betrachtung 15 unterschiedliche L-förmige Grundrisse untersucht. Hierfür wurden für jeden L-förmigen Grundrißtyp jeweils zwei verschiedene Tragwerksmodelle mit unterschiedlichem Einspannhorizont erstellt, um die Maximalwerte für die Biege- und Schubbeanspruchung der Wandscheibe im Einspannpunkt und der Geschoßverformungen zu erhalten.

Das steifere Modell mit der Einspannebene in der Decke über dem Kellergeschoß wurde zur Ermittlung der maximalen Wandscheibenbeanspruchung herangezogen, während das weichere Tragwerksmodell zur Ermittlung der maximalen Geschoßverformungen herangezogen wurde.

Die modale Analyse der Grundrißtypen und deren Berechnung erfolgte mit dem FE-Programm „Tower 5“ der Firma Radiimpex, das sich durch eine einfache Handhabung auszeichnet.

In Tabelle 29 werden die gesammelten Rechenergebnisse der einzelnen betrachteten Grundrißtypen für die Tragsicherheitsnachweise und die Schadensbegrenzung dargestellt.

Tabelle 29 Zusammenfassung aller relevanten Ergebnisse der Grundrißtypen mit Schenkellängen von 18m bis 42m

	M_{Sd}	M_{Sd}/M_{Rd}	$V_{sd,Wx}$	V_{Sd}/V_{Rd}	δ_{OG}	δ_{OG}/δ_{EN}
	[kNm]	[%]	[kN]	[%]	[mm]	[%]
18 : 18	19.161	60%	1.308	22%	6	40%
18 : 24	23.119	73%	1.575	27%	6	43%
24 : 24	26.059	82%	1.825	31%	8	52%
18 : 30	27.449	86%	1.605	27%	7	45%
24 : 30	30.110	95%	2.217	38%	8	55%
30 : 30	32.516	102%	2.434	42%	10	64%
18 : 36	32.209	101%	1.675	29%	7	49%
24 : 36	31.809	100%	2.345	40%	9	59%
30 : 36	36.417	114%	2.723	47%	10	69%
36 : 36	38.367	121%	2.913	50%	11	75%
18 : 42	35.303	111%	1.845	32%	8	54%
24 : 42	35.166	111%	2.456	42%	9	59%
30 : 42	38.662	122%	2.893	50%	11	73%
36 : 42	40.915	129%	3.266	56%	11	74%
42 : 42	41.238	130%	3.608	62%	10	70%

Wie aus den Ergebnissen ersichtlich, läßt sich somit beweisen, daß bei einer geschickten Anordnung der Wandscheiben aufgelöste Scheibentragwerke eine große Tragfähigkeit im Lastfall Erdbeben besitzen. Dabei kann die Anordnung der Wandscheiben so gewählt werden, daß einerseits eine größtmögliche Flexibilität in der Grundrißgestaltung garantiert ist und andererseits auch bei unregelmäßigen Grundrissen ein Minimum an Exzentrizität und damit verbunden ein Minimum an Torsionseffekten hervorgerufen wird (Tabelle 30).

Tabelle 30 Zusammenfassung aller relevanten Ergebnisse der Grundrißtypen mit Schenkellängen von 18m bis 42m

	Exzentrizität		Flächenverhältnis	
	$\Delta X/lm$	$\Delta Y/lm$	600/30	600/40
18 : 18	0%	0%	1,43%	-
18 : 24	3%	1%	1,11%	-
24 : 24	6%	6%	0,91%	-
18 : 30	5%	2%	0,91%	-
24 : 30	8%	7%	0,77%	-
30 : 30	9%	9%	0,67%	0,89%
18 : 36	5%	3%	0,77%	-
24 : 36	9%	7%	0,67%	-
30 : 36	11%	10%	0,59%	-
36 : 36	12%	12%	0,53%	0,70%
18 : 42	5%	3%	0,67%	-
24 : 42	9%	7%	0,59%	-
30 : 42	11%	11%	0,53%	-
36 : 42	13%	12%	0,48%	-
42 : 42	14%	14%	0,43%	0,58%

Aufgrund der erlangten Erkenntnisse empfiehlt es sich ein Tragwerk mit einem Erd- und fünf Obergeschossen im Hinblick auf den Lastfall Erdbeben so zu konzipieren, daß dessen Verhältnis zwischen der Exzentrizität des Massenschwerpunkts und dem Steifigkeitszentrums und dem Mittelwert der Wandscheibenabstände unter 10% ist und gleichzeitig ein Mindestflächenverhältnis zwischen der Wandscheibenfläche pro Betrachtungsrichtung und der Bruttogeschosßfläche von über 0,60% erzielt werden kann.

Für die in dieser Diplomarbeit betrachteten L-förmigen Grundrisse mit einer Wandscheibendimension von 600/30, einer Trakttiefe von 12m und unterschiedlichen Schenkellängen von mindestens 18m bis maximal 42m kann daher folgende abschließende Bewertungen abgegeben werden:

- Bis zu einem maximalen Verhältnis der Wandscheibenlänge (6m), Trakttiefe (12m) und Schenkellänge (30m) zueinander von 1 : 2 : 5 in beide Beanspruchungsrichtungen können alle Nachweise nach ÖNORM EN 1998-1:2005 und ÖNORM B 1998-1:2005 erbracht werden.
- Bis zu einem maximalen Verhältnis der Wandscheibenlänge (6m), Trakttiefe (12m) und Schenkellänge (36m) zueinander von 1 : 2 : 6 in beide Beanspruchungsrichtungen konnten diese Nachweise nach ÖNORM EN 1998-1:2005 und ÖNORM B 1998-1:2005 nur mehr durch zusätzliche

Verstärkungsarbeiten der Konstruktion erbracht werden. Diese Verstärkungsmaßnahmen waren die Erhöhung der Wandscheibenlänge oder Verbreiterung der Wandscheibendicke um jeweils 10%.

- Bei einem ursprünglich angenommenen maximalen Verhältnis der Wandscheibenlänge (6m), Trakttiefe (12m) und Schenkellänge (42m) zueinander von 1 : 2 : 7 konnten die Nachweise der Tragsicherheit trotz einfacher Verstärkung der Wandscheiben nicht mehr erbracht werden. Die Nachweise der Schadensbegrenzung nach ÖNORM EN 1998-1:2005 konnten auch für diesen Fall erbracht werden.

Wie in Abbildung 85 ersichtlich, waren bei allen betrachteten Grundrißvarianten stets der Biegenachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit einer Wandscheibe des Grundrisses der limitierende Faktor für die Bewertung, während die Querkrafttragfähigkeit auch nach geforderter Erhöhung der ermittelten Werte um 50% laut ÖNORM EN 1998-1 nicht relevant wurde.

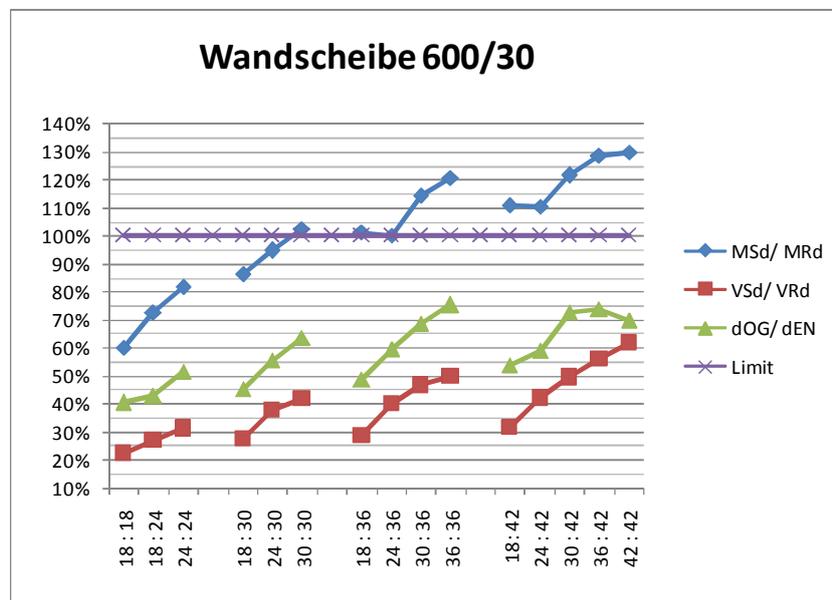


Abbildung 85 Grafische Aufbereitung der Ergebnisse aller Grundrißtypen mit Schenkellänge von 18m bis 36m im Bezug auf die jeweiligen Grenzwerte laut ÖNORM EN 1998-1:2005

Weiters sieht man, daß das Kriterium der Schadensbegrenzung bei den betrachteten Grundrißtypen offensichtlich keinen limitierend Faktor darstellt, denn die Grenzwerte laut ÖNORM EN 1998-1:2005 sind sehr großzügig festgesetzt.

Um für maximale Schenkellängen von 36m und 42m noch gültige Nachweise zu erreichen wurde die anfänglich festgelegte Wandscheibengeometrie verändert, die Position der Wandscheiben im Grundriß aber beibehalten.

Hierbei hat sich gezeigt, daß eine Aufweichung der Systemsteifigkeit durch eine Reduktion der Wandscheibendimension keinen gewünschten Erfolg mit sich brachte, sondern im Gegenteil der Ausnutzungsgrad weiter anstieg. Im Gegenzug dazu brachte die Verstärkung der Wandscheibe, die mit einer Erhöhung der Erdbebenbeanspruchung einhergeht, eine Reduktion des Ausnutzungsgrades. Somit konnten alle Nachweise für maximale Schenkellängen von 36m erbracht werden.

Ein Grund dafür war, daß durch diese Maßnahme das Flächenverhältnis des betrachtenden Grundrißtyps von anfänglich 0,53% auf über 0,60% gesteigert werden konnte (Tabelle 30). Durch die geringe Erhöhung der Wanddimension um nur ca. 10% konnte dieser Wert für eine maximale Schenkellänge von 42m nicht erreicht werden.

Tabelle 31 Zusammenfassung aller relevanten Ergebnisse der Grundrißtypen mit Schenkellängen von 18m bis 42m und verstärkten Wandscheiben

	M_{Sd}	M_{Sd}/M_{Rd}	V_{sd}	V_{Sd}/V_{Rd}	δ_{OG}	δ_{OG}/δ_{EN}
	[kNm]	[%]	[kN]	[%]	[mm]	[%]
30 : 30	26.311	89%	2.699	42%	nicht ermittelt	
36 : 36	28.178	104%	3.186	50%		
42 : 42	27.489	113%	3.877	60%		

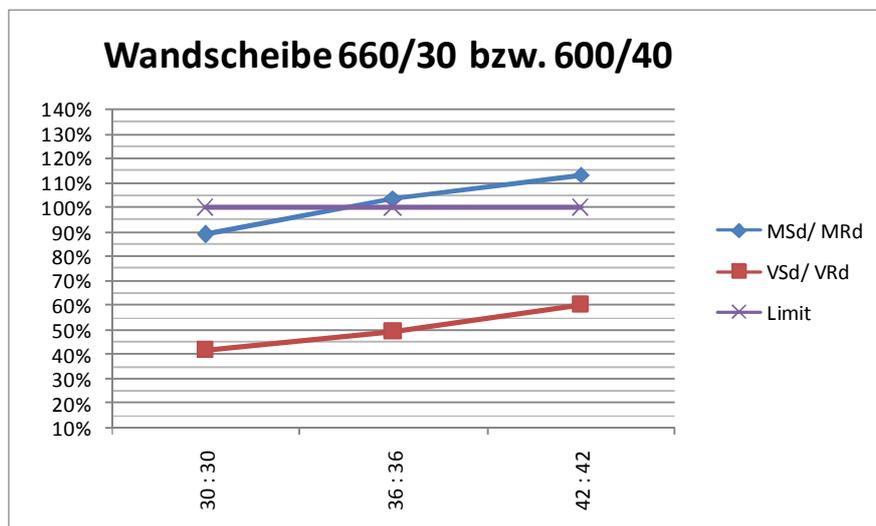


Abbildung 86 Auswertung gleichschenkeliger Grundrißtypen mit Schenkellängen von 30m bis 42m und verstärkten Wandscheiben im Bezug auf die jeweiligen Grenzwerte laut ÖNORM

Zusammenfassend ist festzustellen, daß die Ergebnisse der Berechnung im Lastfall Erdbeben von vielen Parametern abhängen und daß scheinbar kleine Änderungen in der Modellbildung bereits große Effekte mit sich bringen.

Es liegt daher in den Händen des Bauingenieurs in Zusammenarbeit mit dem Architekten bei einem Bauwerk, das für den Lastfall Erdbeben ausgelegt ist, schon im frühen Entwurfsstadium gemeinsam eine konstruktive Lösung des Problems zu suchen, um zum späteren Zeitpunkt keine Probleme in der Umsetzung zu haben.

Wie gezeigt wurde, können alle Nachweise nach ÖNORM EN 1998-1:2005 auch für unregelmäßige Grundrißtypen in Gebieten mit niedriger bis mittlerer Seismizität erbracht werden wenn man danach trachtet die Exzentrizität klein zu halten und ein Flächenverhältnis von mindesten 0,60% in beide Richtungen zu erreichen.

Ausblick:

In dieser Diplomarbeit konnten nur einige wenige Aspekte der Bemessung von aufgelösten Scheibentragwerken mit gleich- und ungleichschenkeligen Grundrissen im Lastfall Erdbeben betrachtet werden.

Es gibt noch eine Vielzahl von Punkten, die beachtet und untersucht werden müssen:

- Die Lage der Wandscheiben wurde bei allen Grundrißtypen fixiert. Es wäre jedoch möglich weitere Versuchsreihen zu starten und die Anordnung der Wandscheiben von den Außenwänden in die Mitte zu verschieben. Dies würde einerseits die Exzentrizität weiter verringern und andererseits den Überlagerungsdruck mindestens verdoppeln. Bei innenliegenden Wandscheiben und einer entsprechenden Deckenstärke könnte die Einspannung der Wand in die Deckenscheibe zusätzliche Vertikalkräfte anziehen und somit den Überlagerungsdruck noch weiter erhöhen.
- Die Materialgüten wurden bei den vorliegenden Berechnungsmodellen fixiert. Allerdings wäre eine Variation hinsichtlich des Materialeinsatzes denkbar. Dies könnte die Erhöhung der Betongüte in jenen Fällen sein, in denen die Tragfähigkeit überschritten wurde, aber auch der Einsatz von Wänden aus Mauerwerk bei im Bauwerk liegenden Wandscheiben wäre denkbar.
- Die vorliegenden Ergebnisse wurden unter der idealen Annahme einer Trennung der primären und sekundären Tragstruktur ermittelt. Ein wichtiger Faktor des Gebäudeverhaltens im Lastfall Erdbeben ist jedoch die unbeabsichtigte Aktivierung von nichttragenden Bauteilen. Dies kann vor allem bei der Ausführung der nichttragenden Wände aus einem spröden Werkstoff, wie z.B. Mauerwerk, zu einer gravierenden Veränderung der Lastabtragung führen. Es wäre interessant einen solchen Fall zu untersuchen und dabei diese Veränderung zu dokumentieren.
- Analog zu den oben angeführten Überlegungen wäre der Einfluß der Fassade in Form von vorgehängten Fassadenelementen oder eine Ausfachung der Stützenreihen auf das Tragverhalten im Lastfall Erdbeben eine nähere Untersuchung wert.

Dies sind nur einige denkbare Vertiefungen dieses Themas.

