

K Die Holz-Massivbauweise in BSP im Vergleich mit anderen Bauweisen

A. Ringhofer, G. Schickhofer



DI Andreas Ringhofer

2010 Abschluss des Masterstudiums „konstruktiver Ingenieurbau“ an der TU Graz

seit 2011 Wissenschaftlicher Projektmitarbeiter am Institut für Holzbau und Holztechnologie der TU Graz



Univ.-Prof. DI Dr. techn. Gerhard Schickhofer

1990 Diplom | TU Graz

1994 Doktorat | TU Graz

1999 Habilitation | TU Graz | venia docendi 'Holzbau und Holztechnologie'

2002 Geschäftsführer und wissenschaftlicher Leiter der holz.bau forschungs gmbh | Kompetenzzentrum für Holzbau und Holztechnologie

2004 Professor für Holzbau und Holztechnologie | TU Graz

2008 stellvertr. Dekan der Fakultät für Bauingenieurwissenschaften

1 Einleitung

Die Holz-Massivbauweise unter Verwendung von Brettsperrholz als flächenbildender Baustoff gewinnt im mitteleuropäischen, aber auch im nordamerikanischen Raum zunehmend an Bedeutung. Neben Einfamilienhäusern in jeder Form und Größe als typisches Absatzgebiet dieses Materials, sind Büro-, Wohn- oder Geschäftsgebäude mit bis zu zehn Geschossen aus Brettsperrholz keine Seltenheit mehr. Durch die Zunahme der Bedeutung der Gebäude und dem steigenden Absatz des Produktes in Gebieten mit erhöhter Erdbebengefährdung wie etwa Italien, ist es unumgänglich, nicht nur das Material an sich, sondern die Bauweise als Gesamtheit auf ihre Tauglichkeit für den Einsatz in diesen Regionen zu untersuchen. Neben der Tatsache, dass durch die Nicht-Betrachtung dieser Thematik die „Erdbebensicherheit“ dieser Bauweise nicht einwandfrei garantiert werden kann, liefert die wissenschaftliche Fokussierung auf das Verhalten von Material und Verbindungstechnik unter hoher, größtenteils horizontaler Belastung weitere und vor allem neue Ansätze zur Optimierung des Bauens mit Brettsperrholz. Die Mit-Erfassung von Steifigkeiten bzw. Nachgiebigkeiten von Material und Verbindungstechnik im Rahmen der Tragwerksanalyse wirkt sich nicht nur positiv auf die Qualität der Berechnung, sondern auch auf die Gestaltung von Anschlüssen der BSP-Elemente untereinander aus. Als flächenförmige Bauweise unter Verwendung von großformatigen BSP-Platten wird die Holz-Massivbauweise weniger mit typischen Holz-Leichtbauweisen (Rahmenbauweise, Fachwerkbauweise), sondern eher mit anderen Massivbauweisen, wie etwa der Stahlbeton- oder der Ziegel-Massivbauweise verglichen. Neben der Gegenüberstellung des historischen Hintergrundes, der Anfertigung, der Montageprinzipien und der möglichen Einsatzgebiete [20] ist es naheliegend, die genannten Konstruktions- und Materialphilosophien auf ihre unterschiedliche Tragwirkungen und Verhaltensmuster vor allem unter hohen, außergewöhnlichen Beanspruchungen hin zu vergleichen.

Dies zum Anlass nehmend, wird in den weiteren Abschnitten dieses Beitrages dieser Bauweisenvergleich anhand eines mehrgeschossigen Hochbaus unter Erdbebenbeanspruchung vorgestellt. Vergleichsgegenstände sind dabei zum einen die Holz-Massivbauweise in BSP und zum anderen die Stahlbeton- und Ziegel-Massivbauweise. Obwohl die im Folgenden erläuterten Berechnungen unter Verwendung einfacher Verfahren umgesetzt wurden, würde die gesamte Darstellung dieses Vergleichs den Rahmen dieses Beitrages sprengen. Daher ist dieser ausschließlich als Zusammenfassung der durchgeführten Schritte zu verstehen, welche in ‚Das Erdbebenverhalten von Hochbauten in Holz-Massivbauweise | Eine vergleichende Betrachtung mit anderen Massivbauweisen‘ [24] nachzulesen sind.

2 Das Beispielgebäude

2.1 Überblick

Die folgenden Abbildungen zeigen den Grundriss, Schnitt 1-1, sowie eine dreidimensionale Darstellung der Tragstruktur (jeweils stellvertretend in der Variante Holz-Massivbauweise) des fünfgeschossigen Gebäudes, anhand dessen der Bauweisen-Vergleich erfolgt. Zuvor ist noch zu erwähnen, dass sämtliche Varianten auf einer als starr vorausgesetzten Stahlbeton-Fundamentplatte gegründet werden, welche daher den Einspannhorizont der Berechnung bildet.

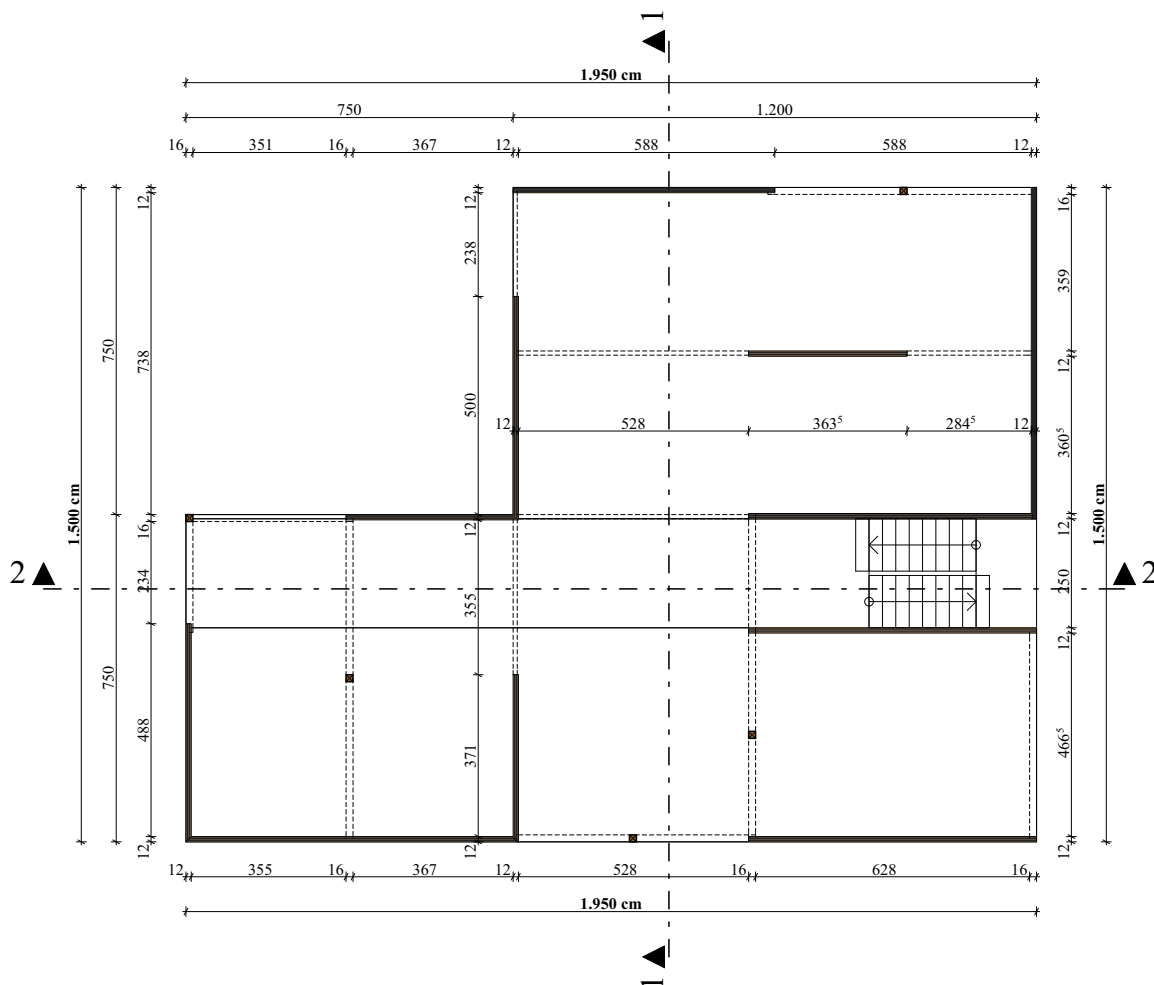


Abb. 2.1: Grundriss des Erdgeschosses des Beispielgebäudes

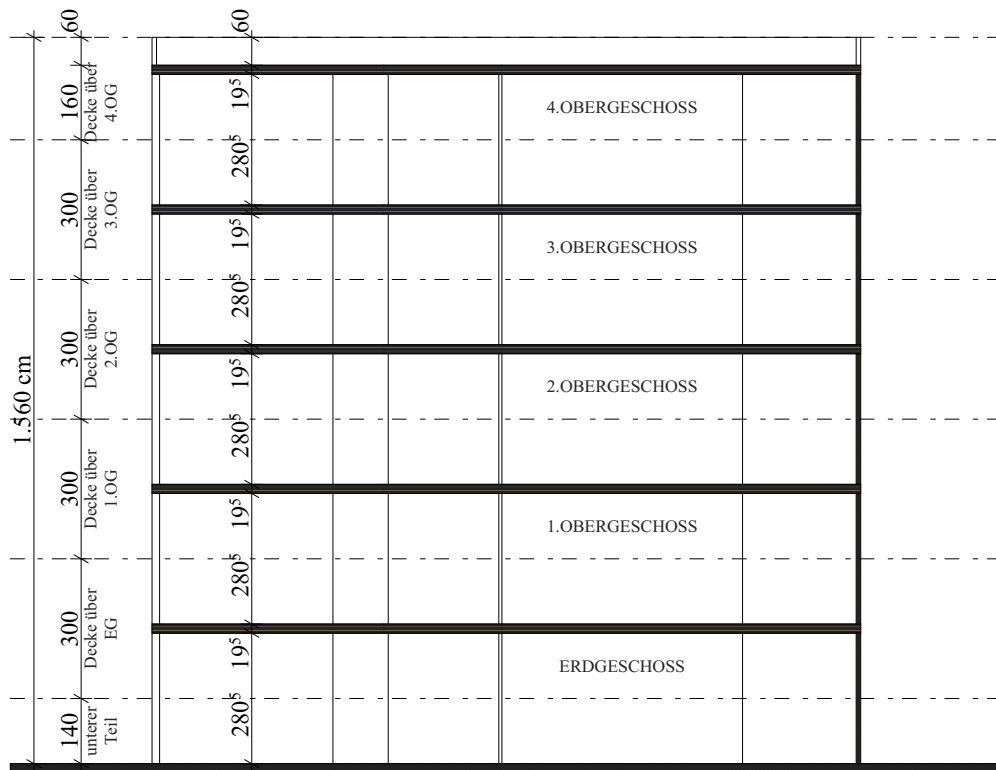


Abb. 2.2: Systemschnitt 1-1 des Beispielgebäudes

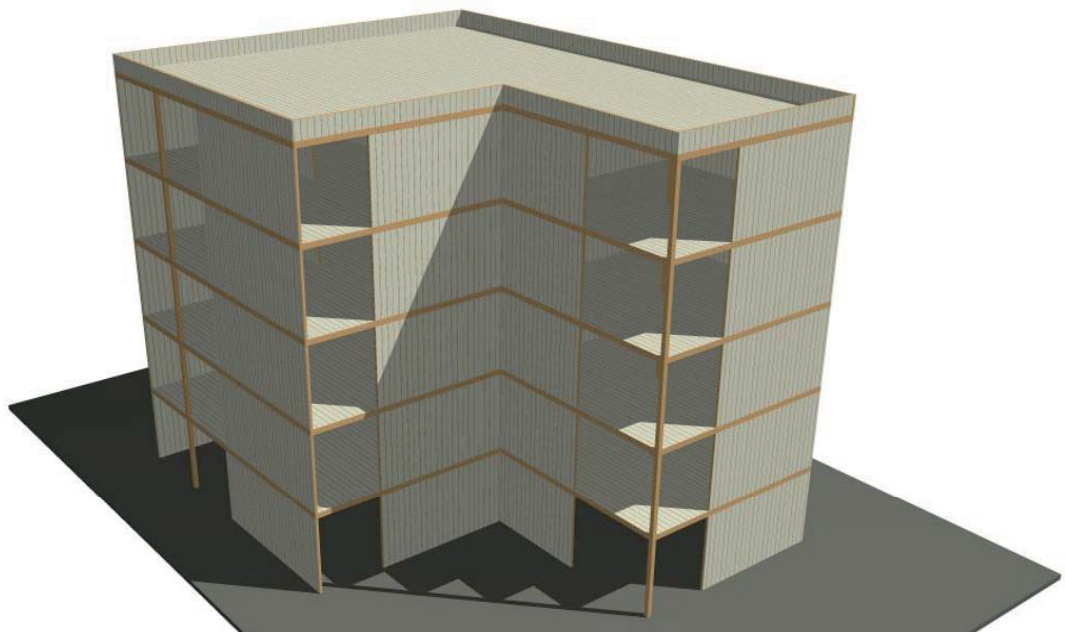


Abb. 2.3: 3D-Darstellung der Tragstruktur des Beispielgebäudes

Wie in diesen Abbildungen ersichtlich ist, handelt es sich bei diesem Gebäude um einen L-förmigen Grundriss mit den maximalen Abmessungen von 19,50 x 15,00 m. Die Erschließung erfolgt über das zweiläufige, am rechten Rand des Gebäudes situierte Stiegenhaus. Abgesehen von den vereinzelt angeordneten Stützen und Unterzügen, wird der Großteil der vertikal lastabtragenden Elemente durch Wandscheiben gebildet, welche als „primäre seismische Bauteile“ gleichzeitig zur Abtragung von horizontalen Einwirkungen dienen. Neben den als in ihren Ebenen schubsteif vorausgesetzten Decken (Holz-Massivbauweise in BSP, mineralische Massivbauweisen in Stahlbeton) gilt im Rahmen der weiteren Berechnungen das vordergründige Interesse der Modellbildung, Berechnung und Bemessung dieser Schubwände und ihren Anschlüssen zu den jeweiligen Geschossdecken. Anhand des Schnittes in Abb. 2.2 wird gezeigt, dass über die Gebäudehöhe hinweg eine einheitliche Geschosshöhe von rund 3,00 m (Abstand der Schwerebenen der Decken) angenommen wurde. Für sämtliche Zwischengeschossdecken gilt daher eine vertikale Deckeneinflusshöhe h von ebenfalls 3,0 m.

3 Bauteilaufbauten und Lastaufstellung

Da als Ziel der Vergleich der Materialien mitsamt ihren spezifischen Wichten, Steifigkeiten und Tragfähigkeiten definiert worden ist, wurde bei der Erstellung der Boden- und Wandaufbauten darauf geachtet, dass die durch die Aufbauten resultierenden Auflasten $g_{k,2,i}$ nicht signifikant über die Bauweisen variieren. Geringfügige Unterschiede ergeben sich aus der Tatsache, dass aufgrund der bauphysikalischen Eigenschaften der unterschiedlichen Materialien baupraktisch nicht ein und derselbe Aufbau für die drei betrachteten Bauweisen umsetzbar ist. Die folgende Tabelle fasst die ständigen Einwirkungen $g_{k,2,i}$ der Bauteilaufbauten der drei Varianten zusammen. Die Situierung der Aufbauten im Gebäude bzw. deren jeweilige Schichtenfolgen sind den Fassadenschnitten in den drei folgenden Abbildungen zu entnehmen.

