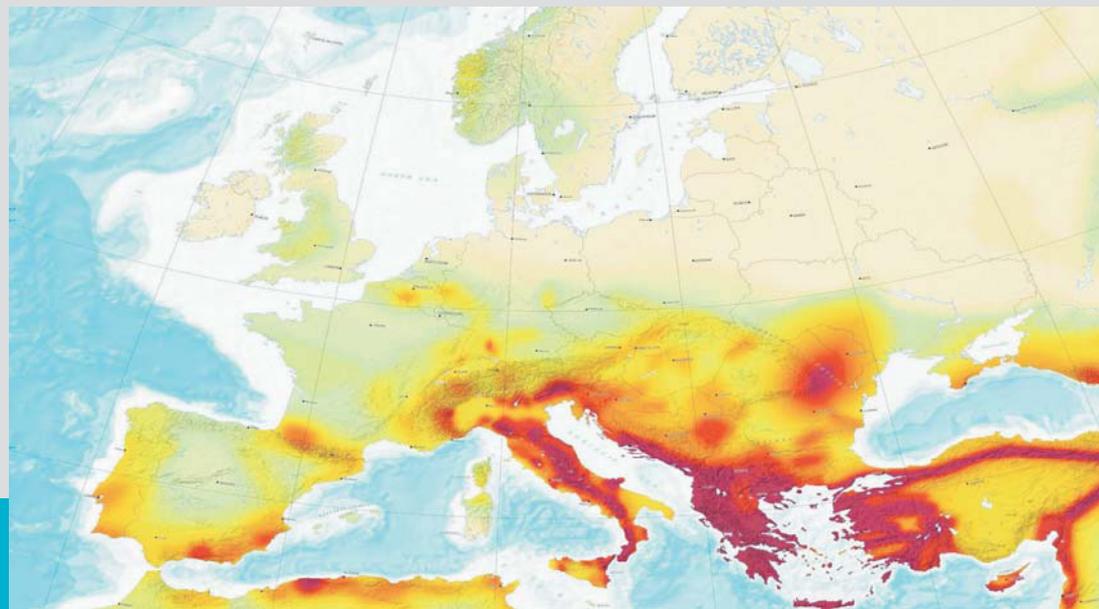


Erdbebennormung in Europa und deren Anwendung auf Wohnbauten in Holz-Massivbauweise

M-4-10/2010



Andreas Ringhofer
Institut für Holzbau und Holztechnologie
Technische Universität Graz

Erdbebennormung in Europa und deren Anwendung auf Wohnbauten in Holz-Massivbauweise

Seismic Standardisation in Europe and their application to
residential buildings erected in Solid Timber Construction

Masterarbeit von
Andreas Ringhofer, BSc

Eingereicht am
Institut für Holzbau und Holztechnologie
Technische Universität Graz

Begutachtung:
Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Gerhard Schickhofer

Betreuer:
Dipl.-Ing. Gernot Pirnbacher

Graz, November 2010

...meinen Eltern und meiner Freundin Daniela

Erklärung

Ich erkläre an Eides statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig und ohne fremde Hilfe verfasst, andere als die angegebenen Quellen nicht benutzt, und die in den benutzten Quellen wörtlich und inhaltlich entnommenen Stellen als solche kenntlich gemacht habe.

Andreas Ringhofer

Graz, November 2010

Danksagung

Im Zuge dieser Abhandlung möchte ich die Gelegenheit nutzen und mich bei Univ.-Prof. DI Dr. techn. Gerhard Schickhofer nicht nur für die ausgezeichnete Unterstützung und kritische Begutachtung meiner Masterarbeit bedanken, sondern auch dafür, dass er mit seiner motivierenden, visionären Art einer der Hauptgründe war, dass ich mich vor zwei Jahren für das Masterstudium des konstruktiven Ingenieurbaus entschieden habe.

Ein besonderer Dank gilt ebenfalls Herrn DI Gernot Pirnbacher, der mir vor allem in der finalen Phase meiner Arbeit nicht nur ein ausgezeichneter Betreuer und Freund, sondern auch die notwendige menschliche Stütze war, um diese Arbeit abzuschließen.

Außerdem bin ich Herrn DI Georg Flatscher für seine freundliche Unterstützung und Hilfsbereitschaft, sowie für den einen oder anderen geistigen Input bei den wesentlichen Abschnitten meiner Arbeit sehr dankbar.

Weiters möchte ich mich auch bei meinem Mentor, Arbeitgeber und sehr guten Freund, Herrn DI Wilhelm Lerch bedanken, der mir in den letzten eineinhalb Jahren nicht nur die Möglichkeit gegeben hat, Praxiserfahrung in seinem Büro zu sammeln, sondern auch einen großen Teil zur Reifung meiner Persönlichkeit beigetragen hat.

Besonderer Dank gebührt auch meinen nächsten Studienkollegen und guten Freunden, Roman Wallner, DI Gernot Prügger, Markus Sitzwohl und Walter Sammer für die schöne Zeit während des Studiums.

Neben diesen Personen bin ich auch meinen Freunden, allen voran Michael Stidl unter anderem für die bald zwanzig Jahre andauernde Freundschaft und Unterstützung während des gesamten Studiums sehr dankbar. Vielen Dank auch an Daniela Kamper für das Korrekturlesen meiner Arbeit.

Der größte Dank gilt jedoch meinen Eltern, Frau OA Dr. med. Gertrude Ringhofer und Herrn Architekt DI Andreas Ringhofer, sowie meiner Partnerin und Seelenverwandten, Daniela Kneissl, die mich allesamt nicht nur in jeder Hinsicht und zu jeder Zeit meines Studiums unterstützten, sondern mir auch immer ein großes Vorbild waren, bei meinem Versuch, ein guter Mensch zu sein.

Zu guter Letzt will ich mich auch bei meinen Großeltern und zahlreichen Tanten, Onkeln, Cousinen und Cousins, sowie bei den Mitarbeitern des Architekturbüros FreiRaum ZT-KG bedanken, die mein Umfeld und mein Leben wesentlich mitgeprägt haben.

Kurzfassung

Die vorliegende Masterarbeit befasst sich mit der aktuellen Erdbebennormung in Europa sowie deren Anwendung auf Wohnbauten in Holzmassivbauweise. Sie ist in vier Teile gegliedert.

Der erste Teil der Arbeit ist eine kritische Betrachtung der EN 1998 (Eurocode 8), wobei besonderes Augenmerk auf holzbaurelevante Abschnitte gelegt wird. Die Bedeutung des Gebäudes, die Gestaltung des Tragwerks, die Einflüsse des Baugrundes, die Größe der Erdbebeneinwirkung und die damit einher gehenden möglichen Berechnungsmethoden werden erläutert und in Bezug auf Wohnbauten in Holz-Massivbauweise interpretiert.

Der zweite Teil befasst sich mit der Auslegung der nationalen Vorgaben der EN 1998 in den Ländern Österreich, Deutschland, Schweiz, Italien, Frankreich und Griechenland. Dabei wird ein Überblick über den derzeitigen Stand der Umsetzung der nationalen Anwendungsdokumente (NA) gegeben und ein Vergleich relevanter Kriterien für die Erdbebenberechnung wie etwa die Größe der Erdbebeneinwirkung, vorgeschlagene Berechnungsmethoden, Kombination der Einwirkungen, Erleichterungen aufgrund geringer Einwirkungen und spezielle Regelungen für Bauwerke aus Holz zwischen diesen landesweit gültigen Dokumenten gezogen.

Der dritte Teil dieser Arbeit ist die statisch konstruktive Bearbeitung eines ausgesuchten mehrgeschoßigen Wohnbaus in Holz-Massivbauweise. Von einer technischen Beschreibung des Objektes ausgehend, erfolgt die Ermittlung der statischen Lasten, die Überprüfung der Gesamtstabilität des Gebäudes, die Bemessung der plattenförmigen und scheibenförmigen Bauteile in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit, die Überprüfung der Zwischengeschoßdecken auf ihre Schwingungsanfälligkeit im Zuge der Nutzung, sowie die Konzeption und Bemessung der Verbindungsmittel in den horizontalen Anschlussfugen des Tragwerks.

Der letzte Teil ist zugleich das Kernthema dieser Arbeit und befasst sich mit der Untersuchung des in Teil 3 bearbeiteten Gebäudes auf seine Tragfähigkeit hinsichtlich Erdbebeneinwirkung. Dabei erfolgt eine Sensitivitätsanalyse der Berechnungsmethoden nach EN 1998, der Modellbildung, der Veränderung der Systemgeometrie und des Verhaltens des Tragwerks mit dem Ziel, Erfahrungswerte im Bereich des Erdbebeningenieurwesens für Bauwerke in Holz-Massivbauweise zu erlangen.

Abstract

This master thesis is dealing with the actual seismic Standardisation in Europe and their application to residential buildings erected in Solid Timber Construction. The thesis is subdivided into four parts.

The context of the first part is a critical reflection of the EN 1998 (Eurocode 8), with the main focus on sections which are related to timber engineering. The importance of a building, the structural design, the influences of the underground, the size of the earthquake loads and the calculation methods, which are related to the former topics are being described and interpreted for residential buildings erected in Solid Timber Construction.

The second part deals with the interpretation of the national parameters of the EN 1998 in Austria, Germany, Switzerland, Italy, France and Greece. This part overviews the actual state of the implementation of the national appendices and compares important criteria like the size of the earthquake loads, the suggested calculation methods, the combination of these loads with other ones, the possible simplifications concerning to low earthquake influences and special regulations concerning timber constructions of the respective countries.

The context of the third part is the structural analysis and design of a chosen multi-store residential building in Solid Timber Construction. Based on a technical report of the construction, this part contains the evaluation of the static loads, the confirmation of the stability of the whole structure, the design of the slabs and panels in cross laminated timber (clt) in the ultimate limit state (ULS) and the serviceability limit state (SLS), the analysis of the forced oscillations during the usage of the floor slabs as well as the conception and the design of the fasteners in the horizontal connections of the construction.

The last part of the thesis is the main topic and deals with the analysis of the building, conceived in part three, with regard to its capacity against earthquake loads. This part also contains a sensitivity analysis of the calculation methods suggested in the EN 1998, the static modelling, the variation of the geometry of the system and the behaviour of the structure with the ambition to achieve experienced data for buildings in Solid Timber Construction

Motivation

Der normative Hintergrund

1	Einleitung	4
2	Grundlagen der Erdbebenberechnung	5
2.1	Grundlegende Anforderungen	5
2.2	Baugrundbeschaffenheit und Erdbebeneinwirkung	7
2.3	Anforderungen an erdbebengerechtes Konstruieren	11
2.3.1	Konstruktive Einfachheit	12
2.3.2	Regelmäßigkeit, Symmetrie und Redundanz	13
2.3.3	Bidirektionale Beanspruchbarkeit und Steifigkeit	19
2.3.4	Torsionsbeanspruchbarkeit und Torsionssteifigkeit	20
2.3.5	Scheibenwirkung der Decken auf Geschossebene	21
2.3.6	Ausreichende Gründung	21
2.3.7	Dimensionierung von seismischen Fugen	21
3	Berechnungsmethoden nach ÖNORM EN 1998-1:2004	23
3.1	Allgemeine Kriterien	23
3.2	Das vereinfachte Antwortspektrumverfahren (VASV)	25
3.3	Das modale Antwortspektrumverfahren	29
3.3.1	Ermittlung der Eigenfrequenzen des Gebäudes	30
3.3.2	Ermittlung der Spektralwerte des Bemessungsspektrums	32
3.3.3	Ermittlung der Erdbebeneinwirkungen der einzelnen Eigenformen	33
3.3.4	Kombination der Einwirkungen	35
3.3.5	Berücksichtigung der Torsionswirkungen	36
3.4	Der Verhaltensbeiwert q	37
3.4.1	Definition von Verhaltensbeiwert und Duktilität	37
3.4.2	Beziehung zwischen Verhaltensbeiwert und Duktilität	39
3.5	Vorbemerkungen zur Anwendung von nichtlinearen Verfahren	44
3.6	Die nichtlineare statische (pushover) Berechnung	45
3.6.1	Die Kapazitätsspektrum-Methode	46
3.6.2	Methode gemäß ÖNORM EN 1998-1:2004, Anhang B	52

3.6.3	Torsionswirkungen nach ÖNORM EN 1998-1:2004	56
3.7	Nichtlineare Zeitverlaufsrechnung	56
3.7.1	Allgemeine Kriterien	57
3.7.2	Verfahren der numerischen Integration	58
3.8	Hinweis auf weitere Verfahren	64
3.8.1	Probabilistische Methoden	64
3.8.2	Methoden im Frequenzbereich	65

Einflüsse der nationalen Anwendungsdokumente auf den Erdbebennachweis

1	Einleitung	68
2	Österreich	69
2.1	Größen der Erdbebeneinwirkung in Österreich	69
2.2	Erleichterungen aufgrund geringer und sehr geringer Seismizität	72
2.3	Regelung des Ansatzes der vertikalen Erdbebenbeschleunigung	74
2.4	Kombination der Erdbebeneinwirkung mit anderen Einwirkungen	74
2.5	Spezielle Regelungen für Bauwerke aus Holz	75
3	Deutschland	76
3.1	Größe der Erdbebeneinwirkung in Deutschland	76
3.2	Berechnungsmethoden gemäß DIN 4149:2005	81
3.3	Regelung des Ansatzes der vertikalen Beanspruchungen	81
3.4	Wegfall des Nachweises durch Einhaltung bestimmter Kriterien	82
3.5	Kombination der Erdbebeneinwirkung mit anderen Einwirkungen	83
3.6	Spezielle Regelungen für Bauwerke aus Holz	83
4	Schweiz	85
4.1	Größen der Erdbebeneinwirkung in der Schweiz	86
4.2	Berechnungsmethoden gemäß SIA 261:2003	90
4.3	Regelung des Ansatzes der vertikalen Beschleunigung	91
4.4	Wegfall des Nachweises durch Einhaltung bestimmter Kriterien	91
4.5	Kombination der Erdbebeneinwirkung mit anderen Einwirkungen	92
4.6	Spezielle Regelungen für Bauwerke aus Holz	92
5	Italien	94

5.1	Größe der Erdbebeneinwirkung in Italien	94
5.2	Berechnungsmethoden und besondere Kriterien gemäß "Norme tecniche per le costruzioni"	103
5.3	Regelung des Ansatzes der vertikalen Erdbebenbeschleunigung	104
5.4	Kombination der Erdbebeneinwirkung mit anderen Einwirkungen	105
5.5	Besondere Regeln für Bauwerke aus Holz.....	105
6	Frankreich	107
6.1	Größen der Erdbebeneinwirkung in Frankreich.....	107
6.2	Erleichterungen aufgrund geringer und sehr geringer Seismizität	109
6.3	Berechnungsmethoden gemäß NF EN 1998-1/NA.....	110
6.4	Regelung des Ansatzes der vertikalen Erdbebenbeschleunigung	110
6.5	Kombination der Erdbebeneinwirkung mit anderen Einwirkungen	111
6.6	Besondere Regelungen für Bauwerke aus Holz	112
7	Griechenland.....	113
7.1	Größen der Erdbebeneinwirkung in Griechenland	113
7.2	Erleichterungen aufgrund sehr geringer und geringer Seismizität	115
7.3	Berechnungsmethoden gemäß dem griechischen NA.....	116
7.4	Regelung des Ansatzes der vertikalen Beschleunigung	116
7.5	Kombination der Erdbebeneinwirkung mit anderen Einwirkungen	116
7.6	Spezielle Regelungen für Bauwerke aus Holz.....	116

Statische Untersuchung des BV _massive_living

1	Einleitung	118
2	Bautechnische Projektbeschreibung.....	119
3	Lastaufstellung	123
3.1	Eigengewichte der Aufbauten.....	123
3.1.1	Deckenaufbauten	123
3.1.2	Dachaufbauten	124
3.1.3	Außenwände	126
3.2	Nutzlasten	126
3.2.1	Erhöhung der Nutzlast durch Eigengewicht versetzbarer Trennwände	127
3.3	Schneelasten	127

3.4	Windlasten.....	128
4	Überprüfung der Gebäudestabilität	129
4.1	Tragsystem und Geometrieverhältnisse	130
4.2	Aufteilung einer horizontalen Belastung auf die Wandscheiben	130
5	Bemessung der plattenförmigen Bauteile.....	136
5.1	Allgemeines	136
5.2	Händischer Nachweis eines Dachfeldes	136
5.2.1	System und Vordimensionierung	136
5.2.2	Belastungs- und Materialkenngrößen	138
5.2.3	Ermittlung der Schnittgrößen und Verformungen unter Einheitsbelastung	140
5.2.4	Ermittlung der Bemessungsschnittgrößen	142
5.2.5	Nachweisführung im ULS	143
5.2.6	Nachweisführung im Brandfall	149
5.2.7	Nachweisführung im SLS	155
5.2.8	Schlussbemerkungen	158
5.3	Bemessung der Zwischengeschossdecken mit Hilfe der EDV	158
5.3.1	Vordimensionierung und Belastungsgrößen	158
5.3.2	Berechnungsergebnisse	161
5.3.3	Genauere Schwingungsuntersuchung des Systems	161
5.4	Bemessung der begehbaren Terrasse mit Hilfe der EDV.....	164
5.4.1	Vordimensionierung und Belastungsgrößen	164
5.4.2	Berechnungsergebnisse	166
6	Bemessung der scheibenförmigen Bauteile	167
6.1	Bemessung auf vertikale Lasten + Wind von der Seite.....	167
6.1.1	Bestimmung der maßgebenden Schnittgrößen	168
6.1.2	Bestimmung der elastischen Verzweigungsformen für den Euler-Fall II	170
6.1.3	Ermittlung der elastisch ideellen Knicklast	170
6.1.4	Durchführen des Stabilitätsnachweises	171
6.1.5	Bemessung im Brandfall REI60	173
6.2	Bemessung auf Scheibenbeanspruchung - Schub	177
6.2.1	Ermittlung der maßgebenden Schubbeanspruchung	177
6.2.2	Schubnachweis der maßgebenden Wandscheibe	182
7	Bemessung der Verbindungsmittel	185
7.1	Konzeption der Verbindungstechnik im Gesamttragwerk	185
7.1.1	Anschlusselement Dach-Wand	185

7.1.2	Anschluss Wand-Decke-Wand	186
7.1.3	Anschluss Wand-Bodenplatte	186
7.1.4	Anschluss Wand-Wand	187
7.2	Bemessung der Verbindungsdetails.....	187
7.2.1	Nachweis des Anschlusses Dach-Wand	188
7.2.2	Nachweis des Anschlusses Wand-Dach-Wand	194
7.2.3	Nachweis des Anschlusses Wand-Bodenplatte	203

Dynamische Untersuchung des BV _massive_ living

1	Einleitung	209
2	Allgemeines	211
2.1	Situierung des Gebäudes	211
2.2	Baugrundbeschaffenheit für den Standort Graz.....	213
2.3	Materialkenndaten	213
2.3.1	Plattenparameter	213
2.3.2	Scheibenparameter	214
2.4	Modifikation der Systemgeometrie.....	214
2.5	Lasten	220
2.5.1	Lastaufstellung	220
2.5.2	Kombination der Einwirkungen für den Lastfall „Erdbeben“	221
2.6	Massenermittlung	222
3	Vorbemessung der VM-Anschlüsse.....	223
3.1	Ermittlung der Gesamterdbebenkraft	223
3.1.1	Abschätzen der Eigenschwingungsdauer T1	224
3.1.2	Ermittlung der Bemessungsbodenbeschleunigung	225
3.1.3	Ermittlung der Parameter des Bemessungsspektrums für den Standort Graz	226
3.1.4	Festlegung des Verhaltensbeiwertes q	226
3.1.5	Graphische Darstellung des Bemessungsspektrums für lineare Berechnungen	227
3.1.6	Resultierende Gesamterdbebenkraft	228
3.2	Aufteilung der Gesamterdbebenkraft auf die Geschosse.....	228
3.3	Bestimmung der Schnittgrößen in den Anschlussfugen.....	229
3.3.1	Schubkräfte in den Anschlussfugen	231
3.3.2	Biegemomente in den Anschlussfugen	232
3.3.3	Normalkräfte in den Anschlussfugen	232
3.4	Neubemessung der Verbindungsmittel	234

3.4.1	Tragfähigkeit der Verbindungsmittel hinsichtlich der Beanspruchungen	234
3.4.2	Ermittlung der Stückzahl der Holzschrauben in der Anschlussfuge Dach-Wand	236
3.4.3	Ermittlung der Stückzahl der Winkelverbinder 105 in der oberen Anschlussfuge Wand-Decke-Wand	237
3.4.4	Ermittlung der Stückzahl der Winkelverbinder in der Anschlussfuge WBP	238
3.4.5	Ermittlung der Stückzahl der Zuganker in der oberen Anschlussfuge WDW	238
3.4.6	Ermittlung der Stückzahl der Zuganker in der Anschlussfuge Wand-Bodenplatte ..	241
3.4.7	Ermittlung der Anzahl der Holzschrauben in der unteren Anschlussfuge Wand-Decke-Wand	242
4	Geometrische Kenndaten des Gebäudes	245
4.1	Ermittlung des Steifigkeitsmittelpunktes	245
4.1.1	Ermittlung der Steifigkeit der Anschlussfugen	245
4.1.2	Ermittlung der horizontalen Gesamtsteifigkeiten K_i für die Tragwände	256
4.1.3	Ermittlung des Steifigkeitsmittelpunktes in den jeweiligen Geschossebenen	258
4.1.4	Ermittlung von polaren Massenträgheitsmoment und Trägheitsradius	261
4.1.5	Ermittlung der Torsionsradien r_x und r_y	262
4.2	Kriterien für konstruktive Regelmäßigkeit	264
4.2.1	Kriterien für Regelmäßigkeit im Grundriss	264
4.2.2	Kriterien für Regelmäßigkeit im Aufriss	266
4.2.3	Weitere Kriterien nach ÖNORM B 1998-1:2006	267
4.3	Mögliche Berechnungsmethoden	268
5	Erdbebennachweisverfahren	270
5.1	Größe der Erdbebeneinwirkung	270
5.2	Berechnung mit dem VASV	271
5.2.1	Definition des Ersatzstabes	271
5.2.2	Ermittlung der Gesamterdbebenkraft	273
5.2.3	Aufteilung der Gesamterdbebenkraft auf die Geschosse	279
5.2.4	Berücksichtigung der Torsionswirkung	279
5.2.5	Schnittkräfte am Ersatzstab	283
5.2.6	Berücksichtigung Effekte Theorie 2.Ordnung	284
5.3	Berechnung mit dem MASV	286
5.3.1	MASV - ebenes Modell, händische Berechnung der Eigenformen	286
5.3.2	MASV - räumliche Berechnung mit „RFEM“	296
5.4	Vergleich der Ergebnisse der Berechnungsverfahren.....	305
6	Weitere dynamische Untersuchungen	307
6.1	Untersuchung des Gebäudeverhaltens mit der Pushover-Methode	307
6.1.1	Festlegung der Systemeigenschaften	307

6.1.2	Ermittlung der Kapazitätskurven für die vertikalen Verteilungen	308
6.1.3	Transformation in einen äquivalenten Einmassenschwinger	311
6.1.4	Bestimmung der Periode des idealisierten äquivalenten Einmassenschwingers	316
6.1.5	Bestimmung der Zielverschiebung für den äquivalenten Einmassenschwinger	316
6.1.6	Neuberechnung der Fließverschiebungen und Perioden	317
6.1.7	Bestimmung der Zielverschiebung für den Mehrmassenschwinger	318
6.1.8	Vergleich der ermittelten Zielverschiebung mit der horizontalen Verformung aus Abschnitt 5. 3. 1	318
6.2	Untersuchung des Gebäudeverhaltens mit dem Zeitverlaufsverfahren .	319
6.2.1	Allgemeine Erläuterungen	319
6.2.2	Modifikation des Systems und Definition weiterer Parameter	319
6.2.3	Verwendete Erdbebenaufzeichnung	321
6.2.4	Ergebnisse der Zeitverlaufsrechnung	322

Anhang

1	Anhang A - CLT-Desinger Protokolle.....	324
1.1	Protokoll zur Berechnung des Dachaufbaus DA02	324
1.2	Protokoll zur Berechnung des Aufbaus DK02OG.....	331
1.3	Protokoll zur Berechnung des Dachaufbaus DA01	338
2	Anhang B - Eigenfrequenzermittlung mit einem FE-Gesamtmodell in „RFEM“	345
2.1	Erfassung der Materialparameter	345
2.2	Erfassung der Systemparameter.....	345
2.3	Erfassung der dynamischen Parameter.....	351
2.4	Ergebnisse der Eigenwertermittlung	351
3	Anhang C - Annahmen betreffend der nichtlinearen statischen (pushover) Berechnung	354
3.1	Allgemeines	354
3.2	Ermittlung der Anschluss-Arbeitslinien	355
3.3	Definition der Arbeitslinien im EDV-Programm.....	357
4	Anhang D - Aufstellung der Windlasten mit „ABIS Windlastberech- nung 2009“	358
5	Anhang E - Berechnungsgrundlagen.....	361

Literaturverzeichnis

Abbildungsverzeichnis

Tabellenverzeichnis

Motivation

[42], [43]

Am Montag, dem 6. April 2009 wurde die Stadt L'Aquila in Mittelitalien von einem der schwersten Erdbeben in Europa der letzten Jahrzehnte erschüttert. Das Beben mit einer Stärke von 5,8 auf der Richterskala forderte 297 Tote und hatte die totale Verwüstung des Stadtkerns mit seinen vielen Prachtbauten aus dem Mittelalter zur Folge. Neben der Zerstörung einer der schönsten Provinzstädte Italiens waren auch viele Dörfer in der näheren Umgebung des Epizentrums betroffen. Die Folge davon waren viele tausende Obdachlose, die neben ihren Angehörigen auch ihre Häuser und Wohnungen verloren haben. Nach 'L'Aquila - ein Augenzeugenbericht' [42] wurden nach dem Erdbeben insgesamt 67.500 Menschen vom Zivilschutz betreut.

Diese Tragödie war der Startschuss für ein gewaltiges Wohnbauprojekt mit dem Ziel, den vielen Opfern des Erdbebens so bald als möglich eine neue, dauerhafte Unterkunft zur Verfügung zu stellen. Der italienische Zivilschutz ließ im Zuge dieses Projekts insgesamt 150 Wohnbauten in der Umgebung von L'Aquila errichten, mehr als die Hälfte davon aus Holz. Von diesen Holzbauten, die aufgrund der schnellen Bauabwicklung, der Energieeffizienz und der Nachhaltigkeit des Baustoffs einen Vorteil gegenüber anderen Baustoffen in solchen Krisensituationen aufweisen, wurden insgesamt 15 Gebäude in Holz-Massivbauweise errichtet. Speziell bei diesen Gebäuden wurde verstärkt mit österreichischem know-how gearbeitet, was sich in den insgesamt 11.000 m³ Brettsperrholz wieder spiegelt, die im Zuge dieses Projektes von Österreich nach Italien geliefert wurden.

Neben den allgemeinen Kriterien, wie die Einhaltung der zeitlichen und wirtschaftlichen Vorgaben war es natürlich die oberste Prämisse, diese neuen Bauten so erdbebensicher wie möglich zu gestalten. Dies erfolgte durch die Konzeption von standardisierten Stahlbetonplattformen auf diesen jeweils die dreigeschoßigen Wohnbauten errichtet wurden. Diese Stahlbetonplattformen wurden als erdbebensichere „Tische“ ausgeführt und entsprechen im Wesentlichen einer sogenannten Basisisolierung. Somit wurde für sämtliche Wohnbauten eine Ausgangssituation geschaffen, die einen einfacheren Umgang mit der Erdbebenthematik erlaubt.

Da eine solche Basisisolierung jedoch einen gewissen Kostenfaktor für das Projekt darstellt und das Material Brettsperrholz und in weiterer Folge die Holz-Massivbauweise neben den bereits erwähnten Vorteilen auch eine **hohe Tragfähigkeit bei geringem Eigengewicht** aufweist, wäre es natürlich auch möglich, auf eine Basisisolierung zu verzichten und die Konstruktion an sich auf Erdbeben dieser Größe auszulegen. Im Zuge dieser Arbeit soll, neben anderen wichtigen Themenstellungen wie etwa die Normungssituation in Europa bezüglich Erdbeben, diese Möglichkeit genauer betrachtet werden. Das Ziel dieser Abhandlung ist es daher, einen Wohnbau in Holz-Massivbauweise mit der außergewöhnlichen Einwirkung „Erdbeben“ zu konfrontieren und dabei die wesentlichen Eckpunkte des Erdbebeningenieurwesens, vom erdbebengerechten Entwurf als Ausgangspunkt bis hin zur Anwendung nichtlinearer Berechnungsmethoden abzudecken.

Der normative Hintergrund

1 Einleitung

Nachdem die ÖNORM EN 1998-1:2004 (oder: Eurocode 8 bzw. EC8, [13]) in Zusammenhang mit dem nationalen Anhang (kurz: NA), der ÖNORM B 1998-1 [14] in Österreich seit dem 01.06.2009 normative Gültigkeit besitzt, sind sämtliche Hochbauten in Österreich anhand dieser Dokumente auf ihren Widerstand gegenüber Erdbebeneinwirkungen auszulegen. Daher wird in diesem Kapitel zuerst eine kurze Übersicht über die Abschnitte 2-4 der ÖNORM EN 1998-1:2004 gegeben, um die Grundlagen und die Ausgangssituation für die weiteren Annahmen und Berechnungen in dieser Arbeit anzuführen. Den Kernpunkt dieses Kapitels bilden die Erläuterungen der nach ÖNORM EN 1998-1:2004 erlaubten Berechnungsmethoden zur Ermittlung der Erdbebenbeanspruchung. Da in diesem Kapitel, wie auch in der gesamten Arbeit der Fokus auf Holzkonstruktionen im Hochbau gerichtet ist, wird für Berechnung von Konstruktionen mit anderen Materialien und Anwendungsbereichen an dieser Stelle auf die einschlägigen Abschnitte 5-9 der ÖNORM EN 1998-1:2004, Teil 1 bzw. auf die Teile 2-6 verwiesen.

Als Abschluss dieser Einleitung seien hier noch die drei Ziele der ÖNORM EN 1998-1:2004 angeführt, die es gilt, sicherzustellen. Diese lauten [13]:

- "Schutz des menschlichen Lebens
- "Begrenzung der Schäden
- "Gewährleistung der Funktionstüchtigkeit wichtiger Bauwerke zum Schutz der Bevölkerung

2 Grundlagen der Erdbebenberechnung

2.1 Grundlegende Anforderungen

Die grundlegenden Anforderungen der ÖNORM EN 1998-1:2004 werden in zwei Gruppen unterteilt, die Anforderungen an die **Standsicherheit** von Tragwerken und die Anforderungen an die **Schadensbegrenzung**.

Für die Standsicherheit eines Tragwerkes muss gewährleistet werden, dass es dem Bemessungsbeben ohne Verlust der Resttragfähigkeit bzw. des inneren Zusammenhalts widerstehen kann. Dabei wird die Bemessungseinwirkung mit Hilfe von

- der Referenz-Erdbebeneinwirkung a_{gR} mit einer Referenzüberschreitungswahrscheinlichkeit P_{NCR} von 10% in 50 Jahren oder einer Referenzwiederkehrperiode T_{NCR} von 475 Jahren und
- des Bedeutungsbeiwertes γ_I , der es erlaubt, die erforderliche Zuverlässigkeit je nach Wichtigkeit des zu berechnenden Gebäudes abzustufen

definiert.

Die wertmäßige Zuordnung des Bedeutungsbeiwertes γ_I für das zu untersuchende Gebäude erfolgt in Hinblick auf seine Bedeutung für die öffentliche Sicherheit und den Schutz der Bevölkerung unmittelbar nach einem Einsturz, sowie die sozialen und wirtschaftlichen Folgen, die ein Tragwerksversagen des Gebäudes zu Folge hätte. Diese Zuordnung und die Einteilung der Gebäude in Bedeutungskategorien sind in der folgenden Tabelle angeführt.

Bedeutungskategorie	Bauwerke	empfohlener Bedeutungsbeiwert γ_I
I	Bauwerke von geringer Bedeutung für öffentliche Sicherheit, z.B. landwirtschaftliche Bauten usw.	0,8
II	Gewöhnliche Bauwerke, die nicht unter die anderen Kategorien fallen	1,0
III	Bauwerke, deren Widerstand gegen Erdbeben wichtig ist im Hinblick auf die mit einem Einsturz verbundenen Folgen, z.B. Schulen, Versammlungsräume, kulturelle Einrichtungen usw.	1,2
IV	Bauwerke, deren Unversehrtheit während Erdbeben von höchster Wichtigkeit für den Schutz der Bevölkerung ist, z.B. Krankenhäuser, Feuerwachen, Kraftwerke usw.	1,4

Tab. 2.1 Bedeutungskategorien von Hochbauten nach [13]

Anmerkung:

Die Bedeutungskategorien an sich und der Bedeutungsbeiwert γ_I von 1,0 für Kategorie

II sind im Hauptdokument fixiert, die Werte für die Kategorien I,III und IV werden in den NA geregelt und in Kapitel 2 genauer erörtert.

Da zwischen einer nicht wahrnehmbaren Bodenbewegung und dem Bemessungserdbeben auch Zwischenstufen auftreten können, müssen die Tragwerke auch so ausgelegt werden, dass die Schäden solcher Erdbeben keine unverhältnismäßig hohen Kosten verursachen. Dieser Umstand ist in den Anforderungen an die **Schadensbegrenzung** geregelt. Hierfür wird für Hochbauten nach ÖNORM EN 1998-1:2004, Abschnitt 4.4.3.2 eine Beschränkung der gegenseitigen Stockwerksverschiebung angegeben, wobei unter folgenden Typen von Hochbauten unterschieden wird:

Für Hochbauten, bei denen nichttragende Bauteile aus spröden Werkstoffen an der Konstruktion befestigt sind, gilt:

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

Für Hochbauten mit duktilen, nichttragenden Bauteilen gilt:

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

Für Hochbauten mit nichttragenden Bauteilen, die derart befestigt sind, dass sie die Verformungen der tragenden Teile nicht stören, gilt:

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

mit

d_r als Bemessungswert der gegenseitigen Stockwerksverschiebung nach ÖNORM EN 1998-1:2004, Abschnitt 4.4.2.2(2)

h als Stockwerkshöhe

ν als Abminderungsbeiwert, um die kleinere Wiederkehrperiode der Erdbebeneinwirkung zu berücksichtigen, die mit der Schadensbegrenzungsbedingung verknüpft ist.

Der Abminderungsbeiwert ν ist wiederum von der jeweiligen nationalen Festlegung abhängig, empfohlene Werte in Zusammenhang mit den Bedeutungskategorien sind in der folgenden Tabelle gegeben:

Bedeutungskategorie	Abminderungsbeiwert ν
I,II	0,4
III,IV	0,5

Tab. 2.2 Abminderungsbeiwert in Bezug auf die Bedeutungskategorie nach [13]

2.2 Baugrundbeschaffenheit und Erdbebeneinwirkung

Die Güte des Baugrundes bzw. des geologischen Untergrundes wirkt sich sehr stark auf die Größe der Erdbebeneinwirkung aus und wird in der Berechnung durch den sogenannten Baugrundparameter S mitberücksichtigt. Die folgende Tabelle zeigt die Einteilung des Baugrundes in spezifische Baugrundklassen in Bezug auf die durchschnittlichen Ausbreitungsgeschwindigkeiten der Scherwellen $v_{s,30}$ bzw. auf die jeweiligen N_{SPT} -Werte (Standart Penetration Test). Auf geotechnische Problempunkte, wie etwa die Möglichkeiten zur Beurteilung und Klassifizierung des Baugrundes wird hier nicht eingegangen und an dieser Stelle auf die einschlägigen Anwendungsdokumente verwiesen [12];[13].

Baugrund- klasse	Beschreibung des stratigraphischen Profils	Parameter		
		$v_{s,30}$ [m/s]	N_{SPT} [Schläge/ 30cm]	c_u [kPa]
A	Fels oder felsähnliche geologische Formation, mit höchstens 5 m weicherem Material an der Oberfläche	>800	-	-
B	Ablagerungen von sehr dichtem Sand, Kies oder sehr steifem Ton, mit einer Dicke von mindestens einigen zehn Metern, gekennzeichnet durch einen allmählichen Anstieg der mechanischen Eigenschaften mit der Tiefe	360-800	>50	>250
C	Tiefe Ablagerungen von dichtem oder mitteldichtem Sand, Kies oder steifem Ton, mit Dicken von einigen zehn bis mehreren hundert Metern	180-360	15-50	70-250
D	Ablagerungen von lockerem bis mitteldichtem kohäsionslosem Boden (mit oder ohne einige weiche kohäsive Schichten), oder vorwiegend weichem bis steifem kohäsivem Boden	<180	<15	<70
E	Ein Bodenprofil bestehend aus einer Oberflächen-Alluvialschicht mit v_s -Werten nach C oder D und veränderlicher Dicke zwischen etwa 5 m und 20 m über steiferem Bodenmaterial mit $v_s > 800$ m/s			
S_1	Ablagerungen bestehend aus (oder enthaltend) eine(r) mindestens 10 m dicke(n) Schicht weicher Tone oder Schluffe mit hohem Plastizitätsindex ($PI > 40$) und hohem Wassergehalt	<100 (indikativ)	-	10-20
S_2	Ablagerungen von verflüssigbaren Böden, empfindlichen Tönen oder jedes andere Bodenprofil, das nicht in den Klassen A bis E oder S_1 enthalten ist			

Tab. 2.3 Baugrundklassen nach [13]

Anmerkung:

Auf die jeweiligen nationalen Änderungen bzw. Ergänzungen dieser Tabelle wird in Kapitel 2 eingegangen.

Der erste Schritt, der im Zuge der Erdbebenbemessung eines Bauwerks getätigt werden muss, ist die Ermittlung der Größe der Erdbebeneinwirkung. Diese wird, wie bereits in Abschnitt 2. 1 erwähnt, durch die Referenz-Spitzenbodenbeschleunigung a_{gR} ausgedrückt. Die Referenz-Spitzenbodenbeschleunigung wird der sogenannten Zonenkarte des jeweiligen Landes entnommen. In dieser Landkarte sind die Größen der Erdbebeneinwirkungen in Zonen konstanter Bodenbeschleunigung unterteilt, die durch die spezifischen nationalen Anwendungsdokumente festgelegt sind. Im Hauptdokument, der ÖNORM EN 1998-1:2004 existiert lediglich die Vorgabe, dass die herauszulesenden Bodenbeschleunigungswerte für die Baugrundklasse A und der Bedeutungskategorie II ($\gamma_I=1,0$) gelten müssen. Das bedeutet, dass für Baugrundklasse A und Bedeutungskategorie II der Referenz-Spitzenbodenbeschleunigungswert a_{gR} dem Bemessungswert der Bodenbeschleunigung, a_g gleichzusetzen ist. Für sämtliche anderen Kombinationen gilt:

$$a_g \cdot S = \gamma_I \cdot a_{gR} \cdot S$$

mit

S als spezifischer Bodenparameter (für Baugrundklasse A gilt: $S=1,0$)

Wie in der folgenden Abbildung ersichtlich ist, wurde für das Land Österreich eine Zoneneinteilung von 0-4 getroffen. Da die Anzahl der Zonen und natürlich auch die Größe der Bodenbeschleunigungen von Land zu Land variieren, wird auf diesen wichtigen Punkt in Kapitel 2 genauer eingegangen.

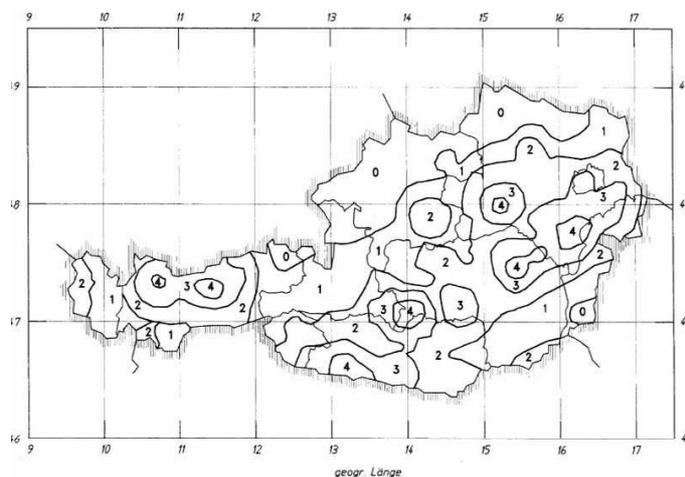


Abb. 2.1 Zonenkarte für das Land Österreich nach ÖNORM B 1998-1 [14]

Da aufgrund dieser Einteilung die Größe der anzusetzenden Erdbebeneinwirkung innerhalb eines Landes einer erheblichen Bandbreite ausgesetzt ist, gibt es natürlich auch Fälle, in denen die Erdbebeneinwirkung vereinfacht behandelt bzw. gänzlich ausgeschlossen werden kann. Diese sind die Fälle der sog. "**geringen Seismizität**" und der "**sehr geringen Seismizität**". Im Fall einer "geringen Seismizität", deren Grenze in der ÖNORM EN 1998-1:2004 entweder durch die Bedingung

$$a_g \cdot S \leq 0,1 \cdot g = 0,98 \text{ m/s}^2$$

oder durch

$$a_g \leq 0,08 \cdot g = 0,78 \text{ m/s}^2$$

(für die Baugrundklasse A)

abgesteckt ist, dürfen reduzierte oder vereinfachte Erdbebenauslegungsverfahren für bestimmte Bauwerkstypen oder -kategorien verwendet werden. Bei Vorliegen einer "sehr geringen Seismizität" mit der Grenze von

$$a_g \cdot S \leq 0,05 \cdot g = 0,49 \text{ m/s}^2$$

oder

$$a_g \leq 0,04 \cdot g = 0,39 \text{ m/s}^2$$

brauchen die Vorschriften der ÖNORM EN 1998-1:2004 NICHT berücksichtigt werden. Der Grund dafür ist die Tatsache, dass in diesen letztgenannten Fällen die horizontale Windeinwirkung eine höhere Beanspruchung als die Erdbebeneinwirkung erzeugt. Da jedoch die Größe der Windeinwirkung von der Steifigkeitsverteilung des Gebäudes gänzlich unabhängig ist, kann es unter Umständen sogar in diesen Fällen zu einer maßgebenden Erdbebenbeanspruchung kommen. Daher ist diese Bedingung in der Praxis nicht strikt einzuhalten, sondern von der betreffenden konstruktiven Gestaltung des Tragwerks mit abhängig und von Fall zu Fall zu untersuchen.

Anmerkung:

Diese Grenzdefinitionen und vereinfachten Maßnahmen sind zum Teil empfohlene Werte und obliegen ebenfalls den nationalen Anwendungsdokumenten.

Grundsätzlich wird in der ÖNORM EN 1998-1:2004 zwischen zwei Möglichkeiten der Darstellung von Erdbebenbewegungen unterschieden, dem "**elastischen Antwortspektrum**", welches seitens der Norm für sämtliche Berechnungen empfohlen ist und der Möglichkeit, die Erdbebenbewegungen mittels **Zeitverlaufsdarstellungen** wiederzugeben. Da für die meisten Berechnungsmethoden nach ÖNORM EN 1998-1:2004 das Antwortspektrum als Grundlage verwendet wird, beschränken sich diese einführenden Erläuterungen hier nur auf diese Möglichkeit.

Bei der Verwendung von elastischen Antwortspektren wird in den Richtungen der Erdbebenbewegungen unterschieden. Für die Horizontalkomponenten der Erdbebeneinwirkung wird das elastische Antwortspektrum $S_e(T)$ durch folgende Ausdrücke gemäß ÖNORM EN 1998-1:2004 [13] definiert:

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

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

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

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

mit

a_g als Bemessungs-Bodenbeschleunigung für die Baugrundklasse A

T als Schwingungsdauer eines linearen Einmassenschwingers

T_B als untere Grenze des Bereichs konstanter Spektralbeschleunigung

T_C als obere Grenze des Bereichs konstanter Spektralbeschleunigung

T_D als Wert, der den Beginn des Bereichs konstanter Verschiebungen des Spektrums definiert

S als Bodenparameter

$S_e(T)$ als Ordinate des elastischen Antwortspektrums

η als Dämpfungs-Korrekturbeiwert mit dem Referenzwert $\eta = 1,0$ für 5% viskose Dämpfung. Dieser Wert kann durch folgende Formel bestimmt werden:

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

mit

ξ als viskoses Dämpfungsverhältnis des Bauwerks in Prozent

Da die Werte a_g , $S_e(T)$, S , T_B , T_C , T_D von der jeweiligen Bodenbeschleunigung des Landes bzw. von der Baugrundklasse A-E abhängig sind, wird auf deren Größe in den Unterpunkten des Kapitels 2 näher eingegangen.

Die vertikale Komponente der Erdbebeneinwirkung wird, gleich wie die horizontale, ebenfalls durch ein elastisches Antwortspektrum, $S_{ve}(T)$ beschrieben. Hier sind jedoch in den nationalen Anwendungsdokumenten erhebliche Ergänzungen bzw. Änderungen vorgenommen worden (siehe Kapitel 2). Daher wird auf die Vertikalkomponente der Erdbebeneinwirkung an dieser Stelle nicht näher eingegangen.

Für lineare Berechnungen wird das Bemessungsspektrum nach ÖNORM EN 1998-1:2004, Abschnitt 3.2.2.5 verwendet, welches eine Abwandlung des zuvor gezeigten elastischen Antwortspektrums ist und im Zuge der Erläuterung der Berechnungsmethoden noch näher betrachtet wird.

2.3 Anforderungen an erdbebengerechtes Konstruieren

Wie bereits erwähnt, wird im Zuge des Erdbebennachweises die Erdbebeneinwirkung als Horizontalkomponente in zwei aufeinander orthogonale Richtungen (Hauptrichtungen der Tragstruktur) auf das Gebäude/Tragwerk angesetzt. Die Kraftübertragung erfolgt dabei über eine als starr angesehene Deckenscheibe auf die horizontalen Tragelemente, sprich scheibenartige Bauteile wie etwa Wände oder Rahmensysteme in die Foundation des Bauwerks. Diese Kräfte werden aus rotatorischen und translatorischen Anteilen zusammengesetzt. Während die translatorischen Kräfte in ihrer Gesamtsumme die einwirkende Erdbebenkraft betragen und in ihrer Größe nicht von der Form des Gebäudegrundrisses abhängig sind, kann je nach Grundrissform die Größe der rotatorischen Anteile erheblich variieren. Man spricht hier von einer großen **Ausmitte** des Steifigkeitsmittelpunktes vom Massenmittelpunkt des Gebäudes, die bewirkt, dass das Gebäude im Zuge eines Erdbebens eine große, zusätzliche Rotationsverformung erfährt.

Die folgende Abbildung zeigt die Verdrehung eines, im Grundriss L-förmigen Gebäudes durch ein Torsionsmoment, welches durch die Ausmitte zum Massenmittelpunkt (Angriffspunkt der horizontalen Erdbebenkräfte) entsteht.

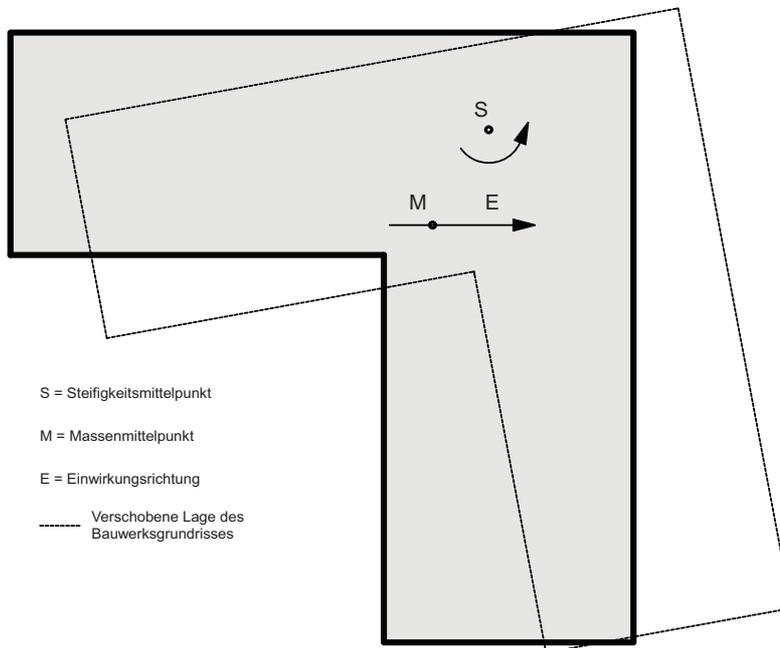


Abb. 2.2 Rotation aufgrund der Ausmitte des Steifigkeitsmittelpunktes S

Daher ist es von immenser Bedeutung, in erdbebengefährdeten Gebieten bereits im Zuge des ersten Entwurfes auf die wenigen, grundlegenden Prinzipien des erdbebengerechten Konstruierens, einzugehen. In der ÖNORM EN 1998-1:2004 wird von den folgenden "Leitprinzipien des Konstruierens" gesprochen [13]:

- konstruktive Einfachheit
- Regelmäßigkeit, Symmetrie und Redundanz
- bidirektionale Beanspruchbarkeit (Widerstand) und Steifigkeit
- Torsionsbeanspruchbarkeit und Torsionssteifigkeit
- Scheibenwirkung der Decken auf Geschossebene
- ausreichende Gründung

Diese Punkte werden im Folgenden erläutert und anhand von schematischen Skizzen verdeutlicht.

2.3.1 Konstruktive Einfachheit

Die konstruktive Einfachheit ist durch das Vorhandensein klarer und direkter Wege zur Weiterleitung der Erdbebenbeanspruchung gekennzeichnet. Da vor allem bei der Be-

rechnung mit ebenen Modellen, die Modellabbildung dieser Beanspruchung stark vereinfacht angenommen wird, ist dieses Konzept des direkten Kraftflusses unbedingt einzuhalten, um das seismische Verhalten des Gebäudes zuverlässig voraussagen zu können. Die folgende Abbildung zeigt ein Beispiel, in dem der direkte Übertragungsweg nicht gegeben ist und dadurch die vertikale Erdbebeneinwirkung zu einem maßgebenden Kriterium werden kann.

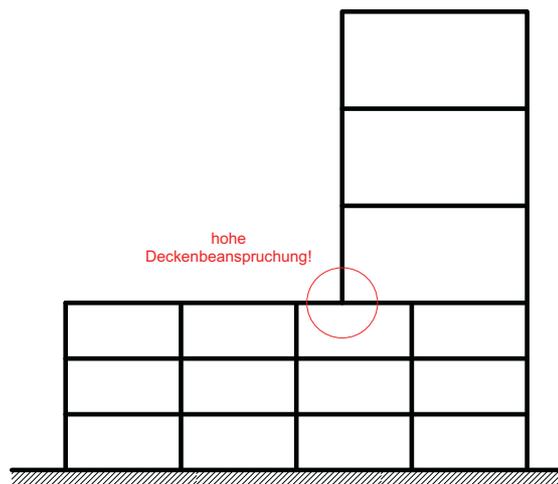


Abb. 2.3 Beispiel einer indirekten, ungünstigen Kraftübertragung (aus 'Baudynamik praxisgerecht' [25])

2. 3. 2 Regelmäßigkeit, Symmetrie und Redundanz

Bevor ein Bauwerk auf Erdbeben bemessen werden kann, sollte dieses auf seine Regelmäßigkeit hin überprüft werden, denn von der Einhaltung bestimmter Regelmäßigkeitskriterien im Grund- und Aufriss hängen grundlegende Bemessungsparameter ab. Diese sind:

- Die Wahl der Modellbildung als ein vereinfachtes, ebenes Modell oder als ein räumliches Modell
- Der Grad an Genauigkeit, der für die Berechnung eingehalten werden muss (z.B. Vereinfachtes Antwortspektrenverfahren oder Modales Antwortspektrenverfahren)
- Der Wert des Verhaltensbeiwertes q

Die Kriterien für Regelmäßigkeit sind für den Grund- und Aufriss getrennt angeführt und können einzeln überprüft werden. Hierbei ist anzumerken, dass sämtliche Bedingungen erfüllt sein müssen, um das Bauwerk als regelmäßig zu klassifizieren.

Die Kriterien für **Regelmäßigkeit im Grundriss** sind in der folgenden Liste zusammengefasst:

- Kompaktheit der Grundrissform

Die Kompaktheit der Grundrissform ist nach ÖNORM EN 1998-1:2004 gegeben, wenn jedes Stockwerk durch ein konvexes Polygon umrissen ist. Bei Auftreten von Rücksprüngen muss gewährleistet werden, dass die Steifigkeit der Decke dadurch nicht beeinträchtigt wird und die Flächendifferenz zwischen dem Umriss eines Stockwerks und einem konvexen Polygon 5 % der Stockwerksfläche nicht überschreitet, um den Grundriss trotzdem als regelmäßig klassifizieren zu können. In der folgenden Abbildung sind zwei Beispiele angeführt, die diese Bedingungen nicht einhalten.

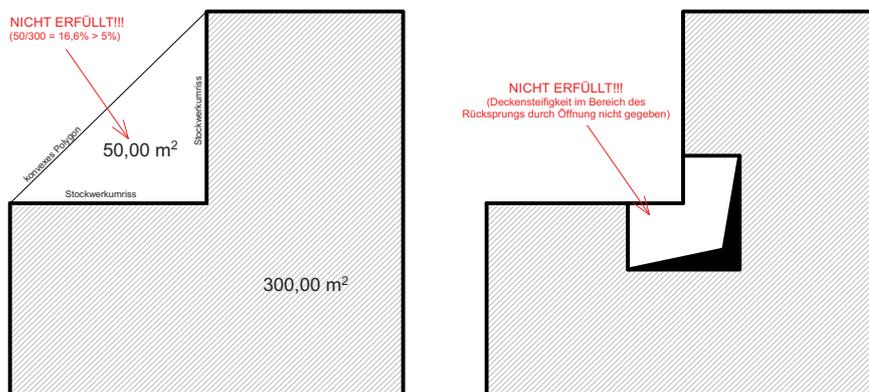


Abb. 2.4 Beispiele einer nicht kompakten Grundrissform

- Steifigkeitsunterschied zwischen horizontalen und vertikalen Tragelementen

Um die Decken als starre Scheiben annehmen zu können, muss deren Steifigkeit im Vergleich zu Horizontalsteifigkeit der vertikalen tragenden Bauteile ausreichend groß sein. Im umgekehrten Fall, steife Wände - nachgiebige Decken müssten die Wände als Fixpunkte betrachtet werden (starre Auflager) zwischen denen sich die Decke mittels Schubverformungen der Beanspruchung entzieht. Da dieses Verhalten für eine Aufteilung von z.B. Ersatzzlasten nicht geeignet ist, muss dieser Umstand bereits im Zuge der Beurteilung des globalen Verhaltens des Gebäudes miterfasst werden.

- Grenzwert der Gebäudeschlankheit λ

Die Schlankheit λ , welche in diesem Abschnitt der ÖNORM EN 1998-1:2004 das Verhältnis zwischen den senkrecht zueinander liegenden, maximalen und minimalen Gebäudeabmessungen beschreibt, darf folgende Bedingung nicht überschreiten

$$\lambda = \frac{L_{\max}}{L_{\min}} \leq 4$$

Die folgende Abbildung zeigt ein Beispiel eines Grundrisses, in dem diese Grenze überschritten wird.

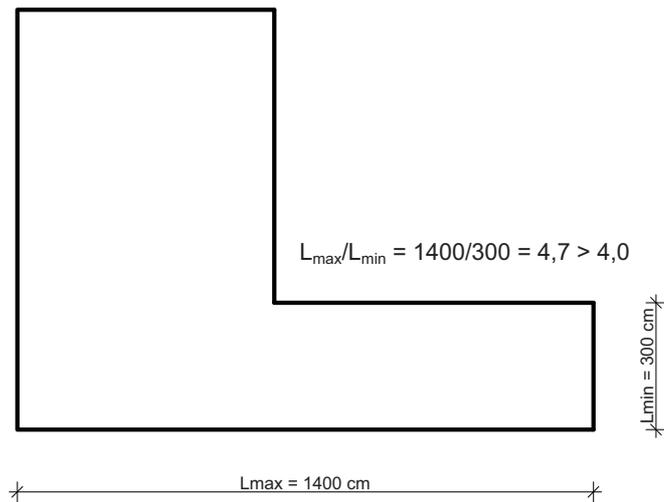


Abb. 2.5 Beispiel einer zu schlanken Grundrissform

Somit wird unterbunden, dass für eine Berechnungsrichtung nur sehr kurze, vertikale Aussteifungselemente vorhanden sind. Bei Vorliegen einer solchen Gebäudeform sollte, nicht nur um eine räumliche Modellbildung zu umgehen, eine regelmäßige Anordnung von seismischen Fugen, angedacht werden.

- Grenzen der Ausmittigkeit e_0 und dem Torsionsradius r

Für jede Betrachtungsrichtung x und y (und für jedes Stockwerk) müssen die tatsächliche Ausmittigkeit e_0 und der Torsionsradius r die folgenden Bedingungen erfüllen, die hier für die Berechnungsrichtung y angeführt sind.

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

$$r_x \geq l_s$$

mit

e_{0x} als Abstand zwischen dem Steifigkeitsmittelpunkt und dem Massenmittelpunkt, gemessen in x -Richtung, die senkrecht zur betrachteten Berechnungsrichtung verläuft.

r_x als Quadratwurzel des Verhältnisses zwischen der Torsionssteifigkeit und der Horizontalsteifigkeit in y-Richtung ("Torsionsradius")

I_s als Trägheitsradius der Geschossmasse im Grundriss, der wie folgt ermittelt wird:

$$I_s = \sqrt{\frac{I_{pm}}{m}}$$

mit

I_{pm} als polares Massenträgheitsmoment, dass mit der Gleichung aus ÖNORM EN 1998-1:2004, Abschnitt 4.2.3.2(6) berechnet werden kann:

$$I_{pm} = \int (x^2 + y^2) dm$$

und

m als Geschossmasse im Grundriss

Prinzipiell ist der Steifigkeitsmittelpunkt als der Mittelpunkt der horizontalen Steifigkeit aller primären seismischen Bauteile definiert und lässt sich mit der folgenden Formel berechnen:

$$y_0 = \frac{\sum (EI)_{x,i} \cdot x_i}{\sum (EI)_{x,i}}$$

Diese Beziehung gilt lt. ÖNORM EN 1998-1:2004 streng nur für eingeschossige Bauwerke. Zur Klassifizierung der Regelmäßigkeit darf sie aber auch für mehrgeschossige Bauwerke angenommen werden, wenn sämtliche vertikale Elemente, die horizontale Lasten abtragen, ohne Unterbrechung von der Gebäudeoberkante bis zur Gründung des Gebäudes verlaufen. Außerdem muss, wenn neben den Biegeverformungen der vertikalen Aussteifungselemente auch Schubverformungen eine Rolle spielen, dieser Tatsache mit dem Ansetzen von äquivalenten Querschnitts-Trägheitsmomenten oder der Ermittlung von Rechnung getragen werden.

Die gleichen Bedingungen gelten auch für die Ermittlung des Torsionsradius r , der für ein eingeschossiges Gebäude wie folgt berechnet werden kann:

$$r_x = \sqrt{\frac{\sum (I_{x,i} \cdot x_{s,i}^2) + \sum (I_{y,i} \cdot y_{s,i}^2)}{\sum I_{y,i}}}$$

mit

$I_{x,i}$ als Flächenträgheitsmoment um die globale X-Achse der Wand i im Grundriss

und

$x_{s,i}$ als Abstand des Schwerpunkts der Wand i zum Steifigkeitsmittelpunkt S in X -Richtung

Die Kriterien für **Regelmäßigkeit im Aufriss** sind in der folgenden Liste zusammengefasst:

- Wie bereits zuvor erwähnt, müssen zur Einhaltung der Regelmäßigkeit im Aufriss die horizontalen Aussteifungssysteme ohne Unterbrechung von der Gebäudeoberkante bis zur Gründung des Gebäudes verlaufen
- Vermeiden von großen Steifigkeitsunterschieden zwischen den Geschossen

Um große Steifigkeitsunterschiede, welche zu den häufigsten Gründen für Tragwerksversagen im Fall eines Erdbebens zählen, zu vermeiden, muss gewährleistet sein, dass die Horizontalsteifigkeiten und die Massen der einzelnen Geschosse konstant sind oder kontinuierlich ohne sprunghafte Änderungen vom Fundament bis zu Spitze eines Gebäudes abnehmen. Die folgende Abbildung zeigt eine typische Konstruktion mit einem säulengestützten, verformungsweichen Erdgeschoss als Parkmöglichkeit (Parketage), das die auftretenden horizontalen Erdbebenbeanspruchungen nicht aufnehmen kann und somit vollständiger Einsturz des Gebäudes zu erwarten ist:

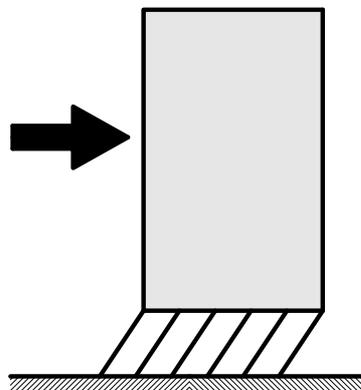
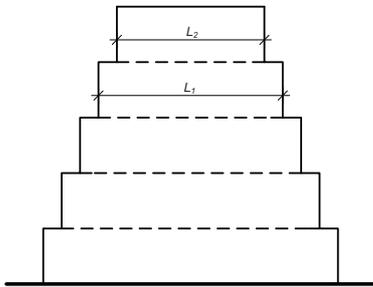


Abb. 2.6 Beispiel für große Steifigkeitsunterschiede in den Geschossen

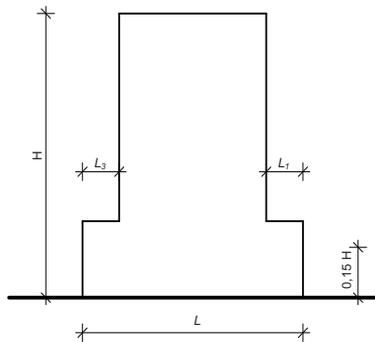
- Die Grenzen für die Anordnung von Rücksprüngen in der Ansicht eines Gebäudes sind in den folgenden Abbildungen verdeutlicht:

symmetrische Rücksprünge:



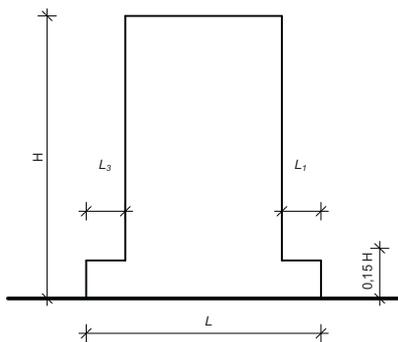
$$\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0,20$$

Rücksprung liegt über 0,15 H:



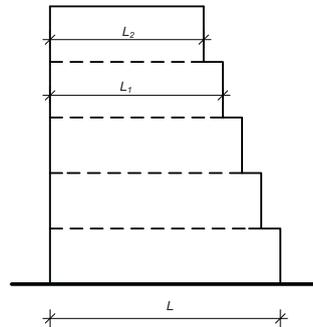
$$\frac{L_3 + L_1}{L} \leq 0,20$$

Rücksprung liegt unter 0,15 H:



$$\frac{L_3 + L_1}{L} \leq 0,50$$

unsymmetrische Rücksprünge:



$$\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0,10$$

$$\frac{L - L_2}{L} \leq 0,30$$

Abb. 2.7 Bedingungen für verschiedene Arten von Rücksprüngen

Zusammenfassend wird in der ÖNORM EN 1998-1:2004 folgende Übersicht gegeben, anhand dieser man die Auswirkungen der konstruktiven Regelmäßigkeit auf die Erdbebenberechnung und -auslegung erkennen kann:

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

Tab. 2.4 Berechnungsmethoden in Bezug auf die Regelmäßigkeitskriterien nach [13]

2. 3. 3 Bidirektionale Beanspruchbarkeit und Steifigkeit

Da, wie bereits erwähnt, die horizontale Erdbebeneinwirkung durch ein bidirektionales Berechnungsmodell erfasst werden kann und somit in zwei, aufeinander orthogonale Richtungen aufzustellen ist, muss natürlich gewährleistet sein, dass die auftretenden Lasten in beiden Richtungen abgetragen werden können. Außerdem soll der Steifigkeitsunterschied zwischen beiden Richtungen keine zu großen Ausmaße erlangen.

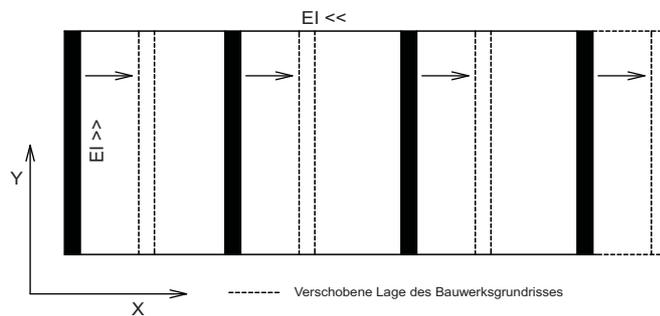


Abb. 2.8 Beispiel für eine ungünstige Aufteilung der tragenden Wände (aus 'Baudynamik praxisgerecht' [25])

2. 3. 4 Torsionsbeanspruchbarkeit und Torsionssteifigkeit

In Abb. 2.2 wurde bereits gezeigt, dass eine ungünstige Lage der Steifigkeits- und Massenmittelpunkte im Gebäude und zueinander erhebliche Verformungen infolge Torsion mit sich bringen. Dies führt vor allem zu einer ungleichmäßigen Beanspruchung der tragenden Bauteile, die unbedingt vermieden werden sollte. Ein weiteres Beispiel ist in der folgenden Abbildung dargestellt. Die in der Praxis oft angewandte Lösung mit einem mittig situierten Erschließungskern führt ebenfalls zu starken Verformungen infolge Torsion (linkes Bild), da die Abstände der vorhandenen Wände zum Steifigkeitsmittelpunkt nur sehr gering sind und diese somit keinen großen Widerstand gegen Torsion aufbringen können ($I_T \ll$). Daher wird in der ÖNORM EN 1998-1:2004 empfohlen, in punkto Erdbebensicherheit die tragenden Bauteile in der Nähe des Gebäudeumfangs zu situieren (rechtes Bild).

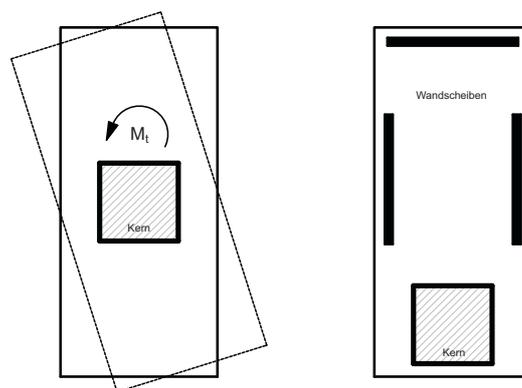


Abb. 2.9 Ungünstige und günstige Aufteilung der tragenden Bauteile

2. 3. 5 Scheibenwirkung der Decken auf Geschossebene

Abgesehen von den vertikalen Bauteilen sind die Geschossdecken einschließlich des Daches die zentralen Bauteile bzw. Betrachtungspunkte des Erdbebeningenieurwesens. Die horizontalen Lasten infolge Erdbebenbeanspruchung werden in den einzelnen Deckenebenen angesetzt und über die Scheibenwirkung der Geschossdecken (Schubfeldwirkung) auf die vertikal abtragenden Bauteile weitergeleitet. Um diese Kraftübertragung annehmen zu können, müssen zwei Bedingungen erfüllt sein. Erstens muss, vor allem bei Vorliegen von Mischsystemen (vertikal abtragende Bauteile unterschiedlicher Materialität oder unterschiedliche Tragsystem), die Scheibenwirkung der Decken tatsächlich gewährleistet werden können und zweitens muss sichergestellt werden, dass die Verbindung Decke - vertikal abtragendes Bauteil als wirksamer Anschluss ausgebildet wird. Da in den Decken zumindest Öffnungen für Stiegenhäuser oder Liftschächte vorgesehen werden müssen, ist bei deren Größe und Situierung im Gebäude besondere Vorsicht geboten, vor allem wenn sich diese Öffnungen in der Nähe der vertikalen Haupttragstruktur befinden und die Verbindung zwischen den vertikalen und horizontalen Bauteilen somit nicht wirkungsvoll hergestellt werden kann.

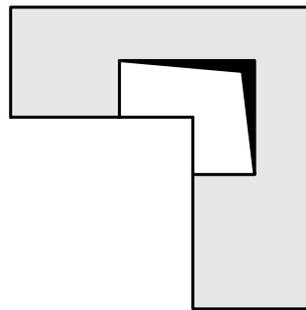


Abb. 2.10 Beispiel einer ungunstigen Deckenöffnung (aus 'Baudynamik praxisgerecht' [25])

2. 3. 6 Ausreichende Gründung

Grundsätzlich ist eine einheitliche Gründung (starre Fundamentplatte) gegenüber Mischformen (Einzelfundamente, Streifenfundamente und Plattenfundamente kombiniert) zu bevorzugen. Über die Empfehlung von Zerrbalken zwischen Einzelfundamenten oder Pfählen bzw. der Auslegung der Gründung an sich wird auf die einschlägigen Kapitel in den ÖNORMEN EN 1997 [12] und EN 1998 [13] verwiesen.

2. 3. 7 Dimensionierung von seismischen Fugen

Wie die folgende Abbildung zeigt, ist es natürlich möglich eine für das Erdbebenverhalten im Grundriss ungünstige Gebäudeform durch die Anordnung einer seismischen

Fuge aufzuteilen.

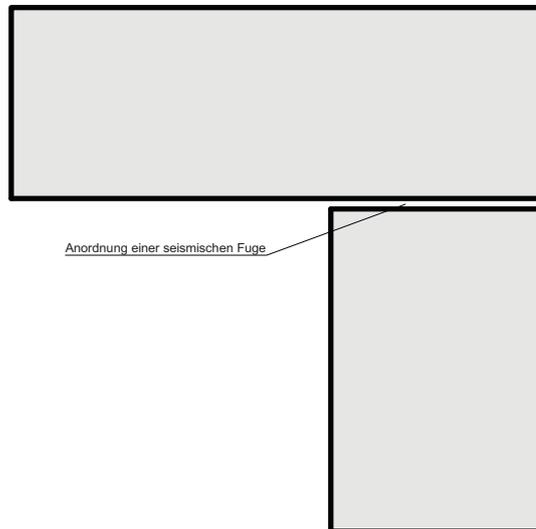


Abb. 2.11 Anordnung einer seismischen Fuge

Da diese Anordnung das Erdbebenverhalten des Bauwerks wesentlich verändert, muss der Dimensionierung der Größe dieser Fuge besondere Beachtung geschenkt werden. Um ein Zusammenstoßen der beiden neuen, getrennten Tragwerke zu vermeiden, ist in der ÖNORM EN 1998-1:2004 ein eigener Abschnitt 4.4.2.7 für die Bedingungen von seismischen Fugen vorgesehen. Diese besagen im Grunde, dass der Abstand zwischen diesen konstruktiv unabhängigen Einheiten nicht kleiner sein darf, als die Quadratwurzel der Summe der Quadrate (SRSS - siehe die Erläuterungen zum modalen Antwortspektrenverfahren) der maximalen Horizontalverschiebungen der beiden Einheiten auf der Höhe der entsprechenden Ebene.

In 'Erdbebenerechte, mehrgeschossige Holzbauten' [40] wurden zwei viergeschossige Bauwerke gleicher Bauwerksklasse in verschiedenen Erdbebenzonen und Baugrundklassen untersucht und die relativen Verschiebungen zueinander ermittelt. Da die Bandbreite der errechneten, notwendigen Abstände in [40] zwischen 100 und 600 mm (!) variiert, kann man zumindest in erdbebengefährdeten Gebieten davon ausgehen, dass es bei weitem nicht ausreicht, zwischen den Gebäuden übliche Setzungsfugen oder Trennfugen mit einer Größe von bis zu 50 mm anzuordnen.

3 Berechnungsmethoden nach ÖNORM EN 1998-1:2004

Im Abschnitt 4.3.3 der ÖNORM EN 1998-1:2004 [13] sind folgende Berechnungsverfahren aufgelistet, mit denen Erdbebeneinwirkungen auf Hochbauten ermittelt werden können. Diese unterscheiden sich in linear-elastische Methoden und nicht-lineare Methoden:

- linear-elastische Methoden
 - vereinfachtes Antwortspektrumverfahren (VASV)
 - multimodales Antwortspektrumverfahren (MASV) - **Referenzmethode**

- nicht-lineare Methoden
 - nichtlineare, statische (pushover) Berechnung
 - nichtlineare, dynamische Zeitverlaufsberechnung

3.1 Allgemeine Kriterien

Die Regelungen der ÖNORM EN 1998-1:2004 [13], Abschnitt 4 gelten standardmäßig für die Annahme eines linear-elastisches Verhaltens des Tragwerks. Als Referenzmethode für die Bestimmung der Beanspruchungsgrößen wird hier das **modale Antwortspektrumverfahren** genannt. Bei Anwendung von nichtlinearen Berechnungsmethoden, wie etwa der "Pushover"-Methode oder der Zeitverlaufsberechnung müssen sämtliche Schritte von der Modellbildung bis zur Interpretation der Berechnungsergebnisse begründet werden. Auf weitere Randbedingungen für die Anwendung dieser Methoden wird in den spezifischen Kapiteln eingegangen. Führt man eine linear-elastische Berechnung unter Verwendung von zwei ebenen Modellen, jeweils für eine der beiden horizontalen Hauptrichtungen des Gebäudes durch, müssen bestimmte Kriterien der Regelmäßigkeit im Grundriss nach ÖNORM EN 1998-1:2004, Abschnitt 4.2.3.2 erfüllt sein. Sind diese Kriterien nicht erfüllt, erlaubt die Norm unter bestimmten Voraussetzungen eine Ausnahme. Diese lauten:

- „Die Trennwände des Bauwerks müssen gut verteilt angeordnet und relativ starr sein.“[13] Dasselbe gilt auch für Teile der Fassade.

Anmerkung:

Da in der ÖNORM EN 1998-1:2004 keinerlei Aufschluss gegeben wird, wie sich "gut

verteilt" und "relativ starr" bewerten lässt, ist dieses Kriterium eher von qualitativer Natur.

- Die Bauwerkshöhe (von der Fundamentoberkante oder von der Oberkante eines starren Kellergeschoßes aus gemessen) darf 10 m nicht überschreiten.
- Zwischen der Steifigkeit der Decken in ihrer Ebene und der horizontalen Steifigkeit der vertikal abtragenden Bauteile muss ein ausreichend großer Unterschied gegeben sein, um die Decken als starr annehmen zu können.

Anmerkung:

Auch hier wird kein Aufschluss gegeben, wie groß dieser Unterschied sein muss. In der EN 1998-1 [13] wird außerdem darauf verwiesen, dass nicht nur die Größe des Unterschiedes der Steifigkeiten eine Rolle spielt, sondern auch die Größe der Steifigkeit der Decke selbst. Decken aus Brettspertholz werden in der Regel als starr angenommen (siehe 'BSPhandbuch' [28]).

- Da der Einfluss von niederfrequenten Torsionseigenformen in ebenen Modellen nur schwer quantifizierbar ist, sollten die Mittelpunkte der horizontalen Steifigkeit und der Massen in jedem Geschoss näherungsweise auf einer vertikalen Geraden liegen. Außerdem müssen die Bedingungen

$$r_x^2 > I_s^2 + e_{0x}^2$$

und

$$r_y^2 > I_s^2 + e_{0y}^2$$

erfüllt sein. Dabei sind der Trägheitsradius I_s , die Torsionsradien r_x und r_y und die planmäßigen Ausmittigkeiten e_{0x} und e_{0y} nach ÖNORM EN 1998-1:2004, Abschnitt 4.2.3.2(6) definiert.

- Wird die zuvor erwähnte Bedingung nicht erfüllt, sind sämtliche Beanspruchungsgrößen, die durch die ebene Modellberechnung ermittelt wurden mit dem Faktor 1,25 zu multiplizieren.

Zusammenfassend kann gesagt werden, dass sämtliche Hochbauten, die weder die Kriterien der Regelmäßigkeit im Grundriss nach Abschnitt 4.2.3.2 noch die oben aufgezählten, eher qualitativen Ausnahmekriterien erfüllen, als räumliches Modell berechnet werden müssen. Auch für die Berechnung mit dem räumlichen Modell werden zwei Hauptrichtungen definiert, diese richten sich meistens nach der Lage und Ausrichtung der tragenden Bauteile.

Somit stellt sich natürlich die Frage des Mehraufwandes in der Berechnung. Einerseits müssen für die ebene Berechnung die zuvor erwähnten Kriterien auf ihre Einhaltung überprüft werden, was bei mehrgeschossigen Bauwerken einen erheblichen Aufwand bedeuten kann. Andererseits stellen die Eingabe eines räumlichen Modells und die dafür benötigte Software ebenfalls einen zeitlichen und wirtschaftlichen Aufwand dar, der nicht

unterschätzt werden sollte. Da aber die Genauigkeit mit einer räumlichen Systemeingabe steigt und sich die Beanspruchungen mit der Genauigkeit der Modellierung verringern, wird in der Fachwelt für mehrgeschossige und/oder komplexe Bauwerke die räumliche Modellierung und Berechnung bevorzugt (siehe auch 'Praxisbeispiel Hochbau aus Stahlbeton' [36]).

3.2 Das vereinfachte Antwortspektrumverfahren (VASV)

Wie anhand eines Berechnungsbeispiels in Kapitel 4 noch gezeigt werden wird, ist das VASV jene Methode mit dem niedrigsten Grad an Genauigkeit bezogen auf das Bauwerksverhalten und die Ermittlung der Beanspruchungsgrößen. Tendenziell werden die Belastungen überschätzt, bzw. bei starken Steifigkeitsunterschieden der jeweiligen Geschosse falsch eingeschätzt. Daher sollte das Verfahren eigentlich nur als grobe Abschätzung der auftretenden Belastungen infolge Erdbebenbeanspruchung dienen. Um das vereinfachte Antwortspektrumverfahren zur Lastaufstellung anwenden zu dürfen, müssen lt. ÖNORM EN 1998-1:2004, Abschnitt 4.3.3.2.1 zwei wesentliche Bedingungen für ein Bauwerk als erfüllt angesehen werden:

- Die Bauwerksantwort darf nicht wesentlich durch Beiträge aus hohen Eigenformen beeinflusst werden

Da hier, wie in den folgenden Erläuterungen noch gezeigt wird, eine abgeschätzte Form der 1. Eigenperiode des Bauwerks zur Belastungsermittlung herangezogen wird, soll sichergestellt sein, dass die Bauwerksantwort nicht wesentlich durch Beiträge von höheren Eigenperioden des Bauwerks beeinflusst wird. Die folgende Abbildung soll diesen Problempunkt noch verdeutlichen:

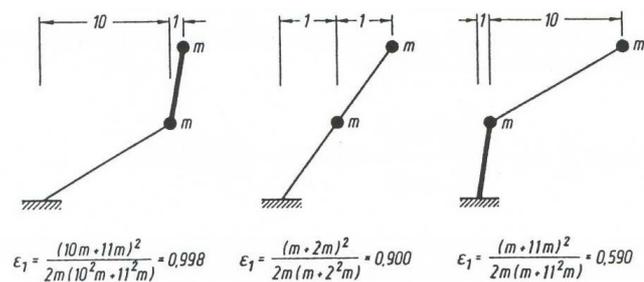


Abb. 3.1 Steifigkeitsunterschiede bei mehrgeschossigen Bauwerken (aus 'Baudynamik praxisgerecht' [25])

In Abb. 2.11 sind drei qualitative Fälle für unterschiedliche Steifigkeitsverteilungen bei einem zweigeschossigen Gebäude angeführt. Die ersten beiden Verteilungen ergeben 1. Eigenperioden, die bereits 99,8 bzw. 90 % der Bauwerksantwort beinhalten. Im 3. Fall wird das Gebäude jedoch zu 41% durch die 2. Eigenperiode beeinflusst. Diese Tatsache bildet den Hintergrund für die erste Bedingung zur Anwendung des VASV. Das Problem

dabei ist, dass man, wie bereits erwähnt, die 1. Eigenperiode nur qualitativ abschätzt und somit wenig Kenntnis über die genaue Steifigkeitsverteilung des Bauwerks hat. Somit kann es sogar u.U. zu einer erheblichen Unterschätzung der Erdbebenbeanspruchungen kommen.

- Da eben Steifigkeitsunterschiede im Gebäude das Ergebnis erheblich verfälschen, sind hier zwei Kriterien angeführt, die bei Einhaltung diesen Umstand unterbinden:
 - Die ermittelte Eigenschwingungsdauer T_1 muss für beide betrachtete Hauptrichtungen folgender Bedingung genügen:

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_C \\ 2,0s \end{cases}$$

T_C ist hierbei die obere Grenze des Bereichs konstanter Spektralbeschleunigung (sog. "Plateauwert", siehe auch Abschnitt 2. 2)

Diese Bedingung soll sicherstellen, dass die ermittelte 1. Eigenschwingungsdauer keinen zu großen, unrealistischen Wert annimmt, da dies eine Unterschätzung der anzusetzenden Spektralbeschleunigung $S_e(T)$ zur Folge hätte.

Die Kriterien für Regelmäßigkeit im Aufriss nach Abschnitt 2. 3 bzw. ÖNORM EN 1998-1:2004, Abschnitt 4.2.3.3 müssen erfüllt sein.

Sind diese beiden Bedingungen erfüllt, werden die einwirkenden horizontalen Erdbebenkräfte wie folgt ermittelt:

- Ermittlung der Gesamterdbebenkraft F_b

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

mit

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

m als Gesamtmasse des Bauwerks für horizontale Bewegungen in der betrachteten Richtung, entsteht aus der folgenden Einwirkungskombination nach ÖNORM EN 1998-1:2004, Abschnitt 3.2.4:

$$\sum G_{k,i} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}$$

mit

- $\psi_{E,i}$ als Kombinationsbeiwert für die veränderliche Einwirkung i
- λ als Korrekturbeiwert, mit $\lambda = 0,85$ wenn $T_1 \leq 2 \cdot T_C$ ist und das Bauwerk mehr als zwei Stockwerke hat, sonst $\lambda = 1,00$

Der Beiwert λ berücksichtigt die Tatsache, dass für die hier angesetzte 1. Eigenform des Gebäudes die effektive modale Masse (entspricht der wirkenden, schwingenden Masse) kleiner ist als die Gesamtmasse des Gebäudes.

Die Bestimmung der Eigenschwingungsdauer T_1 bildet den Kernpunkt der VASV und kann mit mehreren Methoden bestimmt werden. Nach ÖNORM EN 1998-1:2004 besteht die Möglichkeit, diese Eigenschwingungsdauer mit der Rayleigh-Methode (siehe z.B. 'Erdbebensicherung von Bauwerken' [24]) zu ermitteln. Die Formel hierfür lautet

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

mit

- $F_{d,i}$ als fiktive horizontale Einwirkung aus ständigen und quasi-ständigen Lasten im Geschoss i
- m_i als Stockwerkmasse des Geschosses i
- u_i als horizontale Verformung im Geschoss i infolge $F_{d,i}$

Andererseits erlaubt die EN 1998 die Anwendung zweier Abschätzungsformeln:

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4}$$

mit

- C_t als Parameter für das horizontale Aussteifungssystem, für Bauwerke mit tragenden Wänden aus Brettspertholz kann C_t entweder 0,050 betragen oder analog zu Bauwerken mit Schubwänden aus Stahlbeton oder Mauerwerk mit den Formeln aus Punkt 4.3.3.2.2(4) ermittelt werden. Dieser Punkt beschränkt sich zwar auf Bauwerke aus den zuvor genannten Materialien aber die Bedingung der schubabtragenden Scheibe kann auch für Tragwerke aus Brettspertholz als erfüllt angesehen werden (siehe Kapitel 4).

H als Bauwerkshöhe in m und wird von der Fundamentoberkante oder der Oberkante eines starren Kellergeschosses aus gemessen (entspricht dem Einspannungshorizont des Bauwerks)

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

mit

d als jene horizontale Verschiebung an der Gebäudespitze, die durch Ansetzen der in Horizontalrichtung angreifend gedachten Gewichtslasten des Gebäudes resultiert

Anmerkungen:

Aus 'Erdbebengerechte, mehrgeschossige Holzbauten' [40] ist zu entnehmen, dass Bauten aus Holz im Vergleich zu anderen Materialien eine relative hohe Grundschiwingzeit T_1 (niedrige 1. Eigenfrequenz) aufweisen. Das bedeutet, dass diese Grundschiwingzeit in der Regel am abfallenden Ast des Bemessungsspektrums zu liegen kommt. Bei Anwendung der Formel $T_1 = C_t \cdot H^{3/4}$ resultieren (vor allem mit einem C_t - Wert von 0,050) hingegen sehr geringe Grundschiwingzeiten. Dies hat zur Folge, dass im Bemessungsspektrum der Plateauwert der Bodenbeschleunigung herausgelesen werden muss und daher die einwirkenden Erdbebenkräfte erheblich überschätzt werden. Somit ist für Holzbauten die Anwendung dieser Formel zur Abschätzung der Grundschiwingzeit eher abzuraten. Die beiden anderen Methoden sind jedoch mit einem Mehraufwand an Berechnungen verbunden. Deshalb stellt sich hier die Frage, ob es dann nicht geeigneter ist, die Einwirkungen mit Hilfe der MASV oder anderen Verfahren zu berechnen. Auf diese Problematik wird in Kapitel 4 noch näher eingegangen.

Eine weitere, in der Fachwelt praktizierte Möglichkeit ist die Ermittlung der Gesamterdbebenkraft durch Gleichsetzen des $S_d(T_1)$ -Wertes mit dem Plateauwert des elastischen Antwortspektrums, der wie folgt ermittelt wird:

$$T_B \leq T \leq T_C \rightarrow S_d(T_1) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q}$$

mit

q als Verhaltensbeiwert

Da es sich hier um den maximalen Ordinatenwert des Bemessungsspektrums handelt, liegt man in jedem Fall auf der sicheren Seite. Diese Annahme ist zwar sehr konservativ, findet jedoch in Gebieten, in denen die Erdbebeneinwirkungen relativ gering ausfallen (z.B. Fälle von "geringer Seismizität" - siehe Abschnitt 2. 2), wegen der Ersparnis an Berechnungsaufwand durchaus seine Berechtigung.

- Verteilung der horizontalen Erdbebenkräfte

Am baupraktisch relevantesten (siehe auch 'Erdbebengerechte, mehrgeschossige Holzbauten' [40], 'Praxisbeispiel aus Stahlbeton' [36]) ist hier die Verteilung gewichtet nach der Höhe der anzusetzenden Komponente und der dazugehörigen Geschossmasse:

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

mit

F_i als horizontale Erdbebenlast i in der Deckenebene des Geschoßes i angreifend

z_i als Z -Abstand vom Bauwerksnullpunkt (in der Regel die Oberkante der Bodenplatte des Erdgeschoßes) zur anzusetzenden Last F_i

- Berücksichtigung von Torsionswirkungen

Im Fall der Anwendung des VASV werden die zuvor ermittelten Beanspruchungen in den einzelnen lastabtragenden Bauteilen mit dem folgenden Beiwert multipliziert:

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

mit

x als Abstand des betrachteten Bauteils zum Massenmittelpunkt des Gebäudes im Grundriss, gemessen senkrecht zur Richtung der betrachteten Erdbebeneinwirkung

L_e als Abstand zwischen den beiden äußersten Bauteilen, die horizontale Lasten abtragen, gemessen senkrecht zur Richtung der betrachteten Erdbebeneinwirkung

Erfolgt die Ermittlung der Beanspruchungen im Zuge des VASV mittels Betrachtung zweier ebener Modelle, muss in der oben erwähnten Formel der Faktor 0,6 auf 1,2 erhöht werden.

3.3 Das modale Antwortspektrumverfahren

Wie bereits in Abschnitt 3.1 erwähnt wurde, ist die Referenzmethode zur Ermittlung der Erdbebenkräfte in der ÖNORM EN 1998-1 das modale Antwortspektrumverfahren (MASV) und daher für sämtliche Hochbauten, für die diese Norm gilt, geeignet. Dabei wird das Bauwerk durch Mehrmassenschwinger modelliert. Die Anzahl dieser Mehrmas-

senschwinger richtet sich nach der verwendeten Berechnungsmethode. Bei einer dreidimensionalen Berechnung mit Hilfe eines FE-Programmes, das im Stande ist, die Eigenformen der beiden Betrachtungsrichtungen und die Torsionseigenformen, die je nach Regelmäßigkeitsgrad des Gebäudes einen maßgebenden Anteil an der Beanspruchung bilden können, miteinander zu kombinieren und die seismische Beanspruchung des Bauwerks dreidimensional ansetzt, kann dieses Modell als ein einziger, räumlicher Mehrmassenschwinger betrachtet werden. Wird jedoch die Berechnung an zwei ebenen Systemen durchgeführt und die Anteile der Torsionsmomente auf sämtliche Tragelemente aufgeteilt, spricht man von einer Modellierung mit zwei ebenen Mehrmassenschwingern (siehe auch 'Hochbau aus Stahlbeton' [36]). Auch bei der ebenen Betrachtung kann der Grad der Modellierung erheblich differenzieren.

In 'Erdbebensicheres Bauen - Hilfestellung für die Anwendung der neuen DIN 4149' [15] wird im Zuge eines Praxisbeispiels von einer sehr genauen Ermittlung der Eigenfrequenzen abgeraten und Bauwerke mit Scheiben als horizontal abtragende Elemente als zweidimensionale Kragarme mit ermittelter Steifigkeitsverteilung und Massenpunkten in den Geschoßebenen modelliert.

Als Kontrapunkt dazu wird in 'Hochbau aus Stahlbeton' [36] das Gesamtsystem dreidimensional erfasst und jedes tragende Element extra erfasst. Unabhängig von dieser Tatsache erfolgt die Ermittlung der Erdbebenbeanspruchung mit Hilfe des modalen Antwortspektrumverfahrens schrittweise (aus 'Baudynamik praxisgerecht' [25])

3. 3. 1 Ermittlung der Eigenfrequenzen des Gebäudes

Je nachdem in wie weit dieser Schritt von einem EDV-Programm abgenommen werden kann, sind hier verschiedene Maßnahmen durchzuführen. Bei einer "händischen" Ermittlung der Eigenfrequenz geht man von der Bewegungsgleichung der freien Schwingung aus:

$$M \cdot \ddot{x} + K \cdot \dot{x} = 0$$

mit

M Massematrix eines n-geschossigen Gebäudes in [kg], entspricht einer quadratischen Diagonalmatrix mit n Spalten und n Reihen, mit den Geschoßmassen m_i (ermittelt nach ÖNORM EN 1998-1, Abschnitt 3.2.4) in der Diagonale

K als Steifigkeitsmatrix des Bauwerks in [N/m]

\ddot{x}, \dot{x} als Bewegungsgrößen der Differentialgleichung

Die Ermittlung der Steifigkeitsmatrix K erfolgt durch Invertieren der Flexibilitäts- bzw. Nachgiebigkeitsmatrix A (in [m/N]) des Bauwerks. Diese Matrix erhält man durch ge-

schossweises Ansetzen von „1“-Lasten auf einen Ersatzstab. Die dabei erhaltenen horizontalen Verschiebungen werden dann in diese Matrix eingetragen. Der dafür benötigte Ersatzstab muss zuvor noch diskretisiert werden. Diese Diskretisierung erfolgt im Hochbau üblicherweise auf der Ebene der Geschossdecken in denen die Geschößmassen punktförmig angeordnet werden. Die Stiele als Verbindungen der Geschößmassen sind nur steifigkeitsbehafet und masselos. Da aus verschiedenen Gründen der Schubanteil der horizontalen Verformungen eine Rolle spielt, werden diese mit Hilfe der folgenden Formel unter Einwirkung der zuvor erwähnten Einheitslasten ermittelt:

$$w = \int \frac{M \cdot \bar{M}}{EI} dx + \int \frac{Q \cdot \bar{Q}}{GA} dx$$

Wie aus dieser Formel zu entnehmen ist, müssen für die Berechnung die beiden Ersatzflächenträgheitsmomente I_x und I_y , sowie die schubwirksamen Querschnittsflächen A_{cx} und A_{cy} bekannt sein.

Mit dem Lösungsansatz $x = \phi \cdot \cos \omega t$, der dynamischen Matrix $D = A \cdot M$ und der Einheitsmatrix I erhält man durch Einsetzen in die obige Gleichung die Form

$$\left(D - \frac{1}{\omega^2} \cdot I \right) \cdot \phi = 0$$

welche ein klassisches Eigenwertproblem darstellt. Die Ermittlung der Eigenwerte λ_i der dynamischen Matrix D erfolgt entweder durch Nullsetzen der Determinante oder mit Hilfe eines geeigneten Programms.

Die gesuchten Eigenfrequenzen bzw. Eigenperioden des Gebäudes werden dann letztendlich mit den folgenden Formeln ermittelt:

$$\omega_i = \sqrt{\frac{1}{\lambda_i}} = 2 \cdot \pi \cdot f_i$$

und

$$T_i = \frac{1}{f_i}$$

mit

ω_i Eigenkreisfrequenzen i

f_i Eigenfrequenzen i

T_i Eigenperioden i

3.3.2 Ermittlung der Spektralwerte des Bemessungsspektrums

Die Ermittlung der Spektralwerte erfolgt entweder durch Herauslesen aus dem Bemessungsspektrum für die lineare Berechnung des jeweiligen Landes oder durch Einsetzen der erhaltenen Eigenperioden T_i in die folgenden Formeln gemäß ÖNORM EN 1998-1:2004 [13]:

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

$$T_B \leq T_i \leq T_C \rightarrow S_d(T_i) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q}$$

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

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

mit

a_g als Bemessungs-Bodenbeschleunigung für die Baugrundklasse A

T_i als betrachtete Eigenperiode

T_B als untere Grenze des Bereichs konstanter Spektralbeschleunigung

T_C als obere Grenze des Bereichs konstanter Spektralbeschleunigung

T_D als Wert, der den Beginn des Bereichs konstanter Verschiebungen des Spektrums definiert

S als Bodenparameter

$S_d(T)$ als Ordinate des elastischen Antwortspektrums

q als Verhaltensbeiwert

β als Beiwert für den unteren Grenzwert für das horizontale Bemessungsspektrum

Der Verhaltensbeiwert q ist vom verwendeten Material und der Konstruktionsart abhängig und wird aufgrund seiner großen Bedeutung im Erdbebeningenieurwesen in einem eigenen Abschnitt genauer beschrieben.

Die folgende Abbildung zeigt den Verlauf des Bemessungsspektrums, der durch die einzelnen Abschnitte unterteilt wird, die durch die oben angeführten Gleichungen ermittelt werden:

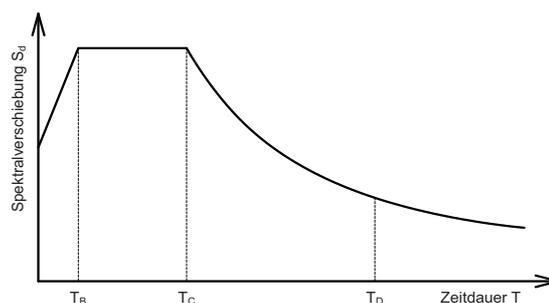


Abb. 3.2 Bemessungsspektrum für lineare Berechnungen nach EN 1998-1 [13]

3. 3. 3 Ermittlung der Erdbebeneinwirkungen der einzelnen Eigenformen

Da für Mehrmassenschwinger im Gegensatz zum Einmassenschwinger das Gleichungssystem, bestehend aus Massematrix, Dämpfungsmatrix (hier nicht weiter betrachtet), Steifigkeitsmatrix und Erregung gekoppelt vorliegt, muss dieses für eine Antwortspektrumberechnung durch eine modale Analyse in einzelne entkoppelte Einmassenschwinger aufgeteilt werden. Der Hintergrund für die folgenden Formeln ist in 'Baudynamik praxisgerecht' [25] nachzulesen.

$$F_{k,i} = \frac{\vec{\alpha}_i^*}{M^*} \cdot M \cdot \phi \cdot S_d(T)$$

mit

$F_{k,i}$ Einwirkungen infolge Erdbeben als $m \times n$ - Matrix mit m Reihen für m Geschosse (translatorische Freiheitsgrade) und n Spalten für n betrachtete Eigenformen, in [N]

$\vec{\alpha}_i^*$ Partizipations- oder Beteiligungsfaktor als Vektor mit m Reihen für m betrachtete Eigenformen, der die mitschwingende (beteiligte) Masse pro Eigenform berücksichtigt

M^* als Matrix der modalen Masse

ϕ als Matrix der Eigenvektoren, die direkt aus der Lösung des Eigenwertprob-

lems resultiert

Der Partizipations- oder Beteiligungsfaktor $\vec{\alpha}_i^*$ wird wie folgt berechnet:

$$\vec{\alpha}_i^* = \phi^T \cdot M \cdot \vec{e}$$

mit

\vec{e} als Einflussvektor, der unter üblichen Bedingungen, sprich sämtliche Freiheitsgrade des Systems liegen in Richtung der Bodenbeschleunigung, zum Einheitsvektor wird.

Anmerkungen:

Mithilfe des Beteiligungsfaktors $\vec{\alpha}_i^*$ sind jene Modalformen (Eigenformen) herauszufinden, die im Zuge der Berechnung berücksichtigt werden müssen. Das Kriterium hierfür ist im Punkt 4.3.3.2.1(3) der ÖNORM EN 1998-1 definiert und lautet, dass die Summe der effektiven Modalmassen der berücksichtigten Modalbeiträge mindestens 90% der Gesamtmasse des Gebäudes erreichen muss. Außerdem müssen alle Modalbeiträge berücksichtigt werden, deren effektive Modalmassen größer als 5% der Gesamtmasse des Bauwerks sind. Die Beziehung zwischen der Anzahl der Modalformen und der dazugehörigen modalen Massen ist so ausgelegt, dass die Summe aller modalen Massen gleich der Gesamtmasse des Bauwerks ist.

Bei der ebenen Modellberechnung kann diese Bedingung nicht erfüllt werden, wenn niederfrequente Torsionseigenformen einen großen Anteil der modalen Gesamtmasse "an sich binden". Grundsätzlich ist in einer solchen Situation eine räumliche Berechnung zu empfehlen. Für diesen Umstand sieht die ÖNORM EN 1998-1:2004 folgende Bedingung vor:

$$k \geq 3 \cdot \sqrt{n}$$

Für ein 3-geschossiges Gebäude würde dies eine Berücksichtigung von $k \geq 3 \cdot \sqrt{3} = 5,2 = 6,0$ Eigenformen entsprechen.

und

$$T_k \leq 0,20s$$

mit

k als Anzahl der berücksichtigten Modalbeiträge

n als Anzahl der Geschosse über dem Fundament oder der Oberkante eines starren Kellergeschosses.

T_k als Periode der Modalform k

Die Matrix der modalen Masse wird wie folgt berechnet:

$$M^* = \phi^T \cdot M \cdot \phi$$

3. 3. 4 Kombination der Einwirkungen

Die Kombination der Einwirkungen kann auf unterschiedlichen Ebenen erfolgen, hier wird das Vorgehen für die zuvor beschriebene Einwirkungsmatrix $F_{k,i}$ weiter verfolgt, eine Kombination der Schnittgrößen der einzelnen modalen Einwirkungen ist jedoch ebenfalls möglich.

Grundsätzlich kommen für die Einwirkungskombination zwei Methoden in Frage, die SRSS-Formel (Square-Root-of-Sum-of-Squares) oder die CQC-Formel (Complete-Quadratic-Combination), welche im Folgenden aufgezeigt sind:

SRSS:

$$F = \sqrt{\sum_{i=1}^n F_i^2}$$

F als Gesamtwert einer beliebigen Schnitt- oder Einwirkungsgröße

F_i als Anteil der Eigenform i an der Schnitt- oder Einwirkungsgröße

CQC:

$$F = \sqrt{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n F_i \cdot \varsigma_{ij} \cdot F_j} \text{ für alle } i \text{ und } j$$

mit

ς_{ij} als Wechselwirkungsfaktor, der wie folgt errechnet wird:

$$\varsigma_{ij} = \frac{8 \cdot \xi^2 \cdot (1+r) \cdot r^{3/2}}{(1-r^2)^2 + 4 \cdot \xi^2 \cdot r \cdot (1+r)^2}$$

mit

ξ als modale Dämpfungszahl, einheitlich für alle Schwingformen i, j

$$r = \frac{\omega_j}{\omega_i} \quad \text{als Quotient der Eigenkreisfrequenzen der Schwingformen } i, j$$

Bei Betrachtung der beiden Formeln ist ersichtlich, dass die CQC-Methode einen erheblichen Mehraufwand im Zuge einer händischen Rechnung bedeuten würde. Daher sieht die ÖNORM EN 1998-1:2004 die SRSS-Methode als Standard vor, die jedoch nur bei Erfüllung der folgenden Bedingung angewendet werden darf:

$$T_i \leq 0,9 \cdot T_j$$

mit

T_j als j -te Eigenperiode

T_i als darauf folgende, i -te Eigenperiode

Dadurch kann sichergestellt werden, dass die Eigenperioden der Modalformen i und j voneinander unabhängig betrachtet werden dürfen.

Anmerkung:

Der Nachteil der verwendeten Methode liegt darin, dass die Vorzeicheninformation der Einwirkungen verloren geht und sich somit eine Verfälschung der Beanspruchungsgröße einstellt (siehe auch 'Praxisbeispiel aus Stahlbeton' [36]). Korrekterweise sollte die Kombination erst in der Ebene der Schnittgrößen erfolgen, auf diesen Umstand wird jedoch im Abschnitt 4.3.3.3.2 der ÖNORM EN 1998-1:2004 nicht weiter eingegangen.

3.3.5 Berücksichtigung der Torsionswirkungen

Bei der Berechnung mit Hilfe eines räumlichen Modells können die Auswirkungen der maßgebenden Torsionseigenformen exakt ermittelt werden. Daher wird in diesem Fall nur mehr das Torsionsmoment, das durch die zufällige Ausmittigkeit nach ÖNORM EN 1998-1:2004, Abschnitt 4.3.2(1)P entsteht, angesetzt:

$$M_{\alpha i} = e_{\alpha i} \cdot F_i$$

mit

$M_{\alpha i}$ als Torsionsmoment, wirkend auf das Geschoss i um seine vertikale Achse

$e_{\alpha i}$ als zufällige Ausmittigkeit der Geschossmasse i , wird durch folgende Gleichung ermittelt:

$$e_{\alpha i} = \pm 0,05 \cdot L_i$$

mit

L_i als Geschossabmessung senkrecht zur Richtung der Erdbebeneinwirkung

F_i als Horizontalkraft, wirkend auf das Geschoss i , welche bereits zuvor ermittelt wurde

Werden hingegen zur Berechnung zwei ebene Modelle verwendet, dürfen die Torsionseinwirkungen gleich wie im Zuge des VASV berücksichtigt werden (siehe Abschnitt 3.2 dieser Arbeit bzw. ÖNORM EN 1998-1:2004, Abschnitt 4.3.3.2.4(2))

3.4 Der Verhaltensbeiwert q

3.4.1 Definition von Verhaltensbeiwert und Duktilität

Wie bereits in der Einleitung dieser Arbeit erwähnt wurde, ist die Größe der Erdbebeneinwirkung für ein Bauwerk im Wesentlichen von drei Faktoren abhängig, der lokalen Bodenbeschleunigung a_{gR} , der Masse des Gebäudes und der Bauwerksantwort, welche durch die errechneten Eigenformen beschrieben wird. Während die Bodenbeschleunigung praktisch nicht beeinflussbar ist (durch eine Umnutzung wäre es möglich, den Bedeutungsbeiwert γ_1 zu variieren), verbleiben als veränderbare Parameter noch die Masse des Gebäudes und dessen baulastdynamische Eigenschaften, um es für "den Einsatz" in einer Starkbebenzone auslegen zu können. Der Umstand, dass die geringe Masse von Holzbauwerken einen großen Vorteil im Erdbebeningenieurwesen mit sich bringt, ist eine Tatsache und als großer Vorteil gegenüber „schwereren Materialien“ anzusehen. Für Bauten mit vergleichsweise geringer Masse gilt es außerdem, die Antwort des Bauwerks auf eine Erdbebenerregung so günstig wie möglich auslegen zu können. Wie Abschnitt 3.3 zu entnehmen ist, wird diese Bauwerksantwort, bzw. die Größe der resultierenden Erdbebenkräfte maßgeblich vom Verhaltensbeiwert q beeinflusst. Da dieser in Bezug auf den Ingenieurholzbau Bestandteil der Forschungsprojekte "SERIES" und "SOFIE" ist und auf dem Institut für Holzbau und Holztechnologie an der TU Graz zu diesem Zeitpunkt geforscht wird, wird hier nur ein kurzer Umriss zum derzeitigen Stand der Technik dargestellt.

Prinzipiell ist der Verhaltensbeiwert q ein "Beiwert, der bei der Bemessung zur Reduzierung der durch lineare Berechnung ermittelten Kräfte verwendet wird, um der nichtlinearen Antwort eines Tragwerks in Abhängigkeit von Baustoff, Tragsystem und dem verwendeten Bemessungsverfahren Rechnung zu tragen." 'Praxisorientierter Lehrgang für Baudynamik und Erdbebeningenieurwesen' [39]. Der Verhaltensbeiwert klassifiziert also das zu berechnende Tragwerk nach seiner Möglichkeit, sich einer Erdbebenerregung durch plastische Verformung zu entziehen. Dieses Tragwerksverhalten ist auch als „duktil“ zu bezeichnen. "Duktilität" ist die Fähigkeit eines Bauwerks oder Bauteils zur hohen Energiedissipation durch nichtlineares Verhalten mit großer Amplitude ohne wesentlichen Abfall der Tragfähigkeit (nach 'Baudynamik praxisgerecht' [25]).

Im Diagramm in der folgenden Abbildung sind die horizontalen Verschiebungen eines 4-geschossigen Tragwerks aufgrund einer horizontalen Beanspruchung dargestellt. Dabei ist das Verhalten des Tragwerks für drei unterschiedliche Duktilitätsklassen eingetragen. Die Abstufung erfolgt von Klasse 1 bis 3, während Klasse 1 ein Tragwerk mit sehr geringer Duktilität symbolisieren soll, bedeutet Klasse 3 ein Tragwerk mit sehr hoher Duktilität. Aus dieser Funktion ist zu entnehmen, dass Klasse 1 einen viel größeren Tragwiderstand aufweisen muss, um eine bestimmte Beanspruchung ertragen zu können, als es bei 2 und 3 der Fall ist.

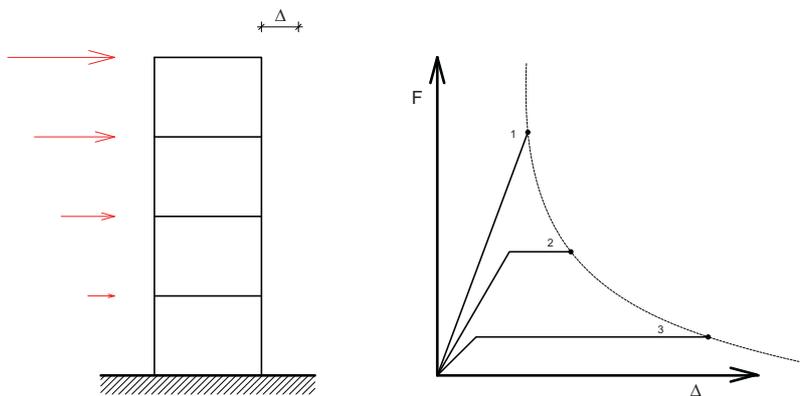


Abb. 3.3 Horizontale Beanspruchung in Funktion der horizontalen Verschiebung für unterschiedliche Tragwerksausbildungen (nach 'Erdbebengerechte, mehrgeschossige Holzbauten' [40])

Approximativ kann diese Beziehung folgendermaßen beschrieben werden (aus 'Erdbebensicherung von Bauwerken' [24]):

Güte des Erdbebenverhaltens = Tragwiderstand x Duktilität

Diesem Umstand wird in den Berechnungsformeln insofern Folge geleistet, dass mit dem Anstieg der Duktilität natürlich auch der Verhaltensbeiwert q zunimmt und somit, wie bereits erwähnt, die Beanspruchung erheblich reduziert werden kann. Daher liegt es nahe, Tragwerke, die in erdbebengefährdeten Gebieten gebaut werden, mit der nötigen, hohen Duktilität zu versehen. In der folgenden Abbildung wird anhand zweier Prinzipien, abhängig von der Größe der Eigenperioden, der theoretische Hintergrund für diese Beziehung gegeben (nach 'Praxisorientierter Lehrgang für Baudynamik und Erdbebeningenieurwesen' [39]):

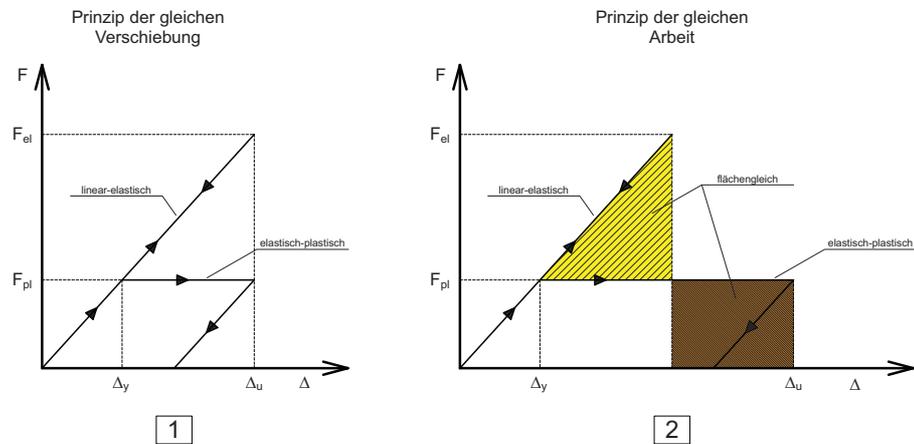


Abb. 3.4 Zusammenhang der Beanspruchungen und dem Verhaltensbeiwert q

1: $F_{pl} = \frac{F_{el}}{q}$, für $T \geq 0,5s$

2: $F_{pl} = \frac{F_{el}}{\sqrt{2q-1}}$, für $T < 0,5s$

3. 4. 2 Beziehung zwischen Verhaltensbeiwert und Duktilität

Zur Beschreibung der Duktilität eines Tragwerks werden Duktilitätsfaktoren verwendet, man unterscheidet hier zwischen dem Querschnittsduktilitätsfaktor μ_ϕ und dem Systemduktilitätsfaktor μ_Δ . Der Querschnittsduktilitätsfaktor ist die Kombination aus Dehnungsduktilität, Krümmungsduktilität, Rotationsduktilität und Schubduktilität von Tragwerkselementen und Verbindungen und wie folgt definiert:

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y}$$

mit

ϕ_y als Querschnittsverformung bei Fließbeginn

ϕ_u als Querschnittsverformung bei Versagen des Querschnitts

Während durch die Querschnittsduktilität die lokalen Effekte eines Tragwerks beschrie-

ben werden, gibt der Systemduktilitätsfaktor das Verhältnis der Systemverformungen wieder:

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

mit

Δ_y Verformung des Gesamtsystems bei Eintreten des Fließbeginns in den dafür konzipierten Tragwerksteilen

Δ_u Verformung des Gesamtsystems bei Totalversagen des Tragwerks

Anhand des folgenden, für diese Beschreibung immer wieder verwendeten Systems soll der Unterschied zwischen System- und Querschnittsduktilität nochmals verdeutlicht werden:

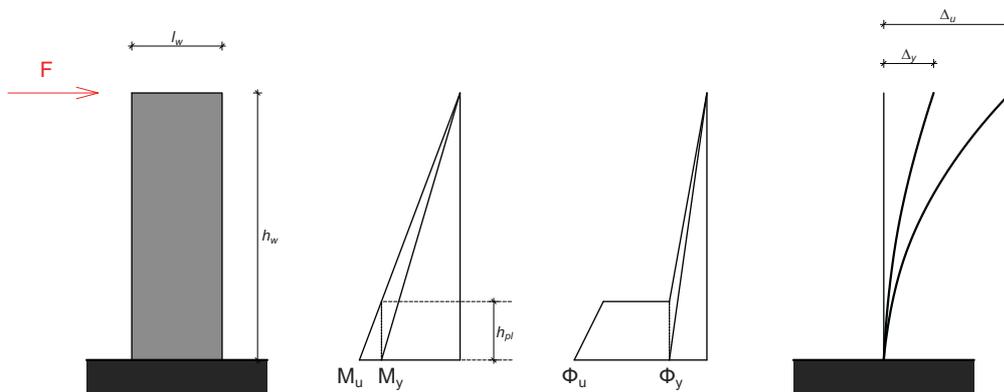


Abb. 3.5 Kragträgermodell zur Querschnitts- und Systemduktilität (nach 'Erdbebengerechte, mehrschosige Holzbauten' [40])

Während die Beziehung zwischen System- bzw. Querschnittsduktilität und dem Verhaltensbeiwert q bei reellen Tragwerken aufgrund der großen Anzahl an Freiheitsgraden schwer quantifizierbar ist, können für das System in Abb. 3.5 folgende Beziehungen nach 'Baudynamik praxisgerecht' [25] wiedergegeben werden:

$$\mu_{\Delta} = q$$

und

$$q = 1 + (\mu_{\phi} - 1) \cdot \frac{3 \cdot h_{pl} \cdot (h_w - 0,5 \cdot h_{pl})}{h_w^2}$$

bzw.

$$\mu_{\phi} = 1 + \frac{(q - 1) \cdot h_w^2}{3 \cdot h_{pl} \cdot (h_w - 0,5 \cdot h_{pl})}$$

Aus diesen Beziehungen geht hervor, dass der Querschnittsduktilitätsfaktor bedeutend höher als der angestrebte Systemduktilitätsfaktor sein muss, um ein möglichst duktileres Tragverhalten zu erzielen.