8 Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1	Darstellung der Epizentrumverteilung von Erdbeben aus den Jahren 1963-1998 [23]	14
Abbildung 2	Katastrophenereignisse in Europa von 1200-2000 [6]	15
Abbildung 3	Auswirkungen eines zu weichen Erdgeschoßes (Izmit, Türkei, 1999) [7]	17
Abbildung 4	Auswirkung eines zu weichen Obergeschoßes (Kobe, Japan, 1995) [7]	18
Abbildung 5	Auswirkungen einer exzentrischer Aussteifung (Kobe, Japan, 1995) [7]	18
Abbildung 6	Abscheren der massiven Stützen durch Aktivierung des Mauerwerks (Adana-Ceyhan, Türkei 1998) [7]	19
Abbildung 7	Stabilitätsverlust einer Wandscheibe aus der Ebene (Adana-Ceyhan, Türkei 1998) [7]	19
Abbildung 8	Mangelnde Bewehrungsführung und Phänomen der „kurzen Stütze“ (Izmit Türkei 1998)[7]	20
Abbildung 9	Mangelnde Bemessung eins vorgefertigten Industriebaus (Adapazari Türkei 1999)[7]	20
Abbildung 10	Unkorrigierte Beschleunigungs-Seismogramme des Friaul-Erdbebens [18]	22
Abbildung 11	Zeitverläufe der Nord-Süd Komponente des Friaul-Erdbebens 1976 mit Basislinienkorrektur „keine bleibenden Bodenverschiebungen [18]	24
Abbildung 12	Ermittlung eines elastischen Antwortspektrum [18]	25
Abbildung 13	Zoneneinteilung in Österreich laut ÖNORM B 1998-1:2005 [2]	30
Abbildung 14	Referenzbodenbeschleunigungen in Österreich laut ÖNORM B 1998-1:2005 [2]	30
Abbildung 15	Form des empfohlenen elastischen Antwortspektrums [1]	32
Abbildung 16	Empfohlene elastische Antwortspektren vom Typ 1 für Baugrundklasse A bis E (bei 5% viskoser Dämpfung) [1]	32
Abbildung 17	Bemessungseinhüllende für Biegemomente in schlanken Wänden in Wandsystemen [1]	50
Abbildung 18	Umschnürung des Betonkerns [1]	52
Abbildung 19	Umschnürtes Randelement am freien Rand einer Wand [1]	53
Abbildung 20	Mindestdicke umschnürter Randelemente [1]	53
Abbildung 21	Schema über die Wirkungsweise eines horizontalen Tragsystems [14]	59
Abbildung 22	Beispiel eines raumbildenden Tragwerks [14]	60
Abbildung 23	Ein Aussteifungssystem mit unterschiedlicher Scheibenausführung [14]	61
Abbildung 24	Aussteifungstypen von Skeletttragwerken [14]	62

Abbildung 25	Beispiel eines aufgelösten Scheibentragwerks mit L-förmigem Grundriß	62
Abbildung 26	Günstige und ungünstige Grundrißformen von Bauwerken [16]	64
Abbildung 27	Anordnung der Wandscheiben in Hinblick auf die Stabilität des Tragwerks	65
Abbildung 28	Anordnung der Wandscheiben im Hinblick auf die Stabilität der Torsionssteifigkeit des Tragwerks	66
Abbildung 29	Thematik Zwangsbeanspruchung	66
Abbildung 30	Steifigkeitsverteilung unterschiedlicher Tragwerke und deren Verformungen über die Gebäudehöhe [16]	68
Abbildung 31	Allgemeine Gestaltungskriterien des Aufrisses [16]	68
Abbildung 32	Unterschiedliche Fundierungsmodelle von Scheiben [16]	68
Abbildung 33	Tragwerke und typische Eigenperioden der ersten Eigenform [18]	69
Abbildung 34	Wechselwirkung von Tragwiderstand und Duktilität [18]	70
Abbildung 35	Bilineares, ideal elastisch-plastisches Kraft-Verformungsdiagramm [18]	71
Abbildung 36	Zusammenhang von lokaler Krümmungsduktilität zur globalen Verschiebungsduktilität einer eingespannten Wandscheibe in Abhängigkeit der Wandschlankheit [18]	71
Abbildung 37	Hystereseverhalten einer Tragwand [18]	72
Abbildung 38	Negativer Einfluß von Brüstungen in Rahmentragwerken [16]	74
Abbildung 39	Einfaches Federmodell für die Berücksichtigung eines nachgiebigen Baugrunds [18]	75
Abbildung 40	Verschiedene Annahmen des Fundierungsniveaus [18]	75
Abbildung 41	Modellbildung – Berechnungsphasen [18]	77
Abbildung 42	Geschoßkennwerte eines L-förmigen Grundrisses; Massenmittelpunkt (M), Steifigkeitszentrum (S), Lage des Ersatzstabes (E)	79
Abbildung 43	Übertragung der Beanspruchungen des Ersatzstabes auf das betrachtete Geschoß	79
Abbildung 44	Verschiebung der Beanspruchungen in das Steifigkeitszentrum	80
Abbildung 45	Verteilung der Querkräfte auf die Wandscheiben	80
Abbildung 46	Ermittlung des Biegemoments einer Wandscheibe [16]	82
Abbildung 47	Grafische Eingabedaten eines Tragwerks mit L-förmigen Grundriß	82
Abbildung 48	Wirkung und Richtung der Schnittkräfte an einem Plattenelement [22]	83
Abbildung 49	Niveaus der verschiedenen Widerstände und der Bemessungswert der Beanspruchung [18]	84

<i>Abbildung 50</i>	<i>Plastische Mechanismen einer Stahlbetontragwand: a) Wand mit Einwirkungen aus Erdbeben und Auflasten, b) Schubbruch am Wandfuß, c) Fließen der Vertikalbewehrung, d) plastisches Gelenk am Wandfuß[18]</i>	88
<i>Abbildung 51</i>	<i>Momentenlinie für die Bemessung von Stahlbetontragwänden [18]</i>	89
<i>Abbildung 52</i>	<i>Regelgrundriß des Obergeschoß</i>	91
<i>Abbildung 53</i>	<i>Beispiele für die Bezeichnung der gleich- und ungleichschenkeligen Grundrißtypen</i>	93
<i>Abbildung 54</i>	<i>Regelschnitt</i>	93
<i>Abbildung 55</i>	<i>Auswertung der Modellantworten verschiedener Netzdichten</i>	96
<i>Abbildung 56</i>	<i>Auswertung der Modellantworten unterschiedlicher Randbedingungen</i>	98
<i>Abbildung 57</i>	<i>Auswertung der Modellantworten unterschiedlicher Einspannebenen</i>	99
<i>Abbildung 58</i>	<i>Auswertung der Modellantworten unterschiedlicher Bettungsziffern</i>	100
<i>Abbildung 59</i>	<i>Grafische Darstellung der Erdbebenbeanspruchung</i>	106
<i>Abbildung 60</i>	<i>Berechnung der maximalen und minimalen Spannungen in einem Punkt [22]</i>	110
<i>Abbildung 61</i>	<i>Wandquerschnitt mit Schnittkräften und inneren Kräften [9]</i>	114
<i>Abbildung 62</i>	<i>Bewehrungsskizze des Endbereichs</i>	117
<i>Abbildung 63</i>	<i>Verhältnis von M_{Sd}/M_{Rd} für Grundrißtypen mit Schenkellängen mit von 18m bis 30m</i>	120
<i>Abbildung 64</i>	<i>Verhältnis von V_{Sd}/V_{Rd} für Grundrißtypen mit Schenkellängen von 18m bis 30m</i>	121
<i>Abbildung 65</i>	<i>Verhältnis der Schubfläche zur Geschoßfläche und das Verhältnis zwischen Exzentrizität und dem Mittelwert des Abstandes zwischen den Wandscheiben für Grundrißtypen mit Schenkellängen von 18m bis 30m</i>	121
<i>Abbildung 66</i>	<i>Verhältnis von M_{Sd}/M_{Rd} für Grundrißtypen mit Schenkellängen mit von 18m bis 36m</i>	122
<i>Abbildung 67</i>	<i>Verhältnis von V_{Sd}/V_{Rd} für Grundrißtypen mit Schenkellängen von 18m bis 36m</i>	122
<i>Abbildung 68</i>	<i>Verhältnis der Schubfläche zur Geschoßfläche und das Verhältnis zwischen Exzentrizität und dem Mittelwert des Abstandes zwischen den Wandscheiben für Grundrißtypen mit Schenkellängen von 18m bis 36m</i>	123
<i>Abbildung 69</i>	<i>Verhältnis von M_{Sd}/M_{Rd} für Grundrißtypen mit Schenkellängen mit von 36m bis 42m</i>	123
<i>Abbildung 70</i>	<i>Verhältnis der Schubfläche zur Geschoßfläche und das Verhältnis zwischen Exzentrizität und dem Mittelwert des Abstandes zwischen den Wandscheiben für Grundrißtypen mit Schenkellängen von 18m bis 42m</i>	124
<i>Abbildung 71</i>	<i>Verhältniss von V_{Sd}/V_{Rd} für Grundrißtypen mit Schenkellängen von 18m bis 42m</i>	124
<i>Abbildung 72</i>	<i>Veränderung der Trägheitsmomente je nach Wandtyp</i>	125

<i>Abbildung 73</i>	<i>Auswirkung der veränderten Wandtypen auf das Schwingungsverhalten des Tragwerks anhand der 1. Eigenperiode</i>	<i>125</i>
<i>Abbildung 74</i>	<i>Auswirkung der veränderten Wandtypen auf die Höhe der Erdbebenersatzkraft</i>	<i>126</i>
<i>Abbildung 75</i>	<i>Auswirkung der veränderten Wandtypen auf die Höhe der Momentenbeanspruchung</i>	<i>126</i>
<i>Abbildung 76</i>	<i>Auswirkung der veränderten Wandtypen auf die maximale Momententragfähigkeit der Wandscheiben</i>	<i>127</i>
<i>Abbildung 77</i>	<i>Auswirkung der veränderten Wandtypen auf die Ergebnisse der Momententragfähigkeit der betrachteten Grundrißtypen</i>	<i>127</i>
<i>Abbildung 78</i>	<i>Verhältnis der Schubfläche zur Geschoßfläche für gleichschenkelige Grundrißtypen mit Schenkellängen von 30m bis 42m</i>	<i>128</i>
<i>Abbildung 79</i>	<i>Verschiebungen der Obergeschosse für Grundrißtypen mit Schenkellängen von 18m bis 30m im Bezug zum Grenzwert der ÖNORM EN 1998-1:2005 für spröde Werkstoffe</i>	<i>131</i>
<i>Abbildung 80</i>	<i>Verschiebungen der Obergeschosse für Grundrißtypen mit Schenkellängen von 18m bis 36m im Bezug zum Grenzwert der ÖNORM EN 1998-1:2005 für spröde Werkstoffe</i>	<i>132</i>
<i>Abbildung 81</i>	<i>Verschiebungen der Obergeschosse für Grundrißtypen mit Schenkellängen von 18m bis 42m im Bezug zum Grenzwert der ÖNORM EN 1998-1:2005 für spröde Werkstoffe</i>	<i>132</i>
<i>Abbildung 82</i>	<i>Verschiebungen der Obergeschosse für Grundrißtypen mit Schenkellängen von 18m bis 30m im Bezug zum Grenzwert der aus [18] für plastisch verformbare Zwischenwände</i>	<i>133</i>
<i>Abbildung 83</i>	<i>Verschiebungen der Obergeschosse für Grundrißtypen mit Schenkellängen von 18m bis 36m im Bezug zum Grenzwert der aus [18] für plastisch verformbare Zwischenwände</i>	<i>133</i>
<i>Abbildung 84</i>	<i>Verschiebungen der Obergeschosse für Grundrißtypen mit Schenkellängen von 18m bis 42m im Bezug zum Grenzwert der aus [18] für plastisch verformbare Zwischenwände</i>	<i>133</i>
<i>Abbildung 85</i>	<i>Grafische Aufbereitung der Ergebnisse aller Grundrißtypen mit Schenkellänge von 18m bis 36m im Bezug auf die jeweiligen Grenzwerte laut ÖNORM EN 1998-1:2005</i>	<i>137</i>
<i>Abbildung 86</i>	<i>Auswertung gleichschenkeliger Grundrißtypen mit Schenkellängen von 30m bis 42m und verstärkten Wandscheiben im Bezug auf die jeweiligen Grenzwerte laut ÖNORM</i>	<i>138</i>

9 Tabellenverzeichnis

Tabelle 1	<i>Historische Erdbeben in Österreich (NÖZSV) [24]</i>	16
Tabelle 2	<i>Physikalische Meßgrößen von Erdbeben bei einem Beben mit einer Herdtiefe von 10-15km [23]</i>	21
Tabelle 3	<i>Die fünf wichtigsten physikalischen Kenngrößen eines Erdbebens [18]</i>	23
Tabelle 4	<i>Baugrundklassen [1]</i>	28
Tabelle 5	<i>Festlegung von Erdbebenzonen mit geringe und sehr geringe Seismizität in der ÖNORM EN 1998-1:2005 [1]</i>	29
Tabelle 6	<i>Festlegung von Erdbebenzonen mit geringe und sehr geringe Seismizität in der ÖNORM B 1998-1:2005 [2]</i>	29
Tabelle 7	<i>Parameterwerte zur Beschreibung der empfohlenen elastischen Antwortspektren vom Typ 1 [1]</i>	32
Tabelle 8	<i>Werte von φ zur Berechnung von $\psi_{E,i}$ [1]</i>	35
Tabelle 9	<i>Auswirkungen der konstruktiven Regelmäßigkeit auf die Erdbebenberechnung und -auslegung [1]</i>	36
Tabelle 10	<i>Bedeutungskategorien von Hochbauten (ergänzt durch das EC8-NAD/ AUT)[1][2]</i>	39
Tabelle 11	<i>Festlegung des Bedeutungsbeiwerts in Abhängigkeit der Bedeutungskategorie und der Erdbebenzone [2]</i>	39
Tabelle 12	<i>Abminderungsbeiwert n nach ÖNORM B 1998-1:2005 [2]</i>	46
Tabelle 13	<i>Grundwert des Verhaltensbeiwerts [1]</i>	47
Tabelle 14	<i>Steifigkeit von Wandscheiben [17]</i>	74
Tabelle 15	<i>Unterschiede im Erdbebenverhalten bei konventioneller Bemessung und Kapazitätsbemessung [18]</i>	87
Tabelle 16	<i>Vergleich der Auswirkung von unterschiedlicher Netzdichte auf die Antwort des Modell (30:30:12; Anschlüsse gelenkig; Einspanniveau Fundamentplatte; starre Lagerung)</i>	95
Tabelle 17	<i>Vergleich der Auswirkung von Randbedingungen auf die Antwort des Modell (30:30:12; Netzdichte 0,75m; Einspanniveau Fundamentplatte; starre Lagerung)</i>	97
Tabelle 18	<i>Vergleich der Auswirkung unterschiedlicher Einspannebenen auf die Antwort des Modell (30:30:12; Netzdichte 0,75m; Anschlüsse gelenkig; starre Lagerung)</i>	98
Tabelle 19	<i>Vergleich der Auswirkung der Bettungsziffer auf die Antwort des Modell (30:30:12; Netzdichte 0,75m; Anschlüsse gelenkig; Einspanniveau Fundamentplatte)</i>	100