Variante 1: Holz-Massivbauweise		
Bauteilaufbau	Bezeichnung	$d \cdot \gamma$ [kN/m ²]
Zwischendecke	H01	3,07
Flachdach	H02	3,44
Außenwand	H03	0,60
Innenwand	H04	0,30
Variante 2+3: Stahlbeton- und Ziegel-Massivbauweise		
Bauteilaufbau	Bezeichnung	$d \cdot \gamma$ [kN/m ²]
Zwischendecke	B01	3,02
Flachdach	B02	3,29
Außenwand	B03	0,48
Innenwand	B04	0,36

Tab. 3.1: ständige Einwirkungen $g_{k,2,i}$ zufolge der Bauteilaufbauten (exkl. Eigengewicht der Konstruktion)

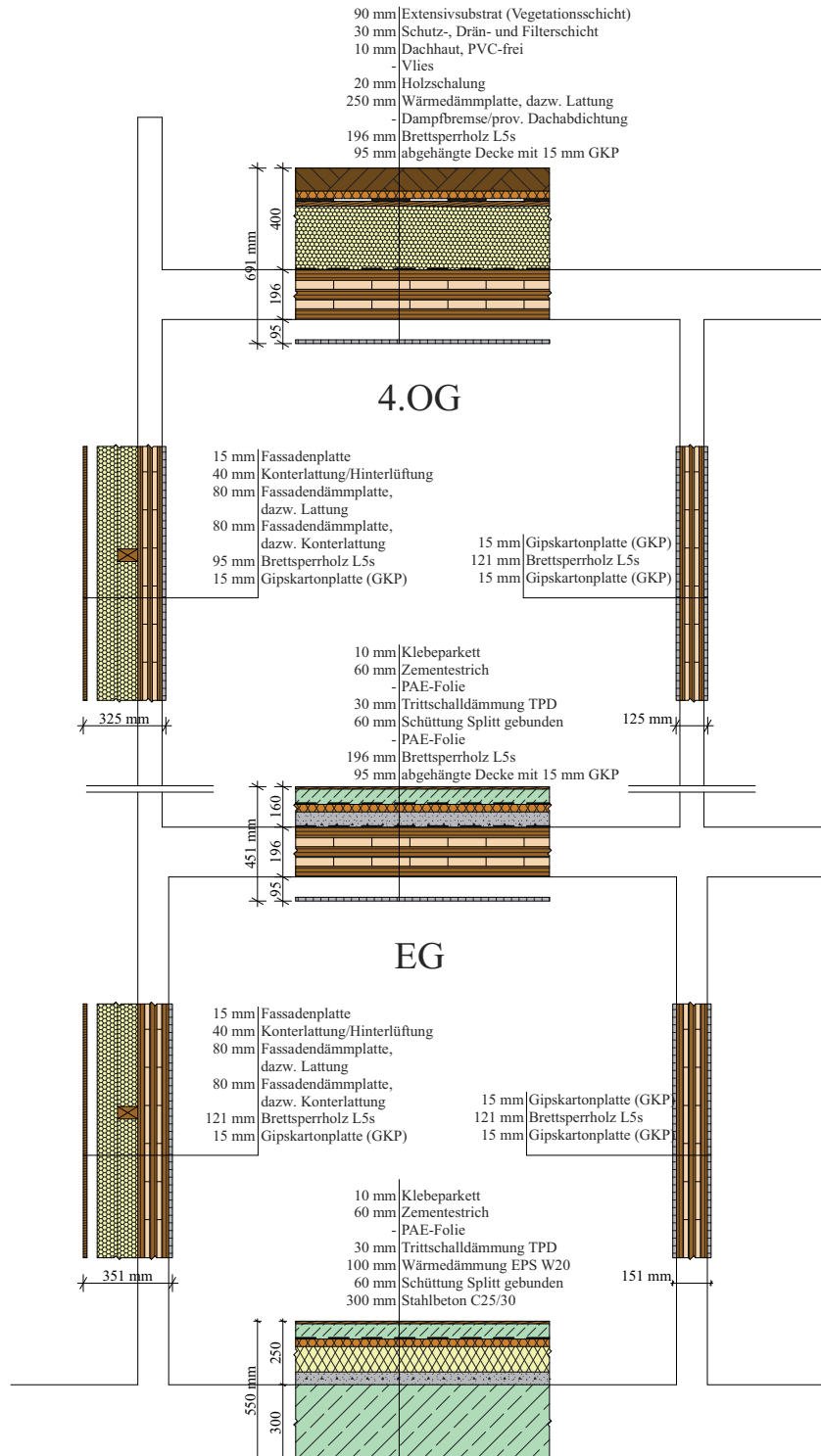


Abb. 3.1: Situierung und Schichtenfolge der Bauteilaufbauten für die Holz-Massivbauweise

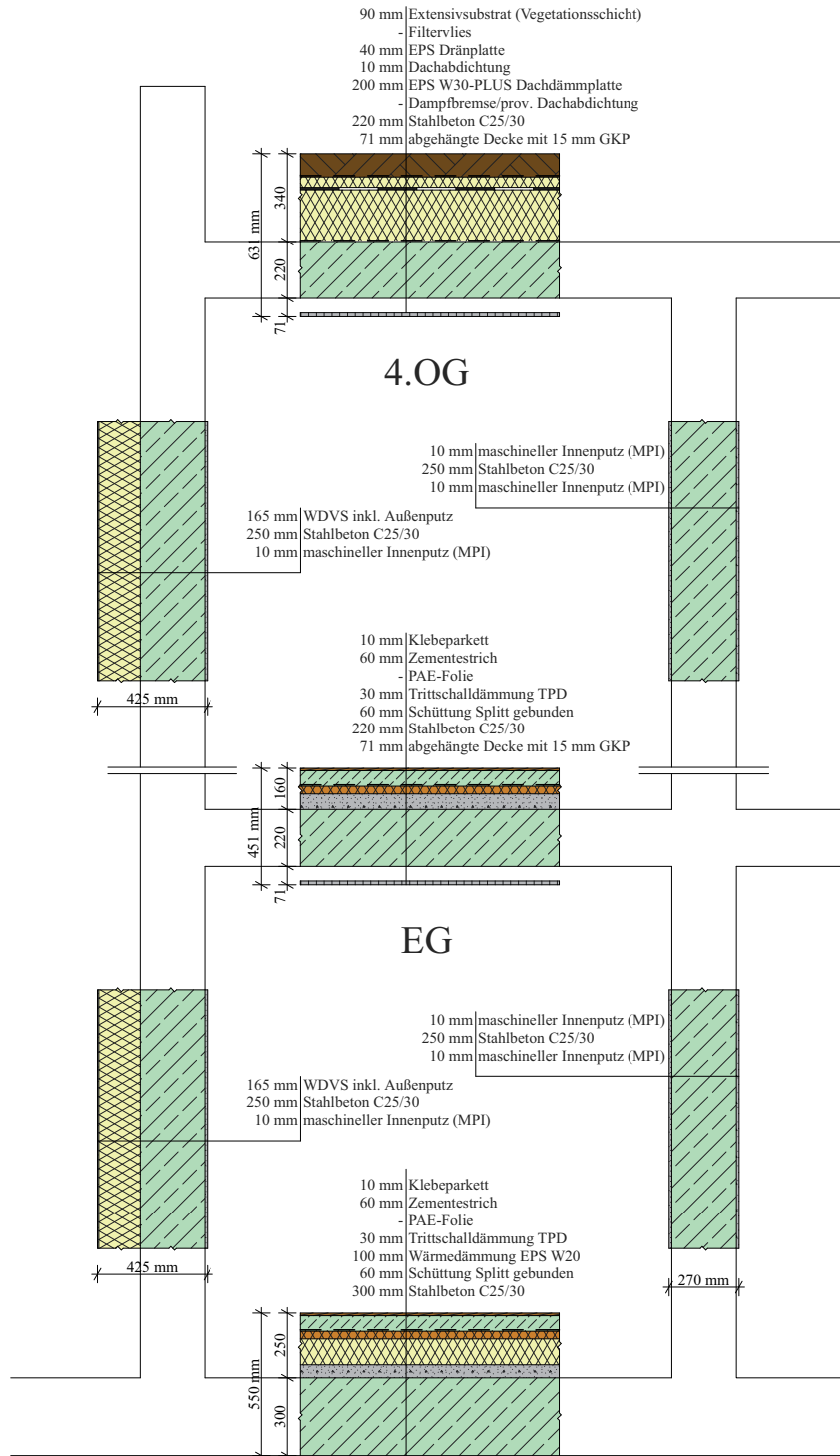


Abb. 3.2: Situierung und Schichtenfolge der Bauteilaufbauten für die Stahlbeton-Massivbauweise

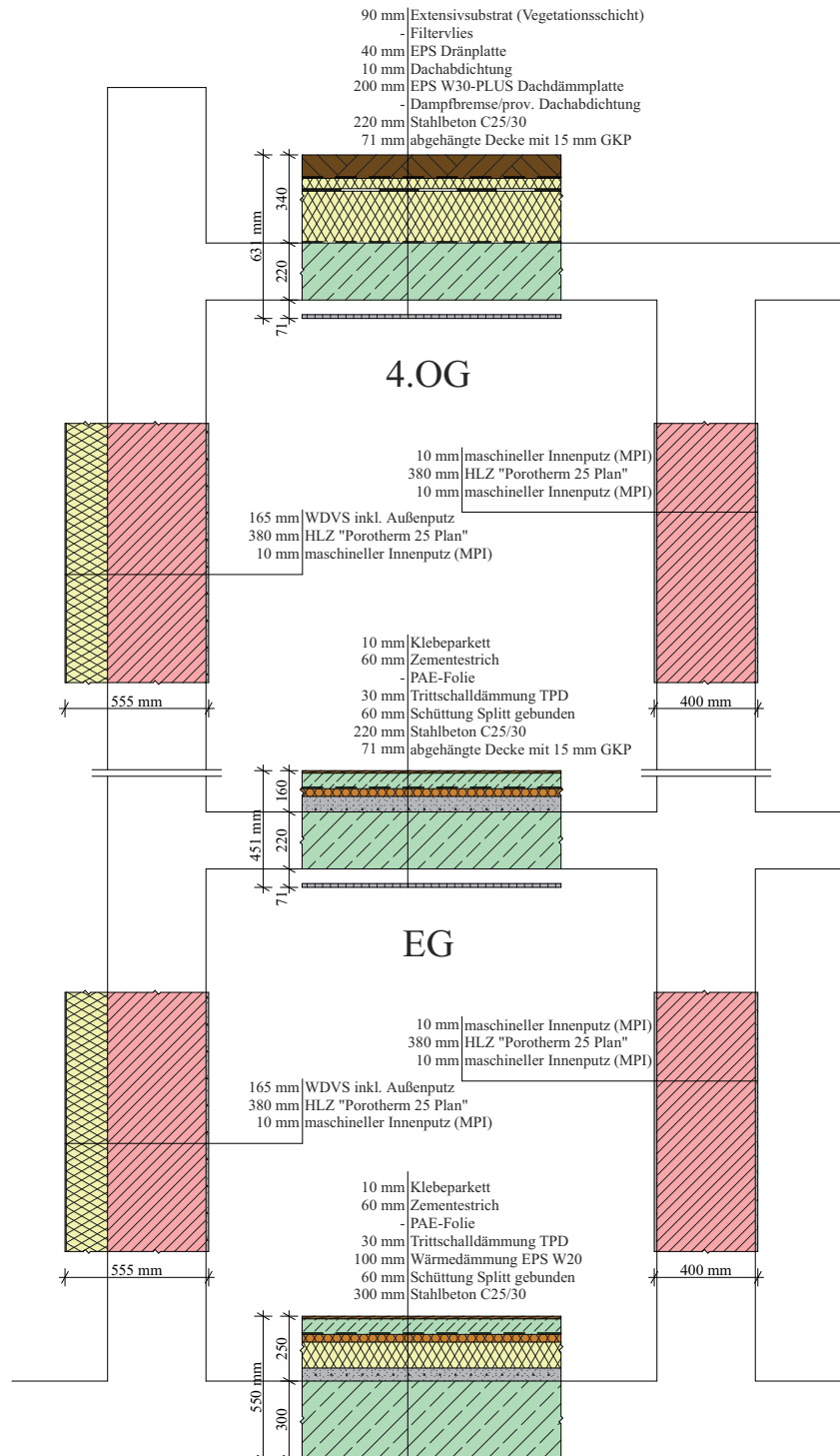


Abb. 3.3: Situierung und Schichtenfolge der Bauteilaufbauten für die Ziegel-Massivbauweise

Für sämtliche Zwischengeschossdecken wird die anzusetzende Verkehrslast (Nutzlast) zu

$$q_k = 2,80 \text{ kN/m}^2$$

angenommen. Diese setzt sich aus der Nutzlast für Decken von Wohngebäuden (Nutzungskat. A1) gemäß ÖNORM EN 1991-1-1:2003 [2] bzw. ÖNORM B 1991-1-1:2006 [3] von $2,0 \text{ kN/m}^2$ und einem Trennwandzuschlag für einlagig beplankte Gipskarton-Ständerwände von $0,80 \text{ kN/m}^2$ zusammen. Die Schneelast, welche auf das Flachdach einwirkt, wird mit

$$s_k = 1,60 \text{ kN/m}^2$$

angenommen. Nachdem diese gemäß ÖNORM EN 1990:2002 [1] bei einer angenommenen Seehöhe von $< 1000 \text{ ü. NN}$ keinen Einfluss auf die Einwirkungskombinationen für Erdbebenberechnungen gemäß ÖNORM EN 1998-1 [18] ausübt, dient diese lediglich zur Vordimensionierung der BSP-Dachelemente unter vertikaler Belastung.

4 Ergebnisse der Vordimensionierung und Wahl der Bauteil-Dimensionen

Um die Dimensionen der primären seismischen Bauteile (Decken, Wände) als Eingangsparameter für die Erdbebenberechnung zu erhalten, wurde eine Vordimensionierung des Tragwerks aufgrund der zuvor ermittelten, vertikalen Einwirkungen (ständige: Eigengewicht, Auflasten; veränderliche: Verkehrslasten, Schneelasten) für die drei gewählten Konstruktionsvarianten durchgeführt. Die Auswahl der Nachweiskriterien und der Berechnungsmethoden ist in [24] nachzulesen. Die Ergebnisse dieser Berechnungen, sprich die Stärken der jeweiligen Bauteile und die daraus resultierenden ständigen Einwirkungen $g_{k,1,i}$, sind in der folgenden Tabelle dargestellt.

Variante 1: Holz-Massivbauweise					
Bauteil	EG	1.OG	2.OG	3.OG	4.OG
Wände	BSP 121 L5s	BSP 121 L5s	BSP 95 L5s	BSP 95 L5s	BSP 95 L5s
$g_{k,1,i}$ [kN/m ²]	0,67	0,67	0,52	0,52	0,52
Decken	BSP 196 L5s	BSP 196 L5s	BSP 196 L5s	BSP 196 L5s	BSP 196 L5s
$g_{k,1,i}$ [kN/m ²]	1,08	1,08	1,08	1,08	1,08
Variante 2+3: Stahlbeton- und Ziegel-Massivbauweise					
Bauteil	EG	1.OG	2.OG	3.OG	4.OG
Wände-STB	STB 25 cm	STB 25 cm	STB 25 cm	STB 25 cm	STB 25 cm
$g_{k,1,i}$ [kN/m ²]	6,25	6,25	6,25	6,25	6,25
Wände-ZMWK	HLZ 38 cm	HLZ 38 cm	HLZ 38 cm	HLZ 38 cm	HLZ 38 cm
$g_{k,1,i}$ [kN/m ²]	2,82	2,82	2,82	2,82	2,82
Decken	STB 22 cm	STB 22 cm	STB 22 cm	STB 22 cm	STB 22 cm
$g_{k,1,i}$ [kN/m ²]	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50

Tab. 4.1: Überblick über die aus der Vordimensionierung resultierenden Bauteildimensionen

Ein wichtiger Punkt im Rahmen der Vorbemessung war die Ermittlung der vertikalen Lasten auf die jeweiligen Tragwände. Nachdem deren Aufteilung nach Abb. 2.1 unregelmäßig ist und die Spannrichtung bzw. Systemwirkung der Deckenfelder über das Geschoss variiert, weisen diese Wände als Auflager der Decken und Unterzüge unterschiedliche vertikale Belastungen auf. Die Ermittlung dieser war nicht nur für die Dimensionierung der maximal beanspruchten Wand notwendig, sondern wirkt sich auch maßgebend auf die Modellbildung in der Erdbebenberechnung aus. Hierfür war es zweckmäßig, die Decken eines Regelgeschosses mit einer Einheitsflächenlast von 1 kN/m² zu beaufschlagen und die dabei resultierenden Einflusszahlen e_i (als Einzellast pro Tragwand oder Linienlast pro Wand und Laufmeter) der jeweiligen Tragwände zu ermitteln. Die folgenden Abbildungen zeigen die Benennung der Tragwände, welche für die weiteren Berechnungen herangezogen wird, sowie ein 3D-Finite-Elemente-Modell dieses Regelgeschosses mit Einheitsbelastung, welches mit dem Programm „RFEM 4.0“ erstellt worden ist.