In der ÖNORM EN 1998-1 wird zwischen zwei Konzepten für die Erdbebenbemessung von Holzbauwerken unterschieden (siehe auch ÖNORM EN 1998-1:2004, Abschnitt 8.1.3), dem dissipativen Tragverhalten und dem nicht-dissipativen Tragverhalten. Um das dissipative Tragverhalten für ein Bauwerk gewährleisten zu können, muss es für die Duktilitätsklasse M oder H ausgelegt werden. Kernpunkt eines dissipativen Tragwerks bilden jene Bereiche, die sich im Fall eines Erdbebens der Beanspruchung durch große Verformung entziehen und somit die Erregungsenergie "vernichten". Das Tragwerksdesign muss gewährleisten, dass die spröden Bereiche, die sich linear-elastisch verhalten, nicht überbeansprucht werden, während die zuvor erwähnten, plastifizierenden Bereiche ihre Überfestigkeit entwickeln. In der folgenden Tabelle sind Tragwerkstypen in Bezug auf den dazu möglichen Verhaltensbeiwert q für die drei Duktilitätsklassen L, M und H angeführt.

Auslegungskonzept und Duktilitätsklasse	q	Beispiele für Tragwerke
niedriges Energiedissipationsvermögen - (DC)L	1,5	Kragarm-Tragwerke; Träger; Zwei- oder Dreigelenkbögen; Fachwerke mit Dübelverbindungen
mittleres Energiedissipationsvermögen - (DC)M	2,0	Verleimte Wandscheiben mit verleimten Schubfeldern mit Nagel- oder Schraubenverbindungen; Fachwerke mit stiftförmigen oder Bolzenverbindungen; Tragwerke in Mischbauweise, bestehend aus Holzrahmen (zur Aufnahme der Horizontallasten) und einer nichttragenden Ausfachung
	2,5	Statisch überbestimmte Rahmen mit stiftförmigen oder Bolzenverbindungen
hohes Energiedissipationsvermögen - (DC)H	3,0	Genagelte Wandscheiben mit verleimten Schubfeldern mit Nagel- oder Schraubenverbindungen; Fachwerke mit Nagelverbindungen;
	4,0	Statisch überbestimmte Rahmen mit stiftförmigen oder Bolzenverbindungen
	5,0	Genagelte Wandscheiben mit genagelten Schubfeldern mit Nagel- oder Schraubenverbindungen

Tab. 3.1 Auslegungskonzepte, Tragwerkstypen und Höchstbeträge der Verhaltensbeiwerte für die drei Duktilitätsklassen nach ÖNORM EN 1998-1:2004 [13]

Wie in Tab. 3.1 ersichtlich ist, wird für Bauwerke aus Holz der Verhaltensbeiwert maßgeblich von der Wahl und Auslegung der Verbindungsmittel beeinflusst. Der Grund dafür ist das weitgehend spröde Bruchverhalten des Baustoffes Holz, der es notwendig macht, die Verbindungen der Bauteile untereinander so duktil wie möglich auszulegen,

um ein relativ hohes Energiedissipationsvermögen des Bauwerks zu realisieren. Zur Verdeutlichung dieser Tatsache sind in der folgenden Abbildung die Kraft-Verformungskurven für einige Verbindungsmittel im Ingenieurholzbau abgebildet. Daraus ist ersichtlich, dass diese einer großen Bandbreite unterworfen sind und daher das Verhalten der Struktur wesentlich beeinflussen.

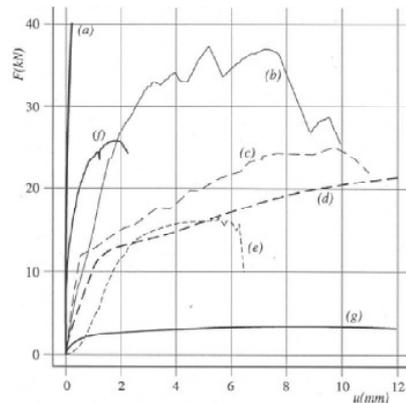


Abb. 3.6 Kraft-Verformungsbeziehungen einiger Verbindungsmittel unter Zugbeanspruchung

Erläuterung zu Abb. 3.6:

- (a) geklebte Verbindung (125 cm²)
- (b) Einlassdübel (DM 100 mm)
- (c) zweiseitiger Einpressdübel (DM 62 mm)
- (d) Stabdübel (DM 14 mm)
- (e) Bolzen (DM 14 mm)
- (f) Nagelplatte (100 cm²)
- (g) Nägel (DM 4,4 mm)

Somit ist klar, um auf das dissipative Tragwerkskonzept zurückzukommen, dass auf die Wahl und Gestaltung der Verbindungsmittel in punkto Erdbebenbemessung Hauptaugenmerk gelegt werden muss. Abgesehen von der Verringerung der Beanspruchung durch Erzielung des größtmöglichen Verhaltensbeiwertes bringt das dissipative Tragwerkskonzept einen weiteren Vorteil mit sich. Einerseits gilt gemäß ÖNORM EN 1995-1-2009 [8], dass der Modifikationsbeiwert für Lasteinwirkungsdauer und Feuchtegehalt,

k_{mod} für sehr kurze Einwirkungen, wie etwa dem Bemessungsfall "Erdbeben", für die meisten Baustoffe (Vollholz und Holzwerkstoffe) und Einsatzgebiete auf 1,10 erhöht werden darf. Andererseits darf der Teilsicherheitsbeiwert γ_M für die Materialeigenschaft des Baustoffes Holz für außergewöhnliche Kombinationen auf 1,00 reduziert werden. Da sich der Bemessungswert einer Festigkeitseigenschaft, wie allgemein bekannt, nach ÖNORM EN 1995-1-2009 mit der Formel

$$X_d = k_{\text{mod}} \cdot \frac{X_k}{\gamma_M}$$

berechnen lässt, wirken sich diese Vorteile als erhebliche Aufwertung der Widerstandsseite im Zuge des Nachweises aus.

Wird hingegen das Tragwerk auf ein nicht-dissipatives Verhalten ausgelegt (Duktilitätsklasse L), geht man davon aus, dass bei zyklischer Erdbebenbeanspruchung nur ein sehr kleines plastisches Verformungs- und Energiedissipationsvermögen erreicht werden kann. Daher ist die Größe des Verhaltensbeiwerts q auf 1,50 zu beschränken. Weiters wird im Abschnitt 8.6 der ÖNORM EN 1998-1 gefordert, dass für Tragwerke der Duktilitätsklasse L der Teilsicherheitsbeiwert γ_M bei 1,25 bzw. 1,30 (Grundkombination) zu belassen ist.

Da der Schwerpunkt dieser Arbeit auf der Erdbebenberechnung von Bauwerken aus Brettsperrholz (BSP bzw. CLT) liegt, wird hier darauf hingewiesen, dass in Tab. 3.1 keine Angaben vorliegen, wie groß der Verhaltensbeiwert bzw. das Energiedissipationsverhalten für Bauwerke aus BSP zu wählen ist. Der Grund dafür ist einerseits, dass dieses Material, obwohl es bereits eine große Bedeutung in der Holzindustrie aufweist, noch nicht in die europäische Normung aufgenommen worden ist. Andererseits ist das Erdbeben-tragverhalten von BSP noch nicht gänzlich bekannt und auch Gegenstand der Forschung am Institut für Holzbau und Holztechnologie an der TU Graz. Versuche im Zuge des "SOFIE"-Projektes im Juli 2006 haben jedoch gezeigt, dass diesem Material im Fall eines realen Erdbebens durchaus ein Verhaltensbeiwert von ungefähr 3,0 zuzuordnen und somit eine Einstufung in die Duktilitätsklasse H (hohes Energiedissipationsvermögen) möglich ist. Die Versuche wurden an einem 3-geschossigem Gebäude aus BSP durchgeführt und das Versagen der Struktur stellte sich nach einer genügend großen Vorverformung der Verbindungsmittel an der Bodenfuge in den Verbindungsmittelbereichen (plastizierenden Bereichen) ein (siehe 'New Technologies for Construction of Medium-Rise Buildings in Seismic Regions: The XLAM Case' [37]). Dieses Verhalten (keine Bruchgefahr in den spröden Bereichen, große Vorverformungen und Versagen der VM) ist ein typisches Merkmal für diese Duktilitätsklasse. Diese Thematik wird im Zuge der Berechnung eines Praxisbeispiels in Kapitel 4 weiter verfolgt.

Zusammenfassend ist festzustellen, dass Holzbauten, die in erdbebengefährdeten Regionen errichtet werden, unbedingt auf das dissipative Tragwerksverhalten ausgelegt werden sollten, da dadurch ein plötzliches, sprödes Versagen der Bauteile im Zuge eines Bemessungsbebens vermieden werden kann. Die verringerte Beanspruchung durch den hohen Verhaltensbeiwert und die Erhöhung des Tragwiderstandes durch die Faktoren k_{mod} und γ_M wirken sich auch in der Wirtschaftlichkeit der Konstruktion positiv aus.

Abschließend zu diesem Kapitel ist zu erwähnen, dass es in Fällen von **"geringer Seismizität"** zu Problemen bei der Bemessung mittels dissipativen Tragwerksverhaltens kommen kann. Durch eine geringe Erdbebenbeanspruchung ist es u.U. möglich, dass die für das Verhalten erforderlichen Fließmechanismen nicht aktivierbar sind und somit ein Verhaltensbeiwert von z.B. 3,0 nicht realisierbar ist. In einer solchen Situation wird in Fachkreisen empfohlen, den Verhaltensbeiwert auf 1,50 herabzusetzen (siehe 'Hochbau aus Stahlbeton' [36]).

3.5 Vorbemerkungen zur Anwendung von nichtlinearen Verfahren

Abgesehen von dem Umstand, dass bei der Anwendung von nichtlinearen Verfahren sämtliche Schritte der Berechnung begründet werden müssen, gibt es in der ÖNORM EN 1998-1 weitere Vorgaben, die im Zuge der Berechnung eingehalten werden müssen. Speziell für Holzbauten wird hier vorgeschrieben, dass die Bauteileigenschaften auf den Mittelwerten der Werkstoffeigenschaften basieren sollten. Diese sind für Neubauten aus Holz der ÖNORM EN 1995-1-1 zu entnehmen. Weiters sollten Längskräfte infolge von Gewichtslasten bei der Bestimmung von Kraft-Verformungsbeziehungen für Bauteile berücksichtigt werden. Biegemomente in vertikal abtragenden Bauteilen infolge von Gewichtslasten dürfen hingegen, wenn sie das Gesamttragverhalten nicht in maßgebender Weise beeinflussen, vernachlässigt werden. Die Vorzeichenrichtung der einwirkenden Erdbebenkräfte muss variiert und die sich daraus ergebenden, maximalen Beanspruchungsgrößen verwendet werden (siehe auch ÖNORM EN 1998-1:2004, Abschnitt 4.3.3.4.1).

Der wesentliche Vorteil bei der Anwendung von nichtlinearen Verfahren besteht darin, dass diese im Stande sind, das nichtlineare Materialverhalten diverser Baustoffe direkt in die Berechnung einfließen zu lassen. Während im Zuge der Berechnungsmethoden nach Abschnitt 3.2 und Abschnitt 3.3 das nichtlineare Verhalten durch die Abschätzung der ersten Eigenperiode bzw. durch Festlegen eines bestimmten, für das gesamte Bauwerk geltenden Verhaltensbeiwert q nur ansatzweise berücksichtigt wird, ist es mit Hilfe der in weiterer Folge erläuterten Verfahren möglich, Nichtlinearitäten des Materials und der Konstruktion zu erfassen. Ein weiterer Vorteil der nichtlinearen Tragwerksanalyse ist gemäß ÖNORM B 1998-1:2006 [14] die Verfolgung der Schädigungsevolution infolge langer, energiereicher Beben, die durch die hohe Anzahl von Lastzyklen eine starke Abnahme der Steifigkeit der Konstruktion bewirken können.

3. 6 Die nichtlineare statische (pushover) Berechnung

Im Gegensatz zum VASV und dem MASV ist die nichtlineare, statische (pushover) Berechnung ein sog. verformungsbasierendes Verfahren, welches es dem Anwender ermöglicht, die inelastische Strukturantwort infolge einer monoton steigenden Horizontallast abbilden zu können. Diese Antwort des Systems entspricht im Anwendungsfall der horizontalen Verformung eines Referenzpunktes des Bauwerks (meistens der höchste Punkt des Bauwerks) und beinhaltet die Umlagerungseffekte infolge von Nichtlinearitäten wie z.B. der Bildung von Fließgelenken. Dieser Vorteil der genaueren Erfassung des Bauwerksverhaltens ist im Zuge der Pushover-Berechnung ohne einer aufwändigen, komplexen, nichtlinearen Zeitverlaufsberechnung möglich. Abgesehen von der Verankerung in der ÖNORM EN 1998-1:2004, ist dieses Verfahren noch in einigen weiteren internationalen Normen und Richtlinien, wie etwa dem ATC-40 (1996) [23], verankert.

Die Grundlage der Pushover-Berechnung bildet die Ermittlung der "Bauwerkskapazität". Diese kann als Eigenschaft des Bauwerks, einer seismischen Beanspruchung standzuhalten, beschrieben werden. Zur Ermittlung der Bauwerkskapazität muss eine sog. "Pushover"-Analyse durchgeführt werden. Dabei wird für das betrachtete Gebäude eine inelastische, statische Last-Verformungskurve unter monoton wachsender Horizontallast bei konstant gehaltenen Vertikallasten erstellt. Diese Last-Verformungskurve, das Ergebnis der "Pushover"-Analyse, wird im Weiteren als Kapazitätskurve bezeichnet (aus 'Bauwerke und Erdbeben' [27]).

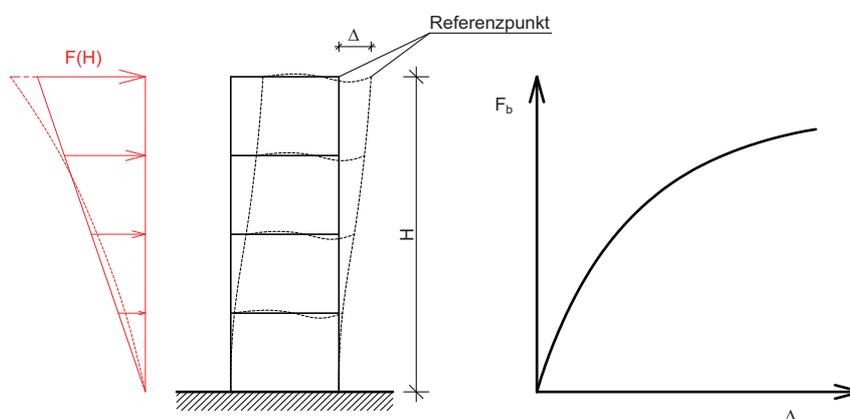


Abb. 3.7 Ermittlung der Kapazitätskurve

Anhand von Abb. 3.7 soll das Vorgehen zur Ermittlung einer solchen Kapazitätskurve erläutert werden. Die Bestimmung der einzelnen Punkte der Kurve erfolgt durch monotone Steigerung der horizontal wirkenden Stockwerkkräfte, die in der Ebene der Geschossdecken angreifen. Die Verteilung dieser Kräfte kann auf zwei verschiedene Arten erfolgen. Einerseits ist es möglich, die Kräfte aus dem Produkt der Stockwerkmassen mit den jeweiligen Ordinaten der Verformungsfigur zu ermitteln. Dabei wird als Verformungsfigur im allgemeinen die erste Eigenform des Gebäudes für die jeweilige Betrachtungsrichtung

tung gewählt. Andererseits ist in der ÖNORM EN 1998-1:2004, Abschnitt 4.3.3.4.2.2. der Ansatz von zwei vertikalen Verteilungen geregelt:

- einer Verteilung auf der Grundlage von Horizontalkräften, die den Stockwerksmassen proportional, jedoch unabhängig von der Höhenlage sind (gleichmäßige Beschleunigungsantwort)
- einer Verteilung, die wie bei der linear-elastischen Berechnung ermittelt wird

Die Ordinatenwerte der Kapazitätskurve errechnen sich dann wie folgt:

$$F_{b,i} = \int_0^H F_i(x) dx$$

oder, für eine lineare, dreiecksförmige Verteilung:

$$F_{b,i} = F \cdot \frac{H}{2}$$

Bei der Ermittlung der Verformungen i des Referenzpunktes wird an dieser Stelle hingewiesen, dass auch die Effekte der Theorie II. Ordnung zu berücksichtigen sind. Diese wirken sich insofern aus, dass die anzusetzenden, vertikalen Lasten aus der Kombination für Erdbebeneinwirkungen nach ÖNORM EN 1998-1:2004, Abschnitt 3.2.4(2) im Zuge einer horizontalen Auslenkung des Gebäudes eine weitere abtreibende Wirkung (Biegemoment entsteht aus Vertikallast mal horizontaler Auslenkung) erzielen. Natürlich ist die Ermittlung der Kapazitätskurve, vor allem bei Berücksichtigung sämtlicher Nichtlinearitäten mit der Anwendung einer geeigneten EDV-Software verbunden, da eine händische Ermittlung für diesen Grad an stat. Überbestimmtheit und Nichtlinearität des Materials keine Option mehr ist.

Nach erfolgreichem Erstellen der Kapazitätskurve wird der zweite Schritt der Pushover-Berechnung durchgeführt. Dieser ist die Transformation der Kapazitätskurve in eine Darstellung, welche mit einem elastischen Antwortspektrum nach ÖNORM EN 1998-1:2004 verglichen bzw. geschnitten werden kann. Für diese Maßnahme gibt es mehrere, ähnliche Möglichkeiten der Berechnung, wobei im Folgenden zwei davon genauer beschrieben werden.

3. 6. 1 Die Kapazitätsspektrum-Methode

Diese Methode wurde erstmals 1975 angewendet, um die seismische Widerstandsfähigkeit von Militärbauwerken in den USA ermitteln zu können. Seit 1996 ist sie in der Amerikanischen Normung, genauer gesagt, im ATC-40 anerkannt und wird in den USA zur Tragwerksanalyse herangezogen. Sie bildet auch die theoretische Grundlage für die Methode nach ÖNORM EN 1998-1:2004, Anhang B, die als zweite Möglichkeit im nächsten Absatz genauer behandelt wird.

Die grundsätzliche Vorgangsweise der Kapazitätsspektrum-Methode ist jene, dass einer-

seits die ermittelte Kapazitätskurve und andererseits das für die jeweilige Situation anzuwendende Antwortspektrum in einem Spektralverschiebungs-Spektralbeschleunigungsdiagramm überführt werden und somit miteinander verglichen bzw. geschnitten werden können. Der Schnittpunkt dieser beiden Kurven wird "Performance Point" genannt und gibt die maximale Spektralverschiebung des Referenzpunktes des Gebäudes an.

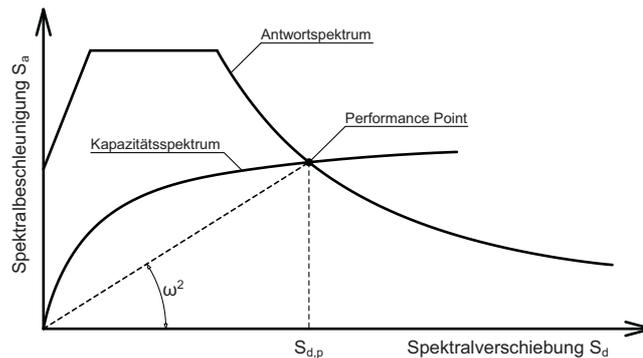


Abb. 3.8 Überlagerung von Antwort- und Kapazitätsspektrum (nach 'Bauwerke und Erdbeben' [27])

- Transformation der Bauwerkskapazität

Wie bereits erwähnt, erfordert es die Kapazitätsspektrum-Methode, dass die Kapazitätskurve in das in Abb. 3.8 gezeigte Spektralbeschleunigungs-Spektralverschiebungsdiagramm transformiert werden muss. Dabei bedient man sich dem Modell eines äquivalenten Einmassenschwingers, wobei die Umrechnung mittels der Grundeigenform erfolgt. Dazu ist die Umwandlung folgender Gleichungen notwendig [27].

Die Maximalwerte der modalen Verformungen der i -ten Modalform einer Struktur lauten:

$$\max \vec{V}_i = \beta_i \cdot S_{d,i} \cdot \phi_i$$

mit

$S_{d,i}$ als gesuchte Spektralverschiebung der i -ten Eigenform

β_i als Anteilfaktor für die i -te Eigenform, errechnet sich aus

$$\beta_i = \phi_i^T \cdot M \cdot \vec{e}$$

ϕ_i Eigenvektor der Eigenform i (siehe auch Abschnitt 3. 3)

M Massenmatrix (siehe auch Abschnitt 3. 3)

\vec{e} Einheitsvektor (siehe auch Abschnitt 3. 3)

Die obige Gleichung ist in Vektorform für n-Freiheitsgrade (Geschossebenen) eines Mehrmassenschwingers dargestellt. Setzt man jedoch für die oberste Zeile des max. Verformungsvektors $\max \vec{V}_i$ die jeweilige Auslenkung des Referenzpunktes $\Delta_{Dach,i}$ ein, so erhält man durch Umformung den folgenden Ausdruck:

$$S_{d,i} = \frac{\Delta_{Dach,i}}{\beta_1 \cdot \phi_{1,Dach}}$$

mit $S_{d,i}$ als Funktion von $\Delta_{Dach,i}$ (Abszissenwerte der Kapazitätskurve) mit konstantem Nenner $\beta_1 \cdot \phi_{1,Dach}$, wobei der Index "1" für die Grundeigenform steht.

Die Umrechnung der jeweiligen Fundamentalschubkräfte $F_{b,i}$ in die Spektralbeschleunigungen $S_{a,i}$ ist in den folgenden Gleichungen dargestellt:

$$F_b = S_a(T_1) \cdot M_{TOT,eff} \cdot \alpha_1$$

mit

F_b als Gesamterdbebenkraft bzw. als resultierender Fundamentalschub

$M_{TOT,eff}$ als effektive Gesamtmasse des Systems (inkl. veränderliche Lasten aus der Kombination nach ÖNORM EN 1998-1:2004, Abschnitt 3.2.4(2))

α_1 als Verhältnis der effektiven Modalmasse $M_{1,eff}$ der Grundeigenform zur effektiven Gesamtmasse des Systems $M_{TOT,eff}$

Durch Umformen der obigen Gleichung entsteht die Beziehung der jeweiligen Fundamentalschubkraft $F_{b,i}$ mit der gesuchten Spektralbeschleunigung $S_{a,i}$:

$$S_{a,i} = \frac{F_{b,i}}{M_{TOT,eff} \cdot \alpha_1}$$

Mit diesen Umformungen ist es möglich, die Kapazitätskurve in das Spektralbeschleunigungs-Spektralverschiebungsdiagramm umzurechnen.

- Abminderung des Antwortspektrums

Die Abszisse (Zeitachse) des elastischen Antwortspektrums für die jeweilige Situation wird für die Darstellung als Spektralbeschleunigungs-Spektralverschiebungsdiagramm für jeden Punkt i mit folgender Gleichung in eine Spektralverschiebungssache umgerechnet:

$$S_{d,i} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} \cdot S_{a,i}$$

Außerdem wird das elastische Antwortspektrum aufgrund des Einflusses der Energiedis-

sipation im nichtlinearen Bereich der Last-Verformungskurve auf das Bauwerksverhalten durch eine sog. äquivalente elastische (viskose) Dämpfung ξ_{eq} abgemindert. Diese errechnet sich wie folgt [27]:

$$\xi_{eq} = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{E_D}{E_{s0}}$$

mit

E_{s0} als maximale Dehnungsenergie und

E_D als Hystereseenergie, welche der von der Hystereseschleife umschlossene Fläche im Last-Verformungsdiagramm (Kapazitätskurve) entspricht

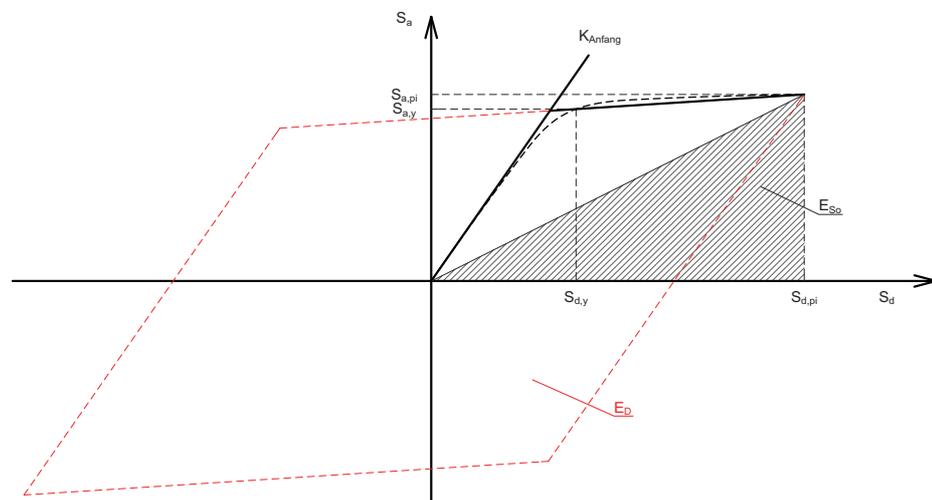


Abb. 3.9 Ableitung der äquivalenten viskosen Dämpfung (nach [27])

Aus Abb. 3.9 lassen sich die beiden Energieformen wie folgt ermitteln:

$$E_{s0} = \frac{S_{a,pi} \cdot S_{d,i}}{2}$$

$$E_D = 4 \cdot (S_{a,y} \cdot S_{d,pi} - S_{d,y} \cdot S_{a,pi})$$

mit den Indizes pi und y für die plastische Grenze bzw. Fließgrenze der Kapazitätskurve.

Durch Einsetzen der beiden Ausdrücke in die Formel für die Ermittlung von ξ_{eq} lässt sich diese wie folgt durch die jeweiligen Grenzen der Spektralverschiebung und -beschleunigung anschreiben:

$$\xi_{eq} = 0,637 \cdot \frac{S_{a,y} \cdot S_{d,pi} - S_{d,y} \cdot S_{a,pi}}{S_{a,pi} \cdot S_{d,i}}$$

In der ÖNORM EN 1998-1:2004, Abschnitt 3.2.2.2(3) bzw. in Abschnitt 2.2 dieser Arbeit erfolgt die Abminderung elastischer Antwortspektren mit dem Korrekturbeiwert η , der in Abhängigkeit von der viskosen Bauteildämpfung ξ berechnet wird:

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

wobei ξ in Prozent eingesetzt werden muss. Für $\xi = 5,0$, was der üblichen viskosen Bauteildämpfung entspricht, resultiert dieser Wert zu 1,0. Im Zuge dieser Berechnungsmethode setzt sich nun diese modifizierte Bauteildämpfung ξ wie folgt zusammen:

$$\xi = \xi_0 + \kappa \cdot \xi_{eq}$$

mit

ξ_0 als viskose Bauteildämpfung (empfohlen wird der übliche Wert von 5%)

κ als Korrekturfaktor, der den Umstand beinhaltet, dass der tatsächliche Hystereseverlauf nicht genau dem in Abb. 3.9 dargestellten Parallelogramm entspricht [ATC-40]

Der Korrekturfaktor κ ist abhängig vom spezifischen hysteretischen Verhalten, sprich der Energiedissipationsfähigkeit des Bauwerks und in der folgenden Tabelle geregelt.

Typ des hysteretischen Verhaltens	Beschreibung	ξ_{eq} [%]	κ
A	stabile Hystereseschleifen, hohe Energiedissipation	< 16,25 > 16,25	1,0 $1,13 - 0,51 \cdot \frac{S_{a,y} \cdot S_{d,pi} - S_{d,y} \cdot S_{a,pi}}{S_{a,pi} \cdot S_{d,i}}$
B	relativ gering eingeschnürte Hystereseschleifen	< 25 > 25	0,67 $0,85 - 0,45 \cdot \frac{S_{a,y} \cdot S_{d,pi} - S_{d,y} \cdot S_{a,pi}}{S_{a,pi} \cdot S_{d,i}}$
C	stark eingeschnürte Hystereseschleifen		0,33

Tab. 3.2 Werte für den Korrekturfaktor gemäß ATC-40

Die Werte variieren zwischen Typ A Tragwerken mit stabilen Hystereseschleifen und hohen Energiedissipationen und Typ C Tragwerke mit stark eingeschränkter Energiedissipation. Typ C Tragwerke würden z.B. Mauerwerksbauten entsprechen.

Da jeder Spektralverschiebung $S_{d,i}$ nun eine unterschiedliche Dämpfung zugeordnet wird, ist es notwendig, den 'Performance Point' iterativ zu bestimmen. Im ATC-40 stehen für diesen Vorgang drei Verfahren A, B, C zur Auswahl, wobei die Bestimmung der äquivalenten viskosen Dämpfung für sämtliche Vorgänge mit einer bilinearen Annäherung der Kapazitätskurve erfolgt. Im Folgenden wird das Verfahren A näher erläutert.

Dazu wird ein Ausgangspunkt ($S_{d,pi}$, $S_{a,pi}$) gewählt, durch diesen eine zugehörige bilineare Darstellung des Kapazitätsspektrums entwickelt wird. Dies erfolgt durch Anlegen einer Geraden durch den Koordinatenursprung, welche die Anfangssteifigkeit der Kapazitätskurve aufweist. Nun wird eine zweite Gerade derart durch den Ausgangspunkt

gelegt, dass die Fläche A1 in den beiden folgenden Abbildungen (untere Abbildung) gerade der Fläche A2 entspricht.

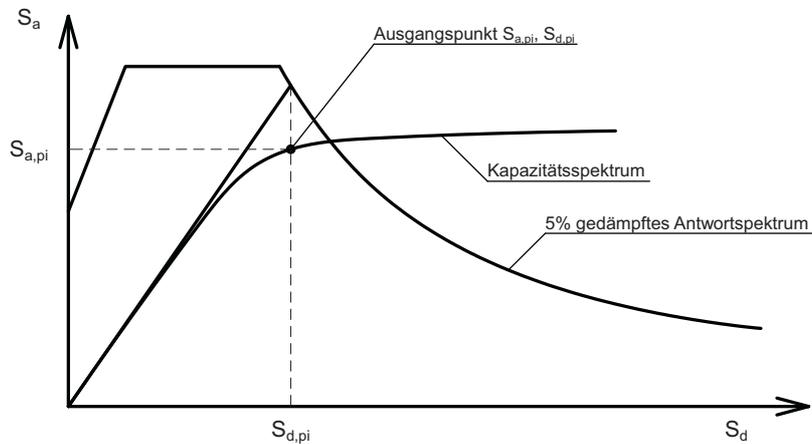


Abb. 3.10 Ausgangspunkt der Iteration nach ATC-40

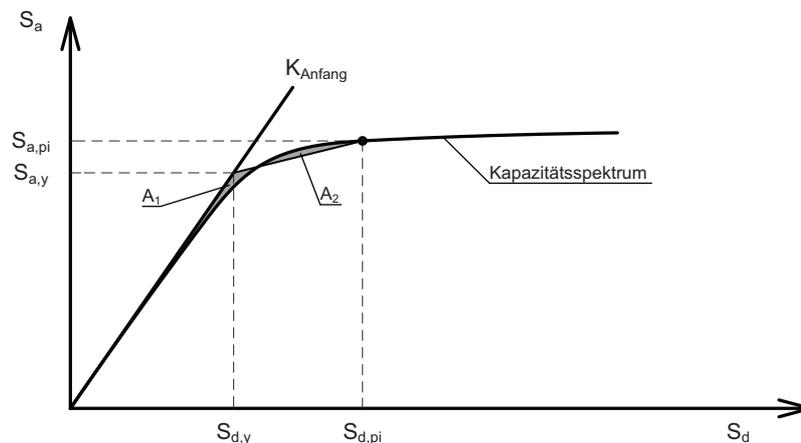


Abb. 3.11 Bilineare Approximation des Kapazitätsspektrums nach ATC-40

Der nächste Schritt ist die Berechnung der äquivalenten viskosen Dämpfung ξ_{eq} mit den erhaltenen Koordinaten $S_{d,pi}$, $S_{a,pi}$, $S_{d,y}$, $S_{a,y}$ unter Berücksichtigung des Korrekturfaktors κ . Durch Schneiden des nun erhaltenen, abgeminderten Bemessungsspektrums mit dem Kapazitätsspektrum erhält man die gesuchte Spektralverschiebung $S_{d,i}$. Diese muss folgendes Kriterium erfüllen:

$$0,95 \cdot S_{d,pi} \leq S_{d,i} \leq 1,05 \cdot S_{d,pi}$$

Ist diese Bedingung eingehalten, so ist der Performance Point ($S_{d,pi}$, $S_{a,pi}$) gefunden und die Spektralverschiebung stellt die zu erwartende Verschiebung des Bauwerks infolge des Bemessungsbebens dar. Bei Überschreitung dieser, im Kriterium angeführten Grenzen, wird der Schnittpunkt des Kapazitätsspektrums mit dem reduzierten Antwortspektrum als

neuer Ausgangspunkt gewählt und die Iteration erneut durchgeführt. Die folgende Abbildung soll die zuletzt genannten Schritte verdeutlichen:

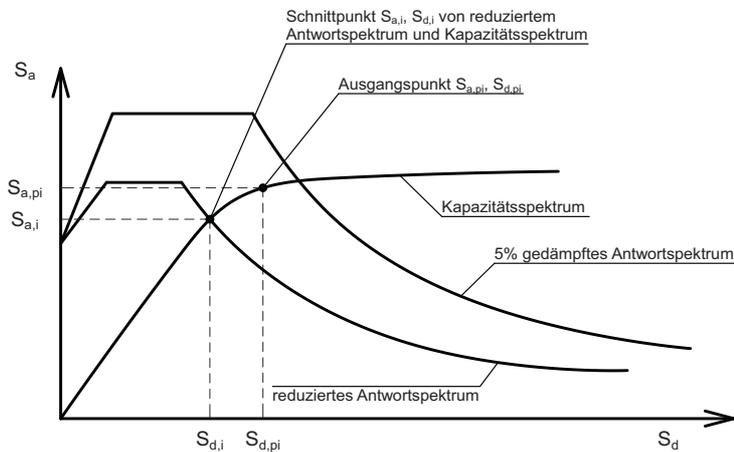


Abb. 3.12 Ermittlung der maximalen Spektralverschiebung nach ATC-40

3. 6. 2 Methode gemäß ÖNORM EN 1998-1:2004, Anhang B

[13]

Auch in der Methode gemäß ÖNORM EN 1998-1:2004, Anhang B erfolgt die Umrechnung der Kapazitätskurve durch eine Transformation in einen äquivalenten Einmassenschwinger. Für die weitere Berechnung wird die Beziehung zwischen bezogenen Horizontalkräften \bar{F}_i und bezogenen Verschiebungen ϕ_i wie folgt angenommen:

$$\bar{F}_i = m_i \cdot \phi_i$$

mit

m_i als Masse des i-ten Geschosses

ϕ_i bezogene Verschiebung des i-ten Geschosses

Die Normierung der Verschiebungen erfolgt dadurch, dass $\phi_n = 1$ gesetzt wird, wobei n als Nummer des Kontrollknotens (entspricht dem Referenzpunkt in der zuvor erläuterten Methode, üblicherweise steht n für die Dachebene) angesetzt wird. Somit gilt:

$$\bar{F}_n = m_n$$

mit

\bar{F}_n als bezogene Horizontalkraft des Referenzknotens im n-ten Geschoss

m_n Masse des n-ten Geschosses

Das Vorgehen gemäß EC8 erfolgt nun schrittweise.

- Schritt 1 - Transformation in einen äquivalenten Einmassenschwinger

Im Gegensatz zu der zuvor gezeigten Kapazitätsspektrummethode werden hier nicht die Ordinaten- und Abszissenwerte der Kapazitätskurve umgewandelt, sondern Ersatzmassen, -kräfte und -verschiebungen für einen äquivalenten Einmassenschwinger ermittelt. Diese lassen sich durch folgende Gleichungen berechnen:

$$m^* = \sum m_i \cdot \phi_i = \sum \bar{F}_i$$

mit

m^* als Masse des äquivalenten Einmassenschwingers

Zur Berechnung der Ersatzkräfte und -verschiebungen muss zuvor noch ein Transformationsbeiwert Γ ermittelt werden:

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \cdot \phi_i^2} = \frac{\sum \bar{F}_i}{\sum \left(\frac{\bar{F}_i^2}{m_i} \right)}$$

Die Kraft F^* und die Verschiebung d^* entstehen nun durch Division mit dem Transformationsbeiwert:

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma}$$

und

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma}$$

mit

F_b als Gesamterdbebenkraft

d_n als Verschiebung des Kontrollknotens des Mehrmassenschwingers

- Schritt 2 - Bestimmung der idealisierten elastisch-ideal plastischen Kraft-Verschiebungs-Beziehung

Auch im Zuge dieser Methode wird die Kraft-Verschiebungs-Beziehung durch eine bili-

neare Form angenähert. Diese Beziehung erfolgt durch die Ermittlung der Kraft F_y^* , welche gleich der Gesamterdbebenkraft bei Entstehung des plastischen Mechanismus ist und der Fließverschiebung d_y^* , welche durch folgende Gleichung ermittelt wird:

$$d_y^* = 2 \cdot \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right)$$

mit

E_m^* als wirkliche Verformungsenergie bis zur Entstehung des plastischen Mechanismus

d_m^* Verformung des äquivalenten Einmassenschwingers bei Entstehung des plastischen Mechanismus

d_m^* Verschiebung bei Entstehung des plastischen Mechanismus

F_y^* als Gesamterdbebenkraft bei Entstehung des plastischen Mechanismus

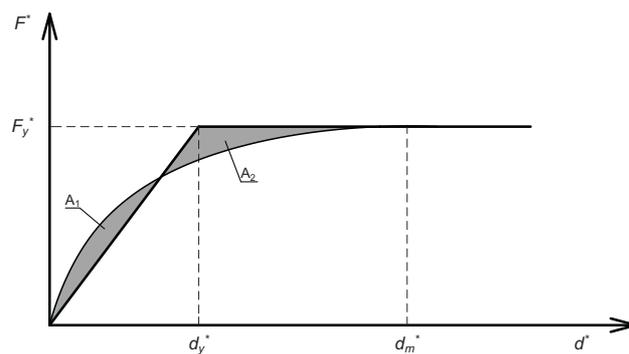


Abb. 3.13 elastisch-ideal plastische Kraft-Verschiebungsbeziehung

Die Anfangssteifigkeit (Steigung der elastischen Geraden) wird dadurch ermittelt, dass die Flächen A_1 und A_2 in Abb. 3.13 gleich groß sein müssen.

- Schritt 3 - Bestimmung der Periode des idealisierten äquivalenten Einmassenschwingers

Diese Periode T^* ergibt sich aus:

$$T^* = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{m^* \cdot d_y^*}{F_y^*}}$$

- Schritt 4 - Bestimmung der Zielverschiebung für den äquivalenten Einmassenschwinger

Das gesuchte Resultat der Pushover-Berechnung ist die Zielverschiebung des Kontrollpunktes des Bauwerks. Um diese Verschiebung zu bestimmen, muss zuerst die Zielverschiebung d_{et}^* des Tragwerks mit der Periode T^* und unbeschränkt elastischem Verhalten ermittelt werden:

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \cdot \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2$$

mit $S_e(T^*)$ als Ordinate des elastischen Beschleunigungsantwortspektrums für die Periode T^* . Mit Hilfe des Ausdrucks $[T^*/(2\pi)]^2$ wird das Beschleunigungsantwortspektrum in ein elastisches Verschiebungsantwortspektrum umgewandelt und das Ergebnis bereits als Verformung/Verschiebung ausgegeben.

In der ÖNORM EN 1998-1:2004 wird nun je nach Größe der Periode T^* des äquivalenten Einmassenschwingers die nichtlineare Zielverschiebung d_t^* mit unterschiedlichen Gleichungen berechnet.

- Bereich kurzer Perioden $T^* < T_C$

Für

$$\frac{F_y^*}{m^*} \geq S_e(T^*)$$

ist die Antwort linear und damit ist

$$d_t^* = d_{et}^*$$

Für

$$\frac{F_y^*}{m^*} < S_e(T^*)$$

ist die Antwort nichtlinear und damit ist

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \cdot \left(1 + (q_u - 1) \cdot \frac{T_C}{T^*} \right) \geq d_{et}^*$$

mit

q_u als Verhältnis der Beschleunigung im Tragwerk bei unbeschränkt elastischem Verhalten $S_e(T^*)$ und derjenigen mit beschränkter Tragwerksfestigkeit F_y^*/m^* :

$$q_u = \frac{S_e(T^*) \cdot m^*}{F_y^*}$$

- Bereich mittlerer und langer Perioden $T^* \geq T_C$

$$d_t^* = d_{et}^*$$

- Iterative Vorgangsweis (optional)

Bei sehr großen Abweichungen der Zielverschiebung d_t^* von der Verformung des äquivalenten Einmassenschwingers bei Entstehung des plastischen Mechanismus, d_m^* schlägt die ÖNORM EN 1998-1:2004 vor, den 2.-4.Schritt iterativ zu wiederholen, indem im 2.Schritt d_t^* statt d_m^* zur weiteren Berechnung verwendet wird. Natürlich ist die Größe von F_y^* auch darauf abzustimmen.

- Schritt 5 - Bestimmung der Zielverschiebung für den Mehrmassenschwinger

Zum Abschluss der Berechnung muss noch die Zielverschiebung für den Mehrmassenschwinger durch Umrechnung jener des äquivalenten Einmassenschwingers bestimmt werden:

$$d_t = \Gamma \cdot d_t^*$$

3. 6. 3 Torsionswirkungen nach ÖNORM EN 1998-1:2004

Im Abschnitt 4.3.3.4.2.7 der ÖNORM EN 1998-1:2004 wird auf die Gefahr hingewiesen, dass bei Bauwerken, deren erste Eigenformen durch Torsionseffekte wesentlich beeinflusst werden, die Verformungen der steifen/starken Seiten dieser torsionsweichen Gebäude im Zuge der Pushover-Berechnung wesentlich unterschätzt werden können. Daher ist es notwendig, die Verschiebungen der steifen/starken Seite eines solchen Bauwerks zu erhöhen. Dies geschieht durch die Multiplikation mit einem Vergrößerungsbeiwert, der auf den Ergebnissen einer linear-elastischen modalen Analyse eines räumlichen Modells basiert.

Da die Pushover-Berechnung aus der Sicht des Verfassers grundsätzlich mit einem räumlichen Modell erfolgen sollte, kann diese modale Analyse, sprich die Untersuchung der niedrigen Eigenformen auf Torsionseinflüsse, im Zuge der Berechnung mit einer geeigneten 3D-Software parallel durchgeführt werden.

3. 7 Nichtlineare Zeitverlaufsrechnung

[25]

Das letzte hier vorgestellte Verfahren, welches nach ÖNORM EN 1998-1:2004 für die Ermittlung der Erdbebeneinwirkung verwendet werden darf, ist die sog. nichtlineare Zeitverlaufsrechnung. Diese Berechnung ist, im Gegensatz zu den zuvor erläuterten Ver-

fahren zeitabhängig und erfolgt mit Hilfe direkter numerischer Integration der Bewegungsdifferentialgleichungen, die im Weiteren noch näher erläutert werden, unter Verwendung von definierten Beschleunigungszeitverläufen. Die Regeln zur Darstellung der Beschleunigungszeitverläufe sind in der ÖNORM EN 1998-1:2004, Abschnitt 3.2.3 angegeben und hier noch einmal zusammengefasst. Unterschieden wird in diesem Abschnitt zwischen künstlichen Beschleunigungsverläufen und aufgezeichneten oder simulierten Beschleunigungszeitläufen.

3. 7. 1 Allgemeine Kriterien

Bei Verwendung eines räumlichen Modells zur Tragwerksberechnung muss die Erdbebenbewegung aus drei gleichzeitig wirkenden Beschleunigungszeitverläufen bestehen. Weiters darf ein und derselbe Beschleunigungszeitverlauf nicht gleichzeitig entlang beider horizontaler Betrachtungsrichtungen angesetzt werden.

Künstliche Beschleunigungszeitverläufe

Im Zuge der Ermittlung der Erdbebenbeanspruchung mit Hilfe künstlicher Beschleunigungszeitverläufe müssen diese so erzeugt werden, dass ihre Antwortspektren dem bereits erläuterten elastischen Antwortspektrum für 5% viskoser Dämpfung ($\xi = 5\%$) entsprechen. Die Grundlage eines künstlichen Beschleunigungsverlaufs bildet ein Erdbeben, dessen Magnitude und die anderen einschlägigen Merkmale der Dauer des Zeitverlaufs konsistent sein müssen. Sind standortspezifische Angaben nicht vorhanden, sollte die Mindestdauer T_s des stationären Teils des Beschleunigungszeitverlaufs mit 10 s angenommen werden.

Für die Serie der künstlichen Beschleunigungszeitverläufe gibt es ebenfalls gemäß ÖNORM EN 1998-1:2004 bestimmte Regeln:

- Es sollten mind. drei Beschleunigungszeitverläufe verwendet werden
- Das Mittel aller Beschleunigungs-Spektralwerte für die Nullperiode sollte nicht kleiner sein als das Produkt $a_g \cdot S$ für den betrachteten Standort.
- Im Periodenbereich von $0,2T_1$ und $2T_1$ (T_1 entspricht der 1. Eigenperiode des Tragwerks in der betrachteten Einwirkungsrichtung) sollte keine Ordinate des mittleren, mit 5% gedämpften elastischen Spektrums, aus allen Zeitverläufen berechnet, kleiner sein als 90% des zugehörigen Werts des mit 5% gedämpften elastischen Antwortspektrums.

Aufgezeichnete oder simulierte Beschleunigungszeitverläufe

Diese Formen der Beschleunigungszeitverläufe dürfen nach EC8 verwendet werden, wenn sie in ihrer Aussagekräftigkeit bezüglich der seismotektonischen Merkmale der Herde und der Bodenbeschaffenheit des Standorts ausreichend aussagekräftig sind und ihre Werte auf das Produkt von $a_g \cdot S$ für die betrachtete Zone skaliert werden. Auch für diese Formen gilt, dass zumindest drei Zeitverläufe verwendet werden sollten.

3. 7. 2 Verfahren der numerischen Integration

Wie bereits in der Einleitung dieser Berechnungsmethode erwähnt, muss die folgende Bewegungsdifferentialgleichung eines gedämpften Mehrmassenschwingers für die Untersuchung des nichtlinearen Erdbebenverhaltens eines Bauwerks mittels numerischer Integration gelöst werden [25].

$$M \cdot \ddot{u} + C \cdot \dot{u} + K \cdot u = p(t)$$

mit

$$M = \begin{bmatrix} m_1 & \dots & 0 \\ \dots & \dots & \dots \\ 0 & \dots & m_n \end{bmatrix}$$

als Massenmatrix (Diagonalmatrix)

$$K = \begin{bmatrix} k_{11} & \dots & k_{1n} \\ \dots & \dots & \dots \\ k_{n1} & \dots & k_{nn} \end{bmatrix}$$

als Steifigkeitsmatrix (symmetrisch in Bezug auf die Hauptdiagonale $k_{ri} = k_{ir}$)

$$C = \begin{bmatrix} c_{11} & \dots & c_{1n} \\ \dots & \dots & \dots \\ c_{n1} & \dots & c_{nn} \end{bmatrix}$$

als Dämpfungsmatrix

$$u = \begin{bmatrix} u_1 \\ \dots \\ u_n \end{bmatrix}, \dot{u} = \begin{bmatrix} \dot{u}_1 \\ \dots \\ \dot{u}_n \end{bmatrix}, \ddot{u} = \begin{bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \dots \\ \ddot{u}_n \end{bmatrix}$$

als Bewegungsvektoren

$$\overline{p}(t) = \begin{bmatrix} p_1(t) \\ \dots \\ p_n(t) \end{bmatrix}$$

als allg. Belastungsvektor (hier entspricht dieser der Erdbebenanregung)

Die Verfahren der numerischen Integration eines solchen Matrizendifferentialgleichungssystems werden in der Baudynamik zwischen expliziten und impliziten Verfahren unterschieden, die wie folgt charakterisiert sind.

explizite Verfahren:

$$u_{t+\Delta t} = R \cdot u_t + \bar{g}(t, t + \Delta t)$$

mit

R als diskretisierter Differentialoperator

\bar{g} als Term aus dem inhomogenen Teil der Differentialgleichung und dem Bewegungszustand zur Zeit t

implizite Verfahren:

$$S \cdot u_{t+\Delta t} = \tilde{R} \cdot u_t + \tilde{g}(t, t + \Delta t)$$

S, \tilde{R} als diskretisierte Differentialoperatoren

\tilde{g} als Term aus dem inhomogenen Teil der Differentialgleichung und dem Bewegungszustand zur Zeit t

Wie man an den beiden Gleichungen erkennen kann, handelt es sich hierbei um zwei Einschrittalgorithmen, die im Wesentlichen den Unterschied aufweisen, dass die expliziten Algorithmen den Nachteil besitzen, dass der Integrationszeitschritt nicht beliebig gewählt werden kann, sondern von den Stabilitätskriterien des numerischen Verfahrens abhängig ist. Die impliziten Algorithmen sind unbedingt stabil und erlauben eine freie Wahl des Integrationszeitschrittes. In der Baudynamik werden hauptsächlich zwei Integrationsverfahren angewendet, die je nach Wahl ihrer Parameter entweder explizit oder implizit sind. Diese sind [25]:

- das Wilson θ -Verfahren mit dem Parameter θ und

- das Newmark-Verfahren mit den Parametern γ und δ

Bei beiden Verfahren wird der Zeitverlauf der Erregerkraft mit den Intervallen Δt diskretisiert. Im Weiteren wird das Wilson θ -Verfahren vorgestellt und dann noch kurz auf den Ansatz des Newmark-Verfahrens eingegangen.

Der Ausgangspunkt für dieses Verfahren sind die zuvor erläuterten, linearen Bewegungsgleichungen:

$$M \cdot \ddot{\bar{u}}_{t+\Delta t} + C \cdot \dot{\bar{u}}_{t+\Delta t} + K \cdot \bar{u}_{t+\Delta t} = -M \cdot \dot{\bar{i}} \cdot \ddot{u}_g(t + \Delta t)$$

mit

$$-M \cdot \dot{\bar{i}} \cdot \ddot{u}_g(t + \Delta t)$$

als zeitlich veränderliche Erdbebenerregung

$\dot{\bar{i}}$ als Einheitsvektor

$\ddot{u}_g(t + \Delta t)$ als Wert des Zeitverlaufs der Bodenbeschleunigung zum Zeitpunkt $t + \Delta t$

Da dieses Verfahren in gleicher Weise für den Einmassenschwinger gilt, wird es für die Übersichtlichkeit anhand der folgenden Gleichung erklärt:

$$m \cdot \ddot{\bar{u}}_{t+\Delta t} + c \cdot \dot{\bar{u}}_{t+\Delta t} + k \cdot \bar{u}_{t+\Delta t} = -m \cdot \dot{\bar{i}} \cdot \ddot{u}_g(t + \Delta t)$$

Folgende Gleichgewichtsbedingungen lassen sich aufgrund des Umstandes, dass zu allen Zeiten in der zuvor genannten Gleichung Gleichgewicht bestehen muss, anschreiben:

$$\Delta f_I(t) + \Delta f_D(t) + \Delta f_F(t) = \Delta p(t)$$

mit

$$\Delta f_I(t) = \Delta f_I(t + \Delta t) - \Delta f_I(t) = m \cdot \Delta \ddot{u}(t)$$

$$\Delta f_D(t) = \Delta f_D(t + \Delta t) - \Delta f_D(t) = c(t) \cdot \Delta \dot{u}(t)$$

$$\Delta f_F(t) = \Delta f_F(t + \Delta t) - \Delta f_F(t) = k(t) \cdot \Delta u(t)$$

$$\Delta p(t) = p(t + \Delta t) - p(t)$$

Wie aus diesen Gleichungen erkennbar ist, können für die Berechnung nichtlineare Dämpfungs- und Steifigkeitsbeziehungen $c(t)$ und $k(t)$ verwendet werden.

Durch Einsetzen dieser Beziehung in die abgewandelte Bewegungsgleichung erhält man folgenden Ausdruck:

$$m \cdot \Delta \ddot{u}(t) + c(t) \cdot \Delta \dot{u}(t) + k(t) \cdot \Delta u(t) = \Delta p(t)$$

Um die Beschleunigungen im Intervall $t, t+\Delta t$ zu berechnen, wird ein linearer Ansatz gewählt. Da nach [25] Untersuchungen ergeben haben, dass bei Aufstellung der Gleichgewichtsbedingungen über dieses Intervall kein unbedingt stabiles Verhalten vorliegt, wird im Zuge des Wilson θ -Verfahrens daher das verlängerte Intervall

$$\tau = \theta \cdot \Delta t$$

angewendet. Für dieses neue Intervall wird die oben genannte Gleichgewichtsbedingung gebildet. Die folgende Abbildung zeigt den linearen Ansatz der Berechnung der Beschleunigungen, bezogen auf das neue Intervall $t, t+\tau$.

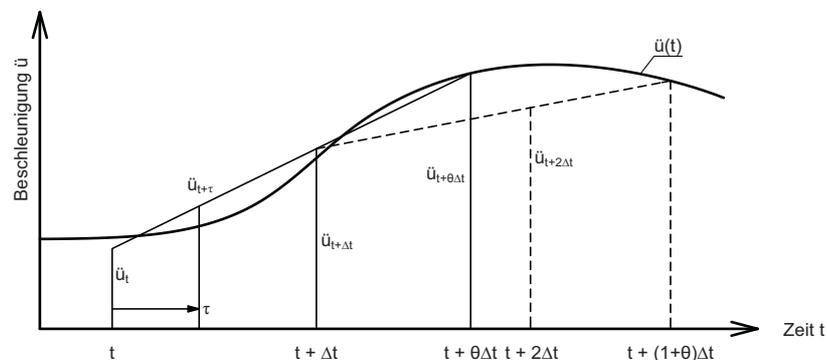


Abb. 3.14 Annahme betreffend das Wilson θ -Verfahren (nach [24])

Aus Abb. 3.14 lässt sich die folgende Beziehung anschreiben:

$$\ddot{u}(t + \tau) = \ddot{u}(t) + \frac{\tau}{\Delta t} \cdot [\ddot{u}(t + \Delta t) - \ddot{u}(t)] = \ddot{u}(t) + \frac{\tau}{\Delta t} \cdot \Delta \ddot{u}(t)$$

Durch Integration entsteht

$$\dot{u}(t + \tau) = \dot{u}(t) + \tau \cdot \ddot{u}(t) + \frac{\tau^2}{2 \cdot \Delta t} \Delta \ddot{u}(t)$$

und

$$u(t + \tau) = u(t) + \tau \cdot \dot{u}(t) + \frac{\tau^2}{2} \ddot{u}(t) + \frac{\tau^3}{6 \cdot \Delta t} \Delta \ddot{u}(t)$$

Aus diesen Beziehungen entstehen durch Umwandlung der Ausdrücke

$$\ddot{u}(t + \tau) - \ddot{u}(t) = \Delta \ddot{u}(t)$$

$$\dot{u}(t + \tau) - \dot{u}(t) = \Delta \dot{u}(t)$$

$$u(t + \tau) - u(t) = \Delta u(t)$$

folgende Gleichungen:

$$\Delta u(t) = \tau \cdot \dot{u}(t) + \frac{\tau^2}{2} \ddot{u}(t) + \frac{\tau^3}{6 \cdot \Delta t} \Delta \ddot{u}(t)$$

$$\Delta \dot{u}(t) = \frac{3}{\tau} \cdot \Delta u(t) - 3\dot{u}(t) - \frac{\tau}{2} \ddot{u}(t)$$

$$\Delta \ddot{u}(t) = \frac{6 \cdot \Delta t}{\tau^3} \cdot \left[\Delta u(t) - \tau \cdot \dot{u}(t) - \frac{\tau^2}{2} \ddot{u}(t) \right]$$

Setzt man diese Gleichungen in den Ausdruck

$$m \cdot \Delta \ddot{u}(t) + c(t) \cdot \Delta \dot{u}(t) + k(t) \cdot \Delta u(t) = \Delta p(t)$$

ein, so erhält man:

$$m \cdot \left[\frac{6 \cdot \Delta t}{\tau^3} \Delta u(t) - \frac{6 \cdot \Delta t}{\tau^2} \dot{u}(t) - \frac{3 \cdot \Delta t}{\tau} \ddot{u}(t) \right] + c(t) \cdot \left[\frac{3}{\tau} \Delta u(t) - 3\dot{u}(t) - \frac{\tau}{2} \ddot{u}(t) \right] +$$

$$k(t) \cdot \Delta u(t) = \Delta p(t)$$

bzw.

$$\tilde{k}(t) \cdot \Delta u(t) = \Delta \tilde{p}(t)$$

mit

$$\tilde{k}(t) = k(t) + \frac{6 \cdot \Delta t}{\tau^3} m + \frac{3}{\tau} c(t)$$

und

$$\Delta \tilde{p}(t) = \Delta p(t) + m \cdot \left[\frac{6 \cdot \Delta t}{\tau^2} \dot{u}(t) + \frac{3 \cdot \Delta t}{\tau} \ddot{u}(t) \right] + c(t) \cdot \left[3\dot{u}(t) + \frac{\tau}{2} \ddot{u}(t) \right]$$

Dabei werden $\tilde{k}(t)$ als effektiver dynamischer Steifigkeitskoeffizient und $\Delta \tilde{p}(t)$ als effektive Lastzunahme bezeichnet. Aus diesen Gleichungen lassen sich dann $\Delta u(t)$ und $\Delta \ddot{u}(t)$ für das verlängerte Intervall bestimmen. Die Rückrechnung von $\Delta \ddot{u}(t)$ in das ursprüngliche Intervall $t, t+\Delta t$ erfolgt mit der Beziehung

$$\Delta \ddot{u}(t) = \frac{1}{\theta} \cdot \Delta \ddot{u}(t)$$

und ermöglicht die Darstellung des Bewegungszustandes zum Zeitpunkt $t+\Delta t$ durch folgende Gleichungen:

$$\ddot{u}(t+\Delta t) = \ddot{u}(t) + \Delta \ddot{u}(t)$$

$$\dot{u}(t + \Delta t) = \dot{u}(t) + \Delta t \cdot \ddot{u}(t) + \frac{\Delta t}{2} \Delta \ddot{u}(t)$$

$$u(t + \Delta t) = u(t) + \Delta t \cdot \dot{u}(t) + \frac{\Delta t^2}{2} \ddot{u}(t) + \frac{\Delta t^2}{6} \Delta \ddot{u}(t)$$

Wie bereits erwähnt, gelten sämtliche Beziehungen auch für Mehrmassenschwinger und die Lösung dieser Umformungen nimmt folgende Form an:

$$[\tilde{k}(t)] \cdot \{\Delta u(t)\} = \{\Delta \tilde{p}(t)\}$$

mit

$$\{\Delta u(t)\}$$

als Vektor der Verschiebungskremente, der sich durch Lösen dieses linearen Gleichungssystems ergibt.

Zum Abschluss dieser Betrachtungen soll noch der Ansatz bei dem Verfahren nach Newmark aufgezeigt werden:

$$\dot{u}(t + \Delta t) = \dot{u}(t) + [(1 - \delta) \cdot \ddot{u}(t) + \delta \cdot \ddot{u}(t + \Delta t)] \Delta t$$

$$u(t + \Delta t) = u(t) + \Delta t \cdot \dot{u}(t) + \left[\left(\frac{1}{2} - \gamma \right) \cdot \ddot{u}(t) + \gamma \ddot{u}(t + \Delta t) \right] \Delta t^2$$

Für $\delta = 1/2$, $\gamma = 1/6$ und $\theta = 1$ sind beide Varianten identisch und bedingt stabil.

Mit Hilfe dieser Integrationsmethoden lassen sich die Ergebnisse der einzelnen Zeitschritte Δt als Verschiebungsvektoren $\{\Delta u(t)\}$ ermitteln und somit ist das Erdbebenverhalten des Bauwerks, abhängig von den einzelnen Zeitschritten bestimmbar. Wie bereits aus den zuvor angeführten Beziehungen ersichtlich ist, bedeutet diese Berechnungsmethode einen erheblichen Rechenaufwand, verglichen etwa mit dem VASV aus Abschnitt 3. 2. Außerdem müssen die Zeitverläufe mittels Fouriertransformation in zeitabhängige Beschleunigungsfunktionen $\ddot{u}_g(t)$ überführt werden. Diese Maßnahmen erfordern, insbesondere bei der Untersuchung des nichtlinearen Materialverhaltens und bei der Anwendung von räumlichen Berechnungsmodellen sehr fortgeschrittene 3D-FEM-Programme.

Die Größe der anzusetzenden Erdbebeneinwirkung hängt nach ÖNORM EN 1998-1:2004, Abschnitt 4.3.3.4.3(3) außerdem davon ab, wie viele nichtlineare Zeitverläufe

berechnungen mit Beschleunigungszeitverläufen durchgeführt werden. Bei der Durchführung von mind. 7 Berechnungen, genügt es, den Mittelwert der Antwortgrößen dieser 7 Berechnungen als Bemessungswert der Beanspruchungsgröße E_d heranzuziehen. Wurden weniger Berechnungen durchgeführt, sollte der ungünstigste Wert der verschiedenen Antworten zur Bemessung verwendet werden.

3. 8 Hinweis auf weitere Verfahren

In Abschnitt 3. 2 bis Abschnitt 3. 7 wurden die Verfahren erläutert, mit denen lt. ÖNORM EN 1998-1:2004 die Erdbebeneinwirkungen berechnet werden dürfen. Da diese Norm jedoch ausdrücklich darauf hinweist, dass Bauten mit besonders hohem Gefährdungspotenzial bei Versagen, wie etwa Kernkraftwerke von diesen Regelungen ausgeschlossen sind und gesondert betrachtet werden müssen, soll in diesem Abschnitt ein kurzer Blick "über den Tellerrand" gewagt und Berechnungsverfahren angeführt werden, die nicht in der ÖNORM EN 1998-1:2004 verankert sind.

3. 8. 1 Probabilistische Methoden

Nach [25] haben sich die sog. probabilistischen Methoden bei der Berechnung dieser Bauwerke mit hohem Gefährdungspotential durchgesetzt, da es mit diesen möglich ist, das Versagensrisiko nach allen Seiten hin abzudecken. Während durch die Einführung der Eurocode-Reihe sich auf der Widerstandsseite zumindest ein semi-probabilistisches Sicherheitskonzept durchsetzen konnte, werden auf der Einwirkungsseite statistische Auswertungen von Simulationsmodellen, bei denen mehrere Erdbebenerregungen analysiert werden (z.B. Monte-Carlo-Simulation) in der Praxis eher selten bzw. eben nur für die oben genannten Gebäudetypen durchgeführt. Die Gründe dafür liegen im großen Berechnungsaufwand, der notwendig ist, um die Zuverlässigkeit der statistischen Aussagen gewährleisten zu können und im Umstand, dass die erforderlichen Verteilungsfunktionen und Eintrittswahrscheinlichkeiten der seismischen Parameter oftmals nicht vorhanden sind. Die folgende Übersicht zählt die wichtigsten Anwendungsgebiete dieser Methoden im Erdbebeningenieurwesen auf [25]:

- Abschätzung der Versagenswahrscheinlichkeit von Bauwerken mit großem Gefährdungspotential (Extremwertbestimmung)
- Erarbeitung von Überlagerungsformeln für die Antwortspektrenmethode
- Generierung künstlicher Zeitverläufe
- Erdbebenberechnung von Sekundärstrukturen
- Festlegung der seismischen Gefährdung

3. 8. 2 Methoden im Frequenzbereich

Aufgrund der Tatsache, dass Steifigkeitsmatrizen gewisse frequenzabhängige Terme aufweisen können (dies kann nach [25] bei der Kopplung einer Talsperre mit separat untersuchten Teilsystemen wie Untergrund und Stausee der Fall sein) oder dass frequenzabhängige Dämpfungseffekte erfasst und fortschreitende seismische Wellen leicht behandelt werden können, haben Methoden im Frequenzbereich für diese Sonderanwendungen im Bauwesen ihre Berechtigung gefunden.

Kernpunkt dieser Methoden ist die Lösung der Bewegungsgleichung (siehe Kapitel 1.2.7.1) durch Fouriertransformation aller zeitabhängigen Größen im Frequenzbereich. Diese Transformation der Verschiebung $u(t)$ wird definiert als:

$$U(\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} u(t) \cdot e^{i\omega t} dt$$

Bei Anwendung dieser Transformation auf das Bewegungsdifferentialgleichungssystem

$$M \cdot \ddot{u} + C \cdot \dot{u} + K \cdot u = p(t)$$

entsteht folgende Bewegungsgleichung im Frequenzbereich

$$(\tilde{k} - \omega^2 \cdot M + i \cdot \omega \cdot C) \cdot U(\omega) = P(\omega)$$

welche als algebraische Gleichung für $U(\omega)$ bezeichnet wird. Ferner gilt die Beziehung

$$U(\omega) = H(\omega) \cdot P(\omega)$$

mit

$$H(\omega) = (K - \omega^2 \cdot M + i \cdot \omega \cdot C)^{-1}$$

als komplexer Frequenzgang. Die weitere Vorgehensweise ist, gleich wie im Zeitbereich entweder eine modale Lösung oder eine direkte Integration dieses Gleichungssystems.

Einflüsse der nationalen
Anwendungsdokumente auf den
Erdbebennachweis

1 Einleitung

In den Unterabschnitten dieses Kapitels wird auf die derzeitige Normung mehrerer europäischer Länder betreffend der Erdbebenbemessung von Hochbauten (speziell Holzbauten) eingegangen. Diese Normenstudie dient dem Zweck, die angeführten nationalen Festlegungen dieser Länder zu erläutern und soweit möglich, die Größen der jeweiligen Erdbebeneinwirkungen und damit die Bedeutung der außergewöhnlichen Bemessungssituation „Erdbeben“ gegenüberzustellen. Das Hauptaugenmerk liegt auf Hochbauten aus Holz.

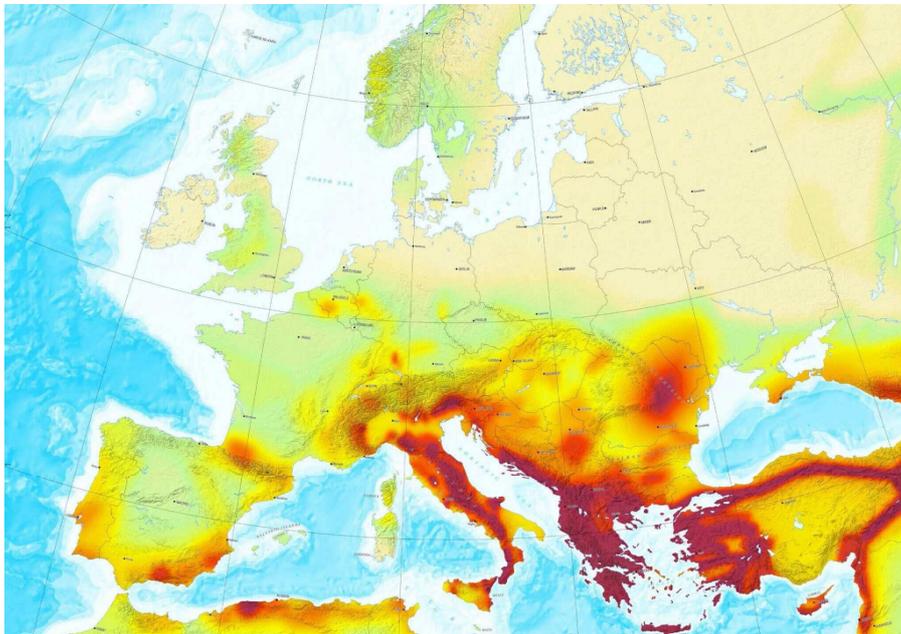


Abb. 1.1 Erdbebengefährung in Europa (aus [50])

2 Österreich

Die für das Land Österreich anzuwendende Erdbebennorm ist neben dem Hauptdokument, der ÖNORM EN 1998-1, die ÖNORM B 1998-1 und seit dem 01.06.2009 gültig. Sie hat mit diesem Einführungsdatum die bisher gültige ÖNORM B 4015 abgelöst. Im folgenden Abschnitt sind einerseits die nationalen Festlegungen zu den vorgeschlagenen Werten aus Kapitel 1 angeführt und andererseits die letztendlich anzusetzenden Größen der Erdbebeneinwirkungen in Österreich, abhängig von den Erdbebenzonen dargestellt. Bestimmte vorgeschlagene Regelungen, die direkt aus dem Hauptdokument übernommen wurden, sind hier nicht nochmals angeführt.

2.1 Größen der Erdbebeneinwirkung in Österreich

Wie in Kapitel 1 erläutert wurde, hängt die Größe der Erdbebeneinwirkung, die Bemessungs-Bodenbeschleunigung a_g vom Bedeutungsbeiwert γ_I und der jeweiligen Erdbebenzone ab. Diese Beziehung soll daher an dieser Stelle noch einmal angeführt werden:

$$a_g \cdot S = \gamma_I \cdot a_{gR} \cdot S$$

mit

S als spezifischer Bodenparameter, für sämtliche Gegenüberstellungen in diesem Kapitel wird **S zu 1,0 gesetzt**, was in Österreich der Baugrundklasse A entspricht.

a_{gR} als Referenz-Spitzenbodenbeschleunigung, welche zonenabhängig aus dem NAD zu entnehmen ist.

In Österreich wurde vom nationalen Normungskomitee eine Zoneneinteilung in 5 Zonengruppen getroffen, welche, basierend auf der Europäischen Makroseismischen Skala 1998 (EMS-98) folgenden Referenz-Spitzenbodenbeschleunigungen $a_{gR,i}$ zugeordnet sind:

Grad	Maximale Erdbebenwirkungen an der Erdoberfläche (nur Überschriften)	Österreich	
		Zone	a_{gR} [m/s ²]
I	Nicht fühlbar		
II	Kaum wahrnehmbar		
III	Schwach fühlbar		

Tab. 2.1 Zoneneinteilung in Österreich anhand der EMS-98 (nach ÖNORM B 1998-1:2006 [14])

IV	Deutlich fühlbar	0	bis 0,35
V	Stark fühlbar		
VI	Leichte Gebäudeschäden	1	zwischen 0,35 und 0,50
VII	Gebäudeschäden	2	zwischen 0,50 und 0,75
		3	zwischen 0,75 und 1,00
VIII	Schwere Gebäudeschäden		
IX	Zerstörend	4	über 1,00
X	Umfangreiche Zerstörungen		
XI	Verwüstend		
XII	Vollständig verwüstend		

Tab. 2.1 Zoneneinteilung in Österreich anhand der EMS-98 (nach ÖNORM B 1998-1:2006 [14])

Anmerkungen:

Über die genauen Beschreibungen der Erdbebenwirkungen wird in [14] Aufschluss gegeben. In der ÖNORM B 1998-1:2006 ist im Anhang A3 ein Ortsverzeichnis in Bezug auf Erdbebenzone und Referenz-Spitzenbodenbeschleunigung zu finden.

Auffallend ist hierbei, dass die Erdbebenzonen in Österreich als "Zonengruppen" bezeichnet werden. Der Grund dafür ist die variierende Referenz-Spitzenbodenbeschleunigung in den einzelnen Zonengruppen, die ja eigentlich gemäß ÖNORM EN 1998-1 innerhalb der Zonen konstant sein müsste. Da aber für das österreichische Bundesgebiet eine feine Gliederung dieser Werte vorhanden ist, wurde diese so belassen und in die ÖNORM B1998-1 übernommen.

Die Parameterwerte von S sind, abhängig von der Baugrundklasse, in der folgenden Tabelle aufgelistet:

Baugrundklasse	S
A	1,00
B	1,20
C	1,15
D	1,35
E	1,40

Tab. 2.2 Parameterwerte des Bodenparameter S nach [13]

Anmerkung:

Diese Werte gelten für Antwortspektren des Typs 1 nach ÖNORM EN 1998-1:2004, Abschnitt 3.2.2.2(2)P. In Österreich dürfen gemäß ÖNORM B 1998-1:2006 ausschließlich Antwortspektren des Typs 1 angewendet werden.

Die folgende Tabelle aus [14] gibt einen Überblick über die Größenordnung der Bedeutungsbeiwerte γ_I , die im Gegensatz zum Hauptdokument nicht nur von der Bedeutungskategorie, sondern auch von der Zonengruppe abhängig sind:

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

Tab. 2.3 Festlegung der γ_I -Werte gemäß [14]

Wie in dieser Tabelle ersichtlich ist, wurden die vorgeschlagenen Werte der Bedeutungskategorien I, III und IV mit 0,8, 1,2 und 1,4 nicht strikt aus dem Hauptdokument übernommen, sondern eben auch von der jeweiligen Zonengruppe abhängig gemacht. Diese Tatsache ist insofern von Bedeutung, dass in Österreich etwa ein Krankenhaus (Bedeutungskategorie IV), welches in der Zone 0 errichtet wird, oder bereits situiert ist, nicht mit einem Bedeutungsbeiwert von $\gamma_I = 1,4$ bemessen werden muss.

Im nationalen Anhang zur ÖNORM EN 1998-1:2004 werden außerdem weitere Beispiele für die Bedeutungskategorien III und IV angegeben:

Bedeutungskategorie	Bauwerke
III	Einkaufszentren, Sportstadien
IV	Bauwerke sowie Anlagen und Einrichtungen für das Katastrophenmanagement, Telekommunikationseinrichtungen

Tab. 2.4 Weitere Beispiele für die Bedeutungskategorien III und IV gemäß [14]

2.2 Erleichterungen aufgrund geringer und sehr geringer Seismizität

Im Gegensatz zur ÖNORM EN 1998-1:2005 [13] bzw. zu den Erläuterungen in Kapitel 1 sind die Kriterien für geringe und sehr geringe Seismizität im nationalen Anhang abgeändert worden. Die folgende Tabelle zeigt den Größenunterschied des nationalen Anwendungsdokuments zum Hauptdokument auf:

	ÖNORM EN 1998-1:2005	ÖNORM B 1998-1:2006
geringe Seismizität	$a_g \cdot S \leq 0,1g$ (0,98 m/s ²)	$a_g \cdot S \leq 0,132g$ (1,29 m/s ²)
sehr geringe Seismizität	$a_g \cdot S \leq 0,05g$ (0,49 m/s ²)	$a_g \cdot S \leq 0,043g$ (0,42 m/s ²)

Tab. 2.5 Vergleich der Seismizitätskriterien zwischen Hauptdokument und nationalem Anhang

Diese Änderungen haben zur Folge, dass in Österreich die Gebiete, in denen Erleichterungen im Nachweis aufgrund der geringen Seismizität getätigt werden dürfen, ausgedehnt werden, während Gebiete mit sehr geringer Seismizität dadurch eingeschränkt werden. Durch diese Regelung müssen zwar mehr Bauwerke auf Erdbeben überprüft werden, dies kann aber mit vereinfachten Methoden erfolgen. Die Einschränkung der sehr geringen Seismizität ist in Hinblick auf die bereits erwähnte Gefahr von nichtlinearen Steifigkeits- und Masseverteilungen in einem Bauwerk, welches aufgrund dieses Kriteriums nicht auf Erdbeben überprüft werden muss, ein positives Signal.

Bei Einhalten des Kriteriums der geringen Seismizität dürfen für die Berechnung des Erdbebenverhaltens zwei ebene Modelle für die beiden Hauptrichtungen eines Gebäudes verwendet werden. Im Anhang B des nationalen Anwendungsdokumentes wird Aufschluss gegeben, wie in diesem Fall die entstehenden Torsionsmomente auf die lasttragenden Elemente aufzuteilen sind. Die einzige Ausnahme von dieser ebenen Modellberechnung bilden Bauwerke, deren Masse- und/oder Steifigkeitsmittelpunkte in einem Gebäude von einer vertikalen Verbindungsgerade stark abweichen. Grenzen einer maximalen Abweichung der vertikalen Achse sind nicht angegeben und müssen selbst definiert werden.

Die folgende Tabelle zeigt das Produkt $\gamma_I \cdot a_{gR} \cdot S$ in Abhängigkeit der Zonengruppe und Bedeutungskategorie.

Zonengruppe	Bedeutungskategorie							
	I		II		III		IV	
	min	max	min	max	min	max	min	max
0	0,00	0,34	0,00	0,42	0,00	0,42	0,00	0,42
1	0,29	0,48	0,36	0,60	0,36	0,60	0,36	0,60
2	0,41	0,72	0,51	0,90	0,59	0,99	0,61	1,08
3	0,61	0,96	0,76	1,20	1,06	1,68	1,06	1,68
4	0,81	1,13	1,01	1,42	1,41	1,98	1,41	1,98

Tab. 2.6 Produkt $\gamma_1 \cdot a_{gR} \cdot S$ in $[m/s^2]$

In Tab. 2.6 ist ersichtlich, dass für die Zone 0 eine Erdbebenuntersuchung der Gebäude aufgrund des Vorliegens der „**sehr geringen Seismizität**“ gänzlich ausgeschlossen werden kann. Außerdem kann man erkennen, dass für die Zone 4 bei Gebäude mit einer Bedeutungskategorie III oder IV einer genauer Erdbebennachweis laut ÖNORM EN 1998-1:2004 zu führen ist. Liegt man zwischen diesen beiden erwähnten Extremen, hängen die Art und der Umfang der Nachweisführung vom jeweiligen Baugrund (Bodenparameter) ab (minimale und maximale Ergebnisse des Produkts in der Tabelle).

Die folgende Abbildung zeigt die geographische Einteilung der Erdbebenzonen 0-4 in Österreich.

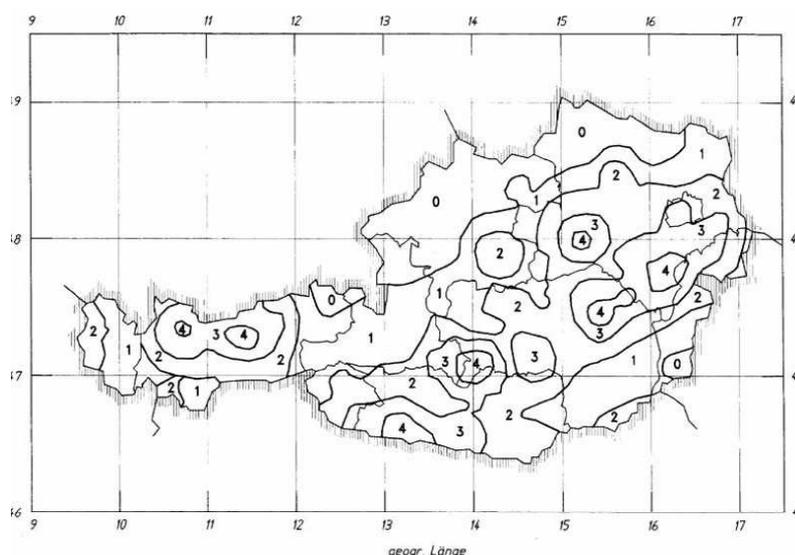


Abb. 2.1 Erdbebenzonen in Österreich gemäß ÖNORM B 1998-1:2006 [14]

Aus dieser Erdbebenkarte ist erkennbar, dass die Zonen III und IV, in denen die Erdbebengefährdung eine Rolle spielt, in Österreich einen geringen Anteil des gesamten Bun-

desgebietes einnehmen. In Zahlen ausgedrückt sind 16% des Bundesgebietes Zone III und 4% des Bundesgebietes Zone IV-Erdbebengebiet 'Baudynamik und Erdbeben' [25]. Somit kann festgestellt werden, dass 20% des Landes Österreich einer nicht zu vernachlässigenden Erdbebengefährdung ausgesetzt sind. Als Beispiele können hier der **Großraum Innsbruck** (Tirol), die **Mur-Mürz-Furche** in der Steiermark und **Teile Wiens** genannt werden.

2.3 Regelung des Ansatzes der vertikalen Erdbebenbeschleunigung

In Kapitel 1 wurde die vertikale Komponente der Erdbebenbeanspruchung nicht weiter erörtert, da sie erheblich von den jeweiligen nationalen Anwendungsdokumenten beeinflusst wird. In der ÖNORM B 1998-1:2006 wird in Abschnitt 5.4.2 darauf verwiesen, dass die vertikale Komponente durch folgende Beziehung ermittelt werden kann:

$$a_{vg} = \frac{2}{3} \cdot a_g$$

mit

a_{vg} Vertikalkomponente der Bodenbeschleunigung

a_g Bemessungswert der Bodenbeschleunigung für die horizontale Richtung

Da jedoch gemäß EC8, Abschnitt 4.3.3.5.2, die Vertikalkomponente vernachlässigbar ist, wenn gilt

$$a_{vg} \leq 0,25 \cdot g = 2,45 \text{ m/s}^2$$

braucht bei Betrachtung von Tab. 2.6 die Vertikalkomponente der Erdbebeneinwirkung in Österreich NICHT berücksichtigt werden.

2.4 Kombination der Erdbebeneinwirkung mit anderen Einwirkungen

Im Zuge der Erdbebenuntersuchung eines Bauwerks müssen die Massen der einzelnen Geschosse für die Ermittlung der horizontalen Einwirkungen bekannt sein. Diese resultieren nicht nur aus ständigen Lasten (Eigengewicht der Konstruktion, Aufbauten), sondern auch aus Teilen der veränderlichen Einwirkungen, wie etwa Nutzlasten oder Schneelasten. Die anzusetzende Kombination hierfür lautet gemäß ÖNORM EN 1998-1:2004, Abschnitt 3.2.4(2):

$$\sum G_{k,i} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}$$

mit

$G_{k,i}$ als ständige Einwirkungen i

$Q_{k,i}$ als veränderliche Einwirkungen i

$\Psi_{E,i}$ als Kombinationsbeiwert für die veränderliche Einwirkung i

Der Kombinationsbeiwert $\Psi_{E,i}$ errechnet sich dabei wie folgt:

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

mit

$\Psi_{2,i}$ als Kombinationsbeiwert für den quasi-ständigen Wert einer veränderlichen Einwirkung $Q_{k,i}$ gemäß ÖNORM EN 1990:2003, Anhang A1 [1]

φ Faktor, der den Kombinationsbeiwert $\Psi_{2,i}$ je nach Geschoss, Art der veränderlichen Einwirkung und nationaler Auslegung abmindern bzw. erhöhen kann.

In Österreich gilt gemäß [14], Abschnitt 4.4(2):

$$\varphi = 1,0$$

Somit entspricht der Kombinationsbeiwert für die veränderliche Einwirkung $\Psi_{E,i}$ dem Kombinationsbeiwert $\Psi_{2,i}$ für sämtliche Bemessungssituationen.

2. 5 Spezielle Regelungen für Bauwerke aus Holz

In der ÖNORM B1998-1 sind sämtliche, besondere Regeln für Holzbauten aus dem Hauptanwendungsdokument übernommen worden und daher wird hier auf diese nicht weiter eingegangen.

3 Deutschland

Im Gegensatz zur Situation in Österreich ist die gültige DIN 4149:2005 [15] noch nicht von der EN 1998-1 bzw. dem dazu gehörenden nationalen Anhang, der DIN EN 1998-1/NA [16], abgelöst worden (nach [49]). Daher wird in diesem Unterkapitel auf die Regeln der DIN 4149:2005 genauer eingegangen und diese anschließend mit dem Entwurf des NAD für Deutschland verglichen.

3.1 Größe der Erdbebeneinwirkung in Deutschland

Diese DIN 4149:2005 beinhaltet ein semi-probabilistisches Sicherheitskonzept (Konzept mit Teilsicherheitsbeiwerten) auf und ist somit mit der neuen Europa-Normengeneration, sprich der Eurocode-Serie kompatibel. Der Vorgang

- Ermittlung der Bemessungsbodenbeschleunigung
- Berechnung des elastischen Antwortspektrums
- Belastung des Tragwerks mit den erhaltenen horizontalen Erdbebenkräften

ist für die Anwendung des VASV oder MASV mit jenem des Eurocode 8 direkt vergleichbar. Um im Zuge des Vergleichs der Bodenbeschleunigungen, Erdbebenzonen, Bodenparameter, etc. Missverständnisse zu vermeiden, werden die geringfügigen Unterschiede zwischen den beiden Dokumenten aufgezeigt.

Die Anwendung des Bemessungsspektrums gemäß DIN 4149:2005 ist jenem der ÖNORM EN 1998-1:2004 nahezu ident und setzt sich durch folgende Abschnitte zusammen:

$$T_A \leq T \leq T_B \rightarrow S_d(T) = \alpha_g \cdot \gamma_I \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{\beta_0}{q} - 1 \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C \rightarrow S_d(T) = \alpha_g \cdot \gamma_I \cdot S \cdot \frac{\beta_0}{q}$$

$$T_C \leq T \leq T_D \rightarrow S_d(T) = \alpha_g \cdot \gamma_I \cdot S \cdot \frac{\beta_0}{q} \cdot \frac{T_C}{T}$$

$$T_D \leq T \rightarrow S_d(T) = \alpha_g \cdot \gamma_I \cdot S \cdot \frac{\beta_0}{q} \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2}$$

mit

$S_d(T)$ als Ordinate des Bemessungsspektrums

T als Schwingungsdauer eines linearen Einmassenschwingers

a_g als Bemessungswert der Bodenbeschleunigung

γ_I als Bedeutungsbeiwert

β_0 als Verstärkungsbeiwert der Spektralbeschleunigung mit dem Referenzwert $\beta_0 = 2,5$ für 5% viskose Dämpfung

T_A, T_B, T_C, T_D als Kontrollperioden des Antwortspektrums mit $T_A = 0$

S als Untergrundparameter

q als Verhaltensbeiwert

Vergleicht man diese Ausdrücke mit jenen der ÖNORM EN 1998-1:2004, Abschnitt 3.2.2.5 (siehe auch Kapitel 1), so kann man erkennen, dass gewisse Unterschiede vorhanden sind. Zum Einen besteht in der DIN nach wie vor die Wahlmöglichkeit, eine von 5% abweichende, viskose Bauteildämpfung anzunehmen (in der ÖNORM EN 1998-1:2004 gilt das Bemessungsspektrum nur für 5%), zum Anderen besteht eine gewisse Verwechslungsgefahr bei den Bemessungswerten der Bodenbeschleunigung $a_{g,i}$, die in beiden Normen gleich bezeichnet, jedoch anders ermittelt werden. In der ÖNORM EN 1998-1:2004 ist dieser Bemessungswert wie folgt definiert:

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$$

mit

a_{gR} als Referenz-Spitzenbodenbeschleunigung, die der jeweiligen Zonenkarte bzw. dem Ortsverzeichnis zu entnehmen ist

Daher wird in der ÖNORM EN 1998-1:2004 im Bemessungsspektrum auch nur mehr das Produkt $a_g \cdot S$ eingesetzt. In der DIN wird hingegen bereits a_g der Zonenkarte entnommen und dieser Wert dann in den Formeln des Bemessungsspektrums mit γ_I multipliziert. Somit kann festgestellt werden, dass a_g aus der DIN dem Wert a_{gR} aus der ÖNORM EN 1998-1:2004 entspricht. Diese Tatsache mag zwar banal erscheinen, muss aber, um einen Vergleich der Maxima und Minima der Größen der Erdbebeneinwirkungen der jeweiligen Länder führen zu können, klar definiert sein. Ein weiterer interessanter Aspekt diesbezüglich ist die Definition des Wertes a_g im Entwurf des nationalen Anhangs (siehe [16]), der ja eigentlich Eurocode-konform sein müsste. Hier wird ebenfalls das Produkt $a_g \cdot \gamma_I \cdot S$ im Bemessungsspektrum eingesetzt, was der Definition des

Hauptdokumentes (siehe ÖNORM EN 1998-1:2004, Abschnitt 3.2.2.2) in diesem Punkt widerspricht.

Anders als in der ÖNORM B1998-1 werden diese Werte $a_{g,i}$ (in der ÖNORM $a_{gR,i}$) einer Zonenkarte mit konstanter Bemessungsbodenbeschleunigung entnommen. Diese Karte ist für Deutschland in die Zonen 0-3 unterteilt und ebenfalls in Bezug auf die EMS-98 in der folgenden Tabelle zahlenmäßig erfasst:

Zone	Intensitätsintervall	Bemessungswert der Bodenbeschleunigung
0	$6,0 \leq I \leq 6,5$	0,0
1	$6,5 \leq I \leq 7,0$	0,4
2	$7,0 \leq I \leq 7,5$	0,6
3	$7,5 \leq I$	0,8

Tab. 3.1 Zuordnung von Bemessungswerten der Bodenbeschleunigung nach DIN 4149:2005 [15]

Die geographische Einteilung der Zonen ist in der folgenden Abbildung erfasst:

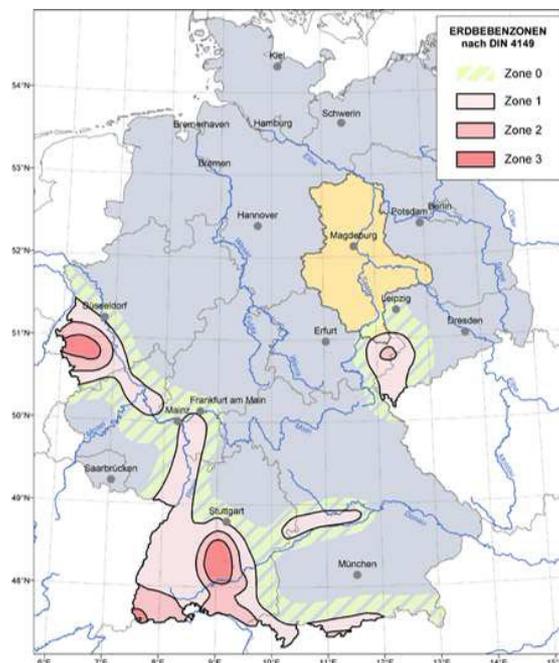


Abb. 3.1 Erdbebenzonen der Bundesrepublik Deutschland nach DIN 4149:2005 [15]

Diese Zonenkarte basiert auf den Arbeiten von Grünthal und Bosse aus dem Jahr 1996 und berücksichtigt eine Überschreitungswahrscheinlichkeit der Bodenbewegungsamplitude von 10% im Zeitraum von 50 Jahren und hält somit die Bedingungen gemäß

ÖNORM EN 1998-1:2004, Abschnitt 2.1 ein. Wie auch in Tab. 3.1 ersichtlich ist, kann die Erdbebengefährdung Deutschlands als eher gering eingestuft werden, zur Unterstreichung dieser Tatsache sei hier erwähnt, dass gerade einmal 12% der Fläche des Bundesgebietes in die Erdbebenzone 1 oder höher eingestuft sind. Die Zonen 2 und 3 mit höherer Erdbebeneinwirkung betreffen eine Fläche von ca. 3,5% und weniger als 1%. Dieser Umstand bewahrt den Tragwerksplaner aber nicht davor, die Erdbebengefährdung in Deutschland gesamtheitlich zu ignorieren.

Ein weiterer Parameter, der für die Erdbebeneinwirkung von hoher Bedeutung ist, betrifft wie auch im Eurocode das Baugrundverhalten und wird in der DIN als sog. **Untergrundparameter S** bezeichnet. Dieser setzt sich im Gegensatz zum EC8 aus den Untergrundklassen und aus den Baugrundklassen zusammen. Die Untergrundklassen dienen zur Beschreibung des geologischen Untergrundes ab einer Tiefe von ca. 20 m und werden wie folgt unterteilt:

Untergrundklasse	Beschreibung
R	Gebiete mit felsartigem Gesteinsuntergrund mit für Festgestein typischen Scherwellengeschwindigkeiten, das sind Bereich mit fehlender oder nur geringmächtiger Lockersedimentbedeckung über dem darunter anstehendem Festgestein
T	Übergangsbereiche zwischen den Gebieten der Untergrundklasse R und der Untergrundklasse S, sowie Gebiete relativ flachgründiger Sedimentbecken
S	Gebiete tiefer Beckenstrukturen mit mächtiger Sedimentfüllung, das sind Bereiche mit mehr als etwa 100 m Lockersedimenten (meist Quartär) über dem Festgestein oder Bereiche, in denen unter einer fehlenden oder geringmächtigen Bedeckung von quartären Lockersedimenten sehr mächtige tertiäre Sedimente von mehr als etwa 500 m Mächtigkeit auftreten.

Tab. 3.2 Geologische Untergrundklassen nach DIN 4149:2005 [15]

Diese geologischen Untergrundklassen treten als Kombination mit den folgenden Baugrundklassen auf, welche jenen der ÖNORM EN 1998-1:2004 sehr ähnlich sind:

Baugrundklasse	Beschreibung
A	Feste unverwitterte Festgesteine mit hoher Festigkeit und einer Scherwellengeschwindigkeit höher als etwa 800 m/s
B	Mäßig verwitterte Festgesteine bzw. Festgesteine mit geringerer Festigkeit oder grobkörnige (rollige) bzw. gemischtkörnige Lockergesteine hohen Reibungseigenschaften in dichter Lagerung bzw. in fester Konsistenz (z.B. glazial vorbelastete Lockergesteine). Scherwellengeschwindigkeiten liegen zwischen 350 m/s und 800 m/s
C	Stark bis völlig verwitterte Festgesteine oder grobkörnige (rollige) bzw. gemischtkörnige Lockergesteine in mitteldichter Lagerung bzw. in mindestens steifer Konsistenz oder feinkörnige (bindige) Lockergesteine in mindestens steifer Konsistenz. Dominierende Scherwellengeschwindigkeiten liegen etwa zwischen 150 m/s und 350 m/s.

Tab. 3.3 Baugrundklassen nach DIN 4149:2005 [15]

Die folgende Tabelle gibt letztendlich die Werte des Untergrundparameters S, abhängig

von der jeweiligen Untergrund-Baugrund-Kombination aus Tab. 3.2 und Tab. 3.3, für die Beschreibung des horizontalen Antwortspektrums wieder:

Untergrundverhältnisse	S
A-R	1,00
B-R	1,25
C-R	1,50
B-T	1,00
C-T	1,25
C-S	0,75

Tab. 3.4 Werte des Untergrundparameters S nach [15]

Um einen Aufschluss über die möglichen Maxima und Minima der in Deutschland möglichen Erdbebeneinwirkungen geben zu können, muss, wie für Tab. 2.6 das Produkt $\alpha_g \cdot \gamma_I \cdot S$ gebildet werden. Der dafür notwendige Bedeutungsbeiwert γ_I ist dem Eurocode 8 ident und von den Bedeutungskategorien I-IV abhängig:

Bedeutungskategorie	Bedeutungsbeiwert γ_I
I	0,8
II	1,0
III	1,2
IV	1,4

Tab. 3.5 Bedeutungskategorien und -beiwerte nach [15]

Die folgende Tabelle zeigt das Produkt $\alpha_g \cdot \gamma_I \cdot S$ in Abhängigkeit der Zone und Bedeutungskategorie. Die Maximal- und Minimalwerte entstehen durch die Variation der Untergrundverhältnisse gemäß Tab. 3.4:

Zone	Bedeutungskategorie							
	I		II		III		IV	
	min	max	min	max	min	max	min	max
0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
1	0,24	0,48	0,30	0,60	0,36	0,72	0,42	0,84
2	0,36	0,72	0,45	0,90	0,54	1,08	0,63	1,26
3	0,48	0,96	0,60	1,20	0,72	1,44	0,84	1,68

Tab. 3.6 Produkt $\gamma_I \cdot \alpha_g \cdot S$ in $[m/s^2]$

Aus dieser Tabelle ist ersichtlich, dass im maximalen Fall dieses Produkt eine Beschleunigung von $1,68 m/s^2$ annehmen kann. Da die vorgeschlagene Höchstgrenze der "ge-

ringen Seismizität" gemäß ÖNORM EN 1998-1:2004 hier bereits um das 1,7-fache überschritten wird, ist aus der Sicht des Verfassers die Einteilung dieser Grenzen gemäß DIN EN 1998-1/NA, die ja ident mit jenen der ÖNORM EN 1998-1:2004 sind, zu hinterfragen. Da jedoch die Zone 3 flächenmäßig unter einem Prozent des deutschen Bundesgebietes liegt, kann es durchaus möglich sein, dass das für die Berechnung gewählte, ungünstigste Untergrundverhältnis C-R in diesen Bereichen gar nicht vorkommen kann.

3.2 Berechnungsmethoden gemäß DIN 4149:2005

Im Gegensatz zur ÖNORM EN 1998-1:2004 sind in der DIN 4149:2005 ausschließlich das **vereinfachte und das multimodale Antwortspektrenverfahren** zur Ermittlung der Einwirkungsgrößen der Erdbebenbeanspruchung erlaubt. Die Anwendung dieser beiden, auf dem Prinzip der anzusetzenden Ersatzkräfte beruhenden Methoden wird ebenfalls von Regelmäßigkeitskriterien im Grund- und Aufriss, sowie besonderen Bedingungen für das VASV abhängig gemacht. Diese Kriterien entsprechen inhaltlich den Vorgaben der ÖNORM EN 1998-1:2004 (siehe Kapitel 1) und sind hier nicht weiter erörtert. Im Vorentwurf der DIN EN1998-1/NA (Abschnitt 4.3.3.1) ist außerdem bei ausreichender Erfahrung die Anwendung der **nichtlinearen statischen (pushover) Berechnung** vorgesehen. Die Anwendung der **nichtlinearen, dynamischen Zeitverlaufsberechnung** ist jedoch ausdrücklich **nicht gestattet**.

3.3 Regelung des Ansatzes der vertikalen Beanspruchungen

Im Abschnitt 2.3 wurde festgestellt, dass in Österreich aufgrund der Einhaltung gewisser Kriterien die vertikale Beanspruchung der Erdbebeneinwirkung für gewöhnlich nicht zu berücksichtigen ist. In Deutschland wird hingegen die Vertikalkomponente, die sich nach DIN 4149:2005 durch

$$a_{vg} = a_g \cdot 0,7$$

berechnen lässt, für gewisse Tragwerksbereiche immer angesetzt. Diese Tragwerksbereiche sind im allgemeinen Träger, die Normalkräfte von Stützen durch Biegung und Schub abtragen müssen. Die DIN erlaubt hier jedoch eine sehr eingeschränkte Modellierung, sprich es muss eigentlich nur der betreffende Bauteil inklusive der Anschlusssteifigkeiten der angrenzenden Bauteile berücksichtigt werden.

3. 4 Wegfall des Nachweises durch Einhaltung bestimmter Kriterien

Für die Bundesrepublik Deutschland wurde gemäß DIN EN1998-1/NA ebenfalls eine Einteilung in die Fälle der "sehr geringen" und "geringen" Seismizität getroffen, diese geben jedoch keinen Aufschluss über die Art und den Umfang der zu führenden Nachweise. Erleichterungen der Nachweise resultierten hingegen bei Einhaltung bestimmter Bedingungen. Diese lauten nach DIN 4149:2005, Abschnitt 7.1 und DIN EN1998-1/NA, Abschnitt NA.A.8 wie folgt:

- Ist die mit einem Verhaltensbeiwert q von 1,0 ermittelte horizontale Gesamterdbebenkraft kleiner als die maßgebende Horizontalkraft, die sich aus anderen Einwirkungskombinationen (vor allem Windlasten) ergibt und
- werden die in Abschnitt 4.2 der Norm angegebenen Empfehlungen für den Entwurf eingehalten (diese sind den Empfehlungen nach ÖNORM EN 1998-1:2004 (siehe Kapitel 1) sehr ähnlich), können die Nachweise der Standsicherheit für Gebäude der Bedeutungskategorie I-III als erbracht angesehen werden.

Auf den Nachweis kann für Wohn- und Bürogebäude gänzlich verzichtet werden, wenn gilt:

- Die Anzahl der Vollgeschosse über dem Einspannungshorizont nicht die Werte der folgenden Tabelle überschreitet:

Erdbebenzone	Bedeutungskategorie	Maximale Anzahl an Vollgeschossen
1	I bis III	4
2	I und II	3
3	I und II	2

Tab. 3.7 Grenzwerte der Vollgeschosse bei Entfall des Nachweises nach [15]

- Wie bereits erwähnt, müssen natürlich auch hier die Entwurfsempfehlungen nach Abschnitt 4.2 der DIN eingehalten werden.
- Für Bauten in den Zonen 2 und 3 müssen die Regelmäßigkeiten in Grund- und Aufriss gewährleistet sein.
- Die Geschosshöhe darf maximal 3,50 m betragen und
- für Mauerwerksbauten sind weitere konstruktive Regeln einzuhalten.

Somit kann festgestellt werden, dass die Erleichterungen in der DIN 4149:2005 durchaus mit jenen der ÖNORM EN 1998-1:2004 vergleichbar sind. Bei Bauwerken der Bedeutungskategorie IV sieht die DIN jedoch keinerlei Möglichkeiten vor, um auf einen Nachweis der Erdbebenbeanspruchung verzichten zu können, wie es etwa in der

ÖNORM B1998-1 für Fälle der "sehr geringen Seismizität" möglich ist.

3. 5 Kombination der Erdbebeneinwirkung mit anderen Einwirkungen

Auch in der DIN erfolgt die Kombination der Erdbebeneinwirkung mit der folgenden Beziehung (vgl. Abschnitt 2. 4 bzw. [14], Abschnitt 4.4(2)):

$$\sum G_{kj} \oplus \sum \psi_{Ei} \cdot Q_{ki}$$

Der Kombinationsbeiwert ψ_{Ei} errechnet sich wie folgt:

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

In Deutschland kann dieser Wert φ jedoch variieren und ist, wie die folgende Tabelle zeigt, von der Art der Einwirkung und von der jeweiligen Gebäudenutzung abhängig:

Art der veränderlichen Einwirkung	Geschoss		φ
	Nutzung	Lage	
Nutzlasten und Verkehrslasten in Lagerräumen, Bibliotheken, Werkstätten und Fabriken mit schwerem Betrieb, Warenhäusern, Parkhäusern	-	-	1,0
Nutzlasten und Verkehrslasten in sonstigen Gebäuden (Wohnhäuser, Bürogebäude, Krankenhäuser, usw.)	Alle Geschosse sind unabhängig voneinander genutzt	oberstes Geschoss	1,0
		andere Geschosse	0,5
Nutzlasten und Verkehrslasten in sonstigen Gebäuden (Wohnhäuser, Bürogebäude, Krankenhäuser, usw.)	Mehrere Geschosse haben eine in Beziehung stehende Nutzung	oberstes Geschoss	1,0
		andere Geschosse	0,7

Tab. 3.8 Beiwerte für φ zur Berechnung von ψ_{Ei} (nach [15])

3. 6 Spezielle Regelungen für Bauwerke aus Holz

Wie bereits erörtert wurde, kann auch in der DIN 4149:2005 das dissipative Tragverhalten eines Bauwerks durch den Verhaltensbeiwert q das Nachweisverfahren beeinflussen. Die Werte von q richten sich bekanntlich nach der Konstruktion des Gebäudes bzw. der Fähigkeit des Tragwerks, einwirkende Erdbebenenergie zu dissipieren. Daher erfolgt auch in der DIN eine Einteilung in drei Duktilitätsklassen für den Baustoff Holz, die inhaltlich der ÖNORM EN 1998-1:2004 sehr ähnlich sind. Die Zuordnung der Verhaltensbeiwerte zu den Duktilitätsklassen ist in der folgenden Tabelle gegeben. Die Klassen 1,2 und 3 entsprechen den Klassen DCL, DCM und DCH der ÖNORM EN 1998-1:2004.

Duktilitätsklasse	Dissipationsvermögen	Verhaltensbeiwert q
1	nicht dissipativ	1,5
2	gering dissipativ	2,5
3	dissipativ mit erhöhter Duktilität	4,0

Tab. 3.9 Verhaltensbeiwert q in Abhängigkeit der Duktilitätsklasse nach DIN 4149:2005

Aus Tab. 3.9 ist ersichtlich, dass sich die Größen der Verhaltensbeiwerte von jenen der ÖNORM EN 1998-1:2004 geringfügig unterscheiden. Durch die Einführung der DIN EN1998-1/NA wird jedoch eine Anpassung dieser Werte erfolgen.

4 Schweiz

Für den Vergleich mit der gültigen Schweizer Normung betreffend der Erdbeben thematik wird in der folgenden Tabelle der grundlegende Unterschied zwischen der in Österreich gültigen Eurocode-Serie und der in Schweiz gültigen SIA-Normenserie aufgezeigt. Zuvor sei noch erwähnt, dass die SIA-Serie 260-267 ebenfalls auf einem semi-probabilistischen Sicherheitskonzept beruht und somit prinzipiell mit jener des Eurocodes vergleichbar ist.

Eurocode		SIA	
Bezeichnung	Titel	Bezeichnung	Titel
EN 1990	Eurocode 0: Grundlagen der Tragwerksplanung	SIA 260	Grundlagen der Projektierung von Tragwerken
EN 1991	Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke	SIA 261	Einwirkungen auf Tragwerke
EN 1992	Eurocode 2: Entwurf, Berechnung und Bemessung von Stahlbetonbauten	SIA 262	Betonbau
EN 1993	Eurocode 3: Entwurf, Berechnung und Bemessung von Stahlbauten	SIA 263	Stahlbau
EN 1994	Eurocode 4: Entwurf, Berechnung und Bemessung von Stahl-Beton-Verbundbauten	SIA 264	Stahl-Beton-Verbundbau
EN 1995	Eurocode 5: Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauten	SIA 265	Holzbau
EN 1996	Eurocode 6: Entwurf, Berechnung und Bemessung von Mauerwerksbauten	SIA 266	Mauerwerk
EN 1997	Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik	SIA 267	Geotechnik
EN 1998	Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben		
EN 1999	Eurocode 9: Entwurf, Berechnung und Bemessung von Aluminiumkonstruktionen		

Tab. 4.1 Vergleich Eurocodes - SIA

Wie aus dieser Übersicht erkennbar ist, existiert in der Schweizer Normung kein Dokument, welches sich ausschließlich mit dem Thema "Erdbeben" befasst, wie es in der Eurocode-Serie durch die EN1998 der Fall ist. Die Aufteilung erfolgt hier in einen allgemeinen Einwirkungsteil, der in der SIA 261, Abschnitt 16 [17] geregelt ist und in sechs materialspezifische Teile, welche ähnlich der Abschnitte 6-10 der EN1998-1 die besonderen Regeln für die jeweilige Konstruktionsform (Beton, Stahl, Holz, etc.) beinhalten.

ten.