<i>Tabelle 20</i>	<i>Vergleich der Auswirkung der unterschiedlicher Randbedingungen auf die Modellantwort</i>	<i>101</i>
<i>Tabelle 21</i>	<i>Belastungsrichtungen der jeweiligen Grundrißtypen</i>	<i>106</i>
<i>Tabelle 22</i>	<i>Ergebnis der Modale Analyse der jeweiligen Grundrißtypen</i>	<i>107</i>
<i>Tabelle 23</i>	<i>Maximale Beanspruchung der Wandscheiben für Grundrisse mit Schenkellängen von 18m bis 30m</i>	<i>119</i>
<i>Tabelle 24</i>	<i>Maximale Beanspruchung der Wandscheiben für Grundrisse mit Schenkellängen von 18m bis 42m</i>	<i>120</i>
<i>Tabelle 25</i>	<i>Grenzwerte des Geschoßdrifts laut ÖNORM EN 1998-1:2005 in Abhängigkeit der Werkstoffe</i>	<i>129</i>
<i>Tabelle 26</i>	<i>Grenzwerte des Geschoßdrifts laut den in [18] beschriebenen Kriterien</i>	<i>130</i>
<i>Tabelle 27</i>	<i>Maximale Verschiebungen der Punkte P1, P2 und P3 für Grundrißtypen mit Schenkellängen von 18m bis 30m</i>	<i>130</i>
<i>Tabelle 28</i>	<i>Maximale Verschiebungen der Punkte P1, P2 und P3 für Grundrißtypen mit Schenkellängen von 18m bis 42m</i>	<i>131</i>
<i>Tabelle 29</i>	<i>Zusammenfassung aller relevanten Ergebnisse der Grundrißtypen mit Schenkellängen von 18m bis 42m</i>	<i>135</i>
<i>Tabelle 30</i>	<i>Zusammenfassung aller relevanten Ergebnisse der Grundrißtypen mit Schenkellängen von 18m bis 42m</i>	<i>136</i>
<i>Tabelle 31</i>	<i>Zusammenfassung aller relevanten Ergebnisse der Grundrißtypen mit Schenkellängen von 18m bis 42m und verstärkten Wandscheiben</i>	<i>138</i>

GRUNDRISS TYP 18 : 18 : 12

Wandscheibe; $l_w=6,00m$; $d=30cm$

Geometriedaten

$l_x=18,0m$
$l_y=18,0m$
$b=12,0m$

Massenschwerpunkt

$x_{s,M}=9,00m$
$y_{s,M}=9,00m$

Schubmittelpunkt

$x_{s,S}=9,00m$
$y_{s,S}=9,00m$

Exzentrizität

$\Delta x=0,00m$
$\Delta y=0,00m$

Richtung der Hauptachsen

$f_{x,k}=45,00^\circ$
$f_{y,k}=0,707$
$f_{y,k}=0,707$

Richtung der Ersatzkräfte

Richtung 1 : $k_x=0,707$ $k_y=0,707$
 Richtung 2 : $k_x=-0,707$ $k_y=0,707$

EC8: $a_{gR}=0,80m/s^2$; $\gamma_I=1,40$; $a_g=1,12m/s^2$; BP= B ; Diagramm TYP 1

Analyse der Tragfähigkeit

Einspannniveau/ Einspannart : Decke über Kellergeschoss/ Linien- und Punktlager

Eigenperiode/ Eigenfrequenzen

MOD	1	2	3	4	5	6	7	8
T[sec]	0,597	0,593	0,351	0,177	0,165	0,163	0,162	0,161
f [Hz]	1,675	1,685	2,847	5,637	6,061	6,143	6,173	6,209

Massen [t]

	Du5OG	Du2OG	Du1OG	DuKG	-
	250	348	348	BP	-
	347	347	361	Summe	2.001

Ersatzkräfte [kN]

	E_{R1}	E_{R2}
ΣPx [kN]	1.904	ΣPx [kN] - 1.879
ΣPy [kN]	1.904	ΣPy [kN] 1.879

Erdbebenlast 1 (G+0,30xP+1,00xE_{R1}+0,30xE_{R2})

Erdbebenlast 2 (G+0,30xP+0,30xE_{R1}+1,00xE_{R2})

Wandbelastungen

WAND	W1		W2		WA		WB	
	M _d	V _d						
	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]
EG	17.084	1.139	17.998	1.245	17.998	1.245	17.084	1.223

Wandbelastungen

WAND	W1		W2		WA		WB	
	M _d	V _d						
	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]
EG	15.909	1.060	19.161	1.308	19.161	1.308	15.909	1.144

Analyse der Schadensbegrenzung

Einspannniveau/ Einspannart : Fundamentplatte/ Flächenlager

Eigenperiode/ Eigenfrequenzen

MOD	1	2	3	4	5	6	7	8
T[sec]	0,846	0,837	0,441	0,201	0,197	0,181	0,170	0,164
f [Hz]	1,182	1,195	2,266	4,987	5,080	5,512	5,889	6,115

Massen [t]

	Du5OG	Du2OG	Du1OG	DuKG
	250	348	348	384
	347	347	361	BP
	347	347	361	Summe

Ersatzkräfte [kN]

	E_{R1}	E_{R2}
ΣPx [kN]	2.102	ΣPx [kN] 1.932
ΣPy [kN]	1.911	ΣPy [kN] 1.740

Erdbebenlast 1 (G+0,30xP+1,00xE_{R1}+0,30xE_{R2})

Erdbebenlast 2 (G+0,30xP+0,30xE_{R1}+1,00xE_{R2})

Stockwerksverschiebung

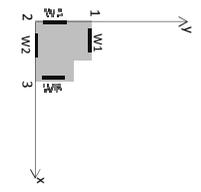
q = 1,50 v = 0,40

Punkte	1					2					3				
	x _{gl}	y _{gl}	r _{gl}	r _{pl}	d _r *v	x _{gl}	y _{gl}	r _{gl}	r _{pl}	d _r *v	x _{gl}	y _{gl}	r _{gl}	r _{pl}	d _r *v
Du5OG	37	38	53	79		38	38	54	81		38	37	53	79	
h=3,00m					6					6					6
Du4OG	30	31	44	65		31	31	44	66		31	30	44	65	
h=3,00m					6					6					6
Du3OG	24	24	34	51		24	24	34	52		24	24	34	51	
h=3,00m					6					6					6
Du2OG	17	18	25	37		18	18	25	38		18	17	25	37	
h=3,00m					5					5					5
Du1OG	11	12	16	24		12	12	16	25		12	11	16	24	
h=3,00m					4					5					4
DuEG	6	6	9	13		6	6	9	13		6	6	9	13	
h=3,75m					5					5					5
DuKG	0	0	0	0		0	0	0	0		0	0	0	0	
					79					81					79

Stockwerksverschiebung

q = 1,50 v = 0,40

Punkte	1					2					3				
	x _{gl}	y _{gl}	r _{gl}	r _{pl}	d _r *v	x _{gl}	y _{gl}	r _{gl}	r _{pl}	d _r *v	x _{gl}	y _{gl}	r _{gl}	r _{pl}	d _r *v
Du5OG	36	40	53	80		39	39	56	84		40	36	53	80	
h=3,00m					6					6					6
Du4OG	29	32	44	66		32	32	46	69		32	29	44	66	
h=3,00m					6					6					6
Du3OG	23	25	34	51		25	25	36	54		25	23	34	51	
h=3,00m					6					6					6
Du2OG	17	18	25	37		18	18	26	39		18	17	25	37	
h=3,00m					5					5					5
Du1OG	11	12	16	24		12	12	17	25		12	11	16	24	
h=3,00m					4					5					4
DuEG	6	6	9	13		6	6	9	14		6	6	9	13	
h=3,75m					5					5					5
DuKG	0	0	0	0		0	0	0	0		0	0	0	0	
					80					84					80



10.1 Grundrißtyp 18:18:12

10 Anhang

GRUNDRISS TYP 18 : 24 : 12

Wandscheibe; $l_w=6,00m$; $d=30cm$

Geometriedaten

$l_x=18,0m$
$l_y=24,0m$
$b=12,0m$

Massenschwerpunkt

$x_{s,M}=8,33m$
$y_{s,M}=11,70m$

Schubmittelpunkt

$x_{s,S}=9,00m$
$y_{s,S}=12,00m$

Exzentrizität

$\Delta x=0,67m$
$\Delta y=0,30m$

Richtung der Hauptachsen

$f_{x,k}=0,927$
$f_{y,k}=0,375$
$f_k=22,05^\circ$

Einspannniveau : Fundamentplatte

Richtung der Ersatzkräfte

Richtung 1 :	$k_x=0,927$	$k_y=0,375$
Richtung 2 :	$k_x=-0,375$	$k_y=0,927$

EC8: $a_{gr}=0,80 m/s^2$; $\gamma_I=1,40$; $a_g=1,12 m/s^2$; BP= B ; Diagramm TYP 1

Analyse der Tragfähigkeit

Einspannniveau/ Einspannung : Decke über Kellergeschoss/ Linien- und Punktlager

Eigenperiode/ Eigenfrequenzen

MOD	1	2	3	4	5	6	7	8
T[sec]	0,664	0,658	0,553	0,553	0,384	0,184	0,166	0,165
f[Hz]	1,506	1,519	1,809	1,809	2,608	5,429	6,016	6,050

Massen [t]

	Du5OG	307	Du2OG	426	DuKG	-
Du4OG	425	Du1OG	427	BP	-	
Du3OG	425	DuEG	440	Summe	2,449	

Ersatzkräfte [kN]

	E_{R1}		E_{R2}	
ΣPx [kN]	3.607	ΣPx [kN]	-	974
ΣPy [kN]	1.680	ΣPy [kN]		2.953

Erdbebenlast 1 (G+0,30xP+1,0x E_{R1} +0,3x E_{R2})

Erdbebenlast 2 (G+0,30xP+0,30x E_{R1} +1,00x E_{R2})

Wandbelastungen

WAND	W1		W2		WA		WB	
	M_d	V_d	M_d	V_d	M_d	V_d	M_d	V_d
	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]
EG	17.610	1.250	21.762	1.531	21.631	1.549	19.272	1.405

Wandbelastungen

WAND	W1		W2		WA		WB	
	M_d	V_d	M_d	V_d	M_d	V_d	M_d	V_d
	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]
EG	18.157	1.261	23.119	1.575	20.667	1.460	18.009	1.302

Analyse der Schadensbegrenzung

Einspannniveau/ Einspannung : Fundamentplatte/ Flächenlager

Eigenperiode/ Eigenfrequenzen

MOD	1	2	3	4	5	6	7	8
T[sec]	0,939	0,891	0,494	0,206	0,200	0,199	0,184	0,182
f[Hz]	1,065	1,122	2,026	4,866	4,996	5,015	5,442	5,504

Massen [t]

	Du5OG	307	Du2OG	426	DuKG	514
Du4OG	425	Du1OG	427	BP	-	
Du3OG	425	DuEG	440	Summe	2,963	

Ersatzkräfte [kN]

	E_{R1}		E_{R2}	
ΣPx [kN]	3.441	ΣPx [kN]	-	1.046
ΣPy [kN]	1.418	ΣPy [kN]		2.651

Erdbebenlast 1 (G+0,30xP+1,00x E_{R1} +0,30x E_{R2})

Erdbebenlast 2 (G+0,30xP+0,30x E_{R1} +1,00x E_{R2})

Stockwerksverschiebung

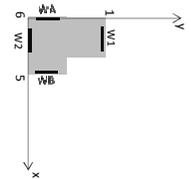
$q=1,50$; $v=0,40$

Punkte	1					2					3				
	x_{el}	y_{el}	r_{el}	r_{pl}	$d_r * v$	x_{el}	y_{el}	r_{el}	r_{pl}	$d_r * v$	x_{el}	y_{el}	r_{el}	r_{pl}	$d_r * v$
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
Du5OG	47	30	56	84	6	51	30	59	89	6	51	27	58	87	6
h=3,00m					6					6					6
Du4OG	39	25	46	69	6	42	25	48	73	6	42	22	47	71	6
h=3,00m					6					6					6
Du3OG	31	19	36	54	6	32	19	38	57	6	33	17	37	55	6
h=3,00m					6					6					6
Du2OG	23	14	26	40	6	24	14	27	41	6	24	12	27	40	6
h=3,00m					5					6					6
Du1OG	15	9	17	26	5	15	9	18	26	5	15	8	17	26	5
h=3,00m					5					5					5
DuEG	8	5	9	14	6	8	5	9	14	6	8	4	9	14	5
h=3,75m					6					6					5
DuKG	0	0	0	0	84	0	0	0	0	89	0	0	0	0	87

Stockwerksverschiebung

$q=1,50$; $v=0,40$

Punkte	1					2					3				
	x_{el}	y_{el}	r_{el}	r_{pl}	$d_r * v$	x_{el}	y_{el}	r_{el}	r_{pl}	$d_r * v$	x_{el}	y_{el}	r_{el}	r_{pl}	$d_r * v$
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
Du5OG	31	47	56	84	6	33	47	57	86	6	33	42	54	80	6
h=3,00m					6					6					6
Du4OG	25	38	46	69	6	27	38	47	70	6	27	34	44	66	6
h=3,00m					6					6					6
Du3OG	20	30	36	54	6	21	30	36	55	6	21	27	34	51	6
h=3,00m					6					6					6
Du2OG	15	21	26	39	5	15	21	26	39	5	15	19	25	37	5
h=3,00m					5					6					6
Du1OG	10	14	17	25	5	10	14	17	25	5	9	12	15	23	4
h=3,00m					5					5					4
DuEG	5	7	9	13	5	5	7	9	13	5	5	6	8	13	4
h=3,75m					5					5					5
DuKG	0	0	0	0	84	0	0	0	0	86	0	0	0	0	80



GRUNDRISS TYP 24 : 24 : 12

Wandscheibe; $l_w=6,00m$; $d=30cm$

Geometriedaten

$k_x=24,0m$
$l_y=24,0m$
$b=12,0m$

Massenschwerpunkt

$x_{sM}=10,64m$
$y_{sM}=10,64m$

Schubmittelpunkt

$x_{sS}=12,00m$
$y_{sS}=12,00m$

Exzentrizität

$\Delta x=1,36m$
$\Delta y=1,36m$

Richtung der Hauptachsen

$f_{i,k}=45,00^\circ$	$f_{i,k}=0,707$
	$f_{i,k}=0,707$

Einspannniveau : Fundamentplatte

Richtung der Ersatzkräfte

Richtung 1 : $k_x=0,707$ $k_y=0,707$
 Richtung 2 : $k_x=-0,707$ $k_y=0,707$

Analyse der Tragfähigkeit

Einspannniveau/ Einspannart : Decke über Kellergeschoss/ Linien- und Punktlager

Eigenperiode/ Eigenfrequenzen

MOD	1	2	3	4	5	6	7	8
T[sec]	0,729	0,719	0,407	0,189	0,185	0,168	0,165	0,164
f[Hz]	1,373	1,391	2,456	5,302	5,394	5,945	6,050	6,105

Massen [t]

	Du5OG	363	Du2OG	504	DuKG	-
Du4OG	503		Du1OG	506	BP	-
Du3OG	503		DuEG	519	Summe	2.898

Ersatzkräfte [kN]

	E_{R1}		E_{R2}	
ΣP_x [kN]	3.264	ΣP_x [kN]	-	2.544
ΣP_y [kN]	3.264	ΣP_y [kN]		2.544

Erdbebenlast 1 (G+0,30xP+1,00xE_{R1}+0,30xE_{R2})

Erdbebenlast 2 (G+0,30xP+0,30xE_{R1}+1,00xE_{R2})