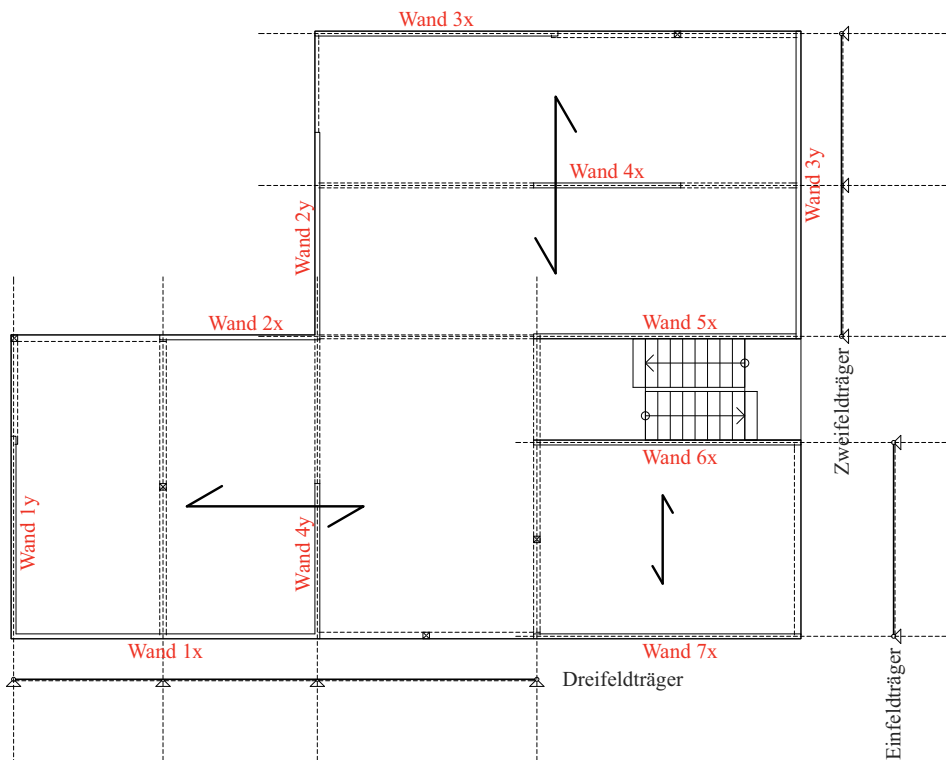


Abb. 4.1: Benennung der Tragwände aufgrund ihrer Achsrichtung und Darstellung der angenommenen Deckensysteme im Rahmen der Vorbemessung

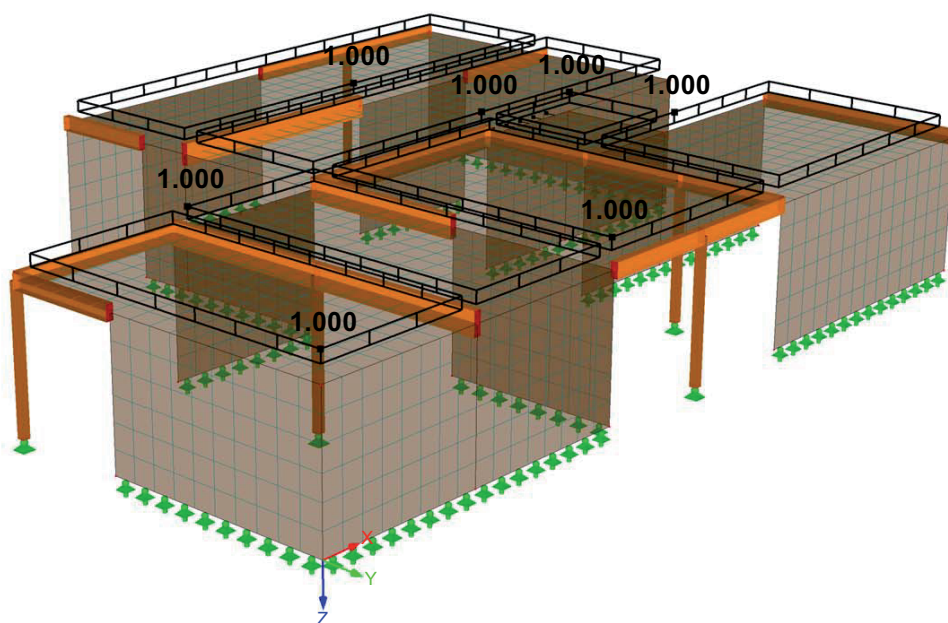


Abb. 4.2: 3D-Grafik des RFEM-Systems zur Ermittlung der Einflusszahlen e_i der Wandscheiben

Diese erläuterten Einflusszahlen e_i sind für die Tragwände 1x bis 4y in der folgenden Tabelle aufgelistet. Aufgrund des Umstandes, dass in der weiteren Modellbildung die Tragwände als Biegestäbe zusammengefasst werden, wurden die berechneten Auflagerreaktionen der Wände als Linienlasten durch Division mit deren Wandlängen zu Einzellasten umgewandelt.

x-Richtung		y-Richtung	
Wand-Nr.	Einflusszahl e	Wand-Nr.	Einflusszahl e
1x	1,07	1y	1,92
2x	3,20	2y	3,79
3x	1,96	3y	1,41
4x	9,20	4y	6,62
5x	2,71		
6x	3,98		
7x	2,21		

Tab. 4.2: *berechnete Einflusszahlen für die einzelnen Wandscheiben*

5 Ermittlung relevanter Parameter für die Erdbebenberechnung

Jene Ausgangsdaten, welche - unter Anwendung von kräftebasierenden Berechnungsverfahren - zur Ermittlung der Erdbebeneinwirkung notwendig sind, können im folgenden Ausdruck zusammengefasst werden:

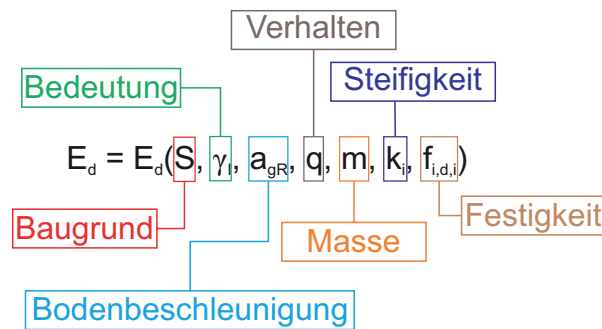


Abb. 5.1: wesentliche Parameter für die Erdbebenberechnung

Die Ermittlung dieser Parameter ist in den folgenden Abschnitten zusammengefasst.

5.1 Lage des Gebäudes: Bodenparameter und -beschleunigung

Nachdem das Bundesgebiet von Österreich eher einer geringen Erdbebengefährdung ausgesetzt ist, die Berechnung und Bemessung jedoch nach den österreichischen Erdbebennormen (ÖNORM EN 1998-1 [18] bzw. ÖNORM B 1998-1 [19]) erfolgt, wurde der Standort des Gebäudes, welcher im Weiteren die Größe der anzusetzenden Referenzspitzenbodenbeschleunigung a_{gR} und den Wert des Baugrundparameters S vorgibt, fiktiv gewählt. Beide Kenndaten wurden mit

$$a_{gR} = 3,34 \text{ m/s}^2$$

und

$$S = 1,0$$

für diesen Standort angenommen.

5.2 Einstufung der Bedeutung des Gebäudes

Aus der Form des Gebäudegrundrisses und der Geschoszahl ist ersichtlich, dass dieses Bauwerk als Wohn- oder Bürogebäude genutzt werden kann (siehe Nutzungskonzept in [24]) und daher der Bedeutungsbeiwert γ_I gemäß ÖNORM B 1998-1 [19] zu

$$\gamma_I = 1,0$$

resultiert.

5.3 Überprüfung des Seismizitätskriteriums

Um die Möglichkeit etwaiger Vereinfachungen im Nachweisverfahren zufolge des Kriteriums der „geringen Seismizität“ gemäß ÖNORM EN 1998-1 [18] bereits im Vorhinein abzuklären, wird dieses wie folgt überprüft:

„sehr geringe Seismizität“:

$$\gamma_I \cdot a_{gR} \cdot S \leq 0,49 \text{ m/s}^2$$

„geringe Seismizität“:

$$\gamma_I \cdot a_{gR} \cdot S \leq 0,98 \text{ m/s}^2$$

Unter den erfolgten Annahmen beträgt dieses Produkt aus Baugrund, Bedeutung und Beschleunigung

$$\gamma_I \cdot a_{gR} \cdot S = 1,0 \cdot 3,34 \cdot 1,0 = 3,34 \text{ m/s}^2$$

und liegt somit ein Vielfaches über der Obergrenze der „geringen Seismizität“. Daher sind in diesem Fall keine Vereinfachungen in der Berechnung zufolge geringer Einwirkungen möglich.

5.4 Ermittlung der Baustoffkenndaten „Steifigkeit“ und „Festigkeit“ unter außergewöhnlichen Einwirkungen für die untersuchten Varianten

Sämtliche relevanten Baustoffkenndaten wurden im Rahmen dieses Vergleichs gemäß den Vorschriften der Eurocode-Reihe für die außergewöhnliche Bemessungssituation „Erdbeben“ ermittelt. Diese sind für die drei Varianten in der folgenden Tabelle angeführt.

Variante 1: Holz-Massivbauweise		
Beiwerte		
Modifikationsbeiwert	k_{mod}	1,10
Teilsicherheitsbeiwert	γ_M	1,00
Festigkeitsparameter		
Druckfestigkeit	$f_{c,clt,d}$	23,1 N/mm ²
Querdruckfestigkeit	$f_{c,clt,90,d}$	2,75 N/mm ²
Schubfestigkeit-Scheibe	$f_{v,clt,d}$	5,50 N/mm ²
Torsionsfestigkeit-Scheibe	$f_{tor,clt,d}$	2,75 N/mm ²
Steifigkeitsparameter		
E-Modul in Faserrichtung	$E_{0,mean}$	11000 N/mm ²
E-Modul quer zu Faserrichtung	$E_{90,mean}$	370 N/mm ²
Schubmodul	$G_{0,mean}$	690 N/mm ²
Rollschubmodul	$G_{90,mean}$	69 N/mm ²

Tab. 5.1: relevante Baustoffkenndaten für die Variante in Holz-Massivbauweise (nach [10], [11] und [20])

Variante 2: Stahlbeton-Massivbauweise		
Beiwerte		
Teilsicherheitsbeiwerte	γ_c	1,50
	γ_s	1,15
Festigkeitsparameter		
Druckfestigkeit-Beton C25/30	f_{ck}	25,0 N/mm ²
Steifigkeitsparameter		
E-Modul	E_{cm}	30500 N/mm ²
G-Modul	G	14500 N/mm ²

Tab. 5.2: relevante Baustoffkennndaten für die Variante in Stahlbeton-Massivbauweise (nach [8] und [9])

Variante 3: Ziegel-Massivbauweise		
Beiwerte		
Teilsicherheitsbeiwerte	γ_m	1,50
	γ_s	1,00
Festigkeitsparameter		
Druckfestigkeit	f_d	3,17 N/mm ²
Haftscherfestigkeit	f_{vdo}	0,20 N/mm ²
Steifigkeitsparameter		
E-Modul	E	4750 N/mm ²
G-Modul	G	1900 N/mm ²

Tab. 5.3: relevante Baustoffkennndaten für die Variante in Ziegel-Massivbauweise (nach [14] und [15])

5.5 Berechnung der seismisch aktiven Massen

Die Ermittlung der seismisch aktiven Massen erfolgt gemäß ÖNORM EN 1998-1 [18] mit dem Ausdruck

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

der sich unter Anwendung der ÖNORM B 1998-1 [19] ($\varphi = 1,0$) zu folgendem Ausdruck umwandeln lässt:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot \varphi \cdot Q_{k,i} = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

mit

$\psi_{2, \text{Gesch}} = 0,3$ für Nutzlasten (Verkehrslasten) auf den Zwischengeschossdecken

und

$\psi_{2, \text{Dach}} = 0,0$ für Nutzlasten auf dem Dach

Die folgenden Tabelle gibt die Ergebnisse dieser Massenermittlung, aufgeschlüsselt nach den Geschossmassen (werden als in der Schwerebene der Geschossdecke situiert angenommen) und den drei Varianten wieder.

Variante 1: Holz-Massivbauweise						
Boden	Dü EG	Dü 1.OG	Dü 2.OG	Dü 3.OG	Dü 4.OG	Summe
10128	134800	133468	132136	132136	117188	659858
Variante 2: Stahlbeton-Massivbauweise						
Boden	Dü EG	Dü 1.OG	Dü 2.OG	Dü 3.OG	Dü 4.OG	Summe
58151	336798	336798	336798	336798	293533	1698876
Variante 3: Ziegel-Massivbauweise						
Boden	Dü EG	Dü 1.OG	Dü 2.OG	Dü 3.OG	Dü 4.OG	Summe
28330	272897	272897	272897	272897	245252	1365171

Tab. 5.4: seismisch aktive Massen je Geschoss und Variante (in [kg])

5.6 Festlegung der Verhaltensbeiwerte q_i

Bei Anwendung von kräftebasierenden Berechnungsverfahren, wie etwa des vereinfachten oder modalen Antwortspektrumverfahrens (VASV oder MASV) nach ÖNORM EN 1998-1 [18], fließt der Verhaltensbeiwert q als Divisor in die Berechnungsgleichungen zur Ermittlung der Gesamterdbebenkraft ein und hat somit einen maßgebenden Einfluss auf die Größe der Einwirkungen. Da dieser nicht nur in Abhängigkeit des Tragsystems (hier für sämtliche Varianten ident) gewählt, sondern auch von den eingesetzten Bauelementen und Materialien beeinflusst wird, variiert dessen Größe zwischen den untersuchten Bauweisen:

Bauweise	Verhaltensbeiwert q
Holz-Massivbauweise	3,0
Stahlbeton-Massivbauweise	3,0
Ziegel-Massivbauweise	2,0

Tab. 5.5: ermittelte bzw. gewählte Verhaltensbeiwerte für die untersuchten Bauweisen

Anmerkung:

Die Wahl der Verhaltensbeiwerte q erfolgte für die beiden mineralischen Massivbauweisen gemäß den betreffenden Kapiteln der ÖNORM EN 1998-1 [18], für die Holz-Massivbauweise wurde dieser aufgrund des aktuellen Wissensstandes (siehe auch [21] und [22]) zu dieser Thematik angenommen.

6 Überprüfung der Regelmäßigkeitskriterien und Wahl des Berechnungsverfahrens

Als nächster Schritt im Rahmen der Erdbebenberechnung der Bauweisen ist in diesem Abschnitt die Überprüfung der Regelmäßigkeitskriterien in Grund- und Aufriss und die daraus resultierende Wahl des Berechnungsverfahrens angeführt. Weiters soll noch kurz auf die weiteren, in der ÖNORM EN 1998-1 [18] angeführten Methoden zur Erdbebenberechnung eingegangen werden.

6.1 Kriterien für Regelmäßigkeit im Grundriss

6.1.1 Kompaktheit der Grundrissform

Gemäß ÖNORM EN 1998-1 [18], Abschnitt 4.2.3.2(3) muss der Grundriss jedes Stockwerks eines Gebäudes von einem konvexen Polygon umrissen sein (Vermeidung von Ein- oder Rücksprünge). Auftretende Rücksprünge sind erlaubt, wenn einerseits die Steifigkeit der Geschossdecken in ihren Ebenen nicht beeinträchtigt wird (kann hier angenommen werden) und andererseits für jeden Rücksprung die Fläche zwischen dem Umriss des Stockwerks und einem konvexen Polygon als Umhüllende des Stockwerks 5% der Stockwerksfläche nicht überschreitet. Die folgende Abbildung zeigt die, für alle Geschosse geltende Grundrissform (unabhängig von der Ausführungsvariante) mit den gekennzeichneten Rücksprünge und den für die Überprüfung notwendigen Flächeninhalten.

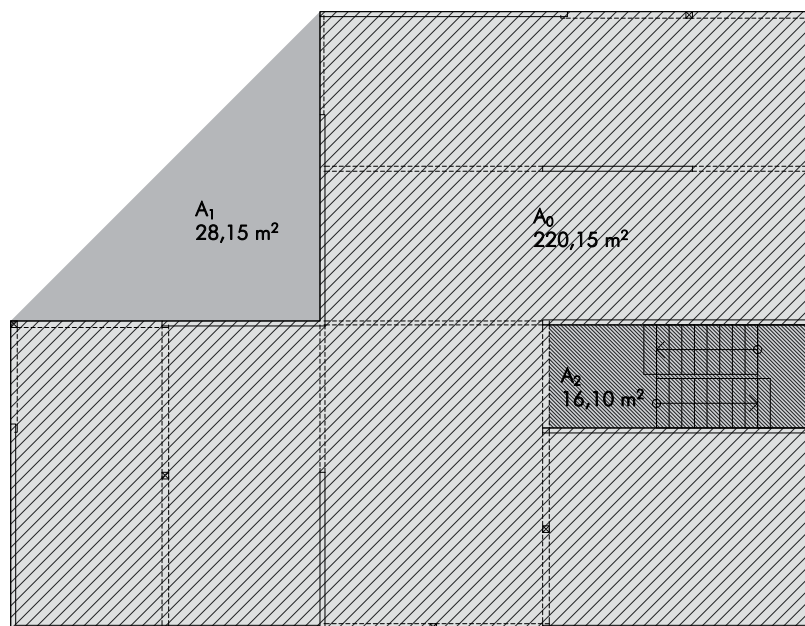


Abb. 6.1: Flächeninhalte der Rück- und Einsprünge im Grundriss

Wie aus Abb. 6.1 erkennbar wird, müssen für dieses Kriterium zwei Bedingungen überprüft werden:

- Bedingung für das Flächenverhältnis der Rücksprünge zu jenem der Nettofläche der Decke

$$\frac{A_1}{A_0} \cdot 100 = \frac{28,15}{220,15} \cdot 100 = 12,8 > 5,0 \quad \text{Kriterium nicht eingehalten}$$

- Bedingung für das Flächenverhältnis von Einsprünge zu jenem der Nettofläche der Decke

$$\frac{A_2}{A_0} \cdot 100 = \frac{16,10}{220,15} \cdot 100 = 7,3 > 5,0 \quad \text{Kriterium nicht eingehalten}$$

Damit ist das Kriterium der Kompaktheit der Grundrissform **nicht erfüllt**. Da gemäß ÖNORM EN 1998-1 [18], Abschnitt 4.2.3.2(1)P für einen regelmäßigen Grundriss jedoch sämtliche Kriterien eingehalten werden müssen, kann diese Überprüfung hier bereits abgebrochen und der Grundriss als **unregelmäßig** bezeichnet werden.

6.2 Kriterien für Regelmäßigkeit im Aufriss

6.2.1 durchgehende Aussteifungssysteme

Sämtliche Tragwände verlaufen ohne Unterbrechung vom Einspannungshorizont (Fundament) bis zum Dach des Gebäudes.

Dieses Kriterium ist somit gemäß ÖNORM EN 1998-1 [18], Abschnitt 4.2.3.3(2) **erfüllt**.