4. 1 Größen der Erdbebeneinwirkung in der Schweiz

Der in 1.3.3.1 erwähnte Vorgang

- Ermittlung der Bemessungsbodenbeschleunigung
- Berechnung des elastischen Antwortspektrums
- Belastung des Tragwerks mit den erhaltenen horizontalen Erdbebenkräften

ist für die Anwendung des VASV oder MASV auch hier mit jenem der ÖNORM EN 1998-1:2004 vergleichbar. Ein Bemessungsspektrum, welches aus dem elastischen Antwortspektrum für 5% viskose Dämpfung und unter Berücksichtigung des Verhaltensbeiwertes q entsteht, ist in der SIA 261:2003 [17], Abschnitt 16.2.4 ebenfalls gegeben und hier angeführt:

$$0 \leq T \leq T_B \rightarrow S_d = \gamma_f \cdot \frac{a_{gd}}{g} \cdot S \cdot \left[0,67 + \left(\frac{2,5}{q} - 0,67 \right) \cdot \frac{T}{T_B} \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C \rightarrow S_d = 2,5 \cdot \gamma_f \cdot \frac{a_{gd}}{g} \cdot \frac{S}{q}$$

$$T_C \leq T \leq T_D \rightarrow S_d = 2,5 \cdot \gamma_f \cdot \frac{a_{gd}}{g} \cdot S \cdot \frac{T_C}{T \cdot q}$$

$$T_D \leq T \rightarrow S_d = 2,5 \cdot \gamma_f \cdot \frac{a_{gd}}{g} \cdot S \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2 \cdot q} \geq 0,1 \cdot \gamma_f \cdot \frac{a_{gd}}{g}$$

mit

S_d als Ordinate des Bemessungsspektrums

T als Schwingungsdauer eines linearen Einmassenschwingers

a_{gd} als Bemessungswert der horizontalen Bodenbeschleunigung, vergleichbar mit a_{gR} der ÖNORM EN 1998-1:2004

γ_f als Bedeutungsfaktor, mit γ_1 aus der ÖNORM EN 1998-1:2004 vergleichbar

S, T_B, T_C, T_D als Parameterwerte des Baugrundverhaltens

q als Verhaltensbeiwert

g als Erdbeschleunigung (9,81 m/s²)

Ähnlich dem Vorgehen in der DIN 4149:2005 wird der Bemessungswert der Bodenbeschleunigung a_{gd} einer Zonenkarte konstanter Bodenbeschleunigungen entnommen. Die SIA 261 erlaubt jedoch bei Vorliegen einer Mikrozonierung (innerhalb der Zonen eine weitere Abstufung), eine genauere Ermittlung von a_{gd} . Die Zonenkarte der Schweiz besteht aus vier Zonen, die in der folgenden Tabelle mit den jeweiligen Werten von a_{gd} versehen sind. Die Einteilung der Zonen ist hier ebenfalls nach der EMS-98 erfolgt.

Zone	Intensitätsintervall	a_{gd} [m/s ²]
Z1	$6,0 \leq I \leq 7,0$	0,60
Z2	$7,0 \leq I \leq 8,0$	1,00
Z3a	$7,0 \leq I \leq 8,0$	1,30
Z3b	$8,0 \leq I \leq 9,0$	1,60

Tab. 4.2 Zuordnung der Bemessungsbodenbeschleunigung a_{gd} zu den Erdbebenzonen nach SIA 261:2003 [17]

Anmerkung:

Da die Intensitätsintervalle für die Zonen Z2 und Z3a ident sind, wird davon ausgegangen, dass die gemessenen Magnituden (nach Richter) der Erdbeben in den jeweiligen Gebieten die Einteilung ebenfalls beeinflusst haben.

Die folgende Abbildung gibt eine Übersicht über die Aufteilung der Erdbebenzonen Z1-Z3b für das Bundesgebiet der Schweiz:

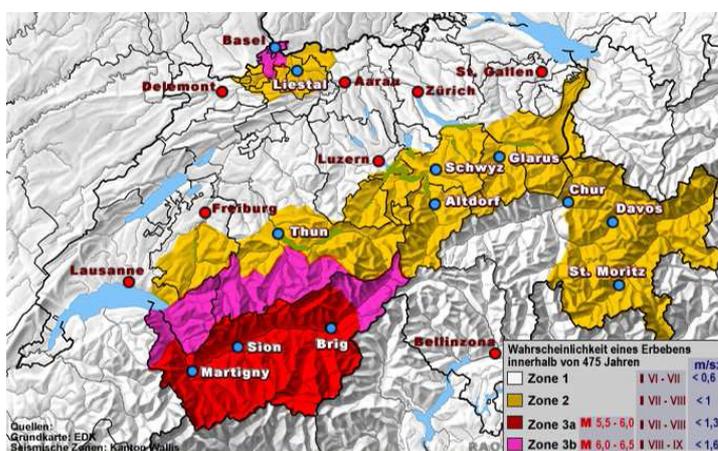


Abb. 4.1 Erdbebenzonenkarte der Schweiz (aus [52])

Bei Vergleich der Tab. 4.2 mit Tab. 3.1 ist ersichtlich, dass die Werte a_{gd} in der Schweiz doppelte so große Ausmaße annehmen können als in Deutschland. Der Vergleich mit Österreich ist hier nicht so einfach, da in der ÖNORM B 1998-1:2006 die Referenz-Spitzenbodenbeschleunigungen a_{gR} innerhalb der Zonen variieren. Daher wird auch für die SIA 261 das Produkt $\gamma_f \cdot a_{gd} \cdot S$ gebildet. Dafür ist die folgende, der ÖNORM EN 1998-1:2004 abweichende Einteilung der Bedeutungsfaktoren γ_f notwendig (BWK = Bauwerksklasse):

BWK	Merkmale	Beispiele	γ_f
I	<ul style="list-style-type: none"> - keine größeren Menschenansammlungen - keine besonders wertvollen Güter und Einrichtungen - keine Gefährdung der Umwelt 	<ul style="list-style-type: none"> - Wohn- Büro- und Gewerbegebäude - Industrie- und Lagergebäude - Parkgaragen - Brücken von untergeordneter Bedeutung nach einem Erdbeben 	1,0
II	<ul style="list-style-type: none"> - größere Menschenansammlungen wahrscheinlich - besonders wertvolle Güter und Einrichtungen - bedeutende Infrastrukturfunktion - beschränkte Gefährdung der Umwelt 	<ul style="list-style-type: none"> - Spitäler samt Anlagen und Einrichtungen, sofern sie nicht der Bauwerksklasse III zuzuordnen sind - Einkaufszentren, Sportstadien, Kinos, Theater, Schulen und Kirchen - Gebäude der öffentlichen Verwaltung - Brücken von erheblicher Bedeutung nach einem Erdbeben, sowie Brücken, die über Verkehrswegen mit erheblicher Bedeutung nach einem Erdbeben führen - Stützmauern und Böschungen im Bereich von Verkehrswegen mit erheblicher Bedeutung nach einem Erdbeben - Bauwerke sowie Anlagen und Einrichtungen für Versorgung, Entsorgung und Telekommunikation, sofern sie nicht der Bauwerksklasse III zuzuordnen sind - Hochkamine 	1,2
III	<ul style="list-style-type: none"> - lebenswichtige Infrastrukturfunktion - erhebliche Gefährdung der Umwelt 	<ul style="list-style-type: none"> - Akutspitäler samt Anlagen und Einrichtungen - Bauwerke sowie Anlagen und Einrichtungen für den Katastrophenschutz - Brücken von großer Bedeutung für die Zugänglichkeit eines Gebiets nach einem Erdbeben - Stützmauern und Böschungen im Bereich von Verkehrswegen mit großer Bedeutung für die Zugänglichkeit ausgewählter Bauwerke oder eines Gebiets nach einem Erdbeben - lebenswichtige Bauwerke für Versorgung, Entsorgung, Telekommunikation 	1,4

Tab. 4.3 Einteilung der Bauwerksklassen und Bedeutungsfaktoren nach SIA 261:2003 [17]

Die Unterschiede zwischen dieser Zuordnung und jener der ÖNORM EN 1998-1:2004 sind nicht nur die Anzahl der Bauwerksklassen, sondern auch der Umstand, dass in der SIA 261 gewisse Infrastruktureinrichtungen, zu denen auch Spitäler gehören, in die Bauwerksklasse II zugeordnet worden sind, während sämtliche Einrichtungen dieser Art in der ÖNORM EN 1998-1:2004 in der höchsten Kategorie eingestuft werden. Dies hat zur Folge, dass nicht alle Gebäude der Infrastruktur auf Gebrauchstauglichkeit hin überprüft werden müssen, wie es in der ÖNORM EN 1998-1:2004 der Fall ist.

Der Bodenparameter S kann wiederum aus der folgenden Tabelle entnommen werden,

die im Gegensatz zur DIN 4149:2005 der ÖNORM EN 1998-1:2004 sehr ähnlich ist:

Baugrundklasse	S
A	1,00
B	1,20
C	1,15
D	1,35
E	1,40
F	-

Tab. 4.4 Baugrundklassen nach SIA 261:2003 [17]

Durch die Variation der Werte aus Tab. 4.2, Tab. 4.3 und Tab. 4.4 ist es möglich, die maximalen und minimalen Ergebnisse des Produkts $\gamma_f \cdot a_{gd} \cdot S$ zu ermitteln. Diese sind in der folgenden Tabelle aufgelistet. Im Gegensatz zur ÖNORM EN 1998-1:2004 gibt es in der SIA 261 keine Einteilung der "sehr geringen", "geringen" und "normalen Seismizität".

Zone	Bauwerksklasse					
	I		II		III	
	min	max	min	max	min	max
Z1	0,60	0,84	0,72	1,01	0,84	1,18
Z2	1,00	1,40	1,20	1,68	1,40	1,96
Z3a	1,30	1,82	1,56	2,18	1,82	2,55
Z3b	1,60	2,24	1,92	2,69	2,24	3,14

Tab. 4.5 Produkt $\gamma_f \cdot a_{gd} \cdot S$ in [m/s²]

Bei Betrachtung von Tab. 4.5 ist erkennbar, dass in der Schweiz ein Fall der "sehr geringen Seismizität" mit den Grenzen nach ÖNORM B 1998-1:2006 gar nicht existiert. Die Ergebnisse des Produkts $\gamma_f \cdot a_{gd} \cdot S$ fallen hier deutlich höher als in Österreich und Deutschland aus, was als klares Indiz für eine erhöhte Erdbebengefahr gesehen werden kann. In der Zone Z3b ist für Bauwerke der Bauwerksklasse III sogar eine horizontale Bodenbeschleunigung von über 3,00 m/s² möglich. Diese hohen Einwirkungen treffen vor allem auf den Süden der Schweiz zu, wie in Abb. 4.1 ersichtlich ist.

4.2 Berechnungsmethoden gemäß SIA 261:2003

Während in der DIN 4149:2005 eine Anwendung von nichtlinearen Berechnungsmethoden zur Ermittlung der Erdbebeneinwirkung gänzlich ausgeschlossen wird, dürfen lt. SIA 261, Abschnitt 16.5.1.2 bei Beachtung der Grundsätze des erdbebengerechten Konstruierens nicht-lineare Berechnungen durchgeführt werden. Über die Art der Methoden, den Umfang der Dokumentation dieser Berechnungen, bzw. über Kriterien, welche die Anwendung solcher Methoden ausschließen könnten ist an dieser Stelle nichts erwähnt.

In der SIA 261 sind zwei Berechnungsmethoden näher beschrieben, welche hauptsächlich zur Erdbebenberechnung eingesetzt werden sollen. Diese Methoden sind das Ersatzkraftverfahren (dem vereinfachten Antwortspektrumverfahren der ÖNORM EN 1998-1:2004 ident) und das bereits bekannte und in Kapitel 1 erläuterte Antwortspektrenverfahren. Die Grenzen der Anwendung des Ersatzkraftverfahrens sind jenen der ÖNORM EN 1998-1:2004 sehr ähnlich. Einerseits gilt es, die Kriterien für Grund- und Aufriss nach Abschnitt 16.5.1.3 und 16.5.1.4 zu erfüllen und andererseits dürfen die Grundschwingzeiten T_1 in beiden Hauptrichtungen $2,0s$ nicht überschreiten. Die Ermittlung dieser Grundschwingzeiten ist bis auf den Umstand, dass hier die Rayleigh-Methode nicht angeführt wurde, mit jener der ÖNORM EN 1998-1:2004 ident. Können diese Kriterien nicht erfüllt werden, ist das betrachtete Tragwerk mit Hilfe des Antwortspektrenverfahrens zu berechnen.

Besonders für das erdbebengerechte Konstruieren hervorzuheben ist der Umstand, dass in der SIA 261 abgesehen von den rechnerischen Nachweisen auch konstruktive Maßnahmen in gewissen Fällen **zwingend** vorausgesetzt sind. Diese Fälle und die damit verbundenen Maßnahmen sind in der folgenden Tabelle aufgelistet:

Verbindlichkeit der Maßnahmen	Z1/BWK I	Z1/BWK III	Z2/BWK III
* empfohlen	Z1/BWK II	Z2/BWK II	Z2/BWK II
** Ausnahmen sind zu begründen	Z2/BWK I	Z3/BWK I	Z3/BWK III
*** zwingend			
Grundriss, bauliche Ausbildung			
1. Tragelemente zur Abtragung der horizontalen Kräfte möglichst symmetrisch über den Grundriss verteilen und mit ähnlichen Verformungseigenschaften versehen. Ihr Zusammenwirken durch entsprechend ausgebildete Deckenscheiben, Verbände usw. sicherstellen.	*	**	**
2. Bei Tragelementen zur Abtragung der horizontalen Kräfte Unstetigkeiten (in vertikaler Richtung) von Steifigkeiten und Widerständen gegen Biegung, Schub und Torsion vermeiden (Ausnahme: Übergang in Untergeschosse).	*	**	**
3. Untergeschosse als steife Kästen ausbilden	*	**	**

Tab. 4.6 Maßnahmen bei Gebäuden in Abhängigkeit der Erdbebenzone und Bauwerksklasse nach SIA 261:2003 [17]

Konstruktion 1. Bei Gebäuden mit mehr als 12 m Traufhöhe oder bei Gebäuden mit stark unsymmetrischem Grundriss: Mauerwerkswände, die horizontale Kräfte oder vertikale Lasten abtragen, bewehren. 2. Vorfabrizierte Elemente mit anderen Bauteilen verbinden. 3. Bei vorfabrizierten Elementen mit verschiebbaren Auflagern: eine Auflagerlänge von 1/70 der Spannweite bzw. mind. 150 mm vorsehen	**	***	***
	*	***	***
	***	***	***
Fundation 1. Tragwerk nicht auf stark unterschiedlich steifen Baugrund gründen. 2. Zur Gewährleistung gleicher Verschiebungen: Einzelfundamente im Lockergestein vermeiden oder untereinander durch Fundamentriegel usw. verbinden.	*	**	***
	*	**	***
Sekundärelemente Nichttragende Wände, untergehängte Decken, Fassadenelemente, Brüstungen usw.: mit dem Tragwerke verbinden oder derart lagern, dass sie Schwingungen ertragen können.	**	***	***

Tab. 4.6 Maßnahmen bei Gebäuden in Abhängigkeit der Erdbebenzone und Bauwerksklasse nach SIA 261:2003 [17]

Anmerkung:

Während in der ÖNORM EN 1998-1:2004 zwar durch Einhaltung ähnlicher Kriterien Nachweisverfahren erleichtert werden können, wird von einer verpflichteten Ausführung für gewissen Fälle, so wie es hier gezeigt wurde, abgesehen. Da aber eine erdbebenge-rechte Konstruktion eines Tragwerks den Widerstand gegen Erdbeben maßgeblich beeinflussen kann, ist nach Ansicht des Verfassers eine Festlegung von verpflichteten Maßnahmen ein wichtiger Schritt, dass der Einwirkung „Erdbeben“ bereits im Vorentwurf Beachtung geschenkt wird.

4.3 Regelung des Ansatzes der vertikalen Beschleunigung

Die Kriterien für die Berechnung von vertikalen Erdbebeneinwirkungen sind mit jenen der DIN 4149:2005 vergleichbar und die Nachweise sind unabhängig von der Größe der Einwirkung immer für gewisse Tragwerksbereiche (Kragträger, Stützen auf Trägern) zu führen. Die vertikale Beschleunigung wird ermittelt, indem man die Ordinaten des Bemessungsspektrums S_d ebenfalls mit dem Faktor 0,7 multipliziert. Der Verhaltensbeiwert wird für diese Berechnungen auf 1,5 begrenzt.

4.4 Wegfall des Nachweises durch Einhaltung bestimmter Kriterien

Im Gegensatz zur DIN 4149:2005 und zur EN1998-1, bzw. der ÖNORM B1998-1 hat der Nachweis der Tragsicherheit für **sämtliche** Erdbebenzonen und Bauwerksklassen zu

erfolgen. Erleichterungen im Nachweisverfahren resultieren ausschließlich durch die erlaubte Anwendung des Ersatzkraftverfahrens bei Einhaltung der bereits erwähnten Kriterien.

Anmerkung:

Da, wie in Tab. 4.5 ersichtlich ist, Fälle "sehr geringer Seismizität", nach den Regeln der ÖNORM B1998-1 im gesamten Bundesgebiet der Schweiz nicht vorhanden sind, würde nach Auslegung des nationalen Anhangs der ÖNORM EN 1998-1:2004 für Österreich ebenfalls der Erdbebennachweis im gesamten Bundesgebiet zwingend erforderlich sein.

4. 5 Kombination der Erdbebeneinwirkung mit anderen Einwirkungen

In Abschnitt 2. 4 und Abschnitt 3. 5 wurde erläutert, dass für die Ermittlung diverser Größen im Zuge der Erdbebenberechnung die folgende Kombination der Einwirkungen gebildet wird:

$$\sum G_{k,i} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}$$

Diese ist bis auf den Parameter $\psi_{E,i}$, der eine zusätzliche, auf die jeweilige Situation angepasste Variationsmöglichkeit erlaubt, der quasi-ständigen Einwirkungskombination ident. In der SIA 261 existiert dieser Kombinationsbeiwert $\psi_{E,i}$ jedoch nicht und somit ist die Kombination mit der folgenden Formel zu bilden:

$$\sum G_{k,i} + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

4. 6 Spezielle Regelungen für Bauwerke aus Holz

In der Einleitung zu Abschnitt 4 wurde bereits erwähnt, dass materialspezifische Kriterien, wie etwa die Größe des Verhaltensbeiwertes q nicht in der SIA 261 enthalten sind, sondern, für Bauwerke aus Holz, in der Schweizer Holzbaunorm, der SIA 265 [18]. Dieses Dokument enthält einen eigenen Abschnitt 4.6, in dem die Bemessungssituation Erdbeben für Holzbauten näher erläutert ist. Im Grunde sind diese Kriterien jenen der ÖNORM EN 1998-1:2004, Abschnitt 8 sehr ähnlich. Es wird ebenfalls zwischen einem nicht duktilen und einem duktilen Tragwerksverhalten unterschieden, von der Verhaltensbeiwert q abhängig ist. Die Einteilung der Duktilitätsklassen weicht geringfügig von der ÖNORM EN 1998-1:2004 ab und ist in der folgenden Tabelle dargestellt.

Typ	Duktilität	Verhaltensbeiwert q	Zuordnung in Funktion von Wirksamkeit, Anzahl und Verteilung der duktilen Verbindungsbereiche
A	klein	1,5	Alle Tragwerke, die sich nicht den Typen B, C oder D zuordnen lassen
B	gering	2,0	Tragwerke mit vereinzelt, duktilen Verbindungsbereichen
C	mittel	2,5	Tragwerke mit verschiedenen, hoch wirksamen duktilen Verbindungsbereichen
D	hoch	3,0	Tragwerke mit vielen, gleichmäßig verteilten, hoch wirksamen duktilen Verbindungsbereichen

Tab. 4.7 Zuordnung des Verhaltensbeiwerts zu den Duktilitätsklassen nach SIA 265 [18]

Aus dieser Tabelle ist erneut die Abhängigkeit der Duktilität von der Art und Anordnung der Verbindungsmittel im Holztragwerk erkennbar. Daher werden auch in der SIA 265 Regeln für die Gestaltung von Verbindungsmittelbereichen (Mindestabstände, Durchmesser, etc.) angegeben. Diese sind jedoch jenen der ÖNORM EN 1998-1:2004, Abschnitt 8 sehr ähnlich und daher an dieser Stelle nicht weiter beschrieben.

5 Italien

Trotz der breiten Einführung der Eurocode-Serie in Europa wird in Expertenkreisen davon ausgegangen, dass für Konstruktionen, die auf italienischem Bundesgebiet errichtet werden, das national gültige Dokument, welches als "Norme tecnica per le costruzioni" [22] bezeichnet wird, wohl noch längere Zeit für statische Berechnungen verwendet werden muss. Diese Norm ist Bestandteil der italienischen Staatsgesetze und wurde das letzte Mal im Juli 2009 aktualisiert. Im Vorwort dieses Werkes steht geschrieben, dass diese Norm über allen internationalen Dokumenten (Eurocode) zu stellen ist. Diese kommen nur dann zur Anwendung, wenn die zu tätige Berechnung oder Untersuchung nicht in der nationalen Norm enthalten ist, oder eine Unklarheit diesbezüglich besteht. Die parallele Anwendung in diesen Ausnahmefällen ist möglich, da das italienische Dokument ebenfalls auf einem semi-probabilistischen Sicherheitskonzept beruht. Die Art der zu führenden statischen Nachweise, die Materialparameter, sowie die spezifischen Randbedingungen und Einsatzmöglichkeiten sind jenen der Eurocode-Serie sehr ähnlich oder ident. Im Fall der erdbebenrelevanten Kapitel in [Norme tecnica per le costruzioni] gibt es doch gewisse gravierende Unterschiede zur ÖNORM EN 1998-1:2004, die im Weiteren genauer beschrieben werden.

5.1 Größe der Erdbebeneinwirkung in Italien

Wie bereits im Vorwort dieses Unterkapitels erwähnt, treten bei Betrachtung des Vorganges

- Ermittlung der Bemessungsbodenbeschleunigung
- Berechnung des elastischen Antwortspektrums
- Belastung des Tragwerks mit den erhaltenen horizontalen Erdbebenkräften

in jedem Punkt Abweichungen zur ÖNORM EN 1998-1:2004 auf. Dies beginnt bereits bei der Auslegung der Fälle der "**Standicherheit**" und der "**Schadensbegrenzung**", wie sie in der ÖNORM EN 1998-1:2004 definiert sind. Für die Anforderungen an die Standicherheit eines Gebäudes ist in der ÖNORM EN 1998-1:2004, Abschnitt 2.1(1)P bzw. in Kapitel 1 dieser Arbeit eine Referenzwiederkehrperiode T_{NCR} von 475 Jahren oder eine Überschreitungswahrscheinlichkeit P_{NCR} von 10% in 50 Jahren festgelegt worden. Somit sind die Werte der Erdbebenbeschleunigungen in den verschiedenen Zonen nur mehr von der geographischen Lage des Standorts des Objekts abhängig. Weiters wird aus den Zonenkarten der einzelnen NA der ÖNORM EN 1998-1:2004 ausschließlich die Referenzspitzenbodenbeschleunigung a_{gR} entnommen. Die Abszissenwerte des elastischen Antwortspektrums, T_B , T_C und T_D sind daher ausschließlich von der vorhandenen Baugrundklasse abhängig.

Aus der italienischen Norm ist zu entnehmen, dass dieser Vorgang sich deutlich vom

oben beschriebenen unterscheidet. Es wird für sämtliche Einwirkungen vom Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS, in italienisch "Stati Limite Ultimi (SLU)") und vom Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS, in italienisch "Stati Limite Di Esercizio (SLE)") ausgegangen. Weiters erfolgt die Berechnung der Referenzwiederkehrperiode (hier:) T_R für seismische Einwirkungen durch die Ermittlung einer Referenz-Lebensdauer V_R des betrachteten Gebäudes und einer Überschreitungswahrscheinlichkeit P_{V_R} . Die Ermittlung der Referenz-Lebensdauer V_R beginnt mit der Festlegung einer nominellen Lebensdauer V_N und einer Nutzungsklasse mit dem Koeffizienten C_U , die in den folgenden Tabellen näher beschrieben werden.

Typ der Konstruktion		nominelle Lebensdauer V_N (in Jahren)
1	„provisorische“ Bauwerke (kurze Lebensdauer)	< 10
2	„gewöhnliche“ Bauwerke (Brücken, Infrastruktureinrichtungen, etc. mit „normaler“ Bedeutung)	> 50
3	„außergewöhnliche“ Bauwerke (Brücken, Infrastruktureinrichtungen, etc. mit strategischer Bedeutung)	> 100

Tab. 5.1 nominelle Lebensdauer V_N , von der Konstruktion abhängig nach [22]

Nutzungsklasse	I	II	III	IV
Koeffizient C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Tab. 5.2 Werte für den Koeffizienten C_U nach [22]

Die Nutzungsklassen I-IV sind im Wesentlichen ident mit den Bedeutungskategorien nach ÖNORM EN 1998-1:2004:

- Klasse I: Bauwerke mit sehr wenig Personenaufkommen, z.B. landwirtschaftliche Einrichtungen
- Klasse II: Bauwerke mit normalem Personenaufkommen, ohne öffentlicher oder sozialer Wichtigkeit, z.B. Industriebetriebe ohne Gefährdung für die Umgebung, Brücken und Infrastruktureinrichtungen, die nicht den Klassen III und IV zuzuordnen sind.
- Klasse III: Bauwerke mit signifikantem Personenaufkommen, z.B. Industriebetriebe mit Gefährdungspotential für die Umgebung, Brücken und Infrastruktureinrichtungen, die nicht der Klasse IV zuordenbar sind und daher in Notfallsituationen (Naturkatastrophen) intakt bleiben müssen.
- Klasse IV: Bauwerke, deren Fortbestand bei einer Naturkatastrophe von öffentlicher und strategischer Wichtigkeit ist, z.B. Industriebetriebe mit hohem Gefährdungspotential für die Umgebung, Brücken, die im Zuge einer Naturkatas-

trophe den notdürftigen Verkehr aufrecht erhalten müssen, Betriebe, die die elektrische Versorgung sicher stellen.

Durch die Wahl der nominellen Lebensdauer V_N und der Nutzungsklasse bzw. dem Koeffizienten C_U , wird durch die folgende Gleichung die Referenz-Lebensdauer V_R für die Konstruktion berechnet:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Die Überschreitungswahrscheinlichkeit P_{VR} wird für den gewählten Grenzzustand (ULS oder SLS) aus der folgenden Tabelle entnommen:

Grenzzustände		Überschreitungswahrscheinlichkeit P_{VR} für die Referenz-Lebensdauer V_R
SLS	SLO	81%
	SLD	63%
ULS	SLV	10%
	SLC	5%

Tab. 5.3 Überschreitungswahrscheinlichkeit P_{VR} , abhängig vom gewählten Grenzwert, nach [22]

Anmerkung:

SLO = Grenzzustand der Operationsfähigkeit (Stato Limite di Operatività)

SLD = Grenzzustand der "Beschädigung" (Stato Limite di Danno)

SLV = Grenzzustand des "Überlebensschutzes" (Stato Limite di salvaguardia della Vita)

SLC = Grenzzustand des Tragwerkkollaps (Stato Limite die prevenzione del Collasso)

Die Referenzwiederkehrperiode T_R kann nun wie folgt ermittelt werden:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

Ist die spezifische Referenzwiederkehrperiode T_R bekannt, können durch Angabe des Längen- und Breitengrades des Standorts des untersuchten Objekts folgende Informationen aus dem Anhang B der Norm entnommen werden:

- die maximale, horizontale Beschleunigung des Untergrundes, a_g (entspricht in etwa der Referenzspitzenbodenbeschleunigung a_{gR} der ÖNORM EN 1998-1:2004)

- der maximale Verstärkungsfaktor des horizontalen Beschleunigungsspektrums, F_0
- der Grenzwert des "Plateaus" des horizontalen Beschleunigungsspektrums, T_C^*

Diese Angaben sind notwendig, um die Formeln des horizontalen, elastischen Antwortspektrums nach "Norme tecnica per le costruzioni" anwenden zu können:

$$0 \leq T \leq T_B \rightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C \rightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T \leq T_D \rightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right]$$

$$T_D \leq T \leq 4s \rightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right]$$

Gesamtheitlich betrachtet, sind diese Formeln jenen der ÖNORM EN 1998-1:2004 für das horizontale elastische Antwortspektrum sehr ähnlich, der Wert F_0 aus "Norme tecnica per le costruzioni" wurde in der ÖNORM EN 1998-1:2004 pauschal durch 2,5 ersetzt. Bei Durchsicht des Anhanges B von "Norme tecnica per le costruzioni" wird jedoch ersichtlich, dass F_0 verhältnismäßig stark von 2,5 abweichen kann.

Als letzter, von der ÖNORM EN 1998-1:2004 abweichender und noch nicht erläuterter Punkt ist der Einfluss des Bodens in den Formeln des Antwortspektrums. Der auftretende Bodenparameter S wird im Gegensatz zur ÖNORM EN 1998-1:2004 und analog zur DIN 4149:2005 aus zwei Parametern gebildet. Diese lauten gemäß "Norme tecnica per le costruzioni" S_S und S_T und trennen die Bodendefinition in Baugrund und Untergrund.

Der Baugrund ist auch hier in die Klassen A-E und S1, S2 aufgeteilt, die Klassifizierung erfolgt annähernd identisch mit jener der ÖNORM EN 1998-1:2004, Tabelle 3.1 und wird daher nicht weiter beschrieben. Die Größe des Baugrund-Parameters S_S hängt nun wie folgt von der jeweiligen Bodenklasse ab:

Baugrundkategorie	S_S	C_C
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tab. 5.4 Ermittlung von S_S und C_C durch die Baugrundkategorie nach [22]

Anmerkung:

Der Index "S" bei S_S steht für "stratographisch"

Der Koeffizient C_C ist abhängig vom Parameter T_C^* und wird zur Ermittlung der Spektralparameter T_B , T_C und T_D verwendet:

$$T_C = C_C \cdot T_C^*$$

$$T_B = \frac{T_C}{3}$$

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6$$

Der Untergrundparameter S_T wird durch die Wahl einer von vier Untergrundklassen (lokale topographische Gegebenheiten) bestimmt:

Topographische Kategorie	S_T
T_1	1,0
T_2	1,2
T_3	1,2
T_4	1,4

Tab. 5.5 Topographische Kategorien und dazu gehörende Untergrundparameter nach [22]

Anmerkungen:

Die genaue Definition der Kategorien T_1 - T_4 ist in [22] nachzulesen.

Der Index "T" bei S_T steht für "topographisch"

Der Bodenparameter S kann nun wie folgt berechnet werden:

$$S = S_s \cdot S_T$$

Diese Vorgangsweise der Teilung der Bodenklassifizierung unterscheidet, wie bereits erwähnt, die italienische Normung von der ÖNORM EN 1998-1:2004, ist jedoch mit der DIN 4149:2005 ident. In Deutschland gibt es jedoch bereits festgelegte Kombinationen des Untergrundes und des Baugrundes, sprich bestimmte Untergründe können mit bestimmten Baugründen nicht kombiniert werden. Weiters gibt die DIN einen Aufschluss über die Untergrundsituation des Bundesgebiets. Daher fällt dort die Klassifizierung des Untergrundes praktisch weg und der Bodenparameter S ist, wie in der ÖNORM EN 1998-1:2004 nur mehr von der Klassifizierung des Bodens abhängig. Dies ist hier nicht der Fall und kann bei Unkenntnis der vorherrschenden, geologischen Situation zu einem erheblichen Mehraufwand der Erdbebenberechnung führen.

Die vorhergehenden Absätze dieses Unterkapitels zeigten die Erläuterung des linearen, elastischen Antwortspektrums für die Erdbebenberechnung in Italien. Ziel dieses Normenvergleichs ist es jedoch, das lineare Bemessungsspektrum und dessen Randbedingungen der einzelnen Länder gegenüber zu stellen. Dieses entspricht im Großen und Ganzen dem zuvor gezeigten, enthält jedoch noch den Verhaltensbeiwert q , der aufgrund seiner großen Bedeutung im Erdbebeningenieurwesen in einem eigenen Abschnitt dieser Arbeit näher beschrieben ist (siehe Kapitel 1).

Während das lineare Bemessungsspektrum in sämtlichen anderen betrachteten Dokumenten extra angegeben ist, wird im italienischen Dokument lediglich die Umrechnung für Betrachtungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit bekannt gegeben. Diese erfolgt über die Beziehung

$$\eta = 1/q$$

Somit ergeben sich die Formeln für das lineare Bemessungsspektrum zu

$$0 \leq T \leq T_B \rightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{q}{F_0} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C \rightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_0$$

$$T_C \leq T \leq T_D \rightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right]$$

$$T_D \leq T \leq 4s \rightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right]$$

Wird nun in diesen Ausdrücken der Faktor F_0 durch 2,50 ersetzt und werden diese Ausdrücke dann mit dem linearen Bemessungsspektrum gemäß ÖNORM EN 1998-1:2004 gegenüber gestellt, wird ersichtlich, dass sämtliche Formeln bis auf eine Ausnahme mit jenen der ÖNORM EN 1998-1:2004 **ident** sind. Diese Ausnahme betrifft die erste Zeile des Spektrums und wird in der folgenden Tabelle verdeutlicht.

"Norme tecniche per le costruzioni" (umgeformt, $F_0 = 2,50$)	EN 1998-1
$S_e(T) = \alpha_g \cdot S \cdot \left[\frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - 1 \right) + 1 \right]$	$S_d(T_i) = \alpha_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T_i}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$

Tab. 5.6 Unterschiede des Bemessungsspektrums zwischen "Norme tecniche per le costruzioni" und dem EC8

Bei Betrachtung des Unterschiedes wird ersichtlich, dass die errechneten Beschleunigungen der ÖNORM EN 1998-1:2004 für diesen ersten, ansteigenden Anteil des Spektrums vergleichsweise geringer ausfallen, als bei Anwendung des italienischen Dokuments. Eine Pauschalisierung diesbezüglich ist jedoch nicht möglich, da die italienische Norm durch die Mehrzahl an "regelbaren" Parametern eine genauere Modellierung des Erdbebenverhaltens erlaubt. Diesem Vorteil der genaueren "Steuerung" der Berechnung steht der Nachteil der aufwändigeren Datenermittlung gegenüber, die eine erste Abschätzung der Erdbebeneinwirkung sicherlich erschwert.

Weiters soll nun die Bandbreite der Erdbebeneinwirkung in Italien mit jenen der anderen untersuchten Ländern verglichen werden. Im Produkt $\gamma_I \cdot \alpha_{gR} \cdot S$, mit welchem die Ergebnisse dieses Vergleichs ermittelt werden, findet sich ÖNORM EN 1998-1:2004-konform der Bedeutungsbeiwert γ_I wieder. Dieser fließt in der italienischen Norm jedoch schon in die Ermittlung der Referenzwiederkehrperiode T_R ein. Dies hat zur Folge, dass in "Norme tecniche per le costruzioni" nicht wie in der EN 1998-1 eine Referenzwiederkehrperiode T_{NCR} von 475 Jahren festgehalten wird, sondern diese je nach Bedeutung des Bauwerks bereits variiert. Der "Bandbreitenvergleich" erfolgt daher in zwei Schritten. Zuerst soll für einen ausgesuchten Standort mit Hilfe der Variation der nominellen Lebensdauer V_N und den Nutzungsklassen I-IV (Koeffizient C_U) die Bandbreite der Einwirkung vor Ort ermittelt werden. Da dieser Größenvergleich für den Grenzzustand der Tragfähigkeit getätigt wird, muss die Überschreitungswahrscheinlichkeit P_{VR} ÖNORM EN 1998-1:2004-konform zu 10% gesetzt werden (in Italien: SLV). Die folgende Tabelle gibt die ermittelten Minima und Maxima des eingesetzten Parameters T_R wieder.

	V_N	C_U	$V_N \cdot C_U$	T_R
Minimum	10	0,7	35 (7)	332
Maximum	130	2,0	260	2475

Tab. 5.7 Minima und Maxima des gesuchten Parameters T_R

Anmerkungen:

Als maximale, nominelle Lebensdauer V_N wurden 130 Jahre gewählt, da diese Zahl mit der gewählten Überschreitungswahrscheinlichkeit P_{VR} von 10% zur maximalen Referenzwiederkehrperiode von 2475 Jahren führt.

Die minimale nominelle Lebensdauer V_N von 10 Jahren würde zu einer Referenzlebensdauer V_R von 7 Jahren führen. Diese ist jedoch mit 35 Jahren nach unten hin begrenzt. Daher kann für diesen Grenzzustand nicht die minimale Referenzwiederkehrperiode von 30 Jahren eingesetzt werden.

Aufgrund des Umstandes, dass im Zuge dieser Arbeit ein mehrgeschoßiges Wohngebäude aus Brettsper Holz auf hohe Erdbebenbeanspruchungen überprüft wird, ist die Wahl des Standorts des Beispielobjekts auf den Ort L'Aquila (It) gefallen, dieser im Frühjahr 2009 von einem schweren Erdbeben heim gesucht wurde. Wie bereits im Einführungskapitel dieser Arbeit erwähnt wurde, erfolgte der Wiederaufbau des Ortes zum Teil mit dem Material Brettsper Holz, welches aufgrund seiner hohen Tragfähigkeit im Verhältnis zu seiner geringen Masse als ausgezeichnete Lösung beim Einsatz in erdbebengefährdeten Gebieten angesehen werden kann. Die folgende Tabelle gibt die genaue graphische Position des Standortes wieder.

Standort	Längengrad [°]	Breitengrad [°]
L'Aquila	13,398	42,349

Tab. 5.8 Geographische Position von L'Aquila

Da, wie bereits erwähnt, die Erdbebenbeanspruchung durch Angabe des Längen- und Breitengrades aus dem Anhang B der ital. Norm entnommen werden kann, muss für die oben stehenden Koordinaten aus dem 10x10 km - Punktnetz (insg. 10751 Punkte) ein Punkt gefunden werden, der nicht weit vom Standort entfernt situiert ist. Die Wahl fällt hierbei auf den Punkt mit der ID 26528, dessen direkte Entfernung zum gesuchten Standort (ohne Berücksichtigung der Erdkrümmung) ungefähr 2,58 km beträgt, was für diesen Vergleich als genügend genau angesehen werden kann. Die Informationen für diesen Punkt sind für die Referenzwiederkehrperioden $T_{R,i}$ von 201, 475 und 2475 Jahren in der folgenden Tabelle aufgelistet.

ID	LON	LAT	$T_R = 201$			$T_R = 332$			$T_R = 475$			$T_R = 2475$		
			a_g	F_0	T_C^*	a_g	F_0	T_C^*	a_g	F_0	T_C^*	a_g	F_0	T_C^*
26528	13,423	42,335	1,908	2,32	0,32	2,244	2,34	0,33	2,610	2,36	0,35	4,526	2,46	0,38

Tab. 5.9 Berechnungswerte für den Standort L'Aquila nach [22]

Anmerkung:

Die Berechnungswerte für $T_R = 332$ wurden linear interpoliert.

Da die Zusammensetzung des Bodens für diesen Standort nicht bekannt ist, wird der Bodenparameter S zu 1,0 gesetzt. Dies würde einem Boden der Kategorie A und einem Untergrund der Kategorie T_1 entsprechen. Die maximale und minimale Erdbebenbeanspruchung für diesen Standort resultiert nun zu:

Standort	Minimum [m/s ²]	Maximum [m/s ²]
L'Aquila	2,244 bzw 0,23g	4,526 bzw. 0,46g

Tab. 5.10 Minimale und Maximale Erdbebenbeanspruchung $a_g \cdot S$ für den gewählten Standort

Der zweite Vergleich der Größenordnung der Erdbebenbeanspruchung in Italien wird für das gesamte Staatsgebiet mit Hilfe der folgenden Abbildung geführt:

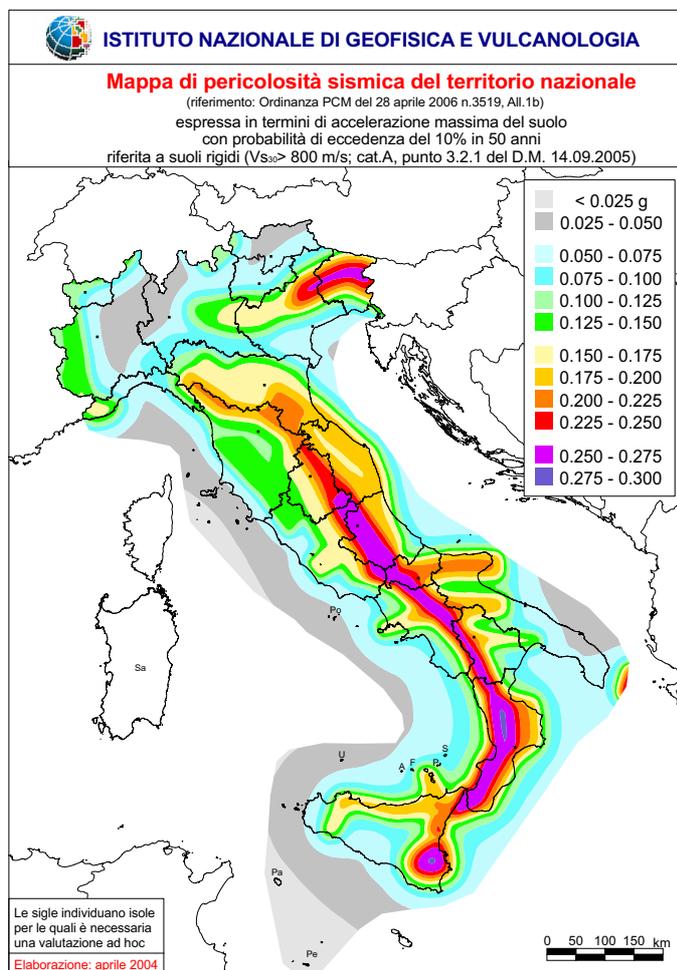


Abb. 5.1 Übersicht über die Erdbebeneinwirkung in Italien nach [22]

Abb. 5.1 stellt die Abstufung der Erdbebengefährdung Italiens anhand einer gewählten Referenzlebensdauer V_R von 50 Jahren und einer Überschreitungswahrscheinlichkeit P_{VR}

von 10% dar. Die gewählte Referenzwiederkehrperiode ergibt sich daher zu

$$T_R = -\frac{50}{\ln(1 - 0,1)} = 475 \text{ Jahre}$$

Dies ergibt dieselben Ausgangsbedingungen, wie sie die ÖNORM EN 1998-1:2004 für die NA empfiehlt, der Nachteil besteht jedoch hier darin, dass durch die Festlegung der Referenzlebensdauer die Information der Nutzungsklasse und Bedeutung des Bauwerks verloren gegangen ist. Somit gibt die folgende Tabelle nur die jeweiligen Maxima und Minima des Produkts $\alpha_g \cdot S$ wieder. Dabei wird hier erneut der Baugrund nicht variiert, da dessen Parameter S_S gemäß "Norme tecnica per le costruzioni" von den spezifischen Werten der jeweiligen Punkte abhängig sind. Die Festlegung auf vier Erdbebenzonen wurde anhand der Aufschlüsselung in Abb. 5.1 getroffen.

Zone	Minimum [m/s ²]	Maximum [m/s ²]
1	0,25 bzw. 0,025g	0,69 bzw. 0,070g
2	0,49 bzw. 0,050g	2,06 bzw. 0,210g
3	1,47 bzw. 0,150g	3,43 bzw. 0,350g
4	2,45 bzw. 0,250g	4,12 bzw. 0,420g

Tab. 5.11 Minima und Maxima der Erdbebeneinwirkung Italiens für $\alpha_g \cdot S$ und Baugrundklasse A

5.2 Berechnungsmethoden und besondere Kriterien gemäß "Norme tecnica per le costruzioni"

Gemäß der italienischen Normung, Kapitel 7 [22] ist es, analog zur ÖNORM EN 1998-1:2004, möglich, statische und dynamische bzw. lineare und nicht-lineare Methoden zur Erdberechnung zu verwenden (Genauere Erläuterung dieser Methoden - siehe Kapitel 1 dieser Arbeit). Angefangen mit der quasi-statischen Methode, die auch hier die Einhaltung rigoroser Regelmäßigkeitskriterien in Grund- und Aufriss als Voraussetzung beinhaltet, geht die Bandbreite über die modale Analyse (Antwortspektrenverfahren) zu den nichtlinearen Verfahren, der pushover-Analyse und der Zeitverlaufsberechnung. Auch die Regelungen für Effekte der Theorie 2.Ordnung (durch große Auslenkung erzeugte Zusatzmomente durch Gewichtskräfte), der nicht-tragenden Gebäudeelemente, der Wahl der Gründung und weitere Vorschriften über Gebäudeabmessungen und -abstände sind der ÖNORM EN 1998-1:2004 sehr ähnlich und in Kapitel 7 nachzulesen.

5.3 Regelung des Ansatzes der vertikalen Erdbebenbeschleunigung

Auch für die vertikalen Erdbebenbeanspruchungen ist in "Norme tecnica per le costruzioni" ein elastisches Antwortspektrum angeführt, dessen Ermittlung im Folgenden gezeigt wird.

$$0 \leq T \leq T_B \rightarrow S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta + F_V} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C \rightarrow S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V$$

$$T_C \leq T \leq T_D \rightarrow S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right]$$

$$T_D \leq T \leq 4s \rightarrow S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right]$$

Während dieselbe Referenzspitzenbodenbeschleunigung a_g wie im horizontalen Antwortspektrum verwendet wird, muss der Verstärkungsfaktor für vertikale Einwirkungen, F_V durch die Beziehung

$$F_V = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5}$$

ermittelt werden. Durch Einsetzen der Minima und Maxima aus Tabelle 38 wird ersichtlich, dass dieser Parameter in keinem Fall größer als der Verstärkungsfaktor für horizontale Einwirkungen, F_0 werden kann. Im Gegensatz zum horizontalen Antwortspektrum werden für die Parameter S_S , T_B , T_C und T_D unabhängig vom vorhandenen Boden die folgenden Werte heran gezogen:

Bodenkategorie	S_S	T_B	T_C	T_D
A,B,C,D,E	1,0	0,05s	0,15s	1,0s

Tab. 5.12 Parameterwerte des vertikalen Antwortspektrums nach [22]

Für T_B , T_C und T_D werden hier dieselben Werte wie in der ÖNORM EN 1998-1:2004, Abschnitt 3.2.2.3 verwendet, der einzige Unterschied besteht darin, dass der Untergrundparameter S_T nach wie vor variieren kann, während in der ÖNORM EN 1998-1:2004 der Bodenparameter S bereits als Fixgröße in die Formeln mit eingerechnet wurde. Die Umrechnung in das Bemessungsspektrum (Ersetzen von η durch $1/q$) erfolgt ebenfalls analog zu seinem horizontalen Pendant, jedoch soll bereits an dieser Stelle erwähnt werden, dass der Bedeutungsbeiwert q für die vertikalen Einwirkungen zu 1,50

(nicht dissipatives Tragverhalten) gesetzt wird. Somit genügt es, bei der Ermittlung des Bemessungsspektrums $\eta = 1,0$ zu setzen und die Formeln mit dem Faktor $2/3$ zu multiplizieren.

Kriterien in der Tragwerksausbildung oder in der Einwirkungsgröße, die dazu führen, dass die vertikale Erdbebenkomponente gänzlich aus der Berechnung wegfallen kann, sind nicht bekannt.

5. 4 Kombination der Erdbebeneinwirkung mit anderen Einwirkungen

Auch in Italien ist die Kombinationsregel der Erdbebeneinwirkung mit anderen Einwirkungen jener der ÖNORM EN 1998-1:2004 sehr ähnlich. Der Unterschied liegt im Wesentlichen darin, dass, wie auch in der SIA (siehe Abschnitt 4. 5) der Parameter $\psi_{E,i}$ nicht existiert und die Kombinationsregel mit Kombinationsbeiwert $\psi_{2,i}$ für veränderliche Einwirkungen gebildet wird:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_i \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

mit

G_1 Eigengewicht der Tragkonstruktion

G_2 Eigengewicht der statisch unwirksamen dauerhaften Lasten (Bodenaufbau)

P Vorspannkraft

E Erdbebenkraft

$Q_{k,i}$ veränderliche Einwirkung

Zur Ermittlung der Bauwerksmasse für die Erdbebenberechnung dient daher auch hier wieder die quasi-ständige Einwirkungskombination:

$$G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

5. 5 Besondere Regeln für Bauwerke aus Holz

Das italienische Dokument ist bei den besonderen Regelungen für Holzbauten der ÖNORM EN 1998-1:2004 (Abschnitt 8) sehr ähnlich. Die Verhaltensbeiwerte $q_{0,i}$ und die Duktilitätsklassen CD "A" und CD "B" sind ident mit jenen der EN 1998-1 (Klassen DCH und DCM). Die Duktilitätsklasse DCL ist in der Norm nicht extra angeführt, sondern

der Verhaltensbeiwert q_0 von 1,5 gilt einfach für sämtliche Konstruktionen, die nicht gänzlich dissipativ ausgeführt werden. Um von q_0 auf den für das Bemessungsspektrum zu verwendenden Verhaltensbeiwert q zu kommen, muss noch folgende Umrechnung getätigt werden:

$$q = q_0 \cdot K_R$$

mit

K_R als Faktor, der die Werte 0,8 und 1,0 annehmen kann. Bei Unregelmäßigkeiten in der Höhe des Gebäudes (im Aufriss) wird dieser Faktor zu 0,8 gesetzt und mindert dadurch den Verhaltensbeiwert ab.

Für genauere Informationen über geforderte Mindestdicken, Mindestdurchmesser von Stahlteilen, Regelungen für Bolzenverbindungen, etc. wird an dieser Stelle auf "Norme tecniche per le costruzioni", Kapitel 7.7 [22] verwiesen.

6 Frankreich

Gleich wie in Österreich, ist der nationale Anhang NF EN 1998-1/NA [26] des Landes Frankreich bereits in Kraft getreten und hat am 01. Dezember 2007 die alte Normung abgelöst. Auch hier soll auf die zuvor behandelten Vergleichskriterien näher eingegangen werden.

6.1 Größen der Erdbebeneinwirkung in Frankreich

Die Regelung der Größeneinteilung der Erdbebeneinwirkung für das Land Frankreich ist jener von Österreich nahezu ident. Natürlich wurde in der nationalen Umsetzung das Produkt

$$a_g \cdot S = \gamma_I \cdot a_{gR} \cdot S$$

aus dem Hauptdokument [13] übernommen und dessen Ergebnisse dienen auch hier wieder für den Vergleich der Einwirkungen in den jeweiligen Erdbebenzonen. Entgegen des Vorschlages in der ÖNORM EN 1998-1:2004, Abschnitt 3.2.1(2) ist die Zoneneinteilung des Landes Frankreich als Zonenkarte oder Gebietsverzeichnis nicht im nationalen Anwendungsdokument, der NF EN 1998-1/NA [19] enthalten. Die vorliegende Einteilung der Zonen ist daher der aus 'Veröffentlichungen der französischen Verwaltung' [56] entnommen.

Zone	Originalbezeichnung	Übersetzung	a_{gR} [m/s ²]
0	Sismicité négligeable	Unbedeutende Seismizität	bis 0,70
1a	Très faible sismicité mais non négligeable	Sehr schwache, aber keine unbedeutende Seismizität	zwischen 0,70 und 1,10
1b	Faible sismicité	Schwache Seismizität	zwischen 1,10 und 1,60
II	Sismicité moyenne	Durchschnittliche Seismizität	zwischen 1,60 und 3,00
III	Forte sismicité	Starke Seismizität	über 3,00

Tab. 6.1 Zoneneinteilung in Frankreich nach NF EN 1998-1/NA [19]

Wie in Tab. 6.1 ersichtlich ist, handelt es sich hier erneut um eine Einteilung in Zonen-
gruppen. Das bedeutet, dass die genaue Größe der Erdbebengefährdung für den zu betrachtenden Standort einem Ortsverzeichnis entnommen werden muss. Dieses Verzeichnis ist ebenfalls im nationalen Anhang nicht vorhanden. Im Fall einer Projektierung wird jedoch davon ausgegangen, dass bei einem Bauwerk im Gefährdungsgebiet diese Informationen von der Behörde geliefert werden.

Zur Größenordnung der Erdbebengefährdung ist hier zu erwähnen, dass die Zoneneinteilung in Tab. 6.1 einer vergleichsweise sehr großen Bandbreite ausgesetzt ist. Während in Österreich eine Einwirkung a_{gR} von $1,0 \text{ m/s}^2$ als zerstörend beschrieben wird, ist dieselbe in Tab. 6.1 als "sehr schwach, aber nicht unbedeutend" bezeichnet worden. Dies führt zum Schluss, dass auch in Zone 0, in der Bodenbeschleunigungen bis zu $0,7 \text{ m/s}^2$ zu erwarten sind, eine Überprüfung der Erdbebengefährdung in gewissen Fällen zu tätigen ist. Die folgende Abbildung zeigt nun die flächenmäßige Ausbreitung dieser fünf Zonen für das Land Frankreich, inklusive seiner Inselgruppen.

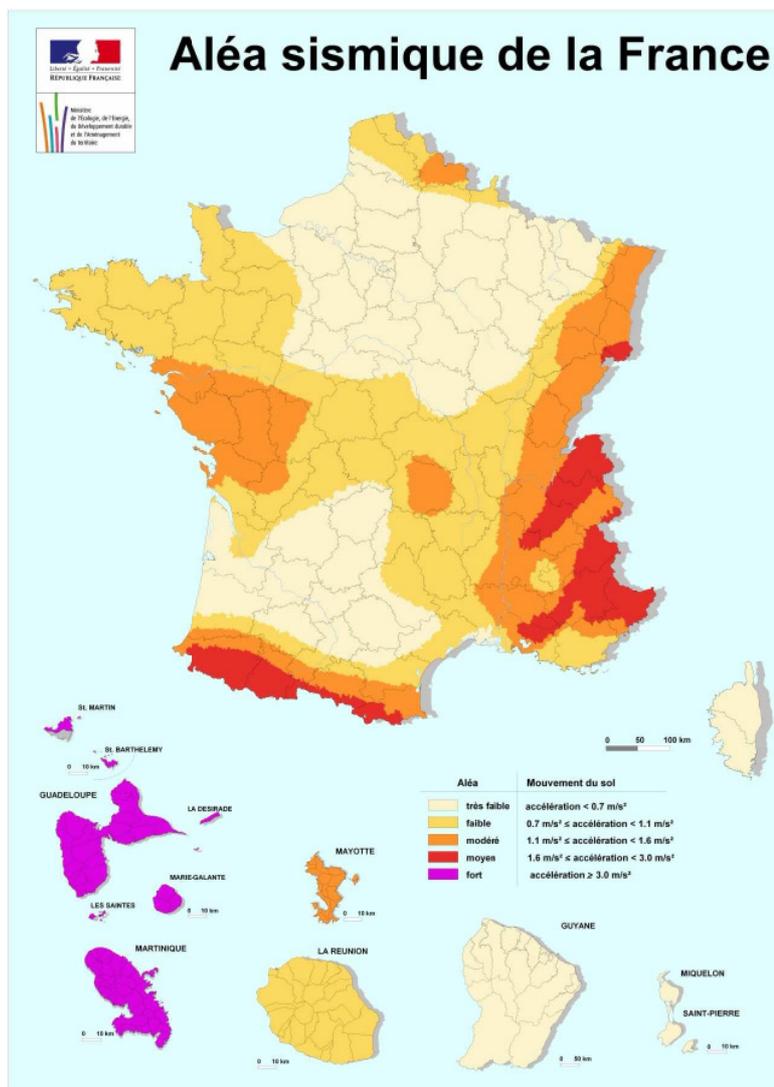


Abb. 6.1 Zonenkarte des Landes Frankreich nach [56]

Wie aus dieser Abbildung ersichtlich ist, kann man für das französische Festland bzw. den geographischen Anteil Frankreichs an Europa nur von 4 Zonen ausgehen. Zone III tritt ausschließlich auf den französischen Inseln Guadeloupe und Martinique auf.

Die beiden weiteren Vergleichsparameter γ_I und S sind gemäß NF EN 1998-1/NA direkt aus dem Hauptdokument übernommen worden. In den bereits erwähnten 'Veröffentlichungen der Verwaltung' [56] werden die Gebäudekategorien in A,B,C und D unterteilt, sind aber mit den Kategorien I,II,III und IV aus der ÖNORM EN 1998-1:2004 ident und werden daher nicht erneut aufgelistet.

6.2 Erleichterungen aufgrund geringer und sehr geringer Seismizität

Gemäß dem französischen nationalen Anwendungsdokument sind die Vorschläge für Fälle der geringen und sehr geringen Seismizität aus dem Hauptdokument direkt übernommen worden.

Die folgende Tabelle zeigt nun die Ergebnisse des Produktes $\gamma_I \cdot a_{gR} \cdot S$, unterteilt in Bedeutungskategorie und Zonengruppe. Die jeweiligen Minima und Maxima resultieren aus dem besten und schlechtesten Baugrund ($S=1,0-1,4$) sowie den Zonenintervallen.

Zonengruppe	Bedeutungskategorie							
	I		II		III		IV	
	min	max	min	max	min	max	min	max
0	0,00	0,78	0,00	0,98	0,00	1,18	0,00	1,37
1a	0,56	1,23	0,70	1,54	0,84	1,85	0,98	2,16
1b	0,88	1,79	1,10	2,24	1,32	2,69	1,54	3,14
II	1,28	3,36	1,60	4,20	1,92	5,04	2,24	5,88
III	2,40	>>	3,00	>>	3,60	>>	4,20	>>

Tab. 6.2 Produkt $\gamma_I \cdot a_{gR} \cdot S$ in [m/s²]

Aus dieser Tabelle ist zu entnehmen, dass die Erdbebengefährdung in Frankreich bedeutend höhere Werte annehmen kann, als es z.B. in Österreich der Fall ist. Es wird auch die Tatsache bestätigt, dass für Zone 0, welche ja mit "unbedeutender Seismizität" bezeichnet wird, sehr wohl eine Nachweisführung notwendig werden kann. Falsch wäre es jedoch, aufgrund dieser Auflistung davon auszugehen, dass das komplette Bundesgebiet Frankreichs akut erdbebengefährdet wäre. Bei Betrachtung der Karte (siehe Abb. 6.1) wird ersichtlich, dass Zonen erhöhter Erdbebengefahr auch in Frankreich einen flächenmäßig kleinen Bereich ausmachen, wie es auch in Deutschland und vor allem in Österreich der Fall ist.

6.3 Berechnungsmethoden gemäß NF EN 1998-1/NA

Im Gegensatz zur ÖNORM EN 1998-1:2004 und dem österreichischen nationalen Anhang, der ÖNORM B 1998-1:2006, wurde in der NF EN 1998-1/NA für die Wahl der Berechnungsmethode eine weitere Einschränkung festgelegt. Diese betrifft Abschnitt 4.3.3.1(8) des NA, welcher die Berechnung mit zwei ebenen Modellen bei Nichteinhaltung der Regelmäßigkeitskriterien für den Grundriss erlaubt. Diese Erlaubnis gilt für Gebäude der Bedeutungskategorie IV in Frankreich **nicht**.

Ansonsten haben sämtliche lineare und nichtlineare Methoden aus dem Hauptdokument ihre Gültigkeit.

6.4 Regelung des Ansatzes der vertikalen Erdbebenbeschleunigung

Die vertikale Erdbebeneinwirkung wurde aufgrund der Tatsache, dass sie in Österreich nicht maßgebend wird, in Abb. 2.3 nicht weiter behandelt. Da aber in Frankreich die Erdbebengefährdung um einiges höher als in Österreich werden kann, sind an dieser Stelle einerseits das Bemessungsspektrum für die Vertikalkomponente der Erdbebeneinwirkung und andererseits die konstruktiven Bedingungen für die Bemessung in vertikaler Richtung angeführt. Das Bemessungsspektrum für die Vertikalkomponente entsteht aus dem Bemessungsspektrum für lineare Berechnung (ÖNORM EN 1998-1:2004, Abschnitt 3.2.2.5) durch Austauschen von a_g durch a_{vg} und dem Setzen von S zu 1,0. Außerdem sollte der Verhaltensbeiwert q nicht größer als 1,50 gesetzt werden. Die Formeln hierfür lauten nun

$$0 \leq T_i \leq T_B \rightarrow S_d(T_i) = a_{vg} \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T_i}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$T_B \leq T_i \leq T_C \rightarrow S_d(T_i) = a_{vg} \cdot \frac{2,5}{q}$$

$$T_C \leq T_i \leq T_D \rightarrow S_d(T_i) = a_{vg} \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T_i} \right] \geq \beta \cdot a_{vg}$$

$$T_D \leq T_i \rightarrow S_d(T_i) = a_{vg} \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T_i^2} \right] \geq \beta \cdot a_{vg}$$

Weiters werden in der ÖNORM EN 1998-1:2004 folgende Werte für die Parameter T_B , T_C und T_D empfohlen:

α_{vg}/α_g	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
0,90	0,05	0,15	1,00

Tab. 6.3 Empholene Parameterwerte für ein Typ1-Spektrum nach Eurocode 8

Dieses Bemessungsspektrum muss grundsätzlich nur dann angewendet werden, wenn α_{vg} größer als 0,25 g ($2,5 \text{ m/s}^2$) ist. In solchen Fällen werden, ähnlich den Regelungen in Deutschland und der Schweiz nur gewisse Teilsysteme des Tragwerks herausgelöst und berechnet. Diese sind

- horizontale oder fast horizontale tragende Bauteile mit Spannweiten von 20 m oder mehr
- horizontale oder fast horizontale auskragende Bauteile mit Längen über 5 m
- horizontale oder fast horizontale vorgespannte Bauteile
- Balken, die Stützen tragen
- schwingungsisolierte Bauwerke

6.5 Kombination der Erdbebeneinwirkung mit anderen Einwirkungen

Auch für den französischen Anhang der ÖNORM EN 1998-1:2004 gilt natürlich die Beziehung

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

für den Kombinationsbeiwert $\Psi_{E,i}$, der die Größe des Einflusses veränderlicher Lasten in der Kombination der Erdbebeneinwirkung mit anderen Einwirkungen regelt. Im Gegensatz zur Österreichischen Umsetzung [14] wird der Wert φ nicht pauschal zu 1,0 gesetzt, sondern die Werte aus der ÖNORM EN 1998-1:2004, Tabelle 4.2 übernommen:

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

Tab. 6.4 Werte von φ zur Berechnung von $\psi_{E,i}$ nach [13]

6. 6 Besondere Regelungen für Bauwerke aus Holz

In der NF EN 1998-1/NA wurden grundsätzlich die Regelungen für Bauwerke aus Holz aus dem Hauptdokument übernommen. Eine Ausnahme bildet die Festlegung, dass für Holzbauten immer zumindest die Duktilitätsklasse M (mittleres Energiedissipationsvermögen) mit einem Verhaltensbeiwert q_{min} von 2,0 verwendet werden darf. Ein weiterer Punkt legt fest, dass im Gegensatz zur ÖNORM EN 1998-1:2004 genagelte Wandscheiben maximal mit einem Verhaltensbeiwert von 3,0 berechnet werden dürfen. Die letzte Änderung ist jene des Punktes 8.3(4)a der ÖNORM EN 1998-1:2004, die besagt, dass für Stahlblech-Holz-Verbindungen die maximale Anzahl an Scherfugen mit zwei Fugen festgelegt ist. Außerdem ist sicher zu stellen, dass die Kapazität der Stahlteile solcher Verbindungen soweit ausreicht, dass ein Bruch im Netto-Querschnitt auszuschließen ist.

7 Griechenland

Die aktuelle Normungssituation in Griechenland kann mit jener in Deutschland verglichen werden. Ein nationales Anwendungsdokument [20] für die EN 1998-1 (und weitere Teile) wurde bereits erstellt, diese sind jedoch noch in der Testphase. Dem Tragwerksplaner wurde bis Anfang 2010 die Wahlmöglichkeit gelassen, mit welcher Normung er die Gebäude bemessen darf. In der Zwischenzeit wurde das NAD zurückgezogen und befindet sich in einer Art Evaluierungsphase. Der Termin der offiziellen Einführung ist zu diesem Zeitpunkt nicht bekannt. Daher hat die alte griechische Erdbebennorm, die „EAK 2000“ bezeichnet wird, noch ihre Gültigkeit. Da aber das NAD einerseits auf dem semi-probabilistischen Sicherheitskonzept beruht und im Dokument auf die Unterschiede zu der alten Norm eingegangen worden ist, wird im Weiteren auf dieses näher eingegangen.

7.1 Größen der Erdbebeneinwirkung in Griechenland

Wie in sämtlichen vollständig umgesetzten nationalen Anwendungsdokumenten kann auch im griechischen Anwendungsdokument die Größe der Erdbebeneinwirkung mit dem Produkt

$$a_g \cdot S = \gamma_I \cdot a_{gR} \cdot S$$

gebildet und verglichen werden. Die Parameter weichen jedoch leicht von der vorgeschlagenen Werten aus dem Hauptdokument und den anderen, nationalen Anwendungsdokumenten ab [14], [16], [19]. Wie in der ÖNORM EN 1998-1:2004 vorgeschlagen, wurde für das Bundesgebiet von Griechenland eine Zoneneinteilung mit Erdbebenzonen konstanter Referenz-Spitzenbodenbeschleunigung a_{gR} getroffen. Im Gegensatz zur alten Norm EAK 2000 erfolgte eine Reduktion auf drei Erdbebenzonen, deren Größenwerte in der folgenden Tabelle aufgelistet sind.

Zone	a_{gR}/g	a_{gR} [m/s ²]
Z1	0,16	1,60
Z2	0,24	2,40
Z3	0,36	3,60

Tab. 7.1 Zoneneinteilung des Landes Griechenland nach [20]

Anmerkung:

Ein interessanter Aspekt ist hier die 'Stellungnahme der griechischen Normungskommission' [21] zum Zustandekommen dieser Werte. Aufgrund des Umstandes, dass in der alten Normung die Bodenbeschleunigung nicht mit dem Baugrundverhalten (Klasse A-E)

zusammen hing, wurden diese Werte für verschiedene Böden gemessen und nicht ausschließlich für die Baugrundklasse A, wie es die ÖNORM EN 1998-1:2004 vorsieht. Da man aber sämtliche Werte nicht erneut messen wollte, gelten diese nun strikt nach ÖNORM EN 1998-1:2004 für die Baugrundklasse A und werden für schlechtere Böden mit den jeweiligen Beiwerten multipliziert. Dies führt zu einer zusätzlichen Sicherheit, die mit der hohen Streuung der Messdaten begründet werden kann.

Die flächenmäßige Ausbreitung der aufgelisteten Zonen ist in der folgenden Abbildung ersichtlich:

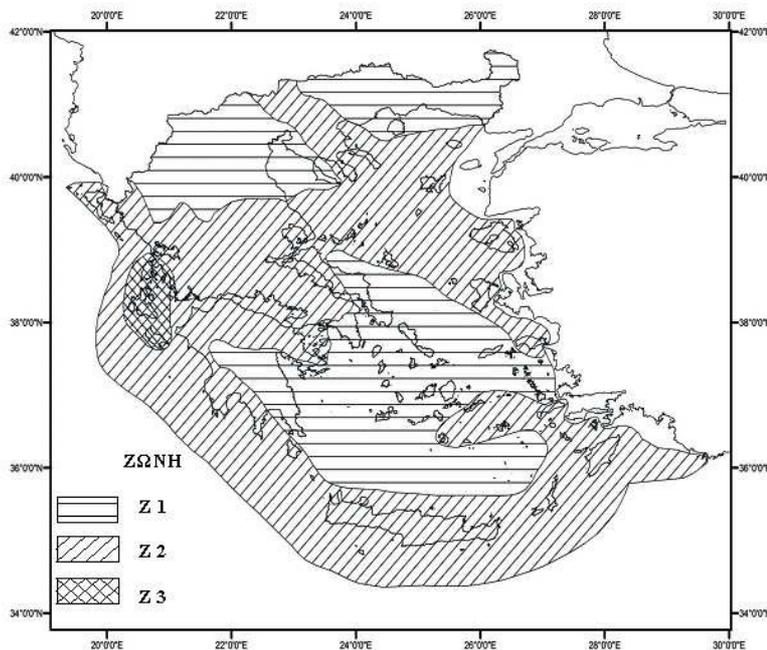


Abb. 7.1 Erdbebenzonen von Griechenland gemäß [20]

Aus Abb. 7.1 und Tab. 7.1 sind an dieser Stelle zwei wichtige Punkte hervor zu heben. Erstens ist die Größe der Erdbebeneinwirkung und damit die Erdbebengefährdung für Griechenland um einiges höher als es bei den zuvor behandelten Ländern der Fall ist. Der zweite Punkt betrifft die Zone Z1, welche nicht Null, sondern $1,60 \text{ m/s}^2$ als Landesminimum aufweist. Das bedeutet, dass sämtliche Bauwerke in Griechenland einem hohen Erdbebenrisiko ausgesetzt sind. Wie es auch bei den anderen Ländern der Fall ist, hat die Zone Z3 mit der höchsten Gefährdung wiederum die geringste flächenmäßige Verbreitung.

Im Gegensatz zu Österreich oder Frankreich wurde für den griechischen Annex von der Möglichkeit Gebrauch gemacht, die Parameter des elastischen Antwortspektrums des Typs 1 auf die spezifische Situation in Griechenland anzupassen. Die folgende Tabelle gibt diese veränderten Parameter (T_D) wieder:

Baugrundklasse	S	TB	TC	TD
A	1,00	0,15	0,40	2,50
B	1,20	0,15	0,50	2,50
C	1,15	0,20	0,60	2,50
D	1,35	0,20	0,80	2,50
E	1,40	0,15	0,50	2,50

Tab. 7.2 Parameterwerte zur Beschreibung des Antwortspektrums gemäß [20]

Wie in sämtlichen bisher beschriebenen Ländern, die für die ÖNORM EN 1998-1:2004 ein nationales Anwendungsdokument zumindest bis hin zur Testphase entwickelt haben, wurden auch für Griechenland die Bedeutungsbeiwerte $\gamma_{1,i}$ aus dem Hauptdokument übernommen.

Die folgende Tabelle zeigt wieder die maximalen und minimalen Ergebnisse des Produktes $\gamma_1 \cdot a_{gR} \cdot S$ für Griechenland.

Zone	Bedeutungskategorie							
	I		II		III		IV	
	max	min	max	min	max	min	max	min
Z1	1,28	1,79	1,60	2,24	1,92	2,69	2,24	3,14
Z2	1,92	2,69	2,40	3,36	2,88	4,03	3,36	4,70
Z3	2,88	4,03	3,60	5,04	4,32	6,05	5,04	7,06

Tab. 7.3 Produkt $a_{gR} \cdot \gamma_1 \cdot S$ in $[m/s^2]$

7.2 Erleichterungen aufgrund sehr geringer und geringer Seismizität

Aus Tab. 7.3 ist ersichtlich, dass bereits der Mindestwert des gebildeten Produkts mit $1,28 m/s^2$ die in der ÖNORM EN 1998-1:2004 festgelegte Grenze der geringen Seismizität um das 1,3-fache überschreitet. Daher liegt es nahe, dass im griechischen Anwendungsdokument in den Abschnitten 3.2.1(4) und 3.2.1(5), Erleichterungen durch Vorliegen geringer und sehr geringer Seismizität für Griechenland nicht gültig sind. Bemerkenswert ist außerdem, dass im Maximalfall in Tab. 7.3 die Erdbebenbeanspruchung bereits 71% der Erdbeschleunigung ausmachen kann.

7.3 Berechnungsmethoden gemäß dem griechischen NA

Für die Berechnungsmethoden der ÖNORM EN 1998-1:2004, Abschnitt 4.3.3.1 besteht für die Länder die Möglichkeit, neben den linearen Methoden, auch die bereits beschriebenen nichtlinearen Methoden zur Anwendung zu erlauben. Im griechischen Annex wurde dies insofern geregelt, dass, abgesehen von Hochbauten mit Basisisolierung, nichtlineare Methoden (Pushover-Analyse, Zeitverlaufsberechnung) dann angewendet werden dürfen, wenn parallel zu diesen auch eine Berechnung mit der MASV erfolgt.

Ein weiterer Punkt, der in Abschnitt 6.3 für Frankreich ebenfalls national verändert wurde, ist der Abschnitt 4.3.3.1(8), der eine ebene Modellberechnung auch bei NICHT-Einhalten der Regelmäßigkeitskriterien im Grundriss erlaubt. Wie für Frankreich, gibt es auch für Griechenland eine Beschränkung für bestimmte Bauwerke, die im Annex mit einem max. Bedeutungsbeiwert γ_1 von 1,0 (Bauwerkskategorie II) festgelegt worden sind.

7.4 Regelung des Ansatzes der vertikalen Beschleunigung

Aufgrund der Größe der Erdbebengefährdung in Griechenland sind natürlich vertikale Einwirkungen infolge Erdbeben ebenfalls zu betrachten. Art und Umfang der Behandlung dieser Einwirkungen sind direkt aus dem Hauptdokument übernommen worden.

7.5 Kombination der Erdbebeneinwirkung mit anderen Einwirkungen

Auch für diese Thematik sei auf die Situation in Frankreich verwiesen - siehe Abschnitt 6.5, Tab. 6.4. Die Werte für $\psi_{E,j}$ wurden ebenfalls aus dem Hauptdokument übernommen.

7.6 Spezielle Regelungen für Bauwerke aus Holz

Im nationalen griechischen Anwendungsdokument wurde für das für den Holzbau relevante Kapitel 8 in der ÖNORM EN 1998-1:2004 nur in einem Punkt modifiziert, dieser hat jedoch auf den Holzbau allgemein und auf diese Arbeit im speziellen eine besondere Relevanz. Es wird im Kommentar zu Abschnitt 8.3(1) der ÖNORM EN 1998-1:2004 die Wahl der Duktilitätsklasse DCH (hohes Energiedissipationsvermögen) ausdrücklich verboten. Diese Maßnahme ist laut ÖNORM EN 1998-1:2004 aus Gründen der spezifischen Erdbebengefährdung und Geographie der jeweiligen Länder erlaubt.

Anmerkung:

Diese Maßnahme wurde ebenfalls und noch rigoroser für die Duktilitätsklasse DCH des Stahlbetonbaus getroffen (siehe griechischen Annex, Kommentar zu Abschnitt 5.2.1(5) der ÖNORM EN 1998-1:2004 [20])

Statische Untersuchung des BV
_massive_living

1 Einleitung

Wie in den vorherigen Kapiteln beschrieben, werden die vorgestellten Berechnungsmethoden nach ÖNORM EN 1998-1:2004 anhand eines Praxisbeispiels für den Holz-Massivbau näher erläutert. Dafür wurde das Bauvorhaben „_massive_living“ herangezogen, welches in naher Zukunft in der Stadt Graz realisiert wird. Dieses Kapitel beinhaltet die statische Bearbeitung dieses Holzbauwerks, ausgehend von der Dimensionierung der platten- und scheibenförmigen Bauteile (Brettsperrholzelemente), bis hin zur Detailbemessung der Anschlüsse der Bauteile untereinander und mit der Foundation. Um einen Vergleich mit den Erdbebeneinwirkungen, die im nächsten Kapitel ermittelt werden, führen zu können, wird der maßgebliche Baukörper für horizontale Windbelastungen bemessen.

2 Bautechnische Projektbeschreibung

Das BV _massive_living ist ein Wohnbau mit drei oberirdischen Geschossen und einem unterirdischen Geschoss, der 22 Wohneinheiten beinhaltet. Wie in Abb. 2.1 gezeigt ist, sind diese Wohnungen in zwei nahezu idente Baukörper aufgeteilt. Während das Untergeschoss, das aus einer Tiefgarage mit 22 Stellplätzen, Kellerabstell- und Trockenräumen besteht, sowie der Erschließungskern der beiden Baukörper aus Stahlbeton ausgeführt werden, ist für die Wohnbereiche eine Konstruktion in Holz-Massivbauweise vorgesehen.



Abb. 2.1 Lageplan des Bauvorhabens

Das gesamte Bauwerk wird auf einer Plattendründung aus Stahlbeton errichtet, die in ihrer Höhenlage von der Geländeoberkante auf die Unterkante des Untergeschosses im Bereich der Achsen 4 und 5 springt (siehe auch Abb. 2.2). Grundsätzlich kann die Stahlbetonplatte, die im Bereich der Achsen 1-4/5 die Bodenplatte und im Bereich der Achsen 4/5-15a die Decke der Tiefgarage bildet, als starrer Einspannungshorizont angenommen werden.

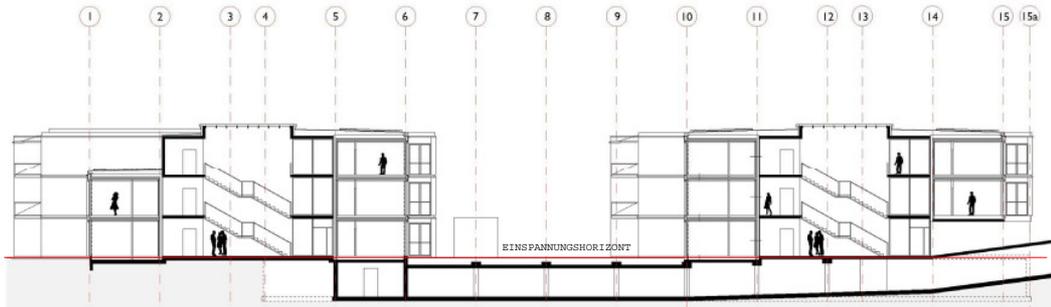


Abb. 2.2 Schnitt A-A

Die folgende Abbildung zeigt die Aufteilung der Wohnungen in Holz-Massivbauweise und den Erschließungskern als Stahlbetonkonstruktion.

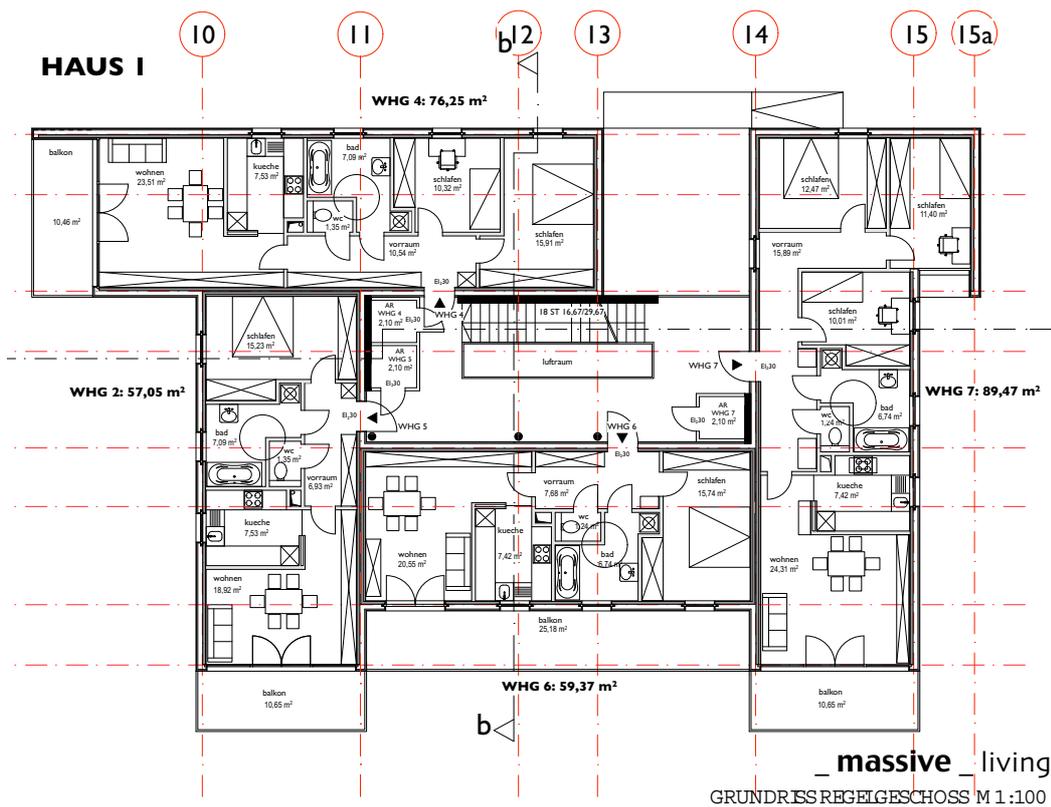


Abb. 2.3 Regelgeschoß von Baukörper 1

In Abb. 2.3 ist ersichtlich, dass die Erschließung (Eingang, Stiegenhaus, Wohnungszugänge) von den Wohnungen konstruktiv getrennt ist. Dasselbe gilt auch für die Wohnungen untereinander. Der Grund dafür ist einerseits die schalltechnische Entkoppelung der Wohneinheiten und andererseits die Möglichkeit, sämtliche Wohnkörper getrennt voneinander zu errichten. Natürlich müssen die Fugenabstände zwischen den Wohn-

gen untereinander und zum Erschließungskern auf ihre Ansprüche hin dimensioniert sein. Die Ansprüche an diese Fugen setzen sich hauptsächlich aus den unterschiedlichen Temperaturdehnungen der verschiedenen Materialien, aber auch aus den Verformungen durch horizontale Beanspruchungen zusammen. Für den Einsatz eines solchen Bauwerks in einem erdbebengefährdeten Gebiet spielt die Dimensionierung dieser Fugen eine entscheidende Rolle bei der Annahme und Berechnung des Gebäudeverhaltens.

Das vertikale Tragverhalten der Wohnungskörper aus Brettsperrholz setzt sich aus den plattenförmigen Elementen (Dächer, Decken), die als Einfeldträgersysteme eine Bandbreite an Spannweiten von 4,44-5,10 m aufweisen und aus scheibenförmigen Elementen, welche die Lasten aus den plattenförmigen Elementen in die Fundamente ableiten, zusammen. Für die plattenförmigen Elemente werden aufgrund der gleichen Spannweiten und identen Aufbauten nur zwei unterschiedliche Dimensionen eingesetzt, eine Dimension für sämtliche Dächer und eine Dimension für alle Zwischengeschoßdecken. Grundsätzlich werden als plattenförmige Bauteile Brettsperrholzelemente mit einem 5-schichtigen Aufbau verwendet. Für die scheibenförmigen Tragwerkselemente (Außenwände, Wohnungstrennwände) wird ein 3-schichtiges BSP-Element eingesetzt, das im Zuge des Vorentwurfes mit 95 mm Dicke konzipiert wurde. Diese Dimension wird im Zuge der Berechnung der Gebäudestabilität (horizontale Windlasten) bzw. bei den Berechnungen der vertikalen Einwirkungen auf ihre Tauglichkeit (Stabilität, Verformung, etc.) hin überprüft.

Horizontale Lasten, welche für den Raum Graz hauptsächlich durch Windlasten resultieren, aber auch Erdbebenlasten werden durch Schub und Biegung über die Wandscheiben in die Gründung eingeleitet. Dabei dienen die Deckenfelder zur Verteilung der horizontalen Geschoßkräfte auf die Wandscheiben und zur Abstützung der Wandscheiben im Fall der Stabilitätsuntersuchung (Knicklänge = Geschoßhöhe). Wie anhand der Grundrisse im Anhang erkennbar ist, wurde jeder Wohnungskörper mit zwei Wandscheiben in den beiden Hauptrichtungen konzipiert. Diese Tatsache genügt der Anforderung, dass mind. 3 Elemente, deren Achsen sich im Grundriss nicht in einem Punkt schneiden dürfen, in einem Geschoß situiert sein müssen. Dabei müssen diese 3 Elemente auf die beiden Hauptrichtungen aufgeteilt sein. Der Aspekt, dass sämtliche vertikale Tragelemente vom obersten Geschoß bis zum Einspannungshorizont durchgehend angeordnet sind, ist nicht nur für das Tragverhalten bei Erdbeben ein positives Merkmal dieses Gebäudes, sondern erleichtert auch die Herstellung und Montage der Elemente. Weiters bilden die Wandscheiben, welche die horizontalen Lasten in die Gründung einleiten, jeweils die Umrisse dieser Wohnungskörper und sind somit das Torsionsverhalten des Gebäudes betreffend, optimal ausgerichtet. Einzig die Unterschiede der Steifigkeiten, aufgrund von unterschiedlich großen Wandöffnungen (Terrassenausgänge, Nurglaselemente) bewirken eine ungünstige Abweichung des Steifigkeitsmittelpunktes mit dem Massenmittelpunkt der einzelnen Geschosse (eine gleichmäßige Anordnung der Verbindungsmittel in sämtlichen Anschlussfugen vorausgesetzt). Im Fall dieser erwähnten Terrassenausgänge ist bei Betrachtung der Grundrisse ersichtlich, dass diese Wandabschnitte aufgrund ihrer großen Öffnungen eine Schwächung der Torsionsteifigkeit des Gebäudes bewirken. Auf diese Tatsache wird im Weiteren noch genauer eingegangen.

Die Terrassen und Balkone, die für sämtliche Wohnungen vorgesehen sind, werden als Sekundärkonstruktionen (Stützen mit Einzelfundamenten als vertikale Tragelemente, BSH- oder Vollholzträger als horizontale Tragelemente) an der Hauptkonstruktion angeschlossen. Eine weitere Möglichkeit wäre hier die Ausführung der Geschoßdecke als Kragträger (Balkon bildet den Kragarm), das Problem hierbei ist jedoch der Niveauunterschied zwischen Bodenaufbau im Innenraum und dem Terrassenbelag im Balkonbereich.

3 Lastaufstellung

Die Lastaufstellung ist in die Punkte „Eigengewichte der Aufbauten“, „Nutzlasten“, „Schneelasten“ und „Windlasten“ unterteilt. Außergewöhnliche Einwirkungen, wie etwa Brandbelastungen und Erdbeben werden in den einzelnen Nachweises gezielt betrachtet, bzw. bilden den Schwerpunkt dieser Betrachtungen und folgen in den anschließenden Abschnitten.

3.1 Eigengewichte der Aufbauten

3.1.1 Deckenaufbauten

- DK 01 EG Decke über Parkdeck (Wohnung)

Lfd. Nr.	Dicke [mm]	Schicht	γ [kN/m ³]	$d*\gamma$ [kN/m ²]
1	10,00	Klebeparkett	8,00	0,08
2	60,00	Estrich	22,00	1,32
3	-	PAE-Folie	-	0,05
4	30,00	TPD	1,40	0,04
5	100,00	EPS	0,30	0,03
6	50,00	Schüttung Splitt gebunden	20,00	1,00
7	200,00	STB-Decke	25,00	5,00
Summe	0,45	[m]		7,52

Tab. 3.1 Aufbau DK 01 EG - Decke über Parkdeck (Wohnung)

- DK 02 OG Geschoßdecke - Fliesenbelag

Lfd. Nr.	Dicke [mm]	Schicht	γ [kN/m ³]	$d*\gamma$ [kN/m ²]
1	10,00	Fliesen + Dünnbettmörtel	-	0,30
2	60,00	Estrich	22,00	1,32
3	-	PAE-Folie	-	0,05
4	30,00	Heralan TPT 30	1,40	0,04
5	60,00	Schüttung Split gebunden	12,00	0,72
6	-	PAE-Folie	-	0,05
7	200,00	Brettsperrholz BSP	4,50	0,90
8	80,00	abgeh. Decke GK	-	0,33
		(doppelte Beplankung - REI60)		

Tab. 3.2 Aufbau DK 02 OG - Geschoßdecke - Fliesenbelag

Summe	0,44	[m]		4,39
		ohne Brettsperrholzplatte		3,49

Tab. 3.2 Aufbau DK 02 OG - Geschoßdecke - Fliesenbelag

- DK 03 OG Geschoßdecke - Fliesenbelag

Lfd. Nr.	Dicke [mm]	Schicht	γ [kN/m ³]	$d*\gamma$ [kN/m ²]
1	10,00	Klebeparkett	8,00	0,08
2	60,00	Estrich	22,00	1,32
3	-	PAE-Folie	-	0,05
4	30,00	Heralan TPT 30	1,40	0,04
5	60,00	Schüttung Split gebunden	12,00	0,72
6	-	PAE-Folie	-	0,05
7	200,00	Brettsperrholz BSP	4,50	0,90
8	80,00	abgeh. Decke GK	-	0,33
		(doppelte Beplankung - REI60)		
Summe	0,44	[m]		3,97
		ohne Brettsperrholzplatte		3,07

Tab. 3.3 Aufbau DK 03 OG - Geschoßdecke - Parkettbelag

3. 1. 2 Dachaufbauten

- DA 01 Kaltdach begrünt

Lfd. Nr.	Dicke [mm]	Schicht	γ [kN/m ³]	$d*\gamma$ [kN/m ²]
1	90,00	Extensivsubstrat (Vegetationsschicht)	-	1,80
2	30,00	Schutz-, Drän- und Filterschicht	-	0,75
3	2,00	Dachhaut, PVC-frei	-	0,05
4	-	Vlies	-	0,05
5	20,00	Schalung/OSB-Platte	7,00	0,14
6	200,00	Keilpfosten/Hinterlüftung (e = 0,80 m)	0,72	0,14
7	1,00	Unterdachbahn	-	0,05
8	250,00	Wärmedämmfilz	0,70	0,18

Tab. 3.4 Aufbau DA 01 - Kalddach begrünt

9	2,00	Dampfbremse/prov. Dachabdichtung	-	0,05
10	200,00	Brettsperrholz BSP	4,50	0,90
11	80,00	abgeh. Decke GK	-	0,33
		(doppelte Beplankung - REI60)		
Summe	0,88	[m]		4,44
		ohne Brettsperrholzplatte		3,54

Tab. 3.4 Aufbau DA 01 - Kalddach begrünt

- DA 02 Flachdach begehrbar

Lfd. Nr.	Dicke [mm]	Schicht	γ [kN/m ³]	$d \cdot \gamma$ [kN/m ²]
1	30,00	Holzrost Belag	5,50	0,17
2	80,00	Unterkonstruktion (e = 0,80 m)	0,72	0,06
3	2,00	Vlies	-	0,05
4	2,00	Dachhaut, PVC-frei	-	0,05
5	1,00	Vlies	-	0,05
6	250,00	EPS Gefälledämmung	0,30	0,08
7	1,00	Vlies	-	0,05
8	4,00	Villox AL GV-45 (Dampfsperre + Abdichtung)	-	0,20
9	200,00	Brettsperrholz BSP	4,50	0,90
10	80,00	abgeh. Decke GK	-	0,33
		(doppelte Beplankung - REI60)		
Summe	0,65	[m]		1,93
		ohne Brettsperrholzplatte		1,03

Tab. 3.5 Aufbau DA 02 - Flachdach begehrbar

3. 1. 3 Außenwände

- AW 01 Außenwand

Lfd. Nr.	Dicke [mm]	Schicht	γ [kN/m ³]	$d \cdot \gamma$ [kN/m ²]
1	15,00	Fassadenplatte	8,00	0,12
2	40,00	Konterlattung/Hinterlüftung (e = 0,80 m)	0,44	0,02
3	160,00	Fassadendämmplatte/Lattung (e = 0,80 m)	1,93	0,31
4	95,00	Brettsper Holz BSP	4,50	0,43
5	15,00	GK-Platte	-	0,15
Summe	0,65	[m]		1,03

Tab. 3.6 Aufbau AW 01 - Außenwand

3. 2 Nutzlasten

Sämtliche, für dieses Gebäude relevante Nutzungskategorien und dazu gehörende Lastgrößen sind in folgender Tabelle zusammengefasst:

Nutzungskategorien		q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Kategorie A	A1		
	Decken	2,0	2,0
	Treppen in Wohnhäusern	3,0	2,0
	Balkone	4,0	2,0
Kategorie H	Dächer, Wartungslast	1,0	1,5

Tab. 3.7 Nutzlasten für das betrachtete Objekt

Kategorie H betrifft hierbei die begrünten Flachdächer der obersten Geschosse. Diese Belastung muss laut ÖNORM EN 1991-1-1 [2] nicht als gleichzeitig wirkend mit Schneelasten oder Windlasten angesetzt werden. Die Terrassen in den oberen Geschossen werden mit derselben Nutzlast beaufschlagt, die für die angrenzenden Räume herangezogen wird.

3. 2. 1 Erhöhung der Nutzlast durch Eigengewicht versetzbarer Trennwände

Gemäß ÖNORM EN 1991-1-1, Abschnitt 6.3.1.2(8) ist es zulässig, bei einer Deckenkonstruktion, die eine Querverteilung der Lasten erlaubt (wie im Fall von Holz-Massivdecken aus BSP), das Eigengewicht versetzbarer Trennwände durch eine gleichförmig verteilte Flächenlast q_k zu berücksichtigen. Diese wird dann den Nutzlasten aus Tab. 3.7 zugeschlagen. Für die Ermittlung der zusätzlichen Last q_k wird zuerst das maximale Eigengewicht in kN/m der vorhandenen nichttragenden Trennwände im Bereich des Holzbaus ermittelt:

$$g_{k,w} = H_{\max} \cdot g_k$$

mit

$g_{k,w}$ als maximales Eigengewicht der vorkommenden Trennwände in kN/m

H_{\max} als maximal vorkommende Höhe der Trennwände in m

g_k als maximales Eigengewicht der vorkommenden Trennwände aus einer Aufbau-Berechnung oder einem Katalog/einer Bautabelle in kN/m²

Bei Betrachtung der Gebäudegrundrisse wird ersichtlich, dass in den Wohnungen ausschließlich nicht-tragende Gipskarton-Ständerwände vorgesehen sind. Für dieses Bauvorhaben ergibt sich somit ein maßgebendes Eigengewicht in kN/m für versetzbare Trennwände von

$$g_{k,w} = 2,89 \cdot 0,30 = 0,867 \text{ kN/m}$$

Somit wird gemäß ÖNORM EN 1991-1-1, Abschnitt 6.3.1.2(8) eine zusätzliche Nutzlast q_k von 0,50 kN/m² beaufschlagt.

Anmerkung:

Die Ermittlung des Eigengewichts g_k erfolgte mit einem Datenblatt der Firma Knauf für einlagig beplankte Metallständerwände mit einer Beplankung aus Gipskartonplatten [57].

3. 3 Schneelasten

[4], [5]

Aus den vorliegenden Ansichten und Visualisierungen des betrachteten Wohngebäudes geht hervor, dass für den gesamten Gebäudekomplex ausschließlich Flachdächer vorgesehen sind. Einzig die überdachte Rampe in die Tiefgarage kann als Pultdach mit einer Neigung von 7° bezeichnet werden. Für die Ermittlung der Schneelast ergibt sich der

charakteristische Wert auf dem Boden für den Raum Graz wie folgt:

$$s_k = 1,65 \text{ kN/m}^2$$

(ermittelt für Graz-Zentrum, Lastzone 2)

Dieses Ergebnis muss noch mit dem Formbeiwert μ_1 multipliziert werden, dieser hat für Pultdächer mit einer Neigung $< 30^\circ$ einen Wert von 0,8.

Somit beträgt die auf die Dachflächen anzusetzende Schneelast:

$$s = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,65 = 1,32 \text{ kN/m}^2$$

(Die Beiwerte C_e und C_t wurden hierbei 1,0 gesetzt)

3.4 Windlasten

[6], [7]

Anhand von Abb. 2.1 ist erkennbar, dass dieser Wohnkomplex für die Ermittlung der Windlasten in zwei rechteckige Quader aufgeteilt werden kann.

Die angenäherten Abmessungen sind für beide Baukörper ident und in der folgenden Tabelle aufgelistet:

	Länge	Breite	Höhe
Gebäude 1	23,39 m	17,59 m	10,03 m
Gebäude 2	23,39 m	17,59 m	10,03 m

Tab. 3.8 Vereinfachte Gebäudegeometrie für Windlastberechnung

Die Ermittlung der Windbelastung wurde für den Raum Graz, Geländekategorie III mit Hilfe der Software „ABIS Windlastberechnung Version 2009“ durchgeführt. Die Ergebnisse für die Belastung der Wände und Dächer sind dem Anhang beigefügt worden.

4 Überprüfung der Gebäudestabilität

Dieser Abschnitt gibt die Überprüfung der Gebäudestabilität der beiden Objekte anhand der Berechnung des Wohnungskörpers 1 (Haus 1, Wohnungen 1, 4 und 8) wieder. Diese Überprüfung enthält eine Berechnung über die Ableitung der horizontalen Windbelastungen über die Deckenplatten in die Wandscheiben bis hin zur Übertragung dieser Schub- und Momentenbeanspruchung in die Fundation bzw. den Untergrund. Die getätigten Berechnungen liefern die Grundlagen für die Schubbemessung der Wandscheiben in der Scheibenebene sowie die Dimensionierung der Anschlüsse Decke-Wand, Wand-Wand und Wand-Bodenplatte auf Abscheren und Herausziehen der eingesetzten Verbindungsmittel. Ziel dieser Maßnahmen ist es, neben den erwähnten notwendigen Nachweisen, die Schaffung einer Grundlage für den Größenvergleich der Auswirkungen aus Wind- und Erdbebenlasten, wobei letztgenannte im nächsten Kapitel genau untersucht werden. Die folgende Abbildung zeigt eine Visualisierung der Tragstruktur des Wohnungskörpers 1.

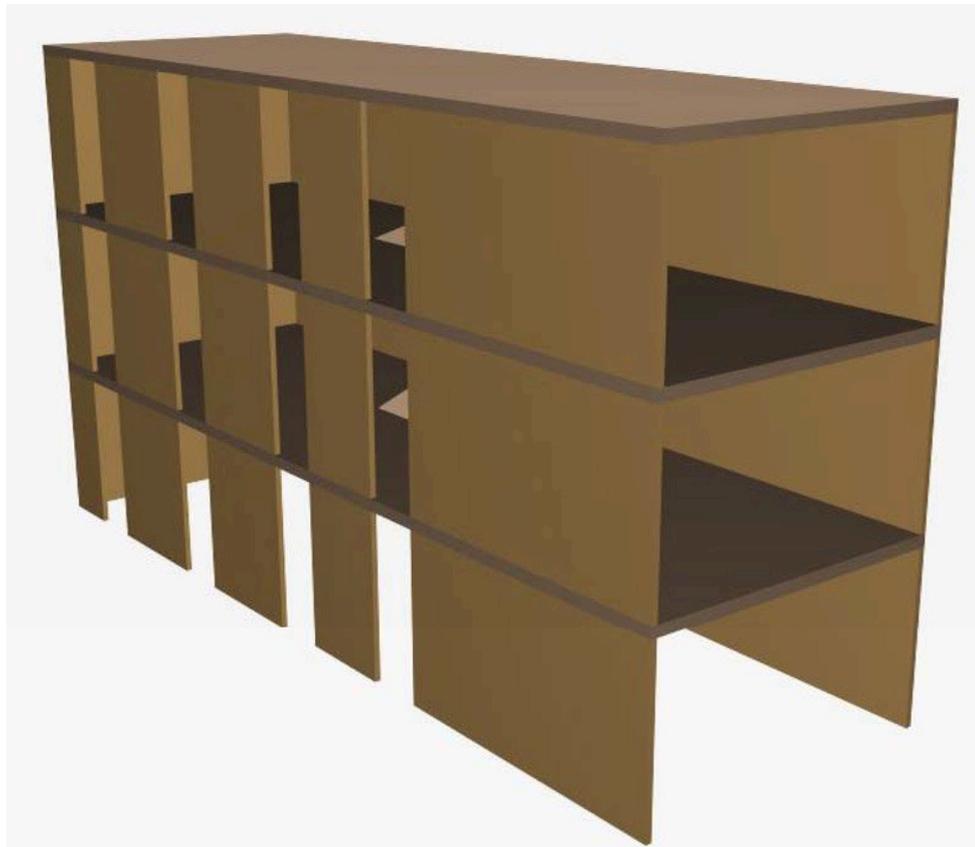


Abb. 4.1 3D-Tragstruktur von Wohnungskörper 1

4. 1 Tragsystem und Geometrieverhältnisse

In der folgenden Abbildung ist der Grundriss des Erdgeschosses von Wohnungskörper 1 dargestellt. Die beiden Obergeschosse sind diesem bis auf die Dicke der obersten Decke von 184 mm ident. Die Öffnungen in den Wänden 1 und 3 sind für Fenster (100/250 cm) und Türen (100/200 cm) vorgesehen. Wie auch in Abb. 4.1 ersichtlich ist, werden die Wandteile über diesen Öffnungen aufgrund des deutlichen Steifigkeitsunterschiedes zum vollen Wandquerschnitt für das horizontale Tragverhalten nicht berücksichtigt. Außerdem erfolgt für Wand 3 aufgrund der großen Wandlänge eine Unterteilung (Fuge) in der Mitte der Wand.

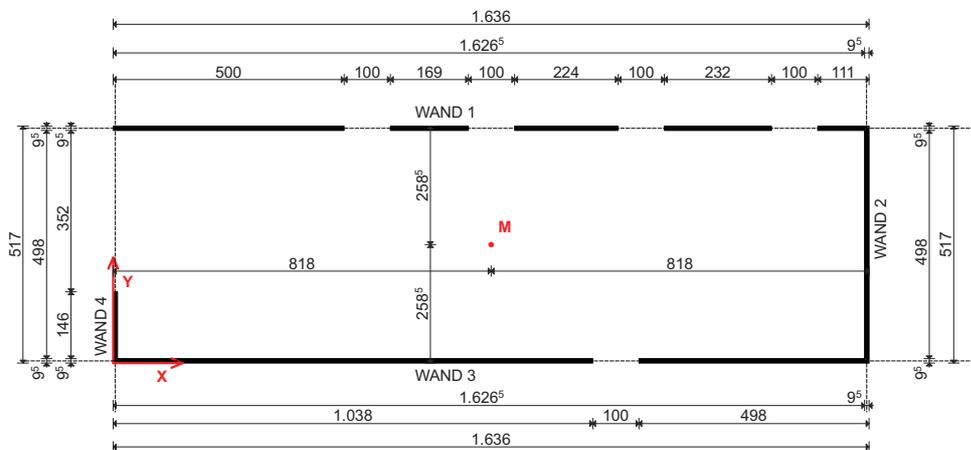


Abb. 4.2 Grundriss des Wohnungskörpers 1

Aus Abb. 4.2 ist zu entnehmen, dass das horizontale Tragsystem des Baukörpers statisch unbestimmt (4 Wandscheiben pro Geschöß, zwei jeweils in eine Koordinatenrichtung) und unsymmetrisch ist. Nachteilig ist hier vor allem die Anordnung der Wände in Y-Richtung, die stark unterschiedliche Längen und daher auch unterschiedliche Steifigkeiten aufweisen.

4. 2 Aufteilung einer horizontalen Belastung auf die Wandscheiben

Um die Belastung durch Windbeanspruchung auf die 4 vorhandenen Wandscheiben aufteilen zu können, ist es notwendig, die Lage des Schub- bzw. Steifigkeitsmittelpunktes im Grundriss zu ermitteln. Dies erfolgt mit den Formeln

$$x_s = \frac{\sum l_{x,i} \cdot x_i}{\sum l_{x,i}}$$

und

$$y_s = \frac{\sum l_{y,i} \cdot y_i}{\sum l_{y,i}}$$

mit

x_s als Koordinate des Steifigkeitsmittelpunktes, bezogen auf den Koordinatenursprung in Abb. 4.2

$l_{x,i}$ Trägheitsmoment der Wandscheibe i

x_i Koordinate des Mittelpunktes der Wandscheibe i, bezogen auf den Koordinatenursprung in Abb. 4.2

(für die Y-Richtung analog)

Anmerkung:

Bei der Übertragung der Windkräfte von den Decken in die Wandscheiben werden zur Ermittlung der horizontalen Verformungen die Nachgiebigkeiten der Anschlüsse Decke-Wand, sowie die Schubnachgiebigkeit des Materials BSP berücksichtigt. Da aber im Zuge dieser Vorbemessung vorausgesetzt wird, dass die Verbindungen für sämtliche Kontaktfugen Decke-Wand ident ausgeführt werden und die Schubnachgiebigkeit des Materials für alle Wandscheiben gleich groß ist, müssen diese Punkte bei der Ermittlung des Steifigkeitsmittelpunktes hier nicht berücksichtigt werden.

Die Entfernung des Steifigkeitszentrums vom Koordinatenursprung (siehe) errechnet sich wie folgt:

Wand i	l	b	$l_{x,i}$	$l_{y,i}$	x_i	y_i	$l_{x,i} \cdot x_i$	$l_{y,i} \cdot y_i$
	[m]	[m]	[m ⁴]	[m ⁴]	[m]	[m]	[m ⁵]	[m ⁵]
1.1	5,00	0,95	0,0000	0,9896	2,50	5,13	0,0000	5,0691
1.2	1,69	0,95	0,0000	0,0382	6,86	5,13	0,0000	0,1957
1.3	2,24	0,95	0,0000	0,0890	9,81	5,13	0,0000	0,4558
1.4	2,32	0,95	0,0000	0,0989	13,09	5,13	0,0000	0,5064
1.5	1,11	0,95	0,0000	0,0108	15,81	5,13	0,0000	0,0555
2.0	4,98	0,95	0,9778	0,0000	16,31	2,59	15,9496	0,0000
3.1	8,18	0,95	0,0000	4,3331	4,09	0,05	0,0000	0,2058
3.2	2,20	0,95	0,0000	0,0843	9,28	0,05	0,0000	0,0040
3.3	4,89	0,95	0,0000	0,9229	13,82	0,05	0,0000	0,0438

Tab. 4.1 Berechnung des Steifigkeitszentrums von Wohnungskörper 1

4.0	1,46	0,95	0,0246	0,0000	0,05	0,83	0,0012	0,0000
Summe			1,0024	6,5668			15,9508	6,5362

Tab. 4.1 Berechnung des Steifigkeitszentrums von Wohnungskörper 1

$$x_s = \frac{15,9508}{1,0024} = 15,913 \text{ m}$$

$$y_s = \frac{6,5362}{6,5668} = 0,995 \text{ m}$$

Die folgende Abbildung zeigt nun die Abmessungen der in Tab. 4.1 berechneten Wandscheiben, sowie die Lage des Steifigkeitsmittelpunktes und dessen Abstand zum Massenzmittelpunkt, der vereinfacht als Mittelpunkt der Geschoßdecke angenommen wurde.

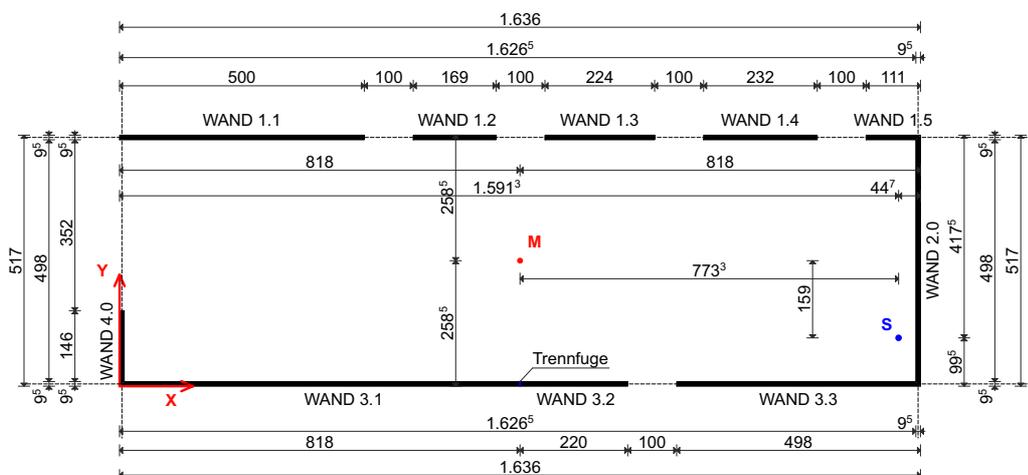


Abb. 4.3 Lage des Steifigkeitszentrums im Grundriss von Wohnungskörper 1

In der weiteren Folge werden die Horizontalkräfte in X- und Y-Richtung auf die einzelnen Wandscheiben 1.1 bis 4.0 aufgeteilt. Dabei fallen translatorische und rotatorische Anteile an, die für sämtliche Wandscheiben berechnet werden. Der Vorgang – Bilden einer Resultierenden, Verschieben dieser in das Steifigkeitszentrum, anteilige Aufteilung der Kräfte auf die Wandscheiben – wird anhand der folgenden Abbildungen für eine Beanspruchung in X-Richtung erläutert (Y-Richtung ist analog zu sehen).

- Schritt 1 - Die Windlast wird als Linienlast auf die Geschoßdecken angesetzt

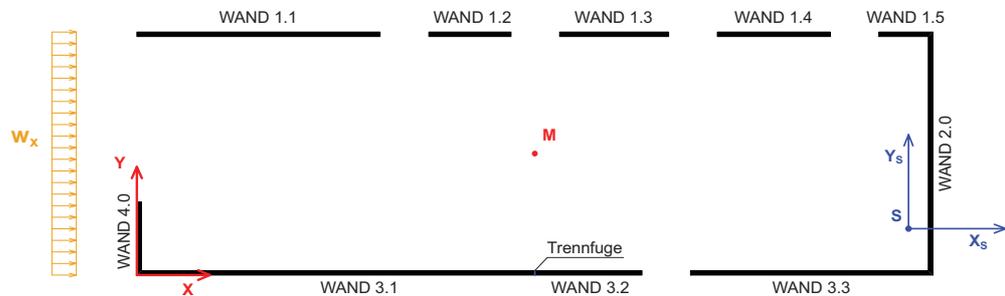


Abb. 4.4 Grundriss Wohnung 1, Windlast in X-Richtung als Linienlast

- Schritt 2 - Aus der Linienlast wird eine Resultierende gebildet, die im Massenmittelpunkt des Geschosses angreift.