Wandbelastungen

WAND	W1		W2		WA		WB	
	M_d	V_d	M_d	V_d	M_d	V_d	M_d	V_d
	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]
EG	20.707	1.441	23.659	1.729	23.659	1.739	20.707	1.504

Wandbelastungen

WAND	W1		W2		WA		WB	
	M_d	V_d	M_d	V_d	M_d	V_d	M_d	V_d
	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]
EG	17.683	1.223	26.059	1.825	26.059	1.825	17.683	1.286

Analyse der Schadensbegrenzung

Einspannniveau/ Einspannart : Fundamentplatte/ Flächenlager

Eigenperiode/ Eigenfrequenzen

MOD	1	2	3	4	5	6	7	8
T[sec]	0,994	0,986	0,542	0,217	0,209	0,208	0,193	0,189
f[Hz]	1,006	1,014	1,845	4,604	4,785	4,819	5,193	5,282

Massen [t]

	Du5OG	363	Du2OG	504	DuKG	562
Du4OG	503		Du1OG	506	BP	-
Du3OG	503		DuEG	519	Summe	3.460

Ersatzkräfte [kN]

	E_{R1}		E_{R2}	
ΣP_x [kN]	2.927	ΣP_x [kN]	-	2.265
ΣP_y [kN]	2.927	ΣP_y [kN]		2.264

Erdbebenlast 1 (G+0,30xP+1,00xE_{R1}+0,30xE_{R2})

Erdbebenlast 2 (G+0,30xP+0,30xE_{R1}+1,00xE_{R2})

Stockwerksverschiebung

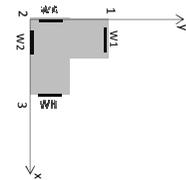
$q = 1,50$ $v = 0,40$

Punkte	1					2					3				
	x_{el}	y_{el}	r_{el}	r_{pl}	$d_r \cdot v$	x_{el}	y_{el}	r_{el}	r_{pl}	$d_r \cdot v$	x_{el}	y_{el}	r_{el}	r_{pl}	$d_r \cdot v$
Du5OG	44	47	64	96	7	47	47	67	100	7	47	44	64	96	7
h=3,00m															
Du4OG	36	38	53	79	7	38	38	54	82	7	38	36	53	79	7
h=3,00m															
Du3OG	28	30	41	62	7	30	30	42	63	7	30	28	41	62	7
h=3,00m															
Du2OG	20	22	30	45	6	22	22	31	46	6	22	20	30	45	6
h=3,00m															
Du1OG	13	14	19	29	5	14	14	20	30	5	14	13	19	29	5
h=3,00m															
DuEG	7	7	10	15	6	7	7	10	16	6	7	7	10	15	6
h=3,75m															
DuKG	0	0	0	0	6	0	0	0	0	6	0	0	0	0	6
						96				100					96

Stockwerksverschiebung

$q = 1,50$ $v = 0,40$

Punkte	1					2					3				
	x_{el}	y_{el}	r_{el}	r_{pl}	$d_r \cdot v$	x_{el}	y_{el}	r_{el}	r_{pl}	$d_r \cdot v$	x_{el}	y_{el}	r_{el}	r_{pl}	$d_r \cdot v$
Du5OG	40	49	64	96	7	49	49	70	104	8	49	40	64	96	7
h=3,00m															
Du4OG	33	40	52	78	7	40	40	57	85	8	40	33	52	78	7
h=3,00m															
Du3OG	26	31	41	61	7	31	31	44	66	7	31	26	41	61	7
h=3,00m															
Du2OG	19	22	29	44	6	22	22	31	47	6	22	19	29	44	6
h=3,00m															
Du1OG	12	14	19	28	5	14	14	20	30	5	14	12	19	28	5
h=3,00m															
DuEG	7	7	10	15	6	7	7	10	15	6	7	7	10	15	6
h=3,75m															
DuKG	0	0	0	0	6	0	0	0	0	6	0	0	0	0	6
						96				104					96



GRUNDRISSTYP 18 : 30 : 12

Wandscheibe; $l_w=6,00m$; $d=30cm$

Geometriedaten

$k_x=18,0m$
$l_y=30,0m$
$b=12,0m$

Massenschwerpunkt

$x_{sM}=7,91m$
$y_{sM}=14,45m$

Schubmittelpunkt

$x_{sS}=9,00m$
$y_{sS}=15,00m$

Exzentrizität

$\Delta x=1,09m$
$\Delta y=0,55m$

Richtung der Hauptachsen

$f_{ik}=12,98^\circ$	$f_{ikx}=0,974$
	$f_{iky}=0,225$

Einspannniveau : Fundamentplatte

Richtung der Ersatzkräfte

Richtung 1 : $k_x=0,974$; $k_y=0,225$
 Richtung 2 : $k_x=-0,225$; $k_y=0,974$

Analyse der Tragfähigkeit

Einspannniveau/ Einspannart : Decke über Kellergeschoss/ Linien- und Punktlager

Eigenperiode/ Eigenfrequenzen

MOD	1	2	3	4	5	6	7	8
T[sec]	0,725	0,717	0,418	0,190	0,187	0,168	0,166	0,165
f[Hz]	1,379	1,395	2,393	5,263	5,353	5,970	6,035	6,057

Massen [t]

Du5OG	36	Du2OG	504	DuKG	-
Du4OG	503	Du1OG	506	BP	-
Du3OG	503	DuEG	519	Summe	2.571

Ersatzkräfte [kN]

E_{R1}		E_{R2}	
ΣP_x [kN]	4.353	ΣP_x [kN]	- 539
ΣP_y [kN]	1.298	ΣP_y [kN]	3.600

Erdbebenlast 1 ($G+0,30xP+1,00xE_{R1}+0,30xE_{R2}$)

Erdbebenlast 2 ($G+0,30xP+0,30xE_{R1}+1,00xE_{R2}$)

Wandbelastungen

WAND	W1		W2		WA		WB	
	M_d	V_d	M_d	V_d	M_d	V_d	M_d	V_d
	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]
EG	20.118	1.438	27.449	1.958	21.994	1.617	19.087	1.380

Wandbelastungen

WAND	W1		W2		WA		WB	
	M_d	V_d	M_d	V_d	M_d	V_d	M_d	V_d
	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]
EG	18.184	1.273	23.284	1.605	24.808	1.772	22.287	1.606

Analyse der Schadensbegrenzung

Einspannniveau/ Einspannart : Fundamentplatte/ Flächenlager

Eigenperiode/ Eigenfrequenzen

MOD	1	2	3	4	5	6	7	8
T[sec]	1,033	0,971	0,553	0,220	0,208	0,201	0,195	0,191
f[Hz]	0,968	1,030	1,807	4,537	4,803	4,968	5,120	5,225

Massen [t]

Du5OG	363	Du2OG	504	DuKG	562
Du4OG	503	Du1OG	506	BP	-
Du3OG	503	DuEG	519	Summe	3.460

Ersatzkräfte [kN]

E_{R1}		E_{R2}	
ΣP_x [kN]	4.024	ΣP_x [kN]	- 617
ΣP_y [kN]	1.067	ΣP_y [kN]	3.268

Erdbebenlast 1 ($G+0,30xP+1,00xE_{R1}+0,30xE_{R2}$)

Erdbebenlast 2 ($G+0,30xP+0,30xE_{R1}+1,00xE_{R2}$)

Stockwerksverschiebung

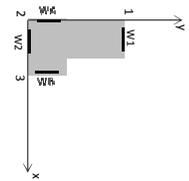
$q=1,50$; $v=0,40$

Punkte	1					2					3				
	x_{el}	y_{el}	r_{el}	r_{pl}	d_r^*v	x_{el}	y_{el}	r_{el}	r_{pl}	d_r^*v	x_{el}	y_{el}	r_{el}	r_{pl}	d_r^*v
Du5OG	54	25	60	90	6	57	25	62	93	7	57	23	61	92	7
h=3,00m															
Du4OG	45	20	49	74	6	47	20	51	76	7	47	19	50	75	7
h=3,00m															
Du3OG	36	16	39	58	6	36	16	40	59	7	36	14	39	59	7
h=3,00m															
Du2OG	26	11	29	43	6	26	12	29	43	6	26	10	28	42	6
h=3,00m															
Du1OG	18	7	19	29	5	17	7	19	28	5	17	7	18	27	5
h=3,00m															
DuEG	10	4	11	16	5	9	4	10	15	5	9	3	10	15	5
h=3,75m															
DuKG	0	0	0	0	6	0	0	0	0	6	0	0	0	0	6
					90					93					92

Stockwerksverschiebung

$q=1,50$; $v=0,40$

Punkte	1					2					3				
	x_{el}	y_{el}	r_{el}	r_{pl}	d_r^*v	x_{el}	y_{el}	r_{el}	r_{pl}	d_r^*v	x_{el}	y_{el}	r_{el}	r_{pl}	d_r^*v
Du5OG	27	52	59	88	6	29	52	60	90	7	30	47	55	83	6
h=3,00m															
Du4OG	22	43	48	72	6	24	43	49	73	7	24	38	45	68	6
h=3,00m															
Du3OG	17	33	37	56	6	19	33	38	57	7	19	30	35	53	6
h=3,00m															
Du2OG	13	24	27	41	6	13	24	27	41	6	13	21	25	38	5
h=3,00m															
Du1OG	9	15	18	26	5	9	15	18	26	5	9	14	16	24	5
h=3,00m															
DuEG	5	8	9	14	5	4	8	9	13	5	5	7	8	13	5
h=3,75m															
DuKG	0	0	0	0	6	0	0	0	0	5	0	0	0	0	5
					88					90					83



GRUNDRISSTYP 24 : 30 : 12

Wandscheibe; $l_w=6,00m$; $d=30cm$

Geometriedaten

$k_x=24,0m$
$l_y=30,0m$
$b=12,0m$

Massenschwerpunkt

$x_{sM}=9,92m$
$y_{sM}=13,15m$

Schubmittelpunkt

$x_{sS}=12,00m$
$y_{sS}=15,00m$

Exzentrizität

$\Delta x=2,08m$
$\Delta y=1,85m$

Richtung der Hauptachsen

$f_{ik}=24,59^\circ$	$f_{ik}=0,909$
	$f_{jk}=0,416$

Einspannniveau : Fundamentplatte

Richtung der Ersatzkräfte

Richtung 1 : $k_x=0,909$ $k_y=0,416$
 Richtung 2 : $k_x=-0,416$ $k_y=0,909$

10.5 Grundrißtyp 24:30:12

Analyse der Tragfähigkeit

Einspannniveau/ Einspannart : Decke über Kellergeschoss/ Linien- und Punktlager

Eigenperiode/ Eigenfrequenzen

MOD	1	2	3	4	5	6	7	8
T[sec]	0,789	0,775	0,436	0,208	0,189	0,178	0,170	0,166
f[Hz]	1,268	1,291	2,296	4,812	5,297	5,634	5,882	6,039

Massen [t]

	Du5OG	420	Du2OG	583	DuKG	-
Du4OG	581	Du1OG	585	BP	-	-
Du3OG	581	DuEG	598	Summe	3.346	

Ersatzkräfte [kN]

	E_{R1}		E_{R2}	
ΣP_x [kN]	4.628	ΣP_x [kN]	-	2.077
ΣP_y [kN]	2.155	ΣP_y [kN]		4.619

Erdbebenlast 1 (G+0,30xP+1,00xE_{R1}+0,30xE_{R2})

Erdbebenlast 2 (G+0,30xP+0,30xE_{R1}+1,00xE_{R2})

Wandbelastungen

WAND	W1		W2		WA		WB	
	M_d	V_d	M_d	V_d	M_d	V_d	M_d	V_d
	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]
EG	20.691	1.477	26.332	2.033	27.815	2.106	22.738	1.671

Wandbelastungen

WAND	W1		W2		WA		WB	
	M_d	V_d	M_d	V_d	M_d	V_d	M_d	V_d
	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]
EG	19.906	1.426	30.110	2.217	27.160	2.050	19.497	1.490

Analyse der Schadensbegrenzung

Einspannniveau/ Einspannart : Fundamentplatte/ Flächenlager

Eigenperiode/ Eigenfrequenzen

MOD	1	2	3	4	5	6	7	8
T[sec]	1,074	1,055	0,592	0,237	0,212	0,207	0,200	0,197
f[Hz]	0,931	0,948	1,688	4,219	4,715	4,843	5,005	5,089

Massen [t]

	Du5OG	420	Du2OG	583	DuKG	650
Du4OG	581	Du1OG	585	BP	-	-
Du3OG	581	DuEG	598	Summe	3.997	

Ersatzkräfte [kN]

	E_{R1}		E_{R2}	
ΣP_x [kN]	4.155	ΣP_x [kN]	-	1.904
ΣP_y [kN]	1.883	ΣP_y [kN]		4.108

Erdbebenlast 1 (G+0,30xP+1,00xE_{R1}+0,30xE_{R2})

Erdbebenlast 2 (G+0,30xP+0,30xE_{R1}+1,00xE_{R2})

Stockwerksverschiebung

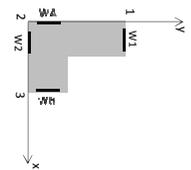
$q = 1,50$ $v = 0,40$

Punkte	1					2					3				
	x_{el}	y_{el}	r_{el}	r_{pl}	$d_r \cdot v$	x_{el}	y_{el}	r_{el}	r_{pl}	$d_r \cdot v$	x_{el}	y_{el}	r_{el}	r_{pl}	$d_r \cdot v$
Du5OG	59	34	68	102	7	64	34	73	109	8	64	33	72	108	8
h=3,00m															
Du4OG	49	28	56	84	7	53	28	60	89	8	53	27	59	89	8
h=3,00m															
Du3OG	38	22	44	66	7	41	22	46	69	8	41	21	46	69	8
h=3,00m															
Du2OG	28	16	32	48	7	29	16	33	50	8	29	15	33	50	8
h=3,00m															
Du1OG	18	10	21	32	6	19	11	22	32	7	19	10	21	32	7
h=3,00m															
DuEG	10	6	11	17	6	10	6	11	17	6	10	5	11	16	6
h=3,75m															
DuKG	0	0	0	0	7	0	0	0	0	7	0	0	0	0	7

Stockwerksverschiebung

$q = 1,50$ $v = 0,40$

Punkte	1					2					3				
	x_{el}	y_{el}	r_{el}	r_{pl}	$d_r \cdot v$	x_{el}	y_{el}	r_{el}	r_{pl}	$d_r \cdot v$	x_{el}	y_{el}	r_{el}	r_{pl}	$d_r \cdot v$
Du5OG	52	46	69	104	7	58	46	74	111	8	58	40	71	106	8
h=3,00m															
Du4OG	43	37	57	85	7	48	37	60	90	8	48	33	58	87	8
h=3,00m															
Du3OG	34	29	44	67	7	37	29	47	70	8	37	26	45	67	8
h=3,00m															
Du2OG	25	21	32	48	7	27	21	34	51	8	27	19	32	49	7
h=3,00m															
Du1OG	16	14	21	32	6	17	14	22	33	7	17	12	21	31	7
h=3,00m															
DuEG	9	7	11	17	6	9	7	11	17	6	9	6	11	16	6
h=3,75m															
DuKG	0	0	0	0	7	0	0	0	0	7	0	0	0	0	7