6.2.2 Verlauf der Horizontalsteifigkeit und Geschossmasse über die Geschosshöhe

Die Geschossmassen und die Horizontalsteifigkeit sind für sämtliche Varianten entweder über die Stockwerke konstant (Ziegel-Massivbauweise, Stahlbetonbauweise), oder nehmen nach oben hin ab (Holz-Massivbauweise).

Dieses Kriterium ist somit gemäß ÖNORM EN 1998-1 [18], Abschnitt 4.2.3.3(3) **erfüllt**.

6.2.3 Regelungen für Rahmentragwerke

Dieses Kriterium ist gemäß ÖNORM EN 1998-1 [18], Abschnitt 4.2.3.3(4) **nicht relevant**.

6.2.4 Regelungen für Rücksprünge

Das Gebäude weist weder Vor- noch Rücksprünge über die Gebäudehöhe auf.

Das Kriterium ist gemäß ÖNORM EN 1998-1 [18], Abschnitt 4.2.3.3(5) **erfüllt**.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass sämtliche Kriterien für die konstruktive Regelmäßigkeit im Aufriss als **erfüllt** zu betrachten sind.

6.3 Wahl des Berechnungsverfahrens

Die folgende Tabelle aus der ÖNORM EN 1998-1 [18], Abschnitt 4.2.3 gibt in Abhängigkeit der Einhaltung der Regelmäßigkeitskriterien einen Überblick über die zulässigen Modellbildungen und Berechnungsverfahren. Der hier vorliegende Fall ist hervorgehoben.

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

* unter „vereinfacht“ wird die Anwendung des vereinfachten Antwortspektrumverfahrens (VASV) verstanden
 ** unter „modal“ wird die Anwendung des modalen Antwortspektrumverfahrens (MASV) verstanden
 *** der Referenzwert und die vorzunehmende Abminderung bei Unregelmäßigkeit des Aufrisses ist von der Konstruktion und vom Material abhängig und den Kapiteln 5 bis 9 der ÖNORM EN 1998-1:2011 [18] zu entnehmen

Tab. 6.1: Berechnungsmethoden, Modellbildung und Verhaltensbeiwert zufolge der Regelmäßigkeitskriterien gemäß ÖNORM EN 1998-1 [18]

Als Konsequenz der Unregelmäßigkeit des Grundrisses erfolgt die Ermittlung der Einwirkungen zufolge der außergewöhnlichen Bemessungssituation „Erdbeben“ für sämtliche Ausführungsvarianten anhand eines räumlichen Modells mit Hilfe des Software-Pakets „RFEM“. Die dabei ermittelten Grundperioden bilden die Eingangswerte für die Anwendung des vereinfachten Antwortspektrenverfahrens (VASV). Die Aufteilung der Erdbebenersatzkräfte auf die einzelnen Tragwände eines Geschosses wird in Abhängigkeit deren Wand- und Anschlusssteifigkeiten mit Hilfe einer MS-EXCEL-Tabellenberechnung umgesetzt.

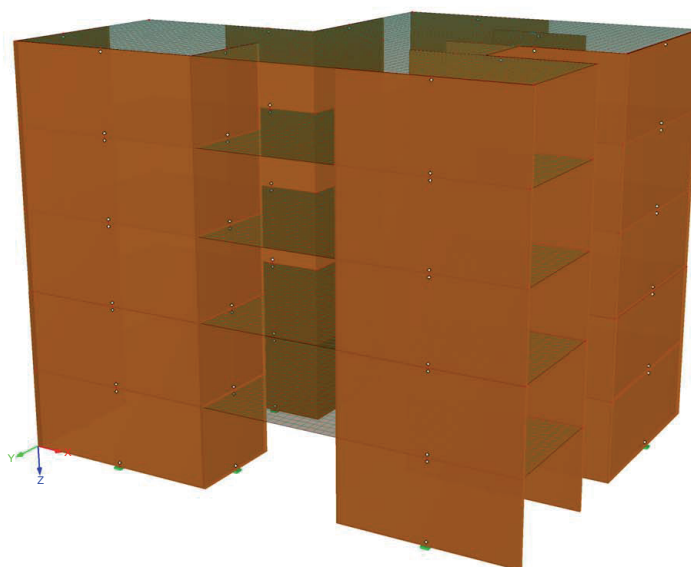


Abb. 6.2: 3D-Rechenmodell (Stab-Platten-Modell) des Tragwerks in RFEM

6.4 Hinweis auf weitere Berechnungsverfahren gemäß ÖNORM EN 1998-1

Neben dem vereinfachten Antwortspektrumverfahren (VASV), welches im Weiteren anhand des Berechnungsbeispiels genau erläutert wird, gibt die ÖNORM EN 1998-1 Methoden an, welche ebenfalls zur Ermittlung der Erdbebeneinwirkungen in Betracht gezogen werden können. Die Einteilung dieser Methoden kann anhand der Berechnungsparameter „linear-elastisch vs. nichtlinear-elastisch/plastisch“, „statisch vs. dynamisch“, oder „kräftebasierend vs. verformungsbasierend“ erfolgen. Auch eine Aufgliederung der Methoden in Berechnungsaufwand und Akzeptanz bei den berechnenden Ingenieuren ist sinnvoll (siehe [23]). Im Rahmen dieses kurzen Überblicks wird dieselbe Aufteilung verwendet, welche auch in der ÖNORM EN 1998-1 [18], Abschnitt 4.3.3 angeführt ist:

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

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

6.4.1 Das multimodale Antwortspektrumverfahren (MASV)

In der aktuellen Erdbebennormung Europas für Hochbauten, der EN 1998-1 [18], gilt das multimodale Antwortspektrumverfahren als Referenzmethode, welche für sämtliche Bauwerke des Gültigkeitsbereichs der Norm angewendet werden darf. Im Gegensatz zum vereinfachten Antwortspektrumverfahren, das zur Berechnung des dynamischen Verhaltens des Gebäudes praxistaugliche Methoden vorschlägt (verformungsabhängige Verfahren zur Bestimmung der Grundperiode des Ersatzmodells), werden im Rahmen des MASV durch Lösen der Bewegungsgleichung (Schwingungsdifferentialgleichung) des Mehrmassenschwingers als Ersatzsystem sämtliche Eigenperioden des Tragwerks ermittelt.

Je nach Art, Gestaltung und Umfang des Tragsystems und der erwünschten Genauigkeit der Ergebnisse, kann diese Berechnung anhand eines 1D/2D/3D-Modells mittels EDV- oder Handrechnung (MS EXCEL) erfolgen. Als nächster Schritt werden diese Eigenperioden T_i (in [s]) in die Definitionsgleichungen des Bemessungsspektrums eingetragen und die dazu gehörenden Ordinatenwerte $S_{d,i}(T_i)$ ausgelesen. Die Kombination dieser mit den zu den jeweiligen Eigenformen gehörenden, modalen Massen und Beteiligungsfaktoren führt letztendlich zu den gewünschten Erdbebeneinwirkungen.

Nachdem die Anzahl der möglichen Eigenformen in Abhängigkeit von den Freiheitsgraden des Systems und somit von der Komplexität des Berechnungsmodells große Werte annehmen kann, gibt Abschnitt 4.3.3.3.1 der ÖNORM EN 1998-1 [18] Aufschluss darüber, welche und wie viele Eigenformen mitberücksichtigt werden müssen und in welcher Form die jeweils ermittelten modalen Einwirkungen miteinander zu kombinieren sind.

6.4.2 Die nichtlineare, statische (pushover) Berechnung

Die Grundlage der ‚pushover‘-Berechnung bildet die Ermittlung der Last-Verformungsbeziehung eines Tragwerks unter horizontalen Einwirkungen. Im Gegensatz zum VASV bzw. MASV beinhaltet diese Ermittlung die Einbeziehung sämtlicher nichtlinearer Effekte der verwendeten Materialien. Umlagerungen zufolge des Ausfalls bestimmter Tragwerkskomponenten sind ebenfalls im Zuge der Berechnung zu berücksichtigen. Die Einwirkungen, welche gemäß ÖNORM EN 1998-1 [18] zwei unterschiedliche Verläufe (konstant über die Höhe und mit der Höhe zunehmend) aufweisen müssen, werden bis hin zum Tragwerkskollaps kontinuierlich gesteigert, wobei mit der Ermittlung der dazu gehörigen, horizontalen Dachverformung die „Kapazitätskurve“ des Gebäudes erstellt werden kann. Bei weiterem Vorgehen nach ÖNORM EN 1998-1 [18], Anhang B erfolgt nun eine Transformation dieser in jene eines äquivalenten Einmassenschwingers, was im Wesentlichen durch eine Normierung von Kraft und Verformung umgesetzt wird. Im Weiteren wird diese normierte, nichtlineare Kurve einer elastisch/ideal-plastischen Kraft-Verschiebungsbeziehung gleichgesetzt, welche aufgrund der eindeutigen Festlegung der Fließ- und Bruchzustände zur Bestimmung der Periode dieses äquivalenten Einmassenschwingers dient. Diese wird als Eingangsparameter zur Ermittlung der Zielverschiebung dieses Einmassenschwingers mit Hilfe eines Verschiebungsantwortspektrums herangezogen. Die horizontale (Dach-)Verformung unter Erdbebeneinwirkungen resultiert letztendlich aus der Rück-Transformation der Zielverschiebung des ideellen Systems.

Der Vorteil der Anwendung dieser Methode liegt in der Miterfassung des nichtlinearen Verhaltens relevanter Tragwerkskomponenten (bei der Holz-Massivbauweise die jeweiligen Anschlüsse), während dieses unter Verwendung von linearen, kräftebasierenden Verfahren ausschließlich durch die Wahl eines einzigen Faktors (Verhaltensbeiwert q) mitberücksichtigt - oder besser gesagt, abgeschätzt werden kann.

6.4.3 Die nichtlineare, dynamische Zeitverlaufsberechnung

Wie in der Definition bereits enthalten ist, erfolgt im Rahmen der Zeitverlaufsberechnung die Ermittlung von Kraft und Verformung in Abhängigkeit der Zeit. Dies geschieht durch direkte numerische Integration der Bewegungsdifferentialgleichungen unter Verwendung von definierten Beschleunigungszeitverläufen, welche die Erregerfunktionen (Störfunktionen) dieser Gleichungen darstellen. Abschnitt 3.2.3 der ÖNORM EN 1998-1 [18] gibt Aufschluss über die Wahlmöglichkeit und die Randbedingungen bei Verwendung von aufgezeichneten und/oder simulierten Beschleunigungszeitverläufen. Nachdem dieses Verfahren aufgrund der Komplexität der zu tätigen Schritte und der Anforderungen an die Berechnungssoftware kaum für die breite Anwendung in der Praxis umsetzbar ist, wird es im Rahmen dieses Beitrages nicht weiter behandelt.

7 Erbebenbemessung unter Anwendung des vereinfachten Antwortspektrumverfahrens

Stellvertretend für die drei untersuchten Varianten werden anhand des Bauwerks in Holz-Massivbauweise die zu tätigen Maßnahmen zur Ermittlung der Erdbebeneinwirkungen erläutert und die dabei gewonnenen Ergebnisse interpretiert. Diese Vorgangsweise kann wie folgt aufgegliedert werden:

- 1.) Erstellung des 3D-Rechenmodells und Ermittlung der Grundperioden des Systems
- 2.) Verwendung der Grundperioden zur Bestimmung der Erdbebenersatzkräfte unter Anwendung des VASV
- 3.) Berechnung der Systemschnittgrößen zufolge der außergewöhnlichen Bemessungssituation „Erdbeben“
- 4.) Nachweisführung und Kapazitätsbemessung

Dieses Vorgehen kann z.B. strikt für Stahlbetonbauten so umgesetzt werden (sofern die Wände und Decken nicht stark unterdimensioniert sind), da sich etwaige Detailausbildungen wichtiger Anschlussknoten zur Gewährleistung von duktilen Versagensmechanismen im Wesentlichen nur auf die Bewehrungsführung auswirken (Kapazitätsbemessung) und bei der Anwendung des VASV keinen signifikanten Einfluss auf die Ermittlung der Systemsteifigkeit bzw. auf das globale Rechenmodell ausüben. Im Gegensatz dazu, hat die Wahl der Art, der Anzahl und der Situierung der Verbindungstechnik in der Holz-Massivbauweise eine große Auswirkung auf die Systemsteifigkeit und in weiterer Folge auf die Größe der Erdbebenersatzkräfte. Nachdem diese jedoch die Einwirkungen für die Nachweisführung in Schritt 4 darstellen, welche zumindest die Anzahl der Verbindungsmittel in den Anschlussfugen vorgibt, sind zu Beginn der Berechnung (Schritt 1) Anzahl und Steifigkeit dieser Anschlüsse noch nicht bekannt und können maximal im Rahmen einer Vorbemessung abgeschätzt werden. Daher ist dieses schrittweise Vorgehen für die Holz-Massivbauweise iterativ und anhand der folgenden Abbildung demonstriert.

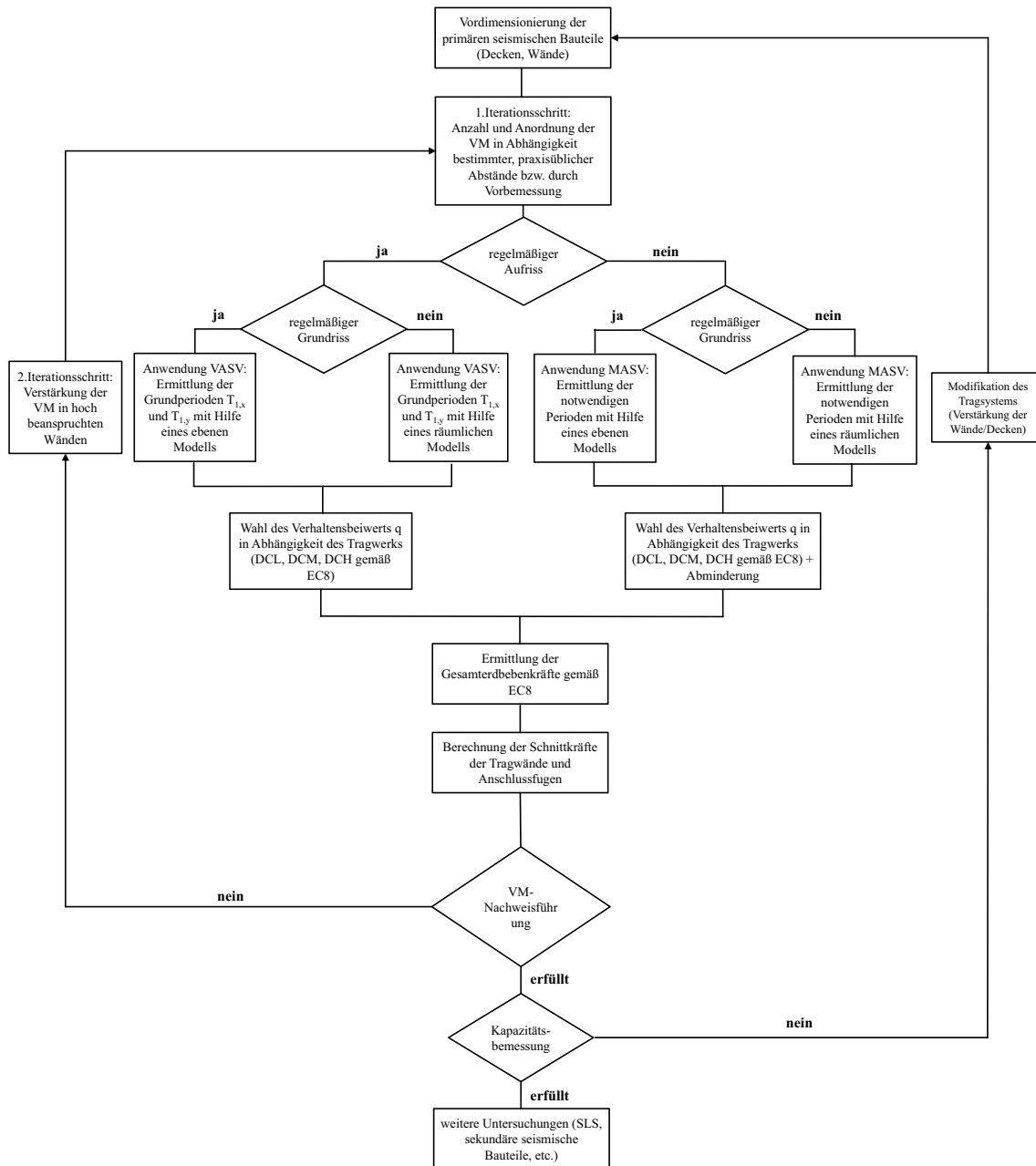


Abb. 7.1: Flussdiagramm zur Überprüfung der Anforderungen an die Standsicherheit in der außergewöhnlichen Bemessungssituation „Erdbeben“ für die Holz-Massivbauweise unter Anwendung kräftebasierender Berechnungsmethoden

7.1 Schritt 1 - Erstellung des 3D-Rechenmodells und Ermittlung der Grundperioden des Systems

Wie in Abschnitt 6, Abb. 6.2 angeführt ist, wurde zur Ermittlung der beiden Grundperioden des Systems ein dreidimensionales Stab-Plattenmodell im Programm „RFEM“ erstellt. Dabei erfolgt die Modellierung der Tragwände als eindimensionale Biegestäbe, jene der Decken als zweidimensionale Plattenelemente. Die folgende Abbildung gibt anhand eines gekürzten Fassadenschnittes einen Überblick über die erforderlichen Kenngrößen dieser Modellbildung.