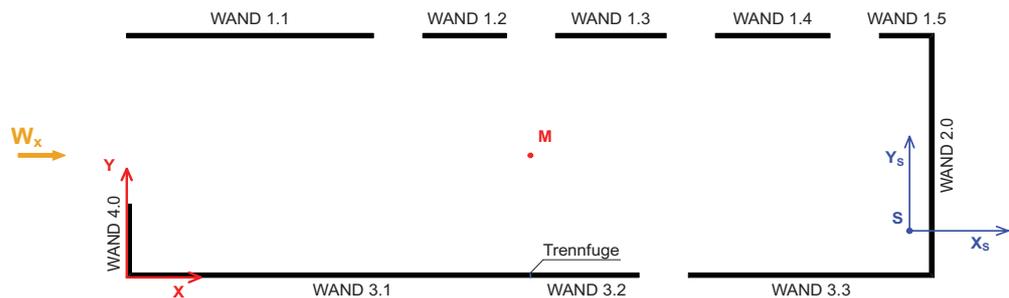


Abb. 4.5 Grundriss Wohnung 1, Windlast zu einer Resultierenden zusammen gefasst

- Schritt 3 - Die Windlast wird in das Steifigkeitszentrum verschoben. Dabei entsteht ein Torsionmoment um den Steifigkeitsmittelpunkt

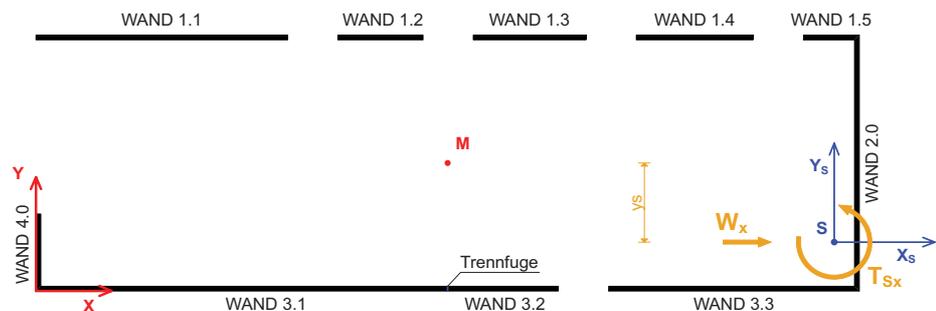


Abb. 4.6 Grundriss Wohnung 1, Windlast in das Steifigkeitszentrum verschoben

- Schritt 4 - Aufteilung der Belastung auf die einzelnen Wandscheiben

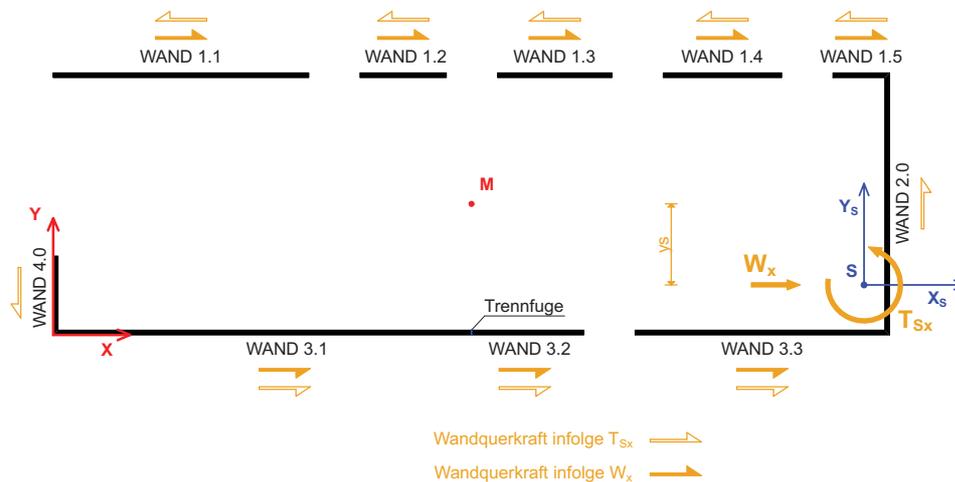


Abb. 4.7 Grundriss Wohnung 1, Windlast auf Wandscheiben aufgeteilt

Für die Wand i kann die aufzunehmende horizontale Belastung (translatorischer und rotatorischer Anteil) mit den folgenden Formeln berechnet werden. Die Herleitung dieser Formeln ist anhand der zuvor gezeigten Abbildungen aus [24] zu entnehmen.

Für die Belastung der Wand i in Richtung X gilt:

$$W_{ix} = W_x \cdot \frac{I_{iy}}{\sum I_{iy}} - (T_M + W_x \cdot y_s - W_y \cdot x_s) \cdot \frac{I_{iy} \cdot \bar{y}_i}{\sum (I_{iy} \cdot \bar{y}_i^2 + I_{ix} \cdot \bar{x}_i^2)}$$

Für die Belastung der Wand i in Richtung Y gilt:

$$W_{iy} = W_y \cdot \frac{I_{ix}}{\sum I_{ix}} + (T_M + W_x \cdot y_s - W_y \cdot x_s) \cdot \frac{I_{ix} \cdot \bar{x}_i}{\sum (I_{iy} \cdot \bar{y}_i^2 + I_{ix} \cdot \bar{x}_i^2)}$$

mit

\bar{x}_i als X-Abstand der Wand i zum Steifigkeitsmittelpunkt in [m]

\bar{y}_i als Y-Abstand der Wand i zum Steifigkeitsmittelpunkt in [m]

W_x, W_y als Windlast in X- und Y-Richtung in [kN]

T_M als Torsionsmoment in [kNm], das im Massenmittelpunkt angreift

I_{iy}, I_{ix} Als Flächenträgheitsmomente der Wände i in X- und Y-Richtung in [m⁴]

x_s, y_s als Abstand des Massenmittelpunktes vom Steifigkeitsmittelpunkt in X- und Y-Richtung in [m]

Den Abschluss dieses Abschnitts bildet die folgende Tabelle und Abbildung, die für eine horizontale Kraft von 1 kN in X-Richtung die Belastungen der einzelnen Wände darstellt.

Für $W_x = 1$ kN gilt:

Wand i	$I_{x,i}$	$I_{y,i}$	\bar{x}_i	\bar{y}_i	$I_{x,i} \cdot \bar{x}_i$	$I_{y,i} \cdot \bar{y}_i$	$\frac{I_{x,i} \cdot \bar{x}_i^2 \cdot I_{y,i}}{\bar{y}_i^2}$	W_{ix}	W_{iy}
	[m ⁴]	[m ⁴]	[m]	[m]	[m ⁵]	[m ⁵]	[m ⁶]	[kN]	[kN]
1.1	0,0000	0,9896	-13,41	4,127	0,0000	4,0842	16,86	0,35	0,00
1.2	0,0000	0,0382	-9,068	4,127	0,0000	0,1577	0,65	0,01	0,00
1.3	0,0000	0,0890	-6,103	4,127	0,0000	0,3672	1,52	0,03	0,00
1.4	0,0000	0,0989	-2,823	4,127	0,0000	0,4080	1,68	0,04	0,00
1.5	0,0000	0,0108	-0,108	4,127	0,0000	0,0447	0,18	0,00	0,00
2.0	0,9778	0,0000	0,400	1,590	0,3909	0,0000	0,16	0,00	-0,02
3.1	0,0000	4,3331	-11,823	-0,948	0,0000	-4,1071	3,89	0,46	0,00
3.2	0,0000	0,0843	-6,633	-0,948	0,0000	-0,0799	0,08	0,01	0,00
3.3	0,0000	0,9229	-2,090	-0,948	0,0000	-0,8747	0,83	0,10	0,00
4.0	0,0246	0,0000	-15,865	-0,170	-0,3909	0,0000	6,20	0,00	0,02
Summe	1,0024	6,5668					32,05	1,00	0,00

Tab. 4.2 Wandbelastungen infolge einer „1“-Last in X-Richtung

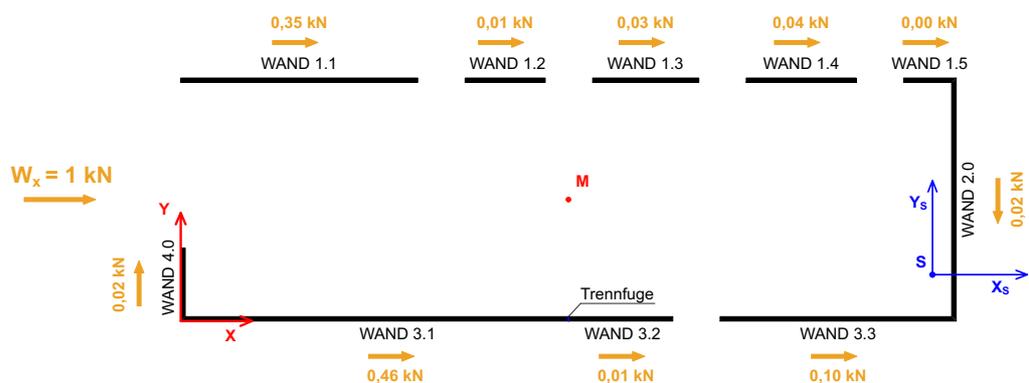


Abb. 4.8 Aufteilung der Wandlasten zufolge einer horizontalen Belastung in X-Richtung

5 Bemessung der plattenförmigen Bauteile

5.1 Allgemeines

In diesem Abschnitt erfolgt die Berechnung der plattenförmigen Bauteile. Diese setzen sich aus den Tragebenen der Flachdächer und der Geschossdecken zusammen. Wie bereits in der bautechnischen Gebäudebeschreibung erwähnt wurde, sind die Spannweiten der Geschossdecken und Dächer der beiden Häuser nahezu ident und daher ist nur eine Variation der Bemessung für die unterschiedlichen Aufbauten bzw. Belastungen der Decken und Dächer notwendig. Im Weiteren wird anhand eines ausgesuchten Systems die händische Bemessung eines BSP-Elements gezeigt. Für die restlichen Systeme erfolgt die Bemessung mit Hilfe des Programms „CLT-Designer“ des Institutes für Holzbau und Holztechnologie der TU Graz.

Um eine durchgehende Bemessung mit demselben Bemessungsmodell gewährleisten zu können, ist für sämtliche Berechnungen in diesem Kapitel die Wahl auf das Berechnungsmodell „BSP-Graz“ gefallen, auf welchem ebenfalls die Berechnungsbeispiele des BSP-Handbuchs des Institutes für Holzbau und Holztechnologie der TU Graz passieren [28]. Somit erfolgt die händische Berechnung des ausgesuchten Systems ident mit der Berechnung der zuvor erläuterten Software.

5.2 Händischer Nachweis eines Dachfeldes

Für den vorgezeigten händischen Nachweis ist die Entscheidung auf das Dachsystem über der Wohnung 21 gefallen, welches im 2.OG des Hauses 2 angeordnet ist (siehe Pläne im Anhang). Dabei handelt es sich um ein für dieses Bauvorhaben durchgehend verwendetes Einfeldträgersystem.

5.2.1 System und Vordimensionierung

Die Spannweite dieses Einfeldträgersystems kann der folgenden Abbildung entnommen werden.

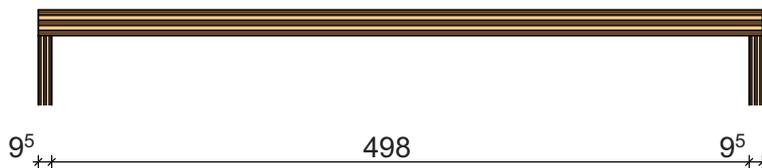


Abb. 5.1 Konstruktionsskizze des betrachteten Systems

Wird angenommen, dass die BSP-Platte über die volle Wandbreite auf den Wänden aufliegt, ergibt sich eine Spannweite (Entfernung von Wandachse zu Wandachse) von:

$$l = 498 + 2 \cdot \frac{9,5}{2} = 507,5 \text{ cm}$$

Um für die folgenden Nachweise ein BSP-Element zu finden, erfolgt eine Vordimensionierung mit Hilfe des Produktkataloges der Firma Mayr-Melnhof [44]. Auf die Abszissen der darin enthaltenen Bemessungsdiagramme wird die Last q aufgetragen, die wie folgt berechnet wird:

$$q = 1,35 \cdot g_{k,1} + 1,50 \cdot (s_k + 0,6 \cdot w_k)$$

mit

$$g_{k,1} = 3,54 \text{ kN/m}^2 \quad \text{aus der Lastaufstellung, Aufbau DA01}$$

$$s_k = 1,32 \text{ kN/m}^2 \quad \text{aus der Lastaufstellung, Ermittlung der Schneelast}$$

$$w_k = 0,17 \text{ kN/m}^2 \quad \text{aus der Lastaufstellung, Ermittlung der Windlasten}$$

folgt:

$$q = 1,35 \cdot 3,54 + 1,50 \cdot (1,32 + 0,6 \cdot 0,17) = 6,91 \text{ kN/m}^2$$

Mit dieser ermittelten Last und der zuvor berechneten Spannweite kann aus dem gewählten Bemessungsdiagramm (für Einfeldträger mit einer max. Durchbiegung von $l/300$) das richtige BSP-Element heraus gesucht werden:

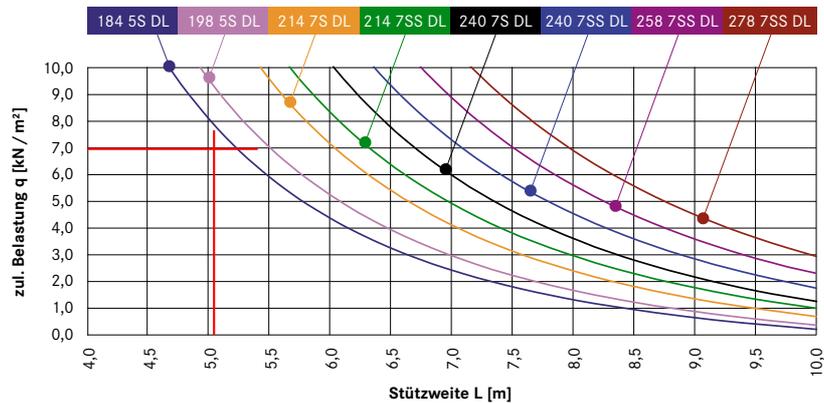


Abb. 5.2 Bemessungsdiagramm für 5-schichtige BSP-Platten [44]

Somit ergibt sich eine 5-schichtige Platte mit einer Gesamthöhe von 184 mm. Die Höhen der einzelnen Brettlagen sind der folgenden Tabelle zu entnehmen:

Schicht	Schichtdicke [mm]
1	39
2	33
3	40
4	33
5	39

Tab. 5.1 Schichtaufbau des BSP-Dachelementes [44]

5. 2. 2 Belastungs- und Materialkenngrößen

Somit sind nun die Höhe und das Eigengewicht des Tragelementes bekannt. Die folgende Tabelle gibt eine Übersicht über sämtliche wirkende ständige und veränderliche Lasten für dieses System:

Art	Größe [kN/m ²]	ständig	veränderlich
Eigengewicht des Tragelementes $g_{k,0}$	0,88	x	
Eigengewicht des Aufbaus $g_{k,1}$	3,54	x	
Schneelast s_k	1,32		x
Windlast w_k	0,17		x

Tab. 5.2 Übersicht über die Einwirkungen auf dieses System

Die Summe der ständigen Einwirkungen beträgt:

$$g_k = g_{k,0} + g_{k,1} = 0,88 + 3,54 = 4,42 \text{ kN/m}^2$$

Bei Betrachtung der Schnee- und Windlasten ist ersichtlich, dass die Schneelast als „führend“ angenommen werden kann. Somit ergibt sich für die Lastfallkombination im Grenzzustand der Tragsicherheit (ULS) gemäß ÖNORM EN 1990 [1]

$$\gamma_G \cdot g_k + \gamma_Q \cdot (s_k + \psi_0 \cdot w_k)$$

ein ψ_0 -Wert für Windlasten von 0,60.

Gemäß ÖNORM EN 1995-1 [8] gilt für Schnee- und Windlasten eine KLED (Klasse der Lasteinwirkungsdauer) „kurz“ (für Standorte mit einer Seehöhe von unter 1000 m). Für den Einsatz als Gebäudeüberdachung mit einem beheizten Innenraum kann Nutzungsklasse „1“ angenommen werden. Somit resultiert der Modifikationsbeiwert k_{mod} zu 0,9.

Bei Plattensystemen kommt es jedoch immer wieder vor, dass durch eine KLED „ständig“, erzeugt durch ausschließlich ständig wirkende Lasten der Modifikationsbeiwert soweit reduziert werden muss ($k_{\text{mod}} = 0,60$), dass diese Konstellation maßgebend wird. Daher werden in den folgenden Erläuterungen und Nachweisen immer beide Fälle betrachtet.

Die Festigkeitskenngrößen des eingesetzten Materials „MM-C24“ lauten gemäß [28]:

Kenngröße	[N/mm ²]
$E_{0,\text{mean}}$	11000
$G_{0,\text{mean}}$	690
$G_{90,\text{mean}}$	69
$f_{\text{m,clt,k}}$	24,0
$f_{\text{c,clt,90,k}}$	2,50
$f_{\text{v,clt,k}}$	2,0
$f_{\text{r,clt,k}}$	1,1

Tab. 5.3 Festigkeitskenngrößen von MM-C24 [28]

Diese charakteristischen Kenngrößen werden für beide zu untersuchenden Kombinationen in Bemessungskenngrößen umgewandelt:

- Variante 1 - KLED „kurz“

$$f_{\text{m,clt,d}} = k_1 \cdot \frac{k_{\text{mod}} \cdot f_{\text{m,clt,k}}}{\gamma_M} = 1,1 \cdot \frac{0,9 \cdot 24,0}{1,25} = 19,01 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{\text{c,clt,90,d}} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot f_{\text{c,clt,90,k}}}{\gamma_M} = \frac{0,9 \cdot 2,50}{1,25} = 1,80 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{\text{v,clt,d}} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot f_{\text{v,clt,k}}}{\gamma_M} = \frac{0,9 \cdot 2,00}{1,25} = 1,44 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{\text{r,clt,d}} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot f_{\text{r,clt,k}}}{\gamma_M} = \frac{0,9 \cdot 1,10}{1,25} = 0,79 \text{ N/mm}^2$$

- Variante 2 - KLED „ständig“

$$f_{m,clt,d} = k_l \cdot \frac{k_{mod} \cdot f_{m,clt,k}}{\gamma_M} = 1,1 \cdot \frac{0,6 \cdot 24,0}{1,25} = 12,67 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,clt,90,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{c,clt,90,k}}{\gamma_M} = \frac{0,6 \cdot 2,50}{1,25} = 1,20 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{v,clt,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{v,clt,k}}{\gamma_M} = \frac{0,6 \cdot 2,00}{1,25} = 0,96 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{r,clt,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{r,clt,k}}{\gamma_M} = \frac{0,6 \cdot 1,10}{1,25} = 0,53 \text{ N/mm}^2$$

5. 2. 3 Ermittlung der Schnittgrößen und Verformungen unter Einheitsbelastung

Dieses Einfeldträgersystem wird nun mit einer sog. „1“-Last (Streckenlast mit dem dimensionslosen Wert 1,0) belastet und dabei die maximalen Momente, Querkräfte und Verformungen ermittelt. Die folgende Abbildung zeigt die Lastsituation und die dabei auftretenden, maßgebenden Stellen der Nachweisführung:

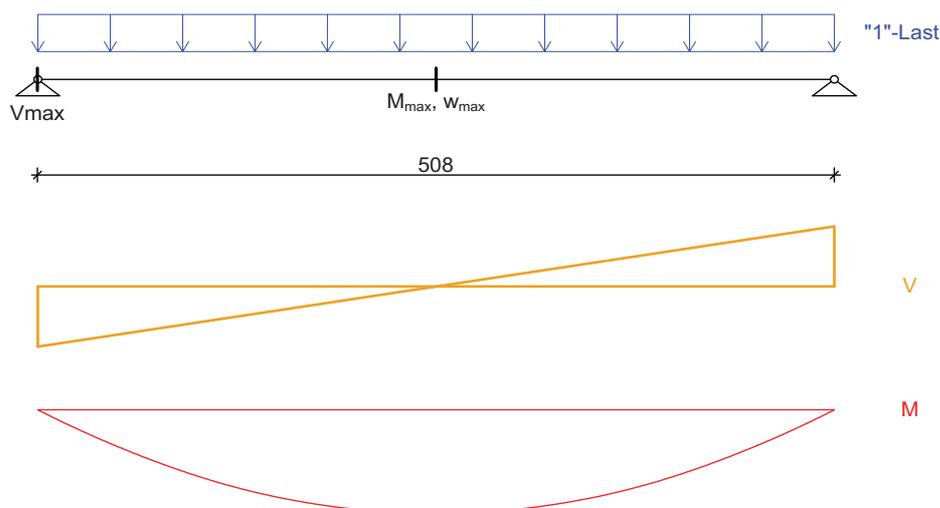


Abb. 5.3 Belastung und qualitativer Schnittkraftverlauf des Systems

Für dieses System ergibt sich ein max. Biegemoment M_{\max} in Feldmitte von:

$$M_{\max, 1} = q \cdot \frac{l^2}{8} = 1,0 \cdot \frac{5,08^2}{8} = 3,23 \text{ m}^2$$

und eine maximale Querkraft V_{\max} am Auflager von:

$$V_{\max, 1} = q \cdot \frac{l}{2} = 1,0 \cdot \frac{5,08}{2} = 2,54 \text{ m}$$

Die Ermittlung der maximalen Durchbiegung erfordert zunächst die Berechnung der Biegesteifigkeit K_{clt} des geschichteten Querschnitts. Dies geschieht wie folgt:

$$K_{\text{clt}} = \sum(I_i \cdot E_i) + \sum(A_i \cdot e_i^2 \cdot E_i)$$

$$\begin{aligned} K_{\text{clt}} &= 2 \cdot 1000 \cdot \frac{39^3}{12} \cdot 11000 + \\ &1000 \cdot \frac{40^3}{12} \cdot 11000 + 2 \cdot 1000 \cdot 39 \cdot 72,5^2 \cdot 11000 = \\ &4,68 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2 \end{aligned}$$

Außerdem muss nach dem Bemessungsmodell „BSP-Graz“ die Schubnachgiebigkeit des Systems berücksichtigt werden. Das bedeutet, dass neben dem Biegemoment auch die Querkraft zur Verformungsermittlung heran gezogen werden muss. Die dafür benötigte Schubsteifigkeit wird wie folgt berechnet:

$$S_{\text{clt}} = S_{\text{ges}} \cdot \kappa = \sum(G_i \cdot A_i) \cdot \kappa$$

mit

$$S_{\text{ges}} = 2 \cdot 39 \cdot 1000 \cdot 690 + 40 \cdot 1000 \cdot 690 + 2 \cdot 33 \cdot 1000 \cdot 69 = 8,60 \cdot 10^7 \text{ N}$$

und

κ als Schubkorrekturfaktor, für eine 5-schichtige Struktur beträgt dieser näherungsweise 0,24

Somit resultiert die Schubsteifigkeit der BSP-Platte zu:

$$S_{clt} = 8,60 \cdot 10^7 \cdot 0,24 = 2,06 \cdot 10^7 \text{ N}$$

Die Durchbiegung in Feldmitte unter der „1“-Last resultiert nun zu:

$$w_{\max,1} = 5,08 \cdot \left(\frac{5}{12} \cdot \frac{3,23 \cdot 1,27}{4680} + \frac{1}{2} \cdot \frac{2,54 \cdot 0,50}{20600} \right) = 0,002012 \text{ m}^2/\text{kN}$$

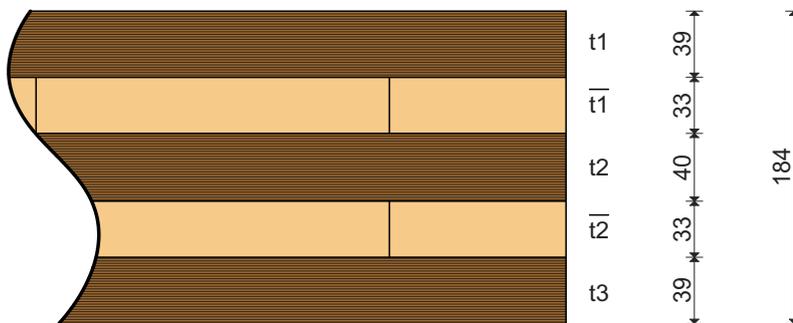


Abb. 5.4 Schichtenaufteilung des verwendeten BSP-Produktes

5.2.4 Ermittlung der Bemessungsschnittgrößen

Der Bemessungswert des maximalen Momentes in Feldmitte resultiert zu:

$$M_{\max,d} = M_{\max,1} \cdot (\gamma_G \cdot g_k + \gamma_Q \cdot (s_k + \psi_0 \cdot w_k)) =$$

$$3,23 \cdot (1,35 \cdot 4,42 + 1,50 \cdot 1,32 + 1,50 \cdot 0,60 \cdot 0,17) = 26,16 \text{ kNm}$$

Weiter wird das maximale Moment in Feldmitte ausschließlich für ständige Lasten berechnet:

$$M_{\max,g,d} = M_{\max,1} \cdot \gamma_G \cdot g_k = 3,23 \cdot 1,35 \cdot 4,42 = 19,27 \text{ kNm}$$

Der Bemessungswert der Querkraft am Auflager beträgt:

$$V_{\max,d} = V_{\max,1} \cdot (\gamma_G \cdot g_k + \gamma_Q \cdot (s_k + \psi_0 \cdot w_k)) =$$

$$2,54 \cdot (1,35 \cdot 4,42 + 1,50 \cdot 1,32 + 1,50 \cdot 0,60 \cdot 0,17) = 20,57 \text{ kN}$$

Erneut auch ausschließlich für ständige Lasten:

$$V_{\max, g, d} = V_{\max, l} \cdot \gamma_G \cdot g_k = 2,54 \cdot 1,35 \cdot 4,42 = 15,16 \text{ kN}$$

5. 2. 5 Nachweisführung im ULS

Nachweise in Feldmitte

- Biegung in Feldmitte - KLED „kurz“

Ermittlung der Biegenormalspannung am äußeren Rand:

$$\sigma_{m, d} = \frac{M_{\max, d}}{W} = \frac{26,95 \cdot 10^6}{4,62 \cdot 10^6} = 5,83 \text{ N/mm}^2$$

mit

$$W = \frac{2 \cdot I}{h} = \frac{2 \cdot 4,25 \cdot 10^8}{184} = 4,62 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

und

$$I = \frac{K_{clt}}{E_i} = \frac{4,68 \cdot 10^{12}}{11000} = 4,25 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

Nachweis:

$$\frac{\sigma_{m, d}}{f_{m, clt, d}} = \frac{5,83}{19,01} = 0,31$$

Der Nachweis auf Biegung ist erfüllt, die Ausnutzung beträgt **31%**.

- Biegung in Feldmitte - KLED „ständig“

Ermittlung der Biegenormalspannung am äußeren Rand:

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_{\max,g,d}}{W} = \frac{19,27 \cdot 10^6}{4,62 \cdot 10^6} = 4,17 \text{ N/mm}^2$$

Nachweis:

$$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,clt,d}} = \frac{4,17}{12,67} = 0,33$$

Auch hier ist der Nachweis erfüllt, die Ausnutzung beträgt **33%**. Bemerkenswert ist jedoch, dass die Ausnutzung der BSP-Platte durch Wegfallen der veränderlichen Lasten 3% zugenommen hat.

In der folgenden Abbildung sind die letztendlich erhaltenen Biegenormalspannungen für beide Lastfälle dargestellt:

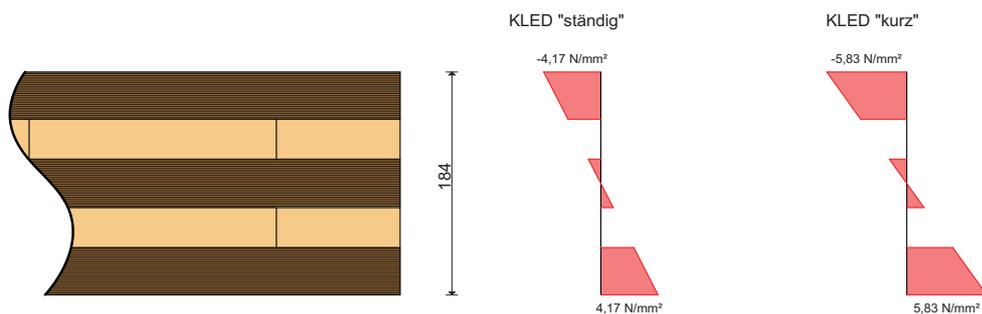


Abb. 5.5 Verteilung der Biegenormalspannungen der beiden Lastfälle

Schubnachweise am Auflager

Für BSP-Plattensysteme ist neben dem konventionellen Schubnachweis mit der maximalen Schubspannung im Schwerpunkt des Querschnitts auch ein Nachweis auf Rollschub in den Klebefugen zwischen den einzelnen Schichten zu führen.

Für die Ermittlung des Schubspannungsverlaufs wird die folgende Formel (aus [28]) verwendet:

$$\tau_{v,d} = \frac{V_{\max,d} \cdot \sum S_m \cdot E_m}{K_{clt} \cdot b_i}$$

mit

K_{clt} als Biegesteifigkeit des 5-schichtigen Querschnitts

- Schub am Auflager - KLED „kurz“

$$\tau_{v, d, \max} =$$

$$\frac{20,57 \cdot 10^3}{4,68 \cdot 10^{12} \cdot 1000} \cdot (11000 \cdot 72,5 \cdot 1000 \cdot 39 + 11000 \cdot 36,5 \cdot 1000 \cdot 20) =$$

$$0,172 \text{ N/mm}^2$$

Nachweis:

$$\frac{\tau_{v, d, \max}}{f_{v, clt, d}} = \frac{0,172}{1,44} = 0,12$$

Der Nachweis ist erfüllt, die Ausnutzung beträgt **12%**.

- Schub am Auflager - KLED „ständig“

$$\tau_{v, g, d} =$$

$$\frac{15,16 \cdot 10^3}{4,68 \cdot 10^{12} \cdot 1000} \cdot (11000 \cdot 72,5 \cdot 1000 \cdot 39 + 11000 \cdot 36,5 \cdot 1000 \cdot 20) =$$

$$0,127 \text{ N/mm}^2$$

Nachweis:

$$\frac{\tau_{v, g, d}}{f_{v, clt, d}} = \frac{0,127}{0,96} = 0,13$$

Der Nachweis ist erfüllt, die Ausnutzung beträgt **13%**. Auch hier ist wieder erkennbar, dass der Lastfall „ständig“ zu der maßgebenden Ausnutzung führt.

Die zweite Größe der Schubspannung, die für die Ermittlung des Spannungsverlaufes benötigt wird, ist jene in den Übergängen von den Längs- zu den Querlagen. Diese ist die maßgebende Spannung für den Nachweis auf Rollschub und wird ebenfalls mit Hilfe der oben angeführten Formel ermittelt.

- Rollschubnachweis - KLED „kurz“

$$\tau_{r,d,max} = \frac{20,57 \cdot 10^3}{4,68 \cdot 10^{12} \cdot 1000} \cdot (11000 \cdot 72,5 \cdot 1000 \cdot 39) = 0,136 \text{ N/mm}^2$$

Nachweis:

$$\frac{\tau_{r,d,max}}{f_{r,clt,d}} = \frac{0,136}{0,79} = 0,17$$

Der Nachweis ist erfüllt, die Ausnutzung beträgt **17%**.

- Rollschubnachweis - KLED „ständig“

$$\tau_{r,g,d} = \frac{15,16 \cdot 10^3}{4,68 \cdot 10^{12} \cdot 1000} \cdot (11000 \cdot 72,5 \cdot 1000 \cdot 39) = 0,101 \text{ N/mm}^2$$

Nachweis:

$$\frac{\tau_{r,g,d}}{f_{r,clt,d}} = \frac{0,101}{0,53} = 0,19$$

Der Nachweis ist erfüllt, die Ausnutzung beträgt **19%**.

Somit lassen sich die Schubspannungsverläufe der beiden Lastfälle wie folgt darstellen:

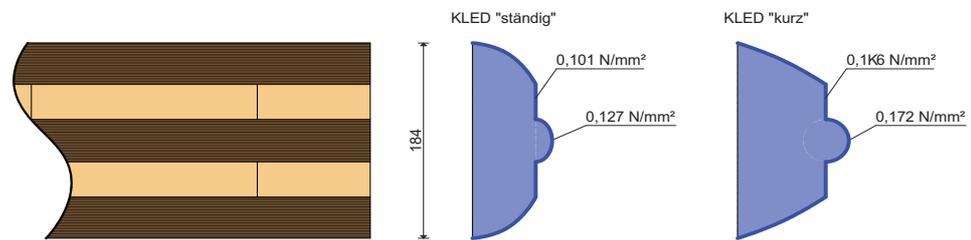


Abb. 5.6 Schubspannungsverläufe am BSP-Element der beiden Lastfälle

Nachweise auf Querdruck am Auflager

Gemäß [28] wird der Nachweis auf Querdruck am Auflager wie folgt durchgeführt:

$$\frac{\sigma_{c,90,d}}{k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}} \leq 1,0$$

mit

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_d}{A_{90}}$$

F_d als maßgebende vertikale Einwirkung, hier ist diese mit der max. Querkraft gleichzusetzen

A_{90} als effektive Aufstandsfläche, entspricht hier der Querschnittsfläche des Wandelementes inklusive eines Zuschlages gemäß [28], wie in der folgenden Abbildung erläutert wird.

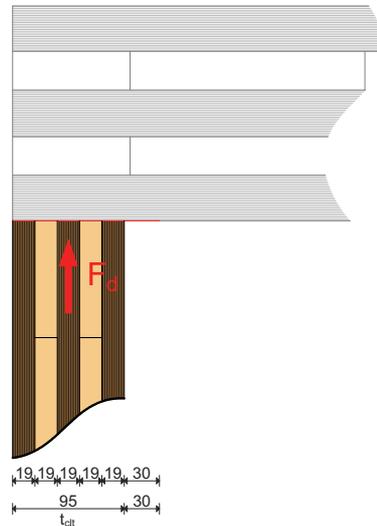


Abb. 5.7 Darstellung der effektiven Aufstandsfläche für den Querdrucknachweis

$$A_{90} = \sum t_i \cdot b + 30 \cdot b = 95 \cdot 1000 + 30 \cdot 1000 = 125000 \text{ mm}^2$$

- Querdrucknachweis - KLED „kurz“

$$\sigma_{c, 90, d, \max} = \frac{F_d}{A_{90}} = \frac{V_{\max, d}}{A_{90}} = \frac{20,57 \cdot 10^3}{125000} = 0,165 \text{ N/mm}^2$$

Auf der Widerstandsseite wird ein Querdruckbeiwert $k_{c,90}$ von 1,50 (einseitiges Vorholz) in Rechnung gestellt.

Nachweis:

$$\frac{0,165}{1,50 \cdot 1,80} = 0,06$$

Der Nachweis ist erfüllt, die Ausnutzung beträgt **6%**.

- Querdrucknachweis - KLED „ständig“

$$\sigma_{c,90,g,d} = \frac{F_d}{A_{90}} = \frac{V_{g,d}}{A_{90}} = \frac{15,16 \cdot 10^3}{125000} = 0,121 \text{ N/mm}^2$$

Nachweis:

$$\frac{0,121}{1,50 \cdot 1,20} = 0,07$$

Der Nachweis ist erfüllt, die Ausnutzung beträgt **7%**.

5. 2. 6 Nachweisführung im Brandfall

Der Inhalt dieses Abschnittes betrifft die Betrachtung des BSP-Plattenelementes unter der außergewöhnlichen Einwirkung „Brand“. Dafür wird ein Widerstand gegen Abbrand von REI60 festgelegt. Dies bedeutet, dass das System 60 Minuten einer Brandbelastung widerstehen muss, ohne zu kollabieren. Dabei erfolgt die Konzentration ausschließlich auf den Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS), Verformungen und Schwingungen im Bereich der Gebrauchstauglichkeit (SLS) werden gemäß ÖNORM EN 1995-1 vernachlässigt. Aufgrund der Tatsache, dass die Brandbeanspruchung eine außergewöhnliche Einwirkung darstellt, dürfen die Festigkeitskenngrößen des verwendeten Materials erhöht werden. Die Ermittlung dieser erhöhten Festigkeitskenngrößen erfolgt mit der Formel

$$R_{d,fi} = \frac{k_{mod,fi} \cdot R_k}{\gamma_{M,fi}} \cdot k_{fi}$$

mit

$k_{mod,fi}$ Modifikationsfaktor für den Brandfall = 1,0

$\gamma_{m,di}$ Teilsicherheitsbeiwert für den Brandfall = 1,0

k_{fi} Erhöhungskoeffizient für den Brandfall, für BSP = 1,15

Somit ergeben sich für die Festigkeitskenngrößen folgende Werte:

$$f_{m,clt,d,fi} = 1,1 \cdot \frac{1,0 \cdot 24,0}{1,0} \cdot 1,15 = 30,36 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{v,clt,d,fi} = \frac{1,0 \cdot 2,0}{1,0} \cdot 1,15 = 2,30 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{v,clt,d,fi} = \frac{1,0 \cdot 1,10}{1,0} \cdot 1,15 = 1,27 \text{ N/mm}^2$$

Gemäß ÖNORM EN 1990 gilt für den Brandfall folgende maßgebende Einwirkungskombination

$$\sum_{i \geq 1} G_{k,i} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

wobei aufgrund $\psi_{2,i} = 0,0$ für Wind und Schnee hier die veränderlichen Einwirkungen nicht berücksichtigt werden müssen. Der Teilsicherheitsbeiwert γ_G ist demnach für diese Kombination auf 1,0 zu setzen. Das maßgebende Bemessungsmoment im Brandfall wird wie folgt ermittelt:

$$M_{\max,d,fi} = M_{\max,1} \cdot (g_{k,0} + g_{k,1}) = 3,23 \cdot (0,88 + 3,54) = 14,28 \text{ kNm}$$

Der Bemessungswert der Querkraft am Auflager beträgt im Brandfall:

$$V_{\max,d,fi} = V_{\max,1} \cdot (g_{k,0} + g_{k,1}) = 2,54 \cdot (0,88 + 3,54) = 11,23 \text{ kN}$$

Für gewöhnlich kann der Abbrand der obersten Wohnungsdecke als einseitig (Brandlast befindet sich unter der Deckenplatte) angenommen werden. Um die, nach 60 Minuten Branddauer effektiven Querschnittswerte ermitteln zu können, wird mit der folgenden Formel die Abbrandtiefe der BSP-Platte bestimmt:

$$d_{\text{ef}} = d_{\text{char},n} + k_0 \cdot d_0$$

mit

d_{ef} als effektive Abbrandtiefe zur Ermittlung des ideellen Restquerschnitts

$d_{\text{char},n}$ als Abbrandtiefe von Brettsperrholz mit Fugen bis zu einer Dicke von 6 mm für eine bestimmte Feuerwiderstandsdauer

$k_0 \cdot d_0$ Schichtdicke zur Berücksichtigung des Einflusses der Temperatureinwirkung auf die Materialeigenschaften: $k_0 = 1,0$ und $d_0 = 7,0$ mm für eine Branddauer von über 20 Minuten

Da es sich hier um ein Brettsperrholz mit Fugen handelt, erfolgt die Ermittlung von $d_{\text{char},n}$ mit der Formel

$$d_{\text{char},n} = T \cdot \beta_n$$

mit

T als Dauer des Abbrandes in Minuten

β_n als Abbrandgeschwindigkeit in mm/min, für BSP mit Fugen gemäß [45] beträgt $\beta_n = 0,80$ mm/min, ab der zweiten Schicht der Platte wird angenommen, dass die Abbrandgeschwindigkeit doppelt so groß ist. Diese Annahme reicht bis zu einer Schichtdicke von 25 mm, ab dieser ist dann wieder die einfache Abbrandgeschwindigkeit anzusetzen.

Somit erfolgt zur Ermittlung der Abbrandtiefe eine schichtweise Berechnung:

- 1.Schicht, $t_1 = 39$ mm:

$$d_{\text{char},n} = t_1 - k_0 \cdot d_0 = 39 - 7,0 = 32 \text{ mm}$$

$$T = \frac{d_{\text{char},n}}{\beta_n} = \frac{32}{0,8} = 40 \text{ min}$$

Nach dem Abbrennen der 1. Schicht verbleiben also noch $60 - 40 = 20$ min Branddauer.

- 2. Schicht, $t_2 = 33$ mm:

$$d_{\text{char}, n, 2} = 25 \text{ mm}$$

$$T = \frac{d_{\text{char}, n, 2}}{\beta_{n, 2}} = \frac{25}{1,6} = 15,63 \text{ min}$$

Nach dem Abrennen mit der doppelten Abbrandgeschwindigkeit der ersten 25 mm der zweiten Schicht verbleiben nun also noch $20 - 15,63 = 4,37$ min Branddauer. Diese ergeben eine weitere Abbrandtiefe der zweiten Schicht von:

$$d_{\text{char}, n, 2, 2} = T \cdot \beta_n = 4,37 \cdot 0,80 = 3,50 \text{ mm}$$

Die effektive Abbrandtiefe des Gesamtquerschnitts resultiert also zu

$$d_{\text{ef}} = 39 + 25 + 3,50 = 67,50 \text{ mm}$$

und betrifft die untersten beiden Schichten der Platte. Die zweite Schicht, die ja noch eine Resthöhe von $33 - (25 + 3,50) = 4,50$ mm aufweist, wird als Querlage als nicht tragend angesehen. Daher reduziert sich der effektive Querschnitt auf eine 3-schichtige Platte mit den Abmessungen 39-33-40 mm.

Anmerkung:

Zur Ermittlung des Eigengewichts der Tragkonstruktion wird vereinfachend weiterhin mit der Ausgangshöhe der Platte gerechnet.

In der folgenden Abbildung ist nun der 3-schichtige, effektive Querschnitt dargestellt, der nun nicht mehr symmetrisch ist und auch andere Schwerpunktabstände aufweist:

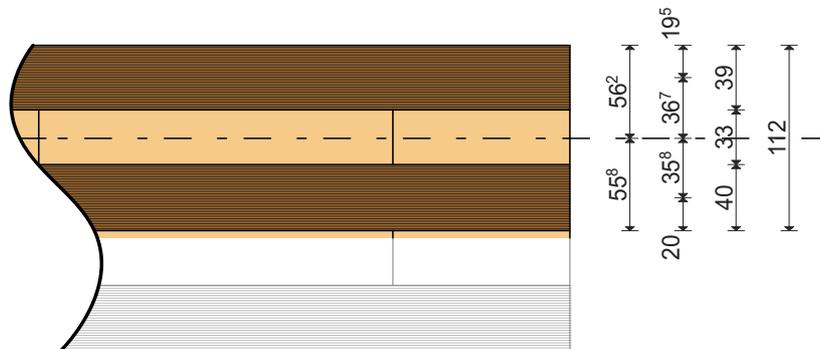


Abb. 5.8 reduzierter Querschnitt im Brandfall REI60

Das Trägheitsmoment des Restquerschnitts beträgt:

$$I_{y, \text{clt}} = \sum I_i + \sum (A_i \cdot e_i^2)$$

$$I_{y, \text{clt}} =$$

$$1000 \cdot \frac{39^3}{12} + 1000 \cdot \frac{40^3}{12} + 1000 \cdot 40 \cdot 35,8^2 + 1000 \cdot 39 \cdot 36,7^2 =$$

$$1,14 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

Das für den Biegenachweis benötigte reduzierte effektive Widerstandsmoment ist nun für die beiden Ränder verschieden und beträgt:

oberer Rand - Druckspannungen:

$$W_{y, \text{clt}, o} = \frac{I_{y, \text{clt}}}{56,2} = \frac{1,14 \cdot 10^8}{56,2} = 2,03 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

unterer Rand - Zugspannungen:

$$W_{y,clt,u} = \frac{I_{y,clt}}{55,8} = \frac{1,14 \cdot 10^8}{55,8} = 2,04 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

Somit ergeben sich die Randspannungen aufgrund Biegebeanspruchung zu:

$$\sigma_{\text{Rand,d,o}} = \frac{M_{\text{max,d,fi}}}{W_{y,clt,o}} = \frac{14,28 \cdot 10^6}{2,03 \cdot 10^6} = 7,03 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{\text{Rand,d,u}} = \frac{M_{\text{max,d,fi}}}{W_{y,clt,u}} = \frac{14,28 \cdot 10^6}{2,04 \cdot 10^6} = 7,00 \text{ N/mm}^2$$

Die maßgebenden Schubspannungen werden mit der folgenden Formel berechnet:

$$\tau_{v,d} = \frac{V_{\text{max,d,fi}} \cdot \sum S_m \cdot E_m}{K_{clt,fi} \cdot b_i}$$

Daraus resultiert die maximale Schubspannung im Schwerpunkt des Querschnitts zu:

$$\tau_{v,d,\text{max,fi}} = \frac{11,23 \cdot 10^3}{1,14 \cdot 10^8} \cdot (36,7 \cdot 39) = 0,141 \text{ N/mm}^2$$

Da die Mittellage der reduzierten Platte nichttragend ist, ist die Stelle der maximalen Schubspannung für den Schubnachweis und den Rollschubnachweis ident.

- Nachweis auf Biegung in Feldmitte

$$\frac{\sigma_{\text{rand,d,o}}}{f_{m,clt,fi}} = \frac{7,03}{30,36} = 0,23$$

Der Nachweis ist erfüllt, die Ausnutzung beträgt **23%**.

- Nachweis auf Rollschub am Auflager

$$\frac{\tau_{r,d,max,fi}}{f_{r,clt,d,fi}} = \frac{0,141}{1,270} = 0,11$$

Der Nachweis ist erfüllt, die Ausnutzung beträgt **11%**. Aufgrund der identen Schubspannungen für Schub und Rollschub aber größerer Schubfestigkeit ist der Nachweis auf Schub am Auflager ebenfalls erfüllt.

Die folgende Abbildung zeigt die Biege- und Schubspannungsverläufe am reduzierten Querschnitt:

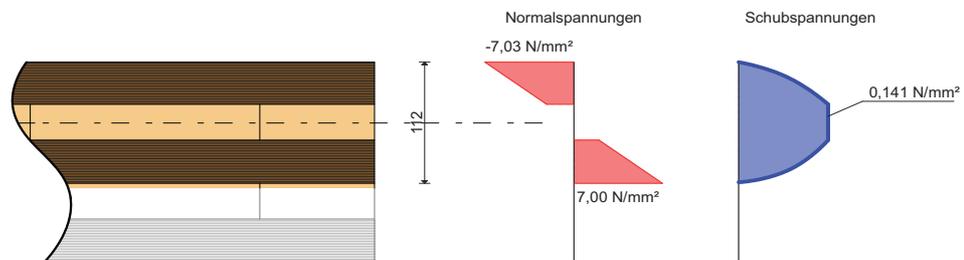


Abb. 5.9 Spannungsverläufe am reduzierten Querschnitt

5. 2. 7 Nachweisführung im SLS

Verformungsnachweise

Die folgende Tabelle gibt eine Übersicht über die zu führenden Nachweise der Grenzverformung für verschiedene Lastkombinationen zu unterschiedlichen Zeitpunkten der Belastungen:

			Nachweiskombination	Grenzwert
Anfangsverformung	$t = 0$	w_{inst}	$w_{inst,G} + w_{inst,Q}$	$l/300$
Endverformung	$t = \infty$	w_{fin}	$w_{inst} + w_{creep}$	$l/150$
	$t = \infty$	$w_{net,fin}$	$w_{fin} - w_c$	$l/250$

Tab. 5.4 SLS-Nachweiskombination gemäß ÖNORM EN 1995-1-1:2009 [8]

mit

$w_{inst,G}$ als Anfangsverformung zufolge Eigengewicht G

wird berechnet mit

$$w_{inst,G} = w_{max,1} \cdot \sum_{i \geq 1} G_{k,i} = 0,002012 \cdot (0,88 + 3,54) = \\ 0,00889304m = 8,89mm$$

$w_{inst,Q}$ als Anfangsverformung zufolge Nutzlast Q

wird berechnet mit

$$w_{inst,Q} = w_{max,1} \cdot (Q_{k,1} \cdot \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}) = \\ 0,002012 \cdot (1,32 + 0,60 \cdot 0,17) = 0,00286106m = 2,86mm$$

$w_{inst,Q,perm}$ als Anfangsverformung zufolge quasi-ständiger Nutzlast

wird berechnet mit

$$w_{inst,Q,perm} = w_{max,1} \cdot \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} = 0,002012 \cdot (0,0) = 0,00mm$$

w_c als mögliche Überhöhung im Zuge der Produktion, hier = 0

w_{creep} als Kriechanteil des ständigen und quasi-ständigen Lastanteils

wird berechnet mit

$$w_{\text{creep}} = (w_{\text{inst,G}} + w_{\text{inst,Q,perm}}) \cdot k_{\text{def}} = (8,89 + 0,00) \cdot 0,85 = 7,56 \text{ mm}$$

mit

k_{def} als Verformungsbeiwert, der von der Nutzungsklasse und dem Produkt abhängig ist, hier beträgt dieser Beiwert 0,85

- Nachweis - Anfangsverformung ($t \rightarrow 0$):

$$w_{\text{inst,G}} + w_{\text{inst,Q}} = 8,89 + 2,86 = 11,75 \leq \frac{l}{300} = \frac{5080}{300} = 16,93 \text{ mm}$$

Nachweis erfüllt, die Ausnutzung beträgt **69%**.

- Nachweis - Endverformung ($t \rightarrow \infty$):

$$w_{\text{inst}} + w_{\text{creep}} = 11,75 + 7,56 = 19,31 \leq \frac{l}{150} = \frac{5080}{150} = 33,87 \text{ mm}$$

Nachweis erfüllt, die Ausnutzung beträgt **57%**.

- Nachweis - Nettoendverformung ($t \rightarrow \infty$):

$$w_{\text{fin}} - w_{\text{c}} = 19,31 - 0,00 = 19,31 \leq \frac{l}{250} = \frac{5080}{250} = 20,32 \text{ mm}$$

Nachweis erfüllt, die Ausnutzung beträgt **95%**.

Schwingungsnachweis

Aufgrund der Tatsache, dass das betrachtete System die Tragebene des Flachdaches des Gebäudes bildet, sind Verkehrslasten, welche Schwingungen hervorrufen können, auszuschließen (die Verkehrslast als Wartungslast gemäß ÖNORM B 1991-1-1, Kategorie H für Dächer ruft keine dauerhaften Schwingungen hervor).

Daher **entfällt** der Schwingungsnachweis an dieser Stelle.

5. 2. 8 Schlussbemerkungen

Aus den getätigten Berechnungen ist zu erkennen, dass für dieses Material – als Platte eingesetzt – das Hauptaugenmerk auf den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) gelegt werden muss (Vgl. die stark unterschiedlichen Ausnutzungsgrade).

5. 3 Bemessung der Zwischengeschossdecken mit Hilfe der EDV

Wie den Plänen des Bauvorhabens im Anhang zu entnehmen ist, können sämtliche Zwischengeschossdecken, die ja alle entweder die Bodenaufbauten DK 02 OG (Keramikbelag) oder DK 03 OG (Parkettbelag) aufweisen, als Einfeldträgersysteme mit derselben Spannweite für das Flachdachsystem (siehe Abb. 5.1) ausgelegt werden. Diese beträgt exakt 5,08 m. Diese Zwischengeschossdeckensysteme liegen außerdem ebenfalls auf 5-schichtigen BSP-Wandelementen (Scheiben) mit einer Auflagerbreite von 95 mm auf. Die vorliegenden Ergebnisse wurden mit dem Programm „CLT-Designer“ des Institutes für Holzbau und Holztechnologie der TU Graz berechnet.

5. 3. 1 Vordimensionierung und Belastungsgrößen

Da die Bemessungssoftware „CLT-Designer“ nicht selbstständig die erforderliche Querschnittshöhe des BSP-Elements ermittelt (dies ist aufgrund der unterschiedlichen Schichtanzahlen und Schichtstärken der Produkte schwer möglich), soll hier erneut die Vordimensionierung mit Hilfe der Bemessungsdiagramme aus [44] erfolgen. Danach folgt die genaue Aufstellung der Belastungen, welche die benötigten Eingabeinformationen für das Programm komplettieren.

Erneut fällt bereits im Vorhinein die Wahl auf die für Deckensysteme im Hochbau übliche, 5-schichtige BSP-Platte. Die Belastung q (Abszisse des Diagramms) berechnet sich

wie folgt:

$$q = g_{k,1} + q_k$$

mit

$$g_{k,1} = 3,49 \text{ kN/m}^2$$

aus der Lastaufstellung, Aufbau DK02OG (Keramik)

$$q_k = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

aus der Lastaufstellung, Summe aus Nutzlasten auf Decken inkl. Eigengewicht versetzbarer Trennwände als Zuschlag

folgt:

$$q = 3,49 + 2,50 = 5,99 \text{ kN/m}^2$$

Mit dieser ermittelten Beanspruchung und der zuvor beschriebenen Spannweite wird im folgenden Diagramm das zutreffende Produkt heraus gelesen:

Anmerkung:

Hier fällt die Wahl auf das Bemessungsdiagramm mit einer maximal zulässigen Verformung von $l/400$, da im Gegensatz zum Flachdach das Zwischendeckensystem einer Schwingungsbeanspruchung (SLS) ausgesetzt ist.

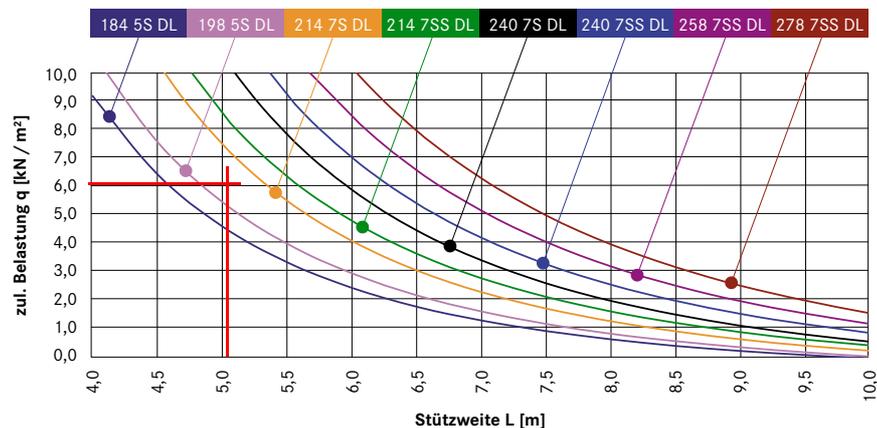


Abb. 5.10 Vordimensionierung der BSP-Platte für die Zwischengeschoßdecken (nach [44])

Da der Schnittpunkt der Stützweite (Abszisse) und Belastung (Ordinate) zwischen dem maximalen 5-schichtigen und dem minimalen 7-schichtigen Element zu liegen kommt, soll zuerst einmal das maximale 5-schichtige Element auf seine Tauglichkeit hin überprüft werden.

Es handelt sich dabei um eine 5-schichtige Platte mit einer Gesamthöhe von 198 mm.

Die Höhen der einzelnen Brettlagen sind der folgenden Tabelle zu entnehmen:

Schicht	Höhe der Schicht
1	39
2	40
3	40
4	40
5	39

Tab. 5.5 Schichtdicken des BSP-Elementes 198 5s DL [44]

Somit sind nun sämtliche Einwirkungen auf dieses System bekannt und in der folgenden Tabelle als Berechnungseingangsgrößen für die Software angeführt:

Art	Größe [kN/m ²]	ständig	veränderlich
Eigengewicht des Tragelementes $g_{k,0}$	0,95	x	
Eigengewicht des Aufbaus $g_{k,1}$	3,49	x	
Nutzlast q_k	2,50		x

Tab. 5.6 Einwirkungen auf das Zwischendeckensystem

Diese nun definierten Eingabegrößen werden nun in die Software „CLT-Designer“ eingegeben und auf dieselben Grenzzustände hin überprüft, wie es im vorherigen Kapitel im Zuge der händischen Rechnung der Fall war. Außerdem kommt noch im SLS der Schwingungsnachweis dazu. Hier sei erneut erwähnt, dass der CLT-Designer mit dem Modell „BSP-Graz“ arbeitet (siehe auch [28]).

5. 3. 2 Berechnungsergebnisse

Die Ergebnisse der Berechnung sind in der folgenden Tabelle dargestellt:

CLT-Designer	
ULS	
Nachweis	Ausnutzung [%]
Biegung	36,9
Schub	-
Rollschub	19,5
Auflagerpressung/Querdruck	8,8
SLS	
Nettoendverformung	97,6
Schwingungsnachweis	genauer Schwingungsnachweis erforderlich!
Brandfall	
Biegung	25,2
Schub	-
Rollschub	11,0

Tab. 5.7 Ergebnisse des Zwischengeschößdeckensystems

Anmerkung:

Da das Programm unter Schubnachweise den Rollschubnachweis und den gewöhnlichen Schubnachweis anführt, wird seitens der Software nur der maßgebende Nachweis angegeben (siehe Anhang). Aufgrund der Erfahrungen in der händischen Berechnung wird davon ausgegangen, dass es sich beim maßgebenden Nachweis um den Rollschubnachweis handelt.

Die Brandbemessung erfolgt für einen einseitigen Abbrand (von unten), da der Bodenaufbau (v.a. die Estrichschicht) aus der Sicht des Verfassers der BSP-Platte einen genügend großen Schutz vor Abbrand von oben gewährleistet.

5. 3. 3 Genaue Schwingungsuntersuchung des Systems

Da gemäß der Ergebnisse der Software-Berechnung der Schwingungsnachweis für die-

ses System nicht erfüllt bzw. ein genauer Nachweis erforderlich ist, wird in diesem Abschnitt die genaue Untersuchung nach HAMM/RICHTER durchgeführt (siehe [28]).

Dieses Vorgehen richtet sich nach [28], Tab. 6.4 und wird punktweise abgehandelt.

- Einbaulage und Bewertung

Decke innerhalb einer Nutzungseinheit, das bedeutet eine Bewertung zwischen 1,5 und 2,5

- Raumnutzung

Wohnungstrenndecke von Mehrfamilienhäusern

Anmerkung:

Gemäß dem Vorgehen nach HAMM/RICHTER fällt diese Kategorie der Raumnutzung in ein höheres Bewertungsschema. Da jedoch aufgrund der getrennten Bauweise der einzelnen Wohnkörper, ausschließlich Einfeldträgersysteme bei den Wohnungsdecken vorliegen, treten Schwingungen nur in der eigenen Nutzungseinheit auf. Diese werden gemäß [28] zwar wahrgenommen, jedoch nicht als störend empfunden.

- Empfindungen des Schwingverhaltens

Wie in der Anmerkung erwähnt, treten bei Einhalten dieser Kriterien zwar Schwingungen auf, die aber nicht als störend empfunden werden.

- Frequenzkriterium, $f_e \geq f_{\text{grenz}} = 6\text{Hz}$

$$f_{e,1} = \frac{\pi}{2 \cdot L^2} \cdot \sqrt{\frac{(EI)_l}{m}} = f_{\text{Balken}}$$

$$f_{e,1} = \frac{\pi}{2 \cdot 5,10^2} \cdot \sqrt{\frac{(5,64)_l}{458}} = 6,70\text{Hz}$$

$$f_{\text{Platte}} = f_{\text{Balken}} \cdot \sqrt{1 + \frac{1}{\alpha^4}}$$

mit

$$\alpha = \frac{b}{L} \cdot \sqrt[4]{\frac{(EI)_l}{(EI)_q}} = \frac{16,37}{5,1} \cdot \sqrt[4]{\frac{5,64}{1,53}} = 4,45$$

folgt:

$$f_{\text{Platte}} = 6,70 \cdot \sqrt{1 + \frac{1}{4,45^4}} = 6,71 \text{ Hz}$$

$$f_{\text{Platte}} = 6,71 \text{ Hz} > f_{\text{grenz}} = 6 \text{ Hz}$$

(Vgl. Ergebnisse der Softwareberechnung: $f_e = 6,50 \text{ Hz}$)

Das Frequenzkriterium wurde erfüllt, daher ist hier eine genaue Untersuchung nicht notwendig.

- Steifigkeitskriterium

$$w(2\text{kN}) \leq w_{\text{grenz}} = 1,0 \text{ mm}$$

Die Durchbiegung wurde mit einem Stabstatikprogramm unter Berücksichtigung der Schubnachgiebigkeit des Materials berechnet und beträgt für das System (Breite entspricht der Elementbreite von 2,40 m – ohne Estrichsteifigkeit, auf der sicheren Seite)

$$w(2\text{kN}) = 0,51 \text{ mm} < w_{\text{grenz}} = 1,0 \text{ mm}$$

Das Steifigkeitskriterium kann somit als erfüllt angesehen werden.

- Konstruktive Anforderung

Wie bereits erwähnt, entspricht das vorliegende System den konstruktiven Anforderungen für Wohnungstrenndecken, da der Aufbau mit einer Schüttung und einem schwimmenden (Nass-)Estrich versehen ist.

Zusammenfassung

Die händisch ermittelte Eigenfrequenz des Systems liegt mit 6,71 Hz im für Schwingungen ertragbaren Bereich von 6,0 bis 8,0 Hz. Durch die Situation, dass hier keine Durchlaufträgersysteme, die unterschiedliche Nutzungseinheiten beinhalten, vorliegen, können auftretende Schwingungen in den Nachbarfeldern nicht als störend empfunden werden.

Die Miteinbeziehung der zweiachsigen Plattenwirkung gemäß [28] bringt aufgrund des großen Verhältnisses der Raumabmessungen ($L/B = 3,20$) keine wirkliche Verbesserung des Schwingverhaltens des Systems.

Bei der Größe dieses Bauvorhabens ist vor der Montage der Deckenelemente eine Schwingungsmessung eines Prototyps empfehlenswert.

5. 4 Bemessung der begehbaren Terrasse mit Hilfe der EDV

Ein weiteres Deckensystem, welches bei diesem Bauvorhaben des Öfteren vorkommt, ist die begehbare Terrasse, deren genaue Situierung im Gebäude zu diesem Zeitpunkt noch nicht gänzlich geklärt ist. Für die weiteren Berechnungen wird jedoch davon ausgegangen, dass dieser Aufbau die Decke von Wohnung 17 bildet (siehe Grundrisse im Anhang). Dieser Baukörper hat eine um ein Geschoss niedrigere Bauhöhe als die restlichen von Haus 2 und somit ist es denkbar, dass eben die Decke von Wohnung 17 die Terrasse für Wohnung 21 bildet. Daher wird wieder von einem Einfeldträgersystem mit der bekannten Spannweite von 5,10 m ausgegangen. Dieses liegt wiederum auf 95 mm breiten, 5-schichtigen BSP-Wandelementen auf.

5. 4. 1 Vordimensionierung und Belastungsgrößen

In diesem Abschnitt erfolgt erneut die Vordimensionierung der Querschnittshöhe und Schichtanzahl für das verwendete BSP-Element mit Hilfe der Bemessungsdiagramme aus [44].

Erneut fällt bereits im Vorhinein die Wahl auf die für Deckensysteme im Hochbau übliche, 5-schichtige BSP-Platte. Die Belastung q (Abszisse des Diagramms) berechnet sich hier im Gegensatz zu den vorherigen Abschnitten wie folgt:

$$q = g_{k,1} + q_k + s_k + w_k$$

mit

$$g_{k,1} = 1,03 \text{ kN/m}^2 \quad \text{aus der Lastaufstellung, Aufbau DA02}$$

$$q_k = 2,00 \text{ kN/m}^2 \quad \text{aus der Lastaufstellung, Nutzlast auf Terrasse}$$

$$s_k = 1,32 \text{ kN/m}^2 \quad \text{aus der Lastaufstellung, Ermittlung der Schneelasten}$$

$$w_k = 0,17 \text{ kN/m}^2 \quad \text{aus der Lastaufstellung, Ermittlung der Windlasten}$$

folgt:

$$q = 1,03 + 2,00 + 1,32 + 0,17 = 4,52 \text{ kN/m}^2$$

Mit dieser ermittelten Beanspruchung und der zuvor beschriebenen Spannweite wird im folgenden Diagramm das zutreffende Produkt heraus gelesen:

Anmerkung:

Hier fällt erneut die Wahl auf das Bemessungsdiagramm mit einer maximal zulässigen Verformung von $l/400$, da ein begehbares Flachdach einer Schwingungsbeanspruchung (SLS) ausgesetzt sein kann.

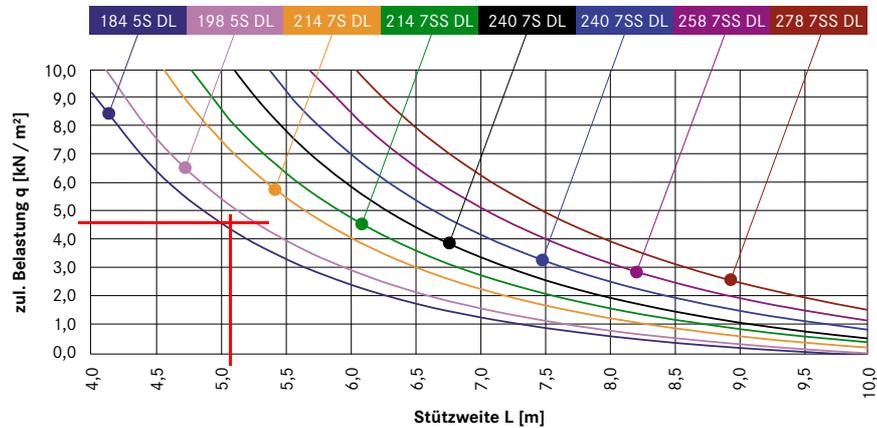


Abb. 5.11 Vordimensionierung der BSP-Platte für das begehbare Flachdach (nach [44])

Aus diesem Diagramm ergibt sich wieder eine 5-schichtige Platte mit einer Gesamthöhe von 184 mm. Diese Wahl ist insofern von Vorteil, dass für das begehbare Flachdach aus dieser Vordimensionierung heraus das gleiche Element wie für die restlichen Dachaufbauten verwendet werden kann. Die Höhen der einzelnen Brettlagen sind erneut der folgenden Tabelle zu entnehmen:

Schicht	Höhe der Schicht
1	39
2	33
3	40
4	33
5	39

Tab. 5.8 Schichtdicken des BSP-Elementes 184 5s DL [44]

Somit sind nun sämtliche Einwirkungen auf dieses System bekannt und in der folgenden Tabelle als Berechnungseingangsgrößen für die Software angeführt:

Art	Größe [kN/m²]	ständig	veränderlich
Eigengewicht des Tragelementes $g_{k,0}$	0,88	x	
Eigengewicht des Aufbaus $g_{k,1}$	1,03	x	
Nutzlast q_k	2,00		x
Schneelast s_k	1,32		x

Tab. 5.9 Einwirkungen auf das Zwischendeckensystem

Windlast w_k	0,17		x
----------------	------	--	---

Tab. 5.9 Einwirkungen auf das Zwischendeckensystem

Diese nun definierten Eingabegrößen werden nun erneut in die Software „CLT-Designer“ implementiert und auf dieselben Grenzzustände hin überprüft, wie es in den beiden vorherigen Abschnitten der Fall war.

5. 4. 2 Berechnungsergebnisse

Die Ergebnisse der Berechnung sind in der folgenden Tabelle dargestellt:

CLT-Designer	
ULS	
Nachweis	Ausnutzung [%]
Biegung	26,0
Schub	-
Rollschub	13,4
Auflagerpressung/Querdruck	5,6
SLS	
Nettoendverformung	71,8
Schwingungsnachweis	Schwingungsnachweis gemäß EN 1995-1 erfüllt
Brandfall	
Biegung	14,3
Schub	-
Rollschub	6,1

Tab. 5.10 Ergebnisse des begehbaren Flachdachsystems

6 Bemessung der scheibenförmigen Bauteile

Die folgenden beiden Abschnitte sind der Bemessung der scheibenförmigen Bauteile, sprich der BSP-Wandelemente des Bauvorhabens, gewidmet. Aus der Lastaufstellung (Eigengewicht der Aufbauten) geht hervor, dass mit dem Außenwandaufbau AW01 ausschließlich ein einziger Wandaufbau für sämtliche Wohnungsbaukörper aus Brettsperrholz verwendet wird. Daher wird dieser in den beiden Kapiteln auf seine maßgebende Belastung hin überprüft. Sonderlösungen (Situationen über und unter den Fenstern, Unterzüge, etc.) müssen im Zuge der Detailbemessung genauer behandelt werden.

6.1 Bemessung auf vertikale Lasten + Wind von der Seite

Aus den Schnitten und Grundrissen im Anhang ist zu entnehmen, dass für sämtliche Wohnungsbaukörper aus BSP ein dreigeschossiger Aufbau vorliegt (außer bei Haus 2, Wohnung 17 – begehbares Flachdach über dem 1.Obergeschoss). Daher gilt es nun, das vorliegende, 5-schichtige BSP-Wandelement mit einer Breite von 95 mm für die Belastung aus diesen drei Stockwerken zu bemessen. Die folgende Abbildung zeigt die maßgebende Stelle der Bemessung und eine Skizzierung der vorliegenden Wandknoten, welche für die Stabilitätsbetrachtung wichtig ist.

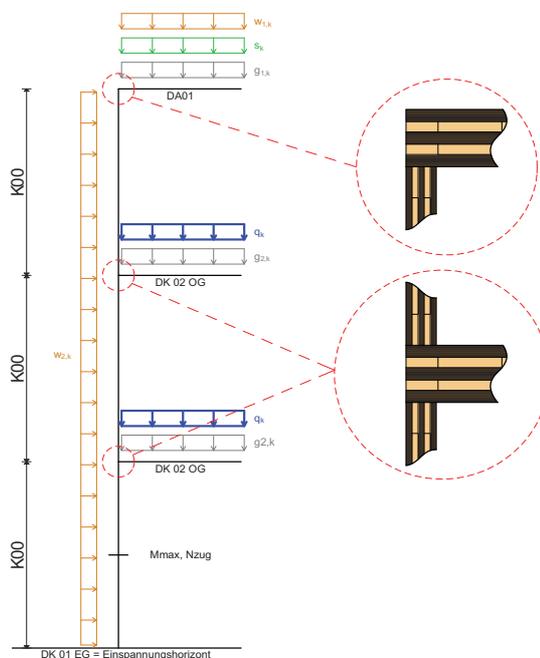


Abb. 6.1 Schnitt des Wohnungsbaukörpers mit den angreifenden Lasten

Aus Abb. 6.1 ist ersichtlich, dass zu den bereits bekannten Belastungen wie Schneelast,

Windbeanspruchung des Daches und Eigengewicht der unterschiedlichen Aufbauten die seitliche Windbelastung hinzu gekommen ist. Sämtliche Einwirkungen, welche auf diese Außenwand wirken, sind in der folgenden Tabelle aufgelistet.

Art	Größe [kN/m ²]	ständig	veränderlich
Gesamtgewicht DA01 $g_{1,k}$	4,42	x	
Gesamtgewicht DK02OG $g_{2,k}$	4,58	x	
Gesamtgewicht AW01 $g_{3,k}$	1,03	x	
Nutzlast inkl. Gewicht versetzbarer Trennwände q_k	2,50		x
Schneelast s_k	1,32		x
Windlast auf das Flachdach $w_{1,k}$	0,17		x
Windlast auf Außenwand - Wind von der Seite $w_{2,k}$	0,42		x

Tab. 6.1 Einwirkungen auf das Außenwandelement

Aus Tab. 6.1 geht hervor, dass eine Vielzahl an veränderlichen Einwirkungen für den zu führenden Stabilitätsnachweis der BSP-Scheibe anzusetzen ist. Dies bedeutet in der Regel eine Variation der „führenden“ veränderlichen Belastung und eine damit einhergehende umfangreiche Nachweisführung. Um diesen, in der Praxis unwirtschaftlichen Mehraufwand umgehen zu können, soll nun aus den vorhandenen Informationen die maßgebende Belastungssituation heraus gefunden werden. Aus [28], Abschnitt D.7 geht hervor, dass der Biegeanteil infolge horizontaler Windbelastung tendenziell nur eine sehr geringe Auswirkung auf die Ausnutzung des Elementes hat (ca. 10% des Normalkraftanteils). Daher kann die veränderliche Last „Wind von der Seite, $w_{2,k}$ “ als „führend“ ausgeschlossen werden. Bei Vergleich der Größenordnung der verbleibenden vertikalen Belastungen ist ersichtlich, dass die Nutzlast auf die Zwischengeschoßdecken mit Abstand die größte Beanspruchung aufweist und noch dazu im ungünstigsten Fall zwei Mal auftritt (1. und 2.Obergeschoss). Daher kann diese bei Bildung der Grundkombination im ULS als „führend“ angesetzt werden. Da jedoch erneut das Eigengewicht der Deckenaufbauten ungefähr um den Faktor 2 größer als die übrigen Einwirkungen ist, muss hier wieder ein zweiter Nachweis, ausschließlich für ständige Einwirkungen ($k_{mod} = 0,6$ – ergibt geringere Festigkeitskenngrößen) geführt werden.

6. 1. 1 Bestimmung der maßgebenden Schnittgrößen

In Abb. 6.1 ist ersichtlich, dass die größte Normalkraft $n_{y,dN,max}$ bei gleichzeitiger Biegebeanspruchung $m_{d,zug}$ in der Mitte des Erdgeschosses resultiert. Die Normalkraft $n_{y,dN,max}$ wird wie folgt ermittelt:

- Lastfallkombination KLED „mittel“

$$E_d = \sum_{i \geq 1} \gamma_{G,i} \cdot G_{k,i} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

$$n_{y,dN,max} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_G \cdot (g_{1,k} + 2 \cdot g_{2,k}) + 2,5 \cdot h \cdot \gamma_G \cdot g_{3,k} + \frac{1}{2} \cdot \gamma_Q \cdot (q_k \cdot 2 + \psi_{0,s} \cdot s_k + \psi_{0,w} \cdot w_{1,k})$$

$$n_{y,dN,max} = \frac{5,08}{2} \cdot 1,35 \cdot (4,42 + 2 \cdot 4,58) + 2,5 \cdot 3,0 \cdot 1,35 \cdot 1,03 + \frac{5,08}{2} \cdot 1,50 \cdot (2,50 \cdot 2 + 0,50 \cdot 1,32 + 0,60 \cdot 0,17) = 78,94 \text{ kN/m}$$

- Lastfallkombination KLED „ständig“

$$E_d = \sum_{i \geq 1} \gamma_{G,i} \cdot G_{k,i}$$

$$n_{y,dN,max} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_G \cdot (g_{1,k} + 2 \cdot g_{2,k}) + 2,5 \cdot h \cdot \gamma_G \cdot g_{3,k}$$

$$n_{y,dN,max} = \frac{5,08}{2} \cdot 1,35 \cdot (4,42 + 2 \cdot 4,58) + 2,5 \cdot 3,0 \cdot 1,35 \cdot 1,03 = 56,99 \text{ kN/m}$$

Des zugehörige Biegemoment $m_{d,zug}$ errechnet sich wie folgt:

$$m_{d,zug} = \frac{h^2}{8} \cdot \gamma_Q \cdot \psi_{0,w} \cdot w_{2,k} = \frac{3,0^2}{8} \cdot 1,50 \cdot 0,60 \cdot 0,42 = 0,425 \text{ kNm/m}$$

Anmerkung:

Aufgrund der Ausbildung der Wand-Decken-Knoten wird das System „Außenwand“ als Einfeldträgerkette betrachtet. Würde die Außenwand durchgehend ausgebildet werden und die Deckenelemente nicht aufgelagert sondern seitlich angeschlossen, wäre dieses System als Durchlaufträger zu betrachten.

6. 1. 2 Bestimmung der elastischen Verzweigungsformen für den Euler-Fall II

Wie bereits erwähnt, wurde für dieses Außenwandsystem als statisches Modell eine Einfeldträgerkette angenommen. Daher kann der Knickstab für das Erdgeschoß als beidseitig gelenkig gelagerte Stütze angesehen werden. Somit ergibt sich für dieses System der Euler-Fall 2 mit einer Knicklänge, die wie folgt ermittelt werden kann:

$$l_k = \beta \cdot h = 1,0 \cdot 3,0 = 3,00 \text{ m}$$

mit

l_k als Knicklänge des Systems, Eingangsparameter für den Stabilitätsnachweis

h als Systemlänge, hier entspricht diese der Stockwerkshöhe

6. 1. 3 Ermittlung der elastisch ideellen Knicklast

Die folgende Abbildung gibt eine Übersicht über die wichtigsten Abmessungen des verwendeten BSP-Wandelementes wieder:

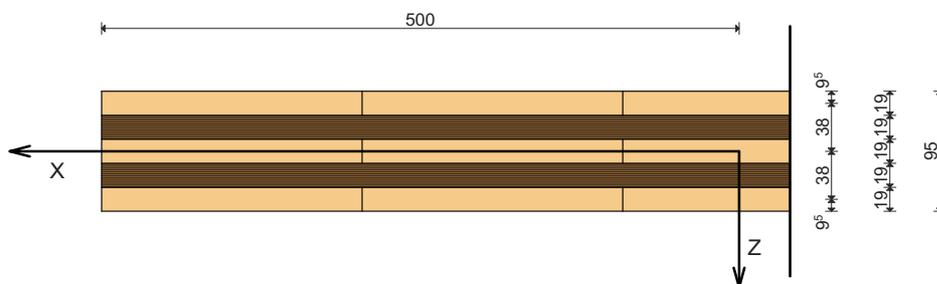


Abb. 6.2 Querschnitt der BSP-Scheibe (nach [44])

Die Biegesteifigkeit EI für diesen Querschnitt (1 m-Streifen) beträgt gemäß [28]:

$$EI = 3 \cdot E_{0,05} \cdot \frac{0,019^3}{12} + 2 \cdot E_{0,05} \cdot 0,019 \cdot 0,038^2$$

mit

$$E_{0,05} = \frac{2}{3} \cdot E_{0,mean} = \frac{2}{3} \cdot 1,10 \cdot 10^7 = 7,33 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$$

folgt

$$EI = 3 \cdot 7,33 \cdot 10^6 \cdot \frac{0,019^3}{12} + 2 \cdot 7,33 \cdot 10^6 \cdot 0,019 \cdot 0,038^2 = 415 \text{ kNm}$$

Die Schubsteifigkeit S_{clt} für diesen Querschnitt (1m-Streifen) beträgt gemäß [28]:

$$S_{clt} = \kappa \cdot \sum G_i \cdot A_i = 0,20 \cdot (3 \cdot 4,6 \cdot 10^5 \cdot 0,019 + 2 \cdot 4,6 \cdot 10^4 \cdot 0,019) = 5594 \text{ kN/m}$$

Die elastisch ideale Knicklast n_{cr} wird nun wie folgt ermittelt:

$$n_{cr} = \frac{EI \cdot \pi^2}{I_k^2 \cdot \left(1 + \frac{EI}{\kappa \cdot \sum G_i \cdot A_i \cdot I_k^2}\right)} = \frac{415 \cdot \pi^2}{3^2 \cdot \left(1 + \frac{415}{5594 \cdot 3^2}\right)} = 444 \text{ kN/m}$$

6. 1. 4 Durchführen des Stabilitätsnachweises

Die, für die Nachweisführung benötigten geometrischen Größen ergeben sich wie folgt:

$$A_{eff} = 3 \cdot 19 \cdot 1000 = 57000 \text{ mm}^2$$

$$I_{eff} = 1000 \cdot \left(3 \cdot \frac{19^3}{12} + 2 \cdot 19 \cdot 38^2\right) = 5,66 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$$

$$W_{eff} = I_{eff} \cdot \frac{2}{h} = 5,66 \cdot 10^7 \cdot \frac{2}{95} = 1,19 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

Der Knickbeiwert k_c des Systems wird wie folgt berechnet:

$$k_c = \min \left[\frac{1,0}{(k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel}^2})} \right]$$

$$k = 0,5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel} - 0,30)) + \lambda_{rel}^2$$

$$\beta_c = 0,10$$

$$\lambda_{rel} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_{c,k}}{n_{cr}}} = \sqrt{\frac{57000 \cdot 21}{444000}} = 1,642$$

$$k = 0,5 \cdot (1 + 0,10 \cdot (1,642 - 0,30) + 1,642^2) = 1,92$$

$$k_c = \min \left[\frac{1,0}{1,0}, \frac{1,0}{(1,92 + \sqrt{1,92^2 - 1,642^2})} \right] = \begin{bmatrix} 1,00 \\ 0,34 \end{bmatrix} = 0,34$$

- Stabilitätsnachweis - KLED „mittel“

$$f_{c,d} = f_{c,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 21,0 \cdot \frac{0,80}{1,25} = 13,44 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{m,d} = f_{m,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 24,0 \cdot \frac{0,80}{1,25} = 15,36 \text{ N/mm}^2$$

Nachweis:

$$\frac{n_{y,dN,max}}{k_c \cdot A_{eff} \cdot f_{c,d}} + \frac{m_{d,zug}}{W_{eff} \cdot f_{m,d}} = \frac{78940}{0,34 \cdot 57000 \cdot 13,44} + \frac{425000}{1,19 \cdot 10^6 \cdot 15,36} = 0,30 + 0,02 = 0,32$$

Der Nachweis ist erfüllt, der Ausnutzungsgrad beträgt **32%**.

- Stabilitätsnachweis - KLED „ständig“

$$f_{c,d} = f_{c,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 21,0 \cdot \frac{0,60}{1,25} = 10,08 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{m,d} = f_{m,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 24,0 \cdot \frac{0,60}{1,25} = 11,52 \text{ N/mm}^2$$

Nachweis:

$$\frac{n_{y,dN,max}}{k_c \cdot A_{eff} \cdot f_{c,d}} = \frac{56990}{0,34 \cdot 57000 \cdot 10,08} = 0,29$$

Der Nachweis ist erfüllt, der Ausnutzungsgrad beträgt **29%**.

Da im Zuge der ständigen Belastungssituation die seitlichen Windlasten wegfallen, ist hier die Kombination KLED „mittel“ maßgebend. Aufgrund der geringfügigen Unterschiede der beiden Lastfallkombinationen „ständig“ und „mittel“ ist es jedoch auch hier nicht möglich, bereits vor der Berechnung eine maßgebende Kombination heraus zu finden. Eine Auslastung auf Biegung von ca. 6% der Gesamtausnutzung bestätigt die anfangs getätigte Prognose, dass die horizontale Windeinwirkung als Begleiteinwirkung angenommen werden kann.

6. 1. 5 Bemessung im Brandfall REI60

Aus dem Wandaufbau AW 01 ist ersichtlich, dass das BSP-Wandelement mit einer Gipsbauplatte mit einer Dicke von 15 mm an der Innenseite versehen ist. Diese Gipsbauplatte, ausgeführt als Gipskarton-Feuerschutzplatte, gewährleistet eine Brandwiderstandsdauer von 30 Minuten. Somit ergibt sich ein für das Wandelement erforderlicher Brandwiderstand von weiteren 30 Minuten (REI30). Hier wird von einem einseitigen Abbrand (von der Innenseite) ausgegangen. Die Stelle des Nachweises ist mit jener des ULS-Stabilitätsnachweises ident, da es für dieses Gebäude am ungünstigsten ist, wenn das unterste Geschoß einer Brandbeanspruchung ausgesetzt ist, während die restlichen Geschoße noch intakt bleiben (Voll wirkendes Eigengewicht der Wände und Decken).

Die Festigkeitskenngrößen für diesen außergewöhnlichen Lastfall ergeben sich erneut wie folgt:

$$R_{d,fi} = \frac{k_{mod,fi} \cdot R_k}{\gamma_{M,fi}} \cdot k_{fi}$$

mit

$k_{mod,fi}$ als Modifikationsfaktor für den Brandfall = 1,0

$\gamma_{m,fi}$ Teilsicherheitsbeiwert für den Brandfall = 1,0

k_{fi} Erhöhungskoeffizient für den Brandfall, für BSP = 1,15

folgt

$$f_{c,d,fi} = \frac{1,0 \cdot f_{c,k}}{1,0} \cdot 1,15 = \frac{1,0 \cdot 21,0}{1,0} \cdot 1,15 = 24,15 \text{ N/mm}^2$$

Gemäß ÖNORM EN 1990 [1] gilt für den Brandfall folgende maßgebende Einwirkungskombination

$$\sum_{i \geq 1} G_{k,i} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

, wobei aufgrund für Wind und Schnee hier ausschließlich Nutzlasten ($\psi_{2,q} = 0,30$) als veränderliche Einwirkungen berücksichtigt werden müssen. Die Teilsicherheitsbeiwerte γ_G und γ_Q sind für diese Kombination auf 1,0 zu setzen.

Der Bemessungswert der Normalkraft im Brandfall wird nun wie folgt ermittelt:

$$n_{y,dN,fi} = \frac{l}{2} \cdot (g_{1,k} + 2 \cdot g_{2,k}) + 2,5 \cdot h \cdot g_{3,k} + \frac{l}{2} \cdot (\psi_{0,q} \cdot q_k \cdot 2)$$

$$n_{y,dN,fi} = \frac{5,08}{2} \cdot (4,42 + 2 \cdot 4,58) + 2,5 \cdot 3,0 \cdot 1,03 + \frac{5,08}{2} \cdot (0,30 \cdot 2,50 \cdot 2) = 46,03 \text{ kN/m}$$

Zur Ermittlung der effektiven Querschnittswert wird nun die Abbrandtiefe nach 30 Minuten ermittelt:

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 \cdot d_0$$

mit

d_{ef} als effektive Abbrandtiefe zur Ermittlung des ideellen Restquerschnitts

$d_{char,n}$ als Abbrandtiefe von Brettsperrholz mit Fugen bis zu einer Dicke von 6 mm für eine bestimmte Feuerwiderstandsdauer

$k_0 \cdot d_0$ Schichtdicke zur Berücksichtigung des Einflusses der Temperatureinwirkung auf die Materialeigenschaften: $k_0 = 1,0$ mm und $d_0 = 7,0$ mm für eine Branddauer von über 20 Minuten

Da es sich hier um ein Brettsperrholz mit Fugen handelt, erfolgt die Ermittlung von $d_{char,n}$ mit der Formel

$$d_{char,n} = T \cdot \beta_n$$

mit

T als Dauer des Abbrandes in Minuten

β_n als Abbrandgeschwindigkeit in mm/min, für BSP mit Fugen gemäß [44] beträgt $\beta_n = 0,80$ mm/min, ab der zweiten Schicht der Platte wird angenommen, dass die Abbrandgeschwindigkeit doppelt so groß ist. Diese Annahme reicht bis zu einer Schichtdicke von 25 mm, ab dieser dann wieder die einfache Abbrandgeschwindigkeit anzusetzen ist.

Somit erfolgt zur Ermittlung der Abbrandtiefe eine schichtweise Berechnung:

- 1.Schicht, $t_1 = 19$ mm:

$$d_{ef} = T \cdot \beta_n + k_0 \cdot d_0 = 30 \cdot 0,8 + 7,0 = 31 \text{ mm} > 19 \text{ mm}$$

Nach einer Branddauer von 30 Minuten ist die 1.Schicht vollständig abgebrannt. Daher wird die verbleibende Branddauer für die weiteren Schichten berechnet:

$$T = \frac{t_1 - k_0 \cdot d_0}{\beta_n} = \frac{19 - 7}{0,8} = 15 \text{ min}$$

Das bedeutet, dass für die über bleibenden Schichten eine Abbranddauer von 15 Minuten angesetzt wird. Gemäß [28] erfolgt nun der Abbrand dieser Schichten mit der doppelten Brandgeschwindigkeit

$$2 \cdot \beta_n = 2 \cdot 0,8 = 1,6 \text{ mm/min}$$

- 2.Schicht, $t_2 = 19$ mm:

Da nun der Abbrand doppelt so schnell voran schreitet, kann man davon ausgehen, dass auch diese Schicht vollständig abbrennt. Die dafür benötigte Zeit berechnet sich wie folgt:

$$t = \frac{t_2}{2 \cdot \beta_n} = \frac{19}{1,6} = 11,9 \text{ min}$$

- 3.Schicht, $t_3 = 19$ mm:

Für die dritte Schicht verbleibt eine Abbrandzeit von

$$T = 30 - 15 - 11,9 = 3,1 \text{ min}$$

, welche eine Reduktion der Dicke von

$$d_{ef} = 3,1 \cdot 1,6 = 4,96 \cong 5,00 \text{ mm}$$

in der 3.Schicht hervorruft.

Der Restquerschnitt ist nun unsymmetrisch und in der folgenden Abbildung dargestellt:

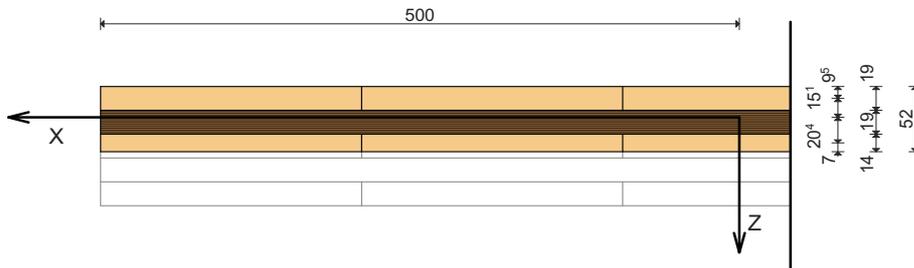


Abb. 6.3 reduzierter Querschnitt im Brandfall REI60

Anmerkung:

Zur Ermittlung des Eigengewichts der Tragkonstruktion wurde erneut vereinfachend mit der Ausgangshöhe der Platte gerechnet.

Die Biegesteifigkeit EI für diesen Querschnitt (1 m-Streifen) beträgt gemäß [28]:

$$EI = E_{0,05,fi} \cdot \left(\frac{0,019^3}{12} + \frac{0,014^3}{12} + 0,019 \cdot 0,0151^2 + 0,014 \cdot 0,0204^2 \right) = 92,42 \text{ kNm}$$

mit

$$E_{0,05,fi} = \frac{2}{3} \cdot E_{0,mean} \cdot 1,15 = \frac{2}{3} \cdot 1,10 \cdot 10^7 \cdot 1,15 = 8,43 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$$

Die Schubsteifigkeit S_{clt} für diesen Querschnitt (1 m-Streifen) beträgt gemäß [28]:

$$S_{clt} = \kappa \cdot \sum G_i \cdot A_i = 0,20 \cdot (4,6 \cdot 10^5 \cdot (0,019 + 0,014) + 4,6 \cdot 10^4 \cdot 0,019) = 3211 \text{ kN/m}$$

Die elastisch ideale Knicklast n_{cr} wird nun wie folgt ermittelt:

$$n_{cr} = \frac{EI \cdot \pi^2}{l_k^2 \cdot \left(1 + \frac{EI}{\kappa \cdot \sum G_i \cdot A_i \cdot l_k^2} \right)} = \frac{92,42 \cdot \pi^2}{3^2 \cdot \left(1 + \frac{92,42}{3211 \cdot 3^2} \right)} = 101 \text{ kN/m}$$

Die, für die Nachweisführung benötigten geometrischen Größen ergeben sich wie folgt:

$$A_{eff} = (19 + 14) \cdot 1000 = 33000 \text{ mm}^2$$

$$I_{eff} = 1000 \cdot \left(\frac{19^3}{12} + \frac{14^3}{12} + 19 \cdot 15,1^2 + 14 \cdot 20,4^2 \right) = 1,10 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$$

Der Knickbeiwert k_c des Systems wird wie folgt berechnet:

$$k_c = \min \left[\frac{1,0}{(k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel}^2})} \right]$$

$$k = 0,5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel} - 0,30)) + \lambda_{rel}^2$$

$$\beta_c = 0,10$$

$$\lambda_{rel} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_{c,k}}{n_{cr}}} = \sqrt{\frac{33000 \cdot 21}{101027}} = 2,62$$

$$k = 0,5 \cdot (1 + 0,10 \cdot (2,62 - 0,30)) + 2,62^2 = 4,05$$

$$k_c = \min \left[\frac{1,0}{(4,05 + \sqrt{4,05^2 - 2,62^2})} \right] = \begin{bmatrix} 1,00 \\ 0,14 \end{bmatrix} = 0,14$$

- Stabilitätsnachweis - Bandfall REI60

$$\frac{n_{y,dN,fi}}{k_c \cdot A_{eff} \cdot f_{c,d,fi}} = \frac{46,03 \cdot 10^3}{0,14 \cdot 33000 \cdot 24,15} = 0,41$$

Der Nachweis ist erfüllt, der Ausnutzungsgrad beträgt **41%**.

6.2 Bemessung auf Scheibenbeanspruchung - Schub

6.2.1 Ermittlung der maßgebenden Schubbeanspruchung

Für die Ermittlung der maßgebenden schubbelasteten Wandscheibe des Gesamtsystems wurde in Abschnitt 4.2 für den Wohnungsbaukörper 1 (Wohnungen 1, 4 und 8) durch

Ansetzen von „1“-Lasten in beide Hauptrichtungen (X- und Y-Richtung) die Aufteilung dieser Belastungen auf die einzelnen Wände aufgezeigt. Aus der Aufstellung der Windlasten in Abschnitt 3. 4 (siehe auch Anhang) resultieren folgende Beanspruchungen (Luv- und Leeward sind addiert worden), die von diesen Wandelementen in das Fundament abgetragen werden müssen:

Richtung	Windlast	Windlast normal auf die Beanspruchungsrichtung
Wind in Y-Richtung	0,52 kN/m ²	-0,29 kN/m ²
Wind in X-Richtung	0,49 kN/m ²	-0,33 kN/m ²

Tab. 6.2 Windbelastungen in den Koordinatenrichtungen X und Y (Druck positiv, Sog negativ)

Die windbeanspruchte Oberfläche des Wohnungsbaukörpers wird inklusive aller Anbauten durch eine Höhe von 9,50 m, einer Länge (X-Richtung) von 18,80 m und einer Breite (Y-Richtung) von 5,60 m gebildet. Die folgenden Abbildungen zeigen vereinfacht den Grundriss und die Ansichten dieses Umhüllungskörpers, welcher durch die angreifenden Windkräfte belastet wird.

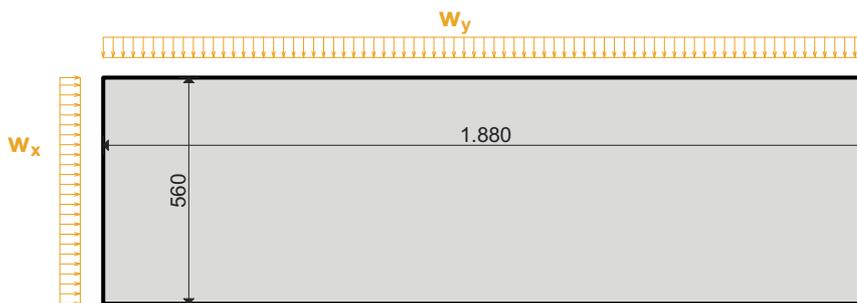


Abb. 6.4 Grundriss von Wohnungskörper 1 unter Windbelastung

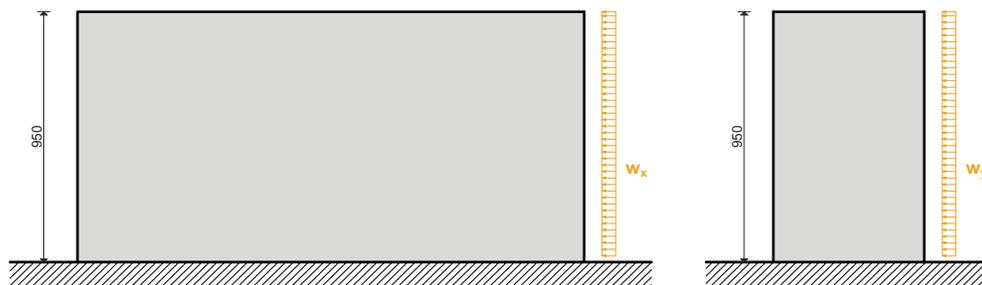


Abb. 6.5 Ansichten von Wohnungskörper 1 unter Windbelastung

Zusammengefasst zu einem, am Fußpunkt eingespannten Ersatzstab mit den angeführten geometrischen Abmessungen und den einzelnen Geschoßdecken als Knoten, in deren Ebenen die Resultierenden der Windkräfte je Geschoß einwirken, ist der maßgebende Punkt der Schub- und Biegebeanspruchung in der folgenden Abbildung aufgezeigt.

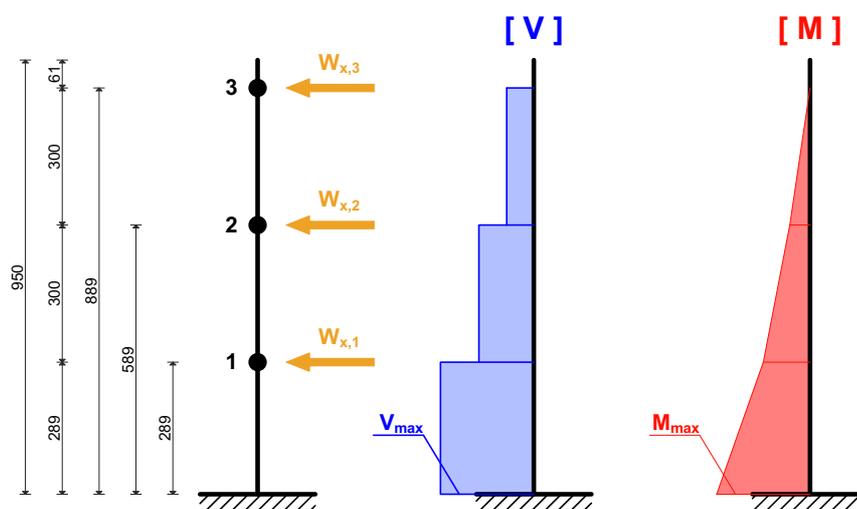


Abb. 6.6 Ersatzstabmodell von Wohnungskörper 1 mit den maßgebenden Schnittgrößen zufolge Wind

Für den Fall der maßgebenden Schubbeanspruchung der Wände ist nur die horizontale Windbeanspruchung von Bedeutung. Diese wird somit als „führend“ angesehen und mit einem Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_Q = 1,50$ multipliziert. Diese ermittelte Designlast ist für die Massenmittelpunkte der einzelnen Geschosse aus Abb. 6.6 für beide Lastfälle (Wind in X- und in Y-Richtung) in der folgenden Tabelle zusammengefasst.

Geschoß i	Wind in X-Richtung		Wind in Y-Richtung	
	$W_{x,i,d}$ [kN]	$W_{y,i,d}$ [kN]	$W_{x,i,d}$ [kN]	$W_{y,i,d}$ [kN]
1	12,14	-27,46	-7,20	43,25
2	12,35	-27,93	-7,32	43,98
3	8,68	-19,64	-5,15	30,93

Tab. 6.3 resultierende Windlasten in den Massenmittelpunkten von Wohnungskörper 1

Die folgende Tabelle zeigt für beide Lastfälle die maximale Querkraft, die durch Addition dieser Resultierenden am Fußpunkt des Gebäudes entsteht:

Lastfall	$V_{max,x,d}$ [kN]	$V_{max,y,d}$ [kN]
Wind in X-Richtung	33,17	-75,03
Wind in Y-Richtung	-19,67	118,16

Tab. 6.4 maximale Querkraft am Ersatzstab zufolge horizontaler Windbeanspruchung

Aus dieser Tabelle ist ersichtlich, dass der Lastfall „Wind in Y-Richtung“ größtmäßig als maßgebend erachtet werden kann. Da aber aufgrund der rechteckigen Grundrissform und der unregelmäßigen Aufteilung der Wandscheiben die maßgebende Belastung ei-

ner Wandscheibe nicht von vorneherein einem Lastfall zuordenbar ist, werden diese Wandlasten für beide Lastfälle ermittelt und sind in den folgenden Tabellen und Abbildungen dargestellt. Die Ermittlung dieser Wandlasten erfolgt über Multiplikation der Ergebnisse der „1“-Last Berechnung (siehe Abschnitt 4. 2) mit den maximalen Querkräften und Superposition der Belastungen für beide Koordinatenrichtungen.

Wand i	$W_{i,x,max,d}$	$W_{i,y,max,d}$
	[kN]	[kN]
1.1	85,66	0,00
1.2	3,31	0,00
1.3	7,70	0,00
1.4	8,56	0,00
1.5	0,94	0,00
2.0	0,00	65,47
3.1	-59,23	0,00
3.2	-1,15	0,00
3.3	-12,61	0,00
4.0	0,00	9,56

Tab. 6.5 maximale Wandlasten in Geschoß 1 (EG) zufolge Wind in X-Richtung

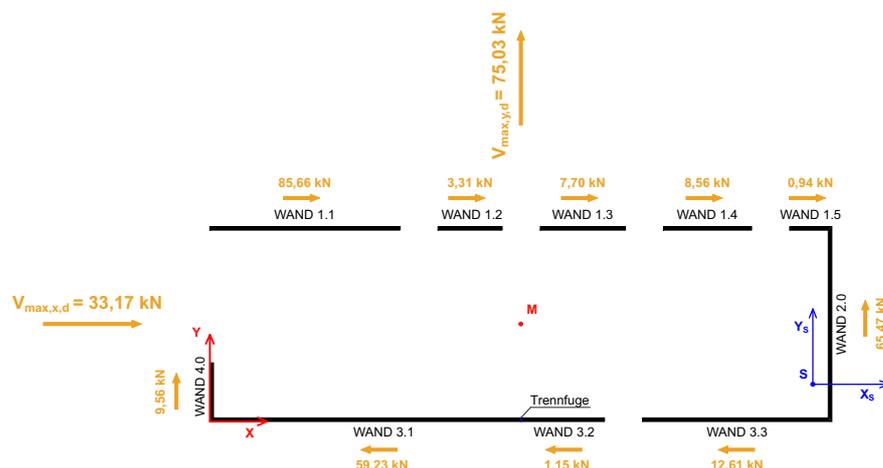


Abb. 6.7 maximale Wandlasten in Geschoß 1 (EG) zufolge Wind in X-Richtung

genden Tabelle dargestellt.

Wand i	$W_{i,x,max,d}$	$W_{i,y,max,d}$	Wandlänge	Schubkraft $n_{xy,d}$ (absolute Werte)
	[kN]	[kN]	[m]	[kN/m]
1.1	-123,40	0,00	5,0	24,68
1.2	-4,76	0,00	1,69	2,82
1.3	-11,10	0,00	2,24	4,95
1.4	-12,33	0,00	2,32	5,31
1.5	-1,35	0,00	1,11	1,22
2.0	0,00	-103,73	4,98	20,83
3.1	108,13	0,00	8,18	13,22
3.2	2,10	0,00	2,20	0,96
3.3	23,03	0,00	4,89	4,71
4.0	0,00	-14,43	1,46	9,88

Tab. 6.7 maximale Schubkräfte in Geschoß 1 (EG) zufolge Wind in Y-Richtung

Aus dieser Aufschlüsselung ist ersichtlich, dass die maßgebende Schubkraft in Wand 1.1 auftritt und

$$n_{xy,d} = 24,68 \text{ kN/m} = 24,68 \text{ N/mm}$$

beträgt.

6.2.2 Schubnachweis der maßgebenden Wandscheibe

Für diese Wand 1.1 wird der Schubnachweis gemäß [28] für das eingesetzte, 5-schichtige BSP-Element durchgeführt. Die folgende Abbildung gibt erneut den Schichtaufbau des Elements wieder. Die Bemessung erfolgt auch hier anhand eines 1 m-Streifens.

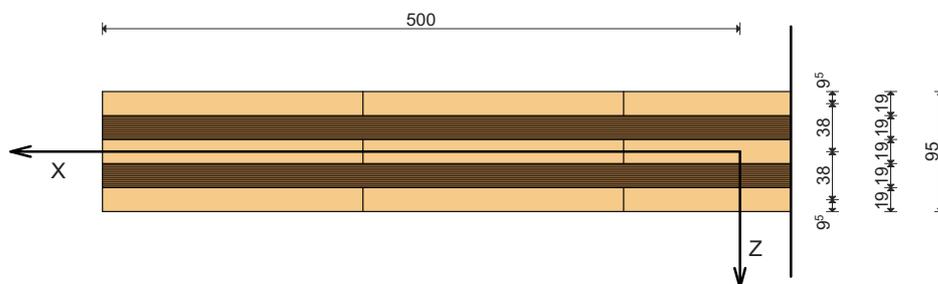


Abb. 6.9 Querschnitt des BSP-Elementes von Wand 1.1 (nach [44])

Die Berechnung erfolgt schrittweise:

- Schritt 1 - Bestimmung der ideellen Ersatzdicken t_i^* und der ideellen Gesamtersatzdicke t^*

$$t_{clt} = 95 \text{ mm}$$

$$t_1 = t_2 = t_3 = t_4 = t_5 = t = 19 \text{ mm}$$

daher gilt:

$$t_i^* = t = 19 \text{ mm}$$

Die ideelle Gesamtersatzdicke t^* beträgt daher

$$t^* = \sum_{i=1}^4 t_i^* = 19 + 19 + 19 + 19 = 76 \text{ mm}$$

- Schritt 2 - Bestimmung der ideellen Schubspannung τ_0^*

Anteilige Schubkraft je Klebenfläche (für sämtliche Klebeflächen gleich):

$$n_{xy,i} = n_{xy} \cdot \frac{t_i^*}{\sum_{i=1}^n t_i^*} = 24,68 \cdot \frac{19}{76} = 6,17 \text{ N/mm}$$

Ideelle Schubspannung (für sämtliche Klebeflächen gleich):

$$\tau_{0,i}^* = n_{xy} \cdot \frac{1}{\sum_{i=1}^n t_i^*} = 24,68 \cdot \frac{1}{76} = 0,32 \text{ N/mm}^2$$

- Schritt 3 - Nachweise für Mechanismus I - „Schub“ und II - „Torsion“

Mechanismus I - „Schub“:

$$\tau_{v,d} = 2 \cdot \tau_{0,d}^* \leq f_{v,clt,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M}$$

$$\tau_{v,d} = 2 \cdot 0,32 = 0,64 < 5,00 \cdot \frac{0,90}{1,25} = 3,60 \text{ N/mm}^2$$

Der Nachweis ist erfüllt, die Ausnutzung beträgt **18%**.

Mechanismus II - „Torsion“:

$$\tau_{T,d} = 3 \cdot \tau_{0,d}^* \cdot \frac{t_i^*}{a} \leq f_{T,clt,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M}$$

$$\tau_{T,d} = 3 \cdot 0,32 \cdot \frac{19}{150} = 0,13 \leq 2,50 \cdot \frac{0,90}{1,25} = 1,80 \text{ N/mm}^2$$

Der Nachweis ist erfüllt, die Ausnutzung beträgt **7%**.

Anmerkung:

Durch den Lastfall „Wind in X-Richtung“ resultiert eine KLED „kurz“. Die Festigkeitskenngrößen sind der Produktzulassung [44] entnommen worden. Der Nachweis auf Abbrand entfällt an dieser Stelle, da für die außergewöhnliche Einwirkungskombination „Brand“ eine Windbelastung nicht angesetzt werden muss ($\psi_2 = 0,0$). Daher entfällt jene Einwirkung, die den Schubnachweis notwendig macht.

7 Bemessung der Verbindungsmittel

In diesem Abschnitt werden die Verbindungsmittel, die das Tragwerk, bestehend aus BSP-Scheiben und –Platten zusammen halten, ausgewählt und dimensioniert. Dies ist einerseits als abschließender Teil der statischen Nachweise zu verstehen und andererseits bildet es neben den Dimensionen der BSP-Elemente die Grundlage für die Erdbebenuntersuchungen, die im nächsten Kapitel durchgeführt werden.

7.1 Konzeption der Verbindungstechnik im Gesamtragwerk

Da es für BSP-Konstruktionen dieser Art viele verschiedene Systeme und Anbieter gibt, muss ein bestimmtes System bereits im Vorhinein definiert werden. Dabei erfolgt eine Unterteilung der Verbindungstechnik für den Aufriss (Vertikalschnitt) und für den Grundriss (Horizontalschnitt). Ausgehend von den Montagevorschlägen in [44] und den eigenen Erfahrungen fällt die Wahl der Verbindungsmittel auf Stahl-Winkelverbinder mit Kammnägeln der Firma SIMPSON STRONG TIE (siehe auch [47] und [48]) und selbstbohrende Vollgewindeschrauben der Firma SPAX (siehe [46]). Ziel dieser Konzeption ist eine realitätsnahe Erfassung der Herstellungsmethode sowie eine weitestgehend homogene Anordnung der Verbindungen über das gesamte System hinweg. Eine Übersicht der Einbaubedingungen mit Erläuterung der jeweiligen Tragwirkung ist in den folgenden Abbildungen dargestellt.

7.1.1 Anslusselement Dach-Wand

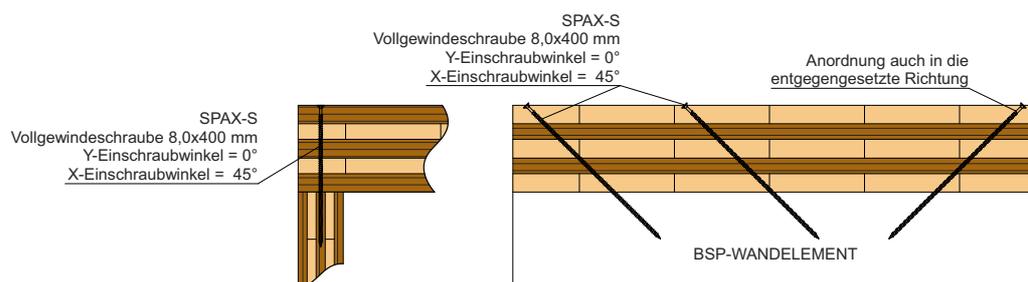


Abb. 7.1 Schnitt und Ansicht des vertikalen Anschlusses Dachelement-Wand

Der Tragwerksknoten Dachelement-Wand wird im statischen Modell als gelenkig angenommen. Druckkräfte werden mittels Kontaktdruck (Auflagerpressung) in die Wände übertragen. Die eingesetzten Verbindungsmittel (VM) dienen als Montagehilfsmittel, als Sicherung gegen Zugkräfte (Abhebekräfte durch Windsog) und zur Schubübertragung von horizontalen Kräften (Windlast, Trägheitskraft durch Erdbeben) von der Decke in die

Wände. Daher kann davon ausgegangen werden, dass diese Vollgewindeschrauben in Richtung der VM-Achse und normal auf diese beansprucht werden. Die Anordnung muss den geforderten Mindestabständen (MA) genügen und es muss sichergestellt werden, dass die Vollgewindeschraube nicht in Faserrichtung des Holzes montiert wird. Daher ist eine Situierung der Schrauben 45° in Richtung der Wandachse geneigt vorgesehen.

7. 1. 2 Anschluss Wand-Decke-Wand

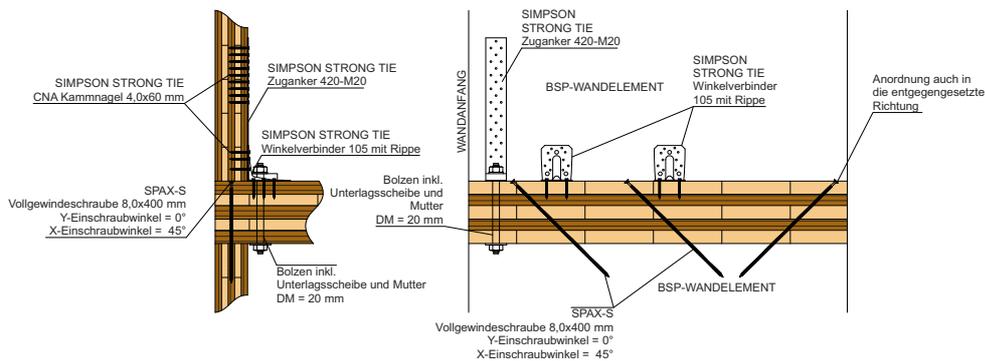


Abb. 7.2 Schnitt und Ansicht des vertikalen Anschlusses Wand-Decke-Wand

Neben dem bereits erwähnten Einsatz der Vollgewindeschrauben für den Anschluss Decke-Wand, wird in diesem Knoten der Anschluss Wand-Decke mittels Winkelverbinder mit zentrischen Versteifungsrippen gebildet. Die Fixierung erfolgt mittels Kammnägeln in Wand und Decke. Diese Verbindungsmittel dienen zur Übertragung der Schubbeanspruchung von den Wänden in die Deckenplatten. Zugkräfte, die durch auftretende Biegemomente infolge horizontaler Lasten entstehen, werden mittels Zuganker, die jeweils am Anfang und am Ende der Wandscheibe situiert sind, in die Decke übertragen. Hier erfolgt die Fixierung mittels Kammnägeln (Wand) und Schraubenbolzen (Decke).