GRUNDRISS TYP 30 : 30 : 12

Wandscheibe; $l_w=6,00m$; $d=30cm$

Geometriedaten

$l_x=30,0m$
$l_y=30,0m$
$b=12,0m$

Massenschwerpunkt

$x_{s,M}=12,20m$
$y_{s,M}=12,20m$

Schubmittelpunkt

$x_{s,S}=15,00m$
$y_{s,S}=15,00m$

Exzentrizität

$\Delta x=2,80m$
$\Delta y=2,80m$

Richtung der Hauptachsen

$f_{\alpha} = 45,00^\circ$
$f_{\alpha,x} = 0,707$
$f_{\alpha,y} = 0,707$

Einspannniveau : Fundamentplatte

Richtung der Ersatzkräfte

Richtung 1 :	$k_x = 0,707$	$k_y = 0,707$
Richtung 2 :	$k_x = -0,707$	$k_y = 0,707$

Analyse der Tragfähigkeit

Einspannniveau/ Einspannart : Decke über Kellergeschoss/ Linien- und Punktlager

Eigenperiode/ Eigenfrequenzen

MOD	1	2	3	4	5	6	7	8
T[sec]	0,850	0,829	0,458	0,226	0,195	0,190	0,173	0,166
f[Hz]	1,177	1,206	2,185	4,435	5,126	5,266	5,767	6,031

Massen [t]

Du5OG	477	Du2OG	661	DuKG	-
Du4OG	658	Du1OG	663	BP	-
Du3OG	658	DuEG	677	Summe	3.795

Ersatzkräfte [kN]

E_{R1}		E_{R2}	
ΣP_x [kN]	3.955	ΣP_x [kN]	- 3.952
ΣP_y [kN]	3.955	ΣP_y [kN]	3.952

Erdbebenlast 1 (G+0,30xP+1,00xE_{R1}+0,30xE_{R2})

Erdbebenlast 2 (G+0,30xP+0,30xE_{R1}+1,00xE_{R2})

Wandbelastungen

WAND	W1		W2		WA		WB					
	M _d	V _d										
	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]				
EG	23.573		1.656		29.207		2.282		23.573		1.723	

Wandbelastungen

WAND	W1		W2		WA		WB	
	M _d	V _d						
	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]
EG	19.294	1.401	32.516	2.434	32.516	2.434	19.294	1.469

Analyse der Schadensbegrenzung

Einspannniveau/ Einspannart : Fundamentplatte/ Flächenlager

Eigenperiode/ Eigenfrequenzen

MOD	1	2	3	4	5	6	7	8
T[sec]	1,147	1,129	0,636	0,256	0,226	0,208	0,205	0,200
f[Hz]	0,872	0,886	1,573	3,903	4,427	4,817	4,869	5,001

Massen [t]

Du5OG	477	Du2OG	661	DuKG	739
Du4OG	658	Du1OG	663	BP	-
Du3OG	658	DuEG	677	Summe	4.534

Ersatzkräfte [kN]

E_{R1}		E_{R2}	
ΣP_x [kN]	3.490	ΣP_x [kN]	- 3.513
ΣP_y [kN]	3.489	ΣP_y [kN]	3.513

Erdbebenlast 1 (G+0,30xP+1,00xE_{R1}+0,30xE_{R2})

Erdbebenlast 2 (G+0,30xP+0,30xE_{R1}+1,00xE_{R2})

Stockwerksverschiebung

q = 1,50 v = 0,40

Punkte	1					2					3				
	x _{el}	y _{el}	r _{el}	r _{pl}	d _r *v	x _{el}	y _{el}	r _{el}	r _{pl}	d _r *v	x _{el}	y _{el}	r _{el}	r _{pl}	d _r *v
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
Du5OG	51	57	76	115		57	57	81	122		57	51	76	115	
h=3,00m					9					9					8
Du4OG	42	44	61	91		47	47	66	99		47	42	63	94	
h=3,00m					7					9					8
Du3OG	33	36	49	73		36	36	51	77		36	33	49	73	
h=3,00m					8					8					8
Du2OG	24	26	35	53		26	26	37	56		26	24	35	53	
h=3,00m					7					8					7
Du1OG	16	17	23	34		17	17	24	36		17	16	23	34	
h=3,00m					7					7					7
DuEG	8	9	12	18		9	9	13	19		9	8	12	18	
h=3,75m					7					8					7
DuKG	0	0	0	0		0	0	0	0		0	0	0	0	

115

122

115

Stockwerksverschiebung

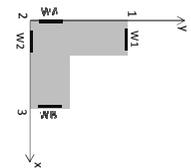
q = 1,50 v = 0,40

Punkte	1					2					3				
	x _{el}	y _{el}	r _{el}	r _{pl}	d _r *v	x _{el}	y _{el}	r _{el}	r _{pl}	d _r *v	x _{el}	y _{el}	r _{el}	r _{pl}	d _r *v
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
Du5OG	45	61	75	113		61	61	86	129		61	45	75	113	
h=3,00m					8					10					8
Du4OG	37	50	62	93		49	49	70	105		50	37	62	93	
h=3,00m					8					10					8
Du3OG	29	38	48	72		38	38	54	81		38	29	48	72	
h=3,00m					8					9					8
Du2OG	21	27	35	52		27	27	39	58		27	21	35	52	
h=3,00m					7					8					7
Du1OG	14	17	22	33		17	17	24	37		17	14	22	33	
h=3,00m					6					7					6
DuEG	7	9	11	17		9	9	12	19		9	7	11	17	
h=3,75m					7					7					7
DuKG	0	0	0	0		0	0	0	0		0	0	0	0	

113

129

113



GRUNDRISS TYP 18 : 36 : 12

Wandscheibe; $l_w=6,00m$; $d=30cm$

Geometriedaten

$l_x=18,0m$
$l_y=36,0m$
$b=12,0m$

Massenschwerpunkt

$x_{s,M}=7,62m$
$y_{s,M}=17,31m$

Schubmittelpunkt

$x_{s,S}=9,00m$
$y_{s,S}=18,00m$

Exzentrizität

$\Delta x=1,38m$
$\Delta y=0,69m$

Richtung der Hauptachsen

$f_k=9,02^\circ$	$f_{k,c}=0,988$
	$f_{k,s}=0,157$

Einspannniveau : Fundamentplatte

Richtung der Ersatzkräfte

Richtung 1 : $k_x=0,988$ $k_y=0,157$
 Richtung 2 : $k_x=-0,157$ $k_y=0,988$

Analyse der Tragfähigkeit

Einspannniveau/ Einspannart : Decke über Kellergeschoss/ Linien- und Punktlager

Eigenperiode/ Eigenfrequenzen

MOD	1	2	3	4	5	6	7	8
T[sec]	0,783	0,771	0,452	0,213	0,191	0,174	0,169	0,167
f[Hz]	1,278	1,297	2,214	4,701	5,230	5,734	5,928	5,981

Massen [t]

Du5OG	420	Du2OG	583	DuKG	-
Du4OG	581	Du1OG	585	BP	-
Du3OG	581	DuEG	598	Summe	3.346

Ersatzkräfte [kN]

E_{R1}		E_{R2}	
ΣPx [kN]	5.037	ΣPx [kN]	- 752
ΣPy [kN]	852	ΣPy [kN]	5.062

Erdbebenlast 1 (G+0,30xP+1,00xE_{R1}+0,30xE_{R2})

Erdbebenlast 2 (G+0,30xP+0,30xE_{R1}+1,00xE_{R2})

Wandbelastungen

WAND	W1		W2		WA		WB	
	M_d	V_d	M_d	V_d	M_d	V_d	M_d	V_d
EG	22.917	1.675	32.209	2.340	20.191	1.598	17.343	1.294

Wandbelastungen

WAND	W1		W2		WA		WB	
	M_d	V_d	M_d	V_d	M_d	V_d	M_d	V_d
EG	16.945	1.217	21.145	1.544	28.897	2.186	26.006	1.971

Analyse der Schadensbegrenzung

Einspannniveau/ Einspannart : Fundamentplatte/ Flächenlager

Eigenperiode/ Eigenfrequenzen

MOD	1	2	3	4	5	6	7	8
T[sec]	1,118	1,043	0,608	0,246	0,211	0,205	0,202	0,200
f[Hz]	0,895	0,958	1,646	4,070	4,742	4,883	4,955	5,005

Massen [t]

Du5OG	420	Du2OG	583	DuKG	650
Du4OG	581	Du1OG	585	BP	-
Du3OG	581	DuEG	598	Summe	3.997

Ersatzkräfte [kN]

E_{R1}		E_{R2}	
ΣPx [kN]	4.592	ΣPx [kN]	- 723
ΣPy [kN]	717	ΣPy [kN]	4.471

Erdbebenlast 1 (G+0,30xP+1,00xE_{R1}+0,30xE_{R2})

Erdbebenlast 2 (G+0,30xP+0,30xE_{R1}+1,00xE_{R2})

Stockwerksverschiebung

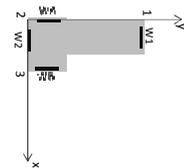
q = 1,50 v = 0,40

Punkte	1					2					3				
	x_{el}	y_{el}	r_{el}	r_{pl}	$d_s * v$	x_{el}	y_{el}	r_{el}	r_{pl}	$d_s * v$	x_{el}	y_{el}	r_{el}	r_{pl}	$d_s * v$
Du5OG	60	23	64	96	7	62	24	67	100	7	63	21	66	99	7
Du4OG	50	19	53	80	7	51	20	55	82	7	51	17	54	81	7
Du3OG	39	15	42	63	7	40	15	43	64	7	40	13	42	63	7
Du2OG	29	11	31	47	6	29	11	31	46	6	29	10	30	46	6
Du1OG	19	7	21	31	5	19	8	20	30	6	19	6	20	29	6
DuEG	11	4	12	17	5	10	4	11	16	6	10	3	10	16	6
DuKG	0	0	0	0	7	0	0	0	0	7	0	0	0	0	6
	96					100					99				

Stockwerksverschiebung

q = 1,50 v = 0,40

Punkte	1					2					3				
	x_{el}	y_{el}	r_{el}	r_{pl}	$d_s * v$	x_{el}	y_{el}	r_{el}	r_{pl}	$d_s * v$	x_{el}	y_{el}	r_{el}	r_{pl}	$d_s * v$
Du5OG	25	57	62	92	7	31	57	65	97	7	31	51	59	89	7
Du4OG	20	46	51	76	7	25	46	53	79	7	25	42	49	73	7
Du3OG	16	36	39	59	7	19	36	41	61	7	20	32	38	57	6
Du2OG	12	26	29	43	6	14	26	30	44	6	14	23	27	41	6
Du1OG	8	17	19	28	5	9	17	19	28	5	9	15	17	26	5
DuEG	4	9	10	15	5	5	9	10	15	5	5	8	9	14	5
DuKG	0	0	0	0	6	0	0	0	0	6	0	0	0	0	5
	92					97					89				



GRUNDRISSTYP 24 : 36 : 12

Wandscheibe; $l_w=6,00m$; $d=30cm$

Geometriedaten

$k_x=24,0m$
$l_y=36,0m$
$b=12,0m$

Massenschwerpunkt

$x_{sM}=9,40m$
$y_{sM}=15,80m$

Schubmittelpunkt

$x_{sS}=12,00m$
$y_{sS}=18,00m$

Exzentrizität

$\Delta x=2,60m$
$\Delta y=2,20m$

Richtung der Hauptachsen

$f_{i,k}=15,67^\circ$	$f_{i,k}=0,963$
	$f_{i,k}=0,270$

Einspannniveau : Fundamentplatte

Richtung der Ersatzkräfte

Richtung 1 : $k_x=0,963$ $k_y=0,270$
 Richtung 2 : $k_x=-0,270$ $k_y=0,963$

Analyse der Tragfähigkeit

Einspannniveau/ Einspannart : Decke über Kellergeschoss/ Linien- und Punktlager

Eigenperiode/ Eigenfrequenzen

MOD	1	2	3	4	5	6	7	8
T[sec]	0,844	0,828	0,467	0,228	0,193	0,191	0,172	0,167
f[Hz]	1,185	1,207	2,143	4,392	5,181	5,247	5,800	5,977

Massen [t]

	Du5OG	477	Du2OG	661	DuKG	-
Du4OG	658	Du1OG	663	BP	-	
Du3OG	658	DuEG	677	Summe	3,795	

Ersatzkräfte [kN]

	E_{R1}		E_{R2}	
ΣP_x [kN]	5,374	ΣP_x [kN]	-	1,498
ΣP_y [kN]	1,531	ΣP_y [kN]		5,430

Erdbebenlast 1 (G+0,30xP+1,00xE_{R1}+0,30xE_{R2})

Erdbebenlast 2 (G+0,30xP+0,30xE_{R1}+1,00xE_{R2})

Wandbelastungen

WAND	W1		W2		WA		WB	
	M_d	V_d	M_d	V_d	M_d	V_d	M_d	V_d
	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]
EG	21,258	1,529	31,259	2,385	29,912	2,297	23,483	1,723

Wandbelastungen

WAND	W1		W2		WA		WB	
	M_d	V_d	M_d	V_d	M_d	V_d	M_d	V_d
	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]
EG	21,330	1,530	31,809	2,345	29,494	2,283	22,999	1,748

Analyse der Schadensbegrenzung

Einspannniveau/ Einspannart : Fundamentplatte/ Flächenlager

Eigenperiode/ Eigenfrequenzen

MOD	1	2	3	4	5	6	7	8	9
T[sec]	1,154	1,124	0,644	0,259	0,224	0,208	0,204	0,202	0,200
f[Hz]	0,866	0,890	1,553	3,857	4,458	4,805	4,904	4,941	5,013

Massen [t]

	Du5OG	477	Du2OG	661	DuKG	739
Du4OG	658	Du1OG	663	BP	-	
Du3OG	658	DuEG	677	Summe	4,534	

Ersatzkräfte [kN]

	E_{R1}		E_{R2}	
ΣP_x [kN]	4,825	ΣP_x [kN]	-	1,381
ΣP_y [kN]	1,312	ΣP_y [kN]		4,781

Erdbebenlast 1 (G+0,30xP+1,00xE_{R1}+0,30xE_{R2})

Erdbebenlast 2 (G+0,30xP+0,30xE_{R1}+1,00xE_{R2})

Stockwerksverschiebung

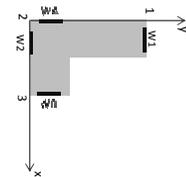
q = 1,50 v = 0,40

Punkte	1					2					3				
	x_{el}	y_{el}	r_{el}	r_{pl}	$d_r \cdot v$	x_{el}	y_{el}	r_{el}	r_{pl}	$d_r \cdot v$	x_{el}	y_{el}	r_{el}	r_{pl}	$d_r \cdot v$
Du5OG	58	41	71	107	7	66	42	78	117	9	65	38	76	113	8
h=3,00m					7					9					8
Du4OG	48	34	59	88	8	54	34	64	95	9	54	31	62	93	8
h=3,00m					8					9					8
Du3OG	38	27	46	69	7	42	27	49	74	8	42	24	48	72	8
h=3,00m					7					8					8
Du2OG	28	19	34	51	7	30	20	36	54	8	30	17	34	52	7
h=3,00m					7					8					7
Du1OG	18	13	22	33	6	19	13	23	35	7	19	11	22	33	6
h=3,00m					6					7					6
DuEG	10	7	12	18	7	10	7	12	18	7	10	6	11	17	7
h=3,75m					7					7					7
DuKG	0	0	0	0	7	0	0	0	0	7	0	0	0	0	7

