



## ***ERDBEBENBEANSPRUCHUNG EINES GRÜNDERZEITHAUSES MIT DACHGESCHOSSAUSBAU „LEICHT“***

ERMITTLUNG DER KAPAZITÄT DES BESTANDES UND NACHWEIS DER HORIZONTALEN  
LASTABTRAGUNG ZUFOLGE ZUSATZLASTEN

Ausgabe: Juli 2008,  
**E03-18072008**

Verfasser: Alexander Krakora

Mitarbeit: Peter Bauer  
Walter Brusatti  
Erich Kern  
Dimitrios Stefanoudakis

## INHALTSVERZEICHNIS

	Seite
1. Vorbemerkungen	3
1.1 Rechtliche Hinweise	3
1.2 Technische Hinweise	4
2. Berechnungsgrundlagen	5
3. Baustoffe	5
4. Lastannahmen	6
5. Übersichtszeichnungen	7
6. Massenermittlung	9
7. Erdbebeneinwirkung	11
8. Kapazität des Bestandes	13
9. DG-Ausbau Leicht	21 bis 31

## 1. Vorbemerkungen

Gegenstand dieses Beispiels ist der Nachweis der Ableitung der zusätzlichen horizontalen Lasten eines geplanten DG-Ausbaues in einem typischen Gebäude aus der Gründerzeit.

Es wird dabei ein fiktives Gebäude mit einem Kellergeschoß, dem Erdgeschoß, 4 Obergeschoßen und dem Dachgeschoß untersucht.

Selbstverständlich kann die Methode auch auf beliebige andere Grundrisskonfigurationen angewendet werden.

### 1.1 Rechtliche Hinweise

Das vorliegende Beispiel basiert auf den Festlegungen im Merkblatt der MA 37 (Allg.12192/2008 „statische Vorbemessung“) vom 31.03.2008 über die Nachweisführung bei unmaßgeblichen Änderungen (Pkt. II,2):

*Bei unmaßgeblichen Änderungen darf aus statisch konstruktiver Sicht die gegebene Sicherheit nicht verschlechtert werden. Allenfalls sind geeignete, nachzuweisende Kompensationsmaßnahmen vorzusehen, sodass die Sicherheit des Gebäudes nach der Änderung mindestens jener vor der Änderung entspricht. Voraussetzung dabei ist, dass die relevanten Bauteile (Träger, Wände, Stützen) tragfähig sind, das Bauwerk zumindest in einem gebrauchstauglichen Zustand ist und beides nachgewiesen wird.*

D.h. für das Beispiel wurde vorausgesetzt, dass die Bauführung eine unmaßgebliche Änderung im Sinne des o.a. Merkblattes darstellt. Bei einer Nachweisführung in Anlehnung an das vorliegende Beispiel ist daher vorab mit der zuständigen Behörde zu klären, ob dies auch für das konkrete Projekt zutrifft.

Sonstige Bestimmungen des o.a. Merkblattes, einschlägiger Normen und Gesetze sowie der OIB-Richtlinie 1 bleiben von der folgenden Nachweisführung unberührt und sind jedenfalls zu beachten.

Wie auch im Beispiel dargestellt, erfüllen Gründerzeithäuser naturgemäß nicht die statisch-konstruktiven Anforderungen nach dem neuesten Stand der Technik. Zu empfehlen ist daher, auf diesen Umstand ausdrücklich hinzuweisen und in den zivilrechtlichen Vereinbarungen zu berücksichtigen.

## 1.2. Technische Hinweise

Es wird zunächst die Kapazität des Bestandes gegenüber der normgemäßen Erdbebenbeanspruchung ermittelt.

Der Nachweis der horizontalen Lastabtragung für die maßgebliche Richtung zufolge Zusatzlast aus dem DG-Ausbau erfolgt dann für die bestehenden Bauteile auf gleichem Sicherheitsniveau wie vor Aufbringung dieser Last.

Die maßgebliche Richtung ist i.d.R. und speziell beim vorliegenden Musterhaus die Querrichtung, also normal zum First, womit die Erdbebeneinwirkung im Rahmen dieses Beispiels auch nur für diese untersucht wird. Bei nicht eindeutigen Konfigurationen (z.B. Eckhäusern) sind mehrere Richtungen (i.A. mindestens zwei) zu untersuchen.