7. 1. 3 Anschluss Wand-Bodenplatte

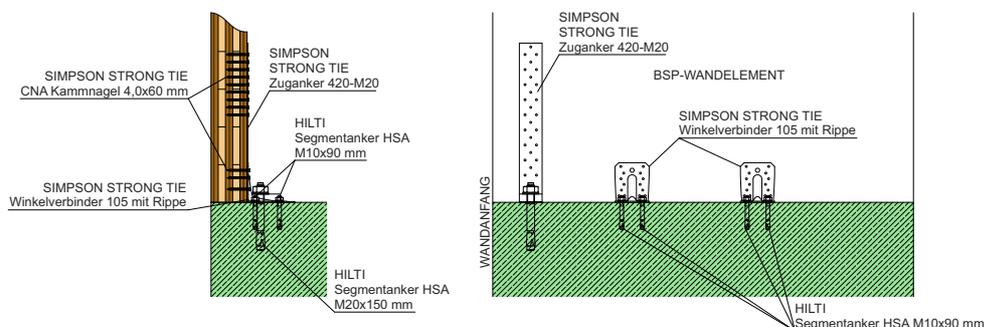


Abb. 7.3 Schnitt und Ansicht des vertikalen Anschlusses Wand-Bodenplatte

Die Übertragung der Beanspruchungen der oberirdischen Geschoße in die Gründung erfolgt über den Anschluss Wand-Bodenplatte. Dieser wird wieder durch den Kontaktstoß (Druckkräfte) und durch die bereits erläuterten Winkelverbinder und Zuganker mit Segmentverankerung in der Stahlbeton-Bodenplatte (Abhebekräfte durch Biegemomente, Schubkräfte) gebildet.

7. 1. 4 Anschluss Wand-Wand

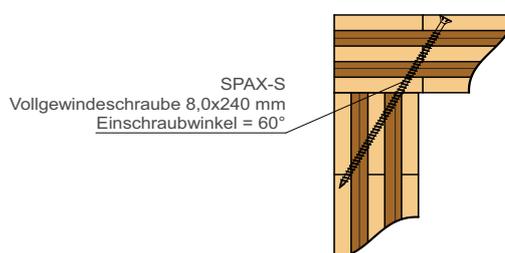


Abb. 7.4 Schnitt des horizontalen Anschlusses Wand-Wand

Die Fixierung von orthogonalen Stößen (Gebäudeecken) im Grundriss erfolgt über die Verschraubung der beiden Wandelemente mit Vollgewindeschrauben, die in einem für die jeweilige geometrische Situation variierenden Einschraubwinkel eingebracht werden. Ziel dieser Maßnahme ist das Einbinden sämtlicher Holzlagen in das Tragverhalten. Die Gefahr, dass ausschließlich Brettlagen, deren Faserrichtung in Richtung der Einschraubrichtung (Hirnholz) verläuft, „getroffen“ werden, kann dadurch verringert werden. Die Verschraubung dient zur Montagesicherung im Bauzustand, zur Schließung der Fuge Wand-Wand und zur Vermeidung von Fugenbildung durch Verformung der Wände.

7. 2 Bemessung der Verbindungsdetails

[28]

Die zuvor erläuterten, vertikalen Anschlussdetails werden in diesem Abschnitt auf die maßgebenden Belastungen dimensioniert. Dabei erfolgt die Überprüfung erneut auf die am meisten belastete **Wand 1.1**. Die Vorgehensweise erfolgt dabei weitestgehend nach demselben Schema:

- Ermittlung der Beanspruchung der Verbindung
- Definition des Verbindungstyps (Materialien, Scherfugen (SF), etc.)

- Überprüfung der Mindestabstände (MA)
- Ermittlung der Grundkenngrößen ($f_{h,d}$ und $M_{y,d}$)
- Ermittlung der Tragfähigkeit je Verbindungsmittel und Scherfuge
- Ermittlung der effektiven VM-Anzahl
- Ermittlung der Gesamttragfähigkeit der Verbindung
- Wenn erforderlich, Führen von Nettoquerschnittsnachweisen
- Wenn vorhanden, Nachweis einer kombinierten Beanspruchung

7. 2. 1 Nachweis des Anschlusses Dach-Wand

- Ermittlung der Beanspruchung der Verbindung

Wie anhand der Anschlusskizzen bereits erläutert wurde, liegt für diese Verbindung eine Beanspruchung durch Windbelastung vor. Dabei bewirken Windsogkräfte auf das Dach ein Abheben der Dachkonstruktion. Die Größe dieser Abhebekräfte resultiert aus dem ungünstigsten Lastfall der Aufstellung der Windlasten (Wind seitlich - mittlere Belastung, Bereich F, siehe Anhang) und beträgt:

$$w_{k,z} = -0,74 \text{ kN/m}^2$$

Dem entgegen wirkt das Eigengewicht des Daches, welches laut Lastaufstellung und Plattenbemessung

$$g_k = g_{k,0} + g_{k,1} = 0,88 + 3,54 = 4,42 \text{ kN/m}^2$$

beträgt. Es ist ersichtlich, dass im fertigen Zustand des Gebäudes ein Abheben unter den erwarteten Beanspruchungen aufgrund des Eigengewichts des Aufbaus unmöglich erscheint. Da jedoch die Verbindung auch für den Montagezustand ausgelegt werden muss, kann als günstige Gewichtskraft nur das Eigengewicht $g_{k,0}$ des BSP-Elementes angesetzt werden. Die Sogbeanspruchung resultiert nun aus der Einwirkungskombination gemäß EC1 im Fall des ULS und beträgt somit:

$$p_d = \gamma_G \cdot g_{k,0} + \gamma_Q \cdot w_{k,z} = 1,00 \cdot 0,88 + 1,50 \cdot (-0,74) = -0,23 \text{ kN/m}^2$$

Die notwendige Verankerungskraft pro lfm errechnet sich durch Ermittlung der Auflagerreaktionen des Deckenfeldes:

$$e_{d,z} = p_d \cdot \frac{l}{2} = -0,23 \cdot \frac{5,08}{2} = -0,58 \text{ kN/lfm}$$

Neben der Belastung in Richtung der VM-Achse resultieren durch die horizontale Windbeanspruchung noch weitere Beanspruchungen normal auf diese (X- und Y-Richtung). Für den betrachteten Wohnungskörper (siehe Abschnitt 4. 2) erfährt die Wand 1.1 die größten horizontalen Einwirkungen. Durch Ansetzen der Windbelastung in Y-Richtung (maßgebend) auf die Decke des 2.Obergeschosses resultieren folgende Belastungen

in Richtung der Wandachse (X-Richtung)

$$e_{d,x} = -6,46 \text{ kN/lfm}$$

Anmerkung:

Diese Beanspruchung entsteht durch Einsetzen der maximalen Windbelastung für diesen Anschluss aus Tab. 6.3 in die Gleichungen zur Ermittlung der einzelnen Wandbeanspruchungen in Abschnitt 4. 2. Die erhaltene Wandlast wird durch Division mit der Wandlänge auf eine Laufmeterlast umgerechnet.

und normal auf die Wandachse (Y-Richtung)

$$e_{d,y} = \gamma_Q \cdot w_y \cdot \left(\frac{H}{2} + 0,61 \right) = 1,50 \cdot 0,52 \cdot \left(\frac{3,00}{2} + 0,61 \right) = 1,64 \text{ kN/lfm}$$

mit

w_y als Windlast in Y-Richtung in $[\text{kN/m}^2]$ gemäß Tab. 6.2

$H/2 + 0,61$ als Einflussbreite gemäß Abb. 6.6 und H als Geschobhöhe in $[\text{m}]$

Die folgende Abbildung zeigt die Aufteilung und Wirkungsrichtung dieser Kräfte.

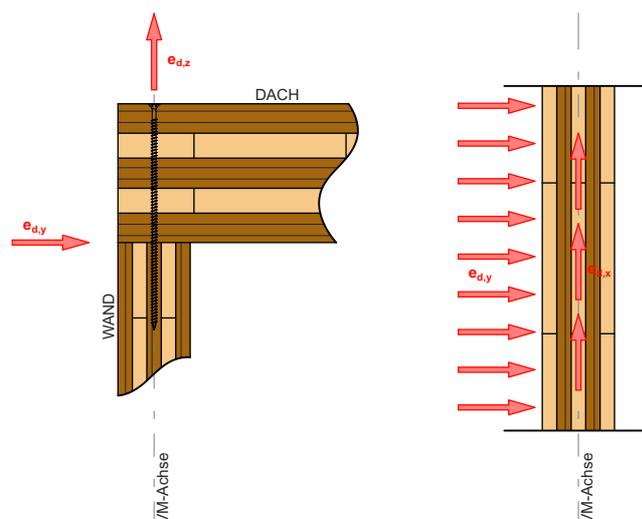


Abb. 7.5 Einwirkungen auf den Anschluss Dach-Wand (linkes Bild: Querschnitt, rechtes Bild: Grundriss)

- Definition des Verbindungstyps

Bei dieser Verbindung handelt es sich um eine einreihige, einschnittige Holz-Holz-Verbindung mit selbstbohrenden Holzschrauben, mit kombinierter Beanspruchung auf Abscheren (Y-Richtung) und Herausziehen (X- und Z-Richtung).

- Überprüfung der Mindestabstände

Die folgende Abbildung gibt einen Überblick über die genaue Situierung der Verbindungsmittel für diesen Anschluss wieder.

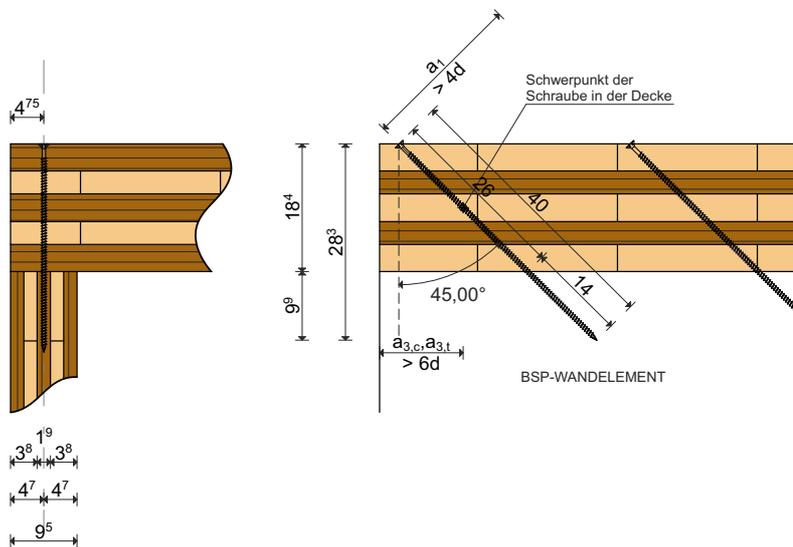


Abb. 7.6 Vorhandene Abmessungen des Anschlusses Dach-Wand

Dieser geometrischen Situation stehen eine Reihe von einzuhaltenden Mindestabständen gegenüber, die in den beiden folgenden Tabellen erläutert und überprüft werden [28].

Abstand	Bezeichnung	Notwendig	Vorhanden
a_1	Abstand von zwei Schrauben in Faserrichtung	$4 \cdot d = 4 \cdot 8 = 32\text{mm}$	nicht maßgebend
a_2	Abstand von zwei Schrauben orthogonal zur Faserrichtung	$2,5 \cdot d = 2,5 \cdot 8 = 20\text{mm}$	nicht maßgebend
$a_{3,t}, a_{3,c}$	Abstand von der Schraube zum gezogenen/gedrückten Rand in Faserrichtung	$6 \cdot d = 6 \cdot 8 = 48\text{mm}$	47,5 mm (wird als erfüllt angesehen)
$a_{4,t}$	Abstand von der Schraube zum gezogenen Rand	$6 \cdot d = 48\text{mm}$	48 mm (werden mind. vorgesehen)

Tab. 7.1 Mindestabstände der Vollgewindeschrauben in den Seitenflächen des Anschlusses DW

Abstand	Bezeichnung	Notwendig	Vorhanden
a_1	Abstand von zwei Schrauben in Faserrichtung	$4 \cdot d = 4 \cdot 8 = 32\text{mm}$	nicht maßgebend
$a_{3,t}$	Abstand von der Schraube zum gezogenen Rand	$12 \cdot d = 12 \cdot 8 = 96\text{mm}$	96 mm (werden mind. vorgesehen)
$a_{4,c}$	Randabstand der Schraube, orthogonal auf die Wandachse im GR	$5 \cdot d = 5 \cdot 8 = 40\text{mm}$	47,5 mm
t_i	Mindestdicke der maßgebenden Brettlage	$2 \cdot d = 2 \cdot 8 = 16\text{mm}$	19 mm
t_{clt}	Mindestdicke des Brettsperrholzelementes	$10 \cdot d = 10 \cdot 8 = 80\text{mm}$	95 mm

Tab. 7.2 Mindestabstände der Vollgewindeschrauben in den Schmalflächen des Anschlusses DW

- Ermittlung der Grundkenngrößen $f_{h,k}$ und $M_{y,k}$

Die Ermittlung der charakteristischen Werte der Lochleibungsfestigkeiten $f_{h,k,i}$ für die Seitenflächen (Plattenelement) und Schmalflächen (Wandelement) des Anschlusses erfolgt nach den Vorschlägen für Verbindungen mit selbstbohrenden Holzschrauben in [28], Abschnitt E:

Schmalflächen:

$$f_{h,k,2} = 20 \cdot d^{-0,5} = 20 \cdot 8^{-0,5} = 7,07 \text{ N/mm}^2$$

Seitenflächen:

$$f_{h,k,1} = 0,019 \cdot \rho_{B,k}^{1,24} \cdot d^{-0,3} = 0,019 \cdot 350^{1,24} \cdot 8,0^{-0,3} = 14,54 \text{ N/mm}^2$$

Gemäß [46] beträgt der charakteristische Wert des Fließmomentes für den eingesetzten Typ der Vollgewindeschraube mit einem Durchmesser von 8 mm:

$$M_{y,k} = 20000 \text{ Nmm}$$

- Ermittlung der Tragfähigkeit je Verbindungsmittel und Scherfuge

Die charakteristische Tragfähigkeit der Vollgewindeschrauben auf Herausziehen ist bei einem Einschraubwinkel α von 45° für die Deckenplatte und die Wandscheibe gleich groß und errechnet sich wie folgt:

$$R_{\alpha_x, s, k} = \frac{31 \cdot d^{0,8} \cdot L_{ef}^{0,9}}{1,5 \cdot \cos \alpha^2 + \sin \alpha^2} = \frac{31 \cdot 8,0^{0,8} \cdot 139^{0,9}}{1,5 \cdot \cos 45^2 + \sin 45^2} = 11108 \text{ N}$$

Die charakteristische Tragfähigkeit der Vollgewindeschrauben auf Abscheren resultiert aus dem Minimum der folgenden Gleichungen:

$$F_{v, Rk} = \begin{cases} \begin{matrix} f_{h, 1, k} \cdot t_1 \cdot d \\ f_{h, 2, k} \cdot t_2 \cdot d \end{matrix} \\ \frac{f_{h, 1, k} \cdot t_1 \cdot d}{1 + \beta} \cdot \left[\sqrt{\beta + 2 \cdot \beta^2 \cdot \left[1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right]} + \beta^3 \cdot \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 - \beta \cdot \left(1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right] \\ 1,05 \cdot \frac{f_{h, 1, k} \cdot t_1 \cdot d}{2 + \beta} \cdot \left[\sqrt{2 \cdot \beta \cdot (1 + \beta) + \frac{4 \cdot \beta \cdot (2 + \beta) \cdot M_{y, k}}{f_{h, 1, k} \cdot t_1^2 \cdot d}} - \beta \right] \\ 1,05 \cdot \frac{f_{h, 1, k} \cdot t_2 \cdot d}{1 + 2 \cdot \beta} \cdot \left[\sqrt{2 \cdot \beta^2 \cdot (1 + \beta) + \frac{4 \cdot \beta \cdot (2 + \beta) \cdot M_{y, k}}{f_{h, 1, k} \cdot t_2^2 \cdot d}} - \beta \right] \\ 1,15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y, k} \cdot f_{h, 1, k} \cdot d} \end{cases}$$

mit

$$\beta = \frac{f_{h, 2, k}}{f_{h, 1, k}} = \frac{7,07}{14,54} = 0,486$$

folgt:

$$F_{v, Rk} = \begin{cases} \begin{matrix} 14,54 \cdot 260 \cdot 8,0 = 30243 \text{ N} \\ 7,07 \cdot 140 \cdot 8,0 = 7918 \text{ N} \end{matrix} \\ \frac{14,54 \cdot 260 \cdot 8,0}{1 + 0,486} \cdot \left[\sqrt{0,486 + 2 \cdot 0,486^2 \cdot \left[1 + \frac{140}{260} + \left(\frac{140}{260} \right)^2 \right]} + 0,486^3 \cdot \left(\frac{140}{260} \right)^2 - 0,486 \cdot \left(1 + \frac{140}{260} \right) \right] = 8717 \text{ N} \\ 1,05 \cdot \frac{14,54 \cdot 260 \cdot 8}{2 + 0,486} \cdot \left[\sqrt{2 \cdot 0,486 \cdot (1 + 0,486) + \frac{4 \cdot 0,486 \cdot (2 + 0,486) \cdot 20000}{14,54 \cdot 260^2 \cdot 8,0}} - 0,486 \right] = 9209 \text{ N} \\ 1,05 \cdot \frac{14,54 \cdot 140 \cdot 8,0}{1 + 2 \cdot 0,486} \cdot \left[\sqrt{2 \cdot 0,486^2 \cdot (1 + 0,486) + \frac{4 \cdot 0,486 \cdot (2 + 0,486) \cdot 20000}{14,54 \cdot 140^2 \cdot 8,0}} - 0,486 \right] = 3267 \text{ N} \\ 1,15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 0,486}{1 + 0,486}} \cdot \sqrt{2 \cdot 20000 \cdot 14,54 \cdot 8,0} = 2006 \text{ N} \end{cases}$$

$$F_{v, Rk} = 2006 \text{ N}$$

Bei einer Abscherbeanspruchung von selbstbohrenden Holzschrauben wird diese Tragfähigkeit noch mit einem Einhängeeffekt vergrößert [28]:

$$\Delta F_{v, Rk} = \min \{ 0,25 \cdot R_{\alpha_x} \cdot A \cdot F_{v, Rk} \} = \min \{ 0,25 \cdot 11108,1 \cdot 0 \cdot 2006 \} = 2006 \text{ N}$$

Daraus resultiert ein Tragwiderstand gegen Abscheren von

$$F_{v,Rk} = 2006 + 2006 = 4012\text{N}$$

- Ermittlung der effektiven Verbindungsmittelanzahl

Da die Beanspruchungen auf Abscheren und Herausziehen im Grundriss orthogonal aufeinander verlaufen, wird auch die Berechnung der effektiven VM-Anzahl für beide Einwirkungen getrennt durchgeführt.

Im Fall der Abscherbeanspruchung in Y-Richtung handelt es sich hier um eine einreihige Schraubverbindung mit einem Winkel von Kraft- zu Faserrichtung von 0° . Daher ist die effektive VM-Anzahl gleich der tatsächlichen Anzahl, nämlich 1 Stück in der Wirkungsrichtung.

Die Beanspruchung auf Herausziehen findet im Grundriss in Richtung der Wandachse statt, die Verbindungsmittel liegen in dieser Richtung hintereinander und deren effektive Anzahl wird mit der folgenden Formel berechnet:

$$n_{ef} = n^{0,9}$$

mit

n Anzahl der verwendeten VM

Da diese Bemessung darauf hinaus läuft, wie viele VM pro Laufmeter notwendig sind, fließt diese Information in den Nachweis mit ein.

Anmerkung:

Bei großen Abständen zwischen den Schrauben könnte diese Ermittlung der tatsächlich wirkenden VM vernachlässigt werden, da eine Gruppenwirkung nicht mehr auftreten werden würde. Im Zuge dieses Beispiels wird von diesem Umstand jedoch nicht Gebrauch gemacht.

- Nachweis der kombinierten Beanspruchung - Ermittlung der VM/lfm

Die Nachweisführung für diesen Anschluss ist mit der folgenden Gleichung durchzuführen:

$$\left(\frac{f_{d,xz}}{R_{d,xz}}\right)^2 + \left(\frac{f_{d,y}}{R_d}\right)^2 \leq 1,0$$

Die Beanspruchung auf Abscheren beträgt:

$$f_d = e_{d,y} = 1,64 \text{ kN/lfm}$$

Die Beanspruchung auf Herausziehen resultiert aus der X- und Z-Richtung und beträgt:

$$f_{d,xz} = \sqrt{e_{d,z}^2 + e_{d,x}^2} = \sqrt{0,58^2 + 6,46^2} = 6,49 \text{ kN/lfm}$$

Der Winkel der Resultierenden in der XZ-Ebene beträgt:

$$\beta = \operatorname{atan} \frac{e_{d,z}}{e_{d,x}} = \operatorname{atan} \frac{0,58}{6,49} = 5,11^\circ$$

Der Bemessungswert des Tragwiderstandes gegen Abscheren beträgt:

$$R_d = F_{v,Rk} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 4,01 \cdot \frac{0,90}{1,25} = 2,89 \text{ kN/VM}$$

Der Bemessungswert des Tragwiderstandes gegen Herausziehen beträgt für diese Beanspruchung:

$$R_{d,xz} = R_{ax,s,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 11,11 \cdot \frac{0,90}{1,25} \cdot \frac{\cos 45}{\cos 5,11} = 5,68 \text{ kN/VM}$$

Für diesen Anschluss ergibt sich nun durch Lösen der folgenden Gleichung eine Anzahl an VM pro Laufmeter von:

$$\left(\frac{6,49}{5,68 \cdot n^{0,9}} \right)^2 + \left(\frac{1,64}{2,89 \cdot n} \right)^2 = 1,0$$

$$n = 1,30 \text{ VM/lfm}$$

Das heißt, dass mind. 2 Verbindungsmittel pro lfm angeordnet werden müssen. Dies entspricht einem Abstand von 50 cm. Dieser fällt jedoch aus konstruktiven Gründen zu groß aus (siehe auch [28] und [44]). Daher wird für den Anschluss Decke-Wand im obersten Geschoß ein VM-Abstand von 33,3 cm gewählt, dies entspricht 3 VM/lfm.

7.2.2 Nachweis des Anschlusses Wand-Dach-Wand

- Ermittlung der Beanspruchung der Verbindung

Die Beanspruchungen des Anschlusses Wand-Dach-Wand resultieren aus den horizon-

talien Einwirkungen infolge Windbelastung. Aufgrund des Gebäudemodells, welches vereinfacht als Kragträger angesehen werden kann, tritt der maßgebende Anschluss bei der Deckenplatte des Erdgeschosses auf. Dabei müssen durch die horizontale Beanspruchung ein Moment und eine Querkraft (in X-Richtung wirkend) an der Schnittstelle (Achse der Decke EG) in die Erdgeschosswände übertragen werden. Für die, im gesamten Modell maßgebende Wand 1.1 errechnen sich diese Schnittgrößen wie folgt:

- Schnittgrößen über der Decke des Erdgeschosses

Normalkraft:

$$n_{d,N} = \gamma_G \cdot \sum g_{k,i} = 1,00 \cdot (4,42 + 4,58) \cdot \frac{5,08}{2} + 1,00 \cdot 1,03 \cdot 6,0 = 29,04 \text{ kN/lfm}$$

Querkraft:

$$V_d = W_{x3,11} + W_{x2,11} = 32,30 + 45,93 = 78,23 \text{ kN}$$

Anmerkung:

Die beiden resultierenden Windkräfte $W_{x3,11}$ und $W_{x2,11}$ für die Wand 1.1 werden durch Anwenden der Gleichungen in Abschnitt 4.2 (Aufteilung der Lasten auf die Tragwände) mit den ermittelten Gesamtwindkräften aus Tab. 6.3 ermittelt.

als Linienschnittgröße:

$$n_{x,z,d} = \frac{V_d}{l} = \frac{78,23}{5,0} = 15,65 \text{ kN/lfm}$$

Biegemoment:

Das Biegemoment bildet sich aus den resultierenden Wandlasten je Geschoss und den Entfernungen der Angriffspunkte vom betrachteten Anschluss als Hebelsarm:

$$M_d = W_{x3,11} \cdot 6,0 + W_{x2,11} \cdot 3,0 = 32,30 \cdot 6,0 + 45,93 \cdot 3,0 = 331,59 \text{ kNm}$$

als Linienschnittgröße:

$$n_{d,M} = \frac{M_d \cdot 6}{l^2} = \frac{331,59 \cdot 6}{5,0^2} = \pm 79,58 \text{ kN/m}$$

Die Linienschnittgröße $n_{d,ges}$ wird durch Überlagerung von Moment und Normalkraft gebildet und hat einen linearen Verlauf über die Wandlänge. Dabei wird von einem elastischen Modell ausgegangen. Die folgende Abbildung zeigt die Linienschnittgrößen über die Wandlänge von 5 m verlaufend.

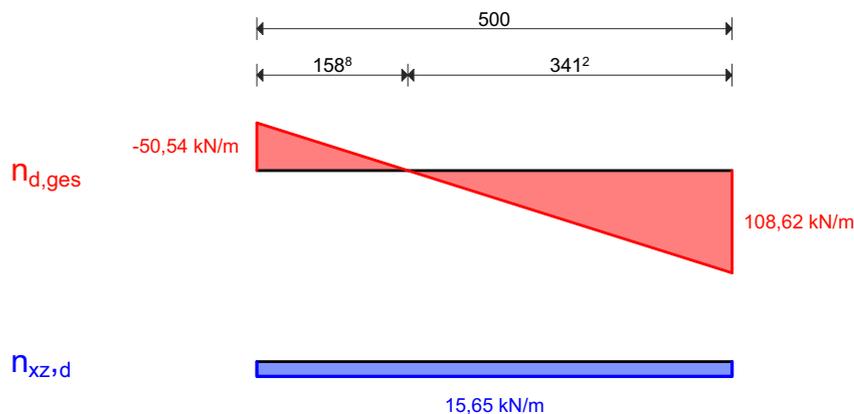


Abb. 7.7 Linienschnittgrößen oberhalb der Decke

- Schnittgrößen unter der Decke des Erdgeschosses

Normalkraft:

$$n_{d,N} = \gamma_G \cdot \sum g_{k,i} =$$

$$1,00 \cdot (4,42 + 4,58 \cdot 2) \cdot \frac{5,08}{2} + 1,00 \cdot 1,03 \cdot 6,0 = 40,67 \text{ kN/lfm}$$

Querkraft:

$$V_d = W_{x3,11} + W_{x2,11} + W_{x1,11} = 32,30 + 45,93 + 45,17 = 123,40 \text{ kN}$$

als Linienschnittgröße:

$$n_{xz,d} = \frac{V_d}{l} = \frac{123,40}{5,0} = 24,68 \text{ kN/lfm}$$

Biegemoment:

$$M_d = W_{x3,11} \cdot 6,0 + W_{x2,11} \cdot 3,0 = 32,30 \cdot 6,0 + 45,93 \cdot 3,0 = 331,59 \text{ kNm}$$

als Linienschnittgröße:

$$n_{d,M} = \frac{M_d \cdot 6}{l^2} = \frac{331,59 \cdot 6}{5,0^2} = \pm 79,58 \text{ kN/m}$$

Die folgende Abbildung zeigt die Linienschnittgrößen über die Wandlänge von 5 m verlaufend.

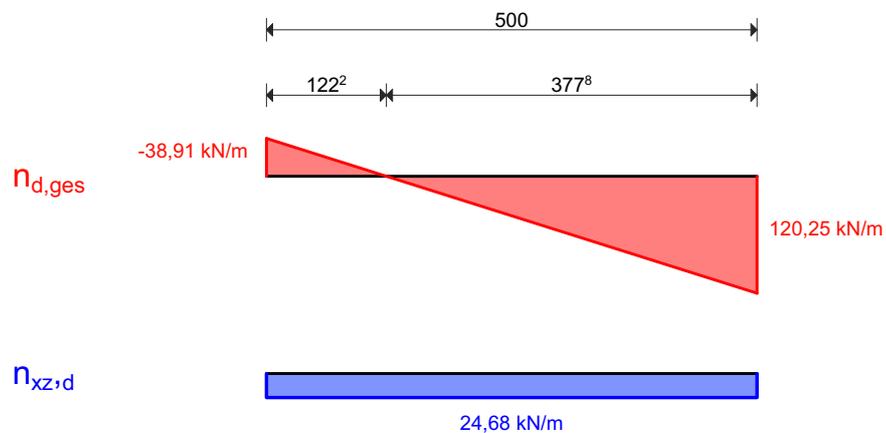


Abb. 7.8 Linienschnittgrößen unterhalb der Decke

Außerdem wird in beiden Anschlussfugen (über und unter der Deckenplatte) eine Windlast orthogonal auf die Wandachse eingeleitet. Diese wirkt für Wand 1.1 in Y-Richtung und hat in beiden Fällen die halbe Stockwerkhöhe als Einflussbreite. Daraus resultiert

$$e_{d,y} = \gamma_Q \cdot w_y \cdot \frac{H}{2} = 1,50 \cdot 0,52 \cdot \frac{3,00}{2} = 1,17 \text{ kN/lfm}$$

- Definition der Verbindungstypen

Bei diesem Anschluss handelt es sich um insgesamt drei einschnittige Verbindungen. Während die Schraubverbindung Decke EG - Wand EG wieder eine Holz-Holz-Verbindung ist und analog zum zuvor berechneten Anschluss berechnet wird, sind die Winkelverbindungen (Schubwinkel und Zuganker) durch zwei einschnittige Holz-Stahlblech-Verbindungen definiert, deren Bemessung mit Hilfe der Produktdatenblätter nach [Strong Tie Produktkataloge] erfolgt.

- Bemessung der Stückzahl der gewählten Winkelverbinder und Zuganker

Die folgende Abbildung zeigt die zuvor ermittelten Beanspruchungen für die Winkelverbinder und die für die Bemessung notwendigen Systemabmessungen. Dabei wird davon ausgegangen, dass die maßgebende Beanspruchung im Zugbereich der Linienschnittgröße $n_{d,ges}$ auftritt.

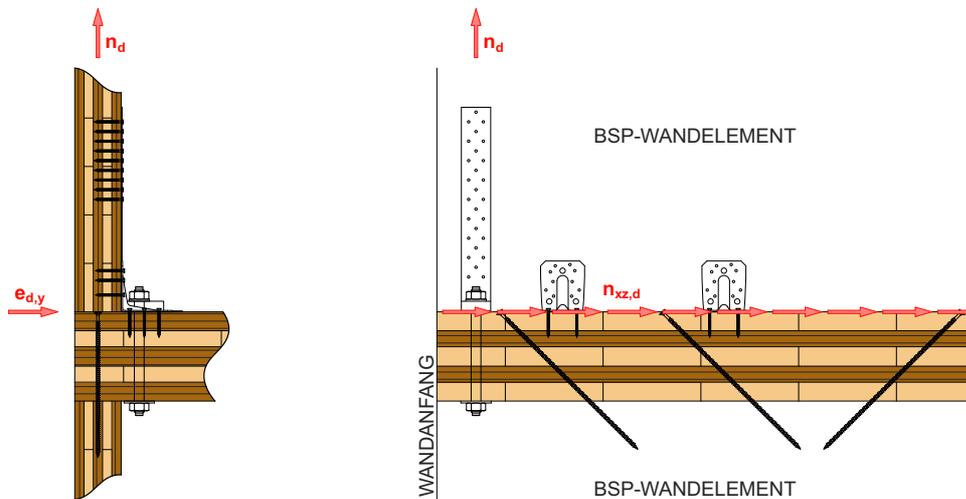


Abb. 7.9 Einwirkungen für den oberen Anschluss des Knotens Wand-Decke-Wand

Bemessung der Zuganker

Die Bemessung der Zuganker, welche an beiden Enden der Wand symmetrisch angeordnet sind, erfolgt durch Bilden einer resultierenden Abhebekraft aus dem negativen Bereich der linear veränderlichen Linienschnittgröße $n_{d,ges}$. Diese Abhebekraft wird gemäß [48] $F_{1,d}$ bezeichnet und beträgt:

$$F_{1,d} = -50,54 \cdot \frac{1,59}{2} = -40,13 \text{ kN}$$

Unter der Voraussetzung, dass die Verankerung in etwa im Schwerpunkt der negativen Linienschnittgröße angeordnet ist, kann die Stückzahl an benötigten Zugankern wie folgt ermittelt werden (Windbelastung - KLED „kurz“):

$$n = \frac{F_{1,d}}{R_{1,d}} = \frac{40,13}{16,4} = 2,45 \rightarrow 3,0$$

mit

$$R_{1,d} = 16,4 \text{ kN} \quad \text{als maximal aufnehmbare Zugkraft, gemäß [48]}$$

Somit kann festgestellt werden, dass 3 Zuganker pro Wandende, also 6 Anker für die gesamte Wandscheibe notwendig sind. Eine weitere Möglichkeit wäre eine Verstärkung der Verankerung durch den Einsatz des Typs „480-M20“, welche gemäß [48] die Anzahl der Anker auf 4 Stück für die gesamte Wand reduzieren würde.

Wie in den Abbildungen zuvor ersichtlich ist, erfolgt die Verankerung in der Decke mit Schraubenbolzen und Beilagscheiben. Beide Einzelteile müssen ebenfalls für eine maximale Zugkraft von 20,6 kN (maximal aufnehmbare Kraft des Typs „480-M20“) ausgelegt werden.

Bolzen:

Die Tragfähigkeit in Achsrichtung (auf Herausziehen) des Bolzens M20 (4.6) wird wie folgt berechnet (siehe [34]):

$$R_{ax,d} = \frac{A_{ef} \cdot f_{y,k}}{\gamma_{St}} = \frac{245 \cdot 240}{1,15} = 51130\text{N} = 51,13\text{kN}$$

Gemäß [48] ergibt sich für den größten, eingesetzten Zuganker „480-M20“ eine Bolzenbeanspruchung von

$$F_{b,d} = 30,2\text{kN}$$

Nachweis:

$$\frac{F_{b,d}}{R_{ax,d}} = \frac{30,2}{51,1} = 0,59 \leq 1,0$$

Der Nachweis ist erfüllt, die Ausnutzung beträgt 59%.

Unterlagsscheibe:

Die Bemessung der Unterlagsscheibe erfolgt über eine Dimensionierung der notwendigen Scheibenfläche:

$$R_{ax,d} = A_{US} \cdot f_{c,90,d} \cdot k_{c,90} = F_{b,d}$$

daraus folgt:

$$A_{US,erf} = \frac{F_{b,d}}{f_{c,90,d} \cdot k_{c,90}} = \frac{30,2 \cdot 10^3}{1,80 \cdot 1,50} = 11185\text{mm}^2 = 111,9\text{cm}^2$$

Aus [Holzbau Skriptum] ist ersichtlich, dass für diese Größe der Beanspruchung die empfohlene Unterlagsscheibe nicht mehr ausreicht, daher wird hier auf ein Stahlblech (S235) mit den Abmessungen 180/70/10 mm zurückgegriffen, welches eine Nettofläche (ein Bohrloch von DM 22 mm für den Bolzen abgezogen) von

$$18 \cdot 7 - \frac{2,2^2 \cdot \pi}{4} = 122\text{cm}^2$$

aufweist.

Bemessung der Winkelverbinder 105 auf Schub

Gemäß [47] kann der eingesetzte Verbindungstyp Kräfte in sämtliche Koordinatenrichtungen übertragen. Da davon ausgegangen wird, dass Zugkräfte (Abhebekräfte in Z-Richtung) ausschließlich über die Zuganker weiter geleitet werden, verbleiben noch die

Linienkräfte $n_{x,z,d}$ und $e_{d,y}$ für die Bemessung der Winkelverbinder. Gemäß [47] erfolgt hier erneut die Umbenennung der einwirkenden Größen (Bemessung pro Laufmeter):

$$n_{x,z,d} = F_{2,d} = 15,65 \text{ kN/lfm}$$

und

$$e_{d,y} = F_{4,d} = 1,17 \text{ kN/lfm}$$

Gemäß [47] sind diese Beanspruchungen nicht zu kombinieren, die Stückzahl kann daher wie folgt ermittelt werden.

$$n = \max\left(\frac{F_{2,d}}{R_{2,d}}, \frac{F_{4,d}}{R_{4,d}}\right) = \max\left(\frac{15,65}{6,10}; \frac{1,17}{8,40}\right) = \max(2,56; 0,14) = 2,56 \rightarrow 2,6$$

mit

$R_{2,d} = 6,10 \text{ kN}$ als maximal aufnehmbare Kraft in Richtung der Wandachse

$R_{4,d} = 8,40 \text{ kN}$ als maximal aufnehmbare Kraft orthogonal auf die Wandachse

Anmerkung: Hier wieder für eine KLED - „kurz“ ermittelt.

Somit kann festgestellt werden, dass 2,6 Winkelverbinder pro Laufmeter angeordnet werden müssen. Für die gesamte Wand resultieren daher insgesamt 13 Winkelverbinder mit einem Winkelabstand von 40 cm.

- Bemessung der Schraubverbindung Decke EG - Wand EG

Da dieser Anlussteil analog zum Anschluss Dach - Wand 2.OG ausgeführt wird, ändern sich hier lediglich neben den Beanspruchungen die Deckenstärke und daher auch die Einschraublänge der Schrauben in die Wandelemente. Die folgende Abbildung gibt die Einwirkungen und notwendigen Abmessungen dieser Anschlussfuge wieder.

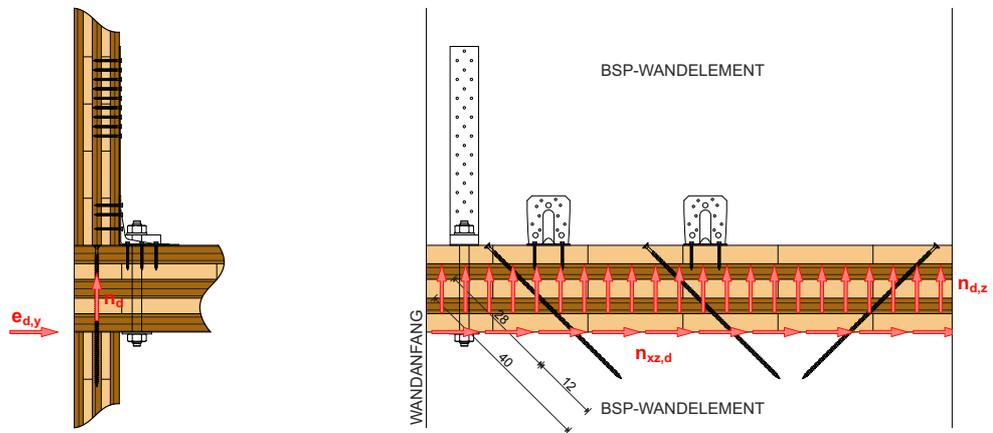


Abb. 7.10 Einwirkungen auf die untere Anschlussfuge des Knotens Wand-Decke-Wand

Die charakteristische Tragfähigkeit auf Herausziehen der Vollgewindeschrauben beträgt daher

$$R_{ax,s,k} = \frac{31 \cdot d^{0,8} \cdot L_{ef}^{0,9}}{1,5 \cdot \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha} = \frac{31 \cdot 8,0^{0,8} \cdot 120^{0,9}}{1,5 \cdot \cos^2 45^\circ + \sin^2 45^\circ} = 9732 \text{ N}$$

Die charakteristische Tragfähigkeit der Vollgewindeschrauben auf Abscheren resultiert aus dem Minimum der folgenden Gleichungen:

$$F_{v,Rk} = \begin{cases} f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d \\ f_{h,2,k} \cdot t_2 \cdot d \\ \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{1 + \beta} \cdot \left[\sqrt{\beta + 2 \cdot \beta^2 \cdot \left[1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right]} + \beta^3 \cdot \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 - \beta \cdot \left(1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right] \\ 1,05 \cdot \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{2 + \beta} \cdot \left[\sqrt{2 \cdot \beta \cdot (1 + \beta) + \frac{4 \cdot \beta \cdot (2 + \beta) \cdot M_{y,k}}{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d} - \beta} \right] \\ 1,05 \cdot \frac{f_{h,1,k} \cdot t_2 \cdot d}{1 + 2 \cdot \beta} \cdot \left[\sqrt{2 \cdot \beta^2 \cdot (1 + \beta) + \frac{4 \cdot \beta \cdot (2 + \beta) \cdot M_{y,k}}{f_{h,1,k} \cdot t_2 \cdot d} - \beta} \right] \\ 1,15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,k} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} \end{cases}$$

mit

$$\beta = \frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}} = \frac{7,07}{14,54} = 0,486$$

folgt:

$$F_{v,Rk} = \begin{cases} 14,54 \cdot 280 \cdot 8,0 = 32570\text{N} \\ 7,07 \cdot 120 \cdot 8,0 = 6787\text{N} \\ \frac{14,54 \cdot 280 \cdot 8,0}{1+0,486} \cdot \left[\sqrt{0,486 + 2 \cdot 0,486^2 \cdot \left[1 + \frac{120}{280} + \left(\frac{120}{280} \right)^2 \right]} + 0,486^3 \cdot \left(\frac{120}{280} \right)^2 - 0,486 \cdot \left(1 + \frac{120}{280} \right) \right] = 9470\text{N} \\ 1,05 \cdot \frac{14,54 \cdot 280 \cdot 8}{2+0,486} \cdot \left[\sqrt{2 \cdot 0,486 \cdot (1+0,486) + \frac{4 \cdot 0,486 \cdot (2+0,486) \cdot 20000}{14,54 \cdot 280^2 \cdot 8,0}} - 0,486 \right] = 9908\text{N} \\ 1,05 \cdot \frac{14,54 \cdot 120 \cdot 8,0}{1+2 \cdot 0,486} \cdot \left[\sqrt{2 \cdot 0,486^2 \cdot (1+0,486) + \frac{4 \cdot 0,486 \cdot (2+0,486) \cdot 20000}{14,54 \cdot 120^2 \cdot 8,0}} - 0,486 \right] = 2866\text{N} \\ 1,15 \cdot \frac{\sqrt{2 \cdot 0,486}}{\sqrt{1+0,486}} \cdot \sqrt{2 \cdot 20000 \cdot 14,54 \cdot 8,0} = 2006\text{N} \end{cases}$$

$$F_{v,Rk} = 2006\text{N}$$

Bei einer Abscherbeanspruchung von selbstbohrenden Holzschrauben wird diese Tragfähigkeit noch mit einem Einhängeeffekt vergrößert:

$$\Delta F_{v,Rk} = \min\{0,25 \cdot R_{ax} \cdot A \cdot F_{v,Rk}\} = \min\{0,25 \cdot 11108,1,0 \cdot 2006\} = 2006\text{N}$$

Daraus resultiert ein Tragwiderstand gegen Abscheren von

$$F_{v,Rk} = 2006 + 2006 = 4012\text{N}$$

- Nachweis der kombinierten Beanspruchung - Ermittlung der VM/lfm

Die Nachweisführung für diesen Anschluss ist mit der folgenden Gleichung durchzuführen:

$$\left(\frac{f_{d,xz}}{R_{d,xz}} \right)^2 + \left(\frac{f_{d,y}}{R_d} \right)^2 \leq 1,0$$

Die Beanspruchung auf Abscheren beträgt:

$$f_d = e_{d,y} = 1,17 \text{ kN/lfm}$$

Die Beanspruchung auf Herausziehen resultiert aus der X- und Z-Richtung und beträgt:

$$f_{d,xz} = \sqrt{n_{d,ges,zug}^2 + n_{xz,d}^2} = \sqrt{19,46^2 + 24,68^2} = 31,43 \text{ kN/lfm}$$

Der Winkel der Resultierenden in der XZ-Ebene beträgt:

$$\beta = \text{atan} \frac{n_{d,ges,zug}}{n_{xz,d}} = \text{atan} \frac{19,46}{24,68} = 38,26^\circ$$

Der Bemessungswert des Tragwiderstandes gegen Abscheren beträgt:

$$R_d = F_{v,Rk} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 4,01 \cdot \frac{0,90}{1,25} = 2,89 \text{ kN/VM}$$

Der Bemessungswert des Tragwiderstandes gegen Herausziehen beträgt für diese Beanspruchung:

$$R_{d,xz} = R_{ax,s,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 9,73 \cdot \frac{0,90}{1,25} \cdot \frac{\cos 45}{\cos 38,26} = 6,31 \text{ kN/VM}$$

Für diesen Anschluss ergibt sich nun durch Lösen der folgenden Gleichung eine Anzahl an VM pro Laufmeter von:

$$\left(\frac{31,43}{6,31 \cdot n^{0,9}} \right)^2 + \left(\frac{1,17}{2,89 \cdot n} \right)^2 = 1,0$$

$$n = 5,97 = 6,0 \text{ VM/lfm}$$

Das heißt, dass mind. 6 Verbindungsmittel pro lfm angeordnet werden müssen. Dies entspricht einem Abstand von 17 cm. Da jedoch die Zugbereiche (symmetrisch, da Vorzeichen wechseln kann) bei maximaler Windbelastung gemäß Abb. 7.8 ungefähr 123 cm der Wandlänge ausmachen, erfolgt die Anordnung der Holzschrauben in den Zugbereichen alle 17 cm und im verbleibenden, nicht gezogenen Bereich, der 254 cm der Wandlänge ausmacht, können die Schrauben alle 25 cm situiert werden. Die Gesamtanzahl der Schrauben für den Erdgeschoßanschluss der Wand 1.1 resultiert zu 25 Stück.

7. 2. 3 Nachweis des Anschlusses Wand-Bodenplatte

- Ermittlung der Beanspruchung der Verbindung

Die Beanspruchungen dieses Anschlusses werden durch sämtliche Kräfte, die in das Fundament eingeleitet werden, gebildet. Während die maximale Druckkraft durch Eigengewicht, Nutzlast und Schneelast bereits bei den ULS-Nachweisen der Wandelemente berücksichtigt wurde, dient diese Berechnung der Dimensionierung der Stückzahl der Winkelverbinder zwischen BSP-Wand und Stahlbetonbodenplatte.

- Ermittlung der Schnittgrößen in der Bodenfuge

Normalkraft:

$$n_{d,N} = \gamma_G \cdot \sum g_{k,i} = 1,00 \cdot (4,42 + 4,58 \cdot 2) \cdot \frac{5,08}{2} + 1,00 \cdot 1,03 \cdot 9,0 = 43,76 \text{ kN/lfm}$$

Querkraft:

$$V_d = W_{x3,11} + W_{x2,11} + W_{x1,11} = 32,30 + 45,93 + 45,17 = 123,40 \text{ kN}$$

als Linienschnittgröße:

$$n_{xz,d} = \frac{V_d}{l} = \frac{123,40}{5,0} = 24,68 \text{ kN/lfm}$$

Biegemoment:

$$M_d = W_{x3,11} \cdot 9,0 + W_{x2,11} \cdot 6,0 + W_{x1,11} \cdot 3,0 = 32,30 \cdot 9,0 + 45,93 \cdot 6,0 + 45,17 \cdot 3,0 = 701,79 \text{ kNm}$$

als Linienschnittgröße:

$$n_{d,M} = \frac{M_d \cdot 6}{l^2} = \frac{701,79 \cdot 6}{5,0^2} = \pm 168,43 \text{ kN/m}$$

Die Linienschnittgröße $n_{d,ges}$ wird durch Überlagerung von Moment und Normalkraft gebildet und hat einen linearen Verlauf über die Wandlänge. Dabei wird von einem elastischen Modell ausgegangen. Die folgende Abbildung zeigt die Linienschnittgrößen über die Wandlänge von 5 m verlaufend.

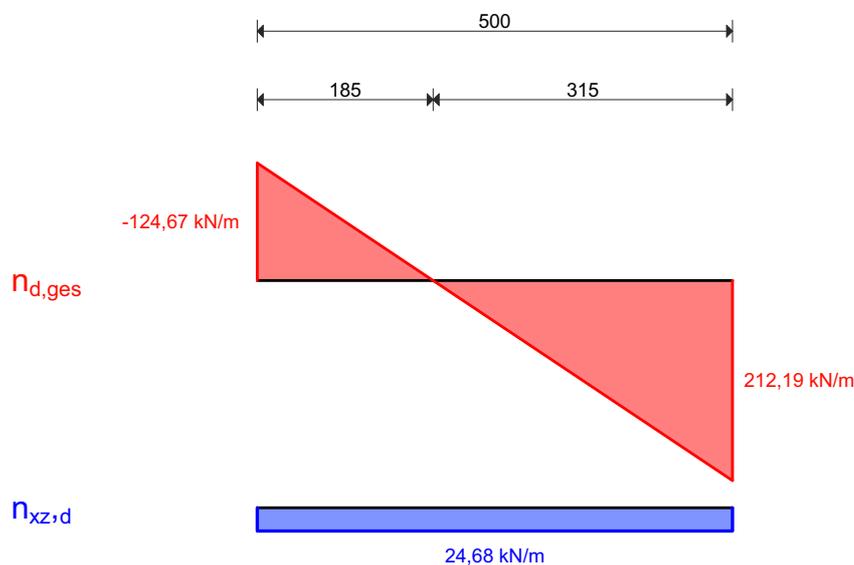


Abb. 7.11 Linienschnittkräfte in der Anschlussfuge Wand-Bodenplatte

Außerdem muss hier erneut eine Beanspruchung infolge Wind in Y-Richtung berücksichtigt werden, die orthogonal auf die Wandachse wirkt. Diese beträgt auch hier wieder

$$e_{d,y} = 1,17 \text{ kN/lfm}$$

- Definition des Verbindungstyps

Analog zum oberen Teil des Anschlusses Wand-Decke-Wand, handelt es sich hier für den Winkelverbinder und den Zuganker um zwei einschnittige Stahlblech-Holzverbindungen, die einerseits auf Abscheren (Winkelverbinder) und andererseits auf Herausziehen (Zuganker) beansprucht werden. Der einzige Unterschied zum zuvor untersuchten Anschluss ist die Verankerung im Beton, die mittels Segmentanker der Firma HILTI erfolgen soll. Die Bemessung dieser Anker wird hier nicht weiter erläutert, Ausführungen als Schlaganker, eingeklebte Anker oder einbetonierte Anschlussmuffen sind hier umsetzbar.

- Bemessung der Stückzahl der gewählten Winkelverbinder und Zuganker

Die folgende Abbildung zeigt die zuvor ermittelten Beanspruchungen für die Winkelverbinder und die für die Bemessung notwendigen Systemabmessungen. Dabei wird davon ausgegangen, dass die maßgebende Beanspruchung im Zugbereich der Linienschnittgröße $n_{d,ges}$ auftritt.

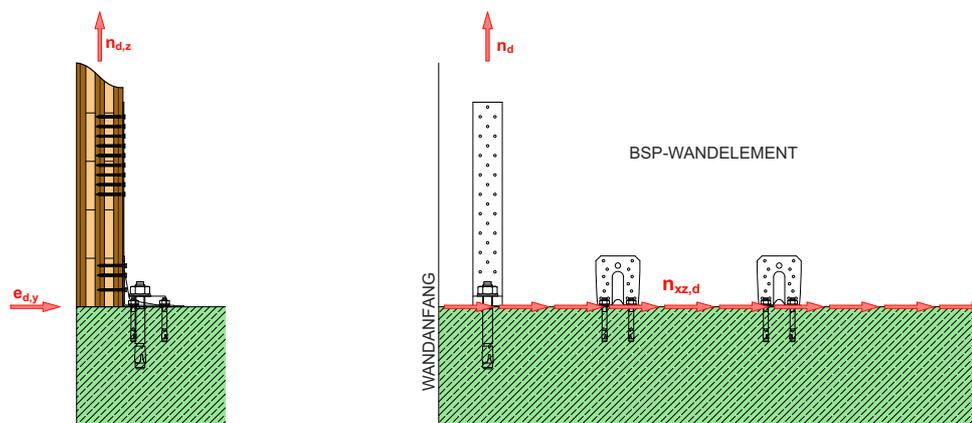


Abb. 7.12 Einwirkungen für den Anschluss Wand-Bodenplatte

Bemessung der Zuganker

Die Bemessung der Zuganker, welche an beiden Enden der Wand symmetrisch angeordnet sind, erfolgt durch Bilden einer resultierenden Abhebekraft aus dem negativen Bereich der linear veränderlichen Linienschnittgröße $n_{d,ges}$. Diese Abhebekraft wird gemäß [48] $F_{1,d}$ bezeichnet und beträgt:

$$F_{1,d} = -124,67 \cdot \frac{1,85}{2} = -115,32 \text{ kN}$$

Unter der Voraussetzung, dass die Zugverankerungen in etwa im Schwerpunkt der negativen Linienschnittgröße angeordnet sind, kann die Stückzahl an benötigten Zugankern („480-M20“) wie folgt ermittelt werden (Windbelastung - KLED „kurz“):

$$n = \frac{F_{1,d}}{R_{1,d}} = \frac{115,32}{20,6} = 5,59 \rightarrow 6,0$$

mit

$$R_{1,d} = 20,6 \text{ kN} \quad \text{als maximal aufnehmbare Zugkraft, gemäß [48]}$$

Somit kann festgestellt werden, dass 6 Zuganker pro Wandende, also 12 Anker für die gesamte Wandscheibe notwendig sind. Hauptgründe dieser beträchtlichen Anzahl an Verankerungsmittel sind einerseits die konservative Auslegung der Lastabtragung (Aufteilung der Wandkräfte, ausschließlich Zuganker übernimmt Abhebekräfte) und andererseits der signifikante Steifigkeitsunterschied zwischen den Wänden 2.0 und 4.0 in Y-Richtung, aus diesem die große Ausmitte des Steifigkeitsmittelpunktes und in weiterer Folge sehr große Torsionsbeanspruchungen resultieren. Im Zuge der dynamischen Untersuchung des Bauvorhabens wird auf diesen geometrischen Umstand reagiert. Die aufzunehmende Bolzenkraft für den Segmentanker ist mit jener aus der Bolzenbemessung des vorhergehenden Anschlusses ident.

Bemessung der Winkelverbinder 105 auf Schub

Da davon ausgegangen wird, dass Zugkräfte (Abhebekräfte in Z-Richtung) ausschließlich über die Zuganker in die Bodenplatte eingeleitet werden, verbleiben noch die Linienskräfte $n_{x,z,d}$ und $e_{d,y}$ für die Bemessung der Winkelverbinder. Gemäß [47] erfolgt hier erneut die Umbenennung der einwirkenden Größen (Bemessung pro Laufmeter):

$$n_{x,z,d} = F_{2,d} = 24,68 \text{ kN/lfm}$$

und

$$e_{d,y} = F_{4,d} = 1,17 \text{ kN/lfm}$$

Gemäß [47] sind diese Beanspruchungen nicht zu kombinieren, die Stückzahl kann da-

her wie folgt ermittelt werden.

$$n = \max\left(\frac{F_{2,d}}{R_{2,d}}, \frac{F_{4,d}}{R_{4,d}}\right) = \max\left(\frac{24,68}{6,10}; \frac{1,17}{8,40}\right) = \max(4,0; 0,14) = 4,0$$

mit

$$R_{2,d} = 6,10 \text{ kN}$$

als maximal aufnehmbare Kraft in Richtung der Wandachse

$$R_{4,d} = 8,40 \text{ kN}$$

als maximal aufnehmbare Kraft orthogonal auf die Wandachse

Somit kann festgestellt werden, dass 4 Winkelverbinder pro Laufmeter angeordnet werden müssen. Für die gesamte Wand resultieren daher insgesamt 20 Winkelverbinder mit einem Winkelabstand von 25 cm.

Dynamische Untersuchung des BV _massive_living

1 Einleitung

In diesem Kapitel wird der in Kapitel 3 statisch untersuchte Wohnungskörper 1 auf seine Tragfähigkeit gegen Erdbebeneinwirkungen hin überprüft. Die Überprüfung der Erdbebentauglichkeit erfolgt durch die Nachweisverfahren gemäß ON EN 1998-1 [13] bzw. ON B 1998-1 [14] und beinhaltet daher

- das vereinfachte Antwortspektrenverfahren
- und das modale Antwortspektrenverfahren,

welches auch das Kernthema dieses Kapitels bildet.

Weiters werden anhand dieses Beispielobjekts dynamische Untersuchungen mit der

- nichtlinearen, statischen Pushover-Methode und der
- Zeitverlaufsberechnung durchgeführt.

Ziel dieser Untersuchung ist es, die Vorteile von Holzkonstruktionen gegenüber anderen Baustoffen bei Erdbebeneinwirkung zu zeigen. Weiters soll die Variation der Berechnungsverfahren aber auch die Variation der Hilfsmittel (EDV-Berechnung, Handrechnung) innerhalb dieser Verfahren zeigen, dass mit dem Grad der Genauigkeit der Berechnung die Einwirkung realitätsnaher erfasst werden kann und die Größe dieser Einwirkung proportional dazu abnimmt. Ein weiterer Punkt, der hier aufgegriffen wird, ist der Vergleich der Größe der horizontalen Erdbebeneinwirkungen mit den auftretenden, horizontalen Windbeanspruchungen. In vielen Auslegungskonzepten von nationalen Normen, wie etwa jenen zur DIN 4149:2005 [15] wird aufgrund dieses Vergleichs eine Bemessung auf Erdbeben für Hochbauten überhaupt erst notwendig.

Bevor jedoch das Gebäude auf die Erdbebeneinwirkung hin bemessen werden kann,

müssen noch gewisse Randbedingungen, angefangen vom genauen Standort des Gebäudes, der verwendeten Materialien bis hin zur Überprüfung der Regelmäßigkeitskriterien, abgeklärt werden.

Anmerkung:

Teile der Gliederung dieses Kapitels sind dem normativen Praxisbeispiel 'Eurocode 8 - Hochbau aus Stahlbeton' [26] aufgrund seines repräsentativen Charakters angelehnt worden.

2 Allgemeines

2.1 Situierung des Gebäudes

Der zu untersuchende Wohnungsbaukörper 1 weist 3 überirdische Geschosse auf und wird durch die Wohnungen 1 (EG), 4 (1.OG) und 8 (2.OG) gebildet. Wie in der Projektbeschreibung in Kapitel 3 erläutert, ist dieser Wohnungskörper von den anderen Baukörpern statisch getrennt und als eigenes Gebäude auf die Erdbebeneinwirkung zu bemessen. Daher erfolgt auch in einem Unterabschnitt dieses Kapitels die Dimensionierung der seismischen Fuge zwischen diesem und dem Wohnungskörper, der orthogonal zu diesem in Haus 1 angeordnet ist. Die folgende Abbildungen zeigen die Situierung von Wohnungskörper 1 in Haus 1.

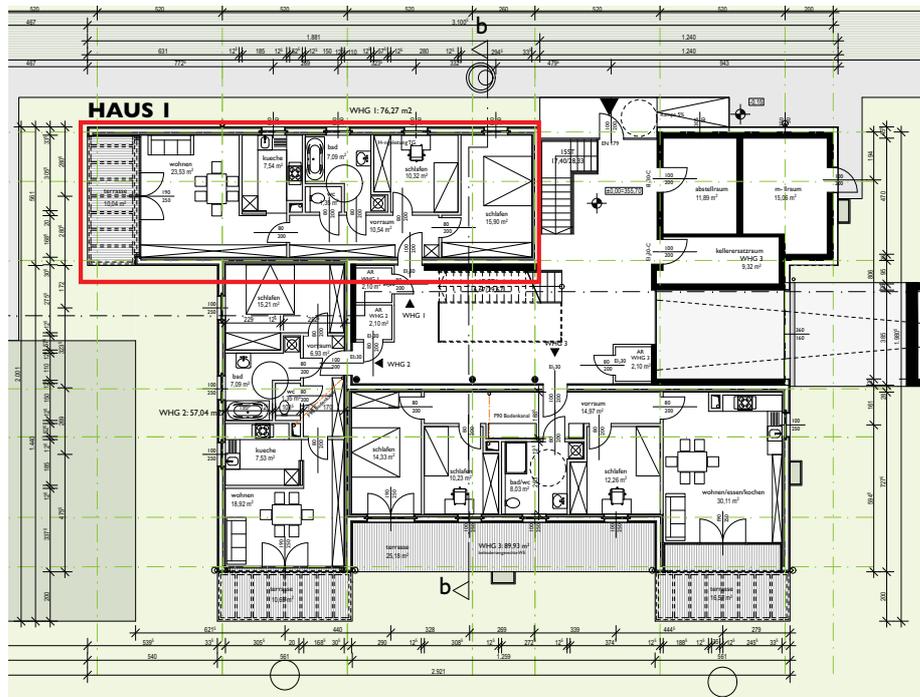


Abb. 2.1 Grundriss des Erdgeschosses von Haus 1

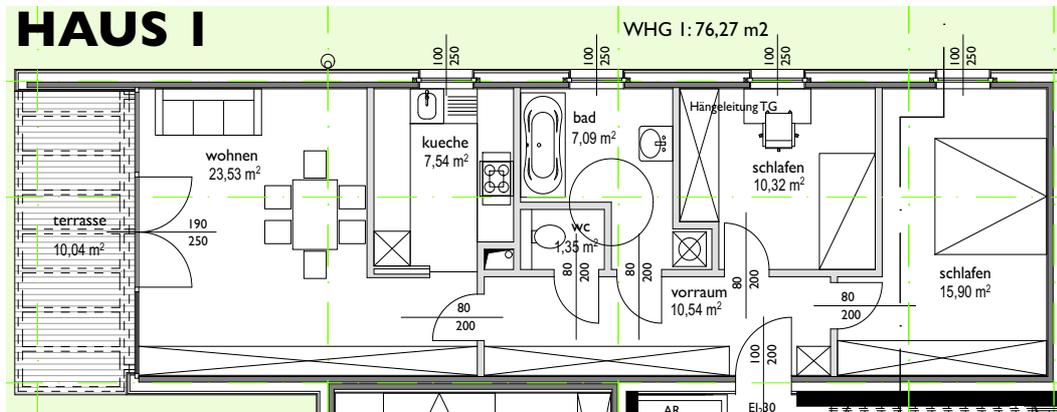


Abb. 2.2 Grundriss von Wohnung 1

Aus der Projektbeschreibung in Kapitel 3 geht ebenfalls hervor, dass das gesamte betrachtete Tragsystem für diesen Wohnungskörper 1 aus zusammengesetzten BSP-Elementen (Platten als Decken, Scheiben als Wände) besteht, die mit den in Kapitel 3 untersuchten Verbindungsmitteln zusammengefügt werden. Die Gründung erfolgt über den Anschluss des Hochbaus in Holz-Massivbauweise an der Deckenplatte der Tiefgarage, welche auch als **Einspannhorizont** betrachtet wird.

Für den Hochbau aus zusammengesetzten Holz-Massivbauelementen ist die statische Berechnung nach ÖNORM EN 1995-1-1 [8] bzw. ÖNORM B 1995-1-1 [9] bzw. nach 'BSPhandbuch|Holz-Massivbauweise in Brettsperrholz' [28] durchgeführt worden. Für die Bodenplatte aus Stahlbeton gelten die Regeln nach ÖNORM EN 1992-1-1 bzw. ÖNORM B 1992-1-1.

Aufgrund der Bauart (3-Geschoße aus BSP) und der geplanten Nutzung (Wohnhäuser mit insgesamt 21 Wohneinheiten) ist die Wahl für ein Beispiel einer Erdbebenbemessung für Holz-Massivbauten auf diesen Gebäudeentwurf gefallen. Da dieses Gebäude jedoch für den Standort Graz (Steiermark) geplant ist, würde ein Festhalten der standortspezifischen Bedingungen den Erdbebenachweis aufgrund der geringen Einwirkungen (Graz liegt in der Erdbebenzone 1, die Einwirkung nahezu an der Grenze der „sehr geringen Seismizität“) nicht notwendig machen. Um diese Einwirkungen zu vergrößern, wird für den Standort Graz eine fiktive **Erdbebenzone 5** angenommen, deren Bemessungswert der Bodenbeschleunigung, a_g aus einem anderen Einwirkungsgebiet in Europa stammt. Die Wahl des Gebietes fällt hier auf den mittellitalienischen Raum, genauer gesagt auf die Region um den Ort L'Aquila in den Abruzzen, die aufgrund ihrer Erdbebenhistorie (schweres Erdbeben im April 2009, siehe Einführungskapitel) für diese Thematik als sehr passend erscheint. Die Ermittlung dieser „Ersatzbodenbeschleunigung“ a_g erfolgt im Zuge von Abschnitt 3.

2.2 Baugrundbeschaffenheit für den Standort Graz

Für die Gründung des Gebäudes wird ein, für den Grazer Raum typischer, kiesiger Boden angenommen. Dies entspricht der Baugrundklasse B gemäß ÖNORM EN 1998-1.

2.3 Materialkenndaten

Die Materialkenndaten sind hier erneut getrennt nach Plattenparameter und Scheibenparameter für die Nutzungsklasse 1 und einer KLED „sehr kurz“ (für außergewöhnliche Einwirkungen) zusammengefasst. Der Modifikationsbeiwert für diese Systembedingungen beträgt

$$k_{\text{mod}} = 1,10$$

Die Umrechnung der charakteristischen Werte der Materialparameter in die Designwerte erfolgt über die Gleichung:

$$f_{xy, d} = k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{xy, k}}{\gamma_M}$$

mit einem Teilsicherheitsbeiwert γ_M des Materials, der für diesen außergewöhnlichen Lastfall „Erdbeben“ zu

$$\gamma_M = 1,0$$

resultiert.

2.3.1 Plattenparameter

Biegefestigkeit:

$$f_{m, \text{clt}, d} = k_l \cdot k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{m, \text{glt}, k}}{\gamma_M} = 1,1 \cdot 1,1 \cdot \frac{24,0}{1,0} = 29,04 \text{ N/mm}^2$$

Querdru ckfestigkeit:

$$f_{c, \text{clt}, 90, d} = k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{c, \text{clt}, 90, k}}{\gamma_M} = 1,1 \cdot \frac{2,50}{1,0} = 2,75 \text{ N/mm}^2$$

Schubfestigkeit:

$$f_{v, \text{clt}, d} = k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{v, \text{clt}, k}}{\gamma_M} = 1,1 \cdot \frac{2,00}{1,0} = 2,20 \text{ N/mm}^2$$

Rollschubfestigkeit:

$$f_{r, \text{clt}, d} = k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{r, \text{clt}, k}}{\gamma_M} = 1,1 \cdot \frac{1,10}{1,0} = 1,21 \text{ N/mm}^2$$

E-Modul:

$$E_{0, \text{mean}} = 11000 \text{ N/mm}^2$$

Schubmodul:

$$G_{0, \text{mean}} = 690 \text{ N/mm}^2$$

Rollschubmodul:

$$G_{90, \text{mean}} = 69 \text{ N/mm}^2$$

2.3.2 Scheibenparameter

Druckfestigkeit:

$$f_{c, \text{clt}, d} = k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{c, \text{clt}, k}}{\gamma_M} = 1,1 \cdot \frac{21,0}{1,0} = 23,1 \text{ N/mm}^2$$

Schubfestigkeit in der Scheibenebene:

$$f_{v, \text{clt}, d} = k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{v, \text{clt}, k}}{\gamma_M} = 1,1 \cdot \frac{5,0}{1,0} = 5,50 \text{ N/mm}^2$$

Torsionsfestigkeit in der Scheibenebene:

$$f_{T, \text{clt}, d} = k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{T, \text{clt}, k}}{\gamma_M} = 1,1 \cdot \frac{2,5}{1,0} = 2,75 \text{ N/mm}^2$$

E-Modul (5%-Fraktilwert):

$$E_{0,05} = \frac{2}{3} \cdot E_{0, \text{mean}} = \frac{2}{3} \cdot 11000 = 7333,33 \text{ N/mm}^2$$

Schubmodul (5%-Fraktilwert):

$$G_{0,05} = \frac{2}{3} \cdot G_{0, \text{mean}} = \frac{2}{3} \cdot 690 = 460 \text{ N/mm}^2$$

2.4 Modifikation der Systemgeometrie

In Kapitel 3 wurde im Zuge der Bemessung der Verbindungsmittel die Erkenntnis gewonnen, dass die einzelnen Tragwände sehr große Beanspruchungen in Richtung ihrer Wandachsen durch Torsionsmomente erfahren, die durch die große Ausmitte des Steifigkeitsmittelpunktes im Grundriss bei horizontaler Beanspruchung entstehen. Im Zuge dieses Kapitels wird die horizontale Beanspruchung durch den Lastfall „Erdbeben“ signifikant gesteigert. Ein erster Rechendurchlauf mit der bestehenden Geometrie unter Einhaltung der norminativen Randbedingungen hat ergeben, dass unter diesen geometrischen Voraussetzungen durch die Anforderungen an die Verbindungstechnik das Tragwerk nicht mehr wirtschaftlich umsetzbar wäre. Als erste Maßnahme, dieses Gebäude erdbebensicher auszulegen, erfolgt daher eine Modifikation der Systemgeometrie im Grundriss. Dabei wird die Wand 4.0, die **eine Länge von 1,46 m** aufweist (siehe Ka-

pitel 3), um **3,52 m verlängert** und hat mit **4,98 m** somit die gleiche Länge wie die Wand 2.0, deren Wandachse ebenfalls in Y-Richtung angeordnet ist. Dies hat eine Verschiebung des Steifigkeitsmittelpunktes in Richtung des Massenmittelpunktes des Gebäudes, und somit eine Reduktion der Lastausmitte zur Folge. Die Koordinaten des Steifigkeitsmittelpunktes vor der Modifikation wurden in Kapitel 3 mit den Formeln

$$x_s = \frac{\sum l_{x,i} \cdot x_i}{\sum l_{x,i}}$$

und

$$y_s = \frac{\sum l_{y,i} \cdot y_i}{\sum l_{y,i}}$$

berechnet und lauten

$$x_s = 15,913 \text{ m}$$

$$y_s = 0,995 \text{ m}$$

Die folgende Abbildung zeigt die bisherige Situation im Grundriss auf.

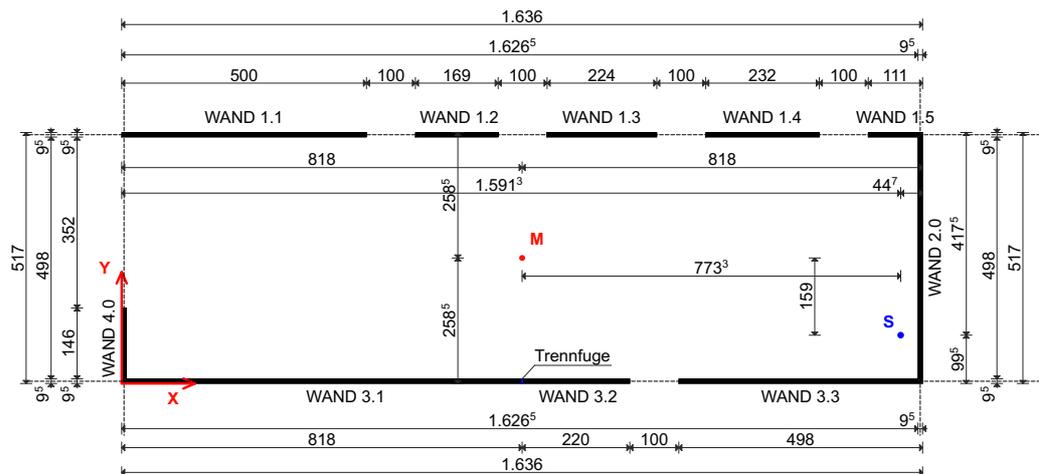


Abb. 2.3 Grundriss des Tragsystems im Erdgeschoß vor der Veränderung der Systemgeometrie

Durch die Veränderung der Wandlänge von Wand 4.0 ist eine Neuberechnung des Steifigkeitsmittelpunktes erforderlich. Die folgende Tabelle gibt die erforderlichen Parameter für diese Berechnung an.

Wand i	l	b	$l_{x,i}$	$l_{y,i}$	x_i	y_i	$l_{x,i} \cdot x_i$	$l_{y,i} \cdot y_i$
	[m]	[m]	[m ⁴]	[m ⁴]	[m]	[m]	[m ⁵]	[m ⁵]
1.1	5,00	0,95	0,0000	0,9896	2,50	5,13	0,0000	5,0691
1.2	1,69	0,95	0,0000	0,0382	6,86	5,13	0,0000	0,1957

Tab. 2.1 Neuberechnung des Steifigkeitszentrums von Wohnungskörper 1

1.3	2,24	0,95	0,0000	0,0890	9,81	5,13	0,0000	0,4558
1.4	2,32	0,95	0,0000	0,0989	13,09	5,13	0,0000	0,5064
1.5	1,11	0,95	0,0000	0,0108	15,81	5,13	0,0000	0,0555
2.0	4,98	0,95	0,9778	0,0000	16,31	2,59	15,9496	0,0000
3.1	8,18	0,95	0,0000	4,3331	4,09	0,05	0,0000	0,2058
3.2	2,20	0,95	0,0000	0,0843	9,28	0,05	0,0000	0,0040
3.3	4,89	0,95	0,0000	0,9229	13,82	0,05	0,0000	0,0438
4.0	4,98	0,95	0,9778	0,0000	0,05	2,59	0,0012	0,0000
Summe			1,9555	6,5668			15,9508	6,5362

Tab. 2.1 Neuberechnung des Steifigkeitszentrums von Wohnungskörper 1

Die neuen Koordinaten des Steifigkeitsmittelpunktes lauten:

$$x_{s, \text{neu}} = \frac{15,9508}{1,9555} = 8,180\text{m}$$

und

$$y_{s, \text{neu}} = \frac{6,5362}{6,5668} = 0,995\text{m}$$

Die folgende Abbildung zeigt die neuen Abmessungen von Wand 4.0 und die Lage des Steifigkeitsmittelpunktes.

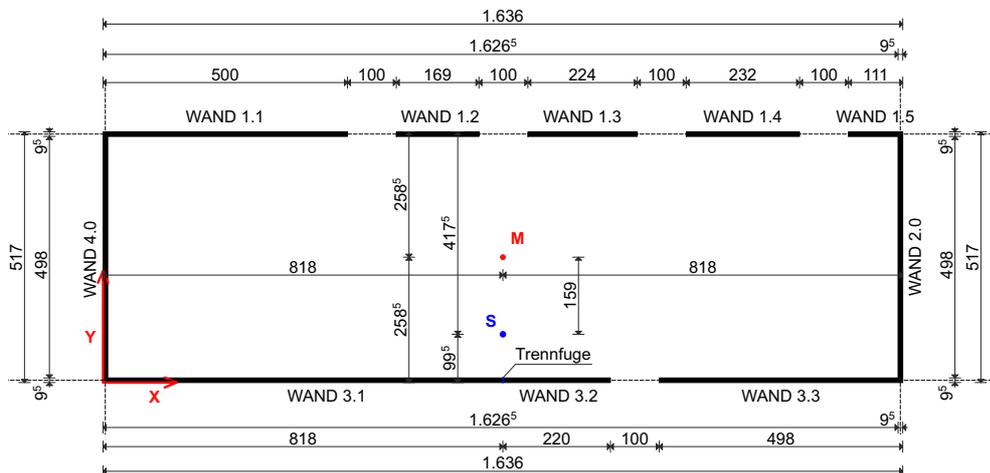


Abb. 2.4 Grundriss des Tragsystems im Erdgeschoß nach Veränderung der Systemgeometrie

Um die Auswirkungen dieser Maßnahme zu verdeutlichen, werden in X- und in Y-Richtung horizontale Einzelkräfte in der Höhe von 100 kN auf den Massenmittelpunkt des Geschosses angesetzt. Die folgenden Abbildungen zeigen die resultierenden Wandbeanspruchungen vor und nach der Systemmodifikation.

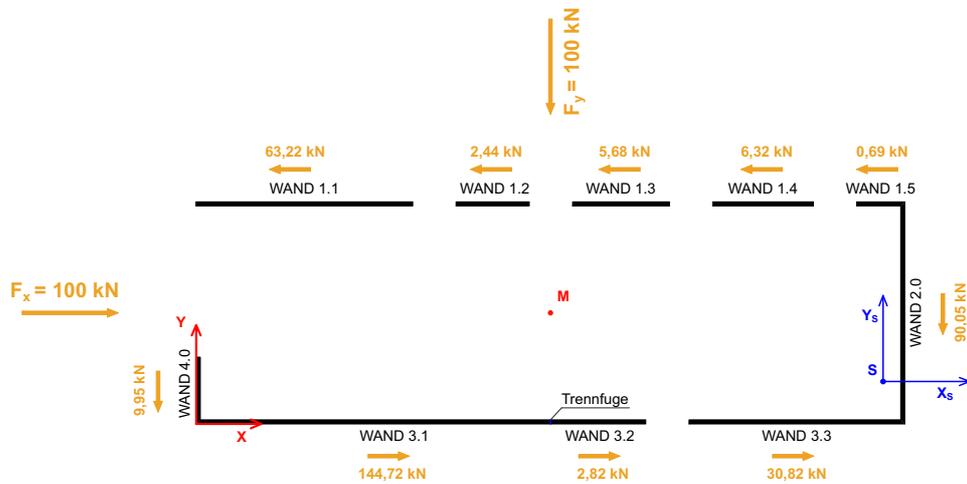


Abb. 2.5 Resultierende Wandlasten vor der Systemmodifikation ($F_x = F_y = 100 \text{ kN}$)

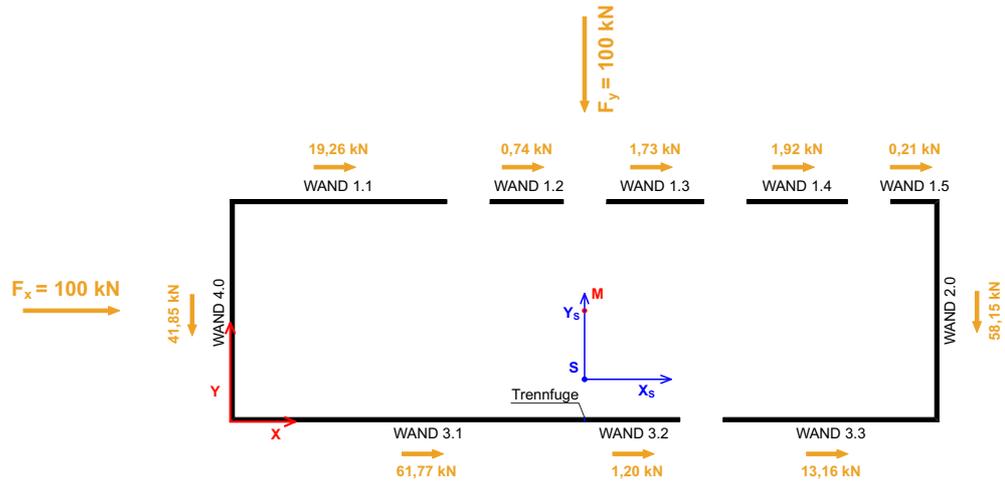


Abb. 2.6 Resultierende Wandlasten nach der Systemmodifikation ($F_x = F_y = 100 \text{ kN}$)

Die folgende Tabelle zeigt die Größenveränderung der einzelnen Wandlasten als Resultat der Systemmodifikation.

Wand i	Lasten in Achsrichtung vor Systemmodifikation	Lasten in Achsrichtung nach Systemmodifikation	prozentuelle Veränderung der absoluten Größe aufgrund Systemmodifikation
	[kN]	[kN]	[%]
1.1	-63,22	19,26	-69,54
1.2	-2,44	0,74	-69,54
1.3	-5,68	1,73	-69,54
1.4	-6,32	1,92	-69,54

Tab. 2.2 Veränderung der Größe der Wandlasten zufolge Systemmodifikation

1.5	-0,69	0,21	-69,54
2.0	-90,05	-58,15	-35,42
3.1	144,72	61,77	-57,31
3.2	2,82	1,20	-57,31
3.3	30,82	13,16	-57,31
4.0	-9,95	-41,85	+320,53

Tab. 2.2 Veränderung der Größe der Wandlasten zufolge Systemmodifikation

Aus dieser Tabelle ist ersichtlich, dass sich die Absolutbeträge der Wandlasten, bis auf jenen von Wand 4.0, stark reduziert haben. Aufgrund des Wechsels der Vorzeichen der Wände 1.1 bis 1.5 werden nun sämtliche Wände in Richtung der Einwirkungen beansprucht. Dies hat eine Veränderung des Verformungsverhaltens des Systems von einer globalen Verdrillungsform zu einer Verformung in beide Koordinatenrichtungen zu Folge.

Die folgenden Abbildungen zeigen die Ansichten und eine perspektivische Darstellung des Tragsystems von Wohnungskörper 1.

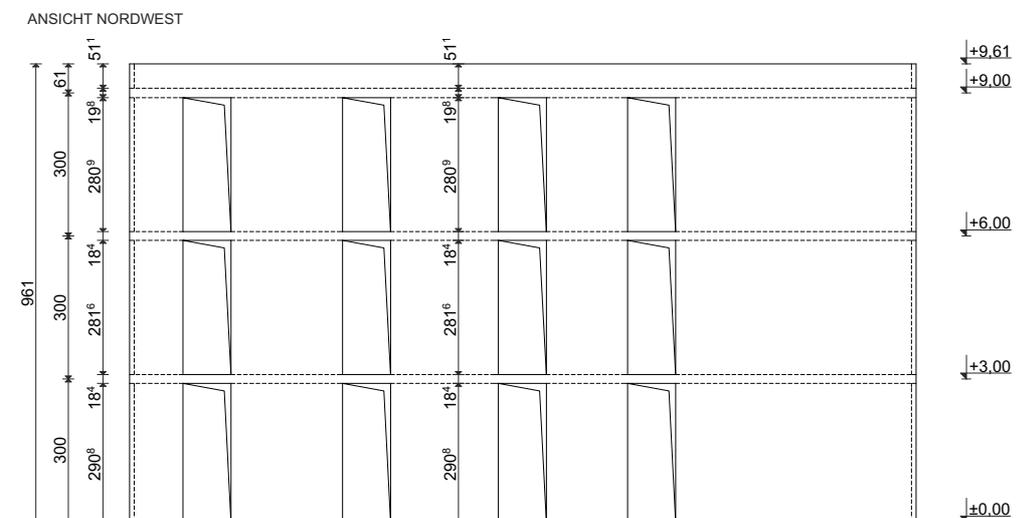


Abb. 2.7 Ansicht Nordwest des Tragsystems

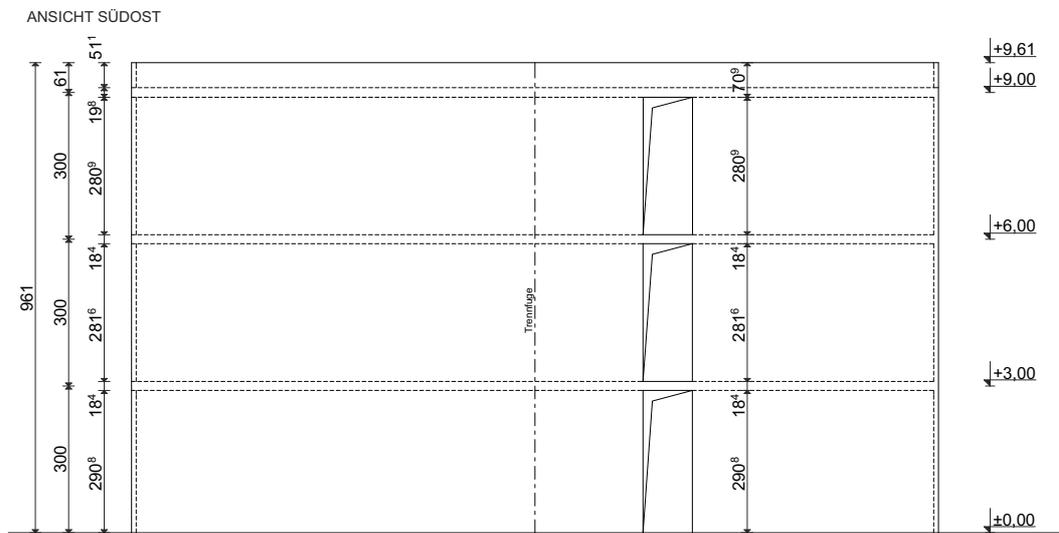


Abb. 2.8 Ansicht Südost des Tragsystems

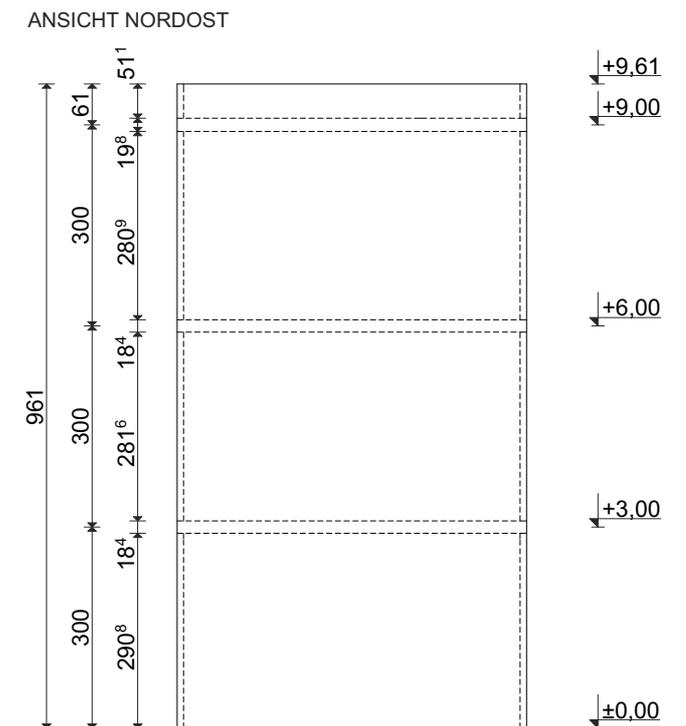


Abb. 2.9 Ansicht Nordost (und Südwest) des Tragsystems

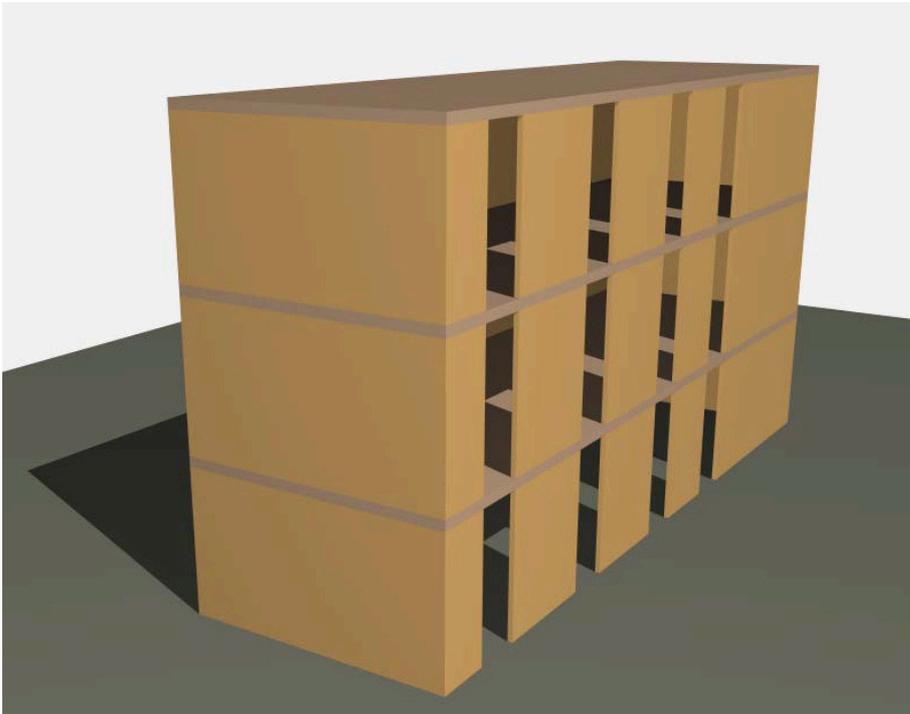


Abb. 2.10 3D-Graphik des Tragsystems

2. 5 Lasten

2. 5. 1 Lastaufstellung

Die folgende Tabelle zeigt sämtliche vertikalen Einwirkungen, die für dieses Tragwerk im Fall der Erdbebenberechnung mitzubersichtigen sind. Die Ermittlung dieser Einwirkungen ist der Lastaufstellung in Kapitel 3 zu entnehmen.

Bezeichnung	Größe	ständig	veränderlich
Gesamtgewicht DA01 g1,k	4,42 kN/m ²	x	
Gesamtgewicht DK02OG g2,k	4,58 kN/m ²	x	
Gesamtgewicht AW01 g3,k	1,03 kN/m ²	x	
Nutzlast inkl. Gewicht versetzbarer Trennwände	2,50 kN/m ²		x

Tab. 2.3 Zusammenfassung der erdbebenrelevanten Belastungen aus der Lastaufstellung in Kap. 3

2. 5. 2 Kombination der Einwirkungen für den Lastfall „Erdbeben“

Die Kombinationen für den Tragsicherheitsnachweis von Einwirkungen für den Lastfall „Erdbeben“ werden gemäß ÖNORM EN 1990:2003 [1] für dieses Tragsystem wie folgt gebildet:

$$\sum_{i \geq 1} G_{k,i} + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

mit

$$\psi_{2,Gesch.} = 0,3 \text{ (für Kategorie A1 nach ÖNORM EN 1990:2003)}$$

$$\psi_{2,Dach} = 0,0 \text{ (für Kategorie H nach ÖNORM EN 1990:2003)}$$

$$\psi_{2,Schnee} = 0,0 \text{ (für Orte mit einer Höhe niedriger als 1000 m ü. NN nach ÖNORM EN 1990:2003)}$$

$$\psi_{2,Wind} = 0,0 \text{ (nach ÖNORM EN 1990:2003)}$$

Die Kombinationen zur Ermittlung der mitschwingenden Masse nach ÖNORM EN 1998-1:2004 werden wie folgt gebildet:

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

mit

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i} \text{ nach ÖNORM B 1998:2006}$$

$$\varphi_{Geschosse} = 1,0 \text{ für Kategorie A bis C, das ergibt}$$

$$\psi_{E,Geschosse} = 1,0 \cdot 0,3 = 0,3$$

Somit ergeben sich die mitschwingenden Massen der Deckenelemente zu:

$$\text{Dach:} \quad 4,42 + 0,00 = 4,42 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Geschossdecken:} \quad 4,58 + 0,30 \cdot 2,50 = 5,33 \text{ kN/m}^2$$

2. 6 Massenermittlung

Die Ermittlung der Massen der einzelnen Bauteile ist in der folgenden Tabelle aufgelistet.

Bauteil		Einheit	unterer Teil	Dü EG	Dü 1OG	Dü 2OG	Summe	Einheit
Decke	H	m	1,45	2,86	2,81	1,92		m
	A	m ²		84,60	84,60	84,60		m ²
	$\psi_{EI} \cdot q_k$	kN/m ²		0,30 · 2,50	0,30 · 2,50	0,00		kN/m ²
	$Q_{Decke} = \psi_{EI} \cdot q_k \cdot A$	kg		6224,4	6224,4	0,0	12448,8	kg
	g_k	kN/m ²		4,58	4,58	4,42		kN/m ²
	$G_{Decke} = g_k \cdot A$	kg		38010,6	38010,6	36682,7	112703,9	kg
Wände	l_w	m	29,42	29,41	29,41	29,41		m
	A_w	m ²	42,66	84,14	82,67	56,47		m ²
	V_w	m ³	4,05	7,99	7,85	5,36		m ³
	G_w	kg	4394	8666	8515	5816	27391	kg
Summe	$\sum G + \sum \psi_{EI} \cdot Q$	kg	4394,0	52901,0	52750,0	42498,7	152543,7	kg

Tab. 2.4 Massenermittlung für den betrachteten Wohnungskörper 1

Es bedeuten:

H Einflusshöhe der Geschossmassen (exkl. Deckenstärken)

A Geschossfläche

ψ_{EI} Kombinationsbeiwert für veränderliche Einwirkungen

q_k veränderliche Lasten

g_k ständige Lasten

l_w Wandlänge

A_w Wandfläche (Wandlänge x Einflusshöhe)

V_w Wandvolumen

G_w Masse der Wände

3 Vorbemessung der VM-Anschlüsse

Da aufgrund der Wahl des Standorts des Gebäudes in L'Aquila erhöhte Erdbebeneinwirkungen zu erwarten sind, kann davon ausgegangen werden, dass diese, trotz der Modifikation des Tragwerks im Grundriss, die Einwirkungen zufolge Windbeanspruchung deutlich überschreiten werden. Da sich die Wahl und Dimensionierung der Verbindungsmittel auf das Verhalten des Bauwerks unter Erdbebenbeanspruchung auswirkt, ist es notwendig, die Verbindungsmittelanschlüsse Dach-Wand, Wand-Decke-Wand und Wand-Bodenplatte bereits vor dem eigentlichen Nachweisverfahren auf ein Lastniveau auszulegen, welches jenem der tatsächlichen Erdbebeneinwirkung sehr nahe kommt.

Dieses Lastniveau wird mit Hilfe der vereinfachten Antwortspektrenmethode (VASV) ermittelt, wobei Einflüsse aus der Torsionswirkung vorerst vernachlässigt werden. Bei Gebäuden mit einer großen Ausmitte des Steifigkeitsmittelpunktes zum Massenmittelpunkt der Geschosse ist diese Methode der Vorbemessung als ungeeignet anzusehen.

3.1 Ermittlung der Gesamterdbebenkraft

Gemäß ÖNORM EN 1998-1:2004, Abschnitt 4.3.3.2.2 wird für das VASV die horizontale Gesamterdbebenkraft F_b für die beiden Berechnungsrichtungen wie folgt ermittelt:

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

mit

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

T_1 als Eigenschwingungsdauer des Bauwerks

m als oberirdische Gesamtmasse des Bauwerks

λ als Korrekturbeiwert, der von T_1 abhängig ist:

$\lambda = 0,85$ wenn $T_1 \leq 2 \cdot T_C$ und das Bauwerk mehr als zwei Stockwerke hat

$\lambda = 1,00$ sonst

3. 1. 1 Abschätzen der Eigenschwingungsdauer T_1

Gemäß den Vorgaben aus der Norm darf die Eigenschwingungsdauer T_1 des Bauwerks mit dem Näherungsverfahren nach ÖNORM EN 1998-1:2004, Abschnitt 4.3.3.2.2(3) bestimmt werden. Dieses Verfahren ist für Bauwerke mit einer Höhe bis zu 40 m zulässig und unabhängig von der Gebäudesteifigkeit durchführbar:

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4}$$

mit

C_t als Faktor, der die Eigenschaften des Tragwerks beinhaltet

H als Gebäudehöhe in m

Der Faktor C_t wird für Hochbauten mit Schubwänden aus Stahlbeton oder Mauerwerk mit der folgenden Gleichung aus der ÖNORM EN 1998-1:2004, Abschnitt 4.3.3.2.2(4) berechnet. Aufgrund der Verhaltensanalogie des Brettspertholzes zum Stahlbeton und des Vorliegens eines reinen Wandtragsystems, kommt diese Formel auch hier zur Anwendung.

$$C_t = 0,075 / \sqrt{A_c}$$

mit

A_c als gesamte wirksame Fläche der Schubwände im EG des Gebäudes in m^2

Diese Fläche wird für beide Berechnungsrichtungen wie folgt bestimmt:

$$A_c = \sum [A_i \cdot (0,2 + (l_{wi}/H)^2)]$$

mit der Bedingung, dass $l_{wi}/H \leq 0,9$ sind (ist für dieses Gebäude immer erfüllt).

mit

A_i als wirksame Querschnittsfläche der Schubwände in Berechnungsrichtung

l_{wi} als Länge der zu den wirkenden Kräften parallelen Schubwände i im EG

in X-Richtung wird diese Fläche $A_{c,x}$ wie folgt ermittelt:

$$\begin{aligned} A_{c,x} = & 0,095 \cdot [5,00 \cdot (0,2 + (5,00/9,00)^2) + \\ & 1,69 \cdot (0,2 + (1,69/9,00)^2) + 2,24 \cdot (0,2 + (2,24/9,00)^2) + \\ & 2,32 \cdot (0,2 + (2,32/9,00)^2) + 1,11 \cdot (0,2 + (1,11/9,00)^2) + \\ & 8,18 \cdot (0,2 + (8,18/9,00)^2) + 2,20 \cdot (0,2 + (2,20/9,00)^2) + \\ & 4,89 \cdot (0,2 + (4,89/9,00)^2)] = 1,51 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

in Y-Richtung wird diese Fläche $A_{c,y}$ wie folgt ermittelt:

$$A_{c,y} = 0,095 \cdot [4,98 \cdot (0,2 + (4,98/9,00)^2) \cdot 2] = 0,48 \text{ m}^2$$

Somit ergibt sich die Eigenschwingungsdauer $T_{1,i}$ für die beiden Berechnungsrichtungen zu:

$$T_{1,x} = 0,075 / \sqrt{1,51} \cdot 9,0^{3/4} = 0,32 \text{ s}$$

und

$$T_{1,y} = 0,075 / \sqrt{0,48} \cdot 9,0^{3/4} = 0,56 \text{ s}$$

3. 1. 2 Ermittlung der Bemessungsbodenbeschleunigung

Wie bereits in Abschnitt 2. 1 erwähnt wurde, erfolgen für die gesamte, dynamische Analyse des Gebäudes die Berechnungen anhand einer „Ersatzbodenbeschleunigung“ a_g , die für diese Gebäudekategorie II gemäß ÖNORM B 1998-1:2006 für den „Ersatzstandort“ L’Aquila (It) ermittelt wird. Das Vorgehen zur Ermittlung der Bemessungsbodenbeschleunigung wurde bereits in Kapitel 2 ausführlich erläutert und ist hier nur verkürzt angeführt [22]:

- Festlegung der nominellen Lebensdauer V_N

Die nominelle Lebensdauer V_N für ein solches Gebäude beträgt 50 Jahre.

- Festlegung der Bauwerkskategorie C_u

Für Wohngebäude resultiert der Bauwerksfaktor C_u zu 1,0.

- Ermittlung der Referenzlebensdauer V_R

Die Referenzlebensdauer V_R wird wie folgt ermittelt:

$$V_R = V_N \cdot C_u = 50 \cdot 1,0 = 50 \text{ a}$$

- Festlegung der Überschreitungswahrscheinlichkeit P_{VR}

Die Überschreitungswahrscheinlichkeit P_{VR} resultiert für den Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) zu 5%.

- Ermittlung der Referenzwiederkehrperiode T_R

Die Referenzwiederkehrperiode T_R wird wie folgt berechnet:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = -\frac{50}{\ln(1 - 0,05)} = 975a$$

Aus dem Anhang B der italienischen Erdbebennorm [22] kann somit für die „Ersatzbodenbeschleunigung a_g “ folgender Wert entnommen werden:

$$a_g = 3,34 \text{ m/s}^2$$

3. 1. 3 Ermittlung der Parameter des Bemessungsspektrums für den Standort Graz

Für die gesamte dynamische Analyse dieses Beispielgebäudes wird ein Baugrund der Kategorie B angenommen. Gemäß ÖNORM EN 1998-1:2004, Abschnitt 3.2.2.2, Tabelle 3.2 bzw. ÖNORM B 1998-1:2006, Abschnitt 4.3.4(2) ergeben sich für diesen Baugrund die folgenden Parameterwerte des Bemessungsspektrums (Typ 1):

$$S = 1,20$$

$$T_B = 0,15$$

$$T_C = 0,50$$

$$T_D = 2,0$$

3. 1. 4 Festlegung des Verhaltensbeiwertes q

Nach dem aktuellen Stand der Forschung (siehe 'New Technologies for Construction of Medium-Rise Buildings in Seismic Regions: The XLAM Case' [37]) kann für diese Art der Holzkonstruktion (Wände und Decken aus BSP, Verbund durch stiftförmige VM, Verankerung mittels Zuganker und Winkelverbinder mit Nagelung, etc.) ein **Verhaltensbeiwert q von 3,0** angenommen werden. Dies entspricht gemäß ÖNORM EN 1998-1:2005 einem hohen Energiedissipationsvermögen bzw. der Duktilitätsklasse DCH.

3.1.5 Graphische Darstellung des Bemessungsspektrums für lineare Berechnungen

Das Bemessungsspektrum für die dynamische Analyse des Gebäudes wird mit den zuvor ermittelten Parametern unter Anwendung der Gleichungen aus der ÖNORM EN 1998-1:2004, Abschnitt 3.2.2.5(4) gebildet:

$$0 \leq T \leq 0,15s \rightarrow S_d(T) = 3,34 \cdot 1,2 \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{0,15} \cdot 0,167 \right] \quad (1)$$

$$0,15s \leq T \leq 0,50s \rightarrow S_d(T) = 3,34 \quad (2)$$

$$0,50s \leq T \leq 2,0s \rightarrow S_d(T) = 3,34 \cdot 1,2 \cdot 0,83 \cdot \frac{0,50}{T} \quad (3)$$

$$2,0s \leq T \rightarrow S_d(T) = 3,34 \cdot 1,2 \cdot 0,83 \cdot \frac{1}{T^2} \quad (4)$$

Die folgende Abbildung zeigt die graphische Darstellung des Bemessungsspektrums für den gewählten Baugrund und die vorhandene Bemessungsbodenbeschleunigung.

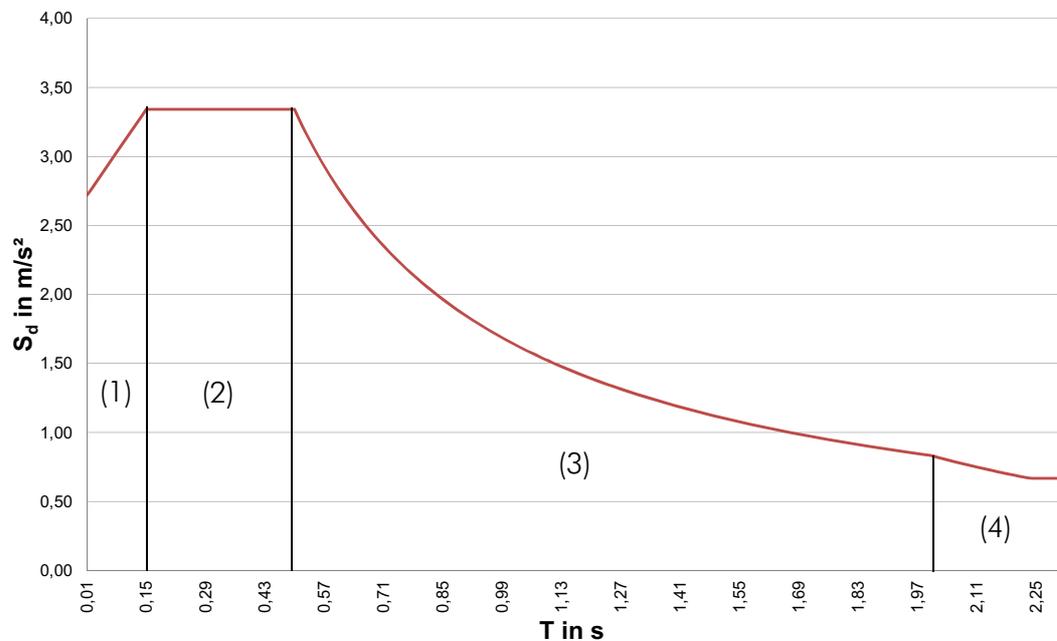


Abb. 3.1 Bemessungsspektrum für lineare Berechnung (Baugrundkategorie B, a_g = 3,34 m/s²)

3. 1. 6 Resultierende Gesamterdbebenkraft

Unter diesen Voraussetzungen resultiert die Gesamterdbebenkraft in X- und Y-Richtung zu:

$$F_{b,x} = 3,34 \cdot 152543,7 \cdot 0,85 = 433071,56 \text{ N} = 433 \text{ kN}$$

und

$$F_{b,y} = 3,34 \cdot 1,2 \cdot 0,83 \cdot \frac{0,50}{0,56} \cdot 152543,7 \cdot 0,85 = 385124,36 \text{ N} = 385 \text{ kN}$$

3. 2 Aufteilung der Gesamterdbebenkraft auf die Geschosse

Die Aufteilung der Gesamterdbebenkraft $F_{b,i}$ auf die einzelnen Geschosse erfolgt gemäß ÖNORM EN 1998-1:2004, Abschnitt 4.3.3.2.3(3). Der Angriffspunkt der Geschosskräfte ist der Deckenschwerpunkt der jeweils über dem Geschöß liegenden Decke.

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

Die folgende Tabelle zeigt die Ergebnisse der Aufteilung der Gesamterdbebenkraft.

Geschoß	z_i	m_i	$z_i \cdot m_i$	$F_{i,x}$	$F_{i,y}$
	[m]	[kg]	[m.kg]	[N]	[N]
EG	3,0	52901	158703	80133	71261
1.OG	6,0	52750	316500	159809	142116
2.OG	9,0	42499	382491	193129	171747
Summe			857694	433072	385124

Tab. 3.1 Resultierende Geschößkräfte im Zuge der Vorbemessung mit dem VASV

Die folgende Abbildung zeigt die Aufteilung der horizontalen Erdbebenkräfte anhand des Ersatzstabmodells von Wohnungskörper 1 für beide Berechnungsrichtungen.

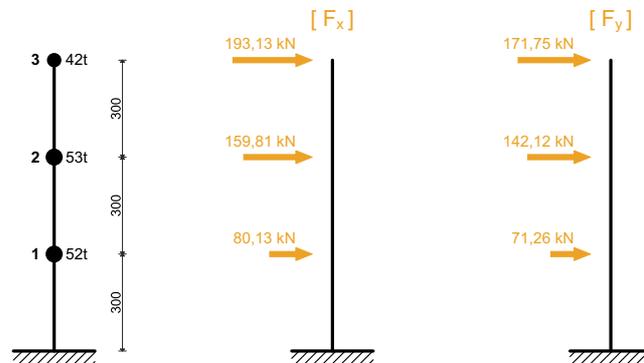


Abb. 3.2 Aufteilung der horizontalen Erdbebenkräfte aus der Vorbemessung

3.3 Bestimmung der Schnittgrößen in den Anschlussfugen

Im Zuge dieser Vorbemessung werden die Schnittgrößen in den maßgebenden Anschlussfugen Dach-Wand, Wand-Decke-Wand und Wand-Bodenplatte mit den Formeln, die in Kapitel 3 für die Bemessung der VM-Anschlüsse angewendet worden sind, für die Wände 1.1-4.0 ermittelt. Diese lauten:

$$F_{ix} = F_x \cdot \frac{I_{iy}}{\sum I_{iy}} - (T_M + F_x \cdot y_s - F_y \cdot x_s) \cdot \frac{I_{iy} \cdot \bar{y}_i}{\sum (I_{iy} \cdot \bar{y}_i^2 + I_{ix} \cdot \bar{x}_i^2)}$$

und:

$$F_{iy} = F_y \cdot \frac{I_{ix}}{\sum I_{ix}} + (T_M + F_x \cdot y_s - F_y \cdot x_s) \cdot \frac{I_{ix} \cdot \bar{x}_i}{\sum (I_{iy} \cdot \bar{y}_i^2 + I_{ix} \cdot \bar{x}_i^2)}$$

mit

F_{ix}, F_{iy} als resultierende Belastung der Wand i in X- oder Y-Richtung

T_M als Torsionsmoment, welches um den Massenmittelpunkt resultiert (Torsionswirkungen werden vernachlässigt, daher gilt: $T_M = 0$)

x_s, y_s als Abstand des Schwerpunktes der Wand i zum Steifigkeitsmittelpunkt, der in Abschnitt 2. 4 neu berechnet wurde

Gemäß ÖNORM EN 1998-1:2004, Abschnitt 4.3.3.5.1(3) ist es notwendig, die horizontalen Beanspruchungen zufolge Erdbeben für beide Berechnungsrichtungen zu kombinieren. Dies geschieht mit den Überlagerungsregeln

$$E_{Edy} \pm 0, 3E_{Edx}$$

und $0,3E_{Edy} \pm E_{Edx}$, die für für sämtliche Tragwände i die maßgebenden Belastungen hervorrufen.

Die Schnittgrößen in den untersuchten Anschlussfugen werden wie folgt berechnet:

- Schubkraft als Linienschnittgröße zur Bemessung der Winkelverbinder/Holzschrauben

$$n_{xz, d} = \frac{F_{ix, ges}}{l_i}, \frac{F_{iy, ges}}{l_i}$$

mit

$F_{ix, ges}, F_{iy, ges}$ als resultierende Summe aller Wandlasten, die über der jeweiligen Anschlussfuge in die Wand i eingeleitet werden

- Normalkraft als Linienschnittgröße zur Bemessung der Zuganker/Holzschrauben

$$n_{d, ges} = n_{dz} \pm n_{dM} = n_{dz} \pm \frac{M_d \cdot 6}{l_i^2}$$

$$M_d = \sum(F_{ix}, F_{iy}) \cdot h_i$$

mit

n_{dz} als Summe aller vertikalen Lasten infolge Eigengewicht ($g_{1,k}, g_{2,k}, g_{3,k}, 0,3q_k$), die über der betreffenden Anschlussfuge in die Wand eingeleitet werden

M_d als resultierendes Biegemoment in der Anschlussfuge, welches durch Multiplikation der horizontalen Erdbebenkräfte F_{ix} und F_{iy} der Wand i mit ihren vertikalen Abständen h_i zur betreffenden Anschlussfuge ermittelt wird

Anmerkungen:

Da in diesem Berechnungsmodell davon ausgegangen wird, dass ausschließlich Kräfte in Richtung der Wandachse in die Wand eingeleitet werden können, werden entweder die Kräfte F_{ix} oder die Kräfte F_{iy} zur Schnittgrößenberechnung einer Wand i herangezogen.

Die Anschlussfuge Wand-Decke-Wand ist in den Deckenebenen des Erdgeschosses und des 1.Obergeschosses situiert, wobei die Schnittgrößen in der Deckenebene des Erdgeschosses maßgebend für die Bemessung der Verbindungsmittel sind und daher ermittelt werden. Die Anschlussfuge in der Deckenebene des 1.OG wird im Zuge dieser Vorbemessung analog ausgeführt.

Der Anschluss Wand-Decke-Wand wird gemäß Kapitel 3, Bemessung der VM-Anschlü-

se in eine obere (Zuganker + Winkelverbinder) und eine untere Fuge (Holzschrauben) aufgeteilt. Die Dicke der Geschossdecke als Abstand der beiden Fugen wird bei der Ermittlung der einwirkenden Biegemomente im Zuge dieser Vorbemessung nicht berücksichtigt.

Die folgenden Tabellen geben einen Überblick über die auftretenden Schnittgrößen in den untersuchten Anschlussfugen zufolge der erläuterten Kombination der einwirkenden Erdbebenlasten.