Stockwerksverschiebung

q = 1,50 v = 0,40

Punkte	1					2					3				
	x_{el}	y_{el}	r_{el}	r_{pl}	$d_r \cdot v$	x_{el}	y_{el}	r_{el}	r_{pl}	$d_r \cdot v$	x_{el}	y_{el}	r_{el}	r_{pl}	$d_r \cdot v$
Du5OG	32	65	72	108	8	48	65	80	121	9	48	54	72	108	8
h=3,00m					8					9					8
Du4OG	26	53	59	89	8	39	53	66	98	9	39	44	59	88	8
h=3,00m					8					9					8
Du3OG	21	41	46	69	8	30	41	51	76	9	30	34	46	68	8
h=3,00m					8					9					8
Du2OG	15	30	33	50	7	21	29	36	55	8	21	25	33	49	7
h=3,00m					7					8					7
Du1OG	10	19	22	32	6	13	19	23	35	7	13	16	21	32	6
h=3,00m					6					7					6
DuEG	6	10	11	17	7	7	10	12	18	7	7	6	9	13	7
h=3,75m					7					7					7
DuKG	0	0	0	0	7	0	0	0	0	7	0	0	0	0	7



GRUNDRISSTYP 30 : 36 : 12

Wandscheibe; $l_w=6,00m$; $d=30cm$

Geometriedaten

$k_x=30,0m$
$l_y=36,0m$
$b=12,0m$

Massenschwerpunkt

$x_{sM}=11,47m$
$y_{sM}=14,65m$

Schubmittelpunkt

$x_{sS}=15,00m$
$y_{sS}=18,00m$

Exzentrizität

$\Delta x=3,53m$
$\Delta y=3,35m$

Richtung der Hauptachsen

$f_{ik}=27,31^\circ$	$f_{ik}=0,889$
	$f_{jk}=0,459$

Einspannniveau : Fundamentplatte

Richtung der Ersatzkräfte

Richtung 1 : $k_x=0,889$; $k_y=0,459$
 Richtung 2 : $k_x=-0,459$; $k_y=0,889$

Analyse der Tragfähigkeit

Einspannniveau/ Einspannart : Decke über Kellergeschoss/ Linien- und Punktlager

Eigenperiode/ Eigenfrequenzen

MOD	1	2	3	4	5	6	7	8
T[sec]	0,905	0,881	0,484	0,242	0,213	0,191	0,178	0,167
f[Hz]	1,105	1,135	2,067	4,129	4,704	5,232	5,624	5,974

Massen [t]

	Du5OG	533	Du2OG	739	DuKG	-
Du4OG	736		Du1OG	742	BP	-
Du3OG	736		DuEG	756	Summe	4.244

Ersatzkräfte [kN]

	E_{R1}		E_{R2}	
ΣP_x [kN]	5.388	ΣP_x [kN]	-	2.820
ΣP_y [kN]	2.773	ΣP_y [kN]		5.445

Erdbebenlast 1 (G+0,30xP+1,00xE_{R1}+0,30xE_{R2})

Erdbebenlast 2 (G+0,30xP+0,30xE_{R1}+1,00xE_{R2})

Wandbelastungen

WAND	W1		W2		WA		WB									
	M_d	V_d	M_d	V_d	M_d	V_d	M_d	V_d								
	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]								
EG	23.481		1.656		31.594		2.499		33.211		2.591		25.111		1.830	

Wandbelastungen

WAND	W1		W2		WA		WB									
	M_d	V_d	M_d	V_d	M_d	V_d	M_d	V_d								
	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]								
EG	21.158		1.523		36.417		2.723		33.343		2.559		20.931		1.640	

Analyse der Schadensbegrenzung

Einspannniveau/ Einspannart : Fundamentplatte/ Flächenlager

Eigenperiode/ Eigenfrequenzen

MOD	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
T[sec]	1,223	1,197	0,682	0,276	0,243	0,209	0,207	0,204	0,201	0,197
f[Hz]	0,818	0,835	1,466	3,625	4,117	4,796	4,836	4,914	4,975	5,084

Massen [t]

	Du5OG	533	Du2OG	739	DuKG	828
Du4OG	736		Du1OG	742	BP	-
Du3OG	736		DuEG	756	Summe	5.072

Ersatzkräfte [kN]

	E_{R1}		E_{R2}	
ΣP_x [kN]	4.761	ΣP_x [kN]	-	2.534
ΣP_y [kN]	2.406	ΣP_y [kN]		4.806

Erdbebenlast 1 (G+0,30xP+1,00xE_{R1}+0,30xE_{R2})

Erdbebenlast 2 (G+0,30xP+0,30xE_{R1}+1,00xE_{R2})

Stockwerksverschiebung

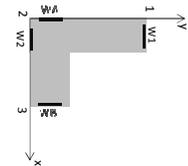
q = 1,50 ; v = 0,40

Punkte	1					2					3				
	x_{el}	y_{el}	r_{el}	r_{pl}	$d_r \cdot v$	x_{el}	y_{el}	r_{el}	r_{pl}	$d_r \cdot v$	x_{el}	y_{el}	r_{el}	r_{pl}	$d_r \cdot v$
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
Du5OG	58	57	81	121		67	57	88	132		66	50	83	125	
h=3,00m					9					10					9
Du4OG	47	47	67	100		55	47	72	108		55	41	68	102	
h=3,00m					9					10					9
Du3OG	37	36	52	78		42	37	56	84		42	32	53	80	
h=3,00m					8					9					9
Du2OG	27	26	38	57		31	27	40	61		31	23	38	58	
h=3,00m					8					9					8
Du1OG	18	17	25	37		20	17	26	39		20	15	25	37	
h=3,00m					7					7					7
DuEG	10	9	13	20		10	9	14	20		10	8	13	19	
h=3,75m					8					8					8
DuKG	0	0	0	0		0	0	0	0		0	0	0	0	
					121					132					125

Stockwerksverschiebung

q = 1,50 ; v = 0,40

Punkte	1					2					3				
	x_{el}	y_{el}	r_{el}	r_{pl}	$d_r \cdot v$	x_{el}	y_{el}	r_{el}	r_{pl}	$d_r \cdot v$	x_{el}	y_{el}	r_{el}	r_{pl}	$d_r \cdot v$
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
Du5OG	42	69	81	121		62	68	93	139		63	51	81	122	
h=3,00m					9					10					9
Du4OG	35	56	66	99		51	56	75	113		51	42	66	100	
h=3,00m					9					10					9
Du3OG	27	43	51	77		39	43	58	87		39	33	51	77	
h=3,00m					9					10					9
Du2OG	20	31	37	56		28	31	42	63		28	24	37	56	
h=3,00m					8					9					8
Du1OG	13	20	24	36		18	20	26	40		18	16	24	36	
h=3,00m					7					8					7
DuEG	7	10	12	18		9	10	13	20		9	9	12	18	
h=3,75m					7					8					7
DuKG	0	0	0	0		0	0	0	0		0	0	0	0	
					121					139					122



GRUNDRISSTYP 36 : 36 : 12

Wandscheibe; $l_w=6,00m$; $d=30cm$

Geometriedaten

$l_x=36,0m$
$l_y=36,0m$
$b=12,0m$

Massenschwerpunkt

$x_{sM}=13,74m$
$y_{sM}=13,74m$

Schubmittelpunkt

$x_{sS}=18,00m$
$y_{sS}=18,00m$

Exzentrizität

$\Delta x=4,26m$
$\Delta y=4,26m$

Richtung der Hauptachsen

$f_{xk}=45,00^\circ$	$f_{yk}=0,707$
	$f_{yk}=0,707$

Einspannniveau : Fundamentplatte

Richtung der Ersatzkräfte

Richtung 1 : $k_x=0,707$ $k_y=0,707$
 Richtung 2 : $k_x=-0,707$ $k_y=0,707$

Analyse der Tragfähigkeit

Einspannniveau/ Einspannart : Decke über Kellergeschoss/ Linien- und Punktlager

Eigenperiode/ Eigenfrequenzen

MOD	1	2	3	4	5	6	7	8
T[sec]	0,961	0,933	0,505	0,256	0,232	0,193	0,186	0,186
f[Hz]	1,041	1,072	1,981	3,902	4,312	5,179	5,371	5,391

Massen [t]

Du5OG	590	Du2OG	818	DuKG	-
Du4OG	814	Du1OG	821	BP	-
Du3OG	814	DuEG	836	Summe	4.692

Ersatzkräfte [kN]

E_{R1}		E_{R2}	
ΣP_x [kN]	4.681	ΣP_x [kN]	- 4.725
ΣP_y [kN]	4.681	ΣP_y [kN]	4.725

Erdbebenlast 1 (G+0,30xP+1,00xE_{R1}+0,30xE_{R2})

Erdbebenlast 2 (G+0,30xP+0,30xE_{R1}+1,00xE_{R2})

Wandbelastungen

WAND	W1		W2		WA		WB	
	M_d	V_d	M_d	V_d	M_d	V_d	M_d	V_d
EG	25.618	1.795	34.556	2.756	34.556	2.756	25.618	1.862

Wandbelastungen

WAND	W1		W2		WA		WB	
	M_d	V_d	M_d	V_d	M_d	V_d	M_d	V_d
EG	20.605	1.515	38.367	2.913	38.367	2.913	20.605	1.581

Analyse der Schadensbegrenzung

Einspannniveau/ Einspannart : Fundamentplatte/ Flächenlager

Eigenperiode/ Eigenfrequenzen

MOD	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
T[sec]	1,296	1,266	0,722	0,293	0,262	0,209	0,208	0,207	0,202	0,201	0,196
f[Hz]	0,771	0,790	1,385	3,414	3,815	4,787	4,805	4,824	4,946	4,975	5,099

Massen [t]

Du5OG	590	Du2OG	818	DuKG	917
Du4OG	814	Du1OG	821	BP	-
Du3OG	814	DuEG	836	Summe	5.609

Ersatzkräfte [kN]

E_{R1}		E_{R2}	
ΣP_x [kN]	4.079	ΣP_x [kN]	- 4.155
ΣP_y [kN]	4.079	ΣP_y [kN]	4.155

Erdbebenlast 1 (G+0,30xP+1,00xE_{R1}+0,30xE_{R2})

Erdbebenlast 2 (G+0,30xP+0,30xE_{R1}+1,00xE_{R2})

Stockwerksverschiebung

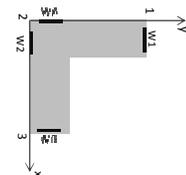
$q = 1,50$ $v = 0,40$

Punkte	1					2					3				
	x_{el}	y_{el}	r_{el}	r_{pl}	$d_r * v$	x_{el}	y_{el}	r_{el}	r_{pl}	$d_r * v$	x_{el}	y_{el}	r_{el}	r_{pl}	$d_r * v$
Du5OG	57	67	88	132	9	68	68	96	144	11	67	57	88	132	9
h=3,00m															
Du4OG	47	55	73	109	10	55	55	78	118	10	55	47	73	109	10
h=3,00m															
Du3OG	37	43	57	85	9	43	43	61	91	10	43	37	57	85	9
h=3,00m															
Du2OG	27	31	41	62	9	31	31	44	66	9	31	27	41	61	8
h=3,00m															
Du1OG	18	20	27	40	8	20	20	28	43	8	20	18	27	40	8
h=3,00m															
DuEG	10	10	14	21	8	11	11	15	22	8	10	10	14	21	8
h=3,75m															
DuKG	0	0	0	0	8			0	0	9			0	0	8
					132					144					132

Stockwerksverschiebung

$q = 1,50$ $v = 0,40$

Punkte	1					2					3				
	x_{el}	y_{el}	r_{el}	r_{pl}	$d_r * v$	x_{el}	y_{el}	r_{el}	r_{pl}	$d_r * v$	x_{el}	y_{el}	r_{el}	r_{pl}	$d_r * v$
Du5OG	49	72	87	130	9	72	72	101	152	11	72	49	87	130	9
h=3,00m															
Du4OG	40	59	71	107	10	58	58	82	124	11	59	40	71	107	10
h=3,00m															
Du3OG	32	45	55	83	10	45	45	64	95	11	45	32	55	83	10
h=3,00m															
Du2OG	23	32	40	60	9	32	32	45	68	10	32	23	40	60	9
h=3,00m															
Du1OG	15	21	26	38	7	20	20	29	43	8	21	15	26	38	7
h=3,00m															
DuEG	8	10	13	20	7	10	10	15	22	8	10	8	13	20	7
h=3,75m															
DuKG					8			0	0	9					8
					130					152					130



GRUNDRISS TYP 18 : 42 : 12

Wandscheibe; $l_w=6,00m$; $d=30cm$

EC8: $a_{gR}=0,80 m/s^2$; $\gamma_i=1,40$; $a_g=1,12 m/s^2$; BP= B ; Diagramm TYP 1

Einspannniveau : Fundamentplatte

Geometriedaten

$k_x=18,0m$
$l_y=42,0m$
$b=12,0m$

Massenschwerpunkt

$x_{sM}=7,40m$
$y_{sM}=20,20m$

Schubmittelpunkt

$x_{sS}=9,00m$
$y_{sS}=21,00m$

Exzentrizität

$\Delta x=1,60m$
$\Delta y=0,80m$

Richtung der Hauptachsen

$f_k=6,88^\circ$	$f_{kx}=0,993$
	$f_{ky}=0,120$

Richtung der Ersatzkräfte

Richtung 1 : $k_x=0,993$; $k_y=0,120$
 Richtung 2 : $k_x=-0,120$; $k_y=0,993$

Analyse der Tragfähigkeit

Einspannniveau/ Einspannart : Decke über Kellergeschoss/ Linien- und Punktlager

Eigenperiode/ Eigenfrequenzen

MOD	1	2	3	4	5	6	7	8
T[sec]	0,838	0,822	0,484	0,238	0,195	0,188	0,171	0,169
f[Hz]	1,194	1,217	2,065	4,209	5,139	5,308	5,865	5,924

Massen [t]

Du5OG	477	Du2OG	661	DuKG	-
Du4OG	658	Du1OG	663	BP	-
Du3OG	658	DuEG	677	Summe	3.795

Ersatzkräfte [kN]

E_{R1}		E_{R2}	
ΣP_x [kN]	5.574	ΣP_x [kN]	- 636
ΣP_y [kN]	719	ΣP_y [kN]	5.635

Erdbebenlast 1 (G+0,30xP+1,00xE_{R1}+0,30xE_{R2})

Erdbebenlast 2 (G+0,30xP+0,30xE_{R1}+1,00xE_{R2})

Wandbelastungen

WAND	W1		W2		WA		WB	
	M_d	V_d	M_d	V_d	M_d	V_d	M_d	V_d
	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]
EG	25.122	1.845	35.303	2.587	16.798	1.509	14.615	1.129

Wandbelastungen

WAND	W1		W2		WA		WB	
	M_d	V_d	M_d	V_d	M_d	V_d	M_d	V_d
	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]
EG	14.597	1.063	17.898	1.379	31.683	2.434	28.536	2.181

Analyse der Schadensbegrenzung

Einspannniveau/ Einspannart : Fundamentplatte/ Flächenlager

Eigenperiode/ Eigenfrequenzen

MOD	1	2	3	4	5	6	7	8	9
T[sec]	1,263	1,153	0,711	0,291	0,237	0,210	0,208	0,203	0,198
f[Hz]	0,792	0,867	1,406	3,434	4,225	4,762	4,798	4,919	5,048

Massen [t]

Du5OG	477	Du2OG	661	DuKG	739
Du4OG	658	Du1OG	663	BP	-
Du3OG	658	DuEG	677	Summe	4.534