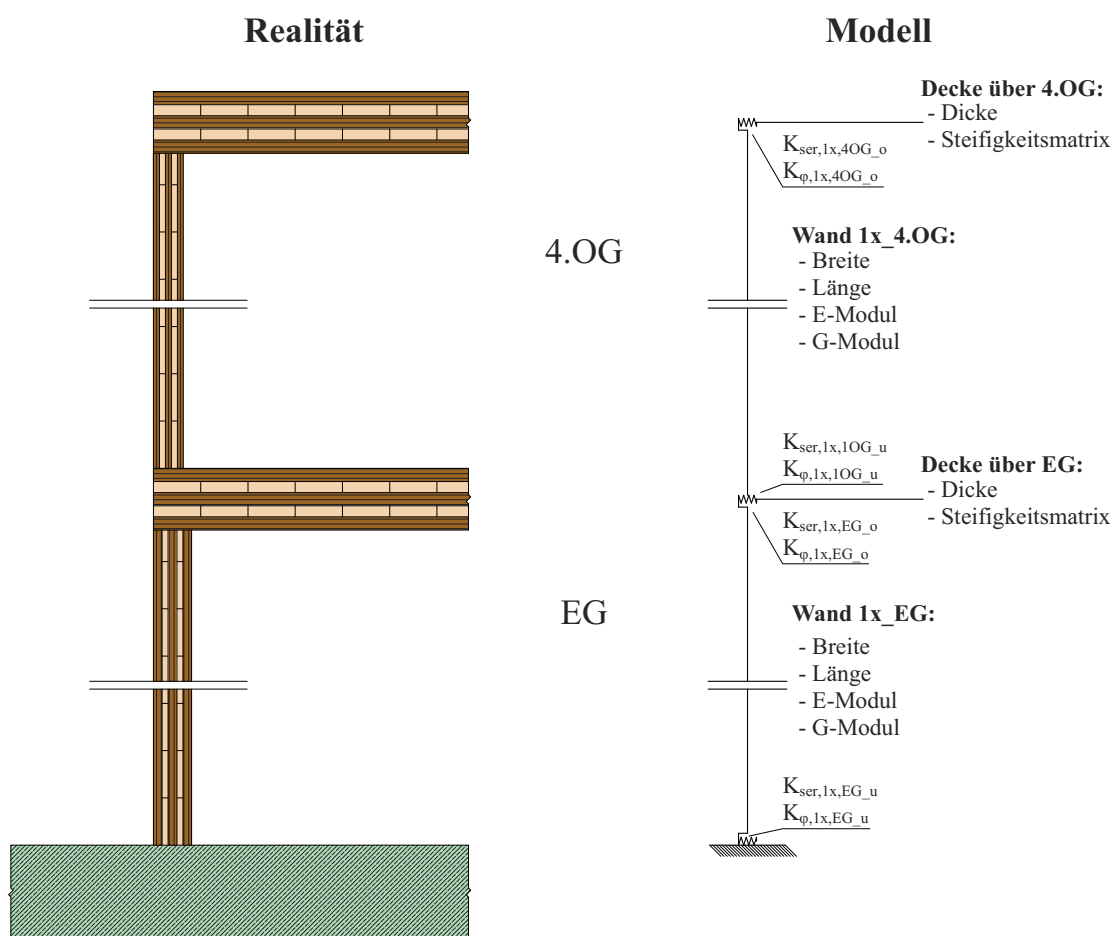


Abb. 7.2: Darstellung der notwendigen Modellierungskenngrößen anhand eines Fassadenschnittes

Wie in Abb. 7.2 ersichtlich ist, werden für die jeweiligen Modellbereiche (Stab, Gelenk, Platte, etc.) eine Vielzahl an Parametern benötigt, deren Ermittlung und Auflistung den Rahmen dieses Beitrages sprengen würde und in [24] nachzulesen ist. Der Fokus soll hier ausschließlich auf die Ausbildung der Anschlüsse der Wände an die Decken/Bodenplatte gelegt werden. Abb. 7.2 gibt an, dass jeder Stoss zwischen Wand und Decke bzw. Bodenplatte durch eine Wegfeder (Nachgiebigkeit des Anschlusses unter Schubbeanspruchung) und eine Drehfeder (Nachgiebigkeit des Anschlusses unter Momentenbelastung) abgebildet wird. Nachdem der weitaus überwiegende Anteil einer horizontalen Beanspruchung durch Ableitung der Kräfte in Richtung der Wandachse und der Momente um die „schwache Achse“ der Wand erfolgt, wurden Steifigkeiten/Nachgiebigkeiten normal dazu zu Null

gesetzt. Die folgende Tabelle gibt die notwendigen Kenndaten zur Steifigkeitsermittlung der jeweiligen Anschlüsse wieder.

Anschlussfuge	Anschluss an Holz	Winkelverbinder	Tragfähigkeit	Steifigkeit	Zuganker	Tragfähigkeit	Steifigkeit
			$R_{xz,d}$	K_{ser}		$R_{1,d}$	K_{ser}
			[kN]	[MN/m]		[kN]	[MN/m]
Wand-Bodenplatte	CNA Kammnägel 4,0x60 mm	AE116 beiseitig	29,2	5,80	HD 480-M20 beidseitig	31,9	23,82
Wand-Decke-Wand		ABR90 beidseitig	11,8	2,00			19,06

Anmerkung: Die angegebenen Steifigkeitskennwerte der Winkelverbinder stammen aus laufenden Untersuchungen am Institut für Holzbau und Holztechnologie der TU Graz. Für die (Zug-)Steifigkeiten der Zuganker sind bis dato noch keine Versuchsergebnisse vorhanden. Die Ermittlung dieser ist in [24] nachzulesen. Die Tragfähigkeiten sämtlicher Verbinder sind [27] entnommen worden.

Tab. 7.1: Tragfähigkeiten und Steifigkeiten der gewählten Verbindungsmittel

Neben den Einzelsteifigkeiten ist zur Ermittlung der Schub- und Rotationssteifigkeiten der jeweiligen Anschlussfugen über dies hinaus noch die Kenntnis der Anzahl und der Lage dieser Verbindungsmittel in den Fugen von Nöten. Im ersten Iterationsschritt wurde die Stückzahl der Schubwinkel auf 1 Stk/lfm Tragwand und jene der Zuganker auf 2 Stk/Tragwand festgelegt. Die Lage dieser Verbinder und die schrittweise Modellierung von der realen Wand bis hin zum Ersatzbiegestab sind den folgenden Abbildungen zu entnehmen.

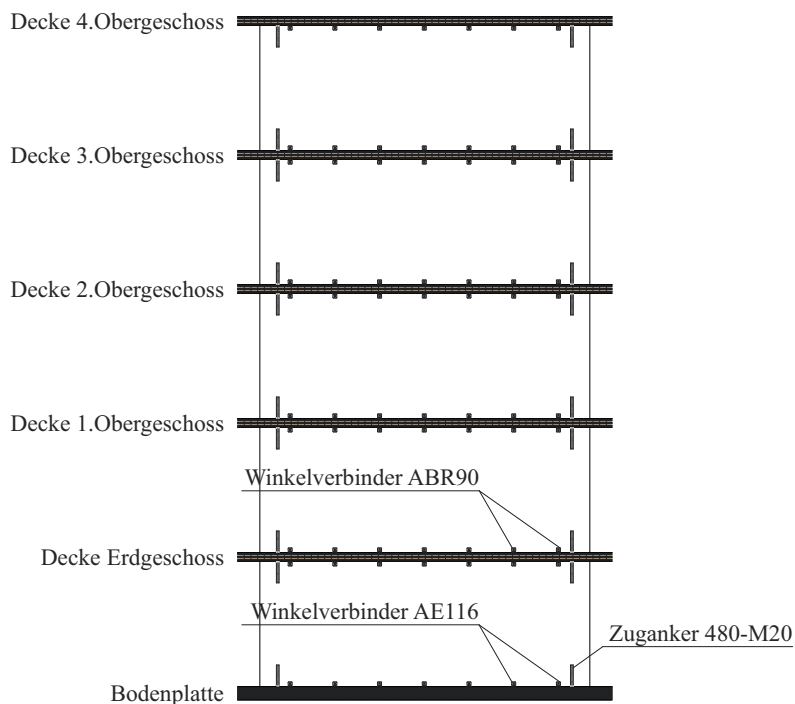


Abb. 7.3: Anordnung der Verbindungsmittel in den Anschlussfugen der jeweiligen Geschosse

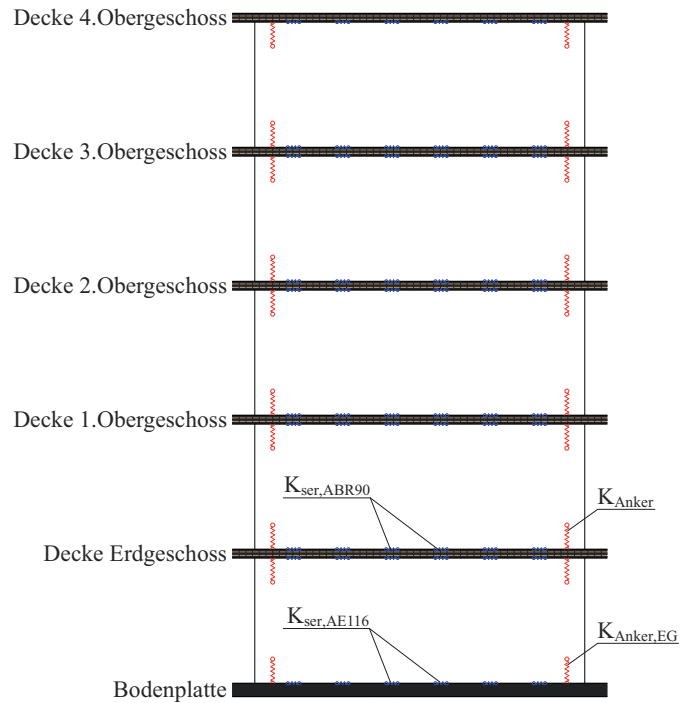


Abb. 7.4: Modellierung der Verbindungsmittel als Reihe von Wegfedern

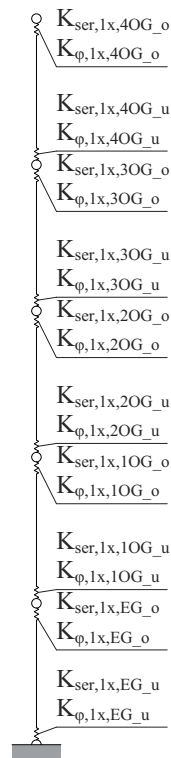


Abb. 7.5: Zusammenfassung der Wegfedern zu Dreh- und Wegfedern je Anschlussfuge

Nachdem die Winkelverbinder nebeneinander liegend als Parallelsystem angenommen werden können, lassen sich die Schubsteifigkeiten der Anschlussfugen wie folgt ermitteln:

$$K_{\text{ser, EG, u}} = n \cdot K_{\text{ser, AE116}} \quad \text{für die Anschlussfuge Wand-Bodenplatte}$$

und

$$K_{\text{ser, OG, i}} = n \cdot K_{\text{ser, ABR90}} \quad \text{für die Anschlussfuge Wand-Decke bzw. Decke-Wand}$$

mit

n als Anzahl der Winkelverbinder pro Anschlussfuge

Während die Krümmung der Wand durch die Querschnittseigenschaften des Ersatzstabes erfasst wird, werden die Nachgiebigkeiten der Zug- und Druckfeder zu einer Drehfeder zusammengefasst. Durch die Wahl eines Zugankerpaars an beiden Wandenden im ersten Iterationsschritt ergibt sich die Zugfeder durch die Federsteifigkeit des Zugankerpaars. Die Druckfeder ist jedoch von der Länge der angenommenen vollplastischen Druckzone x abhängig und kann bei Kenntnis der Zugankerstückzahl und der einwirkenden Normalkraft (hierfür dienen die ermittelten Einflusszahlen e_i der Wände bei vertikaler Belastung) aus Gleichgewichtsbetrachtungen (siehe [24]) ermittelt werden.

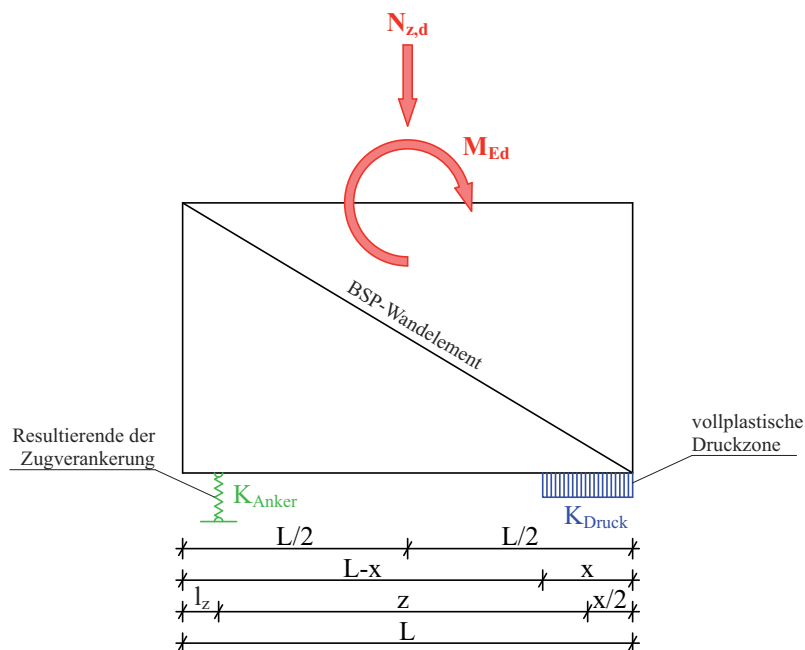


Abb. 7.6: Modell zur Ermittlung der Drehfedersteifigkeit einer Anschlussfuge unter Biege- und Normalkraftbeanspruchung

Die Drehfedersteifigkeiten der jeweiligen Anschlussfugen lassen sich letztendlich mit der folgenden Formel berechnen:

$$K_{\varphi, i} = \frac{z_i^2}{\frac{1}{K_{\text{Anker, i}}} + \frac{1}{K_{\text{Druck, i}}}}$$

Zur Ermittlung der Grundperioden mit Hilfe des Programms „RFEM“ wird neben den ermittelten Steifigkeiten und Geometrien von Material und Verbindungstechnik noch die Erfassung der seismisch aktiven Gebäudegesamtmasse benötigt. Diese erfolgt durch die Beaufschlagung der Deckenelemente mit Zusatzmassen in kg/m². Die Zusatzmassen entstehen durch Division der jeweiligen Gesamtgeschossmasse (siehe Tab. 5.4) durch die dazu gehörenden Geschossflächen.

Decke über	Gesamtmasse	Deckenfläche	Zusatzmasse
	[kg]	[m ²]	[kg/m ²]
EG	134800	227	595
1.OG	133468	227	589
2.OG	132136	227	583
3.OG	132136	227	583
4.OG	117188	227	517

Tab. 7.2: Zusatzmassen für die jeweiligen Deckenflächen (stellvertretend für die Holz-Massivbauweise)

Mit Kenntnis sämtlicher Eingangsparameter für die Eigenfrequenzermittlung und unter Anwendung des Moduls „RF-DYNAM“ resultieren die beiden gesuchten Grundperioden zu

$$T_{1,x} = 1,81 \text{ s}$$

und

$$T_{1,y} = 2,50 \text{ s}.$$

7.2 Ermittlung der Erdbebenersatzkräfte pro Geschoss und Koordinatenrichtung

Die folgende Abbildung gibt die Lage dieser beiden ermittelten Grundperioden im, für den gewählten Fall vorliegenden Bemessungsspektrum (Baugrund A, $q = 3,0$, $a_{gR} = 3,34 \text{ m/s}^2$) wieder.