3. 3. 1 Schubkräfte in den Anschlussfugen

- Schubkräfte in der Anschlussfuge Dach-Wand

Wand i	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	2.0	3.1	3.2	3.3	4.0
	[kN/m]									
$n_{xz,d}$	7,44	0,85	1,49	1,60	0,37	16,30	14,58	1,05	5,20	18,19

Tab. 3.2 Schubkräfte in der Anschlussfuge Dach-Wand

- Schubkräfte in der oberen Anschlussfuge Wand-Decke-Wand

Wand i	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	2.0	3.1	3.2	3.3	4.0
	[kN/m]									
$n_{xz,d}$	13,59	1,55	2,73	2,93	0,69	29,78	26,55	1,93	9,51	33,25

Tab. 3.3 Schubkräfte in der oberen Anschlussfuge Wand-Decke-Wand

- Schubkräfte in der unteren Anschlussfuge Wand-Decke-Wand

Wand i	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	2.0	3.1	3.2	3.3	4.0
	[kN/m]									
$n_{xz,d}$	16,68	1,91	3,35	3,59	0,82	36,54	32,70	2,37	11,66	40,79

Tab. 3.4 Schubkräfte in der unteren Anschlussfuge Wand-Decke-Wand

Anmerkung:

Die Schubkräfte in der **Anschlussfuge Wand-Bodenplatte** sind mit jenen aus Tab. 3.4 ident.

3. 3. 2 Biegemomente in den Anschlussfugen

- Biegemomente in der Anschlussfuge Wand-Decke-Wand

Wand i	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	2.0	3.1	3.2	3.3	4.0
	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
M_d	315,48	12,18	28,37	31,52	3,45	688,36	1011,99	19,69	215,53	768,50

Tab. 3.5 Biegemomente in der Anschlussfuge Wand-Decke-Wand

- Biegemomente in der Anschlussfuge Wand-Bodenplatte

Wand i	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	2.0	3.1	3.2	3.3	4.0
	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
M_d	568,68	21,84	50,86	56,51	6,19	1234,27	1814,57	35,30	386,46	1377,98

Tab. 3.6 Biegemomente in der Anschlussfuge Wand-Bodenplatte

3. 3. 3 Normalkräfte in den Anschlussfugen

In Kapitel 3 wurde gezeigt, dass die Deckenelemente ($g_{k,1}$, $g_{k,2}$ und q_k) in Y-Richtung gespannt sind. Somit würden die Wände 2.0 und 4.0, deren Achsen in Y-Richtung verlaufen, nicht durch die Deckenlasten beansprucht werden. Da die Normalkraft, wie im Folgenden gezeigt wird, maßgeblich zur Verankerung der Bauteile gegen horizontale Lasten beiträgt, wurde dieses Modell der einachsigen Plattenwirkung verfeinert. Dabei erfolgte eine Plattenberechnung mit dem Finite-Elemente-Programm „RFem“, mit der genauen Erfassung der Geometrie (Grundriss mit 16,36/5,08 m, Platten mit einer Dicke von 184 und 198 mm), der Materialeigenschaften (BSP als orthotroper Werkstoff erfasst, siehe Anhang) und der Belastung (Eigengewicht des Daches bzw. Eigengewicht der Zwischengeschoßdecke inkl. anteilige Nutzlast). Die folgende Abbildung zeigt die Auflagerlasten infolge der flächenmäßigen Belastung der Zwischengeschoßdecke. Aus dieser Grafik ist ersichtlich, dass die Wände, deren Achse in Hauptspannrichtung der Decke verläuft, **ungefähr 30%** der Belastung der Haupttrichtung erhalten. Für diese Vorbemessung wird dies als ausreichend genau angesehen.

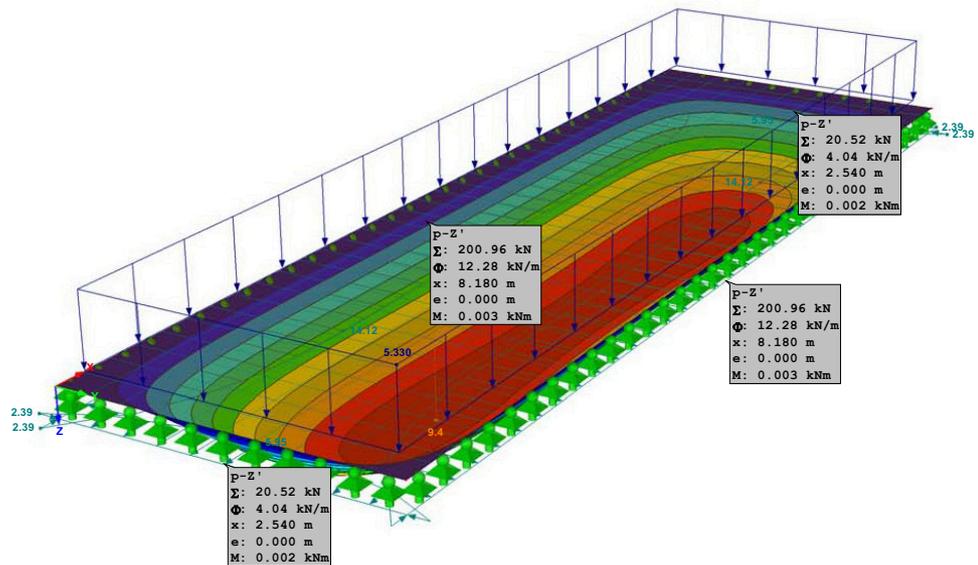


Abb. 3.3 Lagerreaktionen der Tragwände infolge Eigengewicht der Zwischengeschosßdecke und anteiliger Nutzlast

Somit ergeben sich die Schnittgrößen in den untersuchten Fugen wie folgt:

- Normalkräfte in der Anschlussfuge Dach-Wand

Wand i	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	2.0	3.1	3.2	3.3	4.0
	[kN/m]									
$n_{d,z}$	11,23	11,23	11,23	11,23	11,23	3,37	11,23	11,23	11,23	3,37

Tab. 3.7 Normalkräfte in der Anschlussfuge Wand-Bodenplatte

- Normalkräfte in der oberen Anschlussfuge Wand-Decke-Wand

Wand i	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	2.0	3.1	3.2	3.3	4.0
	[kN/m]									
$n_{d,z}$	30,95	30,95	30,95	30,95	30,95	13,61	30,95	30,95	30,95	13,61

Tab. 3.8 Normalkräfte in der oberen Anschlussfuge Wand-Decke-Wand

- Normalkräfte in der unteren Anschlussfuge Wand-Decke-Wand

Wand i	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	2.0	3.1	3.2	3.3	4.0
	[kN/m]									
$n_{d,z}$	44,48	44,48	44,48	44,48	44,48	17,67	44,48	44,48	44,48	17,67

Tab. 3.9 Normalkräfte in der unteren Anschlussfuge Wand-Decke-Wand

- Normalkräfte in der Anschlussfuge Wand-Bodenplatte

Wand i	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	2.0	3.1	3.2	3.3	4.0
	[kN/m]									
$n_{d,z}$	47,57	47,57	47,57	47,57	47,57	20,76	47,57	47,57	47,57	20,76

Tab. 3.10 Normalkräfte in der Anschlussfuge Wand-Bodenplatte

3. 4 Neubemessung der Verbindungsmittel

3. 4. 1 Tragfähigkeit der Verbindungsmittel hinsichtlich der Beanspruchungen

In Kapitel 3 wurden die Verbindungsmittel auf Beanspruchungen infolge horizontaler Windbelastung und vertikaler Kräfte durch Eigengewicht für eine Klasse der Lasteinwirkungsdauer (KLED) „kurz“ ausgelegt ($k_{mod} = 0,90$). Für die hier betrachtete, außergewöhnliche Lastfallsituation „Erdbeben“ resultiert gemäß ÖNORM EN 1995-1 eine KLED „sehr kurz“, die eine Erhöhung des Modifikationsbeiwertes k_{mod} auf 1,10 zur Folge hat. Der Teilsicherheitsbeiwert γ_M darf ebenfalls auf 1,00 reduziert werden (siehe auch Abschnitt 2. 3).

Somit nehmen die Tragfähigkeiten der eingesetzten Verbindungsmittel die folgenden Werte an.

- Winkelverbinder 105 mit Rippe

Die folgende Abbildung zeigt die Einwirkungen auf den eingesetzten Winkelverbinder in der oberen Anschlussfuge Wand-Decke-Wand und in der Anschlussfuge Wand-Bodenplatte. Die dargestellte Kraft $F_{1,d}$ in Z-Richtung wird im gewählten Modell nicht von den Winkelverbindern, sondern von den Zugankern abgetragen.

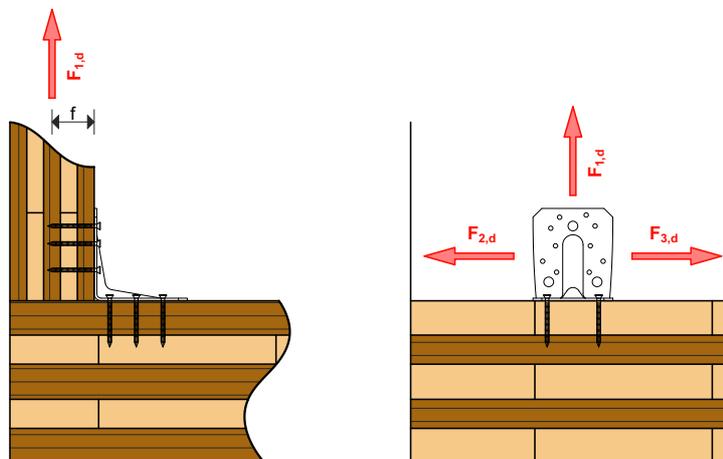


Abb. 3.4 Einwirkungen auf den Winkelverbinder 105 gemäß [47]

Gemäß [47] resultiert eine Tragfähigkeit auf Schubbeanspruchung von

$$R_{2,d} = R_{3,d} = 7,50 \text{ kN/VM}$$

unter Annahme einer maximalen Ausnagelung des Winkels mit Kammnägeln 4,0 x 60.

- Zuganker 480-M20

Das Verbindungsmittel „Zuganker 480-M20“ besteht aus den Komponenten „Nagelung“ (Kammnägeln 4,0 x 60), „Stahlwinkel“ (S235), „Stahlbolzen“ (M20, 4.6) und „Unterlagsscheibe“ (S235, 180/70/10) und weist gemäß [48] die selbe Tragfähigkeit auf, als unter einer KLED „kurz“ (siehe Kapitel 3). Diese beträgt:

$$R_{1,d} = 20,6 \text{ kN/VM}$$

Anmerkung:

Durch die hier gegebene KLED „sehr kurz“ kann jedoch die Nagelung auf 13 Stück pro VM reduziert werden.

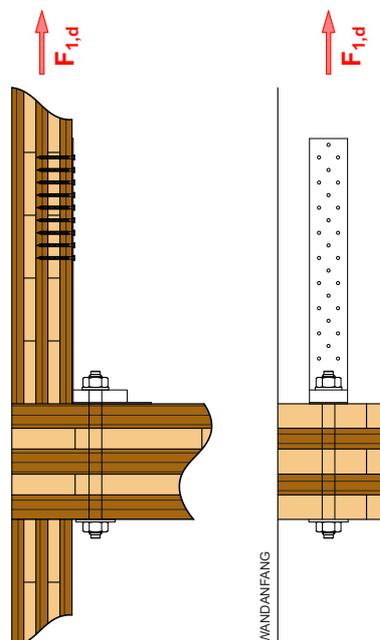


Abb. 3.5 Einwirkungen auf den Zuganker 480-M20 gemäß [48]

- Holzschraube mit Vollgewinde, $d/l = 8/400$

Die Tragfähigkeit der Holzschraube auf Herausziehen in Richtung der Schraubenachse resultiert unter Verwendung der Ergebnisse in Kapitel 3 zu

$$R_{ax, s, d} = R_{ax, s, k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 10690 \cdot \frac{1,1}{1,0} = 11759 \text{ N/VM} = 11,76 \text{ kN/VM}$$

Anmerkung:

Die geringfügig höhere Tragfähigkeit der Holzschraube im Anschluss Dach-Wand (siehe Kapitel 3) wird hier vernachlässigt.

Die Tragfähigkeit der Holzschraube auf Herausziehen unter einem Winkel zur Schraubenachse resultiert zu:

$$R_{d, xz} = R_{ax, s, d} \cdot \frac{\cos \alpha}{\cos \beta}$$

Der Winkel der Beanspruchung zur Anschlussfuge ist von der Größe der Einwirkung abhängig und wird wie folgt berechnet:

$$\beta = \text{atan} \frac{e_{d, z}}{e_{d, x}}$$

3. 4. 2 Ermittlung der Stückzahl der Holzschrauben in der Anschlussfuge Dach-Wand

Da davon ausgegangen wird, dass in der Anschlussfuge Dach-Wand keine Biegemomente und daher auch keine Abhebekräfte zu übertragen sind, kann die Anzahl der Holzschrauben pro Laufmeter mit den Schnittgrößen aus Tab. 3.2 ermittelt werden.

Die Ermittlung erfolgt mit der Formel

$$\frac{n_{xz, d}}{R_{d, xz} \cdot n^{0,9}} = 1,0$$

wobei in dieser Fuge durch den konstanten Winkel der Einwirkung von 0° zur Wandachse die folgende Formel zur Ermittlung von $R_{d, xz}$ heran gezogen werden kann:

$$R_{d, xz} = R_{ax, s, d} \cdot \cos \alpha + \mu \cdot R_{ax, s, d} \cdot \sin \alpha$$

mit

μ als Reibungsbeiwert, der für eine Holz-Holz-Verbindung 0,3 beträgt,

folgt

$$R_{d,xz} = 11,76 \cdot \cos 45 + 0,3 \cdot 11,76 \cdot \sin 45 = 9,18 \text{ kN/VM}$$

Durch Anwenden dieser Gleichungen wird ersichtlich, dass für diesen Anschluss eine maximale VM-Anzahl von 3 Stk/lfm für sämtliche Tragwände resultiert. Da diese großen VM-Abstände (bis auf das Maximum) aus konstruktiven Gründen ungeeignet sind, wird der Abstand der Holzschrauben, der in Kapitel 3 für diesen Anschluss ermittelt wurde, auch hier verwendet. Dieser beträgt 33,3 cm und führt zu einer VM-Anzahl, die für sämtliche Tragwände in der folgenden Tabelle dargestellt ist.

Wand i	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	2.0	3.1	3.2	3.3	4.0
	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
n	16	6	7	7	4	15	25	7	15	15

Tab. 3.11 Anzahl der Holzschrauben in der Anschlussfuge Dach-Wand für sämtliche Tragwände

3. 4. 3 Ermittlung der Stückzahl der Winkelverbinder 105 in der oberen Anschlussfuge Wand-Decke-Wand

Im gewählten statischen Modell werden die Winkelverbinder, wie bereits erwähnt, ausschließlich durch Schubkräfte ($F_{2,d}$ bzw. $F_{3,d}$) beansprucht. Die Stückzahl der gewählten Winkelverbinder pro Laufmeter kann daher mit der folgenden Formel ermittelt werden.

$$\frac{n_{xz,d}}{R_{2,d} \cdot n} = 1,0$$

Durch Einsetzen der Schnittgrößen in Tab. 3.3 und der Tragfähigkeit pro VM aus Abschnitt 3. 4. 1 resultieren folgende Stückzahlen an Winkelverbindern für sämtliche Tragwände:

Wand i	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	2.0	3.1	3.2	3.3	4.0
	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
n	10	2	2	2	2	20	30	2	7	23

Tab. 3.12 Anzahl der Winkelverbinder für sämtliche Tragwände in der oberen Anschlussfuge WDW

Anmerkung:

Die angegebenen Stückzahlen beinhalten bereits die Tatsache, dass pro Wandelement mind. 2 Winkelverbinder angeordnet werden.

3. 4. 4 Ermittlung der Stückzahl der Winkelverbinder in der Anschlussfuge WBP

Die Ermittlung der Stückzahl der Winkelverbinder für diesen Anschluss geschieht analog zu jenem im Abschnitt davor, die einwirkenden Schubkräfte gemäß Tab. 3.4 stellen die maximalen Belastungen für dieses Verbindungsmittel dar.

Wand i	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	2.0	3.1	3.2	3.3	4.0
	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
n	12	2	2	2	2	25	36	2	8	28

Tab. 3.13 Anzahl der Winkelverbinder für sämtliche Tragwände in der Anschlussfuge WBP

Anmerkung:

Bei Betrachtung von Wand 4.0 in Tab. 3.13 wird ersichtlich, dass die eingesetzten Winkelverbinder bereits eine sehr große Stückzahl aufweisen. In der tatsächlichen Ausführung wird aus Gründen der Wirtschaftlichkeit unter Umständen für eine Situierung in einer Erdbebenzone ein anderes Verbindungsmittel zur Anwendung kommen. Im Zuge dieser Berechnung wird aus Gründen der Vereinfachung diese Verbindungsmittelanordnung beibehalten.

3. 4. 5 Ermittlung der Stückzahl der Zuganker in der oberen Anschlussfuge WDW

Die Ermittlung der Stückzahlen der Zuganker ist weitaus aufwändiger als jene der Winkelverbinder oder Holzschrauben, die ausschließlich Schubkräfte übertragen. Der Grund dafür ist einerseits die Kombination der Einwirkungen aus Biegemoment und Normalkraft und andererseits die Annahme des statischen Modells in der Anschlussfuge. Im Zuge dieser Berechnung wurde für die Bemessung der Verankerung und in weiterer Folge für die Ermittlung der Rotationssteifigkeit des Anschlusses ein Modell gewählt, dass jenem der Biegebemessung im Stahlbetonbau sehr ähnlich ist. Das aufzunehmende Biegemoment wird in der Anschlussfuge in eine **Zug- und eine Druckkomponente** zerlegt. Die Übertragung der Zugkomponente wird durch die eingebauten Zuganker 480-M20 übernommen, die, wie bereits erwähnt, jeweils an den beiden Wandenden situiert sind. Die Übertragung der Druckkomponente erfolgt durch Auflagerpressung, wobei von einem sich ausbildenden **vollplastischen Druckbereich** ausgegangen wird.

Bei der Übertragung von Druckkräften in der Anschlussfuge Wand-Decke wird die Wandscheibe auf Druck in Faserrichtung der Decklagen und die Deckenplatte auf Druck quer zur Faserrichtung des Holzes beansprucht (Querdruck). Aufgrund des großen Festigkeitsunterschiedes zwischen Druck in Faserrichtung (Wand) und Druck quer zur Faserrichtung (Decke) kann die Beanspruchung der Deckenplatte als maßgebend erachtet werden.

Die folgende Abbildung zeigt das statische Modell, welches der Ermittlung der Stückzahlen der Zuganker in dieser Anschlussfuge zu Grunde liegt.

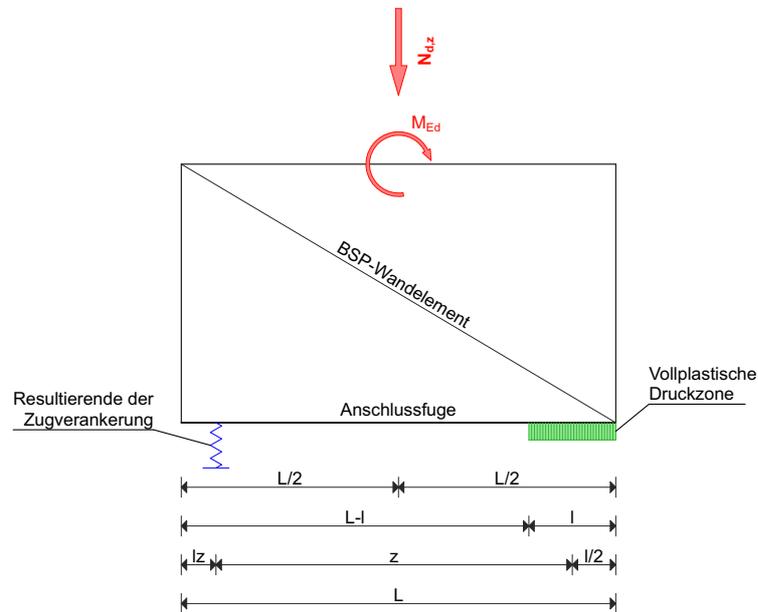


Abb. 3.6 Statisches Modell der oberen Anschlussfuge für die Bemessung der Zugankerstückzahl

Die weitere Berechnung erfolgt schrittweise:

- Schritt 1 - Verschieben der Drucknormalkraft in den Schwerpunkt der Verankerung und Bilden der Momentenbilanz

Die resultierende Druckkraft infolge Eigengewicht wird wie folgt berechnet:

$$N_{d,z} = n_{d,z} \cdot L_i$$

mit

$n_{d,z}$ als Normalkraft (Linienschnittgröße) gemäß Tab. 3.8

L_i Länge der Anschlussfuge i (entspricht der Länge der Tragwand i)

Durch Bilden der Summe aller Momente um den Schwerpunkt der Zugverankerung wird das einwirkende Biegemoment um das Produkt der Drucknormalkraft mit der Entfernung des Schwerpunktes der Zugverankerung vom Mittelpunkt der Anschlussfuge erweitert:

$$M_{d,neu} = M_d + N_{d,z} \cdot \left(\frac{L_i}{2} - l_z \right)$$

mit

l_z als Abstand der resultierenden Widerstandskraft sämtlicher Zuganker

- Schritt 2 - Ermittlung der Größe des inneren Hebelarms z

Die Größe des inneren Hebelarms z in Abhängigkeit des einwirkenden Biegemoments $M_{d,neu}$ und der Wandlänge L_i wird über den Nachweis auf Querdruck ermittelt. Dieser lautet wie folgt:

$$\frac{\frac{F}{A_{90}}}{k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}} = 1,0$$

mit

$$F = \frac{M_{d,neu}}{z}$$

und

$$A_{90} = b \cdot l(L_i, z, l_z) = 0,095 \cdot (L - l_z - z) \cdot 2 = 0,19 \cdot (L - l_z - z)$$

sowie

$$f_{c,90,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{c,90,k}}{\gamma_M} = \frac{1,1 \cdot 2,50}{1,0} = 2,75 \text{ N/mm}^2$$

folgt

$$\frac{\frac{M_{d,neu}}{z}}{0,19 \cdot (L - l_z - z)} = 1,0$$

$$\frac{M_{d,neu}}{z} = 1,9 \cdot (L - l_z - z)$$

Aus dieser Gleichung lässt sich für den inneren Hebelarm eine Funktion in Abhängigkeit von $M_{d,neu}$, L_i und l_z aufstellen, die wie folgt lautet.

$$z_1(M_{d,neu}, L, l_z) = \frac{1}{2} \cdot [\sqrt{l_z^2 - 2 \cdot L_i \cdot l_z + L_i^2 - 3,82775 \cdot M_{d,neu} - l_z + L_i}]$$

Die zweite Lösung z_2 dieser quadratischen Gleichung führt bei Einsetzen von vorhandenen Werten der Wandlänge, Lage der resultierenden Verankerungskraft und Biegemoment zu unrealistischen Ergebnissen und wird daher nicht weiter betrachtet.

- Schritt 3 - Ermittlung der resultierenden Verankerungskraft

Die resultierende Verankerungskraft erfolgt mit der Gleichung

$$F_{1,d,ges} = \frac{M_{d,neu}}{z_1} - N_{d,z}$$

- Schritt 4 - Ermittlung der Stückzahlen der Zuganker

Die Stückzahl der notwendigen Zuganker pro Wandende wird durch folgende Gleichung ermittelt

$$n = \frac{F_{1,d,ges}}{R_{1,d}}$$

und ist für sämtliche Tragwände in der folgenden Tabelle angeführt.

Wand i	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	2.0	3.1	3.2	3.3	4.0
	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
n	1	1	1	1	1	7	1	1	1	8

Tab. 3.14 Anzahl der Zuganker pro Wandende für sämtliche Tragwände in der oberen Anschlussfuge WDW

Anmerkung:

Der Abstand der resultierenden Verankerungskraft sämtlicher Zuganker ist mit 40 cm vom gezogenen Wandende entfernt für sämtliche Wände angenommen worden.

In Tab. 3.14 ist ersichtlich, dass für die Wände 2.0 und 4.0 bereits hohe Stückzahlen an Ankern auftreten. Hier und in weiterer Folge auch in der Anschlussfuge Wand-Bodenplatte gilt es, in der Detailbemessung eine Sonderlösung zur Verankerung dieser beiden Tragwände zu finden.

3. 4. 6 Ermittlung der Stückzahl der Zuganker in der Anschlussfuge Wand-Bodenplatte

Die Ermittlung der Stückzahlen der Zuganker in dieser Anschlussfolge geschieht analog zu der zuvor gezeigten. Der einzige Unterschied besteht darin, dass für den Druckbereich nicht der Nachweis der Auflagerpressung, sondern der gewöhnliche Nachweis auf Druck in Richtung der Faserrichtung maßgebend wird. Ein mögliches Stabilitätsversagen der Wände (Kippen!) ist aufgrund der niedrigen Geschosshöhe (= Kippfeld) auszuschließen. Somit erfolgt hier der Einstieg in Schritt 2 der Berechnung.

- Schritt 2 - Ermittlung der Größe des inneren Hebelarms z

Die Größe des inneren Hebelarms z wird nun wie folgt ermittelt:

$$\frac{F}{\frac{A_n}{f_{c,0,d}}} = 1,0$$

mit

$$F = \frac{M_{d,neu}}{z}$$

und

$$A_n = b_n \cdot l(L_i, z, l_z) = (0,095 - 0,019 \cdot 2) \cdot (L - l_z - z) \cdot 2 = 0,114 \cdot (L - l_z - z)$$

(ausschließlich die Schichten mit der Faserrichtung in Z-Richtung berücksichtigt)

sowie

$$f_{c,0,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_M} = \frac{1,1 \cdot 21,0}{1,0} = 23,1 \text{ N/mm}^2$$

folgt

$$\frac{\frac{M_{d,neu}}{z}}{0,114 \cdot (L - l_z - z)} = 1,0$$

und

$$z_1(M_{d,neu}, L, l_z) = \frac{1}{2} \cdot [\sqrt{l_z^2 - 2 \cdot L_i \cdot l_z + L_i^2 - 1,5189489 \cdot M_{d,neu} - l_z + L_i}]$$

Die weiteren Schritte sind erfolgen wie im Abschnitt zuvor. Die folgende Tabelle gibt die Stückzahlen der Zuganker in der Anschlussfuge Wand-Bodenplatte für sämtliche Tragwände wieder.

Wand i	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	2.0	3.1	3.2	3.3	4.0
	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
n	1	1	1	1	1	11	2	1	1	13

Tab. 3.15 Anzahl der Zuganker pro Wandende für sämtliche Tragwände in der Anschlussfuge WBP

Anmerkung:

Der Abstand l_z wurde hier erneut mit 40 cm angenommen.

3. 4. 7 Ermittlung der Anzahl der Holzschrauben in der unteren Anschlussfuge Wand-Decke-Wand

Während in der oberen Anschlussfuge Wand-Decke-Wand bzw. in der Anschlussfuge Wand-Bodenplatte eine Trennung zwischen Zugverankerung und Einleitung der Schubkräfte durch die Anordnung von zwei unterschiedlichen Verbindungsmitteltypen denkbar ist, erfolgt die Weiterleitung der Beanspruchungen über die untere Anschlussfuge Wand-

Decke-Wand über ein und dieselbe Verbindung. Daher wird im Zuge dieser Berechnung davon ausgegangen, dass die Holzschrauben, die in einem gewissen Abstand zueinander entlang der Wandachse situiert sind, auf die Schnittgrößen „Wandbiegemoment“ und „Wandquerkraft“ aufgeteilt werden. Dieses nicht unübliche Verfahren hat den Vorteil, dass die Bemessung erneut getrennt auf die jeweilige Einwirkung erfolgen kann. Somit kommen wieder die gleichen Modelle wie in Abschnitt 3. 4. 2 bis Abschnitt 3. 4. 6 mit gewissen Modifikationen zur Anwendung.

Ermittlung der Anzahl der Holzschrauben zur Ableitung der Schubkräfte

Die Ermittlung der Anzahl der für die Querkraft „reservierten“ Holzschrauben erfolgt mit der Formel

$$\frac{n_{xz,d}}{R_{d,xz} \cdot n^{0,9}} = 1,0$$

mit

$$R_{d,xz} = 11,76 \cdot \cos 45 = 6,18 \text{ kN/VM}$$

Anmerkung:

Im Gegensatz zu Abschnitt 3. 4. 2 entfällt hier der Term, der die Reibung der Verbindung berücksichtigt, da sich die Anschlussfuge im Zuge der Verformung des Gebäudes öffnen wird und somit kein Kontakt, der zu Reibungsanteilen führt, auftritt.

Die folgende Tabelle gibt die ermittelten Stückzahlen der schubabtragenden Holzschrauben der unteren Anschlussfuge Wand-Decke-Wand für sämtliche Tragwände wieder.

Wand i	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	2.0	3.1	3.2	3.3	4.0
	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
n	16	6	7	7	4	30	44	7	15	33

Tab. 3.16 Anzahl der schubabtragenden Holzschrauben für sämtliche Tragwände in der unteren Anschlussfuge WDW

Anmerkung:

Auch hier wurde wieder darauf geachtet, dass der Abstand der Schrauben maximal 33,3 cm beträgt.

Ermittlung der Anzahl der Holzschrauben zur Verankerung der Wände

Diese Ermittlung erfolgt ebenfalls nach dem Modell in Abschnitt 3. 4. 6, die Verankerungskraft pro Schraube ist durch die Tatsache, dass die Einwirkungsrichtung ebenfalls 45° zur Schraubenachse geneigt ist, mit der zuvor ermittelten ident:

$$R_{d,xz} = 11,76 \cdot \cos 45 = 6,18 \text{ kN/VM}$$

Die folgende Tabelle zeigt die Anzahl der notwendigen Holzschrauben, die für die Verankerung der Tragwände „reserviert“ sind:

Wand i	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	2.0	3.1	3.2	3.3	4.0
	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
n	1	1	1	1	1	20	1	1	1	23

Tab. 3.17 Anzahl der Holzschrauben zur Verankerung sämtlicher Tragwände in der unteren Anschlussfuge WDW (pro Wandende)

Anmerkung:

Der große Unterschied der Stückzahlen zwischen den Tragwänden in X- und Y-Richtung resultiert aus dem Umstand, dass die Wände 2.0 und 4.0 in Y-Richtung erneut geringere Auflasten durch das Eigengewicht und der anteiligen Nutzlast der Decken erhalten.

4 Geometrische Kenndaten des Gebäudes

In diesem Abschnitt wird die Berechnung sämtlicher geometrischer Kenndaten aufgezeigt, die für die Nachweisführung des Lastfalles „Erdbeben“ von Bedeutung sind.

4.1 Ermittlung des Steifigkeitsmittelpunktes

Die Ermittlung des Steifigkeitsmittelpunktes wurde in Kapitel 3 bzw. in Abschnitt 2.4 für eine horizontale Beanspruchung durch Windlasten über die Biegesteifigkeit EI der Tragwände ermittelt. Dies ist jedoch aufgrund des nicht zu vernachlässigenden Einflusses des Schubanteils der Wände, und der Steifigkeit der Verbindungen in den Anschlussfugen an einer horizontalen Verformung lediglich als Vordimensionierung zu verstehen. Im folgenden Abschnitt ist die genaue, geschossweise Berechnung des Steifigkeitsmittelpunktes von Wohnungskörper 1 unter Berücksichtigung der in Abschnitt 3 ermittelten Grundlagen aufgezeigt.

4.1.1 Ermittlung der Steifigkeit der Anschlussfugen

Aus der Neubemessung der Anschlüsse Dach-Wand, Wand-Decke-Wand, Wand-Bodenplatte in Abschnitt 3 ist zu entnehmen, dass für die Ermittlung der horizontalen Steifigkeit der Tragwände die Steifigkeiten der Verbindungsmittel in diesen Anschlüssen mitberücksichtigt werden müssen. Dabei handelt es sich um die Steifigkeit der Anschlüsse auf eine Kraft in Richtung der Wandachse (Schubsteifigkeit) und auf ein Biegemoment, welches eine Verdrehung der Wandscheibe um ihre schwache Achse hervorruft (Rotationssteifigkeit). Diese beiden Kenndaten werden nun für sämtliche Anschlüsse ermittelt.

Anschluss Dach-Wand

Im Anschluss Dach-Wand werden Druckkräfte mittels Kontaktdruck (Auflagerpressung) in die Wände übertragen. Die eingesetzten selbstbohrenden Holzschrauben dienen als Montagehilfsmittel, als Sicherung gegen Zugkräfte (Abhebekräfte durch Windsog) und zur Schubübertragung infolge horizontaler Kräfte (Windlast, Trägheitskraft durch Erdbeben) von der Decke in die Wände. Die Bemessung des Anschlusses aus Abschnitt 3 hat die Anzahl der Holzschrauben pro Tragwand ergeben, die in Tab. 3.11 angeführt sind. Die folgende Abbildung zeigt die Anordnung der Verbindungsmittel in der Anschlussfuge.

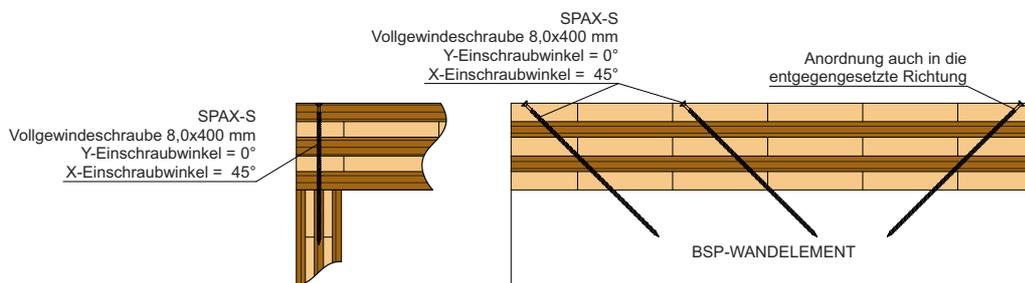


Abb. 4.1 Schnitt und Ansicht des vertikalen Anschlusses Dachelement-Wand

- Schubsteifigkeit des Anschlusses

Die Schubsteifigkeit des Anschlusses Dach-Wand wird durch einen Verschiebungsmodul $K_{ser,i}$ ausgedrückt der für eine Wand i mit der Länge L_i wie folgt berechnet wird:

$$K_{ser,i} = n_i \cdot K_{ser,8,45}$$

mit

n_i als Anzahl der Holzschrauben in der Wand i aus Tab. 3.11

$K_{ser,8,45}$ Verschiebungsmodul einer selbstbohrenden Holzschraube, deren Beanspruchung 45° zur Schraubenachse erfolgt

Der Verschiebungsmodul einer selbstbohrenden Holzschraube in Richtung der Schraubenachse wird anhand der Versuchsergebnisse aus 'Verstärkung von Bauteilen aus Holz mit Vollgewindeschrauben' [36] mit der folgenden Formel bestimmt. Hier ist jedoch anzumerken, dass diese Formel in [36] streng genommen nur für einen Winkel zwischen Schraubenachse und Faserrichtung von 90° gilt. Die Einbausituation (siehe Ermittlung der Mindestabstände in Kapitel 3) erfordert jedoch einen Winkel von 45° zwischen Schraubenachse und Faserrichtung.

$$K_{ax,8,0} = 234 \cdot (\rho \cdot d)^{0,2} \cdot l_s^{0,4}$$

mit

ρ Rohdichte des verwendeten Holzes in kg/m^3

d Durchmesser der Holzschraube in mm

l_s Einschraublänge in mm

folgt

$$K_{ax,8,0} = 234 \cdot (350 \cdot 8)^{0,2} \cdot 120^{0,4} = 7768,2 \text{ N/mm}$$

Da die Beanspruchungsrichtung gemäß Abb. 4.1 für die Schub- und Zugkraftübertragung jeweils 45° zur Schraubenachse geneigt ist, muss für den endgültigen Verschiebungsmodul $K_{ax,8,45}$ noch eine Korrektur vollzogen werden.

$$K_{ax,8,45} = K_{ax,8,0} \cdot \sin(45^\circ) = 7768,2 \cdot \sin(45^\circ) = 5492,8 \text{ N/mm}$$

Als Alternative dazu wird in 'Auszieh Widerstand selbstbohrender Holzschrauben in Abhängigkeit der Eindrehlänge' [32] gezeigt, dass für auf Herausziehen beanspruchte, selbstbohrende Holzschrauben ($d = 8,0 \text{ mm}$) in Vollholz mit einer Eindrehlänge von 120 mm folgende Verschiebungsmoduli $K_{ser,norm,rot,i}$ möglich sind.

Winkel zwischen Schraubenachse und Faserrichtung = 0° :

$$K_{ser,norm,rot,0} = 20.000 \text{ N/mm}$$

Winkel zwischen Schraubenachse und Faserrichtung = 90° :

$$K_{ser,norm,rot,90} = 15.000 \text{ N/mm}$$

Durch die Anwendung der Hankinson-Formel können diese Parameter für einen Winkel zwischen Schraubenachse und Faserrichtung von 45° umgerechnet werden.

$$K_{ser,norm,rot,45} = \frac{K_{ser,norm,rot,90} \cdot K_{ser,norm,rot,0}}{K_{ser,norm,rot,90} \cdot \cos(\alpha)^2 + K_{ser,norm,rot,0} \cdot \sin(\alpha)^2}$$

$$K_{ser,norm,rot,45} = \frac{15000 \cdot 20000}{15000 \cdot \cos(45)^2 + 20000 \cdot \sin(45)^2} = 17143 \text{ N/mm}^2$$

auch hier erfolgt wieder die Umrechnung auf die Richtung der einwirkenden Kräfte:

$$K_{ser,norm,rot,45,45} = K_{ser,norm,rot,45} \cdot \sin(45^\circ) = 17143 \cdot \sin(45^\circ) = 12122 \text{ N/mm}$$

Wie für diese beiden Alternativen deutlich ersichtlich, ist die Größe des Verschiebungsmoduls je nach Versuchsserie und -konfiguration einer gewaltigen Bandbreite unterworfen. Für die weiteren Berechnungen wird der Verschiebungsmodul pro VM gemäß [32] mit

$$K_{ser,norm,rot,45,45} = 12122 \text{ N/mm}$$

angenommen.

Die Verschiebungsmoduli $K_{ser,i}$ der Tragwände i sind für den Anschluss Dach-Wand in der folgenden Tabelle angeführt.

Wand i	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	2.0	3.1	3.2	3.3	4.0
	[kN/m]									
$K_{ser,i}$	193952	72732	84854	84854	48488	181830	303050	84854	181830	181830

Tab. 4.1 Verschiebungsmoduli für sämtliche Tragwände in der Anschlussfuge DW

- Rotationssteifigkeit des Anschlusses

Da im obersten Anschluss Dach-Wand keine Biegemomente infolge Erdbebeneinwirkung in die Wandscheiben zu übertragen sind, entfällt hier die Ermittlung der Rotationssteifigkeit des Anschlusses.

Obere Anschlussfuge Wand-Decke-Wand

Der Anschluss Wand-Decke-Wand lässt sich für die Ermittlung der Anschlusssteifigkeiten in zwei Anschlussfugen aufteilen. Die Übertragung der Einwirkungen in der oberen Anschlussfuge wird mit Zuganker (Abhebekräfte) und Winkelverbinder (Schubkräfte) bewerkstelligt.

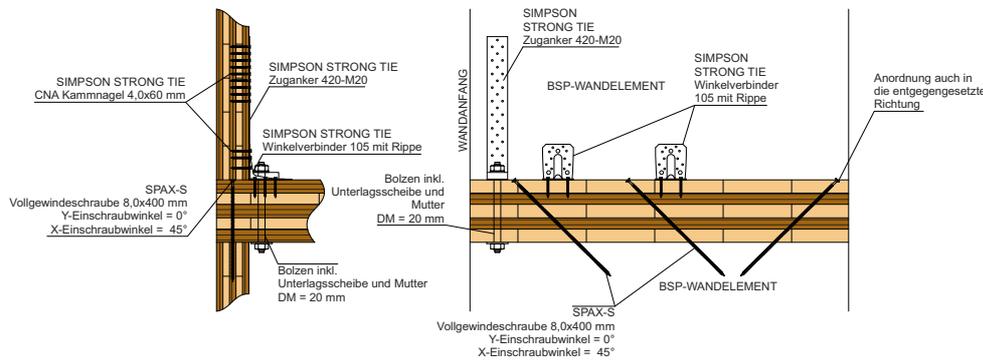


Abb. 4.2 Schnitt und Ansicht des vertikalen Anschlusses Wand-Decke-Wand

- Ermittlung der Schubsteifigkeit des Anschlusses

Unter der Voraussetzung, dass bei Beanspruchung des Winkelverbinders in Richtung der Wandachse die Nachgiebigkeit der Vernagelung um ein Vielfaches größer als die Nachgiebigkeit des Stahlblechs ist, kann der Verschiebungsmodul $K_{ser,105}$ eines Winkelverbinders wie folgt berechnet werden:

$$K_{ser,105} = \frac{1}{\frac{1}{K_{ser,o}} + \frac{1}{K_{ser,u}}}$$

mit

$K_{ser,o}$ als Verschiebungsmodul der Nagelung, im Wandelement angeordnet

$K_{ser,u}$ als Verschiebungsmodul der Nagelung, im Deckenelement angeordnet

folgt:

$$K_{ser,o} = n_{Nagel} \cdot K_{ser,Nagel} = 10 \cdot \frac{1}{25} \cdot \rho_k^{1,5} \cdot d^{0,8} =$$

$$10 \cdot \frac{1}{25} \cdot 350^{1,5} \cdot 4,0^{0,8} = 7939 \text{ N/mm}$$

und

$$K_{ser,u} = n_{Nagel} \cdot K_{ser,Nagel} = 14 \cdot \frac{1}{25} \cdot \rho_k^{1,5} \cdot d^{0,8} =$$

$$14 \cdot \frac{1}{25} \cdot 350^{1,5} \cdot 4,0^{0,8} = 11116 \text{ N/mm}$$

Der Verschiebungsmodul des Winkelverbinders beträgt daher

$$K_{ser,105} = \frac{1}{\frac{1}{7939} + \frac{1}{11116}} = 4631 \text{ N/mm} = 4,63 \text{ MN/m}$$

Der Verschiebungsmodul $K_{ser,i}$ kann für die gesamte Anschlussfuge i/Wandscheibe i daher wie folgt berechnet werden:

$$K_{ser,i} = n_i \cdot K_{ser,105}$$

mit

n_i als Stückzahl der Winkelverbinder der Wand i gemäß Tab. 3.12

Die folgende Tabelle gibt die Verschiebungsmoduli $K_{ser,i}$ der oberen Anschlussfuge Wand-Decke-Wand für sämtliche Wände wieder.

Wand i	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	2.0	3.1	3.2	3.3	4.0
	[kN/m]									
$K_{ser,i}$	46310	9262	9262	9262	9262	92620	138930	9262	32417	106513

Tab. 4.2 Verschiebungsmoduli $K_{ser,i}$ der oberen Anschlussfuge WDW für sämtliche Tragwände i

Anmerkung:

Diese Schubsteifigkeiten gelten für beide Zwischengeschoßanschlüsse.

- Rotationssteifigkeit des Anschlusses

Die Ermittlung der Rotationssteifigkeit der oberen Anschlussfuge Wand-Decke-Wand erfolgt mit dem selben statischen Modell, welches zur Ermittlung der Stückzahl der Zuganker in Abschnitt 3. 4. 5 verwendet wurde. Prinzipiell kann die Summe aller Zuganker in einer Wand i als resultierende Zugwegfeder und die Steifigkeit der Deckenplatte als Auf-

lager der Wand i in Abhängigkeit der Auflagerfläche als resultierende Druckwegfeder angenommen werden. Diese beiden Wegfedern werden in weiterer Folge zu einer Drehfeder $K_{\varphi,i}$ der Wand i umgeformt. Die Ermittlung erfolgt schrittweise.

- Schritt 1 - Ermittlung der Wegfedersteifigkeiten der Zug- und Druckfedern

Die Ermittlung der Federsteifigkeit k_1 der Zugfeder für sämtliche Zuganker wird wie folgt durchgeführt:

$$K_1 = n_{\text{Anker}} \cdot \frac{1}{\frac{1}{K_{\text{ser},1}} + \frac{1}{K_{\text{ser},2}}}$$

mit

n_{Anker} als Anzahl der notwendigen Zuganker gemäß Tab. 3.14

$K_{\text{ser},1}$ als Federsteifigkeit der Nagelverbindung des Zugankers

$K_{\text{ser},2}$ als Federsteifigkeit der Unterlagscheibe des Verankerungsbolzens

Die folgende Abbildung soll die Wirkung des Zugankers unter Zugbeanspruchung verdeutlichen:

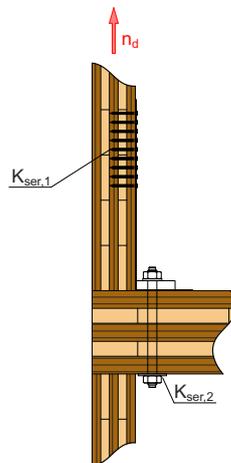


Abb. 4.3 Zugfedern des eingesetzten Zugankers „480-M20“

In Abb. 4.3 ist ersichtlich, dass neben den angeführten Zugfedern weitere Verbindungselemente bei Beanspruchung einer Verformung ausgesetzt sind. Dabei handelt es sich um die Durchbiegung des Stahlwinkels, sowie die Dehnung des Nagelblechs und des Stahlbolzens. Diese Verformungen sind im Vergleich zu den angeführten Elementen verhältnismäßig gering und werden daher nicht weiter berücksichtigt.

Die Federsteifigkeit der Nagelverbindung unter Zugbeanspruchung wird wie folgt ermittelt:

$$K_{\text{ser},1} = n_{\text{Nagel}} \cdot K_{\text{ser,Nagel}} = 15 \cdot \frac{1}{25} \cdot \rho_k^{1,5} \cdot d^{0,8} =$$

$$15 \cdot \frac{1}{25} \cdot 350^{1,5} \cdot 4,0^{0,8} = 11909,71 \text{ N/mm} = 11,91 \text{ MN/m}$$

Die Federsteifigkeit der Unterlagsscheibe wird durch die Nachgiebigkeit der Deckenplatte auf Querdruck bestimmt. Die dafür verwendete Formel ist 'Historische Dachstühle' [30] entnommen worden und lautet:

$$K_{\text{ser},2} = \frac{E_{90,\text{mean}} \cdot A_{90}}{H/2}$$

mit

$E_{90,\text{mean}}$ als Elastizitätsmodul des BSP-Elementes quer zur Faser

A_{90} als querdruckbeanspruchte Fläche des Holzes (entspricht den Abmessungen der Unterlagsscheibe 180/70 mm)

H als Höhe (Dicke) der BSP-Platte

folgt

$$K_{\text{ser},2} = \frac{370 \cdot 0,18 \cdot 0,07}{0,198/2} = 47,09 \text{ MN/m}$$

Die Federsteifigkeit eines Zugankers beträgt somit:

$$K_{\text{Anker}} = \frac{1}{\frac{1}{11,91} + \frac{1}{47,09}} = 9,51 \text{ MN/m}$$

Die Federsteifigkeit der Zugfeder ist die Summe der Federsteifigkeit der Zuganker und somit von der Größe der Einwirkung abhängig. Die Anzahl der Zuganker wurde in Abschnitt 3. 4. 5 ermittelt und ist in Tab. 3.14 für sämtliche Tragwände dargestellt.

Die Federsteifigkeit der Druckfeder wird erneut mit der Formel der Querdrucksteifigkeit nach [30] berechnet:

$$K_2 = \frac{E_{90,\text{mean}} \cdot A_{90}(L, l_z, M_d, N_{d,z})}{H/2}$$

mit

A_{90} als Auflagerfläche unter Querdruckbeanspruchung, die von den Abmessungen der Tragwand (L, l_z) und den Einwirkungen ($M_d, N_{d,\text{ges}}$) abhängig ist.

Die folgende Tabelle zeigt die ermittelten Zug- und Druckfedersteifigkeiten sämtlicher Tragwände unter den, in Abschnitt 3 ermittelten Einwirkungen und geometrischen Kenndaten.

Wand i	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	2.0	3.1	3.2	3.3	4.0
	[kN/m]									
$K_{1,i}$	9510	9510	9510	9510	9510	66570	9510	9510	9510	76080
$K_{2,i}$	107267	30726	40396	41917	22558	132573	185011	36760	91208	145576

Tab. 4.3 Zug- und Druckfedersteifigkeiten der oberen Anschlussfuge WDW für sämtliche Tragwände

- Schritt 2 - Ermittlung der Rotationssteifigkeit des Anschlusses

Die Ermittlung der Rotationssteifigkeit des Anschlusses erfolgt durch Kombination der ermittelten Wegfedern mit der folgenden Formel:

$$K_{\varphi,i} = \frac{z_{1,i}^2}{\frac{1}{K_{1,i}} + \frac{1}{K_{2,i}}}$$

Die folgende Tabelle gibt die ermittelte Rotationssteifigkeit der oberen Anschlussfuge Wand-Decke-Wand für sämtliche Tragwände i wieder. Diese gilt erneut für beide Geschossknoten.

Wand i	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	2.0	3.1	3.2	3.3	4.0
	[kNm/rad]									
$K_{\varphi,i}$	172903	11288	24475	26845	3077	855365	511428	23092	163453	956392

Tab. 4.4 Rotationssteifigkeit der oberen Anschlussfuge WDW für sämtliche Tragwände i

untere Anschlussfuge Wand-Decke-Wand

Die Übertragung der Schubkräfte und der Abhebekräfte infolge Biegemoment wird in der unteren Anschlussfuge Wand-Decke-Wand durch die Anordnung von Holzschrauben bewerkstelligt. Dabei erfolgt die Aufteilung der Holzschrauben auf die Schnittgrößen Wandquerkraft und Wandbiegemoment gemäß Abschnitt 3. 4. 7.

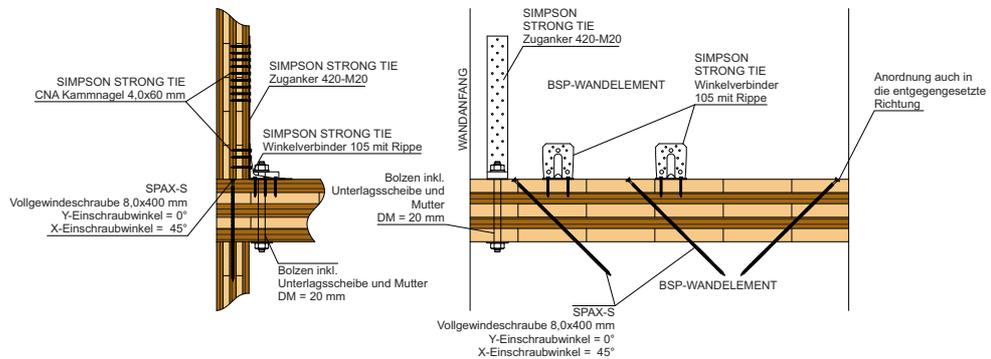


Abb. 4.4 Schnitt und Ansicht des vertikalen Anschlusses Wand-Decke-Wand

- Schubsteifigkeit des Anschlusses

Die Schubsteifigkeit des Anschlusses Dach-Wand wird analog zur Anschlussfuge Dach-Wand berechnet. Die Anzahl der für die Querkraft „reservierten“ Holzschrauben ist Tab. 3.16 zu entnehmen.

$$K_{ser,i} = n_i \cdot K_{ser,norm,rot,45,45}$$

Die Verschiebungsmoduli $K_{ser,i}$ der Tragwände i sind für die untere Anschlussfuge Wand-Decke-Wand in der folgenden Tabelle angeführt.

Wand i	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	2.0	3.1	3.2	3.3	4.0
	[kN/m]									
$K_{ser,i}$	193952	72732	84854	84854	48488	363660	533368	84854	181830	400026

Tab. 4.5 Verschiebungsmoduli für sämtliche Tragwände in der unteren Anschlussfuge WDW

- Rotationssteifigkeit des Anschlusses

Die Ermittlung der Rotationssteifigkeit der unteren Anschlussfuge erfolgt analog zur oberen Anschlussfuge Wand-Decke-Wand. Die Anzahl der für die Verankerung „reservierten“ Holzschrauben sind Tab. 3.17 zu entnehmen.

Die folgende Tabelle gibt einen Überblick über die Zug- und Druckfedersteifigkeiten der unteren Anschlussfuge Wand-Decke-Wand für sämtliche Tragwände i .

Wand i	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	2.0	3.1	3.2	3.3	4.0
	[kN/m]									
$K_{1,i}$	12122	12122	12122	12122	12122	242440	12122	12122	12122	278806
$K_{2,i}$	134262	41785	53915	55807	31499	140728	227766	50029	117398	153803

Tab. 4.6 Zug- und Druckfedersteifigkeiten der unteren Anschlussfuge WDW für sämtliche Tragwände

In der folgenden Tabelle ist die Rotationssteifigkeit der unteren Anschlussfuge Wand-Decke-Wand für sämtliche Tragwände i angeführt.

Wand i	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	2.0	3.1	3.2	3.3	4.0
	[kNm/rad]									
$K_{\phi,i}$	216318	14242	30799	33768	3878	1709640	640390	29189	205022	1887223

Tab. 4.7 Rotationssteifigkeit der unteren Anschlussfuge WDW für sämtliche Tragwände i

Anschlussfuge Wand-Bodenplatte

Die Einleitung der Kräfte in die Gründung erfolgt über die Anschlussfuge Wand-Bodenplatte. Analog zur oberen Anschlussfuge Wand-Decke-Wand werden Abhebekräfte aus Biegebeanspruchung über die Zuganker und Schubkräfte über die Winkelverbinder abgetragen. Daher ist die Ermittlung der Schubsteifigkeit und der Rotationssteifigkeit der Anschlussfuge sehr ähnlich wie jene der oberen Anschlussfuge Wand-Decke-Wand. Die folgende Abbildung gibt einen Überblick über die festgelegte VM-Anordnung in dieser Fuge.

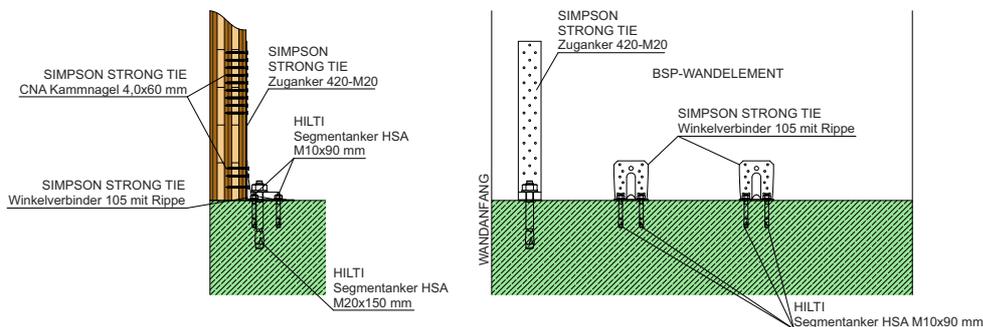


Abb. 4.5 Schnitt und Ansicht des vertikalen Anschlusses Wand-Bodenplatte

- Ermittlung der Schubsteifigkeit des Anschlusses

Die Schubsteifigkeit des Anschlusses wird erneut über den Verschiebungsmodul $K_{ser,105}$ eines Winkelverbinders berechnet. Der Unterschied zur oberen Anschlussfuge WDW besteht darin, dass die Verankerung im Beton als unnachgiebig angenommen wird und somit der Verschiebungsmodul $K_{ser,105}$ ausschließlich von der Nagelung im Wandelement abhängig ist:

$$K_{ser,105} = K_{ser,o} = 7939 \text{ N/mm}$$

mit

$K_{ser,o}$ als Verschiebungsmodul der Nagelung, im Wandelement angeordnet

Der Verschiebungsmodul $K_{ser,i}$ kann für eine Wandscheibe i daher wie folgt berechnet werden:

$$K_{ser,i} = n_i \cdot K_{ser,105}$$

mit

n_i als Stückzahl der Winkelverbinder der Wand i gemäß Tab. 3.13

Die folgende Tabelle gibt die Verschiebungsmoduli $K_{ser,i}$ der Anschlussfuge Wand-Bodenplatte für sämtliche Wände wieder.

Wand i	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	2.0	3.1	3.2	3.3	4.0
	[kN/m]									
$K_{ser,i}$	95268	15878	15878	15878	15878	198475	285804	15878	63512	222292

Tab. 4.8 Verschiebungsmoduli $K_{ser,i}$ der Anschlussfuge Wand-Bodenplatte für sämtliche Tragwände i

- Rotationssteifigkeit des Anschlusses

Die Rotationssteifigkeit der Anschlussfuge Wand-Bodenplatte wird ähnlich der oberen Anschlussfuge WDW ermittelt, der Unterschied besteht darin, dass die Druckfedersteifigkeit nicht mehr über die Querpressung der Deckenplatte, sondern über die Drucksteifigkeit der Wand in Faserrichtung des Holzes ermittelt wird. Außerdem gilt für die Ermittlung der Zugfedersteifigkeit das selbe wie für den Winkelverbinder, die Verankerung im Beton wird als unnachgiebig angenommen. Die Ermittlung erfolgt wieder schrittweise.

- Schritt 1 - Ermittlung der Wegfedersteifigkeiten der Zug- und Druckfedern

Die Ermittlung der Federsteifigkeit K_1 der Zugfeder für sämtliche Zuganker wird wie folgt durchgeführt:

$$K_1 = n_{Anker} \cdot K_{ser,1} = n_{Anker} \cdot 11910 \text{ N/mm}$$

mit

n_{Anker} als Anzahl der notwendigen Zuganker gemäß Tab. 3.15

$K_{ser,1}$ als Federsteifigkeit der Nagelverbindung des Zugankers

Die Federsteifigkeit der Druckfeder erfolgt nun mit der Formel:

$$K_2 = \frac{E_{0,mean} \cdot A_0(L, l_z, M_d, N_{d,z})}{H_W}$$

mit

A_0 als Auflagerfläche unter Druckbeanspruchung, die von den Abmessungen

der Tragwand (L, I_z) und den Einwirkungen ($M_d, N_{d,ges}$) abhängig ist.

$E_{0,mean}$ als E-Modul des Holzes in Richtung der Faser

H_W als Höhe der Tragwand über der Anschlussfuge

Die folgende Tabelle zeigt die ermittelten Zug- und Druckfedersteifigkeiten sämtlicher Tragwände unter den, in Abschnitt 3 ermittelten Einwirkungen und geometrischen Kenn-
daten.

Wand i	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	2.0	3.1	3.2	3.3	4.0
	[kN/m]									
$K_{1,i}$	11910	11910	11910	11910	11910	131010	23820	11910	11910	154830
$K_{2,i}$	37847	7186	11169	11779	3249	51659	67729	9699	30989	56939

Tab. 4.9 Zug- und Druckfedersteifigkeiten der Anschlussfuge Wand-Bodenplatte für sämtliche Tragwände i

- Schritt 2 - Ermittlung der Rotationssteifigkeit des Anschlusses

Die Ermittlung der Drehfedersteifigkeit des Anschlusses erfolgt durch Kombination der ermittelten Wegfedern mit der folgenden Formel:

$$K_{\phi,i} = \frac{z_{1,i}^2}{\frac{1}{K_{1,i}} + \frac{1}{K_{2,i}}}$$

Die folgende Tabelle gibt die ermittelte Rotationssteifigkeit der Anschlussfuge Wand-Bodenplatte für sämtliche Tragwände i wieder.

Wand i	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	2.0	3.1	3.2	3.3	4.0
	[kNm/rad]									
$K_{\phi,i}$	183868	7261	18951	21195	1259	735794	1022683	16876	167386	822068

Tab. 4.10 Rotationssteifigkeit der Anschlussfuge Wand-Bodenplatte für sämtliche Tragwände i

4. 1. 2 Ermittlung der horizontalen Gesamtsteifigkeiten K_i für die Tragwände

Die Ermittlung dieser gesuchten horizontalen Steifigkeiten erfolgt über die Eingabe der Wandquerschnitte als eingespannte Kragarme in ein Stabwerkprogramm. Die horizontale Verformung, welche die Trennwände durch eine horizontale Belastung durch eine „1“-Last am Kopfende der Wandscheibe erfahren, ist der Kehrwert der gesuchten Steifigkeit. Da die Steifigkeiten der Wandscheiben maßgebend von der jeweiligen Lage (EG, 1.OG oder 2.OG) abhängig sind, erfolgt diese Berechnung mit Hilfe der folgenden Sys-

teme.

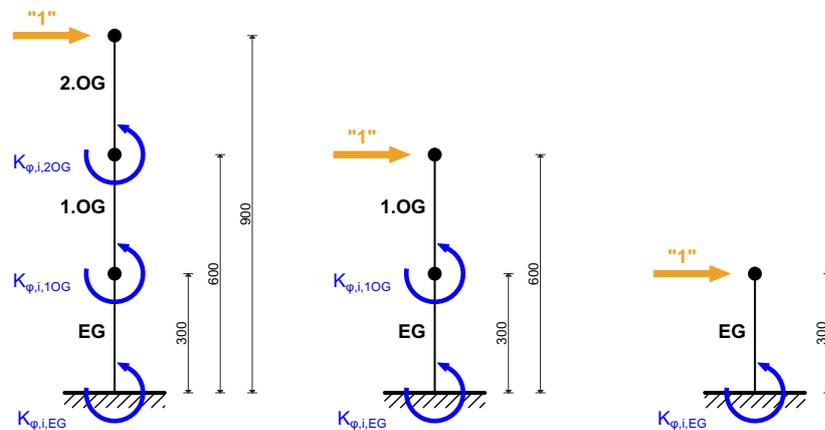


Abb. 4.6 Statische Systeme zur Ermittlung der geschoßabhängigen Wandsteifigkeiten

Die Eingabewerte für die Wandscheiben 1.1-4.0 sind die Biegesteifigkeit EI und die Schubsteifigkeit GA des Wandquerschnitts, sowie die Rotationssteifigkeit $K_{\varphi,i}$ des Anschlusses der jeweiligen Wandscheibe an der Decke/Bodenplatte.

Die Ermittlung der Biegesteifigkeit der Wandscheibe i lautet wie folgt:

$$EI_i = E \cdot \frac{l_i^3 \cdot b_i}{12}$$

mit

l_i jeweilige Wandlänge

b_i jeweilige Wandbreite (für dieses Beispiel immer 95 mm)

E $E_{0,mean}$ des BSP-Elementes (siehe Abschnitt 2. 3)

Zur Ermittlung der Schubsteifigkeit der Wand wird gemäß 'BSPHandbuch' [28] ein Ersatzschubmodul G ermittelt, der zur Verformungsberechnung herangezogen werden kann:

$$G = \frac{G_{0,mean}}{1 + 6 \cdot \alpha_T \cdot \left(\frac{t_{mean}}{a}\right)^2} = \frac{690}{1 + 6 \cdot 1,57 \cdot \left(\frac{19}{150}\right)^2} = 599,4 \text{ N/mm}^2$$

mit

$$\alpha_T = 0,32 \cdot \left(\frac{t_{mean}}{a}\right)^{-0,77} = 0,32 \cdot \left(\frac{19}{150}\right)^{-0,77} = 1,57$$

t_{clt} Gesamtdicke der Scheibe

t_{mean} mittlere Schichtdicke der Scheibe

a Brettbreite

$G_{0,mean}$ Schubmodul des BSP-Elementes (siehe Abschnitt 2. 3)

Ergebnisse der Steifigkeitsberechnung

Die Ergebnisse dieser Berechnungen sind in der folgenden Tabelle aufgelistet.

Wand i	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	2.0	3.1	3.2	3.3	4.0
EG	16581	795	1978	2202	457	42288	64810	1773	15282	44715
1.OG	3153	151	373	415	29	10803	12308	338	2918	11652
2.OG	1039	53	127	140	11	4109	3819	116	966	4469

Tab. 4.11 Wandsteifigkeiten K_i in [kN/m] um die jeweilige schwache Wandachse

Anmerkung:

Die jeweilige Steifigkeit K_i bezieht sich auf die Koordinatenachse, die orthogonal auf die jeweilige Wandachse steht. Zum Beispiel: Die Achse von Wand 1.1 verläuft in X-Richtung, daher resultiert für Wand 1.1 eine Steifigkeit um die globale Y-Achse von

$$K_{1.1,EG,y} = 16581 \text{ kN/m}$$

Die Steifigkeit $K_{1.1,EG,x}$ ist hingegen gleich Null, da die Biegesteifigkeit und Schubsteifigkeit um die „schwache“ Achse vernachlässigbar sind.

In Tab. 4.11 ist ersichtlich, dass die horizontalen Gesamtsteifigkeiten der Wände 2.0 und 4.0 in Y-Richtung aufgrund der Vorbemessung der Anschlussdetails in Abschnitt 3 in sämtlichen Geschossen wesentlich höhere Werte annehmen, als es für die Wand 1.1, die eine ähnliche Wandlänge aufweist, der Fall ist. Durch die Anordnung von vielen Verbindungsmitteln in den Fugen dieser beiden Wände nähern sich deren Steifigkeiten jener von Wand 3.1, welche eine Länge von 8,18 m aufweist, an. Diese Erkenntnis ist für die Konzeption eines Holztragwerks in einem Erdbebengebiet von Bedeutung, da es durch diesen Umstand möglich ist, geometrische Nachteile des Tragwerks, wie sie etwa im ursprünglichen Entwurf vorliegen, durch die Anordnung von steifen Anschlüssen ausgleichen zu können. Da aber eine Erhöhung der Gesamtsteifigkeit kurzer Tragwände eine Erhöhung der Belastung dieser Wände bewirkt, ist diese Erhöhung durch die Materialfestigkeit natürlich begrenzt.

4. 1. 3 Ermittlung des Steifigkeitsmittelpunktes in den jeweiligen Geschossebenen

Durch die unterschiedlichen Gesamtsteifigkeiten der Tragwände in den drei Geschossen, ändert sich die Lage des Steifigkeitsmittelpunktes von Geschoss zu Geschoss. Die

Berechnung erfolgt mit den Formeln aus Abschnitt 2. 4, wobei diese in Bezug auf die Wandsteifigkeiten in kN/m modifiziert werden:

$$x_s = \frac{\sum k_{x,i} \cdot x_i}{\sum k_{x,i}}$$

und

$$y_s = \frac{\sum k_{y,i} \cdot y_i}{\sum k_{y,i}}$$

Lage des Steifigkeitsmittelpunktes im Erdgeschoss

Die Lage des Steifigkeitsmittelpunktes im EG lautet wie folgt:

$$x_{s,EG} = \frac{686895,09}{85768,97} = 7,95 \text{ m}$$

und

$$y_{s,EG} = \frac{114116,90}{112094,96} = 1,12 \text{ m}$$

Lage des Steifigkeitsmittelpunktes im 1.Obergeschoss

Die Koordinaten des Steifigkeitsmittelpunktes im 1.OG lauten wie folgt:

$$x_{s,1OG} = \frac{173483,09}{21860,32} = 7,87 \text{ m}$$

und

$$y_{s,1OG} = \frac{21056,13}{21938,13} = 1,11 \text{ m}$$

Lage des Steifigkeitsmittelpunktes im 2.Obergeschoss

Die Koordinaten des Steifigkeitsmittelpunktes im 2.OG lauten wie folgt:

$$x_{s,2OG} = \frac{65396,05}{8278,11} = 7,84 \text{ m}$$

und

$$y_{s,2OG} = \frac{6921,30}{7020,95} = 1,16 \text{ m}$$

Aus der Ermittlung des Steifigkeitsmittelpunktes für die drei Geschosse ist erkennbar, dass dessen vertikale Verbindungsgerade keine streng lotrechte Achse mehr ist. Da die Lage des Punktes jedoch nicht in eine gewisse Richtung tendiert, kann kein bestimmter Trend der Abweichung heraus gefunden werden. Die Veränderung der Lage des Punktes über die Geschosse liegt in einem Bereich, der durch das Auf- und Abrunden der Bezugsdaten hervorgerufen werden kann. Ein weiterer Grund kann die Tatsache sein, dass im Zuge der Anschlussbemessung in Abschnitt 3 die Anzahl der Verbindungsmittel (Winkelverbinder, Zuganker, Holzschrauben) für die Tragwände auf ganze Zahlen gerundet wurden. Daher ist es möglich, dass das **Verhältnis der Steifigkeit des Anschlusses zur Größe der Beanspruchung** von Wand zu Wand geringfügig variieren kann. Außerdem wurden Tragwände automatisch mit einer **Mindestanzahl an Verbindungsmittel** versehen.

Vergleicht man die Lage der Steifigkeitsmittelpunkte, die durch Berücksichtigung der Wandsteifigkeiten ermittelt wurden, mit jener aus Abschnitt 2. 4, so erkennt man, dass sich die X-Koordinate geringfügig nach links verschoben hat und der Steifigkeitsmittelpunkt somit nicht mehr direkt unter dem Massenmittelpunkt zu liegen kommt. Dies ist auf den Unterschied der Gesamtsteifigkeiten der Wände 2.0 und 4.0 zurück zu führen, die durch die geringfügig unterschiedliche Belastung im Zuge der Vorbemessung in Abschnitt 3 entstanden sind. Eine Möglichkeit wäre hier, durch Erhöhung der Stückzahlen der Verbindungsmittel, die Steifigkeit von Wand 2.0 auf jene von 4.0 zu erhöhen, um wieder ein total symmetrisches Verhältnis für die Wände in Y-Richtung zu schaffen. Da aber die geringfügige Abweichung des Steifigkeitsmittelpunktes in X-Richtung keine spürbare Auswirkung auf die folgenden Berechnungen hat, wird diese Maßnahme im Zuge dieses Beispiels nicht ergriffen.

Die folgende Abbildung zeigt die neue Lage des Steifigkeitsmittelpunktes im Erdgeschoss und jene alte Lage, die in Abschnitt 2. 4 über die Gewichtung der Trägheitsmomente ermittelt wurde.

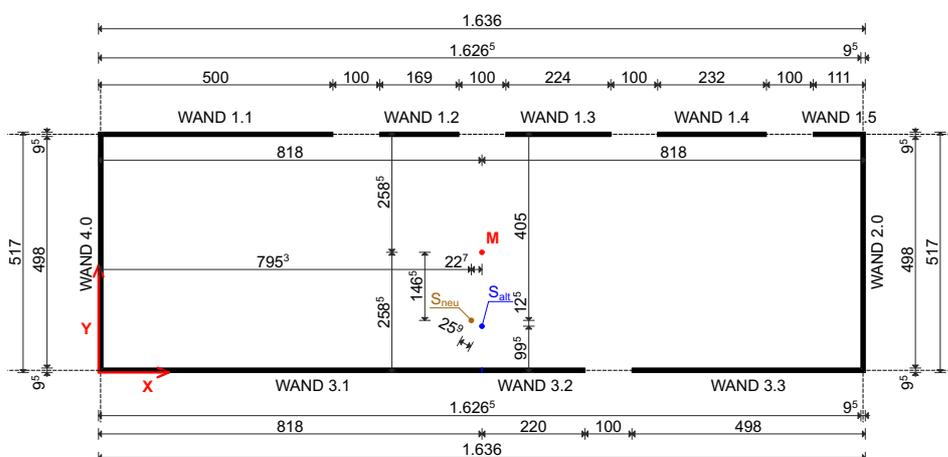


Abb. 4.7 Neue und alte Lage des Steifigkeitsmittelpunktes im Vergleich

In Abb. 4.7 ist ersichtlich, dass die Entfernung der beiden Lagen der Steifigkeitsmittelpunkte mit 26 cm minimal ausfällt. Daher kann davon ausgegangen werden, dass für eine Vorbemessung annähernd symmetrischer Scheibentragwerke in Holz-Massivbauweise für die Ermittlung der weiteren geometrischen Kenndaten im folgenden Abschnitt und die Überprüfung der Regelmäßigkeitskriterien in Abschnitt 4.2 der Steifigkeitsmittelpunkt, ermittelt durch Gewichtung mit den Flächenträgheitsmomenten der Tragwände heran gezogen werden kann.

4.1.4 Ermittlung von polaren Massenträgheitsmoment und Trägheitsradius

Die Ermittlung des polaren Massenträgheitsmomentes erfolgt nach der Gleichung gemäß ÖNORM EN 1998-1:2005, Abschnitt 4.2.3.2(6) [13], [26]:

$$I_{pm} = \int r^2 dm = \int (x^2 + y^2) dm$$

Für ein Geschoss mit einer konstanten Geschosshöhe h und konstanter (Roh-)Dichte ρ resultiert das polare Trägheitmoment der Wände zu:

$$I_{pm} = \int (x^2 + y^2) dm = \int (x^2 + y^2) \rho \cdot dV = \int (x^2 + y^2) \rho \cdot h \cdot dA = \rho \cdot h \cdot (I_x + I_y)$$

Die Flächenträgheitsmomente I_x und I_y aus dieser Formel werden als die Summe der Flächenträgheitsmomente der Tragwände und der Decke eines Regelgeschosses verstanden. Da in diesem Beispiel sämtliche Geschosse dieselben Wandabmessungen und Deckengeometrie aufweisen (die kleinere Dicke des Dachelements wird hier vernachlässigt), gilt das ermittelte polare Massenträgheitsmoment für sämtliche Geschosse in gleicher Weise.

Da die Flächenträgheitsmomente der Tragwände als Summe der Einzelträgheitsmomente **inklusive ihrer Steiner-Anteile** zum Massenmittelpunkt des Geschosses verstanden werden, müssen die in Abschnitt 2.4 ermittelten Trägheitsmomente der Wandscheiben um ihre Steineranteile erweitert werden.

Wand i	$I_{x,i}$ [m ⁴]	$I_{y,i}$ [m ⁴]	x_M [m]	y_M [m]	A_i [m ²]	$I_{xM,i}$ [m ⁴]	$I_{yM,i}$ [m ⁴]
1.1	0	0,9896	-5,68	2,54	0,48	3,06	16,31
1.2	0	0,0382	-1,34	2,54	0,16	1,03	0,32
1.3	0	0,0890	1,63	2,54	0,21	1,37	0,65
1.4	0	0,0989	4,91	2,54	0,22	1,42	5,41
1.5	0	0,0108	7,63	2,54	0,11	0,68	6,14
2.0	0,9778	0	8,13	0	0,47	0,98	31,29
3.1	0	4,3331	-4,09	-2,54	0,78	5,00	17,33
3.2	0	0,0843	1,10	-2,54	0,21	1,35	0,34
3.3	0	0,9778	5,64	-2,54	0,46	2,99	15,70

4.0	0,9778	0	-8,13	0	0,47	0,98	31,29
Summe	1,9555	6,5668			3,57	18,85	124,79

Tab. 4.12 Ermittlung der Flächenträgheitsmomente inkl. Steiner-Anteile für ein Regelgeschoß

Somit betragen die Flächenträgheitsmomente der Tragwände:

$$I_{xm} = 18,85 \text{ m}^4$$

und

$$I_{ym} = 124,79 \text{ m}^4$$

Die Flächenträgheitsmomente der Decken lauten:

$$I_{x,Decke} = 188,40 \text{ m}^4$$

und

$$I_{y,Decke} = 1886,51 \text{ m}^4$$

Somit lautet des polare Massenträgheitsmoment wie folgt:

$$I_{pm} = 350 \cdot (3,0 \cdot (18,85 + 124,79) + 0,198 \cdot (188,40 + 1886,51)) = 294613,26 \text{ kg} \cdot \text{m}^2$$

Der Trägheitsradius wird gemäß ÖNORM EN 1998-1:2005, Abschnitt 4.2.3.2(6) wie folgt ermittelt:

$$I_s = \sqrt{\frac{I_{pm}}{m}}$$

Die Gesamtmasse der Tragwände des Regelgeschosses wird wie folgt berechnet:

$$m_w = \rho \cdot h \cdot \sum A_i = 350 \cdot 3,0 \cdot 3,57 = 3748,5 \text{ kg}$$

Die Gesamtmasse der Geschossdecke des Regelgeschosses beträgt:

$$m_D = \rho \cdot h \cdot A = 350 \cdot 0,198 \cdot 16,36 \cdot 5,17 = 5861,48 \text{ kg}$$

Der Trägheitsradius beträgt daher:

$$I_s = \sqrt{\frac{294613,26}{3748,50 + 5861,48}} = 5,54 \text{ m}$$

4. 1. 5 Ermittlung der Torsionsradien r_x und r_y

Die Torsionsradien werden nach ÖNORM EN 1998-1:2005, Abschnitt 4.2.3.2(9) unter

Berücksichtigung der Schubverformungen und Nachgiebigkeiten von VM-Anschlüssen wie folgt berechnet:

$$r_x = \sqrt{\frac{\sum(K_{x,i} \cdot x_{s,i}^2) + \sum(K_{y,i} \cdot y_{s,i}^2)}{\sum K_{y,i}}}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{\sum(K_{x,i} \cdot x_{s,i}^2) + \sum(K_{y,i} \cdot y_{s,i}^2)}{\sum K_{x,i}}}$$

mit

$x_{s,i}/y_{s,i}$ als Abstand des Wandschwerpunktes i zum Steifigkeitszentrum

Da die Steifigkeiten vom Erdgeschoß bis zum obersten Geschoss hin abnehmen, verändern sich auch die Torsionsradien geschosswise. Diese Abweichung ist gemäß Abschnitt 4. 1. 3 sehr gering und wird bei dieser Berechnung vernachlässigt. Die folgende Tabelle gibt die Ergebnisse der Berechnung des Erdgeschosses als Referenz für sämtliche Geschosse wieder.

Erdgeschoss:

Wand	$K_{x,i}$ [kN/m]	$K_{y,i}$ [kN/m]	$x_{s,i}$ [m]	$y_{s,i}$ [m]	$K_{x,i} \cdot x_{s,i}^2$ [kNm]	$K_{y,i} \cdot y_{s,i}^2$ [kNm]
1.1	0,00	16581,11	-5,45	4,00	0,00	265234,65
1.2	0,00	795,44	-1,11	4,00	0,00	12723,94
1.3	0,00	1977,70	1,86	4,00	0,00	31635,62
1.4	0,00	2201,71	5,14	4,00	0,00	35218,96
1.5	0,00	457,41	7,85	4,00	0,00	7316,76
2.0	42287,56	0,00	8,36	1,46	2955029,00	0,00
3.1	0,00	64809,64	-3,86	-1,08	0,00	74961,98
3.2	0,00	1772,57	1,33	-1,08	0,00	2050,24
3.3	0,00	15281,97	5,87	-1,08	0,00	17675,87
4.0	44714,85	0,00	-7,91	1,46	2794618,63	0,00
Summe	87002,40	103877,54			5749647,62	446818,02

Tab. 4.13 Ermittlung der Torsionsradien im EG

$$r_x = \sqrt{\frac{5749647,62 + 446818,02}{103877,54}} = 7,72\text{m}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{5749647,62 + 446818,02}{87002,40}} = 8,44\text{m}$$

4.2 Kriterien für konstruktive Regelmäßigkeit

Gemäß Kapitel 1 dieser Abhandlung sowie in der ÖNORM EN 1998-1:2004, Abschnitt 4.2.3 ist die Zulässigkeit vereinfachter Berechnungsverfahren an bestimmte Kriterien gebunden. Diese sind u.a. Kriterien für die Regelmäßigkeit im Grundriss (ÖNORM EN 1998-1:2004, Abschnitt 4.2.3.2) und Kriterien für die Regelmäßigkeit im Aufriss (ÖNORM EN 1998-1:2004, Abschnitt 4.2.3.3), die in weiterer Folge überprüft werden.

4.2.1 Kriterien für Regelmäßigkeit im Grundriss

Die Überprüfung der konstruktiven Regelmäßigkeit im Grundriss erfolgt nach Abschnitt 4.2.3.2 der ÖNORM EN 1998-1:2004:

- Abschnitt 4.2.3.2(2) - Symmetrie der horizontalen Steifigkeiten (X- und Y-Achse)

Der Unterschied der Gesamtsteifigkeiten in X- und Y-Richtung ist für die drei Geschosse in der folgenden Tabelle aufgezeigt:

Geschoß	$\sum K_{x,i}$		$\sum K_{y,i}$		gesamt	
	kN/m	%	kN/m	%	kN/m	%
EG	87002,40	46	103877,54	54	190879,94	100
1.OG	22454,91	53	19685,60	47	42140,51	100
2.OG	8578,45	58	6269,93	42	14848,38	100

Tab. 4.14 Steifigkeitsverteilung in sämtlichen betrachteten Geschossen

Anhand dieser Tabelle ist erkennbar, dass durch die verstärkte Anordnung der Verbindungsmittel in den Wänden 2.0 und 4.0 in Y-Richtung die Steifigkeiten über sämtliche Geschosse hinweg gesehen nahezu gleichmäßig verlaufen. Bemerkenswert ist die Tatsache, dass die Steifigkeitsverteilung mit ansteigender Höhe in Y-Richtung tendiert. Dies ist auf den Umstand zurück zu führen, dass in den beiden Wand-Decke-Wand-Anschlüssen EG-1.OG und 1.OG-2.OG die selbe Verbindungsmittelanordnung getroffen worden ist.

Das Kriterium kann als **erfüllt** angesehen werden.

- Abschnitt 4.2.3.2(3) - Kompaktheit der Grundrissform

In Abb. 2.7 bis Abb. 2.9 ist ersichtlich, dass in sämtlichen Geschossen weder Vor- noch Rücksprünge in der Grundrissform erkennbar sind. Daher ist hier von einer klaren Rechtecksform und daher von einem kompakten Grundriss auszugehen. Dieses Kriterium ist somit **erfüllt**.

- Abschnitt 4.2.3.2(4) - Steifigkeitsunterschied zwischen Decken und Wände

Diese Bedingung stellt sicher, dass die Steifigkeit der Decken in ihren Ebenen ausreichend groß im Vergleich zur Horizontalsteifigkeit der Tragwände ist. Da es sich in diesem Beispiel nicht um einen L-, C-, H-, I-, X-Grundriss handelt und vorausgesetzt wird, dass die einzelnen BSP-Deckenelemente durch ausreichenden Verbund als einziges Schubfeld wirken, kann dieses Kriterium als **erfüllt** angesehen werden.

- Abschnitt 4.2.3.2(5) - Grenzwert der Gebäudeschlankheit im Grundriss

Die Gebäudeschlankheit im Grundriss wird wie folgt ermittelt:

$$\lambda = L_{\max}/L_{\min} \leq 4$$

mit

λ als Gebäudeschlankheit im Grundriss

L_{\max}, L_{\min} als senkrecht zueinander gemessene maximale und minimale Gebäudeabmessung im Grundriss

Die Gebäudeschlankheit im Grundriss beträgt

$$\lambda = 16,36/5,17 = 3,16 < 4$$

Dieses Kriterium ist daher **erfüllt**.

- Abschnitt 4.2.3.2(6) - Bedingungen für Ausmittigkeit und Torsionsradius

Für sämtliche Geschosse müssen die tatsächliche Ausmittigkeit e_0 und der Torsionsradius r für beide Berechnungsrichtungen folgende Bedingungen erfüllen (für die Y-Richtung angeschrieben):

$$e_{0X} \leq 0,3 \cdot r_x$$

und

$$r_x \geq I_s$$

mit

e_{0X} als Abstand zwischen Steifigkeitsmittelpunkt und Massenmittelpunkt in X-Richtung

r_x als Torsionsradius in Y-Richtung

I_s als Trägheitsradius

Die Überprüfung erfolgt hier erneut nur für das Erdgeschoss als Referenz.

X-Richtung:

$$e_{0Y} = 1,46\text{m} \leq 0,3 \cdot r_y = 0,3 \cdot 8,44 = 2,53\text{m}$$

Kriterium ist **erfüllt**.

$$r_y = 8,44\text{m} > l_s = 5,54\text{m}$$

Kriterium ist **erfüllt**.

Y-Richtung:

$$e_{0X} = 0,23\text{m} \leq 0,3 \cdot r_x = 0,3 \cdot 7,72 = 2,32\text{m}$$

Kriterium ist **erfüllt**.

$$r_x = 7,72\text{m} > l_s = 5,54\text{m}$$

Kriterium ist **erfüllt**.

- Abschnitt 4.2.3.2(7) - Definition des Steifigkeitsmittelpunktes und Torsionsradius für eingeschossige Gebäude

Da dreigeschossig, ist dieses Kriterium **nicht relevant**.

- Abschnitt 4.2.3.2(8) - Bedingungen zur Berechnung von Steifigkeitszentren und Torsionsradien

Bedingung a:

Alle Systeme zur Abtragung horizontaler Lasten, wie Kerne, tragende Wände oder Rahmen, verlaufen ohne Unterbrechung von der Gründung bis zur Gebäudeoberkante.

Kriterium ist **erfüllt**.

Bedingung b:

Die Biegelinien der einzelnen Aussteifungssysteme unter Horizontallasten unterscheiden sich nicht wesentlich. Diese Bedingung ist für Wandsysteme als erfüllt zu betrachten.

Kriterium ist **erfüllt**.

4. 2. 2 Kriterien für Regelmäßigkeit im Aufriss

Die Überprüfung der konstruktiven Regelmäßigkeit im Aufriss erfolgt nach Abschnitt 4.2.3.3 der ÖNORM EN 1998-1:2004:

- Abschnitt 4.2.3.3(2) - durchgehende Aussteifungssysteme

Sämtliche Tragwände verlaufen ohne Unterbrechung vom Einspannungshorizont bis zum Dach des Gebäudes.

Kriterium ist **erfüllt**.

- Abschnitt 4.2.3.3(3) - Verlauf der Horizontalsteifigkeit und Geschossmasse über die Geschosshöhe

Die Horizontalsteifigkeit nimmt, beginnend mit dem größten Wert im Erdgeschoß kontinuierlich mit zunehmender Gebäudehöhe ab. Die Geschossmassen sind konstant groß.

Kriterium ist **erfüllt**.

- Abschnitt 4.2.3.3(4) - Regelungen für Rahmentragwerke

Kriterium ist **nicht relevant**.

- Abschnitt 4.2.3.3(5) - Regelungen für Rücksprünge

Das Gebäude weist weder Vor- noch Rücksprünge über die Gebäudehöhe auf.

Das Kriterium ist **erfüllt**.

4. 2. 3 Weitere Kriterien nach ÖNORM B 1998-1:2006

Gemäß ÖNORM B 1998-1:2006 [14], Abschnitt 4.4(5) muss die Berechnung eines Gebäudes mit einem räumlichen Modell erfolgen, wenn die Massen- und die Steifigkeitsmittelpunkte der einzelnen Geschosse nicht annähernd auf einer vertikalen Gerade übereinander liegen.

In diesem Beispiel kann gemäß Abschnitt 4. 1 davon ausgegangen werden, dass beide Punkte in den einzelnen Geschossen annähernd auf einer vertikalen Gerade übereinander liegen. Somit ist für dieses Beispiel die Berechnung mit einem räumlichen Modell keine zwingende Voraussetzung.

Fazit

Die Modifikation der Systemgeometrie in Abschnitt 2. 4 und die Bemessung der Verbindungsmittel in Abschnitt 3. 4 haben dazu geführt, dass sämtliche Kriterien der konstruktiven Regelmäßigkeit für den Grund- und Aufriss eingehalten werden.

4.3 Mögliche Berechnungsmethoden

Die folgende Tabelle ist gemäß ÖNORM EN 1998-1:2005, Abschnitt 4.2.3.1(3) eine Übersicht unter welchen Bedingungen die in Kapitel 1 vorgestellten Berechnungsverfahren und -modelle angewendet werden dürfen.

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

Tab. 4.15 Bedingungen zur Verwendung der Berechnungsverfahren und -modelle [EC8]

Aufgrund der Ergebnisse in Abschnitt 4. 2 und der Bedingungen in Tab. 4.15 darf für dieses Beispiel eine vereinfachte linear-elastische Berechnung (vereinfachtes Antwortspektrenverfahren) an zwei ebenen Modellen angewendet werden.

Die ÖNORM EN 1998-1:2005 gibt noch eine weitere Bedingung vor, die eingehalten werden muss, um das vereinfachte Antwortspektrenverfahren anwenden zu dürfen. Diese lautet gemäß EC8, Abschnitt 4.3.3.2.1(2)a wie folgt:

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_C \\ 2,0s \end{cases}$$

mit

T_1 als Eigenschwingungsdauer in den beiden Hauptrichtungen

T_C als obere Grenze des Bereichs konstanter Spektralbeschleunigung

Die Ermittlung von T_1 bildet den Kernpunkt des vereinfachten Antwortspektrenverfahrens und wird daher im betreffenden Abschnitt mit zwei, in der Praxis bewährten Verfahren durchgeführt und die Ergebnisse verglichen. Diese Überprüfung erfolgt mit den in Abschnitt 3. 1 ermittelten Eigenschwingungsdauern. Diese lauten:

$$T_{1,x} = 0,32s$$

und

$$T_{1,y} = 0,56s$$

Hier ist ersichtlich, dass die Eigenschwingungsdauer für die Y-Richtung maßgebend wird.

$$T_{1,y} = 0,56s \leq \begin{cases} 4 \cdot T_C = 4 \cdot 0,50 = 2,0s \\ 2,0s \end{cases}$$

Somit kann festgestellt werden, dass für dieses Beispiel eine Berechnung mit dem vereinfachten Antwortspektrenverfahren und zwei ebenen Modellen möglich ist.

Anmerkung:

Natürlich ist es gemäß ÖNORM EN 1998-1:2005 auch erlaubt, ein komplexeres Modell bzw. eine genauere Berechnungsmethode für dieses Gebäude anzuwenden.

5 Erdbebennachweisverfahren

Nach erfolgter Überprüfung sämtlicher relevanter Systemparameter, erfolgen in diesem Kapitel die Nachweisverfahren für den außergewöhnlichen Lastfall „Erdbeben“.

5.1 Größe der Erdbebeneinwirkung

Die Größe der Erdbebeneinwirkung ist im Wesentlichen vom Verlauf des Bemessungsspektrums abhängig. Dieses wurde bereits in Abschnitt 3.1 definiert und ist hier erneut angeführt.

- Bestimmungsgleichungen für die Abschnitte des Bemessungsspektrums

$$0 \leq T \leq 0,15s \rightarrow S_d(T) = 3,34 \cdot 1,2 \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{0,15} \cdot 0,167 \right]$$

$$0,15s \leq T \leq 0,50s \rightarrow S_d(T) = 3,34$$

$$0,50s \leq T \leq 2,0s \rightarrow S_d(T) = 3,34 \cdot 1,2 \cdot 0,83 \cdot \frac{0,50}{T}$$

$$2,0s \leq T \rightarrow S_d(T) = 3,34 \cdot 1,2 \cdot 0,83 \cdot \frac{1}{T^2}$$

- Graphische Darstellung des Bemessungsspektrums für lineare Berechnungen

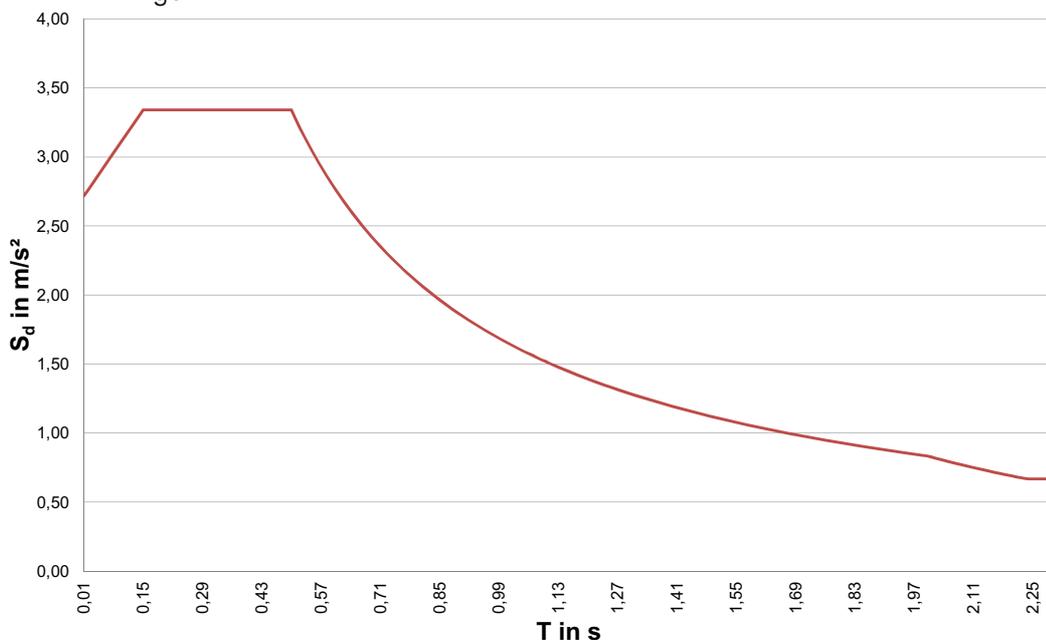


Abb. 5.1 Bemessungsspektrum für lineare Berechnung (Baugrundkat. B, $a_g = 3,34 \text{ m/s}^2$)

- Ermittlung der Größe der vertikalen Bodenbeschleunigung a_{vg}

Gemäß ÖNORM B 1998-1:2006, Abschnitt 4.3.4(3) muss der Einfluss der vertikalen Bodenbeschleunigung nicht berücksichtigt werden, wenn gilt:

$$a_{vg} = \frac{2}{3} \cdot a_{gR} = \frac{2}{3} \cdot 3,34 = 2,23 \text{ m/s}^2 \leq 2,45 \text{ m/s}^2$$

Da außerdem keine speziellen Sonderfälle in der Geometrie des Gebäudes vorzufinden sind (Stützen, die nicht durchgehend über die gesamte Gebäudehöhe angeordnet sind), wird die vertikale Erdbebeneinwirkung für die weiteren Berechnungen vernachlässigt.

5.2 Berechnung mit dem VASV

In diesem Abschnitt werden die Einwirkungen zufolge Erdbeben mit Hilfe des vereinfachten Antwortspektrenverfahrens (VASV) ermittelt. Dieses Vorgehen erfolgt anhand eines Ersatzstabes (Kragarm mit nachgiebiger Einspannung), der für die beiden Berechnungsrichtungen X und Y jeweils unterschiedliche Ersatzquerschnitts- und Anschlussinformationen zugewiesen bekommt.

5.2.1 Definition des Ersatzstabes

Die Definition des Ersatzstabes beinhaltet die Ermittlung der grundlegenden Eigenschaften des Stabelementes (Länge, E-Modul, G-Modul, etc.) sowie der Flächenträgheitsmomente I_{ex} und I_{ey} , der schubwirksamen Flächen A_{ex} und A_{ey} , sowie die Schub- und Rotationsteifigkeiten der Anschlüsse Dach-Wand, Wand-Decke-Wand und Wand-Bodenplatte.

- Grundlegende Eigenschaften des Ersatzstabes

Für beide Berechnungsrichtungen gilt:

$$E_e = E_{0,mean} = 11.000 \text{ N/mm}^2$$

$$G_e = 599,4 \text{ N/mm}^2 \text{ (siehe Berechnung in Abschnitt 4. 1)}$$

$$l_e = 9,0 \text{ m}$$

- Flächenträgheitsmomente des Ersatzstabes

Aus Tab. 4.12 folgt:

$$I_{ex} = \sum I_{x,i} = 1,9555 \text{ m}^4$$

und

$$I_{ey} = \sum I_{y,i} = 6,5668 \text{ m}^4$$

- Schubwirksame Flächen des Ersatzstabes

Aus Tab. 4.12 folgt:

$$A_{ex} = \sum A_{ix} = 2,62 \text{ m}^2$$

und

$$A_{ey} = \sum A_{iy} = 0,95 \text{ m}^2$$

(wurden aus der Gesamtfläche sämtlicher Tragwände für die beiden Berechnungsrichtungen aufgeteilt)

- Federsteifigkeiten der verschiedenen Anschlüsse

Nach erfolgter Berechnung der einzelnen Schub- und Rotationssteifigkeiten der Tragwandanschlüsse in Abschnitt 4.1 gilt es, aus diesen die Gesamtsteifigkeiten der Anschlüsse des Ersatzstabes zu bilden. Dies geschieht durch Addition der einzelnen Ergebnisse von Tab. 4.1, Tab. 4.2, Tab. 4.4, Tab. 4.5, Tab. 4.7, Tab. 4.8 und Tab. 4.10, getrennt für beide Berechnungsrichtungen.

Anschlussfuge Wand-Bodenplatte

$$K_{\varphi, e, EG, x} = \sum K_{\varphi, i, EG, x} = 1439479 \text{ kNm/rad}$$

$$K_{\varphi, e, EG, y} = \sum K_{\varphi, i, EG, y} = 1557862 \text{ kNm/rad}$$

$$K_{ser, e, EG, x} = \sum K_{ser, i, EG, x} = 523974 \text{ kN/m}$$

$$K_{ser, e, EG, y} = \sum K_{ser, i, EG, y} = 420767 \text{ kN/m}$$

untere Anschlussfuge Wand-Decke-Wand

$$K_{\varphi, e, OG, x, u} = \sum K_{\varphi, i, OG, x, u} = 1173606 \text{ kNm/rad}$$

$$K_{\varphi, e, OG, y, u} = \sum K_{\varphi, i, OG, y, u} = 3596863 \text{ kNm/rad}$$

$$K_{ser, e, OG, x, u} = \sum K_{ser, i, OG, x, u} = 1284932 \text{ kN/m}$$

$$K_{ser, e, OG, y, u} = \sum K_{ser, i, OG, y, u} = 763686 \text{ kN/m}$$

obere Anschlussfuge Wand-Decke-Wand

$$K_{\varphi, e, OG, x, o} = \sum K_{\varphi, i, OG, x, o} = 936561 \text{ kNm/rad}$$

$$K_{\varphi, e, OG, y, o} = \sum K_{\varphi, i, OG, y, o} = 1811756 \text{ kNm/rad}$$

$$K_{ser, e, OG, x, o} = \sum K_{ser, i, OG, x, o} = 263967 \text{ kN/m}$$

$$K_{ser, e, OG, y, o} = \sum K_{ser, i, OG, y, o} = 199133 \text{ kN/m}$$

Anschlussfuge Dach-Wand

$$K_{ser, e, DA, x} = \sum K_{ser, i, DA, x} = 1054614 \text{ kN/m}$$

$$K_{ser, e, DA, y} = \sum K_{ser, i, DA, y} = 363660 \text{ kN/m}$$

In 'BSPHandbuch' [28] wurde gezeigt, dass die Nachgiebigkeit von Deckenplatten bei Beanspruchung in ihrer Ebene im Vergleich zu den Tragwänden und Anschlüssen vernachlässigbar klein ist. Daher werden die Deckenplatten bei der Bildung des Ersatzstabes nicht berücksichtigt. Die weiteren Berechnungen mit diesem Ersatzstab erfolgen mit der Stabstatiksoftware „RStab 7.0“, die es dem Anwender ermöglicht, diese Anschlüsse als Stabanfangs- und Stabendgelenke mit Federsteifigkeiten in beide Berechnungsrichtungen zu erfassen.

5. 2. 2 Ermittlung der Gesamterdbebenkraft

Gemäß ÖNORM EN 1998-1:2005, Abschnitt 4.3.3.2.2 wird für das VASV die horizontale Gesamterdbebenkraft F_b für die beiden Berechnungsrichtungen wie folgt ermittelt:

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

mit

$S_d(T_1)$ als Ordinate des Bemessungsspektrums (siehe Abb. 5.1) bei der Periode T_1

T_1 als Eigenschwingungsdauer des Bauwerks

m als oberirdische Gesamtmasse des Bauwerks

λ als Korrekturbeiwert, der von T_1 abhängig ist:

$\lambda = 0,85$ wenn $T_1 \leq 2 \cdot T_C$ und das Bauwerk mehr als zwei Stockwerke hat

$\lambda = 1,00$ sonst

Gemäß den Vorgaben aus der Norm darf die Eigenschwingungsdauer T_1 des Bauwerks, neben dem in Abschnitt 3. 1 gezeigten Verfahren noch mit zwei weiteren, geläufigen Methoden berechnet werden. Diese werden an diesem Beispiel angewendet und deren Ergebnisse mit jenem in Abschnitt 3. 1 verglichen.

- Verfahren nach ÖNORM EN 1998-1:2005, Abschnitt 4.3.3.2.2(5)

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

mit

d als horizontale elastische Verschiebung der Gebäudespitze, in m, infolge der in Horizontalrichtung angreifend gedachten Gewichtslasten.

Diese Gewichtslasten wurden im Zuge der Massenermittlung (siehe Tab. 2.4) bereits für dieses Gebäude ermittelt und greifen geschoßweise in den Schwerpunkten der Decken über den Geschoßen an. Die folgende Tabelle gibt eine Übersicht über die Größe dieser Massen bzw. Horizontalkräfte.

Geschoß	Geschoßmasse	Horizontalkraft
	[t]	[kN]
EG	52,9	529,0
1.OG	52,7	527,5
2.OG	42,5	425,0

Tab. 5.1 In den Geschoßdecken angreifende Horizontalkräfte

Diese Kräfte werden auf den zuvor generierten Ersatzstab angesetzt und die dabei auftretenden horizontalen Verschiebungen für die beiden Berechnungsrichtungen an der Gebäudespitze mit dem Stabstatikprogramm ermittelt. Die Ergebnisse dieser Berechnung lauten wie folgt:

$$d_x = 136,6$$

$$d_y = 102,3$$

Somit ergeben sich die beiden Eigenschwingungsdauern $T_{1,i}$ für die beiden Berechnungsrichtungen nach diesem Verfahren wie folgt:

$$T_{1,x} = 2 \cdot \sqrt{\frac{136,6}{1000}} = 0,74 \text{ s}$$

und

$$T_{1,y} = 2 \cdot \sqrt{\frac{102,3}{1000}} = 0,64 \text{ s}$$

- Berechnung am Ersatzstab mit der Rayleigh-Methode

Dieses in der Praxis sehr häufig angewendete Verfahren unterscheidet sich zum vorhergehenden im Wesentlichen durch die Verteilung der horizontalen Kräfte und dem Einfluss sämtlicher, horizontaler Stockwerksauslenkungen auf die Bestimmung der Eigenschwingungsdauer (siehe 'Erdbebensicherung von Bauwerken' [24]).

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

mit

$F_{d,i}$ als fiktive horizontale Einwirkung aus ständigen und quasi-ständigen Lasten im Geschoss i (entspricht dem Ergebnis aus der Einwirkungskombination für Erdbeben gemäß ÖNORM EN 1998-1:2005, Abschnitt 3.2.4(2)), in N

m_i als Stockwerkmasse im Geschoss i , in kg

u_i als horizontale Verformung im Geschoss i infolge $F_{d,i}$, in m

Die Ermittlung dieser fiktiven horizontalen Einwirkung erfolgt über die Verteilungsformel gemäß ÖNORM EN 1998-1:2005, Abschnitt 4.3.3.2.3(3):

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

mit

$E_{d,i}$ ständige und quasi-ständige Lasten im betrachteten Geschoss i [kN]

$E_{d,i}$ ständige und quasi-ständige Lasten in jedem Geschoss j [kN]

z_i Höhe des betrachteten Geschosses i ab Niveau Einbindungshorizont [m]

z_j Höhe jedes Geschosses j ab Niveau Einbindungshorizont [m]

Somit folgt:

$$F_{d,2OG} = \frac{9,0 \cdot 425}{3,0 \cdot 529 + 6,0 \cdot 527,5 + 9,0 \cdot 425} \cdot 1481,5 = 661 \text{ kN}$$

$$F_{d,1OG} = \frac{6,0 \cdot 527,5}{3,0 \cdot 529 + 6,0 \cdot 527,5 + 9,0 \cdot 425} \cdot 1450,2 = 547 \text{ kN}$$

$$F_{d,EG} = \frac{3,0 \cdot 529}{3,0 \cdot 529 + 6,0 \cdot 527,5 + 9,0 \cdot 425} \cdot 1450,2 = 274 \text{ kN}$$

Diese Kräfte werden wieder auf den Ersatzstab angesetzt und die Verformungen mit Hilfe des Stabstatikprogrammes ermittelt. Die folgende Tabelle gibt die Ergebnisse dieser Berechnungen wieder.

Geschoß	$u_{i,x}$	$u_{i,y}$
	[m]	[m]
EG	0,031	0,026
1.OG	0,097	0,073
2.OG	0,170	0,123

Tab. 5.2 horizontale Stockwerkauslenkungen zufolge $F_{d,i}$

Somit ergeben sich die beiden Eigenschwingungsdauern $T_{1,i}$ für die beiden Berechnungsrichtungen nach diesem Verfahren wie folgt:

$$T_{1,x} = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{52900 \cdot 0,031^2 + 52750 \cdot 0,097^2 + 42500 \cdot 0,170^2}{274000 \cdot 0,031 + 547000 \cdot 0,097 + 661000 \cdot 0,170}} = 0,63 \text{ s}$$

und

$$T_{1,y} = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{52900 \cdot 0,026^2 + 52750 \cdot 0,073^2 + 42500 \cdot 0,123^2}{274000 \cdot 0,026 + 547000 \cdot 0,073 + 661000 \cdot 0,123}} = 0,54 \text{ s}$$

- Vergleich dieser Ergebnisse mit der Methode nach ÖNORM EN 1998-1:2005, Abschnitt 4.3.3.2.2(3)

Die folgende Tabelle zeigt die Unterschiede zwischen den drei verwendeten Verfahren zur Bestimmung der Eigenschwingungsdauer T_1 .

Verfahren	$T_{1,x}$	$T_{1,y}$
	[s]	[s]
EC8, Abschnitt 4.3.3.2.2(3)	0,32	0,56
EC8, Abschnitt 4.3.3.2.2(5)	0,74	0,64
Rayleigh	0,63	0,54

Tab. 5.3 Vergleich der Ergebnisse der Verfahren zur Bestimmung von T_1

Anmerkungen:

Der Umstand, dass die Eigenschwingungsdauern, die mit dem Verfahren nach EC8, Abschnitt 4.3.3.2.2(5) und dem Rayleigh-Verfahren ermittelt wurden, für die X-Richtung höhere Werte annehmen als für die Y-Richtung, ist auf den Steifigkeitsunterschied der Anschlüsse der beiden Richtungen zurückzuführen. Im Zuge der Überprüfung der Regelmäßigkeitskriterien im Grundriss in Abschnitt 4. 2 ist diese Tendenz bereits anhand der Gegenüberstellung der Gesamtsteifigkeiten der Tragwände in Tab. 4.14 zu erkennen. Dies ist auch eine weitere Bestätigung der Tatsache, dass sich die Größe der Eigenschwingungsdauer proportional zur Größe der Steifigkeit des Tragwerks verhält.

In Tab. 5.3 ist ersichtlich, dass die verwendeten Verfahren zur Abschätzung der Eigenschwingungsdauer in Y-Richtung nicht signifikant voneinander abweichen. In X-Richtung wird mit dem Verfahren gemäß EC8, Abschnitt 4.3.3.2.2(3), welches in der Vorbemessung verwendet wurde, die Größe der Eigenschwingungsdauer unterschätzt, was letztendlich zu einer konservativen Auslegung der einwirkenden Erdbebenkräfte für diese Berechnungsrichtung führt. Somit kann davon ausgegangen werden, dass dieses Verfahren für die Vorbemessung grundsätzlich geeignet ist, da es keine genaue Kenntnis der Tragwerkeigenschaften erfordert, die Größe der Einwirkung jedoch tendenziell überschätzt.

Bei einem strikten Vorgehen nach Abschnitt 4.3.3.2.2(3) müsste man die Grundswingzeit mit der folgenden Formel berechnen:

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4}$$

mit

$C_t = 0,050$ für „andere“ Tragwerke

Dies würde eine Grundschiwingzeit (unabhängig der Berechnungsrichtung) von

$$T_1 = 0,050 \cdot 9,0^{3/4} = 0,26s$$

ergeben. Dies führt für beide Berechnungsrichtungen des Gebäudes zu einer gravierenden Abweichung von den zuvor gezeigten Verfahren. Die in der folgenden Tabelle angeführten Gesamterdbebenkräfte in X- und Y-Richtung resultieren durch Einsetzen der Ordinatenwerte $S_d(T_i)$ in die am Beginn des Abschnitts angeführte Gleichung zur Ermittlung der Gesamterdbebenkraft F_b .

Verfahren	$F_{b,x}$	$F_{b,y}$
	[kN]	[kN]
EC8, Abschnitt 4.3.3.2.2(3)-1	433,07	385,10
EC8, Abschnitt 4.3.3.2.2(3)-2	433,07	433,07
EC8, Abschnitt 4.3.3.2.2(5)	291,44	336,98
Rayleigh	342,33	392,13

Tab. 5.4 Vergleich der Ergebnisse der Verfahren zur Bestimmung von $F_{b,i}$

Aus Tab. 5.4 ist ersichtlich, dass die ermittelten Erdbebenkräfte nach den verschiedenen Verfahren einer großen Bandbreite ausgesetzt sind. Das Verfahren nach EC8, Abschnitt 4.3.3.2.2.(3) mit dem Parameter $C_t = 0,050$ bringt vor allem für die Y-Richtung die mit Abstand größten Gesamterdbebenkräfte hervor.

Daraus wird der Schluss gezogen, dass sämtliche in Tab. 5.3 gezeigten Verfahren zur Abschätzung der Eigenschwingungsdauer T_1 anwendbar sind, die strikte Vorgehensweise nach EC8, Abschnitt 4.3.3.2.2(3) sollte jedoch vermieden werden. Dies wurde auch in 'Erdbebenerechte, mehrgeschoßige Holzbauten' [40] festgestellt. Der große Unterschied zu [40] ist jedoch die Möglichkeit der Ermittlung der Eigenschwingungsdauer nach EC8, Abschnitt 4.3.3.2.2(3) analog zu einem Stahlbetonbauwerk mit Tragwänden. Dies ist insofern wichtig, da im Vergleich zu den beiden anderen möglichen Verfahren dieses einen viel geringeren Aufwand in der Berechnung und Modellbildung mit sich bringt.

Für das weitere Vorgehen werden jedoch die Ergebnisse, die mit der **Rayleigh-Methode** ermittelt wurden, verwendet.

5. 2. 3 Aufteilung der Gesamterdbebenkraft auf die Geschosse

Die Aufteilung der Gesamterdbebenkraft $F_{b,i}$ auf die einzelnen Geschosse erfolgt wie in Abschnitt 3. 2 gemäß ÖNORM EN 1998-1:2005, Abschnitt 4.3.3.2.3(3). Der Angriffspunkt der Geschosskräfte ist der Deckenschwerpunkt der jeweils über dem Geschoss liegenden Decke.

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

Die folgende Tabelle zeigt die Ergebnisse der Aufteilung der Gesamterdbebenkraft.