Ersatzkräfte [kN]

E_{R1}		E_{R2}	
ΣP_x [kN]	5.560	ΣP_x [kN]	- 815
ΣP_y [kN]	559	ΣP_y [kN]	5.810

Erdbebenlast 1 (G+0,30xP+1,00xE_{R1}+0,30xE_{R2})

Erdbebenlast 2 (G+0,30xP+0,30xE_{R1}+1,00xE_{R2})

Stockwerksverschiebung

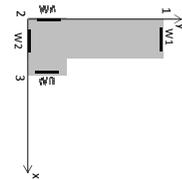
$q=1,50$; $v=0,40$

Punkte	1					2					3				
	x_{el}	y_{el}	r_{el}	r_{pl}	d_r^*v	x_{el}	y_{el}	r_{el}	r_{pl}	d_r^*v	x_{el}	y_{el}	r_{el}	r_{pl}	d_r^*v
Du5OG	72	27	77	115		72	28	77	115		72	23	75	113	
h=3,00m					8					8					8
Du4OG	60	22	64	96		59	23	63	95		59	19	62	93	
h=3,00m					8					8					8
Du3OG	48	18	51	77		46	18	50	75		47	15	49	73	
h=3,00m					8					8					8
Du2OG	37	13	39	58		34	14	37	55		34	11	36	54	
h=3,00m					7					7					7
Du1OG	26	9	27	41		23	9	25	37		23	7	24	36	
h=3,00m					6					6					6
DuEG	16	5	16	25		13	5	14	21		13	4	14	20	
h=3,75m					10					9					8
DuKG	0	0	0	0		0	0	0	0		0	0	0	0	
					115					115					113

Stockwerksverschiebung

$q=1,50$; $v=0,40$

Punkte	1					2					3				
	x_{el}	y_{el}	r_{el}	r_{pl}	d_r^*v	x_{el}	y_{el}	r_{el}	r_{pl}	d_r^*v	x_{el}	y_{el}	r_{el}	r_{pl}	d_r^*v
Du5OG	27	65	70	106		36	65	74	112		36	59	69	103	
h=3,00m					7					8					7
Du4OG	23	54	58	87		29	54	61	92		29	48	56	84	
h=3,00m					8					8					7
Du3OG	18	42	46	69		23	42	48	72		23	38	44	66	
h=3,00m					7					8					7
Du2OG	14	31	34	51		17	31	35	52		17	28	32	48	
h=3,00m					7					7					7
Du1OG	10	20	22	34		11	20	23	34		11	18	21	32	
h=3,00m					6					6					6
DuEG	6	11	12	19		6	11	13	19		6	10	12	17	
h=3,75m					7					8					7
DuKG	0	0	0	0		0	0	0	0		0	0	0	0	
					106					112					103



GRUNDRISSTYP 24 : 42 : 12

Wandscheibe; $l_w=6,00m$; $d=30cm$

Geometriedaten

$l_x=24,0m$
$l_y=42,0m$
$b=12,0m$

Massenschwerpunkt

$x_{s,M}=9,00m$
$y_{s,M}=18,53m$

Schubmittelpunkt

$x_{s,S}=12,00m$
$y_{s,S}=21,00m$

Exzentrizität

$\Delta x=3,00m$
$\Delta y=2,47m$

Richtung der Hauptachsen

$f_{x,k}=0,980$
$f_{y,k}=0,198$
$f_k=11,44^\circ$

Einspannniveau : Fundamentplatte

Richtung der Ersatzkräfte

Richtung 1 :	$k_x=0,980$	$k_y=0,198$
Richtung 2 :	$k_x=-0,198$	$k_y=0,980$

Analyse der Tragfähigkeit

Einspannniveau/ Einspannart : Decke über Kellergeschoss/ Linien- und Punktlager

Eigenperiode/ Eigenfrequenzen

MOD	1	2	3	4	5	6	7	8
T[sec]	0,868	0,853	0,491	0,245	0,208	0,182	0,169	0,168
f[Hz]	1,152	1,173	2,035	4,075	4,819	5,501	5,928	5,952

Massen [t]

Du5OG	533	Du2OG	739	DuKG	-
Du4OG	736	Du1OG	742	BP	-
Du3OG	736	DuEG	756	Summe	4.244

Ersatzkräfte [kN]

E_{R1}		E_{R2}	
ΣPx [kN]	6.075	ΣPx [kN]	- 1.220
ΣPy [kN]	1.247	ΣPy [kN]	6.136

Erdbebenlast 1 (G+0,30xP+1,00xE_{R1}+0,30xE_{R2})

Erdbebenlast 2 (G+0,30xP+0,30xE_{R1}+1,00xE_{R2})

Wandbelastungen

WAND	W1		W2		WA		WB	
	M_d	V_d	M_d	V_d	M_d	V_d	M_d	V_d
	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]
EG	22.390	1.672	35.166	2.826	29.860	2.456	22.863	1.756

Wandbelastungen

WAND	W1		W2		WA		WB	
	M_d	V_d	M_d	V_d	M_d	V_d	M_d	V_d
	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]
EG	21.676	1.606	31.083	2.456	32.232	2.636	25.442	2.006

Analyse der Schadensbegrenzung

Einspannniveau/ Einspannart : Fundamentplatte/ Flächenlager

Eigenperiode/ Eigenfrequenzen

MOD	1	2	3	4	5	6	7	8
T[sec]	1,189	1,149	0,682	0,279	0,238	0,207	0,206	0,198
f[Hz]	0,841	0,871	1,467	3,587	4,203	4,840	4,857	5,043

Massen [t]

Du5OG	533	Du2OG	739	DuKG	828
Du4OG	736	Du1OG	742	BP	-
Du3OG	736	DuEG	756	Summe	5.072

Ersatzkräfte [kN]

E_{R1}		E_{R2}	
ΣPx [kN]	5.402	ΣPx [kN]	- 1.142
ΣPy [kN]	1.035	ΣPy [kN]	5.376

Erdbebenlast 1 (G+0,30xP+1,00xE_{R1}+0,30xE_{R2})

Erdbebenlast 2 (G+0,30xP+0,30xE_{R1}+1,00xE_{R2})

Stockwerksverschiebung

q = 1,50

v = 0,40

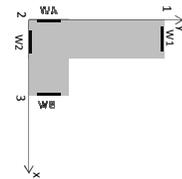
Punkte	1					2					3				
	x_{el}	y_{el}	r_{el}	r_{pl}	$d_s * v$	x_{el}	y_{el}	r_{el}	r_{pl}	$d_s * v$	x_{el}	y_{el}	r_{el}	r_{pl}	$d_s * v$
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
Du5OG	62	41	75	112	8	66	43	78	118	8	66	36	75	112	8
h=3,00m					8					8					8
Du4OG	52	35	62	93	8	54	35	64	96	8	54	29	62	92	8
h=3,00m					8					8					8
Du3OG	41	27	49	73	8	42	28	50	76	8	42	23	48	72	8
h=3,00m					8					8					8
Du2OG	30	20	36	54	7	30	20	37	55	8	31	16	35	52	7
h=3,00m					7					8					7
Du1OG	20	13	24	36	6	20	13	24	36	7	20	11	22	33	6
h=3,00m					6					7					6
DuEG	11	7	13	20	8	10	7	13	19	8	10	6	12	17	7
h=3,75m					8					8					7
DuKG	0	0	0	0		0	0	0	0		0	0	0	0	
					112					118					112

Stockwerksverschiebung

q = 1,50

v = 0,40

Punkte	1					2					3				
	x_{el}	y_{el}	r_{el}	r_{pl}	$d_s * v$	x_{el}	y_{el}	r_{el}	r_{pl}	$d_s * v$	x_{el}	y_{el}	r_{el}	r_{pl}	$d_s * v$
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
Du5OG	34	65	73	110	8	47	66	81	121	9	47	55	72	109	8
h=3,00m					8					9					8
Du4OG	28	54	61	91	8	38	54	66	99	9	39	45	59	89	8
h=3,00m					8					9					8
Du3OG	22	42	48	71	8	30	42	51	77	9	30	35	46	69	8
h=3,00m					8					9					8
Du2OG	16	31	35	52	7	21	30	37	56	8	22	26	34	50	7
h=3,00m					7					8					7
Du1OG	11	20	23	34	6	14	20	24	36	7	14	17	22	32	6
h=3,00m					6					7					6
DuEG	6	10	12	18	7	7	10	12	18	7	7	9	11	17	6
h=3,75m					7					7					6
DuKG	0	0	0	0		0	0	0	0		0	0	0	0	
					110					121					109



GRUNDRISS TYP 30 : 42 : 12

Wandscheib; $l_w=6,00m$; $d=30cm$

EC8: $a_{gR}=0,80 m/s^2$; $\gamma_i=1,40$; $a_g=1,12 m/s^2$; BP= B ; Diagramm TYP 1

Einspannniveau : Fundamentplatte

Geometriedaten

$l_x=30,0 m$
$l_y=42,0 m$
$b=12,0 m$

Massenschwerpunkt

$x_{s,M}=10,89m$
$y_{s,M}=17,21m$

Schubmittelpunkt

$x_{s,S}=15,00m$
$y_{s,S}=21,00m$

Exzentrizität

$\Delta x=4,11m$
$\Delta y=3,79m$

Richtung der Hauptachsen

$f_{i,c}=18,41^\circ$	$f_{i,k}=0,949$
	$f_{i,s}=0,316$

Richtung der Ersatzkräfte

Richtung 1 :	$k_x=0,949$	$k_y=0,316$
Richtung 2 :	$k_x=-0,316$	$k_y=0,949$

Analyse der Tragfähigkeit

Einspannniveau/ Einspannart : Decke über Kellergeschoss/ Linien- und Punktlager

Eigenperiode/ Eigenfrequenzen

MOD	1	2	3	4	5	6	7	8
T[sec]	0,956	0,932	0,512	0,259	0,230	0,194	0,184	0,179
f[Hz]	1,046	1,073	1,952	3,864	4,348	5,168	5,423	5,590

Massen [t]

Du5OG	590	Du2OG	818	DuKG	-
Du4OG	814	Du1OG	821	BP	-
Du3OG	814	DuEG	836	Summe	4.692

Ersatzkräfte [kN]

E_{R1}		E_{R2}	
ΣP_x [kN]	6.319	ΣP_x [kN]	- 2.126
ΣP_y [kN]	2.093	ΣP_y [kN]	6.354

Erdbebenlast 1 (G+0,30xP+1,00xE_{R1}+0,30xE_{R2})

Erdbebenlast 2 (G+0,30xP+0,30xE_{R1}+1,00xE_{R2})

Wandbelastungen

WAND	W1		W2		WA		WB	
	M _d	V _d						
	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]
EG	23.318	1.661	35.680	2.805	36.004	2.823	25.866	1.890

Wandbelastungen

WAND	W1		W2		WA		WB	
	M _d	V _d						
	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]
EG	22.937	1.651	38.662	2.893	34.766	2.733	23.728	1.813

Analyse der Schadensbegrenzung

Einspannniveau/ Einspannart : Fundamentplatte/ Flächenlager

Eigenperiode/ Eigenfrequenzen

MOD	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
T[sec]	1,297	1,262	0,729	0,296	0,260	0,210	0,208	0,207	0,203	0,198
f[Hz]	0,771	0,793	1,372	3,383	3,840	4,773	4,803	4,831	4,926	5,056

Massen [t]

Du5OG	590	Du2OG	818	DuKG	917
Du4OG	814	Du1OG	821	BP	-
Du3OG	814	DuEG	836	Summe	5.609

Ersatzkräfte [kN]

E_{R1}		E_{R2}	
ΣP_x [kN]		ΣP_x [kN]	-
ΣP_y [kN]		ΣP_y [kN]	

Erdbebenlast 1 (G+0,30xP+1,00xE_{R1}+0,30xE_{R2})

Erdbebenlast 2 (G+0,30xP+0,30xE_{R1}+1,00xE_{R2})

Stockwerksverschiebung

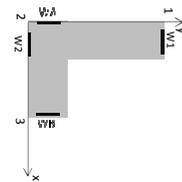
q = 1,50 v = 0,40

Punkte	1					2					3				
	x _{gl}	y _{gl}	r _{gl}	r _{pl}	d _s *v	x _{gl}	y _{gl}	r _{gl}	r _{pl}	d _s *v	x _{gl}	y _{gl}	r _{gl}	r _{pl}	d _s *v
Du5OG	63	58	85	128	9	74	59	95	142	10	73	50	89	134	10
Du4OG	52	48	70	106	9	60	49	77	116	10	60	41	73	110	10
Du3OG	41	37	55	83	9	47	38	60	90	10	47	32	57	85	9
Du2OG	30	27	40	61	8	34	27	43	65	9	34	23	41	61	9
Du1OG	20	18	26	40	7	22	18	28	42	8	22	15	26	40	8
DuEG	11	9	14	21	7	11	9	15	22	8	11	8	14	20	8
DuKG	0	0	0	0	9	0	0	0	0	9	0	0	0	0	8
					128					142					134

Stockwerksverschiebung

q = 1,50 v = 0,40

Punkte	1					2					3				
	x _{gl}	y _{gl}	r _{gl}	r _{pl}	d _s *v	x _{gl}	y _{gl}	r _{gl}	r _{pl}	d _s *v	x _{gl}	y _{gl}	r _{gl}	r _{pl}	d _s *v
Du5OG	43	74	85	128	9	65	74	98	148	11	65	56	86	129	9
Du4OG	36	61	70	105	9	53	60	80	120	11	53	46	71	106	9
Du3OG	28	47	55	82	9	41	47	62	93	11	41	36	55	82	9
Du2OG	21	34	39	59	8	29	34	44	67	10	29	27	40	59	8
Du1OG	14	22	26	38	7	18	21	28	42	10	19	17	25	38	7
DuEG	8	11	13	20	7	9	11	14	21	8	9	9	13	20	7
DuKG	0	0	0	0	8	0	0	0	0	9	0	0	0	0	8
					128					148					129



GRUNDRISS TYP 36 : 42 : 12

Wandscheibe; $l_w=6,00m$; $d=30cm$

EC8: $a_{gR}=0,80 m/s^2$; $\gamma_i=1,40$; $a_g=1,12 m/s^2$; BP= B ; Diagramm TYP 1

Einspannniveau : Fundamentplatte

Geometriedaten

$l_x=36,0 m$
$l_y=42,0 m$
$b=12,0 m$

Massenschwerpunkt

$x_{s,M}=13,00m$
$y_{s,M}=16,14m$

Schubmittelpunkt

$x_{s,S}=18,00m$
$y_{s,S}=21,00m$

Exzentrizität

$\Delta x=5,00m$
$\Delta y=4,86m$

Richtung der Hauptachsen

$f_{i,c}=29,67^\circ$	$f_{i,k}=0,869$
	$f_{i,s}=0,495$

Richtung der Ersatzkräfte

Richtung 1 : $k_x=0,869$; $k_y=0,495$
 Richtung 2 : $k_x=-0,495$; $k_y=0,869$

Analyse der Tragfähigkeit

Einspannniveau/ Einspannart : Decke über Kellergeschoss/ Linien- und Punktlager

Eigenperiode/ Eigenfrequenzen

MOD	1	2	3	4	5	6	7	8
T[sec]	0,980	0,952	0,523	0,267	0,249	0,214	0,190	0,184
f[Hz]	1,021	1,050	1,914	3,740	4,010	4,673	5,255	5,435

Massen [t]