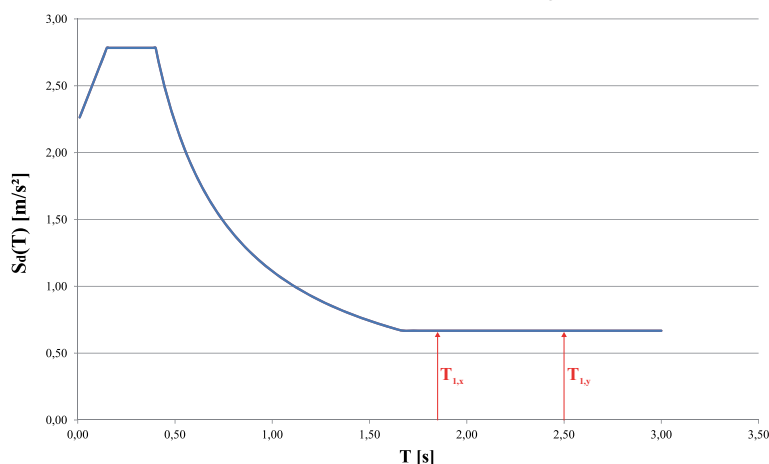


Abb. 7.7: Lage der Grundperioden im Bemessungsspektrum

Unter Anwendung des VASV kann die resultierende, horizontale Gesamterdbebenkraft pro Koordinatenrichtung wie folgt ermittelt werden:

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

mit

$S_d(T_1)$ als Ordinate des Bemessungsspektrums bei der Grundperiode T_1 [m/s^2]

T_1 als Eigenschwingungsdauer des Bauwerks [s]

m als oberirdische Gesamtmasse des Bauwerks [t], gemäß Tab. 5.4 resultiert diese zu 660 t

λ als Korrekturbeiwert [-], der von T_1 abhängig ist. Es gilt:

$$\lambda = 0,85 \text{ wenn } T_1 \leq 2 \cdot T_C \text{ und das Bauwerk mehr als zwei Stockwerke aufweist}$$

$$\lambda = 1,00 \text{ sonst}$$

Unter diesen Voraussetzungen resultiert die Gesamterdbebenkraft in x- und y-Richtung zu

$$F_{b,x} = 0,668 \cdot 660000 \cdot 1,00 = 440880 \text{ N} = 441 \text{ kN}$$

und

$$F_{b,y} = 0,668 \cdot 660000 \cdot 1,00 = 440880 \text{ N} = 441 \text{ kN}.$$

Unter Anwendung der Formel

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

werden die Gesamteinwirkungen auf die jeweilige Beanspruchungen pro Geschoss aufgeteilt:

Geschoss	z_i	m_i	$z_i \cdot m_i$	$F_{i,x}$	$F_{i,y}$
	[m]	[t]	[m · t]	[kN]	[kN]
EG	3,0	135	405	31	31
1.OG	6,0	133	798	62	62
2.OG	9,0	132	1188	91	91
3.OG	12,0	132	1584	122	122
4.OG	15,0	117	1755	135	135
Summe				441	441

Tab. 7.3: resultierende Geschosskräfte im Zuge der Berechnung mit dem vereinfachten Antwortspektrumverfahren

7.3 Aufteilung der Erdbebenersatzkräfte auf die Tragwände und Ermittlung der Wandschnittgrößen

Die Aufteilung der horizontalen Erdbebenersatzkräfte auf die einzelnen Tragwände im Grundriss erfolgt über eine Gewichtung der Wände nach deren Steifigkeit in Achsenrichtung (translatorischer Anteil) und nach deren Abstand zum Steifigkeitsmittelpunkt (inkl. Fallunterscheidung e_{\max} - e_{\min} , rotatorischer Anteil). Gemäß ÖNORM B 1998-1 [19], Anhang B erfolgt weiters eine Aufteilung in „Erdbeben in y-Richtung“ und „Erdbeben in x-Richtung“:

Erdbeben in y-Richtung

Beanspruchung der Wand k (Wandachse in y-Richtung):

$$F_k = F_{by} \cdot \frac{K_{y,k}}{\sum K_{y,i}} + F_{by} \cdot e_{\max,x}(e_{\min,x}) \cdot \frac{K_{y,k} \cdot \bar{x}_k}{\sum (K_{y,i} \cdot \bar{x}_i^2) + \sum (K_{x,i} \cdot \bar{y}_i^2)}$$

Beanspruchung der Wand r (Wandachse in x-Richtung):

$$F_r = -F_{by} \cdot e_{\max,x}(e_{\min,x}) \cdot \frac{K_{x,r} \cdot \bar{y}_r}{\sum (K_{y,i} \cdot \bar{x}_i^2) + \sum (K_{x,i} \cdot \bar{y}_i^2)}$$

Erdbeben in x-Richtung

Beanspruchung der Wand r (Wandachse in x-Richtung):

$$F_r = F_{bx} \cdot \frac{K_{x,r}}{\sum K_{x,i}} + F_{bx} \cdot e_{\max,y}(e_{\min,y}) \cdot \frac{K_{x,r} \cdot \bar{y}_r}{\sum (K_{y,i} \cdot \bar{x}_i^2) + \sum (K_{x,i} \cdot \bar{y}_i^2)}$$

Beanspruchung der Wand k (Wandachse in y-Richtung):

$$F_k = -F_{bx} \cdot e_{\max,y}(e_{\min,y}) \cdot \frac{K_{y,k} \cdot \bar{x}_k}{\sum (K_{y,i} \cdot \bar{x}_i^2) + \sum (K_{x,i} \cdot \bar{y}_i^2)}$$

mit

$K_{x,i}$, $K_{y,i}$ als horizontale Gesamtsteifigkeit einer Tragwand i in x- bzw. y-Richtung [kN/m]. Diese kann ermittelt werden, indem die Wand als Ersatzstab (Querschnitte und Anschlusssteifigkeiten wie zuvor erläutert) unter horizontaler Einheitsbelastung belastet wird, bei dem diese Gesamtkraft in der Höhe h' angreift (siehe ÖNORM B 1998-1 [19], Anhang B). Die Steifigkeit resultiert aus der Division der Einheitsbelastung durch die berechnete horizontale Verformung am Kopfpunkt der Wand. Die Höhe h' als Angriffspunkt der Ersatzmasse errechnet sich wie folgt

$$h' = \frac{\sum (m_i \cdot z_i^2)}{\sum (m_i \cdot z_i)}$$

wobei der Index i für die Nummer des Geschosses steht.

\bar{x}, \bar{y} als x- bzw. y-Abstand der betreffenden Wand zum Steifigkeitsmittelpunkt [m]. Dessen Koordinaten werden mit Hilfe der beiden folgenden Ausdrücke ermittelt:

$$x_s = \frac{\sum K_{y,i} \cdot x_i}{\sum K_{y,i}}$$

und

$$y_s = \frac{\sum K_{x,i} \cdot y_i}{\sum K_{x,i}}$$

mit

x_i, y_i als x- bzw. y-Abstand des Schwerpunktes der Tragwand i vom Koordinatenursprung [m]

$e_{\max,i}; e_{\min,i}$ als maximale bzw. minimale Ausmitte in [m] gemäß ÖNORM B 1998-1 [19], Anhang B, welche aus der Kombination von vorhandener Ausmitte $e_{0,i}$, Zusatzausmitte zufolge Vereinfachungen in der Modellbildung $e_{1,i}$ und zufälliger Ausmitte $e_{2,i}$ resultieren.

Die folgende Abbildung zeigt die Lage von Koordinatenursprung, Massenmittelpunkt und Steifigkeitsmittelpunkt als Ergebnis der Anwendung der zuvor erläuterten Ausdrücke.

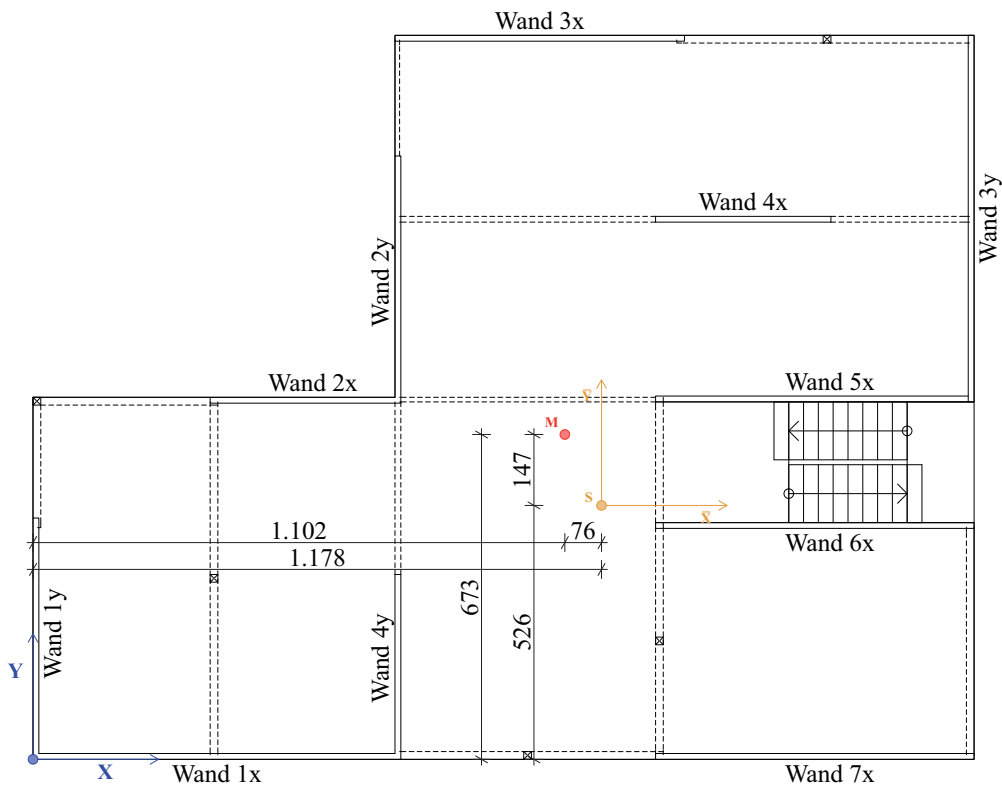


Abb. 7.8: Lage des Steifigkeits- und Massenmittelpunktes im Erdgeschossgrundriss

Die oben angeführten Formeln zur Aufteilung der Einwirkungen sind nun auf die insgesamt 5 Geschosse mit je 11 Tragwänden anzuwenden, wobei jeweils das Erdbeben in x- und in y-Richtung zu betrachten, sowie die Fallunterscheidung $e_{\max,j}/e_{\min,j}$ durchzuführen ist. Dies bedeutet eine Gesamtanzahl von 220 Gleichungen, die für dieses Beispiel zu lösen sind. Es ist daher für diesen Fall naheliegend, ein Tabellenkalkulationsprogramm zu nutzen.

Als nächster Schritt erfolgt die Ermittlung der Schnittkräfte M_{Ed} und V_{Ed} für sämtliche Tragwände mit einem Kragwandmodell (Scheibenmodell), wie es in der folgenden Abbildung gezeigt ist.

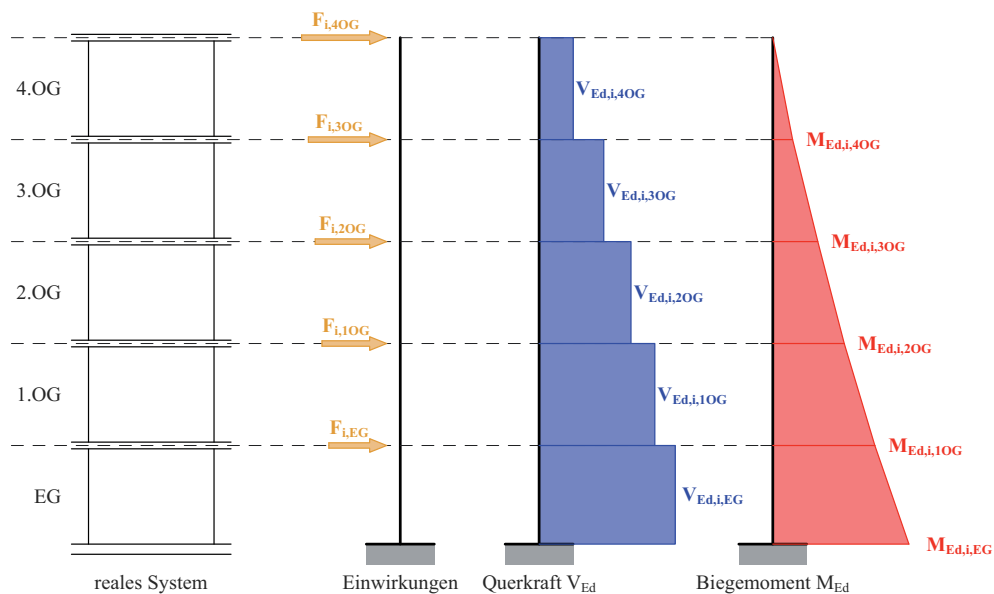


Abb. 7.9: Kragwandmodell mit Einwirkungen und Schnittgrößen

Stellvertretend für sämtliche Tragwände und Geschosse wird die Schnittgrößenermittlung für die Wand 1x an der Einspannstelle bzw. der Anschlussfuge Wand-Bodenplatte im Erdgeschoss demonstriert.

7.3.1 Systemparameter für die Berechnung

y-Abstand vom Steifigkeitsmittelpunkt zur Wand 1x:

$$\bar{y}_{1x} = -5,20 \text{ m}$$

Steifigkeit der Wand in Achsrichtung (x-Richtung):

$$K_{x,1x} = 1536 \text{ kN/m}$$

Summe der Wandsteifigkeiten in x-Richtung:

$$\sum K_{x,i} = 6879 \text{ kN/m}$$

$$\sum (K_{y,i} \cdot \bar{x}_i^2) + \sum (K_{x,i} \cdot \bar{y}_i^2) = 390303 \text{ kNm}$$

7.3.2 geschossweise Ermittlung der Wandbeanspruchungen

Erdbeben in x-Richtung

- Wandbeanspruchung im 4.OG

1.Fall - Berechnung mit $e_{\max,y} = 5,64$ m:

$$F_{1x,4OG} = 135 \cdot \frac{1536}{6879} + 135 \cdot 5,64 \cdot \frac{1536 \cdot (-5,20)}{390303} = 14,6 \text{ kN}$$

2.Fall - Berechnung mit $e_{\min,y} = 0,72$ m:

$$F_{1x,4OG} = 135 \cdot \frac{1536}{6879} + 135 \cdot 0,72 \cdot \frac{1536 \cdot (-5,20)}{390303} = 28,2 \text{ kN}$$

somit kann festgestellt werden, dass für die Tragwand 1x der 2.Fall maßgebend wird. Somit wird daher nur mehr dieser Fall ausgewertet.

- Wandbeanspruchung im 3.OG

2.Fall - Berechnung mit $e_{\min,y} = 0,72$ m:

$$F_{1x,3OG} = 122 \cdot \frac{1536}{6879} + 122 \cdot 0,72 \cdot \frac{1536 \cdot (-5,20)}{390303} = 25,4 \text{ kN}$$

- Wandbeanspruchung im 2.OG

2.Fall - Berechnung mit $e_{\min,y} = 0,72$ m:

$$F_{1x,2OG} = 91 \cdot \frac{1536}{6879} + 91 \cdot 0,72 \cdot \frac{1536 \cdot (-5,20)}{390303} = 19,0 \text{ kN}$$

- Wandbeanspruchung im 1.OG

2.Fall - Berechnung mit $e_{\min,y} = 0,72$ m:

$$F_{1x,1OG} = 62 \cdot \frac{1536}{6879} + 62 \cdot 0,72 \cdot \frac{1536 \cdot (-5,20)}{390303} = 12,8 \text{ kN}$$

- Wandbeanspruchung im EG

2.Fall - Berechnung mit $e_{\min,y} = 0,72$ m:

$$F_{1x,EG} = 31 \cdot \frac{1536}{6879} + 31 \cdot 0,72 \cdot \frac{1536 \cdot (-5,20)}{390303} = 6,5 \text{ kN}$$

Erdbeben in y-Richtung

- Wandbeanspruchung im 4.OG

1.Fall - Berechnung mit $e_{\max,x} = -3,89$ m:

$$F_{1x,4OG} = -135 \cdot (-3,89) \cdot \frac{1536 \cdot (-5,20)}{390303} = -10,8 \text{ kN}$$

2.Fall - Berechnung mit $e_{\min,x} = 0,22$ m:

$$F_{1x,4OG} = -135 \cdot 0,22 \cdot \frac{1536 \cdot (-5,20)}{390303} = 0,6 \text{ kN}$$

somit kann festgestellt werden, dass für die Tragwand 1x der 1.Fall maßgebend wird. Im Folgenden wird daher nur mehr dieser Fall ausgewertet.

- Wandbeanspruchung im 3.OG

1.Fall - Berechnung mit $e_{\max,x} = -3,89$ m:

$$F_{1x,3OG} = -122 \cdot (-3,89) \cdot \frac{1536 \cdot (-5,20)}{390303} = -9,7 \text{ kN}$$

- Wandbeanspruchung im 2.OG

1.Fall - Berechnung mit $e_{\max,x} = -3,89$ m:

$$F_{1x,2OG} = -91 \cdot (-3,89) \cdot \frac{1536 \cdot (-5,20)}{390303} = -7,2 \text{ kN}$$

- Wandbeanspruchung im 1.OG

1.Fall - Berechnung mit $e_{\max,x} = -3,89$ m:

$$F_{1x,1OG} = -62 \cdot (-3,89) \cdot \frac{1536 \cdot (-5,20)}{390303} = -4,9 \text{ kN}$$

- Wandbeanspruchung im EG

1.Fall - Berechnung mit $e_{\max,x} = -3,89$ m:

$$F_{1x,EG} = -31 \cdot (-3,89) \cdot \frac{1536 \cdot (-5,20)}{390303} = -2,5 \text{ kN}$$

7.3.3 Ermittlung der maßgebenden Tragwandschnittgrößen

- Schnittkräfte bei Erdbeben in x-Richtung

Die Bemessungsquerkraft $V_{Ed,x}$ am Fußpunkt der Tragwand wird durch Bilden der Summe aller Wandbeanspruchungen gebildet

$$V_{\text{Ed},x,1x} = \sum F_{1x,i} = 28,2 + 25,4 + 19,0 + 12,8 + 6,5 = 91,9 \text{ kN.}$$

Das Bemessungsbiegemoment $M_{\text{Ed},x}$ am Fußpunkt der Tragwand erfolgt durch die Multiplikation der Geschosskräfte mit den dazu gehörenden z-Abständen

$$\begin{aligned} M_{\text{Ed},x,1x} &= \sum F_{1x,i} \cdot z_i \\ &= 28,2 \cdot 15,0 + 25,4 \cdot 12,0 + 19,0 \cdot 9,0 + 12,8 \cdot 6,0 + 6,5 \cdot 3,0 \\ &= 995,1 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Schnittkräfte bei Erdbeben in y-Richtung

Die Bemessungsquerkraft für Erdbeben in y-Richtung beträgt:

$$V_{\text{Ed},y,1x} = 34,9 \text{ kN}$$

(als Absolutbetrag)

Das Bemessungs-Biegemoment beträgt:

$$M_{\text{Ed},y,1x} = 378,1 \text{ kNm}$$

(als Absolutbetrag)

7.3.4 Kombination der Schnittkräfte gemäß ÖNORM EN 1998-1, Abschnitt 4.3.3.5.1(2b)

Gemäß ÖNORM EN 1998-1 [18] können die beiden Horizontalkomponenten der Erdbebeneinwirkung mittels der Quadratwurzel der Summe der quadrierten Werte der Beanspruchungsgrößen (SRSS) infolge der einzelnen Horizontalkomponente in x- und y-Richtung kombiniert werden

$$V_{\text{Ed},1x} = \sqrt{V_{\text{Ed},x,1x}^2 + V_{\text{Ed},y,1x}^2} = \sqrt{91,9^2 + 34,9^2} = 98,3 \text{ kN}$$

und

$$M_{\text{Ed},1x} = \sqrt{M_{\text{Ed},x,1x}^2 + M_{\text{Ed},y,1x}^2} = \sqrt{995,1^2 + 378,1^2} = 1064,5 \text{ kNm.}$$

Aufgrund der großen Menge an Ergebnissen (5 Geschosse mit je zwei Anschlussfugen und 11 Tragwänden) werden diese in weiterer Folge nicht im Detail wiedergegeben. Stellvertretend für sämtliche Ergebnisse zeigt die folgende Tabellen die Schnittgrößen der Tragwände im Erdgeschoss zufolge der SRSS-Überlagerungskombination.