Geschoß	z_i	m_i	$z_i \cdot m_i$	$F_{i,x}$	$F_{i,y}$
	[m]	[kg]	[m.kg]	[kN]	[kN]
EG	3,0	52901	158703	63,34	72,56
1.OG	6,0	52750	316500	126,32	144,70
2.OG	9,0	42499	382491	152,66	174,87
Summe			857694	342,33	392,13

Tab. 5.5 Resultierende Geschosskräfte bei Anwendung des VASV

Die Gesamterdbebenkräfte $F_{b,x}$ und $F_{b,y}$ entsprechen 22% und 26% des Gesamtgewichts des Gebäudes. Die Gesamtmasse wurde gemäß Tab. 2.4 mit 152543,7 kg angesetzt.

5. 2. 4 Berücksichtigung der Torsionswirkung

In Kapitel 3 wurde gezeigt, dass bei einer horizontalen Beanspruchung (Wind) in Richtung einer der beiden Berechnungsrichtungen X oder Y durch den Abstand des Steifigkeitsmittelpunktes vom Massenmittelpunkt (Angriffspunkt der Belastung) in einem Geschoss Torsionsmomente entstehen, die zu einer Verdrehung des Gebäudes um seine Steifigkeitsachse (vertikale Verbindung der Steifigkeitsmittelpunkte) führen. Daher werden auch Tragwände, die normal auf die Beanspruchungsrichtung im Grundriss situiert sind, in Richtung ihrer Achsen belastet. Für horizontale Erdbebeneinwirkungen ist diese Tatsache natürlich auch zu berücksichtigen. Je nach Berechnungsverfahren (VASV oder MASV, eben oder räumlich) sieht die ÖNORM EN 1998-1:2005 gewisse Maßnahmen vor, um diesen Zusatzbelastungen Rechnung zu tragen. Da die Gesamterdbebenkraft jedoch nicht mit einem räumlichen Modell berechnet wurde, wird die Torsionswirkung gemäß ÖNORM B 1998-1:2006, Abschnitt 4.4(1), Anhang B bestimmt. Von den drei vorgeschlagenen Berechnungsmodellen in diesem Anhang wird in weiterer Folge das Berechnungsmodell 3 verwendet.

Die Ermittlung erfolgt schrittweise:

- Schritt 1: Ermittlung der Steifigkeitsmittelpunkte

Dieser Schritt wurde bereits in Abschnitt 4 durchgeführt, die Ermittlung des Steifigkeitsmittelpunktes mittels Gesamtsteifigkeiten K_i der Tragwände ist auch für diese Berechnungen zulässig. Da die Lageänderung der Steifigkeitsmittelpunkte über die Geschosse jedoch nur geringfügig ist, wird für die Ermittlung der Torsionswirkung die Lage des Steifigkeitsmittelpunktes im Erdgeschoss heran gezogen. Diese lautet

$$x_{s,EG} = 7,95 \text{ m}$$

und

$$y_{s,EG} = 1,12 \text{ m}$$

Die Koordinaten des Massenmittelpunktes im Erdgeschoss sind

$$x_{M,EG} = 8,18 \text{ m}$$

und

$$y_{M,EG} = 2,59 \text{ m}$$

Die Entfernung (Ausmitte) des Steifigkeitsmittelpunktes vom Massenmittelpunkt beträgt somit:

$$e_{0x} = 7,95 - 8,18 = -0,23 \text{ m}$$

und

$$e_{0y} = 1,12 - 2,59 = -1,46 \text{ m}$$

- Schritt 2: Ermittlung der maximalen und minimalen Ausmitten e_{\max} und e_{\min} :

Gemäß ÖNORM B 1998-1:2006, Abschnitt 4.4(1), Anhang B wird die anzusetzende Exzentrizität (Hebelarm der angreifenden Ersatzkraft) wie folgt berechnet:

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

und

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

mit

- e_0 Abstand Steifigkeitsmittelpunkt - Massenmittelpunkt
- e_1 Zusatzausmitte zufolge Vereinfachungen in Rechenmodell 3
- e_2 Zusatzausmitte für zufällige Abweichungen gemäß EC8, Abschnitt 4.3.2(1)

Die Ermittlung dieser beiden Zusatzausmitten lautet wie folgt:

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

und

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

mit

l Gebäudelänge normal auf die Erdbebeneinwirkung

b Gebäudetiefe in Richtung der Erdbebeneinwirkung

Die beiden Zusatzausmitten e_1 und e_2 haben immer das gleiche Vorzeichen wie e_0 . Für dieses Beispiel (Grundrissabmessungen: 16,36/5,17m) resultieren diese Exzentrizitäten wie folgt:

$$e_{1,x} = 0,1 \cdot (16,36 + 5,17) \cdot \left(10 \cdot \frac{0,23}{16,36}\right)^{0,5} = 0,81 \text{ m} <$$

$$0,1 \cdot (5,17 + 16,36) = 2,15 \text{ m}$$

$$e_{1,x} = 0,81 \text{ m}$$

und

$$e_{1,y} = 0,1 \cdot (5,17 + 16,36) \cdot \left(10 \cdot \frac{1,46}{5,17}\right)^{0,5} = 3,62 \text{ m} > 2,15 \text{ m}$$

$$e_{1,y} = 2,15 \text{ m}$$

bzw.

$$e_{2,x} = 0,05 \cdot 16,36 = 0,82 \text{ m}$$

und

$$e_{2,y} = 0,05 \cdot 5,17 = 0,26 \text{ m}$$

Somit resultieren für dieses Gebäude die maximalen und minimalen Ausmitten für beide Berechnungsrichtungen zu:

$$e_{\max,x} = 0,23 + 0,81 + 0,82 = 1,86\text{m}$$

und

$$e_{\max,y} = 1,46 + 2,15 + 0,26 = 3,87\text{m}$$

bzw.

$$e_{\min,x} = 0,23 - 0,82 = -0,59\text{ m}$$

und

$$e_{\min,y} = 1,46 - 0,26 = 1,20\text{ m}$$

Die folgende Abbildung zeigt die, um die errechneten Ausmitten verschobenen Angriffspunkte der horizontalen Erdbebenkräfte in X- und Y-Richtung für das Erdgeschoss.

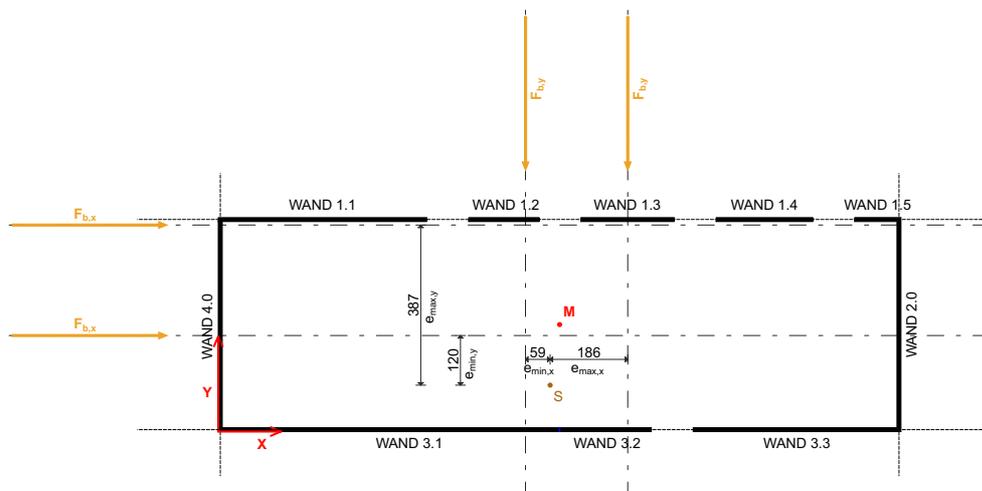


Abb. 5.2 maximale und minimale Ausmitten der Lastangriffspunkte im EG

- Schritt 3: Ermittlung der Torsionsmomente $T_{d,i,x}$ und $T_{d,i,y}$

Die Ermittlung der Torsionsmomente erfolgt durch die Beziehung

$$T_{d,i,x} = F_{b,i,x} \cdot e_{i,y}$$

Die folgende Tabelle zeigt die maximalen und minimalen Torsionsmomente für beide

Berechnungsrichtungen (positiv im Uhrzeigersinn):

Geschoß	$T_{x,max}$	$T_{x,min}$	$T_{y,max}$	$T_{y,min}$
	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
EG	245,12	76,01	134,96	-42,81
1.OG	488,86	151,58	269,14	-85,37
2.OG	590,79	183,19	325,26	-103,17

Tab. 5.6 Torsionsmomente infolge der errechneten Ausmitten

5. 2. 5 Schnittkräfte am Ersatzstab

Die Einwirkungen auf den Ersatzstab, sowie die Querkraft-, Biegemomenten- und Torsionsmomentenverläufe sind für beide Koordinatenrichtungen in den folgenden Abbildungen dargestellt.

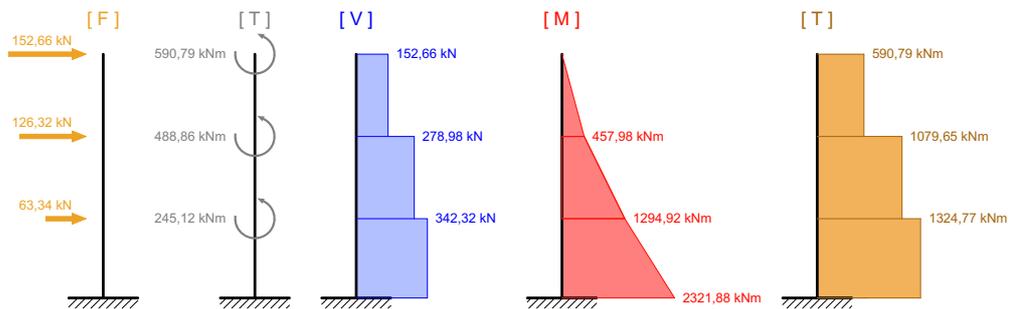


Abb. 5.3 Schnittgrößen am Ersatzstab zufolge Einwirkungen in X-Richtung

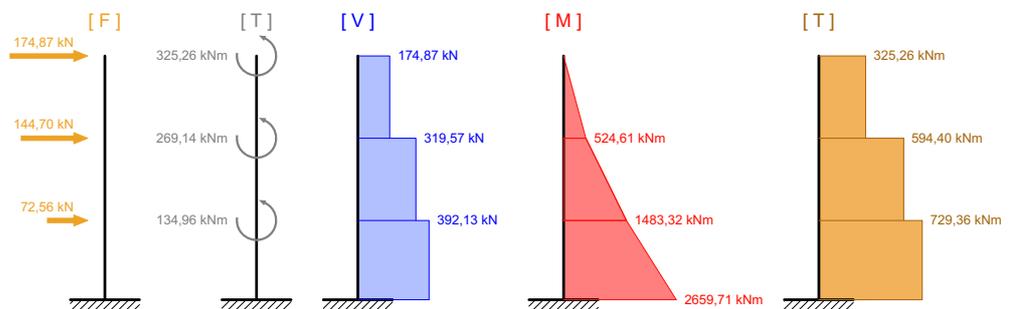


Abb. 5.4 Schnittgrößen am Ersatzstab zufolge Einwirkungen in Y-Richtung

5. 2. 6 Berücksichtigung Effekte Theorie 2.Ordnung

Zur endgültigen Bestimmung der Schnittkräfte der Tragwände ist es über dies hinaus notwendig, gemäß ÖNORM EN 1998-1:2005, Abschnitt 4.4.2.2(2) zu überprüfen, ob Einflüsse nach Theorie 2.Ordnung berücksichtigt werden müssen. Dabei wird folgende Bedingung verwendet:

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

mit

θ als Empfindlichkeitsbeiwert der gegenseitigen Stockwerksverschiebung

P_{tot} als Gesamtgewichtskraft am und oberhalb des betrachteten Geschosses

d_r als Bemessungswert der gegenseitigen Stockwerksverschiebung

V_{tot} als Gesamterdbebenshub des Stockwerks

h als Höhe ab dem Einspannungshorizont

Die Größe von d_r wird wie folgt ermittelt:

$$d_r = q_d \cdot d_e$$

mit

q_d als Verschiebungsverhaltensbeiwert, kann q gleich gesetzt werden

d_e als elastische Verschiebung des betrachteten Punktes

Zur Ermittlung der gegenseitigen Stockwerksverschiebungen werden die zuvor ermittelten Erdbebenersatzkräfte für beide Berechnungsrichtungen auf den Ersatzstab angesetzt und die dabei auftretenden Verformungen mit dem Stabwerkprogramm berechnet. Die Ergebnisse sind in der folgenden Tabelle dargestellt.

- Betrachtung in X-Richtung:

Geschoß	z_i	Querkraft V_d	Gesamtgewicht gemäß Komb. N_d	horizontale Auslenkung d_e	Bemessungswert der Auslenkung d_d	gegenseitige Stockwerksverschiebung d_r
	[m]	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]
EG	3,0	342,32	529,0	7,0	21,0	21,0
1.OG	6,0	278,98	527,5	22,3	66,9	45,9
2.OG	9,0	152,66	425,0	39,1	117,3	50,4

Tab. 5.7 Gegenseitige Stockwerksverschiebungen $d_{r,i}$ für die X-Richtung

Somit betragen die Empfindlichkeitswerte der gegenseitigen Stockwerkverschiebungen:

2.OG:

$$\theta_{2OG} = \frac{425,0 \cdot 50,4}{152,66 \cdot 9000} = 0,016$$

1.OG:

$$\theta_{1OG} = \frac{952,5 \cdot 45,9}{278,98 \cdot 6000} = 0,026$$

EG:

$$\theta_{EG} = \frac{1481,5 \cdot 21,0}{342,32 \cdot 3000} = 0,030$$

Somit kann davon ausgegangen werden, dass Effekte Theorie 2.Ordnung für die X-Richtung nicht berücksichtigt werden müssen.

- Betrachtung in Y-Richtung

Geschoß	z_i	Querkraft V_d	Gesamtgewicht gemäß Komb. N_d	horizontale Auslenkung d_e	Bemessungswert der Auslenkung d_d	gegenseitige Stockwerkverschiebung d_r
	[m]	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]
EG	3,0	392,13	529,0	6,9	20,7	20,7
1.OG	6,0	319,57	527,5	19,5	58,5	37,8
2.OG	9,0	174,87	425,0	32,6	97,8	39,3

Tab. 5.8 Gegenseitige Stockwerkverschiebungen $d_{r,i}$ für die Y-Richtung

Somit betragen die Empfindlichkeitswerte der gegenseitigen Stockwerkverschiebungen:

2.OG:

$$\theta_{2OG} = \frac{425,0 \cdot 39,3}{174,87 \cdot 9000} = 0,011$$

1.OG:

$$\theta_{1OG} = \frac{952,5 \cdot 37,8}{319,57 \cdot 6000} = 0,019$$

EG:

$$\theta_{EG} = \frac{1481,5 \cdot 20,7}{392,13 \cdot 3000} = 0,026$$

Aus diesen Ergebnissen ist ersichtlich, dass die Empfindlichkeit der gegenseitigen Stock-

werksverschiebung innerhalb der vorgeschlagenen Grenzen bleibt. Somit müssen Effekte der Theorie 2.Ordnung auch für die Y-Richtung nicht berücksichtigt werden.

5.3 Berechnung mit dem MASV

Im Zuge der Berechnung mit dem modalen Antwortspektrenverfahren erfolgt eine Variation des Berechnungsmodells (eben und räumlich) und der Art der Berechnung (händisch mit Hilfe eines Stabstatikprogramms und durch ein EDV-Modul, FE-basierend).

5.3.1 MASV - ebenes Modell, händische Berechnung der Eigenformen

Der theoretische Hintergrund zum genauen Vorgehen bei einer händischen Berechnung der Eigenformen in beide Berechnungsrichtungen für ein ebenes Modell wurde in Kapitel 1 erläutert und wird daher hier nicht behandelt.

Ermittlung der Gesamterdbebenkraft

Die Ermittlung der Gesamterdbebenkraft pro Berechnungsrichtung erfolgt schrittweise.

- Schritt 1 - Aufstellen der Massematrix des Gebäudes

Die Massematrix des Gebäudes ist unabhängig von der Berechnungsrichtung und wird für die in Tab. 2.4 ermittelten Geschossmassen als Diagonalmatrix in der folgenden Form dargestellt:

$$M = \begin{bmatrix} 52900 & 0 & 0 \\ 0 & 52750 & 0 \\ 0 & 0 & 42500 \end{bmatrix} \text{ kg}$$

- Schritt 2 - Ermittlung der Steifigkeitsmatrix und der dynamischen Matrix des Gebäudes

Zur Ermittlung der Steifigkeitsmatrix des Gebäudes werden durch geschossweise, horizontale Belastung des Gebäudes durch Einheitslasten (jeweils 1 MN) die Verformungen ermittelt, die in weiterer Folge zu einer Nachgiebigkeitsmatrix zusammengefasst werden. Die Steifigkeitsmatrix entsteht durch Invertieren dieser Nachgiebigkeitsmatrix. Auch hier erfolgt die Ermittlung dieser Verformungen mit dem Stabstatikprogramm, über das Prinzip der virtuellen Kräfte ist eine Berechnung jedoch ebenfalls möglich.

Verschiebungen zur Ermittlung der Nachgiebigkeitsmatrix in X-Richtung:

Horizontalverschiebung	Einheit	Angriffspunkt		
		Decke über EG	Decke über 1.OG	Decke über 2.OG
$w_{DüEG}$	m	0,0143	0,0208	0,0272
$w_{Dü1OG}$	m	0,0208	0,0611	0,0916
$w_{Dü2OG}$	m	0,0272	0,0916	0,1738

Tab. 5.9 Horizontalverschiebungen in X-Richtung

Die Nachgiebigkeitsmatrix in X-Richtung lautet:

$$A_x = \begin{bmatrix} 0,0143 & 0,0208 & 0,0272 \\ 0,0208 & 0,0611 & 0,0916 \\ 0,0272 & 0,0916 & 0,1738 \end{bmatrix} \cdot 10^{-6} \text{ m/MN}$$

Die Steifigkeitsmatrix in X-Richtung lautet:

$$K_x = A_x^{-1} = \begin{bmatrix} 147400942 & -74309621 & 16095832 \\ -74309621 & 115447382 & -49216102 \\ 16095832 & -49216102 & 29173696 \end{bmatrix} \text{ N/m}$$

Die dynamische Matrix in X-Richtung wird wie folgt gebildet:

$$D_x = A_x \cdot M_x = \begin{bmatrix} 0,0007565 & 0,0010972 & 0,0011560 \\ 0,0011003 & 0,0032230 & 0,0038930 \\ 0,0014389 & 0,0048319 & 0,0073865 \end{bmatrix}$$

Verschiebungen zur Ermittlung der Nachgiebigkeitsmatrix in Y-Richtung:

Horizontalverschiebung	Einheit	Angriffspunkt		
		Decke über EG	Decke über 1.OG	Decke über 2.OG
$w_{DüEG}$	m	0,0118	0,0182	0,0246
$w_{Dü1OG}$	m	0,0182	0,0478	0,0693
$w_{Dü2OG}$	m	0,0246	0,0693	0,1242

Tab. 5.10 Horizontalverschiebungen in Y-Richtung

Die Nachgiebigkeitsmatrix in Y-Richtung lautet:

$$A_y = \begin{bmatrix} 0,0118 & 0,0182 & 0,0246 \\ 0,0182 & 0,0478 & 0,0693 \\ 0,0246 & 0,0693 & 0,1242 \end{bmatrix} \cdot 10^{-6} \text{m/N}$$

Die Steifigkeitsmatrix in Y-Richtung lautet:

$$K_y = A_y^{-1} = \begin{bmatrix} 211155752 & -103441690 & 15894344 \\ -103441690 & 160172101 & -68882939 \\ 15894344 & -68882939 & 43338058 \end{bmatrix} \text{N/m}$$

Die dynamische Matrix in Y-Richtung wird wie folgt gebildet:

$$D_y = A_y \cdot M_y = \begin{bmatrix} 0,000624220 & 0,000960050 & 0,001045500 \\ 0,000962780 & 0,002521450 & 0,002945250 \\ 0,001301340 & 0,003655575 & 0,005278500 \end{bmatrix}$$

- Schritt 3 - Berechnung der Eigenvektoren, -werte, -frequenzen und -perioden der dynamischen Matrizen in X- und Y-Richtung

Die Eigenvektoren der dynamisch Matrix D_x sind auf 1,0 normiert worden und lauten wie folgt:

$$\phi_x = \begin{bmatrix} 0,184608 & 1,000000 & 1,000000 \\ 0,570164 & 0,818602 & -0,900466 \\ 1,000000 & -0,809089 & 0,407454 \end{bmatrix}$$

Die dazu gehörenden Eigenwerte λ_i lauten:

$$\lambda_i = \begin{bmatrix} 0,010407 \\ 0,000719 \\ 0,000240 \end{bmatrix} 1/s^2$$

Daraus können die Eigenkreisfrequenzen ω_i wie folgt berechnet werden:

$$\omega_i = \sqrt{\frac{1}{\lambda_i}} = \begin{bmatrix} 9,80 \\ 37,28 \\ 64,61 \end{bmatrix} \text{rad/s}$$

Die Eigenfrequenzen f_i in X-Richtung lauten wie folgt:

$$f_i = \frac{\omega_i}{2\pi} = \begin{bmatrix} 1,56 \\ 5,93 \\ 10,28 \end{bmatrix} \text{ Hz}$$

Mit der folgenden Beziehung können die Eigenperioden T_i ermittelt werden:

$$T_i = \frac{1}{f_i} = \begin{bmatrix} 0,641 \\ 0,169 \\ 0,097 \end{bmatrix} \text{ s}$$

Für die Y-Richtung sind die Ergebnisse zusammengefasst:

$$\phi_y = \begin{bmatrix} 0,227047 & 1,000000 & 1,000000 \\ 0,602193 & 0,830633 & -0,879151 \\ 1,000000 & -0,903445 & 0,374495 \end{bmatrix}$$

$$\lambda_i = \begin{bmatrix} 0,0077753 \\ 0,0004771 \\ 0,0001717 \end{bmatrix} 1/\text{s}^2$$

$$\omega_i = \begin{bmatrix} 11,34 \\ 45,78 \\ 76,31 \end{bmatrix} \text{ rad/s}$$

$$f_i = \begin{bmatrix} 1,80 \\ 7,29 \\ 12,15 \end{bmatrix} \text{ Hz}$$

$$T_i = \begin{bmatrix} 0,554 \\ 0,137 \\ 0,082 \end{bmatrix} \text{ s}$$

- Schritt 4 - Ermittlung der horizontalen Erdbebeneinwirkungen und Ersatzmassenfaktoren

Mit Hilfe der ermittelten Eigenperioden (in X-Richtung) werden durch Einsetzen in die Gleichungen des Bemessungsspektrums die folgenden Spektralwerte ermittelt:

$$S_d(T) = \begin{pmatrix} 2,61 \\ 3,34 \\ 3,07 \end{pmatrix} \text{m/s}^2$$

Aus der Massenmatrix und den Eigenvektoren kann der Partizipations- oder Beteiligungsfaktor ermittelt werden:

$$\vec{\alpha}_1^* = \phi_x^T \cdot M \cdot \vec{e} = \begin{pmatrix} 82341,96 \\ 61695,00 \\ 22717,21 \end{pmatrix}$$

mit \vec{e} als Einheitsvektor.

Die Matrix der modalen Massen wird wie folgt ermittelt:

$$M^* = \phi_x^T \cdot M \cdot \phi_x = \begin{bmatrix} 61451,21 & 0 & 0 \\ 0 & 116069,83 & 0 \\ 0 & 0 & 102727,54 \end{bmatrix} \text{kg}$$

Der Beitrag des j-ten Eigenschwingungszustandes zur Erdbebeneinwirkung im k-ten Geschoss wird mit der folgenden Formel berechnet:

$$F_{k,i} = \frac{\alpha_i^*}{M_i^*} \cdot M_k \cdot \phi_{x,k,i} \cdot S_d(T_i)$$

Die Beiträge der Eigenschwingungsformen 1 bis 3 sind in der folgenden Matrix (Reihe = Geschoss, Spalte = Eigenform) zusammengefasst:

$$F = \begin{bmatrix} 34,15 & 93,91 & 35,95 \\ 105,16 & 76,66 & -32,28 \\ 148,60 & -61,05 & 11,77 \end{bmatrix} \text{kN}$$

Der Vektor der effektiven Massen (Ersatzmassen) wird wie folgt ermittelt:

$$\vec{m}_e = \frac{(\vec{\alpha}_i^*)^2}{M^*} = \begin{pmatrix} 110334,70 \\ 32792,96 \\ 5023,69 \end{pmatrix} \text{kg}$$

Der Ersatzmassenfaktor der effektiven Massenanteile der einzelnen Eigenformen zur Gesamtmasse wird mit der folgenden Beziehung ermittelt:

$$\varepsilon_i = \frac{m_{e,i}}{m}$$

Für die drei Eigenformen ergeben sich die folgenden Ersatzmassenfaktoren:

$$\vec{\varepsilon} = \begin{pmatrix} 0,74 \\ 0,22 \\ 0,03 \end{pmatrix}$$

Dieser Ersatzmassenfaktor gibt, wie in Kapitel 1 erläutert und gemäß ÖNORM EN 1998-1:2004, Abschnitt 4.3.3.3.1(3) Aufschluss darüber, ob die Einwirkungen der betreffenden Eigenform für die Berechnung berücksichtigt werden müssen oder nicht. Dabei müssen die beiden folgenden Kriterien eingehalten werden:

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

Somit kann festgestellt werden, dass für die Erdbebeneinwirkung in X-Richtung nur die ersten beiden Modalbeiträge berücksichtigt werden müssen.

Zur Schaffung einer Vergleichsgrundlage müssen die horizontalen Erdbebenkräfte der ersten beiden Eigenformen geschossweise miteinander kombiniert werden. Dies geschieht mit Hilfe des SRSS-Verfahrens auf der Ebene der Schnittgrößen durch Überlagerung der Querkraftsverläufe der Eigenformen. Diese Überlagerung kann für dieses Beispiel als zulässig angesehen werden, da gemäß EC8, Abschnitt 4.3.3.3.2(2) die ersten beiden Modalbeiträge als voneinander unabhängig betrachtet werden dürfen. Die folgende Tabelle zeigt die resultierenden Querkraftsverläufe pro Eigenform, den überlagerten Querkraftsverlauf, sowie die daraus erhaltenen horizontalen Geschosskräfte als Stockwerkdifferenz der Querkräfte $\Delta V_{d,i}$ in X-Richtung:

Geschoss	1.Eigenform	2.Eigenform	SRSS-Kombination	horizontale Erdbebenkräfte
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
2.OG	148,60	-61,05	160,65	160,65
1.OG	253,76	15,61	254,24	93,59
EG	287,90	109,53	308,03	53,80
Summe				308,03

Tab. 5.11 Resultierende horizontale Erdbebeneinwirkungen in X-Richtung

Für die Y-Richtung sind die Ergebnisse zusammen gefasst:

$$S_d(T) = \begin{pmatrix} 3,04 \\ 3,25 \\ 3,03 \end{pmatrix} \text{m/s}^2$$

$$\vec{\alpha}_i^* = \begin{pmatrix} 86276,44 \\ 58319,51 \\ 22440,84 \end{pmatrix}$$

$$M^* = \begin{bmatrix} 64356,06 & 0 & 0 \\ 0 & 123983,96 & 0 \\ 0 & 0 & 99631,26 \end{bmatrix} \text{kg}$$

Die Beiträge der Eigenschwingungsformen 1 bis 3 sind in der folgenden Matrix (Reihe = Geschoss, Spalte = Eigenform) zusammengefasst:

$$F = \begin{bmatrix} 48,89 & 80,89 & 36,08 \\ 129,30 & 67,00 & -31,63 \\ 173,00 & -58,71 & 10,86 \end{bmatrix} \text{kN}$$

$$\vec{m}_e = \begin{pmatrix} 115663,1 \\ 27432,3 \\ 5054,55 \end{pmatrix} \text{kg}$$

$$\vec{\varepsilon} = \begin{pmatrix} 0,78 \\ 0,19 \\ 0,03 \end{pmatrix}$$

Somit kann festgestellt werden, dass für die Erdbebeneinwirkung in Y-Richtung nur die ersten beiden Modalbeträge berücksichtigt werden müssen.

Die folgende Tabelle zeigt die resultierenden Querkraftsverläufe pro Eigenform, den überlagerten Querkraftsverlauf, sowie die daraus erhaltenen horizontalen Geschosskräfte als Stockwerkdiffferenz der Querkräfte $\Delta V_{d,i}$ in Y-Richtung:

Geschoss	1.Eigenform	2.Eigenform	SRSS-Kombination	horizontale Erdbebenkkräfte
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
2.OG	173,00	-58,71	182,69	182,69
1.OG	302,30	8,29	302,42	119,73
EG	351,20	89,18	362,34	59,92
Summe				362,34

Tab. 5.12 Resultierende horizontale Erdbebeneinwirkungen in Y-Richtung

Berücksichtigung der Torsionseinwirkung

Analog zu Abschnitt 5. 2 wird auch hier die Torsionseinwirkung durch das Produkt Kraft \times maßgebende Ausmitte gemäß ÖNORM B 1998-1:2006 berücksichtigt. Da die Ermittlung der Ausmitten ein rein geometrisches Problem darstellt, können hier die selben Ausmitten verwendet werden, die zuvor ermittelt wurden.

Die folgende Tabelle zeigt die maximalen und minimalen Torsionsmomente für beide Berechnungsrichtungen (positiv im Uhrzeigersinn):

Geschoss	$T_{x,max}$	$T_{x,min}$	$T_{y,max}$	$T_{y,min}$
	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
EG	621,72	192,78	339,80	-107,79
1.OG	362,19	112,31	222,70	-70,64
2.OG	208,21	64,56	111,45	-35,35

Tab. 5.13 Torsionsmomente infolge der errechneten Ausmitten

Schnittkräfte am Ersatzstab

Die horizontalen Erdbebeneinwirkungen, die Querkraft-, Biegemomenten- und Torsionsmomentenverläufe sind für beide Koordinatenrichtungen in den folgenden Abbildungen dargestellt.

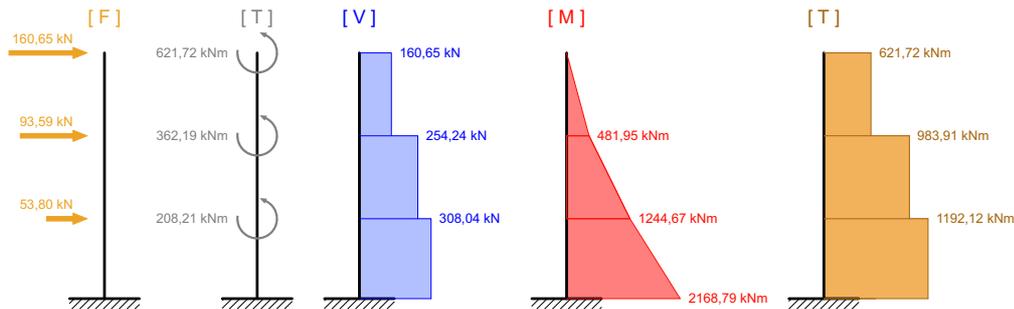


Abb. 5.5 Schnittgrößen am Ersatzstab zufolge Einwirkungen in X-Richtung (MASV)

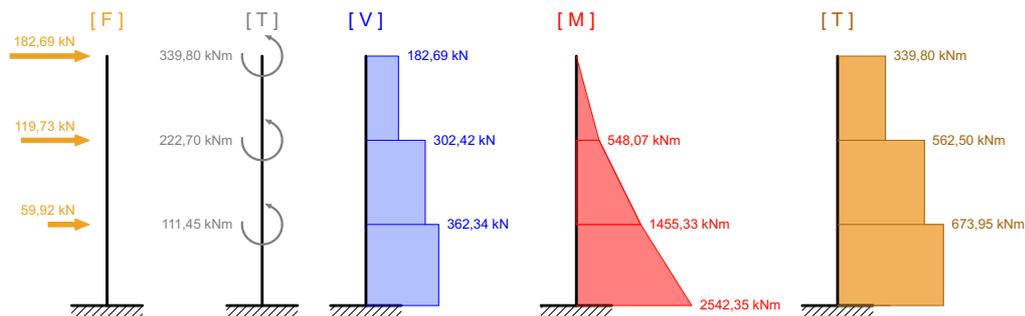


Abb. 5.6 Schnittgrößen am Ersatzstab zufolge Einwirkungen in Y-Richtung (MASV)

Die Gesamterdbebenkräfte $F_{b,x}$ und $F_{b,y}$ entsprechen 20% und 24% des Gesamtgewichts des Gebäudes. Die Gesamtmasse wurde gemäß Tab. 2.4 mit 152543,7 kg angesetzt.

Berücksichtigung Effekte Theorie 2.Ordnung

Nachdem die mit dem MASV ermittelten Einwirkungen und Schnittgrößen im Durchschnitt geringer ausfallen als jene, die mit dem VASV ermittelt wurden, kann davon ausgegangen werden, dass die Effekte Theorie 2.Ordnung hier ebenfalls nicht zu berücksichtigen sind.

Vergleich der Ergebnisse der händischen Berechnung mit jenen der Stabstatik Software „RStab“

Die verwendete Stabstatiksoftware, in welcher der Ersatzstab zur Ermittlung der Verformungen und Steifigkeiten erstellt wurde, bietet die Möglichkeit, durch Eingabe von Knotenmassen (Massen der Stockwerke - Diagonalwerte der Massenmatrix), Verhaltensbeiwert q , Parameter des Bemessungsspektrums und Bemessungswert der Bodenbeschleunigung, die gesuchten Ergebnisse mit Hilfe des dynamischen Zusatzmoduls „RDYNAM“ als EDV-Berechnung ermitteln zu können. Die folgenden Tabellen zeigen die Eigenfrequenzen der einzelnen Eigenformen, die ermittelten horizontalen Erdbebeneinwirkungen, sowie deren Abweichungen für die händische und die EDV-Berechnung (in X-Richtung).

	EDV-Berechnung	Händische Berechnung	Abweichung von EDV-Berechnung
Eigenform	[Hz]	[Hz]	[%]
1	1,56	1,56	0,00
2	5,94	5,93	0,17
3	10,24	10,28	0,39

Tab. 5.14 Vergleich der Eigenfrequenzen EDV - händisch für das ebene MASV in X-Richtung

EF	EDV-Berechnung			Händische Berechnung			Abweichung von EDV-Berechnung		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3
Geschoß	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[%]	[%]	[%]
EG	34,09	94,29	35,99	34,15	93,91	35,95	0,18	0,40	0,11
1.OG	104,97	76,52	-32,48	105,16	76,66	-32,28	0,18	0,18	0,62
2.OG	148,36	-61,02	11,87	148,60	-61,05	11,77	0,16	0,05	0,85

Tab. 5.15 Vergleich der Erdbebenkräfte EDV - händisch für das ebene MASV in X-Richtung

Aus diesen beiden Tabellen ist erkennbar, dass die Abweichung der händischen Ermittlung der Eigenformen und Ersatzlasten in einem Bereich liegt, der praktisch keine Auswirkungen auf eine mögliche Bemessung des Tragwerks hat. Somit kann festgestellt werden, dass die händische Berechnung sämtliche Parameter für das MASV als genügend genau befunden werden kann.

5.3.2 MASV - räumliche Berechnung mit „RFEM“

Im Zuge der Ermittlung der Einwirkungen zufolge Erdbeben mit zwei ebenen Modellen wird deutlich, dass die Ermittlung der Ausmitten gemäß ÖNORM B 1998-1:2006, Anhang B, welche im Wesentlichen lastunabhängig sind, zu signifikant großen Torsionsmomenten führt, deren Größen bei Betrachtung des Gebäudegrundrisses nach der Systemmodifikation nur schwer vorstellbar sind. Um diesen, für die Bemessung relevanten Umstand genauer erfassen zu können, wird in diesem Abschnitt das Multimodale Antwortspektrenverfahren an einem räumlichen Modell angewendet. Es soll ebenfalls herausgefunden werden, inwieweit die Eigenformen, die mit den beiden ebenen Ersatzstabmodellen ermittelt wurden, mit jenen aus dem räumlichen Modell zusammenpassen.

Aufgrund der Tatsache, dass die verwendete Software „RFEM 4.0“ nicht in der Lage ist, die Eigenschaften des Anschlusses Wand-Decke-Wand zufriedenstellend zu erfassen, erfolgt die räumliche Berechnung mit dem MASV anhand eines Stabmodells, welches im Programm implementiert wird. Dabei werden die Tragwände 1.1 bis 4.0 als Stabelemente und die Decken als Flächenelemente erfasst.

Anmerkung:

Die Definition und Berechnung eines FE-Modells der Gesamtstruktur (Wände als Scheibenelemente, Decken als Plattenelemente), die Probleme bei der Erfassung der Anschlusscharakteristika und die daraus erhaltenen Lösungen des Eigenwertproblems sind der Arbeit als Anhang beigefügt worden.

Die folgenden Unterpunkte geben einen Überblick über die notwendigen Eingangsparameter für die räumliche Berechnung des Tragwerks, bestehend aus Stäben und Plattenelementen mit dem FE-Programm.

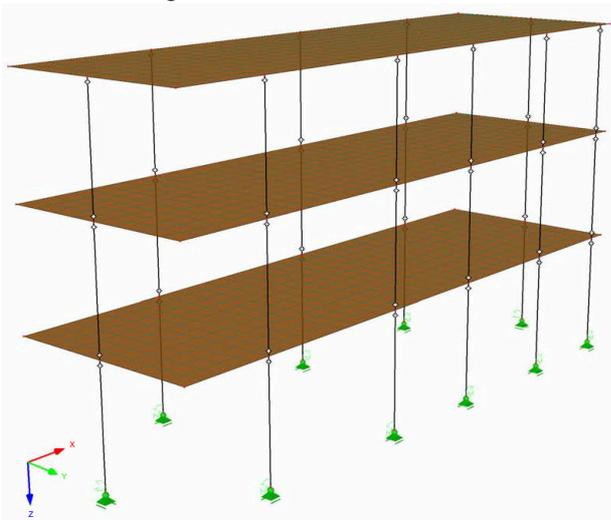


Abb. 5.7 Räumliches Tragsystem für die Berechnung mit dem MASV

Erfassung der Materialparameter

Neben jenen, in Abschnitt 2. 3 angeführten Materialkennwerten erfordert die Eingabe dieses Tragwerks in das FE-Programm noch weitere Parameter, die das orthotrope Verhalten der flächenförmigen BSP-Elemente beschreiben. Diese Erfassung der Orthotropie für die verwendeten BSP-Elemente als Deckenplatten erfolgt durch Eingabe einer Steifigkeitsmatrix, die getrennt für Biegung für Membrankräfte gemäß 'BSPHandbuch' [28] wie folgt aufgestellt wird.

- Biegung

$$\begin{Bmatrix} m_x \\ m_y \\ m_{xy} \\ q_x \\ q_y \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & D_{13} & 0 & 0 \\ D_{21} & D_{22} & D_{23} & 0 & 0 \\ D_{31} & D_{32} & D_{33} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & D_{44} & D_{45} \\ 0 & 0 & 0 & D_{54} & D_{55} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \partial\varphi_y/\partial x \\ -\partial\varphi_x/\partial y \\ \partial\varphi_y/\partial y - \partial\varphi_x/\partial x \\ \partial w/\partial x + \varphi_y \\ \partial w/\partial y - \varphi_x \end{Bmatrix}$$

- Membrankräfte

$$\begin{Bmatrix} n_x \\ n_y \\ q_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} d_{11} & d_{12} & d_{13} \\ d_{21} & d_{22} & d_{23} \\ d_{31} & d_{32} & d_{33} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \partial u/\partial x \\ \partial v/\partial y \\ \partial u/\partial y - \partial v/\partial x \end{Bmatrix}$$

Die einzelnen Koeffizienten D_{11} - D_{55} und d_{11} - d_{33} werden wie folgt ermittelt:

$$D_{11} = E_x \cdot I_{x, \text{eff}}$$

$$D_{22} = E_y \cdot I_{y, \text{eff}}$$

$$D_{12} = D_{21} = 0$$

$$D_{33} = \frac{\Phi}{100} \cdot \frac{G_{0, \text{mean}} \cdot h_{\text{ges}}^3}{12}$$

$$D_{44} = \frac{(G_{0, \text{mean}} \cdot h_x + G_{90, \text{mean}} \cdot h_y)}{\kappa}$$

$$D_{55} = \frac{(G_{90, \text{mean}} \cdot h_x + G_{0, \text{mean}} \cdot h_y)}{\kappa}$$

$$D_{45} = D_{54} = 0$$

$$d_{11} = E_x \cdot h_x$$

$$d_{22} = E_y \cdot h_y$$

$$d_{33} = h_{\text{ges}} \cdot \left[\frac{G_{0,\text{mean}}}{1 + 6 \cdot \left(0,32 \cdot \left(\frac{t}{a} \right)^{-0,77} \right) \cdot \left(\frac{t}{a} \right)^2} \right]$$

$$d_{12} = d_{21} = d_{13} = d_{31} = d_{23} = d_{32} = 0$$

mit

E_x, E_y als E-Modul, entspricht $E_{0,\text{mean}}$ gemäß Abschnitt 2. 3

$G_{0,\text{mean}}$ als Schubmodul des Elements gemäß Abschnitt 2. 3

h_{ges} als Gesamtdicke des Elements

h_x als Dicke sämtlicher Brettlagen, deren Faserrichtung in Richtung der Haupttrichtung des Elementes verlaufen

h_y als Dicke sämtlicher Brettlagen, deren Faserrichtung quer zur Haupttrichtung des Elementes verlaufen

κ als Schubkorrekturfaktor gemäß 'BSP-Handbuch' [28], für 5-schichtige Elemente ist $\kappa = 4,12$

t als durchschnittliche Einzelschichtdicke des Elements

a als Breite der verwendeten Bretter, hier wird $a = 15,0$ cm angenommen.

Φ als Faktor zur Berücksichtigung einer reduzierten Drillsteifigkeit

Die folgenden Tabellen zeigen die ermittelten Koeffizienten der Steifigkeitsmatrix für die beiden unterschiedlichen Deckentypen.

- BSP-Element für die Dachplatte, $b = 184$ mm, 5-schichtig, MMC24

Biegung			
	[kNm]		[kNm]
D_{11}	4677	D_{22}	1033
D_{12}	0	D_{33}	143
	[kN/m]		[kN/m]
D_{44}	20867	D_{55}	13030
Membrankräfte			

Tab. 5.16 Koeffizienten der Steifigkeitsmatrix für das verwendete Dachelement

	[kN/m]		[kN/m]
d_{11}	1298000	d_{22}	726000
d_{12}	0	d_{33}	94679

Tab. 5.16 Koeffizienten der Steifigkeitsmatrix für das verwendete Dachelement

- BSP-Element für die Deckenplatte, $b = 198$ mm, 5-schichtig, MMC24

Biegung			
	[kNm]		[kNm]
D_{11}	5590	D_{22}	1525
D_{12}	0	D_{33}	179
	[kN/m]		[kN/m]
D_{44}	21102	D_{55}	15374
Membrankräfte			
	[kN/m]		[kN/m]
d_{11}	1298000	d_{22}	880000
d_{12}	0	d_{33}	99494

Tab. 5.17 Koeffizienten der Steifigkeitsmatrix für das verwendete Deckenelement

Erfassung der Systemparameter

Im Zuge der Berechnungen in diesem Kapitel wurden bereits sämtliche Kenndaten ermittelt, die für die Definition dieses räumlichen Stab-Platten-Systems notwendig sind. Neben den zuvor definierten Steifigkeitsmatrizen für die Plattenelemente, erfordert dieses Modell noch die Eingabe sämtlicher Kenndaten aller Tragwände. Die Geschosshöhe wird als vertikaler Abstand der Schwerebenen der Plattenelemente verstanden und beträgt analog zu den ebenen Systemen **3,0 m** für sämtliche Geschosse. Somit wird jedem eingesetzten Stabelement eine Länge von 3,0 m zugewiesen. Die Querschnitte der Stabelemente, sowie die Kopplungen mit dem Boden als Knotenlager und die Kopplungen mit den Plattenelementen als Stabendgelenke werden gemäß der verschiedenen Abschnitte dieses Kapitels definiert. Die folgende Tabelle gibt einen Überblick über die verwendeten Kenndaten und den dazu gehörenden Abschnitt in diesem Kapitel.

Anmerkung:

Im Zuge der Berechnung mit den ebenen Systemen wurde vorausgesetzt, dass sämtliche Tragwände ausschließlich in Richtung ihrer Wandachse im Grundriss Lasten aufnehmen können und sich somit nur in Richtung ihrer Wandachse verschieben und um die darauf

orthogonale Achse verdrehen können. Diese Vereinfachung wurde in der Berechnung mit dem räumlichen System nicht getroffen.

Parameter	Abschnitt
Längen der Tragwände i , L_i [m]	Abschnitt 2. 4, Abb. 2.4
Schubsteifigkeiten der Anschlüsse Dach-Wand, $K_{ser,i}$ [kN/m]	Abschnitt 4. 1. 1, Tab. 4.1
Schubsteifigkeiten der oberen Anschlüsse Wand-Decke-Wand, $K_{ser,i}$ [kN/m]	Abschnitt 4. 1. 1, Tab. 4.2
Rotationssteifigkeiten der oberen Anschlüsse Wand-Decke-Wand, $K_{\varphi,i}$ [kNm/rad]	Abschnitt 4. 1. 1, Tab. 4.4
Schubsteifigkeiten der unteren Anschlüsse Wand-Decke-Wand, $K_{ser,i}$ [kN/m]	Abschnitt 4. 1. 1, Tab. 4.5
Rotationssteifigkeiten der unteren Anschlüsse Wand-Decke-Wand, $K_{\varphi,i}$ [kNm/rad]	Abschnitt 4. 1. 1, Tab. 4.7
Schubsteifigkeiten der Anschlüsse Wand-Bodenplatte, $K_{ser,i}$ [kN/m]	Abschnitt 4. 1. 1, Tab. 4.8
Rotationssteifigkeiten der Anschlüsse Wand-Bodenplatte, $K_{\varphi,i}$ [kNm/rad]	Abschnitt 4. 1. 1, Tab. 4.10

Tab. 5.18 Zuordnung der Systemparameter zu den jeweiligen Abschnitten dieses Kapitels

Anmerkung:

Sämtliche Stabelemente haben eine Querschnittsbreite von **95 mm** (entspricht der Breite des eingesetzten BSP-Elementes) und sind im Schwerpunkt der Tragwände im Grundriss situiert (vgl. Abb. 2.4).

Erfassung der dynamischen Parameter

Die einzigen Parameter, die für eine dynamische Analyse mit Hilfe des FE-Programms noch erfasst werden müssen, sind die Massen sämtlicher Bauteile des Gebäudes. Diese werden durch die Eingabe von Flächenzusatzmassen in [kg/m²] und Stabzusatzmassen in [kg/m] definiert. Während die Flächenzusatzmassen durch ihr Eigengewicht und die anteilige Nutzlast gebildet werden (Kombination gemäß EC8, Abschnitt 3.2.4), muss die Gewichtslast gemäß Kapitel 3 (Aufbau AW01) durch die jeweilige Wandlänge dividiert werden, um eine Stabmasse pro Laufmeter zu erhalten. Die folgende Tabelle gibt die definierten Flächen- bzw. Stabzusatzmassen für dieses Tragsystem an.

Flächenelemente	
Zwischengeschoßdecke	508,0 kg/m ²
Dach	442,0 kg/m ²
Stabelemente	
Wand 1.1	515,0 kg/m
Wand 1.2	174,1 kg/m
Wand 1.3	230,7 kg/m
Wand 1.4	239,0 kg/m
Wand 1.5	114,3 kg/m
Wand 2.0	512,9 kg/m
Wand 3.1	503,2 kg/m
Wand 3.2	226,6 kg/m
Wand 3.3	842,5 kg/m
Wand 4.0	512,9 kg/m

Tab. 5.19 Zusatzmassen der verwendeten Elemente

Ermittlung der Eigenformen und Ersatzlasten mit dem Modul „RF-DYNAM“

Mit Hilfe des Moduls „RF-DYNAM“ (inkl. Zusatzpakete) des verwendeten FE-Programms ist es möglich, für die definierte Struktur die Eigenformen und Ersatzlasten infolge des ermittelten Bemessungsspektrums in Abschnitt 5. 1 zu ermitteln. Die Anzahl der notwendigen Eigenformen wird durch die jeweilige Größe des Ersatzmassenfaktors ε bestimmt, dessen Berechnung bereits im Zuge von Abschnitt 5. 3. 1 erläutert wurde. Gemäß ÖNORM EN 1998-1:2004, Abschnitt 4.3.3.2.1 müssen hier erneut die beiden folgenden Kriterien eingehalten werden:

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

Die folgende Tabelle zeigt die Anzahl und die Größen der ermittelten Eigenformen.

Eigenform		Eigenfrequenz	Eigenperiode	Ersatzmasse		Ersatzmassenfaktor	
Nr.	Richtung	f [Hz]	T [s]	m_{eX} [kg]	m_{eY} [kg]	ϵ_X [-]	ϵ_Y [-]
1	X	1,67	0,60	107535,72	551,57	0,70	0,04
2	Y	1,83	0,55	531,63	111101,21	0,00	0,74
3	T	3,07	0,33	870,72	15,24	0,01	0,00
4	Y	4,87	0,21	22,11	26144,97	0,00	0,17
5	X	6,37	0,16	33057,17	0,00	0,22	0,00
6	Y	7,37	0,14	91,48	9108,88	0,00	0,06
Summe				142108,83	1469210,87	0,93	0,97

Tab. 5.20 Ermittelte Eigenformen aus der EDV-Berechnung am räumlichen Stabsystem

Anmerkung:

Die Eigenform Nr. 3 erfüllt beide Kriterien nach EC8, Abschnitt 4.3.3.2.1 nicht, sie müsste also in der weiteren Berechnung nicht berücksichtigt werden. Aufgrund der Eigenschaften des Programms ist es jedoch äußerst umständlich, diese aus der Tabelle zu löschen. Da sie gemäß Tab. 5.20 jedoch nahezu keine mitwirkende Masse aufweist, hat sie praktisch keinen Einfluss auf das Ergebnis und kann im Prinzip ignoriert werden.

Bei Betrachtung dieser Ergebnisse wird ersichtlich, dass die Eigenfrequenzen für die ersten Modi in X- und Y-Richtung geringfügig höher ausfallen, als sie im Abschnitt zuvor im Zuge der händischen Ermittlung resultierten. Dies führt letztendlich zu geringeren 1. Eigenperioden für beide Richtungen, die eine Erhöhung der Erdbebenbelastung bewirken. Diese Tatsache kann auf das genauere Berechnungsmodell (Massen greifen nicht mehr ausschließlich in den Geschossknoten an, statt einem Ersatzquerschnitt wurden 10 Ersatzquerschnitte definiert, etc.) zurückgeführt werden.

Der nächste Schritt in der Berechnung mit dem FE-Programm ist die Erstellung der Ersatzkräfte für sämtliche Eigenformen und das Ansetzen dieser auf das definierte Tragsystem, um Vergleichsgrößen zu den anderen Berechnungsmethoden zu erlangen. Dabei erlaubt es das Programm, **Torsionswirkungen gemäß EC8, Abschnitt 4.3.3.3(1)**, die für räumliche Modelle ausschließlich aus der zufälligen Ausmitte gemäß EC8, Abschnitt 4.3.2(1) entstehen, bei der Ermittlung der Ersatzlasten bereits mitzubedenken. Die Ergebnisse dieser Berechnung sind Auflagerreaktionen und Schnittkräfte, die aus der Kombination sämtlicher relevanter Modalbeiträge mit Hilfe der SRSS-Methode (ist für beide Einwirkungsrichtungen zulässig, siehe Abschnitt zuvor) resultieren. Die folgende Tabelle gibt diese Auflagerreaktionen wieder.

Wand i	Lagerkräfte [kN]			Lagermomente [kNm]	
	P_x	P_y	P_z (nur Zug)	M_x	M_y
1.1	47,98	0,40	-16,20	0,00	315,74
1.2	7,38	0,31	-7,26	0,00	32,24
1.3	3,52	0,35	-8,50	0,00	14,61
1.4	5,36	0,31	-9,68	0,00	38,47
1.5	0,43	0,30	-15,43	0,00	2,44
2.0	1,00	189,61	-17,03	1182,22	0,00
3.1	209,08	0,93	-14,49	0,00	1202,98
3.2	3,26	0,37	-11,27	0,00	27,30
3.3	34,23	0,39	-14,29	0,00	248,88
4.0	1,04	192,58	-11,54	1228,80	0,00
Summe	313,31	385,55		2411,02	1882,66

Tab. 5.21 Auflagerreaktionen aus der EDV-Berechnung am räumlichen Stabsystem

Anmerkungen:

Während die Berechnung mit ebenen Systemen keine globale Abhebekraft am Auflager hervor bringen kann, tritt diese durch die Anwendung eines räumlichen Systems aufgrund der globalen Biegeverformung des Gebäudes in jeder Tragwand auf. Diese Abhebekräfte vermindern im Zuge der Bemessung der Tragwände und Anschlüsse die Gewichtskräfte und wirken sich somit ungünstig auf die Stückzahlen der Verbindungsmittel aus. Diesem Effekt kann Abhilfe getan werden, indem für sämtliche Tragwände Zuganker „480-M20“ in **Wandmitte** als Verankerung situiert werden, die diese Beanspruchungen abtragen, jedoch keinen Einfluss auf die Rotationssteifigkeiten der Anschlüsse haben.

Die Gesamterdbebenkräfte $F_{b,x}$ und $F_{b,y}$ werden als die Summen der Auflagerkräfte $P_{i,x}$ und $P_{i,y}$ verstanden und betragen mit dieser Berechnung 21% und 25% des Gesamtgewichts des Gebäudes. Die Gesamtmasse wurde gemäß Tab. 2.4 mit 152543,7 kg angesetzt. Hier ist zu erwähnen, dass diese Gesamterdbebenkräfte bereits **sämtliche Torsionswirkungen** miteinfassen, die gemäß EC8 berücksichtigt werden müssen.

Durch die Festlegung, dass sämtliche Knotenlager der Wände i , Kräfte in X- und in Y-Richtung aufnehmen können (dies ist im ebenen System nicht der Fall), resultieren beispielsweise für Tragwände, deren Achsen in X-Richtung ausgerichtet sind, auch Lagerkräfte in Y-Richtung, und umgekehrt. Dieser Umstand ist jedoch aufgrund der geringen Größe dieser Lagerreaktionen für die Ermittlung der Eigenformen und Berechnung der Ersatzlasten nicht relevant.

Für die Zusammenfassung der globalen Schnittgrößen infolge Erdbebeneinwirkung des Gebäudes, ist es notwendig, die ermittelten Stabschnittkräfte „Querkraft“ und „Biegemoment“ (um die schwache Wandachse) je Geschoss aufzusummieren. Die folgenden Abbildungen geben einen Überblick über diese Schnittgrößen.

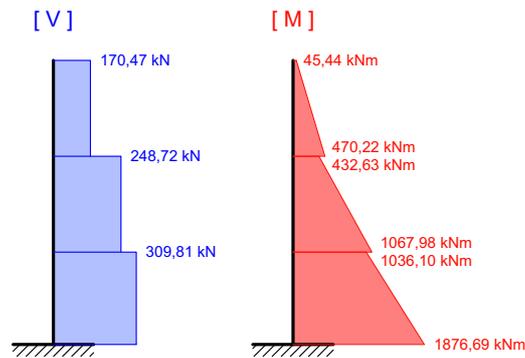


Abb. 5.8 Globale Schnittgrößen in X-Richtung aus der EDV-Berechnung am räumlichen Stabsystem

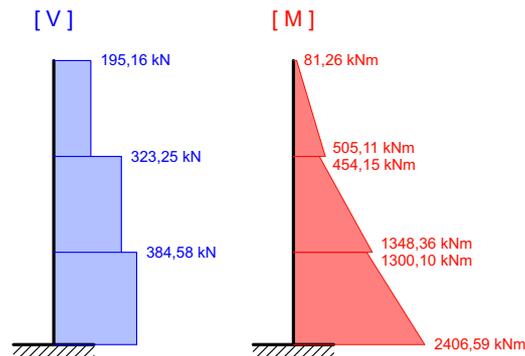


Abb. 5.9 Globale Schnittgrößen in Y-Richtung aus der EDV-Berechnung am räumlichen Stabsystem

Anmerkungen:

Die Sprünge im Verlauf der Biegemomente über die Gebäudehöhe ist auf die Einspannung der Deckenplatten zurück zu führen. Während das konstante Biegemoment an der Spitze des Gebäudes überschätzt wird, da in diesem Anschluss keine Einspannung vorhanden ist, können in den unteren beiden Deckenknoten Sprünge im Momentenverlauf durch eine teilweise Einspannung der Deckenplatte zufolge Sperrwirkung der Wände über den jeweiligen Knoten entstehen. Dieser Punkt ist im Zuge dieser Abhandlung nicht weiter verfolgt worden und zur vollständigen Erfassung des Tragverhaltens eines Gebäudes in Holz-Massivbauweise von gewisser Relevanz.

Im Vergleich zu den Abbildungen in Abschnitt 5. 2 und Abschnitt 5. 3. 1 fehlen hier die Darstellungen der einwirkenden Ersatzkräfte und Torsionsmomente. Während die Torsionseinwirkung, wie bereits erwähnt wurde, auf die einzelnen Wände/Stäbe aufgeteilt wird, ist die Größe der horizontalen Erdbekräfte nicht dem Verlauf der Biegemomen-

te übereinstimmend. Dies ist, neben der bereits erwähnten Einspannwirkung, auch auf die mehrfache statische Überbestimmtheit des Systems zurückzuführen.

Berücksichtigung Effekte Theorie 2.Ordnung

Nachdem die mit dem räumlichen Stabmodell ermittelten Schnittgrößen im Durchschnitt geringer ausfallen als jene, die mit dem VASV ermittelt wurden, kann davon ausgegangen werden, dass die Effekte Theorie 2.Ordnung hier ebenfalls nicht zu berücksichtigen sind.

5. 4 Vergleich der Ergebnisse der Berechnungsverfahren

Die folgende Tabelle gibt einen Überblick über die wichtigsten Ergebnisse der angewendeten Berechnungsverfahren und Modellbildungen.

Verfahren	Vorbemessung		VASV		MASV		MASV	
Modell	ebenes Modell am Ersatzstab, steifes System		ebenes Modell am Ersatzstab, nachgiebiges System		ebenes Modell am Ersatzstab, nachgiebiges System		räumliches Modell als Stabtragwerk, nachgiebiges System	
Methode	EC8, Abschnitt 4.3.3.2.2(4)		Rayleigh-Methode		händische Berechnung		EDV-Berechnung	
Richtung	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
f_1	3,13 Hz	1,79 Hz	1,59 Hz	1,79 Hz	1,56 Hz	1,80 Hz	1,67 Hz	1,83 Hz
T_1	0,32 s	0,56 s	0,63 s	0,56 s	0,64 s	0,55 s	0,60 s	0,55 s
S_d	3,34	2,97	2,64	2,97	2,61	3,04	3,77	3,02
$F_{b,i}$	433,07 kN	385,12 kN	342,33 kN	392,13 kN	308,03 kN	362,34 kN	313,31 kN	385,55 kN
% der Gesamtmasse	28%	25%	22%	26%	20%	24%	21%	25%

Tab. 5.22 Ergebnisse der angewendeten Berechnungsverfahren und Modellbildungen (Vergleich nach [40])

Wie aus diesen Ergebnissen ersichtlich ist, wird die Annahme, die zu Beginn dieses Kapitels getroffen wurde, bestätigt. Mit dem steigenden Grad der Genauigkeit der Berechnung und des Modells kann die Größe der Einwirkung reduziert werden (Die Ergebnisse aus der räumlichen MASV-Berechnung fallen zwar höher als jene der ebenen aus, jedoch ist bei diesen bereits die Torsionswirkung mitberücksichtigt worden). Dies wird auch in [26] und [40] so bestätigt.

Ein weiterer, interessanter Aspekt dieser Gegenüberstellung ist der Umstand, dass die Erdbebenkraft in Y-Richtung im Zuge der Vorbemessung ident ist mit jener aus dem räumlichen Modell. Aufgrund der relativ großen Streuung der Ergebnisse bei geringfü-

giger Änderung der Eigenperioden, ist dies eher als Zufallstreffer anzusehen.

Beim Vergleich der Ermittlung der Eigenperioden mit dem Rayleigh-Verfahren und der händischen Ermittlung (händisches Lösen des Eigenwertproblems) wird ersichtlich, dass diese nahezu identisch sind. Da diese Tatsache auch in [40] und in diversen Rechendurchläufen an modifizierten Systemen bestätigt wird, kann davon ausgegangen werden, dass das Rayleigh-Verfahren für Tragwerke dieser Art eigentlich die **beste Methode** zur Ermittlung der 1. Eigenperiode im Zuge des VASV darstellt.

Hier wird auch erneut darauf hingewiesen, dass sämtliche Verfahren zur Ermittlung der Eigenformen und Beanspruchungen, außer jenem, welches zur Vorbemessung verwendet wurde, äußerst sensibel auf den Umstand reagieren, ob die Steifigkeit der Verbindungen/Anschlüsse miteingefasst wurde, oder nicht. Da diese Erfassung jedoch mit einem sehr großen Aufwand verbunden ist (Vorbemessung auf ein Lastniveau ähnlich der Erdbeneinwirkung, Ermittlung der Steifigkeiten sämtlicher Verbindungen, etc.), sollten für die Erdbebenberechnung von Hochbauten in Holz-Massivbauweise zum derzeitigen Kenntnisstand zwei Möglichkeiten in Betracht gezogen werden:

1. Die erste Möglichkeit ist die Ermittlung der 1. Eigenform des Tragwerks mit Hilfe des Verfahrens nach EC8, Abschnitt 4.3.3.2.2(4) und Bemessung auf „Erdbeben“ mit dem VASV (unter Berücksichtigung sämtlicher Randbedingungen), mit der relativen Sicherheit, dass dies zu einer eher konservativen Ausbildung des Tragwerks führt und somit sämtliche Risiken durch einen erhöhten wirtschaftlichen Aufwand abgedeckt werden.
2. Die zweite Möglichkeit ist die (soweit als möglich) genaue Modellierung des Tragwerks unter Berücksichtigung sämtlicher Anschlusscharakteristika, was unter normalen Umständen eine Verminderung der Einwirkungen und somit eine „günstigere“ Ausführung zur Folge haben wird. Im Gegensatz zu Hochbauten mit Tragelementen aus Stahlbeton (siehe das Fazit in [26]), ist die Ermittlung und Modellbildung der Anschlüsse bei Hochbauten in Holz-Massivbauweise einer gewissen Unsicherheit unterworfen, die einen gewissen Risikofaktor darstellt, den es gilt, durch weitere Forschungen, wie sie etwa zu diesem Zeitpunkt am Institut für Holzbau und Holztechnologie stattfinden (siehe [31]), zu ergründen.

Zusammenfassend kann das Verhalten von Hochbauten in Holz-Massivbauweise bei Beanspruchung durch den außergewöhnlichen Lastfall „Erdbeben“ als günstig beschrieben werden, da das Material Brettsperrholz bei niedriger Masse eine sehr hohe Tragfähigkeit auf resultierende Schub- und Biegebeanspruchungen aufweisen kann. Die Konzeption der Verbindungstechnik ist nicht nur der maßgebende Faktor zur Definition der Gebäudeduktilität, sondern auch das Herzstück der gesamten Erdbebenberechnung.

Aufgrund der Tatsache, dass die resultierenden Gesamterdbebenkräfte im Zuge der räumlichen Berechnung mit dem MASV jene der Vorbemessung nicht überschreiten, entfällt eine neuerliche Bemessung des Systems. Das vorhandene Optimierungspotential für die X-Richtung wird im Zuge dieser Arbeit vernachlässigt.

6 Weitere dynamische Untersuchungen

6.1 Untersuchung des Gebäudeverhaltens mit der Pushover-Methode

Gemäß ÖNORM EN 1998-1, Abschnitt 4.3.3.4.2.1(1) und in Anbetracht der Erläuterungen in Kapitel 1, Abschnitt 3. 6, darf die nichtlineare statische (pushover) Berechnung für Hochbauten durchgeführt werden, um

- die erwarteten plastischen Mechanismen und die Schädigungsverteilung abzuschätzen und
- die Ergebnisse der linearen Berechnungen (VASV, MASV) zu überprüfen.

Wie bereits in Kapitel 1 erläutert wurde, wird mit dieser Methode die sog. Zielverschiebung eines Referenzpunktes (auch Kontrollknoten genannt) ermittelt, die unter Miteinbeziehung sämtlicher Nichtlinearitäten (Material, Anschlüsse, etc.) die Verformung des Gebäudes zu Folge des außergewöhnlichen Lastfalls „Erdbeben“ wiedergibt. Der Referenzpunkt ist im Allgemeinen der höchste Punkt des Gebäudes und in diesem Beispiel der Schwerpunkt des Dachfeldes über dem 2. Obergeschoß.

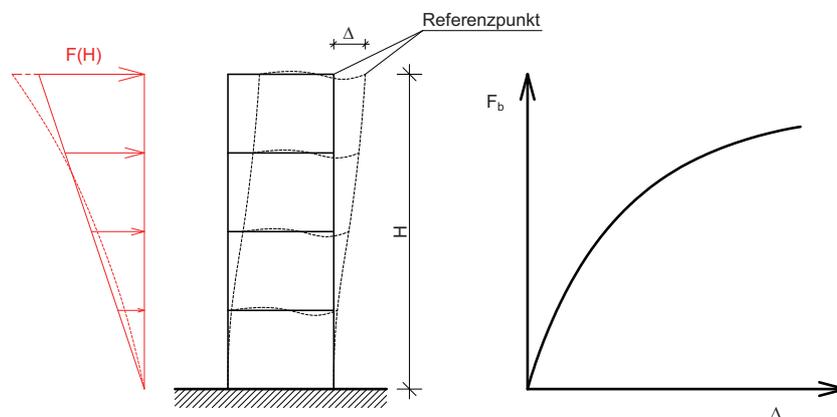


Abb. 6.1 Schematische Darstellung der Berechnungsmethode (siehe Kapitel 1, nach [27])

6.1.1 Festlegung der Systemeigenschaften

Nachdem es sich bei dieser Methode um ein nichtlineares Berechnungsverfahren handelt, müsste sämtlichen Systemparametern, die für die Anwendung des MASV anhand eines räumlichen Stabmodells in Abschnitt 5. 3. 2 definiert wurden, ein **nichtlineares Verhalten** zugewiesen werden. Da einerseits das nichtlineare Verhalten des verwendeten Materials und der verschiedenen Anschlüsse nicht genau bekannt ist und andererseits

das verwendete Softwarepaket „RFEM“ es nicht erlaubt, diese Eigenschaften im Zuge der Berechnung zu berücksichtigen, wird diese Untersuchung anhand eines Ersatzsystems durchgeführt. Dabei kommt jenes ebene Modell zur Anwendung, welches in Abschnitt 5.2.1 für die ebene Berechnung mit dem VASV und dem MASV definiert wurde. Das nicht-lineare Verhalten der Verbindungen je Geschoss wurde mit Hilfe von Versuchsergebnissen am Institut für Holzbau und Holztechnologie für diesen Ersatzstab angenähert. Die dabei getroffenen Annahmen sind im Anhang genau erläutert. Die folgende Abbildung zeigt den modifizierten Ersatzstab, der für diese Berechnung letztendlich verwendet wird.

Anmerkung:

Der Inhalt dieses Abschnitts ist eine exemplarische Anwendung dieses Verfahrens und als Anschauungsbeispiel gedacht. Daher wird im Zuge dieser Untersuchung ausschließlich die X-Richtung betrachtet.

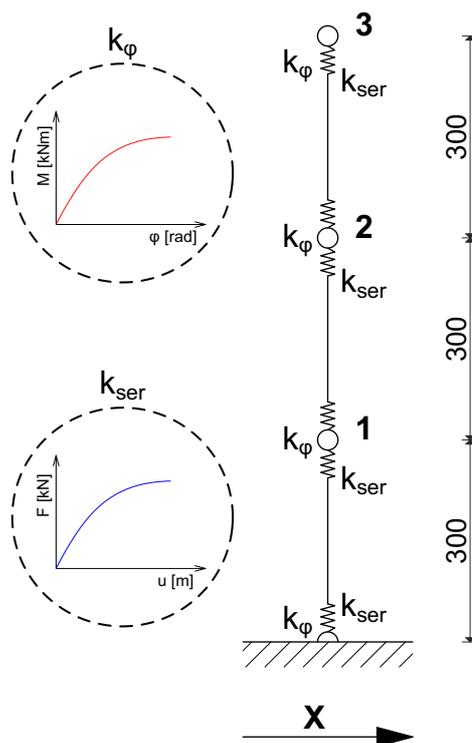


Abb. 6.2 Schematische Darstellung des verwendeten, nichtlinearen Systems

6.1.2 Ermittlung der Kapazitätskurven für die vertikalen Verteilungen

Gemäß ÖNORM EN 1998-1, Abschnitt 4.3.3.4.2.2 sollten mindestens zwei vertikale Verteilungen der horizontalen Lasten in den jeweiligen Höhen der Geschoßdecken angesetzt werden. Eine Verteilung ist proportional zu den Massen anzusetzen, die andere

proportional zu den erwarteten horizontalen Erdbebeneinwirkungen. Die folgende Abbildung zeigt die beiden vertikalen Verteilungen für das verwendete System.

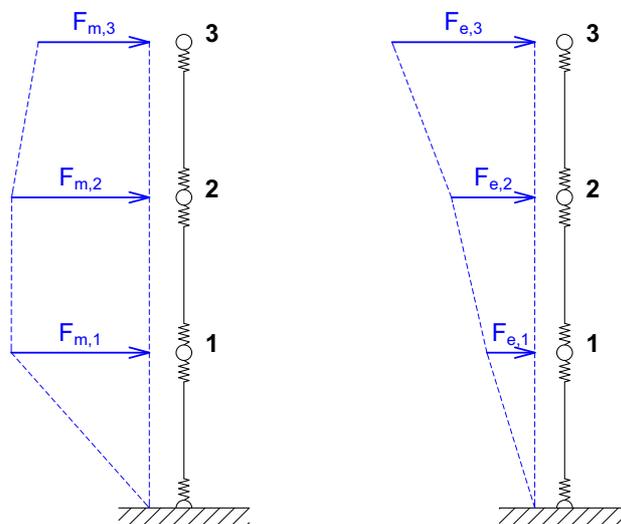


Abb. 6.3 Massenproportionale Verteilung (links) und erdbebenproportionale Verteilung (rechts)

Im Zuge der Berechnung wird bei Einhaltung der Proportionen die Größe der einwirkenden Kräfte kontinuierlich gesteigert und die dabei auftretenden horizontalen Verformungen des Deckenknotens „3“ (Referenzpunkt) festgehalten. Die beiden folgenden Tabellen geben einen Überblick über die Größe der jeweiligen Lastschritte der beiden vertikalen Verteilungen. Die horizontalen Kräfte in Tab. 6.1 sind Vielfache der jeweiligen Geschoßmassen gemäß Tab. 2.4, die Kräfte in Tab. 6.2 sind Vielfache der in Abschnitt 5. 3. 1 ermittelten Ersatz-Erdbekräfte für die X-Richtung.

Lastschritt	100%	1%	5%	10%	15%	20%	25%	27,5%
EG	529,00	5,29	26,45	52,90	79,35	105,80	132,25	145,48
1.OG	527,50	5,28	26,38	52,75	79,13	105,50	131,88	145,06
2.OG	425,00	4,25	21,25	42,50	63,75	85,00	106,25	116,88
Summe	1481,50	14,82	74,08	148,15	222,23	296,30	370,38	407,41
Lastschritt	30%	35%	40%	45%	50%	55%	60%	65%
EG	158,70	185,15	211,60	238,05	264,50	290,95	317,40	343,85
1.OG	158,25	184,63	211,00	237,38	263,75	290,13	316,50	342,88
2.OG	127,50	148,75	170,00	191,25	212,50	233,75	255,00	276,25
Summe	444,45	518,53	592,60	666,68	740,75	814,83	888,90	962,98

Tab. 6.1 Berechnete Lastschritte [kN] der massenproportionalen Verteilung

LS	1%	10%	20%	30%	40%	50%	60%	70%	80%	90%	100%
EG	0,54	5,40	10,80	16,20	21,60	27,00	32,40	37,80	43,20	48,60	54,00
1.OG	0,94	9,40	18,80	28,20	37,60	47,00	56,40	65,80	75,20	84,60	94,00
2.OG	1,61	16,10	32,20	48,30	64,40	80,50	96,60	112,70	128,80	144,90	161,00
Summe	3,09	30,90	61,80	92,70	123,60	154,50	185,40	216,30	247,20	278,10	309,00
LS	110%	120%	130%	140%	150%	160%	170%	180%	190%	200%	
EG	59,40	64,80	70,20	75,60	81,00	86,40	91,80	97,20	102,60	108,00	
1.OG	103,40	112,80	122,20	131,60	141,00	150,40	159,80	169,20	178,60	188,00	
2.OG	177,10	193,20	209,30	225,40	241,50	257,60	273,70	289,80	305,90	322,00	
Summe	339,90	370,80	401,70	432,60	463,50	494,40	525,30	556,20	587,10	618,00	

Tab. 6.2 Berechnete Lastschritte [kN] der erdbebenproportionalen Verteilung

Anmerkung:

Die Größe der Erdbebenbelastung stammt aus der EDV-Berechnung mit dem Programm „RSTAB“ in Abschnitt 5. 3. 1.

Die jeweiligen Summen der Lastschritte werden als Fundamentschubkräfte $F_{b,i}$ bezeichnet.

Die beiden folgenden Abbildungen zeigen die ermittelten horizontalen Verformungen des Referenzpunktes unter steigender Belastung. Diese Last-Verformungskurve wird Kapazitätskurve bezeichnet.

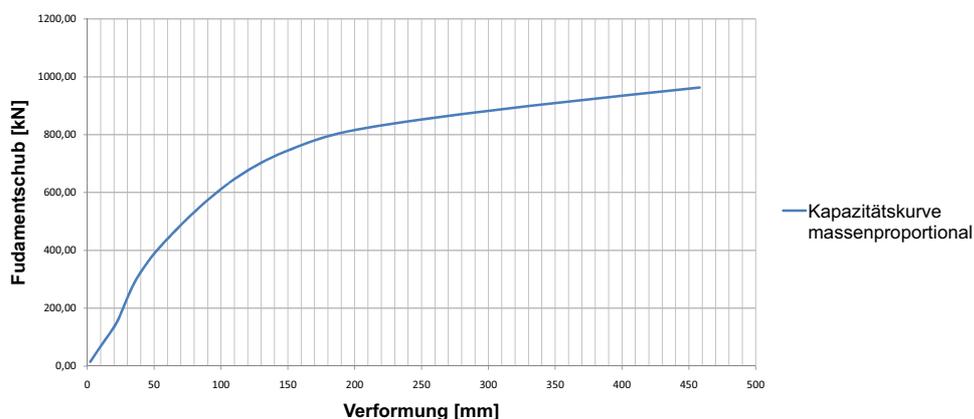


Abb. 6.4 Kapazitätskurve zufolge der massenproportionalen Lastverteilung

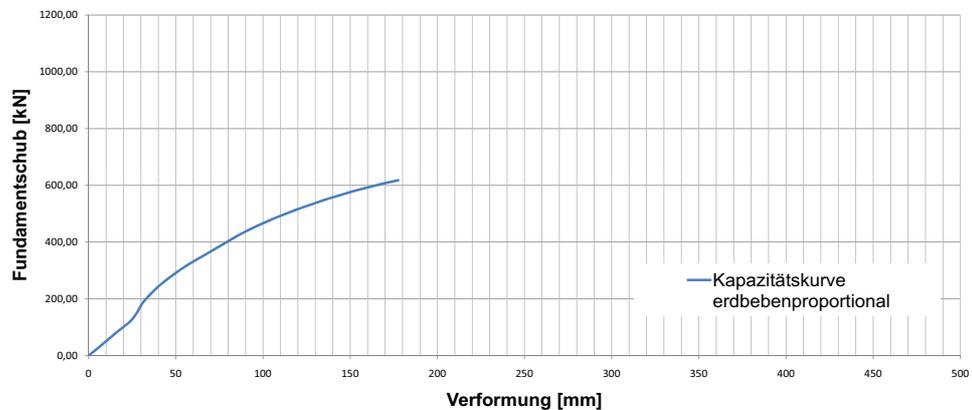


Abb. 6.5 Kapazitätskurve zufolge der erdbebenproportionalen Lastverteilung

6. 1. 3 Transformation in einen äquivalenten Einmassenschwinger

Wie in Kapitel 1 erläutert wurde, erfolgt die Transformation der Last-Verformungskurve in jene eines äquivalenten Einmassenschwingers. Dabei werden die Belastungen und Verformungen gemäß ÖNORM EN 1998-1:2004, Anhang B wie folgt umgerechnet:

- Ermittlung der bezogenen Horizontalkräfte und Verschiebungen

Gemäß EC8, Anhang B wird die folgende Beziehung zwischen den bezogenen Horizontalkräften und Verschiebungen angenommen:

$$\bar{F}_i = m_i \cdot \phi_i$$

mit

m_i als Masse des i-ten Geschosses

ϕ_i als bezogene Verschiebung des i-ten Geschosses, dabei wird $\phi_3 = 1,0$ gesetzt (Referenzpunkt)

Die beiden bezogenen Verschiebungen der unteren Geschossknoten 1 und 2 resultieren aus der Verformungsfigur zufolge der jeweiligen vertikalen Lastverteilung. Für die massenproportionale Lastverteilung wird eine durchschnittliche Belastung des Tragwerks (45% der Geschossmassen) als Referenzverformung verwendet. Die folgende Tabelle gibt die Geschossmassen, die Verformung zufolge des gewählten Lastfalls, die ermittelten bezogenen Verschiebungen und die bezogenen Horizontalkräfte wieder.

	Knoten	Geschossmasse	Verformung	bezogene Verschiebung	bezogene Horizontalkraft
	[-]	[kN]	[mm]	[-]	[kN]
EG	1	529,0	26,1	0,22	118,31
1.OG	2	527,5	70,7	0,61	319,57
2.OG	3	425,0	116,7	1,00	425,00

Tab. 6.3 Bezogene Verschiebungen und Horizontalkräfte zufolge der massenproportionalen Verteilung

Für die erdbebenproportionale Verteilung wurde der Lastschritt der 100%igen Erdbebeeinwirkung als Referenzfall verwendet. Die folgende Tabelle gibt die Kenndaten für diesen Verteilungsfall wieder.

	Knoten	Geschossmasse	Verformung	bezogene Verschiebung	bezogene Horizontalkraft
	[-]	[kN]	[mm]	[-]	[kN]
EG	1	529,0	9,5	0,18	93,06
1.OG	2	527,5	29,9	0,55	292,08
2.OG	3	425,0	54,0	1,00	425,00

Tab. 6.4 Bezogene Verschiebungen und Horizontalkräfte zufolge der erdbebenproportionalen Verteilung

- Ermittlung des Transformationsbeiwerts Γ

Der Transformationsbeiwert Γ wird wie folgt ermittelt:

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \cdot \phi_i^2}$$

mit

$$m^* = \sum m_i \cdot \phi_i = \sum \bar{F}_i$$

folgt

$$\Gamma = \frac{\sum \bar{F}_i}{\sum \left(\frac{\bar{F}_i^2}{m_i} \right)}$$

Durch Einsetzen der Werte aus Tab. 6.3 und Tab. 6.4 errechnen sich die Transformationsbeiwerte zu

$$\Gamma_m = 1,338$$

und

$$\Gamma_e = 1,343.$$

Dabei betragen die äquivalenten Massen

$$m_m^* = 86288,47\text{kg}$$

und

$$m_e^* = 81014,35\text{kg}.$$

- Transformation in den äquivalenten Einmassenschwinger

Die Transformation der Fundamentschubkräfte $F_{b,i}$ und dazu gehörenden Verschiebungen $d_{n,i}$ erfolgt mit den Gleichungen

$$F_i^* = \frac{F_{b,i}}{\Gamma}$$

und

$$d_i^* = \frac{d_n}{\Gamma}$$

Die beiden folgenden Abbildungen zeigen die Last-Verschiebungskurven der äquivalenten Einmassenschwinger für beide Verteilungen.

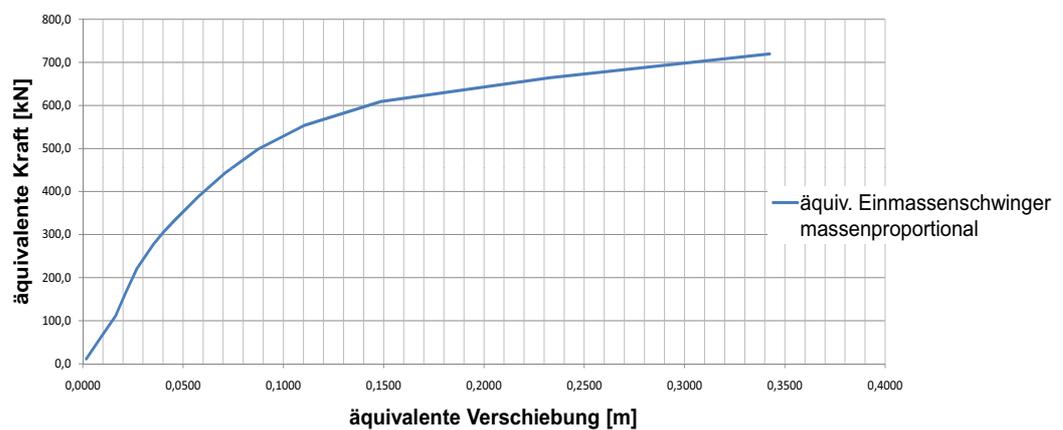


Abb. 6.6 Last-Verschiebungskurve des massenproportionalen äquivalenten Einmassenschwingers

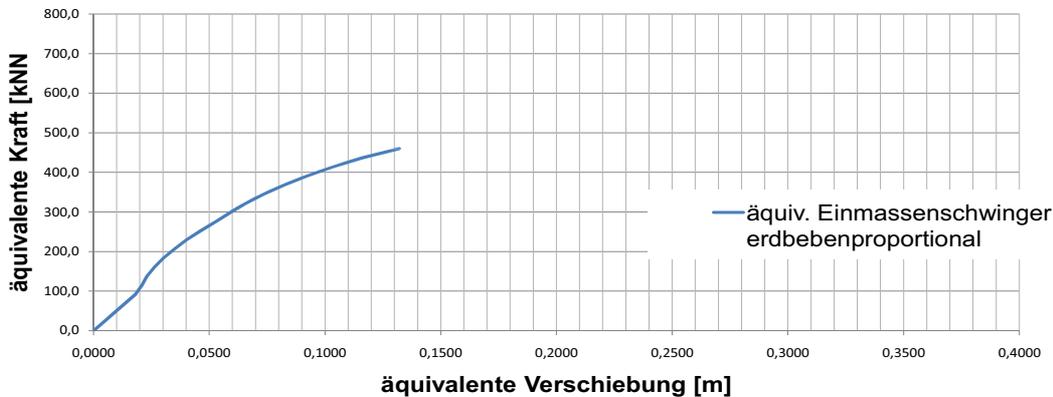


Abb. 6.7 Last-Verschiebungskurve des erdbebenproportionalen äquivalenten Einmassenschwingers

- Bestimmung der idealisierten elastisch-ideal plastischen Kraft-Verschiebungs-Beziehung

Die folgende Abbildung zeigt die Umwandlung der Last-Verschiebungskurve in eine idealisierte elastisch-ideal plastische Kraft-Verschiebungs-Beziehung.

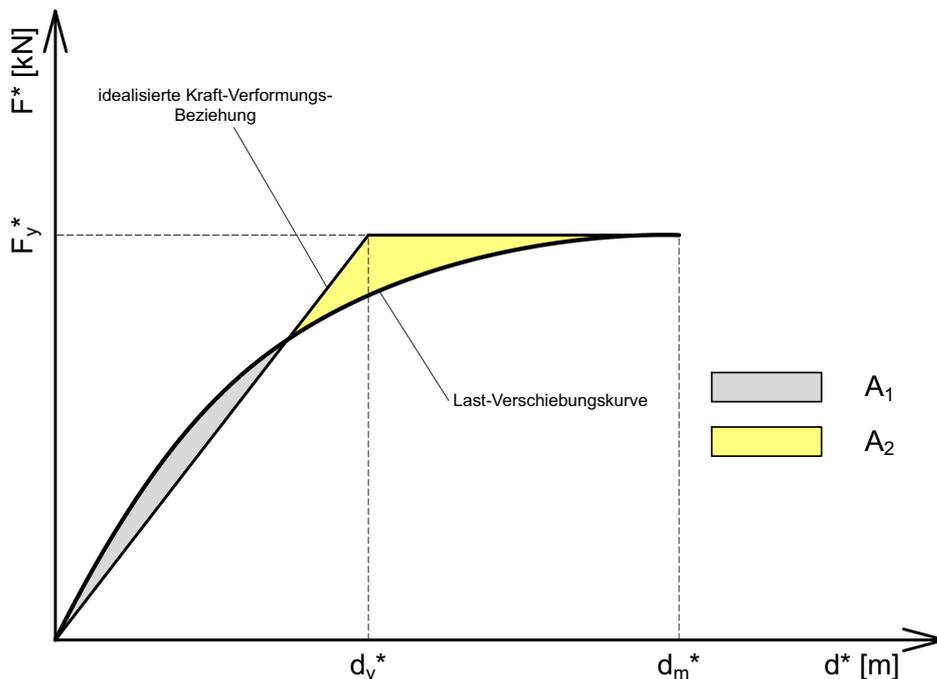


Abb. 6.8 Bestimmung der idealisierten Kraft-Verformungsbeziehung

Diese bilineare Kraft-Verformungsbeziehung wird durch Gleichsetzen der Flächen A₁ und A₂ an die tatsächliche Last-Verschiebungskurve angenähert. Diese beiden Flächen sind dann gleich, wenn die Fläche unter beiden Kurven dieselbe Größe erreicht. In der ÖNORM EN 1998-1:2004 wird dafür die folgende Beziehung angegeben:

$$d_y^* = 2 \cdot \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right)$$

mit

E_m^* als Fläche unter der jeweiligen Kurve (Verformungsenergie)

d_m^* als Grenzwert der Verformung bei Beginn des plastischen Mechanismus

d_y^* als Fließverschiebung des idealisierten Einmassenschwingers

F_y^* als Belastung, ab der die Fließverschiebung d_y^* eintritt

Der plastische Mechanismus ist im 1. Iterationsschritt dieser Berechnung frei zu wählen. In diesem Beispiel wird dieser Punkt mit der maximal ermittelten Verschiebung des Tragwerks für beide vertikale Verteilungen gleichgesetzt.

Die weitere Berechnung wird für die **massenproportionale Verteilung** der einwirkenden Kräfte gezeigt:

- Ermittlung der Fließverschiebung d_y^* des idealisierten Einmassenschwingers

Die transformierte Last-Verschiebungskurve in Abb. 6.6 ist ein Linienzug, der aus der Verbindung der errechneten und transformierten Punkte der einzelnen Lastschritte resultiert. Im Programm „MS Excel“ wird die Verformungsenergie $E_{m,m}^*$ als Fläche unter der Kurve Last-Verschiebungskurve mit Hilfe numerischer Integration ermittelt. Diese beträgt im 1. Iterationsschritt

$$E_{m,m}^* = 189,9 \text{ kNm}$$

mit

$$d_{m,m}^* = 0,3424 \text{ m}$$

und

$$F_{y,m}^* = 719,9 \text{ kN}$$

folgt

$$d_{y,m}^* = 2 \cdot \left(0,3424 - \frac{189,9}{719,9} \right) = 0,157 \text{ m}$$

Die Fließverschiebung $d_{y,e}^*$ für die erdbebenproportionale Verteilung beträgt

$$d_{y,e}^* = 0,091 \text{ m}$$

6. 1. 4 Bestimmung der Periode des idealisierten äquivalenten Einmassenschwingers

Die Periode T^* des idealisierten Einmassenschwingers wird wie folgt ermittelt:

$$T^* = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{m^* \cdot d_y^*}{F_y^*}}$$

Für die massenproportionale Verteilung der Einwirkungen beträgt diese Periode

$$T_{m^*} = 0,862s$$

Für die erdbebenproportionale Verteilung der Einwirkungen beträgt diese Periode

$$T_{e^*} = 0,817s$$

6. 1. 5 Bestimmung der Zielverschiebung für den äquivalenten Einmassenschwinger

Die Zielverschiebung des äquivalenten Einmassenschwingers wird mit der folgenden Beziehung ermittelt,

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \cdot \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2$$

wobei $S_e(T^*)$ der Ordinatenwert des elastischen Antwortspektrums für die Periode T^* ist.

Somit beträgt die Zielverschiebung des äquivalenten Einmassenschwingers für die massenproportionale Verteilung

$$d_{et,m^*} = 5,83 \cdot \left[\frac{0,86}{2\pi} \right]^2 = 0,109m.$$

Die folgende Abbildung zeigt das elastische Antwortspektrum für den in Abschnitt 2 festgelegten Berechnungsstandort. Die viskose Dämpfung η des elastischen Antwortspektrums wurde gemäß ÖNORM EN 1998-1:2004, Abschnitt 3.2.2.2(3) mit 5% angesetzt.

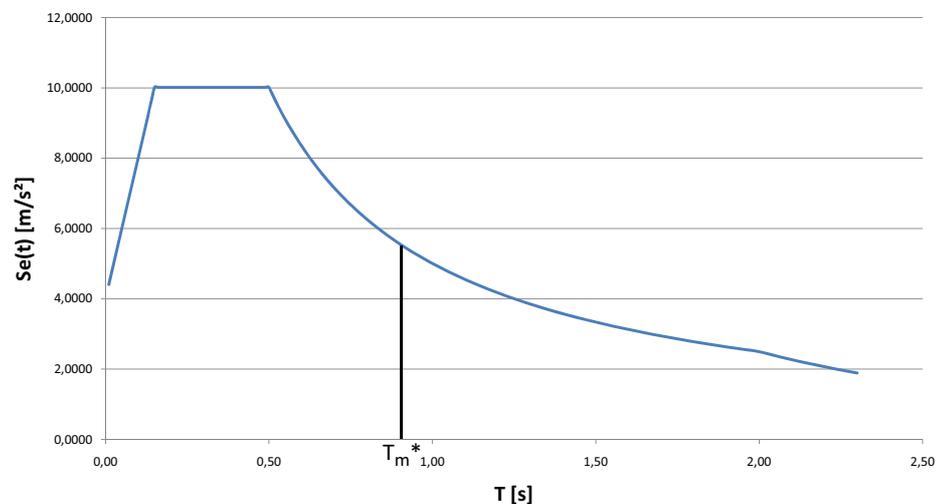


Abb. 6.9 Elastisches Antwortspektrum für den definierten Standort, Dämpfung = 5%

Die Zielverschiebung des Einmassenschwingers für die erdbebenproportionale Verteilung wird analog ermittelt und beträgt

$$d_{et,e}^* = 0,105\text{m mit einem Ordinatenwert } S_e(T^*) \text{ von } 6,11 \text{ m/s}^2.$$

Gemäß ÖNORM EN 1998-1:2004, Anhang B.5 erfolgt eine Korrektur dieser Zielverschiebung für kurze Perioden der Einmassenschwinger. Da die Perioden für beide Verteilungen nach Abschnitt 6. 1. 4 in den Bereich langer Perioden fallen ($> T_C = 0,50\text{s}$), sind die bereits ermittelten Zielverschiebungen $d_{et,i}^*$ gültig.

6. 1. 6 Neuberechnung der Fließverschiebungen und Perioden

Gemäß ÖNORM EN 1998-1:2004, Anhang B.5 wird eine iterative Vorgangsweise zur Bestimmung der Fließverschiebungen und Perioden der äquivalenten Einmassenschwinger vorgeschlagen, wenn die ermittelten Zielverschiebungen $d_{et,i}^*$ stark unterschiedlich von den in Abschnitt 6. 1. 3 ausgewählten Grenzwerten der Vorformungen zu Beginn der plastischen Mechanismen $d_{m,i}^*$ sind. Dies ist hier für beide Verteilungen der Fall und daher werden in einem 2. Iterationsschritt die ermittelten Zielverschiebungen $d_{et,i}^*$ gleich $d_{m,i}^*$ gesetzt und die Berechnung ab der Bestimmung der Fließverschiebung d_y^* wiederholt. Da dieser Iterationsschritt dem vorhergehenden in sämtlichen Punkten gleicht, werden nur mehr die Ergebnisse der Zielverschiebungen der beiden Verteilungen dargestellt. Diese lauten

$$d_{et,m}^* = 0,091\text{ m}$$

für den massenproportionalen, äquivalenten Einmassenschwinger und

$$d_{e,t,e}^* = 0,103\text{m}$$

für den erdbebenproportionalen, äquivalenten Einmassenschwinger.

Anmerkung:

Da diese Ergebnisse im Vergleich zum 1. Iterationsschritt kleiner geworden sind, muss dieser 2. Iterationsschritt im Zuge einer konservativen Auslegung des Tragwerks nicht ausgeführt werden.

6. 1. 7 Bestimmung der Zielverschiebung für den Mehrmassenschwinger

Die tatsächliche Zielverschiebung des Tragwerks resultiert durch Rücktransformation der Zielverschiebung des äquivalenten Einmassenschwingers:

- Vertikale Verteilung zufolge massenproportionaler Kräfte

$$d_{t,m} = \Gamma_m \cdot d_{t,m}^* = 1,338 \cdot 0,091 = 0,122\text{m}$$

- Vertikale Verteilung zufolge erdbebenproportionaler Kräfte

$$d_{t,e} = \Gamma_e \cdot d_{t,e}^* = 1,343 \cdot 0,103 = 0,138\text{m}$$

Somit kann davon ausgegangen werden, dass die tatsächliche horizontale Verschiebung des Tragwerks unter dieser Erdbebenbelastung zwischen diesen beiden Ergebnissen zu liegen kommt. Da jedoch, wie bereits in Abschnitt 6. 1. 1 erläutert wurde, diese Berechnung aufgrund der im Anhang festgelegten Annahmen und Vereinfachungen in der Modellierung einer gewissen Unsicherheit ausgesetzt ist, sollten diese Ergebnisse nicht für eine Bemessung des Tragwerks heran gezogen werden. Bei genauerer Kenntnis des Systemeigenschaften und Anwendung eines komplexeren EDV-Programms, stellt diese Berechnungsmethode durchaus eine Alternative zum VASV und MASV dar.

6. 1. 8 Vergleich der ermittelten Zielverschiebung mit der horizontalen Verformung aus Abschnitt 5. 3. 1

In Abschnitt 5. 3. 1 wurden zur Kontrolle der händischen Ermittlung die Ersatzkräfte mit Hilfe der Software „RSTAB“ ermittelt. Durch Ansetzen dieser Ersatzkräfte in X-Richtung resultiert eine horizontale Verformung des Deckenknotens über dem 2. Obergeschosse (entspricht dem Referenzpunkt in dieser Berechnung) von

$$d_{e,x,MASV} = 36,2\text{mm}.$$

Da diese Verformung aus einer linearen Berechnung stammt, muss sie noch mit dem

Verhaltensbeiwert q von 3,0 multipliziert werden:

$$d_s = d_{e,x,MASV} \cdot q = 36,2 \cdot 3,0 = 108,6 \text{ mm (vgl. Pushover 130 mm)}$$

Wird dieses Ergebnis mit dem Mittelwert der beiden errechneten Zielverschiebungen (130 mm) aus dem Abschnitt zuvor verglichen, so beträgt die Abweichung dieser beiden Beträge 19,7% und liegt somit in einer Größenordnung, die unter normalen Umständen nicht toleriert werden sollte.

Wie im vorhergehenden Abschnitt erwähnt wurde, ist die Berechnung des Tragwerks mit der Pushover-Methode noch einer „hohen Annahmedichte“ (qualitative Verläufe der Arbeitslinien, siehe Anhang) unterworfen, die es gilt, durch weitere Forschungen im Bereich der Holz-Massivbauweise zu minimieren.

6. 2 Untersuchung des Gebäudeverhaltens mit dem Zeitverlaufsverfahren

6. 2. 1 Allgemeine Erläuterungen

Die in diesem Abschnitt durchgeführte Zeitverlaufsrechnung erfolgt anhand des in Abschnitt 5. 3. 2 definierten räumlichen Stabwerkmodells unter Anwendung des Zusatzmoduls „RF-DYNAM“. Dabei wird **eine** ausgesuchte Erdbebenaufzeichnung als Zeitverlauf für sämtliche Berechnungsrichtungen (X, Y und Z) in die Software implementiert. Aus diesen Gründen werden die Vorgaben der ÖNORM EN 1998-1:2004, Abschnitt 4.3.3.4.3 **nicht** eingehalten. Die Ergebnisse dieser Berechnungen dürfen daher auch **nicht** für etwaige weitere Bemessungen verwendet werden. Die Berechnung ist im Wesentlichen als Testlauf und Startschuss für zukünftige Überlegungen zum Thema „Erdbebenverhalten von Bauwerken in Holz-Massivbauweise“ am Institut für Holzbau und Holztechnologie an der TU Graz gedacht.

6. 2. 2 Modifikation des Systems und Definition weiterer Parameter

Aufgrund der Tatsache, dass mit der verwendeten Software eine zeitabhängige Belastung von nachgiebigen Knotenlagern wie sie in Abschnitt 5. 3. 2 festgelegt wurden, nicht möglich ist, erfolgt die Lagerung des räumlichen Tragwerks auf einer massiven Platte aus Stahlbeton ($d = 50 \text{ cm}$), die mit festen Lagern gehalten wird. Die Knotenlager werden durch die Anbringung von Stabendgelenken an den Fußpunkten der Stäbe im Erdgeschoß ersetzt. Die folgende Abbildung zeigt eine perspektivische Ansicht des modifizierten Systems.

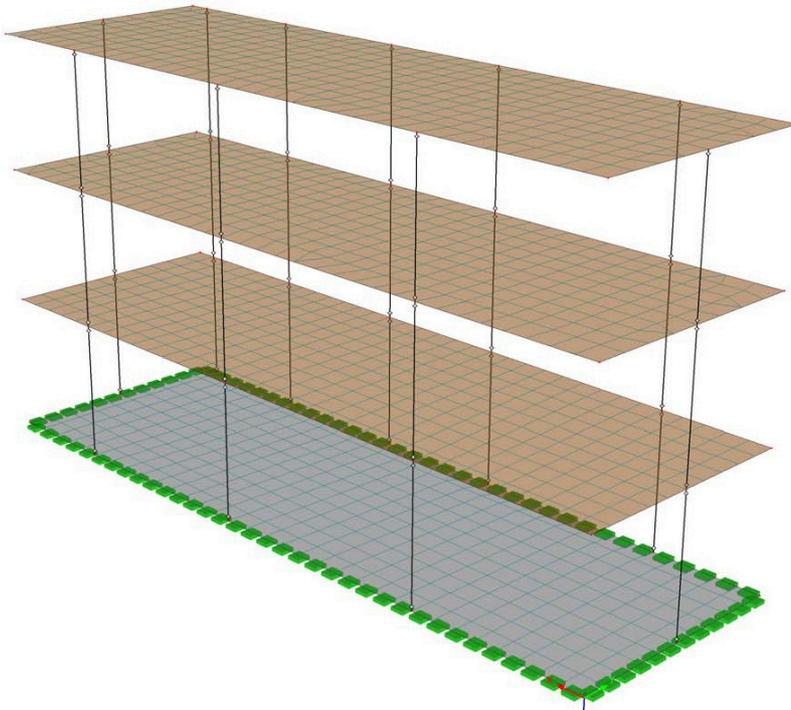


Abb. 6.10 Darstellung des modifizierten räumlichen Tragwerks

Für die Zeitverlaufsberechnung ist nach den Ausführungen in Kapitel 1 die Kenntnis einer Dämpfungsmatrix C erforderlich (siehe auch [25]). Die genaue Ermittlung dieser Dämpfungsmatrix ist für diese Art der Konstruktion zum derzeitigen Stand der Forschung nicht möglich. Daher wird die Dämpfungsmatrix durch eine lineare Kombination von Massen- und Steifigkeitsmatrix angenähert:

$$C = \alpha \cdot M + \beta \cdot K$$

mit

M als Massenmatrix des Gebäudes, ist durch die Definition der Zusatzmassen in Abschnitt 5. 3. 2 bekannt

K als Steifigkeitsmatrix des Gebäudes, die im Zuge der Berechnung vom Programm ermittelt wird

α, β als Koeffizienten, die den Einfluss der beiden Matrizen auf die Dämpfungsmatrix beschreiben

Diese beiden Koeffizienten werden für dieses Beispiel unter Annahme einer Rayleigh-Dämpfung (siehe [25]) wie folgt berechnet:

$$\alpha = \frac{2 \cdot \omega_j \cdot \omega_k \cdot (\xi_j \cdot \omega_k - \xi_k \cdot \omega_j)}{\omega_k^2 - \omega_j^2}$$

und

$$\beta = \frac{2 \cdot (\xi_k \cdot \omega_k - \xi_j \cdot \omega_j)}{\omega_k^2 - \omega_j^2}$$

mit

ω_k, ω_j als Eigenkreisfrequenzen in [rad/s] der Eigenformen i und j

ξ_k, ξ_j als Dämpfungszahlen der Eigenformen i und j

Im Zuge dieses Testlaufs werden für diese Berechnung ausschließlich die Ergebnisse der 1. und 2. Eigenform heran gezogen. Die Dämpfungszahlen ξ_1 und ξ_2 werden für beide Formen mit 5% angenommen.

Eine Vorberechnung am modifizierten System führt zu den beiden Eigenkreisfrequenzen der 1. und 2. Eigenform. Diese betragen:

$$\omega_1 = 10,47 \frac{\text{rad}}{\text{s}}$$

und

$$\omega_2 = 11,52 \frac{\text{rad}}{\text{s}}$$

Somit resultieren die beiden Koeffizienten α und β zu

$$\alpha = \frac{2 \cdot 10,47 \cdot 11,52 \cdot 0,05 \cdot (11,52 - 10,47)}{11,52^2 - 10,47^2} = 0,5485$$

und

$$\beta = \frac{2 \cdot 0,05 \cdot (11,52 - 10,47)}{11,52^2 - 10,47^2} = 0,0045$$

Diese Ergebnisse werden in das Programm implementiert.

6. 2. 3 Verwendete Erdbebenaufzeichnung

Aufgrund des historischen Hintergrundes für das Land Österreich ist die Entscheidung auf eine Erdbebenaufzeichnung des Erdbebens von **Friaul** (Italien) gefallen, welches am 06.05.1976 stattgefunden hat und deren Auswirkungen sogar in Südbayern spürbar waren (siehe [55]). Insgesamt kamen (nach [55]) 989 Menschen ums Leben, 45.000 verloren an diesem Tag ihre Häuser bzw. Wohnungen.

Die verfügbare Aufzeichnung, die für diesen Testlauf verwendet wird, stammt von einem Nachbeben am 07.05.1976 um 00:23 und weist eine Oberflächenwellen-Magnitude **M_S von 4,8** auf. Die folgende Abbildung zeigt das Akzelerogramm, welches in Richtung

X als Erregerfall angesetzt wird.

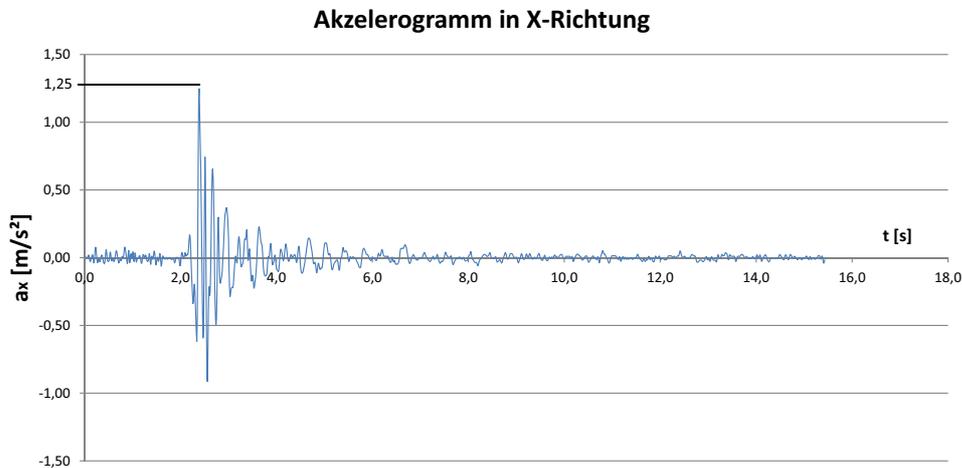


Abb. 6.11 Akzelerogramm für die X-Richtung eines Nachbeben von Friaul 1976

6. 2. 4 Ergebnisse der Zeitverlaufsrechnung

Exemplarisch für die Ergebnisse, die im Zuge der Zeitverlaufsrechnung von der Software ermittelt wurden, sind hier die maximale Querkraft und das Biegemoment der maßgebenden Tragwand 3.1 angeführt. Die folgende Abbildung zeigt den Verlauf dieser Schnittgrößen im Erdgeschoß.

Anmerkung:

Dieses Ergebnis resultiert ausschließlich aus dem Lastfall „Erdbeben“.

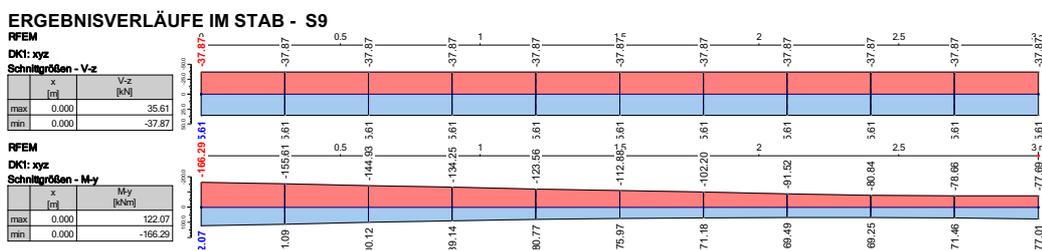


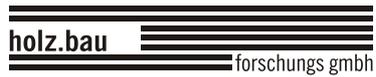
Abb. 6.12 Resultierende Schnittgrößen in Wand 3.1 zufolge eines Nachbebens von Friaul 1976



Anhang

1 Anhang A - CLT-Desinger Protokolle

1.1 Protokoll zur Berechnung des Dachaufbaus DA02



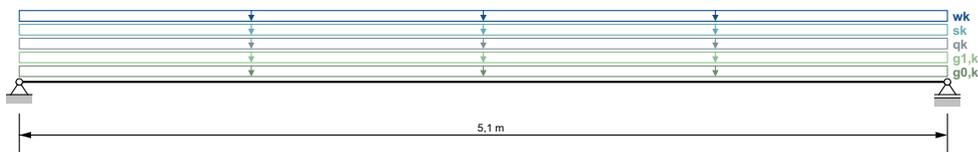
BV_massive_living
Zusammenfassung der Berechnungsergebnisse

1 Allgemeines

Nutzungsklasse 1

2 Statisches System

Durchlaufträger mit 1 Feldern

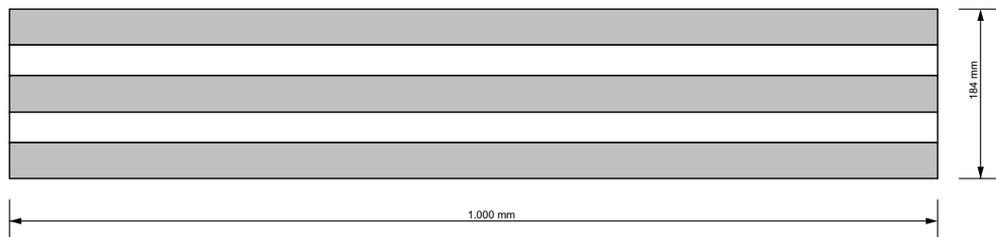


2.1 Auflagerbreiten

Auflager	x	Breite
A	0,0 m	0,095 m
B	5,1 m	0,095 m

3 Querschnitt

BSP-Produkt mit Zulassung der Firma MM Systemholz: 184 5S DL
 5 Schichten (Breite: 1.000 mm / Höhe: 184 mm)



3.1 Schichtaufbau

Schicht	Höhe	Orientierung	Material
# 1	39 mm	0	MM-C24
# 2	33 mm	90	MM-C24
# 3	40 mm	0	MM-C24
# 4	33 mm	90	MM-C24
# 5	39 mm	0	MM-C24

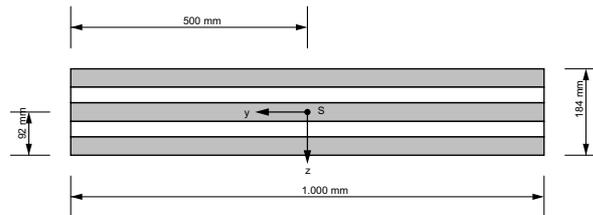
3.2 Materialparameter

Materialparameter für MM-C24	
Biegefestigkeit	24,0 N/mm ²
Zugfestigkeit parallel	14,0 N/mm ²
Zugfestigkeit senkrecht	0,4 N/mm ²
Druckfestigkeit parallel	21,0 N/mm ²
Druckfestigkeit senkrecht	2,5 N/mm ²
Schubfestigkeit	2,0 N/mm ²
Rollschubfestigkeit	1,1 N/mm ²

Materialparameter für MM-C24	
Elastizitätsmodul parallel	11.000,0 N/mm ²
5%-Quantile des Elastizitätsmodul parallel	7.333,0 N/mm ²
Elastizitätsmodul senkrecht	370,0 N/mm ²
Schubmodul	690,0 N/mm ²
Rollschubmodul	69,0 N/mm ²
Dichte	350,0 kg/m ³
Mittelwert Dichte	500,0 kg/m ³

3.3 Querschnittswerte

EA_{ef}	1,322E9 N
EJ_{ef}	4,712E12 N·mm ²
GA_{ef}	2,124E7 N



4 Lasten

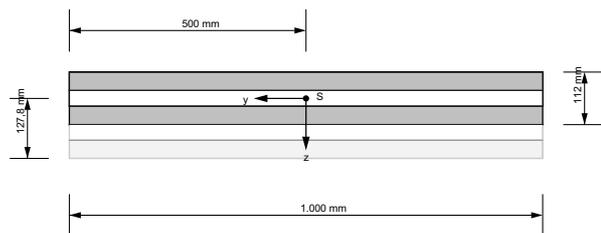
Feld	$g_{0,k}$	$g_{1,k}$	q_k	Kategorie	s_k	Höhe/Region	w_k
1	1,012 kN/m	1,1 kN/m ²	2 kN/m ²	A	1,32kN/m ²	<1000m	0,17 kN/m ²

5 Brandangaben

Branddauer: 60 Minuten
 dem Feuer ausgesetzte Seite: unten
 Verwendung eines Klebers mit erhöhtem Brandwiderstand
 fugenfrei oder seitenverklebt
 $k_{\text{fire}} = 1,15$
 $d_0 = 7 \text{ mm}$

5.1 Querschnittswerte im Brandfall

EA_{ef}	8,812E8 N
EJ_{ef}	1,256E12 N·mm ²
GA_{ef}	1,2E7 N



6 Schwingungsangaben

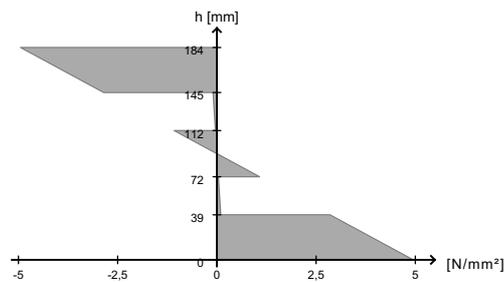
Dämpfungsmaß: 3,0 %
 Breite quer zur Spannrichtung: 1,0 m

7 Ergebnisse

7.1 ULS

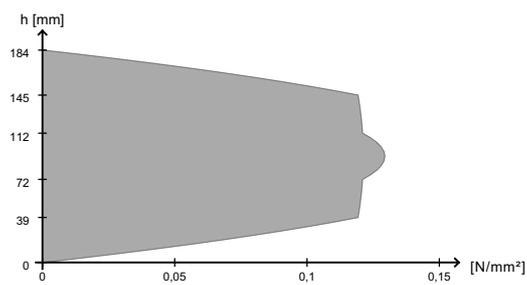
7.1.1 Biegung

Ausnutzung	26,0 %
k_{mod}	0,9
bei x	2,55 m
Grundkombination	$1,35 \cdot g_{0,k} +$ $1,35 \cdot g_{1,k} +$ $1,50 \cdot 1,00 \cdot s_k +$ $1,50 \cdot 0,70 \cdot q_k +$ $1,50 \cdot 0,60 \cdot w_k$



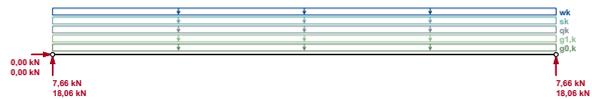
7.1.2 Schub

Ausnutzung	13,4 %
k_{mod}	0,9
bei x	0,0 m
Grundkombination	$1,35 \cdot g_{0,k} +$ $1,35 \cdot g_{1,k} +$ $1,50 \cdot 1,00 \cdot s_k +$ $1,50 \cdot 0,70 \cdot q_k +$ $1,50 \cdot 0,60 \cdot w_k$



7.1.3 Auflagerpressung

Ausnutzung	5,6 %
k_{mod}	0,9
bei x	0,0 m
Grundkombination	$1,35 \cdot g_{0,k} +$ $1,35 \cdot g_{1,k} +$ $1,50 \cdot 1,00 \cdot s_{k} +$ $1,50 \cdot 0,70 \cdot q_{k} +$ $1,50 \cdot 0,60 \cdot w_k$



7.2 SLS

7.2.1 Durchbiegung

Ausnutzung	71,8 %
k_{def}	0,85
bei x	2,55 m
Endverformung $w_{\text{net,fin}}$ t = inf	



7.2.2 Schwingung

Nachweis nur für Wohnungsdecken gültig!