	Du5OG	646	Du2OG	896	DuKG	-
Du4OG	892	Du1OG	900	BP	-	
Du3OG	892	DuEG	915	Summe	5,141	

Ersatzkräfte [kN]

	E_{R1}		E_{R2}	
ΣP_x [kN]	6,336	ΣP_x [kN]	-	3,747
ΣP_y [kN]	3,527	ΣP_y [kN]	6,435	

Erdbebenlast 1 (G+0,30xP+1,00xE_{R1}+0,30xE_{R2})

Erdbebenlast 2 (G+0,30xP+0,30xE_{R1}+1,00xE_{R2})

Wandbelastungen

WAND	W1		W2		WA		WB	
	M _d	V _d						
	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]
EG	24,822	1,802	36,088	3,079	37,463	3,142	25,657	1,916

Wandbelastungen

WAND	W1		W2		WA		WB	
	M _d	V _d						
	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]
EG	21,436	1,623	40,915	3,266	38,421	3,143	21,568	1,723

Analyse der Schadensbegrenzung

Einspannniveau/ Einspannart : Fundamentplatte/ Flächenlager

Eigenperiode/ Eigenfrequenzen

MOD	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
T[sec]	1,314	1,281	0,751	0,305	0,279	0,231	0,207	0,206	0,204	0,200
f[Hz]	0,761	0,781	1,331	3,280	3,591	4,322	4,826	4,845	4,892	5,010

Massen [t]

	Du5OG	646	Du2OG	896	DuKG	1,006
Du4OG	892	Du1OG	900	BP	-	
Du3OG	892	DuEG	915	Summe	6,147	

Ersatzkräfte [kN]

	E_{R1}		E_{R2}	
ΣP_x [kN]	5,558	ΣP_x [kN]	-	3,444
ΣP_y [kN]	2,972	ΣP_y [kN]	5,707	

Erdbebenlast 1 (G+0,30xP+1,00xE_{R1}+0,30xE_{R2})

Erdbebenlast 2 (G+0,30xP+0,30xE_{R1}+1,00xE_{R2})

Stockwerksverschiebung

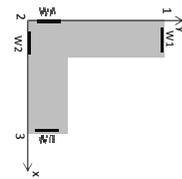
q = 1,50 ; v = 0,40

Punkte	1					2					3				
	x _{gl}	y _{gl}	r _{gl}	r _{pl}	d _s *v	x _{gl}	y _{gl}	r _{gl}	r _{pl}	d _s *v	x _{gl}	y _{gl}	r _{gl}	r _{pl}	d _s *v
Du5OG	60	64	88	131		71	65	96	145		70	54	88	132	
h=3,00m					9					10					9
Du4OG	49	53	73	109		58	54	79	119		58	44	73	110	
h=3,00m					9					10					10
Du3OG	39	42	57	85		45	42	62	93		45	35	57	86	
h=3,00m					9					10					9
Du2OG	29	30	42	63		33	31	45	68		33	26	42	62	
h=3,00m					9					9					9
Du1OG	19	20	27	41		21	20	29	44		21	17	27	41	
h=3,00m					8					8					8
DuEG	11	10	15	22		11	11	15	23		11	9	14	22	
h=3,75m					9					9					9
DuKG	0	0	0	0		0	0	0	0		0	0	0	0	
					131					145					132

Stockwerksverschiebung

q = 1,50 ; v = 0,40

Punkte	1					2					3				
	x _{gl}	y _{gl}	r _{gl}	r _{pl}	d _s *v	x _{gl}	y _{gl}	r _{gl}	r _{pl}	d _s *v	x _{gl}	y _{gl}	r _{gl}	r _{pl}	d _s *v
Du5OG	47	73	87	130		69	73	101	151		69	52	87	130	
h=3,00m					9					11					9
Du4OG	39	60	72	108		57	60	82	124		57	43	72	108	
h=3,00m					9					11					10
Du3OG	31	47	56	84		44	46	64	96		44	34	56	84	
h=3,00m					9					11					9
Du2OG	22	34	41	61		32	33	46	69		32	25	41	61	
h=3,00m					9					10					9
Du1OG	15	22	26	39		20	21	29	44		20	16	26	39	
h=3,00m					8					9					8
DuEG	8	11	14	21		10	11	15	22		10	9	14	20	
h=3,75m					8					9					8
DuKG	0	0	0	0		0	0	0	0		0	0	0	0	
					130					151					130



GRUNDRISS TYP 42 : 42 : 12

Wandscheibe; $l_w=6,00m$; $d=30cm$

EC8: $a_{gR}= 0,80 m/s^2$; $\gamma_I= 1,40$; $a_g= 1,12 m/s^2$; BP= B ; Diagramm TYP 1

Einspannniveau : **Fundamentplatte**

Geometriedaten

$k_x= 42,0 m$
$l_y= 42,0 m$
$b= 12,0 m$

Massenschwerpunkt

$x_{sM}= 15,26m$
$y_{sM}= 15,26m$

Schubmittelpunkt

$x_{sS}= 21,00m$
$y_{sS}= 21,00m$

Exzentrizität

$\Delta x= 5,74m$
$\Delta y= 5,74m$

Richtung der Hauptachsen

$f_{kx}= 0,707$
$f_{ky}= 0,707$
$f_k= 45,00^\circ$

Richtung der Ersatzkräfte

Richtung 1 : $k_x= 0,707$; $k_y= 0,707$
Richtung 2 : $k_x= -0,707$; $k_y= 0,707$

Analyse der Tragfähigkeit

Einspannniveau/ Einspannart : **Decke über Kellergeschoss/ Linien- und Punktlager**

Eigenperiode/ Eigenfrequenzen

MOD	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
T[sec]	0,972	0,951	0,540	0,274	0,265	0,246	0,203	0,203	0,210	0,194
f [Hz]	1,029	1,051	1,851	3,652	3,778	4,065	4,931	4,933	4,762	5,168

Massen [t]

	Du5OG	703	Du2OG	974	DuKG	-
Du4OG	970	Du1OG	979	BP	-	-
Du3OG	970	DuEG	994	Summe	5.590	-

Ersatzkräfte [kN]

	E_{R1}		E_{R2}	
ΣP_x [kN]	5.371	ΣP_x [kN]	-	5.806
ΣP_y [kN]	5.371	ΣP_y [kN]		5.806

Erdbebenlast 1 (G+0,30xP+1,00xE_{R1}+0,30xE_{R2})

Erdbebenlast 2 (G+0,30xP+0,30xE_{R1}+1,00xE_{R2})

Wandbelastungen

WAND	W1		W2		WA		WB	
	M _d	V _d						
	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]
EG	25.036	1.826	38.099	3.492	38.099	3.492	25.036	1.905

Wandbelastungen

WAND	W1		W2		WA		WB	
	M _d	V _d						
	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]
EG	20.935	1.671	41.238	3.608	41.238	3.608	20.935	1.750

Analyse der Schadensbegrenzung

Einspannniveau/ Einspannart : **Fundamentplatte/ Flächenlager**

Eigenperiode/ Eigenfrequenzen

MOD	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	14
T[sec]	1,279	1,246	0,778	0,309	0,290	0,270	0,241	0,239	0,226	0,221	0,197
f [Hz]	0,782	0,803	1,285	3,235	3,446	3,706	4,148	4,181	4,425	4,521	5,071

Massen [t]

	Du5OG	703	Du2OG	974	DuKG	1.095
Du4OG	970	Du1OG	979	BP	-	-
Du3OG	970	DuEG	994	Summe	6.685	-

Ersatzkräfte [kN]

	E_{R1}		E_{R2}	
ΣP_x [kN]	4.830	ΣP_x [kN]	-	4.965
ΣP_y [kN]	4.830	ΣP_y [kN]		4.965

Erdbebenlast 1 (G+0,30xP+1,00xE_{R1}+0,30xE_{R2})

Erdbebenlast 2 (G+0,30xP+0,30xE_{R1}+1,00xE_{R2})

Stockwerksverschiebung

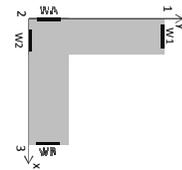
q = 1,50 ; v = 0,40

Punkte	1					2					3				
	x _{el}	y _{el}	r _{el}	r _{pl}	d _r *v	x _{el}	y _{el}	r _{el}	r _{pl}	d _r *v	x _{el}	y _{el}	r _{el}	r _{pl}	d _r *v
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
Du5OG	55	64	85	127		66	66	93	140		65	55	85	127	
h=3,00m					8					10					8
Du4OG	46	54	71	106		55	54	77	115		54	46	71	106	
h=3,00m					9					10					9
Du3OG	36	43	56	84		43	43	61	91		43	36	56	84	
h=3,00m					9					10					9
Du2OG	26	31	41	61		31	31	44	67		31	27	41	61	
h=3,00m					8					9					8
Du1OG	18	21	27	41		21	20	29	44		21	18	27	41	
h=3,00m					7					8					7
DuEG	10	11	15	22		11	11	15	23		11	10	15	22	
h=3,75m					9					9					9
DuKG	0	0	0	0		0	0	0	0		0	0	0	0	

Stockwerksverschiebung

q = 1,50 ; v = 0,40

Punkte	1					2					3				
	x _{el}	y _{el}	r _{el}	r _{pl}	d _r *v	x _{el}	y _{el}	r _{el}	r _{pl}	d _r *v	x _{el}	y _{el}	r _{el}	r _{pl}	d _r *v
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
Du5OG	49	68	84	126		68	68	97	145		68	49	84	126	
h=3,00m					8					10					8
Du4OG	41	57	70	105		56	56	79	119		57	41	70	105	
h=3,00m					9					10					9
Du3OG	32	45	55	82		44	44	62	93		45	32	55	82	
h=3,00m					9					10					9
Du2OG	24	32	40	60		32	32	45	67		32	24	40	60	
h=3,00m					8					10					8
Du1OG	16	21	26	39		20	20	29	43		21	16	26	39	
h=3,00m					7					8					7
DuEG	9	11	14	21		10	10	15	22		12	9	15	22	
h=3,75m					8					9					9
DuKG	0	0	0	0		0	0	0	0		0	0	0	0	



11 Literaturverzeichnis

- [1] ÖNorm EN 1998-1, Eurocode 8 – Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben, Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten; Österreichisches Normungsinstitut; Dezember 2005
- [2] ÖNorm B 1998-1, Eurocode 8 – Nationales Anwendungsdokument für Österreich, Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben, Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten; Österreichisches Normungsinstitut; Dezember 2005
- [3] ÖNORM EN 1991-1-1, Eurocode 1 – Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen - Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau; Österreichisches Normungsinstitut; März 2003
- [4] ÖNORM B 1991-1-1, Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen - Wichten, Eigengewichte, Nutzlasten im Hochbau - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-1-1 und nationale Ergänzungen; Österreichisches Normungsinstitut; Jänner 2006
- [5] Plattentektonik, Kontinentverschiebung und Gebirgsbildung; Wolfgang Fritsch/ Martin Meschede; Primus Verlag; 2005
- [6] Weltkarte der Naturkatastrophen; Münchner Rückversicherungsgesellschaft; 1998
- [7] Erdbebengerechter Entwurf von Hochbauten –Grundsätze für Ingenieure, Architekten, Bauherren und Behörden; Hugo Bachmann; Richtlinien des BWG – Directives de l’OFEG – Direttive dell’UFAEG; Bern, 2002
- [8] Entwurf und Bemessung vonTragwandgebäuden unter Erdbebeneinwirkung; Alessandro Dazio; Abhandlung zur Erlangung des Titels Doktor der technischen Wissenschaften der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich; 2000
- [9] Erdbebensicherung von Bauwerken I; Vorlesungsunterlagen des Institut f. Baustatik und Konstruktion; Alessandro Dazio, ETH Zürich; Mai 2007
- [10] Erdbebensicherung von Bauwerken II; Vorlesungsunterlagen des Institut f. Baustatik und Konstruktion; Alessandro Dazio, ETH Zürich; Mai 2007
- [11] Betonbau 1, Stahlbetobbau, Skriptum zur Vorlesung; Prof. Dr.-Ing. Johann Kollegger; Technische Universität Wien, Institut für Stahlbeton- und Massivbau, 3:Auflage; März 2001
- [12] Beispiel: Mehrgeschossiger Skelettbau; Matthias Küttler; KÜTTLER UND PARTNER Ingenieurbüro für Baukonstruktionen; 2004
- [13] Vorversuche an Stahlbetontragwänden unter zyklisch-statischer Einwirkung; Alessandro Dazio, Thomas Wenk, Hugo Bachmann; Institut für Baustatik und Konstruktion der ETH Zürich; November 1995

-
- [14] Baukonstruktionen; Dierks, Schneider, Wormuth; Werner Verlag; 3.Auflage, 1993
- [15] Hochbau, Band 2, Schriftenreihe des Ordinariats für Hochbau; Prof. A. Kolbitsch; TU-Wien, Institut für Hochbau und Industriebau, Abteilung Hochbau und bautechnisches Labor; Mai 2000
- [16] Hochbau für Ingenieure, Eine Einführung; Hugo Bachmann; vdf Hochschulverlag an der ETH Zürich, B.G. Teubner Stuttgart; 2. überarbeitete Auflage 1997
- [17] Baustatik 1, Studienblätter (gelb), Nr. 1.19 Schubsteifigkeit GA, Biegesteifigkeit EI parallelgurtiger Fachwerke; O. Univ. Prof. Dr. H. Rubin; Technische Universität Wien, Institut für Baustatik; 1992
- [18] Erdbebensicherung von Bauwerken; Hugo Bachmann; Birkhäuser Verlag; 2. überarbeitete Auflage 2002
- [19] Angewendete Baudynamik, Grundlagen und Beispiele für Studium und Praxis; Helmut Kramer; Ernst&Sohn; 2007
- [20] Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings; Paulay T., Priestley M.J.N; John Wiley & Sons; New York 1992
- [21] Bauwerke und Erdbeben, Grundlagen-Anwendung-Beispiele; Konstantin Meskouris, Klaus-G. Hinzen, Christoph Butenweg, Michael Mister; vieweg; 2.Auflage März 2007
- [22] Manual – Tower 5.5, Deutsch; radimpex; März 2006
- [23] DISSERTATION, Analyse von erdbebengefährdeten Bauwerken mit dem Schwerpunkt auf alten und historischen Gebäuden; Branko Rusnov; Fakultät für Bauingenieurwesen an der TU Wien; Juni 2006

Internetquellen

- [24] URL: <http://denali.gsfc.nasa.gov/dtam/seismic/> aufgerufen am 14.April 2006; Planetary Geodynamics Laboratory
- [25] URL: <http://www.noezsv.at/wastun/erdbeben/bebenoesterr.htm>; aufgerufen am 12. August 2007; Homepage des Niederösterreichischen Zivilschutzverbandes (NÖZSV)
- [26] URL: www.ibf.uni-karlsruhe.de/downloads/skripten/gib_01.pdf; aufgerufen am 17.April 2006; Arbeitsblätter zum Kurs "GEOLOGIE IM BAUWESEN"; E. Fecker, Th. Mutschler; Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Karlsruhe; WS 06/07
- [27] URL: http://www.tu-dresden.de/biwitb/mbau/download/uhc_baudynamik.pdf; aufgerufen am 17.April 2006; Praktische Baudynamik, U. Häußler-Combe, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie der Universität Karlsruhe (TH); 25. September 2003
- [28] URL: <http://ec.europa.eu/research/leaflets/disasters/de/earthqu.html>; aufgerufen am 01.September 2007; Erdbeben, Daten-Fakten; Europäische Kommission