Wand i	Anschlussfuge „EG oben“		Anschlussfuge „EG unten“	
	$V_{Ed,i}$	$M_{Ed,i}$	$V_{Ed,i}$	$M_{Ed,i}$
	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]
x-Richtung				
1x	98	769	98	1064
2x	29	223	29	309
3x	133	1038	133	1436
4x	30	237	30	328
5x	97	761	97	1052
6x	78	611	78	845
7x	79	618	79	855
y-Richtung				
1y	132	1035	132	1431
2y	108	846	108	1171
3y	229	1790	229	2476
4y	53	418	53	579

Tab. 7.4: resultierende Wandschnittgrößen in den beiden Anschlussfugen im Erdgeschoss im 1. Iterationsschritt

7.4 Nachweisführung - Kontrolle der Tragfähigkeit der Verbindungsmittel

Die Ermittlung der Tragfähigkeit der Verbindungsmittel in einer Anschlussfuge kann unter Verwendung der Tragfähigkeiten der Einzelverbinder und dem Wandmodell in Abb. 7.6 getrennt für Schub- und Momentenbeanspruchung erfolgen. Die Schubtragfähigkeit ergibt sich aus der Formel

$$R_{v,d,i} = n_i \cdot R_{xz,d,i}$$

mit

n_i als Anzahl der eingesetzten Verbinder pro Anschlussfuge

und

$R_{xz,i}$ als Tragfähigkeit eines Winkelverbinder-Paares, gemäß Tab. 7.1.

Die Momentenragfähigkeit der Anschlussfugen kann bei Kenntnis der Zugankerstückzahl, der einwirkenden Normalkraft und der Lagerungsbedingung (auf Beton oder auf Holz) ähnlich der Drehsteifigkeit mit Hilfe von Gleichgewichtsbedingungen ermittelt werden (mehr dazu siehe [24]).

Die beiden folgenden Tabellen stellen, erneut für die beiden Anschlussfugen im Erdgeschoss, die zuvor ermittelten Einwirkungen mit den jeweiligen Tragfähigkeiten gegenüber.

Wand i	$V_{Ed,i}$	$R_{v,d,i,OG}$	Ausnutzung	$M_{Ed,i}$	$M_{Rd,i}$	Ausnutzung
	[kN]	[kN]	[-]	[kNm]	[kNm]	[-]
x-Richtung						
1x	98	94	1,04	769	1439	0,53
2x	29	47	0,60	223	764	0,29
3x	133	71	1,87	1038	1328	0,78
4x	30	47	0,64	237	1125	0,21
5x	97	83	1,18	761	1821	0,42
6x	78	83	0,95	611	2291	0,27
7x	79	83	0,96	618	1678	0,37
y-Richtung						
1y	132	59	2,24	1035	952	1,09
2y	108	71	1,53	846	1420	0,60
3y	229	94	2,42	1790	1667	1,07
4y	53	47	1,13	418	1089	0,38

Tab. 7.5: Gegenüberstellung der Querkräfte und Tragfähigkeiten in der Fuge „EG oben“

Wand i	$V_{Ed,i}$	$R_{v,d,i,EG}$	Ausnutzung	$M_{Ed,i}$	$M_{Rd,i}$	Ausnutzung
	[kN]	[kN]	[-]	[kNm]	[kNm]	[-]
x-Richtung						
1x	98	233	0,42	1064	1600	0,67
2x	29	117	0,24	309	874	0,35
3x	133	175	0,76	1436	1484	0,97
4x	30	117	0,26	328	1554	0,21
5x	97	204	0,48	1052	2037	0,52
6x	78	204	0,38	845	2640	0,32
7x	79	204	0,39	855	1883	0,45

Tab. 7.6: Gegenüberstellung der Biegemomente und Tragfähigkeiten in der Fuge „EG unten“

Wand i	$V_{Ed,i}$	$R_{v,d,i,EG}$	Ausnutzung	$M_{Ed,i}$	$M_{Rd,i}$	Ausnutzung
	[kN]	[kN]	[-]	[kNm]	[kNm]	[-]
y-Richtung						
1y	132	146	0,91	1431	1062	1,35
2y	108	175	0,62	1171	1646	0,71
3y	229	233	0,98	2476	1855	1,34
4y	53	117	0,46	579	1363	0,42

Tab. 7.6: Gegenüberstellung der Biegemomente und Tragfähigkeiten in der Fuge „EG unten“

Aus den beiden obigen Tabellen ist ersichtlich, dass die vorhandene Tragfähigkeit aufgrund der gewählten VM-Abstände in beiden, am höchsten beanspruchten Tragwänden 1y und 3y unter der gegebenen Einwirkung für einige Wände nicht ausreichend ist. Während ein Großteil der Tragwände in der Anschlussfuge „EG oben“ auf Schub überlastet ist, was im Wesentlichen auf die Wahl des „kleinen“ Winkelverbinders ABR90 zurückzuführen ist, wird die Biegetragfähigkeit der Wände 1y und 3y auch in der Anschlussfuge „EG unten“ weit überschritten.

Das bedeutet, dass eine Erhöhung der Anzahl der Zuganker und Winkelverbinder in den betroffenen Anschlussfugen erforderlich ist. Es lässt sich anhand der Ergebnisse aus dem Tabellenkalkulationsprogramm zeigen, dass die Schubtragfähigkeit für einige Wände bis in die Anschlussfuge „3.OG oben“ überschritten wird, somit wäre der Einsatz eines Winkelverbinders mit höherer Tragfähigkeit auch eine Option. Für das vorliegende Berechnungsbeispiel ist die Entscheidung jedoch auf die Erhöhung der Anzahl und die daraus resultierende Neuberechnung der Steifigkeiten, der Grundperioden sowie der Erdbebeneinwirkungen in einem 2. Iterationsschritt gefallen.

7.5 Ergebnisse der Neuberechnung im 2. Iterationsschritt

Wie im Flussdiagramm in Abb. 7.1 gezeigt ist, muss bei einer Erhöhung der VM-Stückzahlen und damit einhergehender Änderung der Systemsteifigkeit die gesamte Berechnung von Beginn an wiederholt werden. Selbst unter Verwendung des vereinfachten Verfahrens zur Ermittlung der Erdbebenbeanspruchung ist alleine schon aufgrund dieser Tatsache zumindest die Anwendung eines Tabellenkalkulationsprogramms unbedingt zu empfehlen.

Die erneut mit dem Modul „RF-DYNAM“ erzeugten Grundperioden des modifizierten Tragsystems lauten nun

$$T_{1,x} = 1,74 \text{ s}$$

ung

$$T_{1,y} = 1,94 \text{ s.}$$

Nachdem diese Grundperioden erneut im Bereich konstanter Beschleunigungen (Plateaubereich) des Bemessungsspektrums zu liegen kommen, erfahren die beiden horizontalen Erdbebengesamtlasten und im Weiteren die Geschosskräfte keine Größenänderungen.

Da jedoch die Modifikation der Fügetechnik in den einzelnen Anschlussfugen eine Lageänderung des Steifigkeitsmittelpunktes und somit eine, wenn auch geringfügige, Veränderung der Schnittgrößen hervorruft, sind natürlich sämtliche Anschlüsse erneut auf ihre Tragfähigkeit nachzuweisen. Für den vorliegenden Fall wurde dies so umgesetzt und ist in den beiden folgenden Tabellen erneut für das Erdgeschoss wiedergegeben. Weiters sind die endgültigen Stückzahlen der Zugankerpaare pro Tragwand und jene der Winkelverbinder pro lfm Tragwand angeführt.

Wand i	$V_{Ed,i}$	$R_{v,d,i,OG}$	Anzahl AE116	Ausnutzung	$M_{Ed,i}$	$M_{Rd,i}$	Anzahl 480-M20	Ausnutzung
	[kN]	[kN]	[Stk/lfm]	[-]	[kNm]	[kNm]	[Stk/Wand]	[-]
x-Richtung								
1x	97	233	1,08	0,41	1046	1600	2	0,65
2x	27	117	1,04	0,23	290	874	2	0,33
3x	109	175	1,00	0,63	1184	1484	2	0,80
4x	26	117	1,10	0,23	285	1554	2	0,18
5x	91	204	1,06	0,45	987	2037	2	0,48
6x	78	204	1,06	0,38	846	2640	2	0,32
7x	78	204	1,06	0,38	840	1883	2	0,45
y-Richtung								
1y	187	204	1,40	0,92	2030	2168	10	0,94
2y	67	175	1,17	0,38	727	1646	2	0,44
3y	254	262	1,20	0,97	2747	3154	8	0,87
4y	33	117	1,04	0,28	360	1363	2	0,26

Tab. 7.7: Gegenüberstellung der Querkräfte und Tragfähigkeiten in der Fuge „EG unten“

Wand i	$V_{Ed,i}$	$R_{V,d,i,OG}$	Anzahl ABR90	Ausnutzung	$M_{Ed,i}$	$M_{Rd,i}$	Anzahl 480-M20	Ausnutzung
	[kN]	[kN]	[Stk/lfm]	[-]	[kNm]	[kNm]	[Stk/Wand]	[-]
x-Richtung								
1x	97	106	1,22	0,91	756	1439	2	0,53
2x	27	47	1,04	0,57	209	764	2	0,27
3x	109	130	1,83	0,84	856	1328	2	0,64
4x	26	47	1,10	0,56	206	1125	2	0,18
5x	91	94	1,21	0,97	714	1821	2	0,39
6x	78	83	1,06	0,95	612	2291	2	0,27
7x	78	83	1,06	0,94	607	1678	2	0,36
y-Richtung								
1y	187	189	3,20	0,99	1467	1699	8	0,86
2y	67	94	1,56	0,71	526	1420	2	0,37
3y	254	260	2,94	0,98	1985	2074	4	0,96
4y	33	47	1,04	0,70	260	1089	2	0,24

Tab. 7.8: Gegenüberstellung der Querkräfte und Tragfähigkeiten in der Fuge „EG oben“

Bei Betrachtung der Stückzahlen der Zuganker und der ABR90-Winkelverbinder (vor allem in den Anschlussfugen der Wand 1y) wird ersichtlich, dass gerade für hoch beanspruchte Tragwände in mehrgeschossigen Bauwerken unter Erdbebenbelastungen dieser Größenordnung die Anordnung von Verbindungselementen mit limitierter Tragfähigkeit wenig sinnvoll erscheint. Zur Gewährleistung der Erdbebentauglichkeit von mehrgeschossigen Bauwerken in Holz-Massivbauweise sollte daher über den Entwurf von zentrischer, linienförmiger Fügetechnik, welche im Stande ist, auch große Horizontalbeanspruchungen weiterleiten zu können, nachgedacht werden.

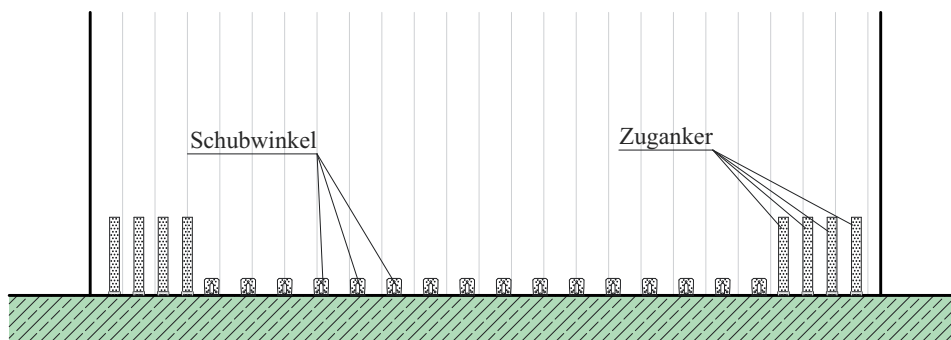


Abb. 7.10: Situierung der Verbindungsmittel an der Bodenfuge der Wand 1y

7.6 Kapazitätsbemessung - Kontrolle der Hierarchie der Tragwiderstände

Nachdem in Abschnitt 5.6 dieses Beitrages der Verhaltensbeiwert q für die Holz-Massivbauweise zu 3,0 angenommen wurde, muss vorausgesetzt werden können, dass das Tragwerk in der Lage ist, sich einer (Erdbeben-)Beanspruchung durch große Verformungen zu entziehen (hohe Energiedissipation, DCH). Dies geschieht in diesem Fall im Wesentlichen durch das duktile Versagen der Verbindungstechnik in den Anschlussfugen. Die Kapazitätsbemessung hat an dieser Stelle den Zweck, die Größe der Reserve von „spröden“ Versagensformen von BSP (z.B. Schubversagen) gegenüber dem duktilen Versagen der Anschlussfugen zu ermitteln. Diese Reserve wird wie folgt berechnet:

- Ermittlung der Anschlussfuge mit der höchsten Tragfähigkeit

Die Anschlussfuge mit der höchsten Tragfähigkeit ist jene der Wand 1y im Erdgeschoss (Wand-Bodenplatte, Winkelverbinder AE116). Die Tragfähigkeit auf Schub (pro Laufmeter) beträgt für diese Fuge

$$r_{xy, d, \text{Verbinder}} = 40,81 \text{ kN/m}$$

Zusätzlich ist hier ein sog. Überfestigkeitsbeiwert γ_{Rd} mitzubersichtigen, welcher für diesen Winkelverbinder in der Anschlussfuge Wand-Bodenplatte zu rund

$$\gamma_{Rd} = 1,20$$

resultiert (siehe [21]).

Weiters ist unter konservativer Auslegung dieser Bedingung ein Reibungswiderstand zwischen der Wand und der Stahlbetonbodenplatte anzusetzen, der in Abhängigkeit von der einwirkenden Normalkraft (pro Laufmeter) wie folgt ermittelt wird:

$$r_{xy, d, \text{Reibung}} = \mu \cdot n_{dN}$$

mit

μ als Reibbeiwert, der bei einem Kontakt von Holz und Beton mit 0,4 angesetzt werden kann [-]

n_{dN} als Normalkraft pro Laufmeter [kN/m], wird durch Division der Normalkraft pro Tragwand durch die Länge der Wand ermittelt (siehe [24]):

$$n_{dN} = \frac{N_{Ed}}{L} = \frac{323,23}{5,00} = 64,65 \text{ kN/m}$$

folgt

$$r_{xy, d, \text{Reibung}} = 0,40 \cdot 64,65 = 25,86 \text{ kN/m}$$

Somit resultiert eine maximale Tragfähigkeit der Anschlussfuge auf Schubbeanspruchung von

$$r_{xy, d, \text{Fuge}} = r_{xy, d, \text{Verbinder}} \cdot \gamma_{Rd} + r_{xy, d, \text{Reibung}} = 40,81 \cdot 1,20 + 25,86 = 74,83 \text{ kN/m}$$

- Wahl der zu vermeidenden Versagensart und Ermittlung der Tragfähigkeit

Im Gegensatz zu einem Versagen der Winkelverbinder in den Anschlussfugen weist das Versagen der dazu gehörenden Tragwand auf Schub einen verhältnismäßig ungünstigen Versagensmodus auf und sollte daher vermieden werden. Die Tragfähigkeit der betreffenden Wand 1y im Erdgeschoss wurde im

Rahmen der Berechnungen in [24] ermittelt und beträgt

$$r_{xy, d} = 210 \text{ kN/m.}$$

- Gegenüberstellung der beiden Tragfähigkeiten

Wie in der Einleitung dieses Abschnittes erwähnt, werden diese beiden Tragfähigkeiten nun gegenübergestellt und dieser Faktor an „Überkapazität“ ermittelt:

$$\eta = \frac{r_{xy, d}}{r_{xy, d, \text{Fuge}}} = \frac{210,00}{74,83} = 2,81 > 1,20$$

Somit kann festgestellt werden, dass zwischen dem Versagen der Anschlussfugen und dem ungünstigen Schubversagen der Tragwand genügend Kapazität vorhanden ist und das gewählte Tragsystem den Anforderungen an ein dissipatives System entspricht.