7.2.2.1 Nachweis nach ON EN 1995-1-1:2004

Eigenfrequenz: $f_1 = 8,6 \text{ Hz} > 8,0 \text{ Hz}$
 Steifigkeit: $w_{1\text{kN}} = 0,6 \text{ mm} < 4,0 \text{ mm}$
 Geschwindigkeit/Einheitsimpuls: $v = 3,1 \text{ mm/s} < 24,9 \text{ mm/s}$
 ----> Schwingungsnachweis erfüllt

7.2.2.2 Nachweis nach ON B 1995-1-1:2009 (NA)

Eigenfrequenz: $f_1 = 7,6 \text{ Hz} < 8,0 \text{ Hz}$
 Steifigkeit: $w_{1\text{kN}} = 0,6 \text{ mm} < 1,5 \text{ mm}$
 Geschwindigkeit/Einheitsimpuls: $v = 2,5 \text{ mm/s} < 21,4 \text{ mm/s}$
 ----> genauerer Schwingungsnachweis erforderlich!

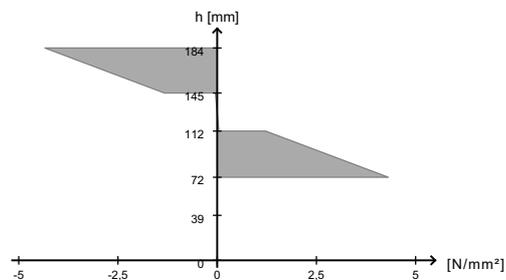
7.2.2.3 Nachweis nach DIN 1052

$w_{perm} = 5,5 \text{ mm} \leq 6,0 \text{ mm}$ ---> Schwingungsnachweis erfüllt

7.3 ULS im Brandfall

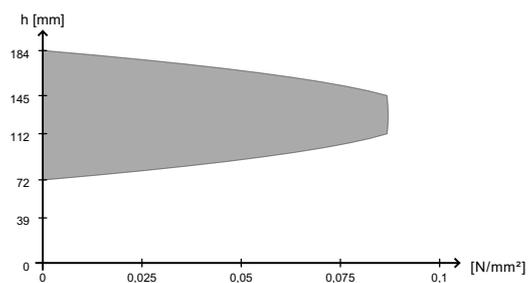
7.3.1 Biegung

Ausnutzung	14,3 %
k_{mod}	1,0
bei x	2,55 m
außergewöhnliche Kombination	$1,00 \cdot g_{0,k} + 1,00 \cdot g_{1,k} + 1,00 \cdot 0,30 \cdot q_k$



7.3.2 Schub

Ausnutzung	6,1 %
k_{mod}	1,0
bei x	0,0 m
außergewöhnliche Kombination	$1,00 \cdot g_{0,k} + 1,00 \cdot g_{1,k} + 1,00 \cdot 0,30 \cdot q_k$



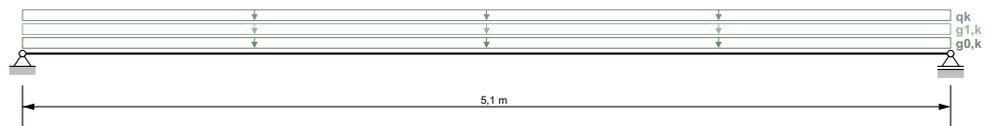
1.2 Protokoll zur Berechnung des Aufbaus DK02OG

1 Allgemeines

Nutzungsklasse 1

2 Statisches System

Durchlaufträger mit 1 Feldern

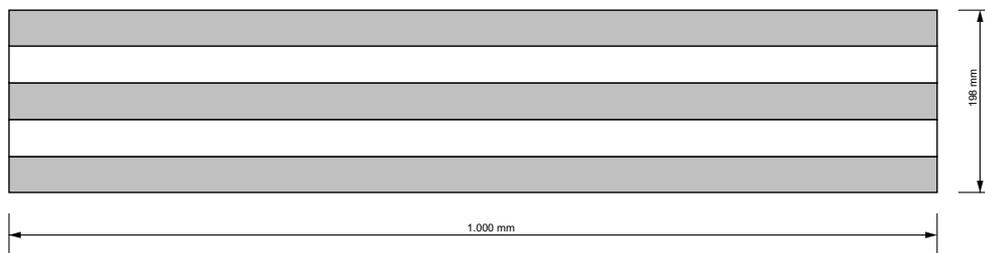


2.1 Auflagerbreiten

Auflager	x	Breite
A	0,0 m	0,095 m
B	5,1 m	0,095 m

3 Querschnitt

BSP-Produkt mit Zulassung der Firma MM Systemholz: 198 5S DL
5 Schichten (Breite: 1.000 mm / Höhe: 198 mm)



3.1 Schichtaufbau

Schicht	Höhe	Orientierung	Material
# 1	39 mm	0	MM-C24
# 2	40 mm	90	MM-C24
# 3	40 mm	0	MM-C24
# 4	40 mm	90	MM-C24
# 5	39 mm	0	MM-C24

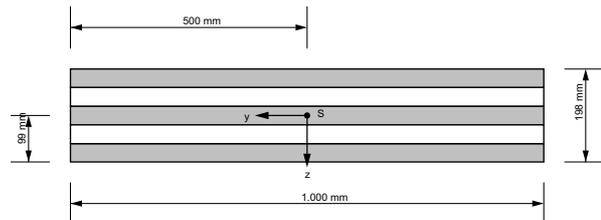
3.2 Materialparameter

Materialparameter für MM-C24	
Biegefestigkeit	24,0 N/mm ²
Zugfestigkeit parallel	14,0 N/mm ²
Zugfestigkeit senkrecht	0,4 N/mm ²
Druckfestigkeit parallel	21,0 N/mm ²
Druckfestigkeit senkrecht	2,5 N/mm ²
Schubfestigkeit	2,0 N/mm ²
Rollschubfestigkeit	1,1 N/mm ²

Materialparameter für MM-C24	
Elastizitätsmodul parallel	11.000,0 N/mm ²
5%-Quantile des Elastizitätsmodul parallel	7.333,0 N/mm ²
Elastizitätsmodul senkrecht	370,0 N/mm ²
Schubmodul	690,0 N/mm ²
Rollschubmodul	69,0 N/mm ²
Dichte	350,0 kg/m ³
Mittelwert Dichte	500,0 kg/m ³

3.3 Querschnittswerte

EA_{ef}	1,328E9 N
EJ_{ef}	5,641E12 N·mm ²
GA_{ef}	2,12E7 N



4 Lasten

Feld	$g_{0,k}$	$g_{1,k}$	q_k	Kategorie	s_k	Höhe/Region	w_k
1	1,089 kN/m	3,49 kN/m ²	2,5 kN/m ²	A			

5 Brandangaben

Branddauer: 60 Minuten

dem Feuer ausgesetzte Seite: unten

vorhandene Brandschutzschicht:

Verwendung eines Klebers mit erhöhtem Brandwiderstand

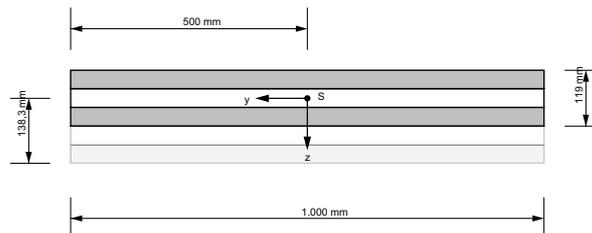
fugenfrei oder seitenverklebt

$k_{\text{fire}} = 1,15$

$d_0 = 7 \text{ mm}$

5.1 Querschnittswerte im Brandfall

EA_{ef}	8,838E8 N
EJ_{ef}	1,488E12 N·mm ²
GA_{ef}	1,175E7 N



6 Schwingungsangaben

Dämpfungsmaß: 3,0 %

Die Schwingungsberechnung erfolgt unter Berücksichtigung der Estrichsteifigkeit.

Stärke des Estrichs: 6,0 cm

E-Modul des Estrichs: 22.000,0 N/mm²

Biegesteifigkeit des Estrichs: 270,83 kNm²/m

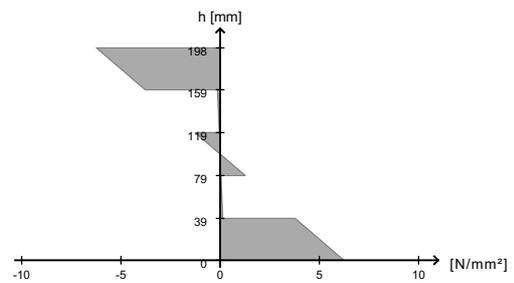
Breite quer zur Spannrichtung: 1,0 m

7 Ergebnisse

7.1 ULS

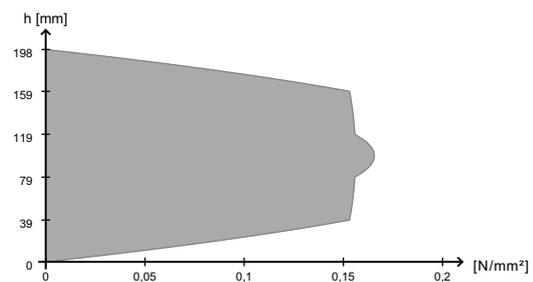
7.1.1 Biegung

Ausnutzung	36,9 %
k_{mod}	0,8
bei x	2,55 m
Grundkombination	$1,35 \cdot g_{0,k} +$ $1,35 \cdot g_{1,k} +$ $1,50 \cdot 1,00 \cdot q_k$



7.1.2 Schub

Ausnutzung	19,5 %
k_{mod}	0,8
bei x	0,0 m
Grundkombination	$1,35 \cdot g_{0,k} +$ $1,35 \cdot g_{1,k} +$ $1,50 \cdot 1,00 \cdot q_k$



7.1.3 Auflagerpressung

Ausnutzung	8,8 %
k_{mod}	0,8
bei x	0,0 m
Grundkombination	$1,35 \cdot g_{0,k} + 1,35 \cdot g_{1,k} + 1,50 \cdot 1,00 \cdot q_k$



7.2 SLS

7.2.1 Durchbiegung

Ausnutzung	97,6 %
k_{def}	0,85
bei x	2,55 m
Endverformung $w_{net,fin}$ $t = inf$	



7.2.2 Schwingung

Nachweis nur für Wohnungsdecken gültig!

7.2.2.1 Nachweis nach ON EN 1995-1-1:2004

Eigenfrequenz: $f_1 = 6,5 \text{ Hz} < 8,0 \text{ Hz}$
 Steifigkeit: $w_{1kN} = 0,5 \text{ mm} < 4,0 \text{ mm}$
 Geschwindigkeit/Einheitsimpuls: $v = 1,6 \text{ mm/s} < 17,6 \text{ mm/s}$
 ---> genauerer Schwingungsnachweis erforderlich!

7.2.2.2 Nachweis nach ON B 1995-1-1:2009 (NA)

Eigenfrequenz: $f_1 = 6,0 \text{ Hz} < 8,0 \text{ Hz}$
 Steifigkeit: $w_{1kN} = 0,5 \text{ mm} < 1,5 \text{ mm}$
 Geschwindigkeit/Einheitsimpuls: $v = 1,3 \text{ mm/s} < 16,4 \text{ mm/s}$
 ---> genauerer Schwingungsnachweis erforderlich!

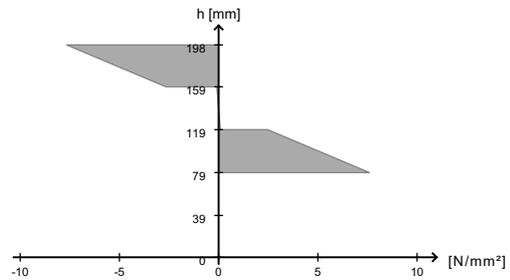
7.2.2.3 Nachweis nach DIN 1052

$w_{perm} = 9,1 \text{ mm} > 6,0 \text{ mm}$ ---> nicht erfüllt bzw. genauerer Schwingungsnachweis erforderlich!

7.3 ULS im Brandfall

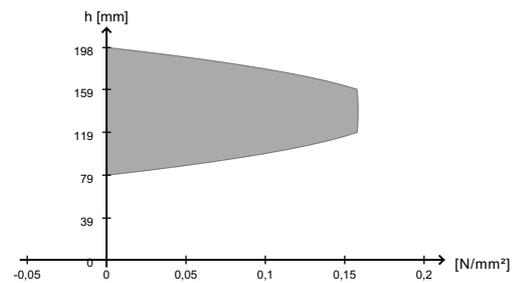
7.3.1 Biegung

Ausnutzung	25,2 %
k_{mod}	1,0
bei x	2,55 m
außergewöhnliche Kombination	$1,00 \cdot g_{0,k} + 1,00 \cdot g_{1,k} + 1,00 \cdot 0,30 \cdot q_k$

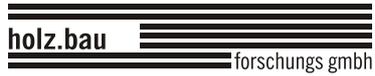


7.3.2 Schub

Ausnutzung	11,0 %
k_{mod}	1,0
bei x	0,0 m
außergewöhnliche Kombination	$1,00 \cdot g_{0,k} + 1,00 \cdot g_{1,k} + 1,00 \cdot 0,30 \cdot q_k$



1.3 Protokoll zur Berechnung des Dachaufbaus DA01



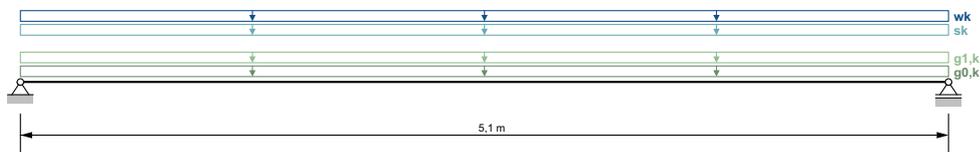
BV_massive_living
Zusammenfassung der Berechnungsergebnisse

1 Allgemeines

Nutzungsklasse 1

2 Statisches System

Durchlaufträger mit 1 Feldern



2.1 Auflagerbreiten

Auflager	x	Breite
A	0,0 m	0,1 m
B	5,1 m	0,1 m

3 Querschnitt

BSP-Produkt mit Zulassung der Firma MM Systemholz: 184 5S DL
 5 Schichten (Breite: 1.000 mm / Höhe: 184 mm)



3.1 Schichtaufbau

Schicht	Höhe	Orientierung	Material
# 1	39 mm	0	MM-C24
# 2	33 mm	90	MM-C24
# 3	40 mm	0	MM-C24
# 4	33 mm	90	MM-C24
# 5	39 mm	0	MM-C24

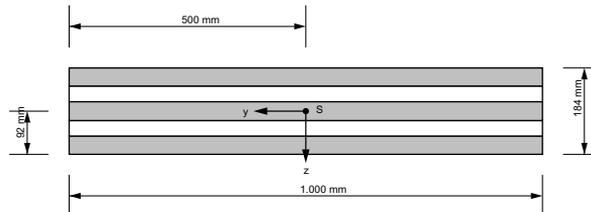
3.2 Materialparameter

Materialparameter für MM-C24	
Biegefestigkeit	24,0 N/mm ²
Zugfestigkeit parallel	14,0 N/mm ²
Zugfestigkeit senkrecht	0,4 N/mm ²
Druckfestigkeit parallel	21,0 N/mm ²
Druckfestigkeit senkrecht	2,5 N/mm ²
Schubfestigkeit	2,0 N/mm ²
Rollschubfestigkeit	1,1 N/mm ²

Materialparameter für MM-C24	
Elastizitätsmodul parallel	11.000,0 N/mm ²
5%-Quantile des Elastizitätsmodul parallel	7.333,0 N/mm ²
Elastizitätsmodul senkrecht	370,0 N/mm ²
Schubmodul	690,0 N/mm ²
Rollschubmodul	69,0 N/mm ²
Dichte	350,0 kg/m ³
Mittelwert Dichte	500,0 kg/m ³

3.3 Querschnittswerte

EA_{ef}	1,322E9 N
EJ_{ef}	4,712E12 N·mm ²
GA_{ef}	2,124E7 N



4 Lasten

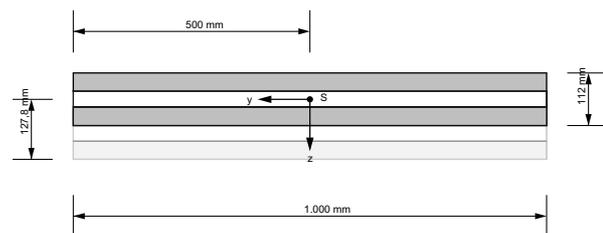
Feld	$g_{0,k}$	$g_{1,k}$	q_k	Kategorie	s_k	Höhe/Region	w_k
1	0,8845 kN/m	3,54 kN/m ²			1,32kN/m ²	<1000m	0,17 kN/m ²

5 Brandangaben

Branddauer: 60 Minuten
 dem Feuer ausgesetzte Seite: unten
 Verwendung eines Klebers mit erhöhtem Brandwiderstand
 fugenfrei oder seitenverklebt
 $k_{\text{fire}} = 1,15$
 $d_0 = 7 \text{ mm}$

5.1 Querschnittswerte im Brandfall

EA_{ef}	8,812E8 N
EJ_{ef}	1,256E12 N·mm ²
GA_{ef}	1,2E7 N



6 Schwingungsangaben

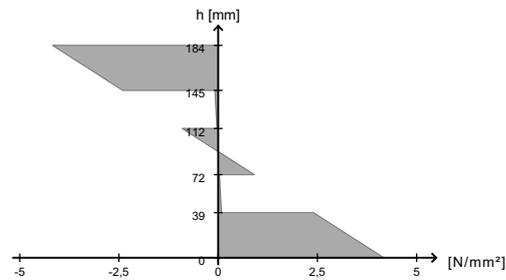
Keine Angaben vorhanden

7 Ergebnisse

7.1 ULS

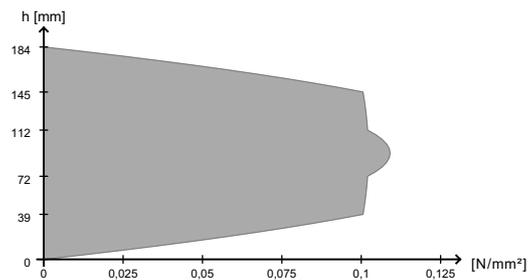
7.1.1 Biegung

Ausnutzung	32,9 %
k_{mod}	0,6
bei x	2,55 m
Grundkombination	$1,35 \cdot g_{0,k} + 1,35 \cdot g_{1,k}$



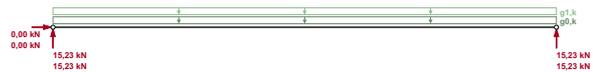
7.1.2 Schub

Ausnutzung	17,0 %
k_{mod}	0,6
bei x	0,0 m
Grundkombination	$1,35 \cdot g_{0,k} + 1,35 \cdot g_{1,k}$



7.1.3 Auflagerpressung

Ausnutzung	6,7 %
k_{mod}	0,6
bei x	0,0 m
Grundkombination	$1,35 \cdot g_{0,k} + 1,35 \cdot g_{1,k}$



7.2 SLS

7.2.1 Durchbiegung

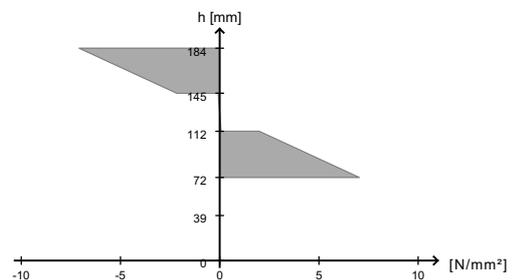
Ausnutzung	95,2 %
k_{def}	0,85
bei x	2,55 m
Endverformung $w_{net,fin} \quad t = inf$	



7.3 ULS im Brandfall

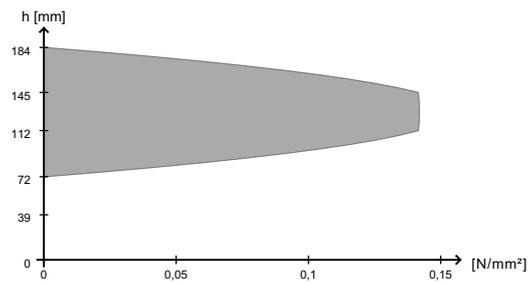
7.3.1 Biegung

Ausnutzung	23,3 %
k_{mod}	1,0
bei x	2,55 m
außergewöhnliche Kombination	$1,00 \cdot g_{0,k} + 1,00 \cdot g_{1,k}$



7.3.2 Schub

Ausnutzung	9,9 %
k_{mod}	1,0
bei x	0,0 m
außergewöhnliche Kombination	$1,00 \cdot g_{0,k} + 1,00 \cdot g_{1,k}$



2 Anhang B - Eigenfrequenzermittlung mit einem FE-Gesamtmodell in „RFEM“

Wie in Kapitel 4, Abschnitt 5. 3. 2 bereits hingewiesen wurde, ist es mit der verwendeten Software nicht möglich, ein FE-Modell der Gesamtstruktur zu definieren, mit diesem eine plausible Lösung der Eigenwertberechnung ermittelt werden kann. Der Grund dafür liegt im Wesentlichen in der Definition der Anschlussfugen Dach-Wand und Wand-Decke-Wand, die in diesem Programm als Liniengelenke erfasst werden. Aufgrund der Tatsache, dass es nicht möglich ist, das Verhalten dieser Liniengelenke der Art der Einwirkung (Zug, Druck, Schub) anzupassen, wurden im Zuge dieser Arbeit gewisse Annahmen und Vereinfachungen getroffen, die letztendlich zu keiner zufriedenstellenden Lösung führten. Die folgenden Absätze geben die Eingabe in das FE-Programm und die dabei getroffenen Vereinfachungen/Annahmen wieder.

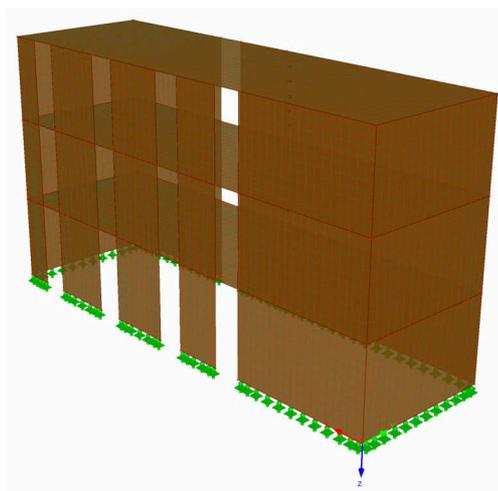


Abb. 2.1 Finite-Elemente-Modell der Gesamtstruktur

2. 1 Erfassung der Materialparameter

Dieser Schritt wurde bereits für die räumliche Berechnung mit einem Stabmodell in Kapitel 4, Abschnitt 5. 3. 2 erläutert und wird daher hier nicht weiter beschrieben.

2. 2 Erfassung der Systemparameter

Durch den Umstand, dass mit Hilfe des FE-Programmes die räumliche Tragwirkung des Systems angenähert werden kann, werden auch die Systemparameter, die im Zuge von

Kapitel 4, Abschnitt 3 und Abschnitt 4 ermittelt und für die Berechnung mit einem ebenen System vereinfacht wurden, auf die räumliche Modelldarstellung ausgelegt. Die in Kapitel 4, Abschnitt 3 gewählten Arten und Stückzahlen der Verbindungsmittel (Zuganker, Winkelverbinder und Holzschrauben) werden auch hier wieder eingesetzt. Die folgenden Punkte beschreiben die neue Anschlussgeometrie für die jeweiligen Anschlussfugen.

- Anschlussfuge Dach-Wand

Die Anschlussfuge Dach-Wand wird im FE-Modell als Liniengelenk zur Verbindung der Tragwände des 2.Obergeschosses mit dem Dachelement konzipiert. Dabei erfolgt die Umrechnung der in Kapitel 4, Tab. 4.1 ermittelten Gesamt-Schubsteifigkeiten (kN/m) der Tragwandanschlüsse in Liniensteifigkeiten (kN/m²) durch Division mit der jeweiligen Wandlänge (Anschlusslänge) L_i.

Wand i	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	2.0	3.1	3.2	3.3	4.0
	[kN/m ²]									
K _{ser,i}	38790	43037	37881	36575	43683	36512	37048	38570	37222	36512

Tab. 2.1 linienförmige Verschiebungsmoduli für sämtliche Tragwände in der Anschlussfuge DW

Während im Zuge der Ersatzstab-Berechnung ausschließlich der außergewöhnliche Lastfall „Erdbeben“ behandelt wurde und somit gewisse Lager- und Gelenksteifigkeiten vernachlässigt wurden, wird das räumliche System für die Ermittlung der Einwirkungen und Schnittgrößen für mehrere Lastfälle konzipiert. Daher ist es auch für diese Anschlussfuge notwendig, die Steifigkeit der Dachelemente gegen Querdruckbeanspruchung (Auflagerpressung) mitzuberücksichtigen. Die Ermittlung dieser Liniensteifigkeit erfolgt analog zur Berechnung in Kapitel 4, Abschnitt 3. 4. 5:

$$K_2 = \frac{E_{90,mean} \cdot b_{90}}{H/2}$$

mit

b₉₀ als querdruckbeanspruchte Einflussbreite, die in diesem Abschnitt gemäß 'BSP-Handbuch' wie folgt ermittelt wird.

$$b_{90} = t_{clt} + 0,25 \cdot H$$

H als Dicke der betreffenden Deckenplatte

t_{clt} als Gesamtdicke der Wandscheibe (in diesem Beispiel immer 95 mm)

Somit beträgt die, für sämtliche Tragwände geltende Liniensteifigkeit K₂ für die Anschlussfuge Dach-Wand

$$K_2 = \frac{370 \cdot (95 + 0,25 \cdot 184)}{184/2} = 567,07 = 567065 \text{ kN/m}^2$$

Anmerkung:

Wie bereits erwähnt, ist es mit dem verwendeten Finite-Elemente-Programm nicht möglich, die Steifigkeit der Anschlüsse, die als Liniengelenke modelliert werden, für Druck und Zugbelastungen getrennt zu definieren. Da aber in dieser Anschlussfuge aus den Lastfällen „Erdbeben“, „Wind“ und „Eigengewicht“ keine Zugkräfte in einer Größenordnung auftreten können, die es notwendig machen, die Steifigkeit gegen Abheben (Verformung in globaler Z-Richtung) genau zu definieren, wird die oben ermittelte Federsteifigkeit K_2 der Druckfeder für diese Anschlussfuge beibehalten.

Die folgende Abbildung zeigt die Definition des Liniengelenks für diese Anschlussfuge.

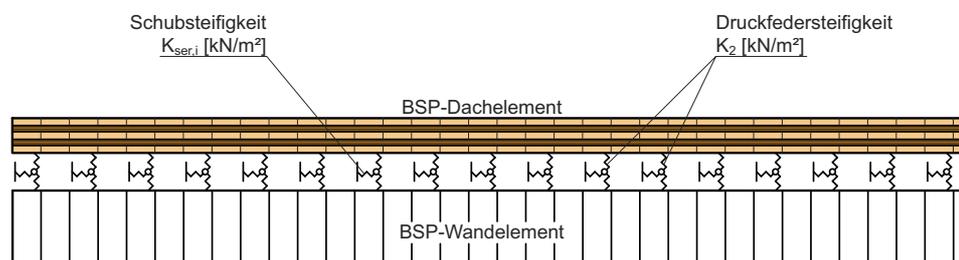


Abb. 2.2 Definition des Liniengelenks für den Anschluss Dach-Wand

- Anschluss Wand-Decke-Wand

Dieser Anschluss gilt für die Deckenknoten Wand EG-Decke EG-Wand 1.OG und Wand 1.OG-Decke 1.OG-Wand 2.OG und wird im FE-Modell ebenfalls als Liniengelenk zur Verbindung der betreffenden Elemente konzipiert. Die Ermittlung der Gesamtschubsteifigkeiten (kN/m) der Tragwandanschlüsse in Liniensteifigkeiten (kN/m²) erfordert durch den Umstand, dass hier die obere und die untere Anschlussfuge in ein Liniengelenk zusammengefasst werden, noch einen Zwischenschritt in der Berechnung.

$$K_{ser,eq,i} = \left(\frac{1}{\frac{1}{K_{ser,i,o}} + \frac{1}{K_{ser,i,u}}} \right) \cdot \frac{1}{L_i}$$

mit

$K_{ser,eq,i}$ als äquivalente Schubsteifigkeit in kN/m² des Anschlusses Wand-Dach-Wand

$K_{ser,i,o}$ als Gesamtschubsteifigkeit der oberen Anschlussfuge der Tragwand i aus Kapitel 4, Tab. 4.2

$K_{ser,i,u}$ als Gesamtschubsteifigkeit der unteren Anschlussfuge der Tragwand i aus Kapitel 4, Tab. 4.5

L_i als Länge der Anschlussfuge/Tragwand

Die folgende Tabelle gibt die ermittelten, äquivalenten Schubsteifigkeiten der einzelnen Anschlussfugen i wieder.

Wand i	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	2.0	3.1	3.2	3.3	4.0
	[kN/m ²]									
$K_{ser,eq,i}$	7477	4861	3728	3599	7006	14823	13474	3796	5632	16891

Tab. 2.2 linienförmige Verschiebungsmoduli für sämtliche Tragwände des Anschlusses WDW

In Kapitel 4, Tab. 4.3 und Tab. 4.6 ist ersichtlich, dass die Druck- und Zugfedersteifigkeiten der oberen und unteren Anschlussfuge des Anschlusses Wand-Decke-Wand unterschiedliche Größen aufweisen. Da es aber, wie bereits erwähnt, in diesem Programm nicht möglich ist, für die betreffenden Liniengelenke unterschiedliche Federsteifigkeiten bei Zug- und Druckbeanspruchung zu definieren, müssen diese neben der notwendigen Zusammenfassung der beiden Anschlussfugen noch zusätzlich in eine äquivalente Ersatz-Zug/Druck-Federsteifigkeit umgerechnet werden. Diese Umrechnung erfolgt über die Ermittlungsgleichung der Rotationssteifigkeit aus Kapitel 4, Abschnitt 4. 1. 1:

$$K_{\varphi, eq, i} = \frac{z_{eq, i}^2}{\frac{1}{K_{eq, i}} + \frac{1}{K_{eq, i}}}$$

Die Ersatzfedersteifigkeit $K_{eq, i}$ kann daher wie folgt berechnet werden:

$$K_{eq, i} = \frac{2 \cdot K_{\varphi, eq, i}}{z_{eq, i}^2 \cdot (L_i - z_{eq, i})}$$

mit

$K_{\varphi, eq, i}$ als äquivalente Rotationssteifigkeit, die erneut durch die Zusammenfassung der beiden Anschlussfugen entsteht.

$$K_{\varphi, eq, i} = \left(\frac{1}{\frac{1}{K_{\varphi, i, o}} + \frac{1}{K_{\varphi, i, u}}} \right) \cdot \frac{1}{L_i}$$

$z_{eq, i}$ als Mittelwert der beiden Hebelarme $z_{i, o}$ und $z_{i, u}$ für die beiden Anschlussfugen

Diese äquivalente Ersatz-Zug/Druck-Federsteifigkeit wird ausschließlich an den jeweiligen Enden des Anschlusses auf einer bestimmten Länge des Liniengelenks situiert. Diese äquivalente Länge l_{eq} ist für beide Enden gleich und wird wie folgt berechnet:

$$l_{eq, i} = L_i - z_{eq, i}$$

Die folgende Tabelle zeigt die ermittelten äquivalenten Ersatz-Zug/Druck-Federsteifig-

keiten $K_{eq,i}$ und äquivalenten Längen $l_{eq,i}$ für sämtliche Anschlüsse der Tragwände i .

Wand i	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	2.0	3.1	3.2	3.3	4.0
	[kN/m ²]									
$K_{eq,i}$	13026	16373	16242	16196	16113	76164	13691	16319	13769	81468
	[m]									
$l_{eq,i}$	0,76	0,51	0,54	0,54	0,48	0,80	1,01	0,53	0,71	0,85

Tab. 2.3 Äquivalente Ersatz-Druck/Zugfedersteifigkeiten und -längen des Anschlusses WDW

Die folgende Abbildung zeigt die Definition des Liniengelenks für diese Anschlussfuge.

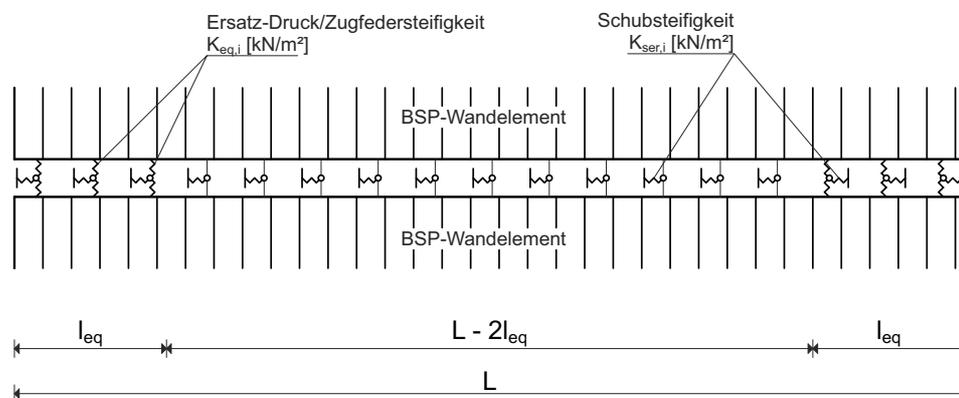


Abb. 2.3 Definition des Liniengelenks für den Anschluss Wand-Decke-Wand

- Anschluss Wand-Bodenplatte

Im Gegensatz zu den zuvor definierten Anschlüssen, kann der Anschluss Wand-Bodenplatte aufgrund der Tatsache, dass dieser als Linienlager modelliert wird, „exakt“ definiert werden. Die Schubsteifigkeit des Anschlusses errechnet sich auch hier über die Division der Gesamtschubsteifigkeit des Anschlusses gemäß Kapitel 4, Tab. 4.8 durch die jeweilige Wandlänge/Anschlusslänge L_i . Die folgende Tabelle gibt einen Überblick über die ermittelten Schubsteifigkeiten.

Wand i	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	2.0	3.1	3.2	3.3	4.0
	[kN/m ²]									
$K_{ser,i}$	19054	9395	7088	6844	14305	39854	34939	7217	13001	44637

Tab. 2.4 linienförmige Verschiebungsmoduli für sämtliche Tragwände in der Anschlussfuge WBP

Die Ermittlung der Druckfedersteifigkeit ist für sämtliche Tragwände ident und erfolgt ähnlich wie beim Anschluss Dach-Wand, mit dem Unterschied, dass diese über den Druck in Faserrichtung definiert wird:

$$K_2 = \frac{E_{0,mean} \cdot b_0}{H_W} = \frac{1,1 \cdot 10^7 \cdot 0,057}{3,0} = 209000 \text{ kN/m}^2$$

mit

b_0 als Auflagefläche unter Druckbeanspruchung

$E_{0,mean}$ als E-Modul des Holzes in Richtung der Faser

H_W als Höhe der Tragwand über der Anschlussfuge

Die Modellierung der Zugfedersteifigkeit des Anschlusses erfolgt über Punktlager, die in einem Abstand von 40 cm vom Wandende entfernt, mit den jeweiligen Zugfedersteifigkeiten aus Kapitel 4, Tab. 4.9 versehen angeordnet werden.

Die folgende Abbildung zeigt die Definition des Linienlagers für diese Anschlussfuge.

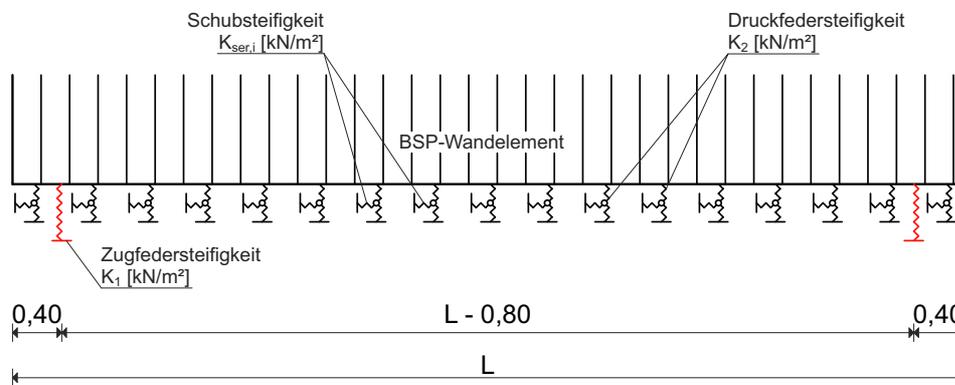


Abb. 2.4 Definition des Linienlagers für den Anschluss Wand-Bodenplatte

- Vertikale Anschlussfugen

Vertikale Anschlussfugen, wie die Trennfuge zwischen Wand 3.1 und Wand 3.2, sowie die Trennfugen an den Ecken des Grundrisses werden durch die Situierung von Linienlagern, die keine Kräfte und Momente übertragen können, als Bewegungsfugen modelliert. Während die Trennfuge der Wände 3.1 und 3.2 gezielt darauf ausgelegt worden ist (siehe Kapitel 3), wird bei der Modellierung der Trennfugen an den Gebäudeecken davon ausgegangen, dass die konstruktive Verschraubung dieser Fugen einer Erdbebenbeanspruchung in dieser Höhe nicht stand hält und daher versagen wird.

Die folgende Abbildung zeigt das FE-Modell des Gesamttragwerks nach erfolgter Definition der Systemparameter.

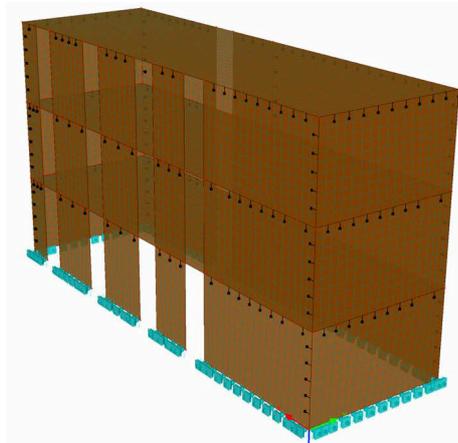


Abb. 2.5 Finite-Elemente-Modell der Gesamtstruktur nach Modifikation der Systemparameter

2.3 Erfassung der dynamischen Parameter

Die einzigen Parameter, die für eine dynamische Analyse mit Hilfe des FE-Programms noch erfasst werden müssen, sind die Massen sämtlicher Bauteile des Gebäudes. Diese werden durch die Eingabe von Flächenzusatzmassen in $[\text{kg}/\text{m}^2]$ definiert. Die folgende Tabelle gibt einen Überblick über die vorhandenen Flächen und die zugeordneten Flächenzusatzmassen.

Fläche	Zusatzmasse
	$[\text{kg}/\text{m}^2]$
Wände	103,0
Zwischengeschossdecke	508,0
Dach	442,0

Tab. 2.5 Flächen und zugeordnete Zusatzmassen

2.4 Ergebnisse der Eigenwertermittlung

Mit Hilfe des Zusatzmoduls „RF-DYNAM“ wurden für die in Abschnitt 2.1 bis Abschnitt 2.3 definierte Gesamtstruktur die ersten 7 Eigenformen in X- und in Y-Richtung ermittelt. Die folgende Tabelle gibt die Ergebnisse dieser Ermittlung wieder. Außerdem wurde vor der Eingabe der Systemparameter (Liniengelenke und Linienlager mit Federwirkung) eine erste Eigenwertermittlung am „steifen“ System durchgeführt. Diese Ergebnisse und deren Abweichungen zum „weichen“ System sind ebenfalls in dieser Tabelle dargestellt.

EF	„weiches“ System				„steifes“ System				Abweichung der Eigenfrequenz [%]
	Eigenfrequenz	Eigenperiode	Ersatzmassenfaktor		Eigenfrequenz	Eigenperiode	Ersatzmassenfaktor		
	f [Hz]	T [s]	ε_x [-]	ε_y [-]	f [Hz]	T [s]	ε_x [-]	ε_y [-]	
1	1,925	0,520	0,00	0,75	3,339	0,299	0,00	0,79	173,52
2	2,747	0,364	0,79	0,00	5,351	0,187	0,75	0,00	194,75
3	3,874	0,258	0,07	0,00	6,903	0,145	0,05	0,09	178,18
4	4,622	0,216	0,00	0,20	6,948	0,144	0,04	0,07	150,34
5	6,876	0,145	0,00	0,02	9,456	0,106	0,00	0,01	137,52
6	7,896	0,127	0,10	0,00	13,928	0,072	0,02	0,01	176,39
7	10,152	0,099	0,01	0,00	14,317	0,070	0,02	0,00	141,03
Σ			0,97	0,97			0,87	0,97	

Tab. 2.6 Ergebnisse der Eigenwertermittlungen und Abweichungen der unterschiedlichen Systeme

In Tab. 2.6 ist ersichtlich, dass signifikante Unterschiede der Eigenfrequenzen und Ersatzmassenfaktoren zwischen den beiden Berechnungsmodellen vorhanden sind. Die hohen 1. Eigenfrequenzen für die X- und Y-Richtung im „steifen“ Gebäudemodell haben Eigenperioden zu Folge, die im Plateaubereich des Bemessungsspektrums zu liegen kommen. Daraus resultieren die maximal möglichen Erdbebenkräfte für diese Eigenformen, die aufgrund der hohen zugehörigen modalen Massen (vgl. Ersatzmassenfaktoren ε_x und ε_y) den größten Anteil der Gesamtbelastung des Tragwerks bilden. Aus diesem Grund wird bei der Berechnung der Ersatzlasten mit einem „steifen“ Gebäudemodell die horizontale Erdbebeneinwirkung stark überschätzt, dieses sollte daher für Hochbauten in Holz-Massivbauweise **nicht** verwendet werden. Bei Betrachtung des „weichen“ Systems ist es ebenfalls ersichtlich, dass die 1. Eigenform in X-Richtung im Vergleich zu den ermittelten 1. Eigenformen sämtlicher anderer Modelle in Kapitel 4 zu hoch ausfällt und die dazu gehörige 1. Eigenperiode ebenfalls im Plateaubereich des Spektrums zu liegen kommt. Auch hier werden die horizontalen Erdbebeneinwirkungen überschätzt und hat eine erneute Bemessung der VM-Anschlüsse zur Folge.

Ein weiteres Problem der räumlichen Berechnung des Tragwerks mit Hilfe eines FE-Modells, welches die Decken als Plattenelemente, die Wände als Scheibenelemente und die Anschlüsse mit Ersatzfedergelenken erfasst, ist die falsche Tragwirkung bei vertikalen Beanspruchungen. Die Ersatzdrehfedern in den Liniengelenken der Wand-Decke-Wand-Anschlüsse erfassen zwar die Rotation des Anschlusses der Wand um ihre schwache Achse relativ genau, die Stauchung zufolge vertikaler Einwirkungen (Eigengewicht und anteilige Nutzlast) wird jedoch um ein Vielfaches überschätzt. Dies hat einerseits zu Folge, dass aufgrund der weichen Lagerung die zu erwartete Plattentragwirkung in Richtung der kurzen Auflagerlänge verändert wird und andererseits dass weitere Berechnungen, wie

etwa die der horizontalen Verformungen zufolge der Einwirkungskombination gemäß ÖNORM EN 1990:2002, Abschnitt 6.4.3.4 falsche Ergebnisse liefern.

Aufgrund dieser Umstände wurde im Zuge dieser Arbeit das Gesamtsystem nicht mit einem FE-Berechnungsmodell für sämtliche Tragelemente untersucht. Das räumliche Tragsystem, welches stattdessen verwendet wurde, ist in Kapitel 4, Abschnitt 5. 3 erläutert. Ist eine Simulation des vollständigen Tragsystems als FE-Modell notwendig, wird an dieser Stelle empfohlen, dieses mit einem EDV-Programm zu generieren, das in der Lage ist, die speziellen Anschlusscharakteristika genau zu erfassen, da das Verhalten des gesamten Tragwerks maßgeblich von diesen Parametern abhängt (vgl. Tab. 2.6). Zum Abschluss dieses Abschnitts zeigen die beiden folgenden Abbildungen die 1. und 2. Eigenform des „steifen“ Modells, deren qualitative Verformungsfiguren durchaus mit den realen Figuren vergleichbar sind.

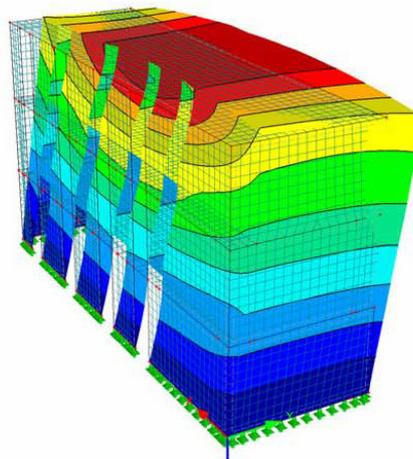


Abb. 2.6 1. Eigenform des FE-Modells mit starren Anschlüssen, qualitativ

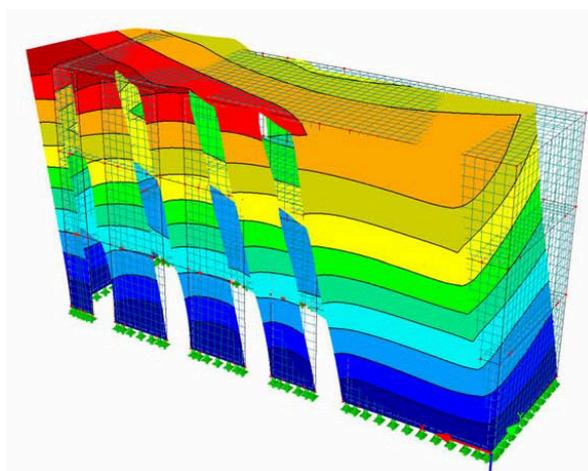


Abb. 2.7 2. Eigenform des FE-Modells mit starren Anschlüssen, qualitativ

3 Anhang C - Annahmen betreffend der nichtlinearen statischen (pushover) Berechnung

3.1 Allgemeines

Wie in Kapitel 4, Abschnitt 6. 1 erwähnt, wurden im Zuge der Untersuchung des Gebäudes mit der nichtlinearen statischen (pushover) Methode gewisse Annahmen getroffen, die in diesem Abschnitt näher erläutert werden.

Da die in Kapitel 4, Abschnitt 5. 2. 1 definierten **geometrischen und materiellen** Parameter direkt für die Berechnung in Abschnitt 6. 1 übernommen worden sind, erfolgt die Erfassung des nichtlinearen Gebäudeverhaltens ausschließlich über die Definition der Eigenschaften der Anschlüsse Dach-Wand, Wand-Decke-Wand und Wand-Bodenplatte, die im eindimensionalen Ersatzstabmodell (nachgiebig gelagerter Kragträger) als Punkt-lager und Stabendgelenke mit angenäherten Arbeitsdiagrammen für die Weg- und Drehfedern erfasst werden. Die folgende Abbildung soll diese Vorgehensweise verdeutlichen.

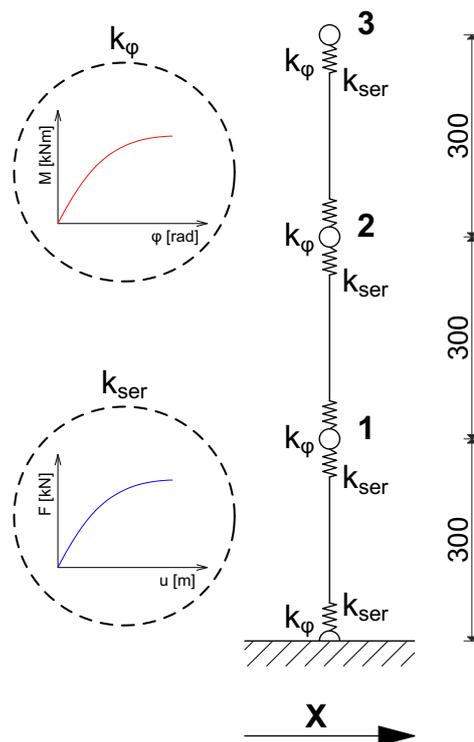


Abb. 3.1 Schematische Darstellung des verwendeten, nichtlinearen Systems aus Kapitel 4,

3.2 Ermittlung der Anschluss-Arbeitslinien

Die Ermittlung der Arbeitslinien für die Federkennzahlen $K_{\phi,i}$ und $K_{ser,i}$ berücksichtigt zwei wesentliche Punkte des nichtlinearen Systemverhaltens.

Einerseits wird der Tatsache Rechnung getragen, dass die tatsächliche Steifigkeit einer Verbindung und in weiterer Folge eines gesamten Anschlusses sich mit der Größe der Einwirkung verändern wird. Im Zuge der **linearen Berechnungen** in Kapitel 4, Abschnitt 5. 2 - Abschnitt 5. 3 war es ausreichend, die Steifigkeiten für ein zu erwartendes Lastniveau durch Ermittlung der Stückzahlen der Verbindungsmittel pro Anschluss, auszulegen.

Andererseits wurde aufgrund der in Kapitel 4, Abschnitt 6. 1 erläuterten Umstände, die Berechnung anhand dieses Ersatzsystems durchgeführt. Da es sich jedoch bei diesem um ein statisch bestimmtes System handelt, können Effekte wie die Bildung von Fließgelenken bzw. plastischen Mechanismen in den einzelnen Anschlussfugen der Tragwände des Gebäudes nicht erfasst werden, da bei Bildung eines Fließgelenks in einer Anschlussfuge des Ersatzstabes das System sofort kollabieren würde.

Der Ausgangspunkt der Erstellung dieser Arbeitslinien ist das Last-Verschiebungsdiagramm, welches aus Versuchen am Institut für Holzbau und Holztechnologie im Zuge der Arbeiten an [31] für einen Winkelverbinder des Typs „Winkelverbinder 90“ der Firma Simpson Strong Tie [47] ermittelt wurde. Diese ist zwar streng genommen nur das Ergebnis dieser einen Verbindungsmittel-Versuchsserie, der qualitative Verlauf ist jedoch typisch für Anschlüsse im Holzbau, die duktile Anteile wie etwa Lochleibung, Querdruck oder faserparallelen Druck in ihrer Wirkung beinhalten. Die folgende Abbildung zeigt die Last-Verschiebungskurven, welche die eingesetzten Messgeräte aufgezeichnet haben.

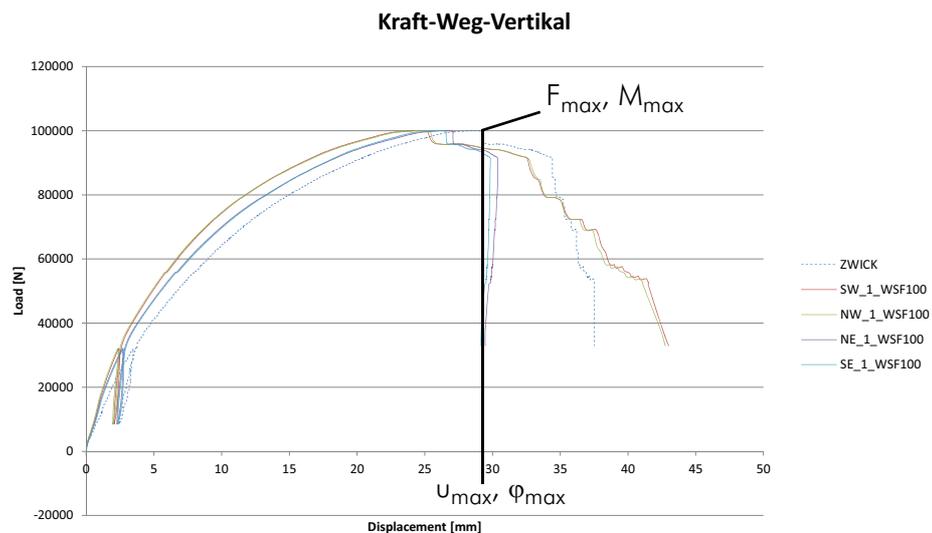


Abb. 3.2 Kraft-Verschiebungskurven aus den Versuchen im Zuge der Arbeiten an [31]

Für die Definition der Arbeitslinien der Wegfedern wird ausschließlich der **qualitative Ver-**

lauf dieser Kurve (1) bis zum Erreichen der, im Diagramm markierten, maximal aufnehmbaren Kraft F_{max} herangezogen und auf diese Größe normiert:

$$F_{max} = 1,0 \rightarrow u_{max} = 1,0$$

Der selbe Vorgang erfolgt für die Definition der Arbeitslinien der Drehfedern:

$$M_{max} = 1,0 \rightarrow \varphi_{max} = 1,0$$

Diese nun normierten Arbeitslinien für die Weg- und Drehfedern der Anschlüsse wird nun auf die in Abschnitt 5. 2. 1 ermittelten Anschlusssteifigkeiten angewendet. Diese sind hier erneut angeführt:

- Anschlussfuge Wand-Bodenplatte

$$K_{\varphi, e, EG, x} = \sum K_{\varphi, i, EG, x} = 1439479 \text{ kNm/rad}$$

$$K_{ser, e, EG, x} = \sum K_{ser, i, EG, x} = 523974 \text{ kN/m}$$

- untere Anschlussfuge Wand-Decke-Wand

$$K_{\varphi, e, OG, x, u} = \sum K_{\varphi, i, OG, x, u} = 1173606 \text{ kNm/rad}$$

$$K_{ser, e, OG, x, u} = \sum K_{ser, i, OG, x, u} = 1284932 \text{ kN/m}$$

- obere Anschlussfuge Wand-Decke-Wand

$$K_{\varphi, e, OG, x, o} = \sum K_{\varphi, i, OG, x, o} = 936561 \text{ kNm/rad}$$

$$K_{ser, e, OG, x, o} = \sum K_{ser, i, OG, x, o} = 263967 \text{ kN/m}$$

- Anschlussfuge Dach-Wand

$$K_{ser, e, DA, x} = \sum K_{ser, i, DA, x} = 1054614 \text{ kN/m}$$

Die Belastung, die diesen ermittelten Steifigkeiten zu Grunde liegt, ist in der folgenden Tabelle angeführt.

Anschlussfuge	V_d	$1,6V_d$	u bei V_d	u bei $1,6V_d$	M_d	$1,6M_d$	φ bei M_d	φ bei $1,6M_d$
	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]	[rad]	[rad]
Dach-Wand	193,13	309,01	0,00018	0,00128	0,00	0,00	0,00000	0,00000
Wand-Decke-Wand oben	352,94	564,70	0,00134	0,00936	1638,21	2621,14	0,00175	0,01224
Wand-Decke-Wand unten	433,07	692,91	0,00034	0,00236	1638,21	2621,14	0,00140	0,00977

Tab. 3.1 Belastungen als Grundlage der ermittelten Steifigkeiten

Wand-Bodenplatte	433,07	692,91	0,00083	0,00579	2937,42	4699,87	0,00204	0,01428
------------------	--------	--------	---------	---------	---------	---------	---------	---------

Tab. 3.1 Belastungen als Grundlage der ermittelten Steifigkeiten

Aufgrund einer zu erwarteten Überkapazität des Anschlusses werden für die maximale Querkraft bzw. für das maximale Biegemoment der Arbeitslinien nicht die ermittelten Werte aus Tab. 3.1 verwendet, sondern diese noch mit dem Faktor 1,6 (Annahme) multipliziert. Die Ergebnisse der Aufwertung und die dazu gehörenden Verformungen bzw. Verdrehungen sind ebenfalls in Tab. 3.1 angeführt. Bevor diese, auf die jeweiligen Anschlüsse angepassten Arbeitslinien angewendet werden, wird noch überprüft, **ob die jeweilige Steifigkeit im 20-40%-Bereich der Arbeitslinien (2)** mit jener in Abschnitt 5. 2. 1 (siehe Auflistung oben) ident ist. Dabei ergibt sich eine Abweichung von ca. 30% für sämtliche Anschlüsse, die durch Verzerren der Abszisse (sämtliche Verformungen werden mit 0,7 multipliziert) eliminiert wird. Die folgende Abbildung zeigt die ermittelten Arbeitslinien der Wegfedern für sämtliche Anschlüsse.

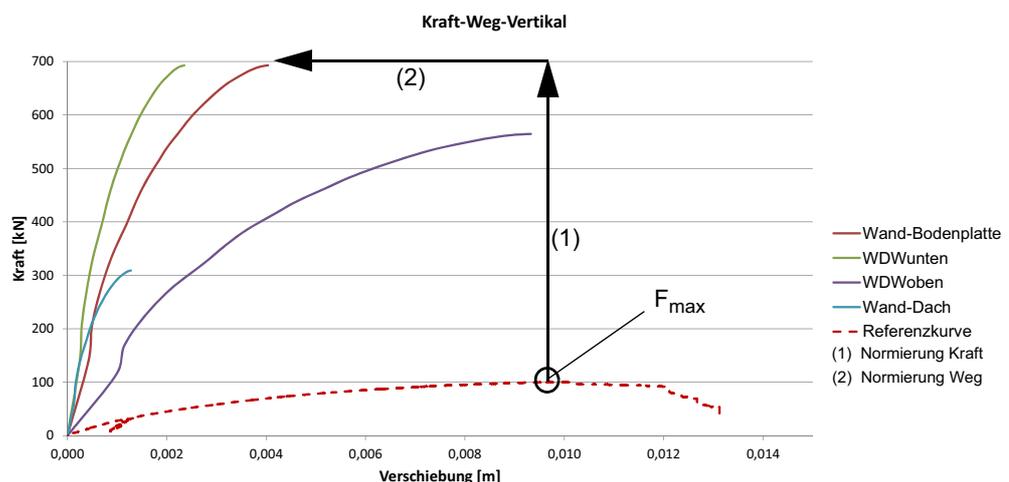


Abb. 3.3 Arbeitslinien der Wegfedern für sämtliche Anschlüsse

Die qualitativen Verläufe der Arbeitslinien der Drehfedern sind mit diesen ident.

3. 3 Definition der Arbeitslinien im EDV-Programm

Die Definition der ermittelten Arbeitslinien im EDV-Programm erfolgt durch die Eingabe der Ordinatenwerte (Querkraft, Biegemoment) und der dazu gehörenden Abszissenwerte (Verschiebung, Rotation). Um der Tatsache Rechnung zu tragen, dass vor dem Versagen eines Anschlusses sämtliche Anschlüsse der Tragwände, die in diesem zusammengefasst worden sind, ihre plastischen Mechanismen bilden konnten, werden die Arbeitslinien noch um einen linearen Anteil erweitert, der bei Erreichen der maximalen Beanspruchung beginnt und mit der Reststeifigkeit dieses „Hochpunkts“ als Steigung definiert wird.

4 Anhang D - Aufstellung der Windlasten mit „ABIS Windlastberechnung 2009“

ABIS Softwareentwicklung
 A-8010 GRAZ, Rechbauerstraße 22
 SCHULVERSION

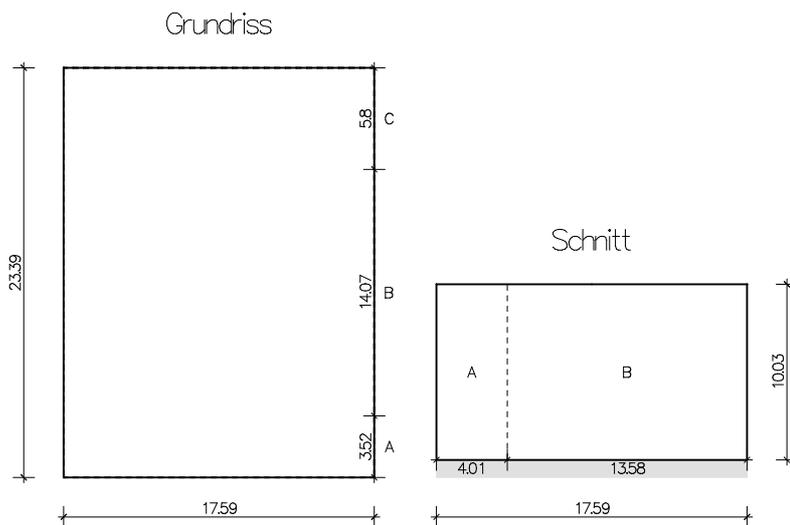
Gesellschaft mbH
 Tel.: (0316) 83-13-61

BV_massive_living
 Diplomarbeit Andreas Ringhofer

--- Eingabedaten ---

Norm : ÖNORM EN 1991-1-4
 Rechenverfahren : Berechnung für Geschößbau

Geländekategorie : III
 Basiswindgeschwindigkeit in m/s : 20.40
 (Steiermark, Graz)



Einheiten in Meter
 Wandbereiche A, B und C bei Wind von vorne (im Grundriss eingezeichnet)
 Wandbereiche A und B bei Wind von links (im Schnitt eingezeichnet)

	vorne	hinten	links	rechts
Gebäudeöffnungen in m ² :	1.00	1.00	1.00	1.00
Logarithm. Dämpfungsdekr. :	0.005	0.020	0.005	

--- Ergebnisse ---

Mittlerer Staudruck q_m : 0.154 kN/m² (bei der Gesamthöhe von 10.03 m)
 Böengeschwindigkeitsdruck q_p : 0.456 kN/m² (bei der Gesamthöhe von 10.03 m)

ABIS Softwareentwicklung
A-8010 GRAZ, Rechbauerstraße 22
SCHULVERSION

Gesellschaft mbH
Tel.: (0316) 83-13-61

BV_massive_living
Diplomarbeit Andreas Ringhofer

	vorne	hinten	links	rechts
Innendruckbeiwerte cpi :	-0.15	-0.15	-0.17	-0.17

Windbelastung w der Wände
(w_Druck (positiv) und w_Sog (negativ) in kN/m2)

Wind von vorne, mittlere Belastung :

bis Höhe in m :	10.0	cpe
Luvwand :	0.40	0.72
Leewand :	-0.09	-0.35
Windpar. Wand (A):	-0.48	
Windpar. Wand (B):	-0.30	
Windpar. Wand (C):	-0.16	

Wind von vorne, örtliche Belastung :

bis Höhe in m :	10.0	cpe
Luvwand :	0.52	1.00
Leewand :	-0.09	-0.35
Windpar. Wand (A):	-0.57	
Windpar. Wand (B):	-0.43	
Windpar. Wand (C):	-0.16	

Wind seitlich, mittlere Belastung :

bis Höhe in m :	10.0	cpe
Luvwand :	0.42	0.74
Leewand :	-0.10	-0.39
Windpar. Wand (A):	-0.47	
Windpar. Wand (B):	-0.29	

Wind seitlich, örtliche Belastung :

bis Höhe in m :	10.0	cpe
Luvwand :	0.53	1.00
Leewand :	-0.10	-0.39
Windpar. Wand (A):	-0.56	
Windpar. Wand (B):	-0.42	

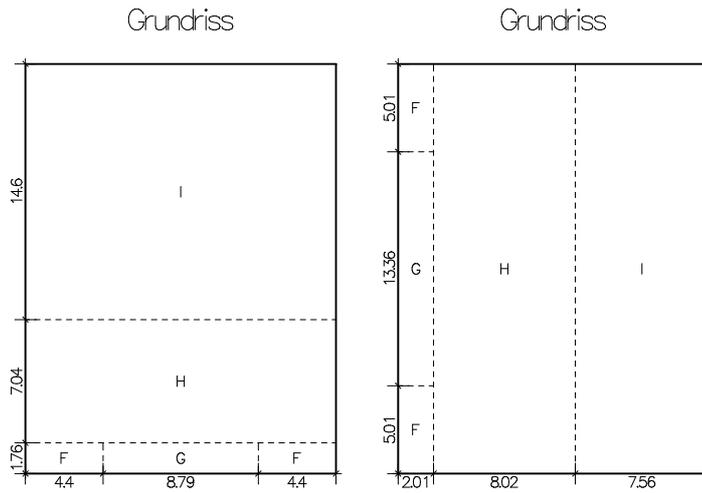
Windbelastung w des Daches

Wind von vorne :	Lastfall 1	Lastfall 2
Mittlere Belastung (F) :	-0.75	
Mittlere Belastung (G) :	-0.48	
Mittlere Belastung (H) :	-0.25	
Mittlere Belastung (I) :	-0.02	0.16
Örtliche Belastung (F) :	-1.07	
Örtliche Belastung (G) :	-0.84	
Örtliche Belastung (H) :	-0.48	
Örtliche Belastung (I) :	-0.02	0.16
Wind seitlich :	Lastfall 1	Lastfall 2
Mittlere Belastung (F) :	-0.74	
Mittlere Belastung (G) :	-0.47	
Mittlere Belastung (H) :	-0.24	
Mittlere Belastung (I) :	-0.01	0.17
Örtliche Belastung (F) :	-1.06	
Örtliche Belastung (G) :	-0.83	
Örtliche Belastung (H) :	-0.47	
Örtliche Belastung (I) :	-0.01	0.17
Dachüberstände :		zugeh. cpe
Wind beliebig (F) :	-1.59	-3.50
Wind beliebig (G) :	-1.37	-3.00

ABIS Softwareentwicklung
 A-8010 GRAZ, Rechbauerstraße 22
 SCHULVERSION

Gesellschaft mbH
 Tel.: (0316) 83-13-61

BV_massive_living
 Diplomarbeit Andreas Ringhofer



Dachbereiche (Einheiten in Meter) :
 Linke Zeichnung bei Wind von vorne, rechte Zeichnung bei Wind von links

Gesamtwindbelastung F_w [kN]

Windrichtung von vorne : 112.2 mit $c_f = 1.40$, $c_{s_cd} = 1.00$
 Windrichtung seitlich : 180.9 mit $c_f = 1.69$, $c_{s_cd} = 1.00$

c_f Kraftbeiwert für Gebäude mit Dach, c_{s_cd} Strukturbeiwert

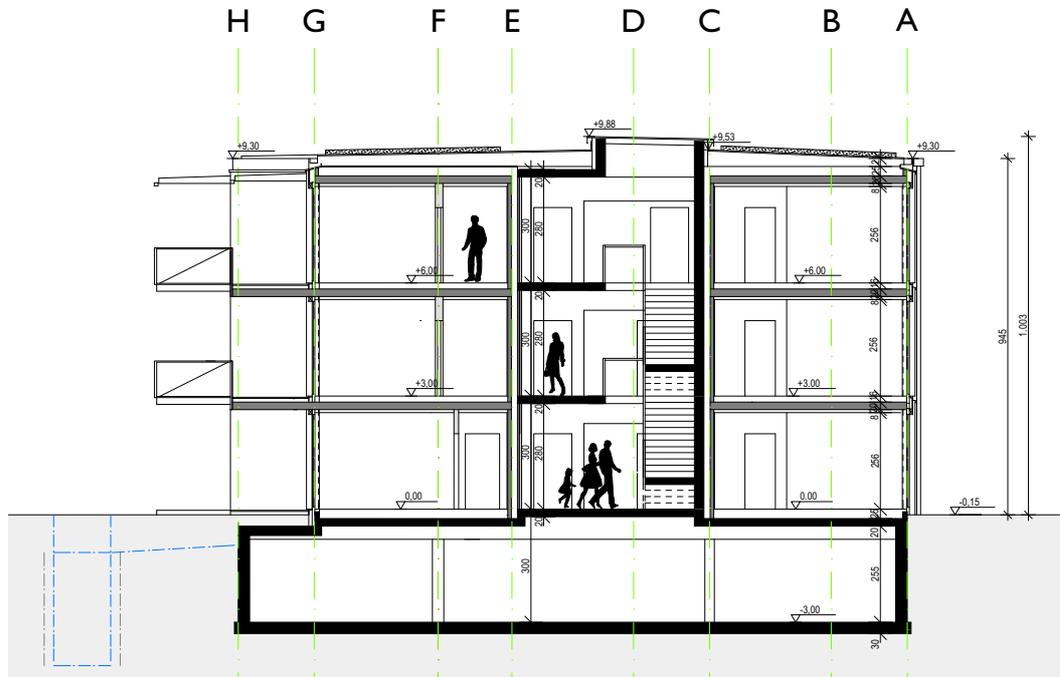


Abb. 5.3 Schnitt B-B des BV (unmaßstäblich)

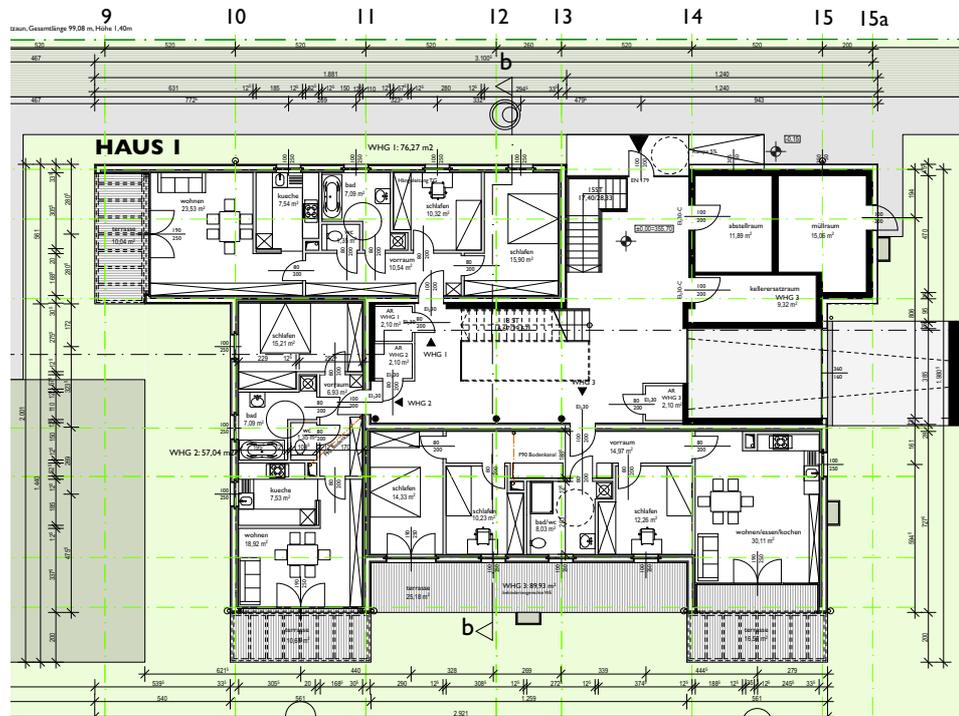
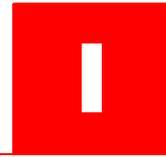


Abb. 5.4 Grundriss EG von Haus 1 des BV (unmaßstäblich)



Literaturverzeichnis

1 Normen

- [1] ÖNORM EN 1990:2003-03-01
Eurocode - Grundlagen der Tragwerksplanung
- [2] ÖNORM EN 1991-1-1:2003-03-01
Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen - Wichten, Eigengewichte, Nutzlasten im Hochbau
- [3] ÖNORM B 1991-1-1:2006-01-01
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
- [4] ÖNORM EN 1991-1-3:2005-08-01
Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen - Schneelasten
- [5] ÖNORM B 1991-1-3:2006-04-01
Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen - Schneelasten - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-1-3 und nationale Ergänzungen
- [6] ÖNORM EN 1991-1-4:2005-11-01
Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen - Windlasten
- [7] ÖNORM B 1991-1-4:2009-04-15
Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen - Windlasten - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-1-4 und nationale Ergänzungen

- [8] ÖNORM EN 1995-1-1:2009-07-01
Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-1: Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau
- [9] ÖNORM B 1995-1-1:2009-07-01
Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-1: Allgemeines - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau - Nationale Festlegungen, nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen zur ÖNORM EN 1995-1-1
- [10] ÖNORM EN 1995-1-2:2006-10-21
Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Bemessung für den Brandfall (konsolidierte Fassung)
- [11] ÖNORM B 1995-1-2:2008-12-01
Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Bemessung für den Brandfall - Nationale Festlegungen, nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen zur ÖNORM EN 1995-1-2
- [12] ÖNORM EN 1997-1:2009-05-15
Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln
- [13] ÖNORM EN 1998-1:2005-06-01
Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten
- [14] ÖNORM B 1998-1:2006-07-01
Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten, nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1998-1 und nationale Erläuterungen
- [15] DIN 4149:2005-04
Bauten in deutschen Erdbebengebieten - Lastannahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten
- [16] DIN EN 1998-1/NA:2010-08
Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbau
- [17] SIA 261:2003
Einwirkungen auf Tragwerke
- [18] SIA 265:2003
Holzbau

- [19] NF EN 1998-1/NA:2007
Eurocode 8 - Calcul des structures pour leur résistance aux séismes - Partie 1: Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments, Annexe nationale à la NF EN 1998-1:2005
- [20] Nationales Griechisches Anwendungsdokument
Eurocode EN 1998 - Design of structures for earthquake resistance - Part 1 - general rules, seismic actions and rules for buildings, Greek national annex
- [21] Justification Report
Eurocode EN 1998 - Design of structures for earthquake resistance - Part 1 - general rules, seismic actions and rules for buildings, Greek national annex
- [22] Norme tecniche per le costruzioni, 2004-07-27
- [23] ATC-40:1996
Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings

2 Bücher/Dissertationen/Abschlussarbeiten

- [24] Bachmann H.
Erdbebensicherung von Bauwerken
Birkhäuser, ISBN: 3-7643-6941-8
- [25] Flesch, R.; Pacht, H.
Baudynamik praxisgerecht | Band 1 | Berechnungsgrundlagen
Bauverlag GmbH, ISBN: 3-7625-3010-6
- [26] Flesch, R.
Erdbebenlasten Eurocode 8 - Praxisbeispiel aus Stahlbeton
1. Auflage 2008
Austrian Standarts Plus GmbH, ISBN: 978-3-85402-110-0
- [27] Meskouris, K; et al.
Bauwerke und Erdbeben | Grundlagen - Anwendung - Beispiele
2. Auflage 2007
Friedr. Vieweg & Sohn Verlag, ISBN: 978-3-8348-0146-3
- [28] Schickhofer, G.; et al.
BSPHandbuch | Holz-Massivbauweise in Brettsperrholz
2. Auflage 2010
Verlag der Technischen Universität Graz, ISBN: 978-3-85125-109-8
- [29] Krapfenbauer, T. J.

Bautabellen
Auflage 2006/2007
Jugend & Volk GmbH, ISBN: 978-3-7100-1363-8

- [30] Meisel, A.
Historische Dachstühle | Tragsysteme, Bestandserfassung, statische Analyse und Sanierung mit flächenhaften Holzwerkstoffen
Diplomarbeit, TU Graz, 2009
- [31] Flatscher, G.
Außergewöhnliche Einwirkung „Erdbeben“ | Überlegungen zur versuchstechnischen Erfassung der Verbindungstechnik im Holz-Massivbau
Masterarbeit, TU Graz, 2010
- [32] Gaich, A.; Ringhofer, A.; Wallner, R.
Auszieh widerstand selbstbohrender Holzschrauben in Abhängigkeit ihrer Eindrehlänge
Bacheloreatsarbeit, TU Graz, 2008

3 Berichte/Skripten

- [33] Schickhofer, G.
Holzbau, Teil A | Der Roh- und Werkstoff Holz
Version 1.2, WS 2006/2007
Skriptum, Institut für Holzbau und Holztechnologie, TU Graz
- [34] Schickhofer, G.
Holzbau, Teil B | Nachweisführungen für Konstruktionen aus Holz
Version 1.2, WS 2005/2006
Skriptum, Institut für Holzbau und Holztechnologie, TU Graz
- [35] Schickhofer, G.
'Erdbeben'
Beitrag im Zuge der 3. GraHSE & 4. GraHWS am Institut für Holzbau und Holztechnologie, TU Graz, 2009
- [36] Bejtka, I.
Verstärkung von Bauteilen aus Holz mit Vollgewindeschrauben
Band 2 der Reihe 'Karlsruher Berichte zum Ingenieurholzbau', 2005
Universitätsverlag Karlsruhe, ISBN: 1860-093X
- [37] Ceccotti, A.
New Technologies for Construction of Medium-Rise Buildings in Seismic Regions: The XLAM Case
Structural Engineering International, Vol. 18, Nr. 2, 2008

- [38] Flesch, R.
Erdbebeningenieurwesen 2009
WS 2009/2010
Foliensammlung zur Vorlesung 'Baudynamik und Erdbeben I', TU Graz
- [39] Flesch, R.
Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben | Erdbebeneinwirkung und allgemeine Regeln für die Auslegung von Hochbauten gegen Erdbeben
Foliensammlung des ON praxisorientierten Lehrganges für Baudynamik und Erdbebeningenieurwesen, Austrian Standarts Plus GmbH, 2009
- [40] Jung, P.; et al.
Erdbebengerechte, mehrgeschossige Holzbauten
Technische Dokumentation der Lignum, Holzwirtschaft Schweiz, Zürich
- [41] DIN-Gemeinschaftstagung
Erdbebensicheres Bauen | Hilfestellung für die Anwendung der neuen DIN 4149
Tagungsband der DGEb | Uni Köln | DIN-Gemeinschaftstagung, Beuth, 2006
- [42] Pelliccione, M.
Ein Augenzeugenbericht
Beitrag in zuschnitt 36, 2009, proHolz Austria, ISBN: 978-3-902320-71-1
- [43] Guttman, E.
Lösungen mit Zukunft
Beitrag in zuschnitt 36, 2009, proHolz Austria, ISBN: 978-3-902320-71-1

4 Zulassungen/Produktinformationen

- [44] M1 BSP Crossplan
Version 1, 2009
Technische Produktdokumentation der Firma Mayr-Melnhof Systemholz Gaishorn GmbH
- [45] Zulassung ETA-09/0036:2009
MM BSP
gültig bis 2014
- [46] Zulassung Z-9.1-519:2007
SPAX-S Schrauben mit Vollgewinde
Deutsches Institut für Bautechnik
gültig bis 2012

- [47] Produktinfo und Statische Werte nach der neuen DIN 1052-2004-08 für den Winkelverbinder 105 mit Rippe
SIMPSON STRONG-TIE-MC-D-2007
<http://www.strongtie.de/media/MC-D-1.10.1-10.pdf>
- [48] Produktinfo und Statische Werte nach der neuen DIN 1052-2004-08 für den Zuganker 480-M20
SIMPSON STRONG-TIE-MC-D-2008
[http://www.strongtie.de/media/MC-D-11\(2\).00.1-3.pdf](http://www.strongtie.de/media/MC-D-11(2).00.1-3.pdf)

5 Internet

- [49] <http://www.eurocode-online.de> | 07.05.2010
- [50] <http://www.fr.ch> | 07.05.2010
- [51] <http://www.webnorm.ch> | 10.05.2010
- [52] <http://www.edk.ch> | 10.05.2010
- [53] <http://maps.google.at/maps?hl=de&tab=wl> | 23.08.2010
- [54] <http://portale.ingv.it/research-ares/earthquakes/earthquakes/view> | 23.08.2010
- [55] http://de.wikipedia.org/wiki/Erdbeben_von_Friaul_1976 | 12.11.2010
- [56] <http://mementodumaire.net> | 05.07.2010
- [57] <http://www.knauf.at> | 05.05.2010

Abbildungsverzeichnis

Abb.2.1	Zonenkarte für das Land Österreich nach ÖNORM B 1998-1 [14].....	8
Abb.2.2	Rotation aufgrund der Ausmitte des Steifigkeitsmittelpunktes S	12
Abb.2.3	Beispiel einer indirekten, ungünstigen Kraftübertragung (aus 'Baudynamik praxisgerecht' [25]).....	13
Abb.2.4	Beispiele einer nicht kompakten Grundrissform	14
Abb.2.5	Beispiel einer zu schlanken Grundrissform	15
Abb.2.6	Beispiel für große Steifigkeitsunterschiede in den Geschossen.....	17
Abb.2.7	Bedingungen für verschiedene Arten von Rücksprüngen	19
Abb.2.8	Beispiel für eine ungünstige Aufteilung der tragenden Wände (aus 'Baudynamik praxisgerecht' [25])	20
Abb.2.9	Ungünstige und günstige Aufteilung der tragenden Bauteile	20
Abb.2.10	Beispiel einer ungünstigen Deckenöffnung (aus 'Baudynamik praxisgerecht' [25])	21
Abb.2.11	Anordnung einer seismischen Fuge	22
Abb.3.1	Steifigkeitsunterschiede bei mehrgeschossigen Bauwerken (aus 'Baudynamik praxisgerecht' [25])	25
Abb.3.2	Bemessungsspektrum für lineare Berechnungen nach EN 1998-1 [13].....	33
Abb.3.3	Horizontale Beanspruchung in Funktion der horizontalen Verschiebung für unterschiedliche Tragwerksausbildungen (nach 'Erdbebengerechte, mehrgeschossige Holzbauten' [40])	38
Abb.3.4	Zusammenhang der Beanspruchungen und dem Verhaltensbeiwert q	39
Abb.3.5	Kragträgermodell zur Querschnitts- und Systemduktilität	

	(nach 'Erdbebenerechte, mehrgeschoßige Holzbauten' [40])	40
Abb.3.6	Kraft-Verformungsbeziehungen einiger Verbindungsmittel unter Zugbeanspruchung	42
Abb.3.7	Ermittlung der Kapazitätskurve.....	45
Abb.3.8	Überlagerung von Antwort- und Kapazitätsspektrum (nach 'Bauwerke und Erdbeben' [27])	47
Abb.3.9	Ableitung der äquivalenten viskosen Dämpfung (nach [27])	49
Abb.3.10	Ausgangspunkt der Iteration nach ATC-40	51
Abb.3.11	Bilineare Approximation des Kapazitätsspektrums nach ATC-40	51
Abb.3.12	Ermittlung der maximalen Spektralverschiebung nach ATC-40	52
Abb.3.13	elastisch-ideal plastische Kraft-Verschiebungsbeziehung	54
Abb.3.14	Annahme betreffend das Wilson -Verfahren (nach [24])	61
Abb.1.1	Erdbebengefährdung in Europa (aus [50]).....	68
Abb.2.1	Erdbebenzonen in Österreich gemäß ÖNORM B 1998-1:2006 [14].....	73
Abb.3.1	Erdbebenzonen der Bundesrepublik Deutschland nach DIN 4149:2005 [15] ..	78
Abb.4.1	Erdbebenzonenkarte der Schweiz (aus [52])	87
Abb.5.1	Übersicht über die Erdbebeneinwirkung in Italien nach [22]	102
Abb.6.1	Zonenkarte des Landes Frankreich nach [56].....	108
Abb.7.1	Erdbebenzonen von Griechenland gemäß [20]	114
Abb.2.1	Lageplan des Bauvorhabens	119
Abb.2.2	Schnitt A-A	120
Abb.2.3	Regelgeschoß von Baukörper 1	120
Abb.4.1	3D-Tragstruktur von Wohnungskörper 1	129
Abb.4.2	Grundriss des Wohnungskörpers 1	130
Abb.4.3	Lage des Steifigkeitszentrums im Grundriss von Wohnungskörper 1	132
Abb.4.4	Grundriss Wohnung 1, Windlast in X-Richtung als Linienlast	133
Abb.4.5	Grundriss Wohnung 1, Windlast zu einer Resultierenden zusammen gefasst ..	133
Abb.4.6	Grundriss Wohnung 1, Windlast in das Steifigkeitszentrum verschoben	133

Abb.4.7	Grundriss Wohnung 1, Windlast auf Wandscheiben aufgeteilt.....	134
Abb.4.8	Aufteilung der Wandlasten zufolge einer horizontalen Belastung in X-Richtung.....	135
Abb.5.1	Konstruktionsskizze des betrachteten Systems	136
Abb.5.2	Bemessungsdiagramm für 5-schichtige BSP-Platten [44].....	137
Abb.5.3	Belastung und qualitativer Schnittkraftverlauf des Systems.....	140
Abb.5.4	Schichtenaufteilung des verwendeten BSP-Produktes	142
Abb.5.5	Verteilung der Biegenormalspannungen der beiden Lastfälle	144
Abb.5.6	Schubspannungsverläufe am BSP-Element der beiden Lastfälle	147
Abb.5.7	Darstellung der effektiven Aufstandsfläche für den Querdrucknachweis	148
Abb.5.8	reduzierter Querschnitt im Brandfall REI60.....	153
Abb.5.9	Spannungsverläufe am reduzierten Querschnitt.....	155
Abb.5.10	Vordimensionierung der BSP-Platte für die Zwischengeschoßdecken (nach [44]).....	159
Abb.5.11	Vordimensionierung der BSP-Platte für das begehbare Flachdach (nach [44])	165
Abb.6.1	Schnitt des Wohnungskörpers mit den angreifenden Lasten	167
Abb.6.2	Querschnitt der BSP-Scheibe (nach [44])	170
Abb.6.3	reduzierter Querschnitt im Brandfall REI60.....	176
Abb.6.4	Grundriss von Wohnungskörper 1 unter Windbelastung.....	178
Abb.6.5	Ansichten von Wohnungskörper 1 unter Windbelastung.....	178
Abb.6.6	Ersatzstabmodell von Wohnungskörper 1 mit den maßgebenden Schnittgrößen zufolge Wind	179
Abb.6.7	maximale Wandlasten in Geschoß 1 (EG) zufolge Wind in X-Richtung.....	180
Abb.6.8	maximale Wandlasten in Geschoß 1 (EG) zufolge Wind in Y-Richtung	181
Abb.6.9	Querschnitt des BSP-Elementes von Wand 1.1 (nach [44])	182
Abb.7.1	Schnitt und Ansicht des vertikalen Anschlusses Dachelement-Wand.....	185
Abb.7.2	Schnitt und Ansicht des vertikalen Anschlusses Wand-Decke-Wand.....	186
Abb.7.3	Schnitt und Ansicht des vertikalen Anschlusses Wand-Bodenplatte.....	186

Abb.7.4	Schnitt des horizontalen Anschlusses Wand-Wand	187
Abb.7.5	Einwirkungen auf den Anschluss Dach-Wand (linkes Bild: Querschnitt, rechtes Bild: Grundriss)	189
Abb.7.6	Vorhandene Abmessungen des Anschlusses Dach-Wand	190
Abb.7.7	Linienschnittgrößen oberhalb der Decke	196
Abb.7.8	Linienschnittgrößen unterhalb der Decke	197
Abb.7.9	Einwirkungen für den oberen Anschluss des Knotens Wand-Decke-Wand	198
Abb.7.10	Einwirkungen auf die untere Anschlussfuge des Knotens Wand-Decke-Wand	201
Abb.7.11	Linienschnittkräfte in der Anschlussfuge Wand-Bodenplatte	204
Abb.7.12	Einwirkungen für den Anschluss Wand-Bodenplatte	205
Abb.2.1	Grundriss des Erdgeschoßes von Haus 1	211
Abb.2.2	Grundriss von Wohnung 1	212
Abb.2.3	Grundriss des Tragsystems im Erdgeschoß vor der Veränderung der Systemgeometrie	215
Abb.2.4	Grundriss des Tragsystems im Erdgeschoß nach Veränderung der Systemgeometrie	216
Abb.2.5	Resultierende Wandlasten vor der Systemmodifikation ($F_x = F_y = 100 \text{ kN}$) ...	217
Abb.2.6	Resultierende Wandlasten nach der Systemmodifikation ($F_x = F_y = 100 \text{ kN}$)	217
Abb.2.7	Ansicht Nordwest des Tragsystems	218
Abb.2.8	Ansicht Südost des Tragsystems	219
Abb.2.9	Ansicht Nordost (und Südwest) des Tragsystems	219
Abb.2.10	3D-Graphik des Tragsystems	220
Abb.3.1	Bemessungsspektrum für lineare Berechnung (Baugrundkategorie B, $a_g = 3,34 \text{ m/s}^2$)	227
Abb.3.2	Aufteilung der horizontalen Erdbebenkräfte aus der Vorbemessung	229
Abb.3.3	Lagerreaktionen der Tragwände infolge Eigengewicht der Zwischengeschoßdecke und anteiliger Nutzlast	233
Abb.3.4	Einwirkungen auf den Winkelverbinder 105 gemäß [47]	235
Abb.3.5	Einwirkungen auf den Zuganker 480-M20 gemäß [48]	235

Abb.3.6	Statisches Modell der oberen Anschlussfuge für die Bemessung der Zugankerstückzahl	239
Abb.4.1	Schnitt und Ansicht des vertikalen Anschlusses Dachelement-Wand.....	246
Abb.4.2	Schnitt und Ansicht des vertikalen Anschlusses Wand-Decke-Wand.....	248
Abb.4.3	Zugfedern des eingesetzten Zugankers „480-M20“	250
Abb.4.4	Schnitt und Ansicht des vertikalen Anschlusses Wand-Decke-Wand.....	253
Abb.4.5	Schnitt und Ansicht des vertikalen Anschlusses Wand-Bodenplatte.....	254
Abb.4.6	Statische Systeme zur Ermittlung der geschoßabhängigen Wandsteifigkeiten ..	257
Abb.4.7	Neue und alte Lage des Steifigkeitsmittelpunktes im Vergleich	260
Abb.5.1	Bemessungsspektrum für lineare Berechnung (Baugrundkat. B, $a_g = 3,34 \text{ m/s}^2$).....	270
Abb.5.2	maximale und minimale Ausmitten der Lastangriffspunkte im EG	282
Abb.5.3	Schnittgrößen am Ersatzstab zufolge Einwirkungen in X-Richtung.....	283
Abb.5.4	Schnittgrößen am Ersatzstab zufolge Einwirkungen in Y-Richtung	283
Abb.5.5	Schnittgrößen am Ersatzstab zufolge Einwirkungen in X-Richtung (MASV)	294
Abb.5.6	Schnittgrößen am Ersatzstab zufolge Einwirkungen in Y-Richtung (MASV)	294
Abb.5.7	Räumliches Tragsystem für die Berechnung mit dem MASV.....	296
Abb.5.8	Globale Schnittgrößen in X-Richtung aus der EDV-Berechnung am räumlichen Stabsystem	304
Abb.5.9	Globale Schnittgrößen in Y-Richtung aus der EDV-Berechnung am räumlichen Stabsystem	304
Abb.6.1	Schematische Darstellung der Berechnungsmethode (siehe Kapitel 1, nach [27])	307
Abb.6.2	Schematische Darstellung des verwendeten, nichtlinearen Systems	308
Abb.6.3	Massenproportionale Verteilung (links) und erdbebenproportionale Verteilung (rechts)	309
Abb.6.4	Kapazitätskurve zufolge der massenproportionalen Lastverteilung	310
Abb.6.5	Kapazitätskurve zufolge der erdbebenproportionalen Lastverteilung	311
Abb.6.6	Last-Verschiebungskurve des massenproportionalen äquivalenten Einmassenschwingers	313

Abb.6.7	Last-Verschiebungskurve des erdbebenproportionalen äquivalenten Einmassenschwingers.....	314
Abb.6.8	Bestimmung der idealisierten Kraft-Verformungsbeziehung.....	314
Abb.6.9	Elastisches Antwortspektrum für den definierten Standort, Dämpfung = 5%...	317
Abb.6.10	Darstellung des modifizierten räumlichen Tragwerks.....	320
Abb.6.11	Akzelerogramm für die X-Richtung eines Nachbeben von Friaul 1976	322
Abb.6.12	Resultierende Schnittgrößen in Wand 3.1 zufolge eines Nachbebens von Friaul 1976	322
Abb.2.1	Finite-Elemente-Modell der Gesamtstruktur	345
Abb.2.2	Definition des Liniengelenks für den Anschluss Dach-Wand	347
Abb.2.3	Definition des Liniengelenks für den Anschluss Wand-Decke-Wand	349
Abb.2.4	Definition des Linienlagers für den Anschluss Wand-Bodenplatte	350
Abb.2.5	Finite-Elemente-Modell der Gesamtstruktur nach Modifikation der Systemparameter.....	351
Abb.2.6	1. Eigenform des FE-Modells mit starren Anschlüssen, qualitativ.....	353
Abb.2.7	2. Eigenform des FE-Modells mit starren Anschlüssen, qualitativ.....	353
Abb.3.1	Schematische Darstellung des verwendeten, nichtlinearen Systems aus Kapitel 4,	354
Abb.3.2	Kraft-Verschiebungskurven aus den Versuchen im Zuge der Arbeiten an [31].	355
Abb.3.3	Arbeitslinien der Wegfedern für sämtliche Anschlüsse	357
Abb.5.1	Lageplan des BV _massive_living (unmaßstäblich).....	361
Abb.5.2	Schnitt A-A und Dachdraufsicht des BV (unmaßstäblich)	362
Abb.5.3	Schnitt B-B des BV (unmaßstäblich)	363
Abb.5.4	Grundriss EG von Haus 1 des BV (unmaßstäblich)	363
Abb.5.5	Grundriss OG von Haus 1 des BV (unmaßstäblich).....	364

Tabellenverzeichnis

Tab.2.1	Bedeutungskategorien von Hochbauten nach [13]	5
Tab.2.2	Abminderungsbeiwert in Bezug auf die Bedeutungskategorie nach [13].....	6
Tab.2.3	Baugrundklassen nach [13]	7
Tab.2.4	Berechnungsmethoden in Bezug auf die Regelmäßigkeitskriterien nach [13]	19
Tab.3.1	Auslegungskonzepte, Tragwerkstypen und Höchstbeträge der Verhaltensbeiwerte für die drei Duktilitätsklassen nach ÖNORM EN 1998-1:2004 [13]	41
Tab.3.2	Werte für den Korrekturfaktor gemäß ATC-40	50
Tab.2.1	Zoneneinteilung in Österreich anhand der EMS-98 (nach ÖNORM B 1998-1:2006 [14])	69
Tab.2.2	Parameterwerte des Bodenparameter S nach [13]	70
Tab.2.3	Festlegung der γ_I -Werte gemäß [14]	71
Tab.2.4	Weitere Beispiele für die Bedeutungskategorien III und IV gemäß [14].....	71
Tab.2.5	Vergleich der Seismizitätskriterien zwischen Hauptdokument und nationalem Anhang	72
Tab.2.6	Produkt γ_I in $[m/s^2]$	73
Tab.3.1	Zuordnung von Bemessungswerten der Bodenbeschleunigung nach DIN 4149:2005 [15].....	78
Tab.3.2	Geologische Untergrundklassen nach DIN 4149:2005 [15]	79
Tab.3.3	Baugrundklassen nach DIN 4149:2005 [15]	79
Tab.3.4	Werte des Untergrundparameters S nach [15].....	80

Tab.3.5	Bedeutungskategorien und -beiwerte nach [15]	80
Tab.3.6	Produkt in $[m/s^2]$	80
Tab.3.7	Grenzwerte der Vollgeschosse bei Entfall des Nachweises nach [15].....	82
Tab.3.8	Beiwerte für φ zur Berechnung von ψE_i (nach [15]).....	83
Tab.3.9	Verhaltensbeiwert q in Abhängigkeit der Duktilitätsklasse nach DIN 4149:2005 ...	84
Tab.4.1	Vergleich Eurocodes - SIA.....	85
Tab.4.2	Zuordnung der Bemessungsbodenbeschleunigung a_{gd} zu den Erdbebenzonen nach SIA 261:2003 [17]	87
Tab.4.3	Einteilung der Bauwerksklassen und Bedeutungsfaktoren nach SIA 261:2003 [17]	88
Tab.4.4	Baugrundklassen nach SIA 261:2003 [17].....	89
Tab.4.5	Produkt in $[m/s^2]$	89
Tab.4.6	Maßnahmen bei Gebäuden in Abhängigkeit der Erdbebenzone und Bauwerksklasse nach SIA 261:2003 [17].....	90
Tab.4.7	Zuordnung des Verhaltensbeiwerts zu den Duktilitätsklassen nach SIA 265 [18]....	93
Tab.5.1	nominelle Lebensdauer V_N , von der Konstruktion abhängig nach [22].....	95
Tab.5.2	Werte für den Koeffizienten C_U nach [22]	95
Tab.5.3	Überschreitungswahrscheinlichkeit P_{VR} , abhängig vom gewählten Grenzwert, nach [22].....	96
Tab.5.4	Ermittlung von SS und CC durch die Baugrundkategorie nach [22]	98
Tab.5.5	Topographische Kategorien und dazu gehörende Untergrundparameter nach [22]	98
Tab.5.6	Unterschiede des Bemessungsspektrums zwischen "Norme tecnica per le costruzioni" und dem EC8	100
Tab.5.7	Minima und Maxima des gesuchten Parameters TR	100
Tab.5.8	Geographische Position von L'Aquila.....	101
Tab.5.9	Berechnungswerte für den Standort L'Aquila nach [22].....	101
Tab.5.10	Minimale und Maximale Erdbebenbeanspruchung für den gewählten Standort..	102
Tab.5.11	Minima und Maxima der Erdbebeneinwirkung Italiens für und Baugrundklasse A	103
Tab.5.12	Parameterwerte des vertikalen Antwortspektrums nach [22].....	104
Tab.6.1	Zoneneinteilung in Frankreich nach NF EN 1998-1/NA [19]	107

Tab.6.2	Produkt \dot{w} in $[m/s^2]$	109
Tab.6.3	Empholene Parameterwerte für ein Typ1-Spektrum nach Eurocode 8	111
Tab.6.4	Werte von φ zur Berechnung von $\psi_{E,i}$ nach [13]	112
Tab.7.1	Zoneneinteilung des Landes Griechenland nach [20].....	113
Tab.7.2	Parameterwerte zur Beschreibung des Antwortspektrums gemäß [20]	115
Tab.7.3	Produkt \dot{w} in $[m/s^2]$	115
Tab.3.1	Aufbau DK 01 EG - Decke über Parkdeck (Wohnung)	123
Tab.3.2	Aufbau DK 02 OG - Geschoßdecke - Fliesenbelag	123
Tab.3.3	Aufbau DK 03 OG - Geschoßdecke - Parkettbelag	124
Tab.3.4	Aufbau DA 01 - Kalddach begrünt.....	124
Tab.3.5	Aufbau DA 02 - Flachdach begehbar.....	125
Tab.3.6	Aufbau AW 01 - Außenwand.....	126
Tab.3.7	Nutzlasten für das betrachtete Objekt.....	126
Tab.3.8	Vereinfachte Gebäudegeometrie für Windlastberechnung	128
Tab.4.1	Berechnung des Steifigkeitszentrums von Wohnungskörper 1	131
Tab.4.2	Wandbelastungen infolge einer „1“-Last in X-Richtung.....	135
Tab.5.1	Schichtaufbau des BSP-Dachelementes [44].....	138
Tab.5.2	Übersicht über die Einwirkungen auf dieses System.....	138
Tab.5.3	Festigkeitskenngrößen von MM-C24 [28]	139
Tab.5.4	SLS-Nachweiskombination gemäß ÖNORM EN 1995-1-1:2009 [8]	155
Tab.5.5	Schichtdicken des BSP-Elementes 198 5s DL [44].....	160
Tab.5.6	Einwirkungen auf das Zwischendeckensystem.....	160
Tab.5.7	Ergebnisse des Zwischengeschoßdeckensystems	161
Tab.5.8	Schichtdicken des BSP-Elementes 184 5s DL [44].....	165
Tab.5.9	Einwirkungen auf das Zwischendeckensystem.....	165
Tab.5.10	Ergebnisse des begehbaren Flachdachsystems	166
Tab.6.1	Einwirkungen auf das Außenwandelement	168

Tab.6.2	Windbelastungen in den Koordinatenrichtungen X und Y (Druck positiv, Sog negativ).....	178
Tab.6.3	resultierende Windlasten in den Massenmittelpunkten von Wohnungskörper 1 ...	179
Tab.6.4	maximale Querkraft am Ersatzstab zufolge horizontaler Windbeanspruchung	179
Tab.6.5	maximale Wandlasten in Geschoß 1 (EG) zufolge Wind in X-Richtung	180
Tab.6.6	maximale Wandlasten in Geschoß 1 (EG) zufolge Wind in Y-Richtung	181
Tab.6.7	maximale Schubkräfte in Geschoß 1 (EG) zufolge Wind in Y-Richtung	182
Tab.7.1	Mindestabstände der Vollgewindeschrauben in den Seitenflächen des Anschlusses DW	190
Tab.7.2	Mindestabstände der Vollgewindeschrauben in den Schmalflächen des Anschlusses DW.....	191
Tab.2.1	Neuberechnung des Steifigkeitszentrums von Wohnungskörper 1	215
Tab.2.2	Veränderung der Größe der Wandlasten zufolge Systemmodifikation	217
Tab.2.3	Zusammenfassung der erdbebenrelevanten Belastungen aus der Lastaufstellung in Kap. 3.....	220
Tab.2.4	Massenermittlung für den betrachteten Wohnungskörper 1	222
Tab.3.1	Resultierende Geschoßkräfte im Zuge der Vorbemessung mit dem VASV.....	228
Tab.3.2	Schubkräfte in der Anschlussfuge Dach-Wand	231
Tab.3.3	Schubkräfte in der oberen Anschlussfuge Wand-Decke-Wand.....	231
Tab.3.4	Schubkräfte in der unteren Anschlussfuge Wand-Decke-Wand	231
Tab.3.5	Biegemomente in der Anschlussfuge Wand-Decke-Wand	232
Tab.3.6	Biegemomente in der Anschlussfuge Wand-Bodenplatte.....	232
Tab.3.7	Normalkräfte in der Anschlussfuge Wand-Bodenplatte	233
Tab.3.8	Normalkräfte in der oberen Anschlussfuge Wand-Decke-Wand	233
Tab.3.9	Normalkräfte in der unteren Anschlussfuge Wand-Decke-Wand.....	233
Tab.3.10	Normalkräfte in der Anschlussfuge Wand-Bodenplatte	234
Tab.3.11	Anzahl der Holzschrauben in der Anschlussfuge Dach-Wand für sämtliche Tragwände.....	237
Tab.3.12	Anzahl der Winkelverbinder für sämtliche Tragwände in der oberen Anschlussfuge WDW	237

Tab.3.13 Anzahl der Winkelverbinder für sämtliche Tragwände in der Anschlussfuge WBP	238
Tab.3.14 Anzahl der Zuganker pro Wandende für sämtliche Tragwände in der oberen Anschlussfuge WDW.....	241
Tab.3.15 Anzahl der Zuganker pro Wandende für sämtliche Tragwände in der Anschlussfuge WBP.....	242
Tab.3.16 Anzahl der schubabtragenden Holzschrauben für sämtliche Tragwände in der unteren Anschlussfuge WDW	243
Tab.3.17 Anzahl der Holzschrauben zur Verankerung sämtlicher Tragwände in der unteren Anschlussfuge WDW (pro Wandende)	244
Tab.4.1 Verschiebungsmoduli für sämtliche Tragwände in der Anschlussfuge DW	248
Tab.4.2 Verschiebungsmoduli $K_{ser,i}$ der oberen Anschlussfuge WDW für sämtliche Tragwände i	249
Tab.4.3 Zug- und Druckfedersteifigkeiten der oberen Anschlussfuge WDW für sämtliche Tragwände	252
Tab.4.4 Rotationssteifigkeit der oberen Anschlussfuge WDW für sämtliche Tragwände i ...	252
Tab.4.5 Verschiebungsmoduli für sämtliche Tragwände in der unteren Anschlussfuge WDW	253
Tab.4.6 Zug- und Druckfedersteifigkeiten der unteren Anschlussfuge WDW für sämtliche Tragwände	253
Tab.4.7 Rotationssteifigkeit der unteren Anschlussfuge WDW für sämtliche Tragwände i ..	254
Tab.4.8 Verschiebungsmoduli $K_{ser,i}$ der Anschlussfuge Wand-Bodenplatte für sämtliche Tragwände i	255
Tab.4.9 Zug- und Druckfedersteifigkeiten der Anschlussfuge Wand-Bodenplatte für sämtliche Tragwände i	256
Tab.4.10 Rotationssteifigkeit der Anschlussfuge Wand-Bodenplatte für sämtliche Tragwände i	256
Tab.4.11 Wandsteifigkeiten K_i in [kN/m] um die jeweilige schwache Wandachse.....	258
Tab.4.12 Ermittlung der Flächenträgheitsmomente inkl. Steiner-Anteile für ein Regelgeschoß	262
Tab.4.13 Ermittlung der Torsionsradien im EG	263
Tab.4.14 Steifigkeitsverteilung in sämtlichen betrachteten Geschoßen	264
Tab.4.15 Bedingungen zur Verwendung der Berechnungsverfahren und -modelle [EC8]	268

Tab.5.1	In den Geschoßdecken angreifende Horizontalkräfte.....	274
Tab.5.2	horizontale Stockwerkauslenkungen zufolge $F_{d,i}$	276
Tab.5.3	Vergleich der Ergebnisse der Verfahren zur Bestimmung von T_1	277
Tab.5.4	Vergleich der Ergebnisse der Verfahren zur Bestimmung von $F_{b,i}$	278
Tab.5.5	Resultierende Geschosskräfte bei Anwendung des VASV	279
Tab.5.6	Torsionsmomente infolge der errechneten Ausmitten	283
Tab.5.7	Gegenseitige Stockwerkverschiebungen $dr_{,i}$ für die X-Richtung.....	284
Tab.5.8	Gegenseitige Stockwerkverschiebungen $dr_{,i}$ für die Y-Richtung.....	285
Tab.5.9	Horizontalverschiebungen in X-Richtung	287
Tab.5.10	Horizontalverschiebungen in Y-Richtung.....	287
Tab.5.11	Resultierende horizontale Erdbebeneinwirkungen in X-Richtung	292
Tab.5.12	Resultierende horizontale Erdbebeneinwirkungen in Y-Richtung	293
Tab.5.13	Torsionsmomente infolge der errechneten Ausmitten	293
Tab.5.14	Vergleich der Eigenfrequenzen EDV - händisch für das ebene MASV in X-Richtung	295
Tab.5.15	Vergleich der Erdbebenkräfte EDV - händisch für das ebene MASV in X-Richtung	295
Tab.5.16	Koeffizienten der Steifigkeitsmatrix für das verwendete Dachelement	298
Tab.5.17	Koeffizienten der Steifigkeitsmatrix für das verwendete Deckenelement.....	299
Tab.5.18	Zuordnung der Systemparameter zu den jeweiligen Abschnitten dieses Kapitels...	300
Tab.5.19	Zusatzmassen der verwendeten Elemente	301
Tab.5.20	Ermittelte Eigenformen aus der EDV-Berechnung am räumlichen Stabsystem	302
Tab.5.21	Auflagerreaktionen aus der EDV-Berechnung am räumlichen Stabsystem	303
Tab.5.22	Ergebnisse der angewendeten Berechnungsverfahren und Modellbildungen (Vergleich nach [40])	305
Tab.6.1	Berechnete Lastschritte [kN] der massenproportionalen Verteilung	309
Tab.6.2	Berechnete Lastschritte [kN] der erdbebenproportionalen Verteilung	310
Tab.6.3	Bezogene Verschiebungen und Horizontalkräfte zufolge der massenproportionalen Verteilung.....	312

Tab.6.4	Bezogene Verschiebungen und Horizontalkräfte zufolge der erdbebenproportionalen Verteilung	312
Tab.2.1	linienförmige Verschiebungsmoduli für sämtliche Tragwände in der Anschlussfuge DW	346
Tab.2.2	linienförmige Verschiebungsmoduli für sämtliche Tragwände des Anschlusses WDW	348
Tab.2.3	Äquivalente Ersatz-Druck/Zugfedersteifigkeiten und -längen des Anschlusses WDW	349
Tab.2.4	linienförmige Verschiebungsmoduli für sämtliche Tragwände in der Anschlussfuge WBP	349
Tab.2.5	Flächen und zugeordnete Zusatzmassen	351
Tab.2.6	Ergebnisse der Eigenwertermittlungen und Abweichungen der unterschiedlichen Systeme	352
Tab.3.1	Belastungen als Grundlage der ermittelten Steifigkeiten	356