8 Gegenüberstellung der Ergebnisse und Diskussion

8.1 Anmerkungen zur Modellbildung

Die für die Variante in Holz-Massivbauweise ermittelten Grundperioden liegen mit $T_{1,x} = 1,74$ s und $T_{1,y} = 1,94$ s im Vergleich mit ähnlichen Berechnungen (siehe [25] bzw. [26]) in einem verhältnismäßig hohen Bereich und wirken sich günstig auf die resultierenden Erdbebeneinwirkungen aus. Gründe dafür sind neben einer gezielt „weichen“ Ausbildung der Anschlussfugen auch in der Grundrissgeometrie und in der Modellbildung zu finden.

Die Gesamtfläche der Tragwände im Verhältnis zur Grundfläche des Gebäudes fällt hier relativ gering aus. Eine Tatsache, die sich direkt auf die Horizontalsteifigkeit des Tragsystems auswirkt. Darüber hinaus wurde aus Gründen der Vereinfachung und der Vergleichbarkeit mit den anderen Bauweisen auf die Berücksichtigung allfälliger mitwirkender Plattenbreiten (Teile der Tragwände quer zur Beanspruchungsrichtung), was mit Sicherheit eine Erhöhung der Horizontalsteifigkeit und somit eine Verminderung der Grundperioden zufolge hätte, gänzlich verzichtet.

8.2 Vergleich der seismisch aktiven Massen und der Konstruktionsmassen der betrachteten Bauweisen

In der folgenden Abbildung sind die seismisch aktiven Massen, ermittelt nach der Einwirkungskombination gemäß ÖNORM EN 1998-1 [18], Abschnitt 3.2.4(2) (siehe Tab. 5.4) der untersuchten Bauweisen angeführt.

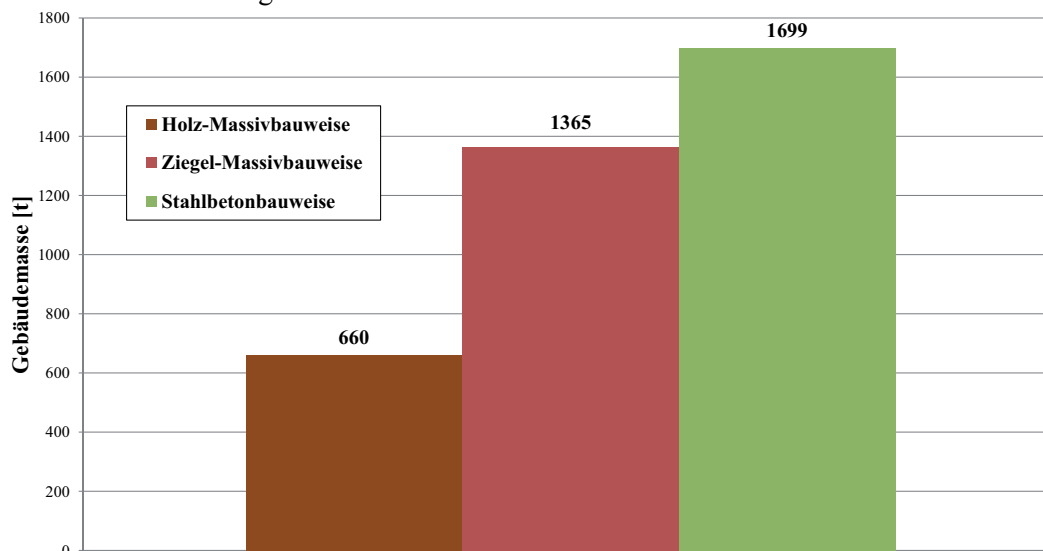


Abb. 8.1: seismisch aktive Massen der drei betrachteten Bauweisen

Aus dieser Gegenüberstellung ist ersichtlich, dass die Holz-Massivbauweise im Vergleich zu den mineralischen Bauweisen eine geringe seismisch aktive Gebäudegesamtmasse aufweist. Die Massen-Verhältniszahlen zwischen Holz-Massivbauweise : Ziegel-Massivbauweise : Stahlbeton-Massivbauweise lauten

1,00 : 2,00 : 2,50.

Nachdem sich die Größe der Erdbebeneinwirkung (unter Anwendung des VASV) direkt proportional zur ermittelten Masse m verhält, kann davon ausgegangen werden, dass Gebäude in Holz-Massivbauweise alleine durch das gewählte Material und die Konstruktionsweise um das 2,50-fache geringeren Erdbebeneinwirkungen ausgesetzt sind, als sie es bei Ausführung in Stahlbeton-Massivbauweise wären.

Bei ausschließlicher Betrachtung der Massen der jeweiligen Konstruktionen (Aufbauten und Verkehrslasten werden nicht berücksichtigt) fällt dieser Vergleich noch signifikanter aus:

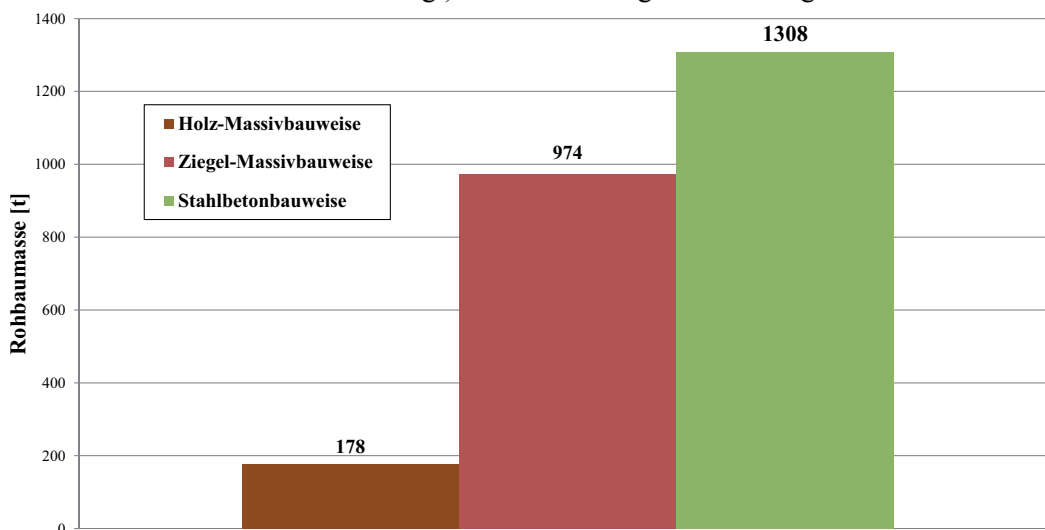


Abb. 8.2: Rohbaumassen der drei unterschiedlichen Varianten

Dasselbe Verhältnis bezogen auf die Variante in Holz-Massivbauweise lautet nun

1,00 : 5,00 : 7,00

und unterstreicht den zuvor erwähnten, positiven Effekt.

8.3 Vergleich der resultierenden horizontalen Erdbebenersatzkräfte

Die folgende Tabelle stellt die ermittelten horizontalen Erdbebenersatzkräfte der drei Konstruktionsvarianten (Berechnung der beiden mineralischen Bauweisen siehe [24]) gegenüber. Als Bezug wurde erneut die Holz-Massivbauweise gewählt.

Bauweise	F_{bx}	Verhältnis	F_{by}	Verhältnis
	[kN]	[-]	[kN]	[-]
Holz-Massivbauweise	441	1,00	441	1,00
Stahlbetonbauweise	4019	9,11	4019	9,11
Ziegel-Massivbauweise	4845	11,0	4405	10,0

Tab. 8.1: Gegenüberstellung der Erdbebenersatzkräfte der drei betrachteten Bauweisen

Während die seismisch aktive Gebäudemasse der Holz-Massivbauweise noch rund 40% der Stahlbetonbauweise ausmacht, ist das Verhältnis der horizontalen Ersatzkraft der Holz-Massivbauweise basierend auf den Ergebnissen der Berechnungen für das behandelte Beispielgebäude im Vergleich auf rund 11% gesunken. Der Grund dafür ist im Wesentlichen die geringere Gesamtsteifigkeit des Tragwerks in Holz-Massivbauweise, aber auch in der Wahl der Art, Anzahl und Anordnung der Verbindungsmittel zu suchen.

Im Gegensatz zu den Gebäudemassen weisen nun die Erdbebenersatzkräfte der Ziegel-Massivbauweise die Maximalwerte auf. Ein Umstand, der ausschließlich auf den geringeren Verhaltensbeiwert für Mauerwerksbauten ($q = 2,0$) zurückzuführen ist.

8.4 Vergleich der Schnittgrößen der Wand 3y

Die folgende Abbildung zeigt den Biegemomentenverlauf der am höchsten beanspruchten Wand 3y für die drei untersuchten Bauweisen.

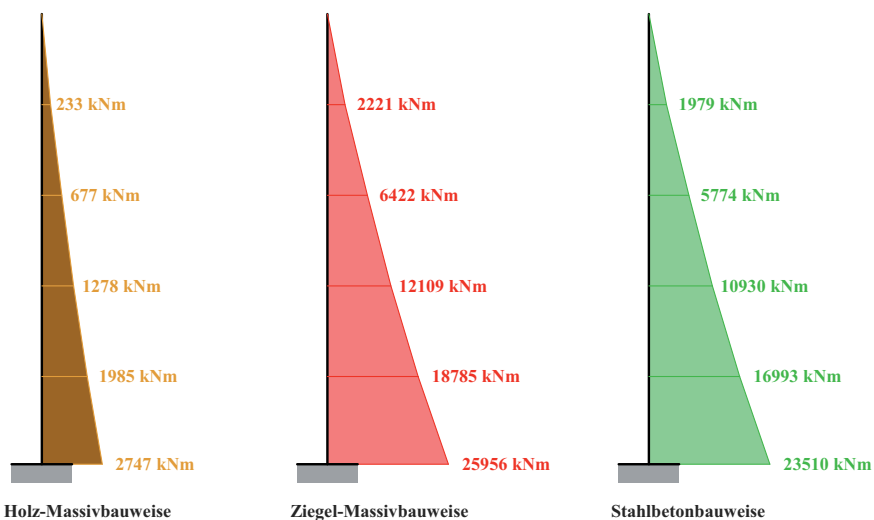


Abb. 8.3: Biegemomentenverlauf der Wand 3y für die untersuchten Bauweisen (unmaßstäblich)

Der Trend der verhältnismäßig geringen aufzunehmenden Einwirkungen der Holz-Massivbauweise setzt sich bei Betrachtung der Biegemomentenverläufe fort. Das Verhältnis der maximalen Biegemomente am Wandfuß im Vergleich der Bauweisen Holz-Massiv : Ziegel-Massiv : Stahlbeton-Massiv bezogen auf die Holz-Massivbauweise lautet nun wie folgt

1,00 : 9,50 : 8,50.

Verglichen mit dem Verhältnis der Erdbebenersatzkräfte der drei Varianten sind hier keine nennenswerte Unterschiede zu erkennen.

8.5 Vergleich des Materialwiderstandes bei Schubbeanspruchung

Aufgrund der zusammenfassenden Darstellung der Berechnungen in diesem Beitrag wurden die Nachweise der jeweiligen Wandscheiben auf Schubbeanspruchung nicht weiter erörtert. Diese sind jedoch im Zuge der Berechnungen in [24] für die drei betrachteten Bauweisen durchgeführt worden und die dabei ermittelten Ergebnisse an dieser Stelle angeführt. Im Gegensatz zur Ausnutzung der Verbindungsmittel in den Anschlussfugen, beträgt jene des gewählten BSP-Wandelementes für die Konstruktion in Holz-Massivbauweise **18%** und liegt somit sogar noch unter dem Ausnutzungsgrad von **34%** der Wand 3y in Stahlbeton-Massivbauweise. Während beide Wandmaterialien noch hohe Tragreserven gegen Schubversagen aufweisen, konnte der Schubnachweis für die Ziegel-Massivbauweise nicht geführt werden, da in diesem Fall die Kombination aus Biegung, Normalkraft und Querkraft den betreffenden Wandquerschnitt um ein Vielfaches überlastet (siehe [24], Kapitel 7).

Die Obergrenze der maximalen Bemessungsbodenbeschleunigung für Bauten mit unbewehrtem Mauerwerk aus der ÖNORM EN 1998-1 [18] konnte damit bestätigt werden. Natürlich soll in diesem Zusammenhang nicht unerwähnt bleiben, dass für die Ziegel-Massivbauweise Lösungen für Starkbebengebiete bestehen, die den gegebenen Anforderungen voll und ganz entsprechen. Hier sind vor allem das eingefasste Mauerwerk und auch das bewehrte Mauerwerk zu nennen.

9 Resümee und Ausblick

Im Rahmen dieses Beitrages wurden die wichtigsten Berechnungsschritte und Ergebnisse des in ‚Das Erdbebenverhalten von Hochbauten in Holz-Massivbauweise | Eine vergleichende Betrachtung mit anderen Massivbauweisen‘ [24] durchgeführten Bauweisenvergleichs erläutert. Für das vorliegende Beispielgebäude kann die prinzipielle Tauglichkeit der Holz-Massivbauweise bei Erdbebenbeanspruchung unter Berücksichtigung der Annahmen in der Modellierung und im Tragwerksverhalten bescheinigt werden. Es ist an dieser Stelle anzumerken, dass der gesamte erbebengerechte Tragwerksentwurf eng mit der Konzeption der Anschlüsse der BSP-Elemente untereinander und mit der Fundierung verbunden ist. Die Auslegung dieser Details wirkt sich nicht nur entscheidend auf den Umfang und die Komplexität der Berechnung aus (iteratives Ermitteln der Erdbebeneinwirkungen), sondern auch auf das Gebäudeverhalten im Erdbebenfall. Nachdem heutzutage 5-geschossige Gebäude in Holz-Massivbauweise nicht mehr unüblich sind, muss für den Einsatz dieser in erdbebengefährdeten Regionen über die Neuentwicklung leistungsfähiger Verbindungstechnik zur Weiterleitung und Verankerung großer Beanspruchungen nachgedacht werden.

10 Literatur

10.1 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 1992-1-1:2009-07-01
Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken
Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau
- [9] ÖNORM B 1992-1-1:2007-02-01
Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken
Teil 1-1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1992-1-1, nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen
- [10] 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
- [11] ÖNORM B 1995-1-1:2010-10-19
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
- [12] 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)
- [13] 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
- [14] ÖNORM EN 1996-1-1:2009-11-15
Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten - Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk

- [15] ÖNORM B 1996-1-1:2009-03-01
Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten - Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk - Nationale Festlegungen zur ÖNORM EN 1996-1-1
- [16] ÖNORM EN 1996-3:2009-12-01
Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten - Teil 3: Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten
- [17] ÖNORM B 1996-3:2009-03-01
Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten - Teil 3: Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten - Nationale Festlegungen zur ÖNORM EN 1996-3
- [18] ÖNORM EN 1998-1:2011-06-15
Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten
- [19] ÖNORM B 1998-1:2011-06-15
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

10.2 Bücher/Dissertationen/Masterarbeiten

- [20] Schickhofer, G.; et al.
BSPhandbuch | Holz-Massivbauweise in Brettsper Holz
2. Auflage 2010
Verlag der Technischen Universität Graz, ISBN: 978-3-85125-109-8

10.3 Berichte/Skripten

- [21] Flatscher, G.; Schickhofer, G.
Verbindungstechnik in BSP bei monotoner und zyklischer Beanspruchung - Statusbericht TU Graz
Beitrag im Rahmen der 9. Grazer Holzbau-Fachtagung (9.GraHFT'11) am Institut für Holzbau und Holztechnologie der TU Graz, 2011
- [22] Ceccotti, A.
New Technologies for Construction of Medium-Rise Buildings in Seismic Regions: The XLAM Case
Structural Engineering International, Vol. 18, Nr. 2, 2008
- [23] Seim, W.
Erdbebenforschung, Entwicklung und Nachweisführung - in Deutschland
Beitrag im Rahmen der 9. Grazer Holzbau-Fachtagung (9.GraHFT'11) am Institut für Holzbau und Holztechnologie der TU Graz, 2011
- [24] Schickhofer, G.; Ringhofer, A.
Das Erdbebenverhalten von Hochbauten in Holz-Massivbauweise | Eine vergleichende Betrachtung mit anderen Massivbauweisen
Projektbericht zu LS1101_Erdbeben_Vergleichsrechnung
TU Graz, 2011
- [25] Fragiaco, M.; et al.
Elastic and ductile design of multi-storey crosslam massive wooden buildings under seismic actions
Engineering Structures, Special Issue on Timber Engineering, available online, doi: 10.1016/j.engstruct.2011.05.020

- [26] Jung, P.; et al.
Erdbebengerechte, mehrgeschossige Holzbauten
Technische Dokumentation der Lignum, Holzwirtschaft Schweiz, Zürich

10.4 Zulassungen/Produktinformationen

- [27] SIMPSON STRONG-TIE-C-DE-2010/11
Qualitätsverbinder für Holzkonstruktionen
charakteristische Werte nach EC5 und DIN 1052