Ziel dieses Beispiels ist es, eine Möglichkeit der Nachweisführung aufzuzeigen.

Es ist bekannt, dass Detailfragen hinsichtlich Modellierung, Zusammenwirken von Bauteilen, Nachweisverfahren, etc. für Mauerwerk und insbesondere für Altbauten derzeit größtenteils ungelöst sind und weiter zu entwickeln sein werden.

So kann mit der vorgestellten Methode wenig über die tatsächliche Tragwirkung des Bestandes ausgesagt werden, insbesondere weil noch keine Einigkeit hinsichtlich der Bemessungswiderstände "alten" Mauerwerks mit "schwach" schubsteifen Decken besteht. Mit ihr kann aber mit einer - aus heutiger Sicht - sicheren Vorgangsweise die mögliche Umlagerung von Horizontalkräften bei Einführung einer Verbunddecke im Dachgeschoss ermittelt werden.

Das prinzipielle Problem der Nachweisführung bei Beanspruchungsumlagerungen ohne gesicherte Bemessungswiderstände kann nur gelöst werden, indem die horizontale Kraftaufnahme der lastabgebenden Bauteile (i.d.R. die schwachen Zwischenwände) überschätzt wird und die der lastaufnehmenden Bauteile unterschätzt wird. Damit liegt das Verfahren auf der sicheren Seite.

Im Rahmen dieses Beispiels liegt das Hauptaugenmerk auf der Horizontallastabtragung. Der Nachweis der vertikalen Lastabtragung ist aber selbstverständlich auch immer zu führen!

## 2. Berechnungsgrundlagen

ÖNORM EN 1991

ÖNORM EN 1996-1-1, EN 1996-3

ÖNORM EN 1998-1

## 3. Baustoffe

Mauerwerk, altes österr. Ziegelformat

Mörteldruckfestigkeit,  $f_m$ : 1,0 N/mm<sup>2</sup>

Steindruckfestigkeit,  $f_b$ : 21,25 N/mm<sup>2</sup>

(Annahmen, bzw. aus Mauerwerksgutachten)

und daraus ermittelt:

nach EN 1996-1-1/3.6.1.2/(3.2) und ÖNORM B 1996-1-1/4.2

$$f_k = K * f_b^\alpha * f_m^\beta$$

Mauerwerksfestigkeit,  $f_k$ : 3,5 N/mm<sup>2</sup>

#### 4. Lastannahmen

##### Decken

##### Ständige Last:

Eigengewicht + Aufbau der bestehenden Decken:

Decke über EG bis Decke über 3.OG:

Tramdecke, Beschüttung, Belag	2,3 kN/m <sup>2</sup>
-------------------------------	-----------------------

Decke über 4.OG:

Doppelbaumdecke	3,5 kN/m <sup>2</sup>
-----------------	-----------------------

Dach (auf Horizontale)	0,7 kN/m <sup>2</sup>
------------------------	-----------------------

##### Veränderliche Last:

Decke über EG bis Decke über 3.OG:

$q_k = 2,00 \text{ kN/m}^2$  (Kategorie A1 nach ÖNORM B 1991-1-1:2003)

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

Decke über 4.OG: (Dachboden Bestand)

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

Die Nutzlasten werden für die seismischen Massen entsprechend der Kategorie Wohn- und Bürogebäude mit dem  $\psi_2$  - Faktor von 0,3 berücksichtigt.

(eine Nutzlastabminderung gem. ÖNORM EN 1991-1-1, Pkt. 6.3.1.2 wird zur Vereinfachung nicht durchgeführt, wäre aber möglich)

##### Wände

$g_k$  :

d = 15 cm	3,10 kN/m <sup>2</sup>
-----------	------------------------

d = 30 cm	5,80 kN/m <sup>2</sup>
-----------	------------------------

d = 45 cm	8,50 kN/m <sup>2</sup>
-----------	------------------------

d = 60 cm	11,20 kN/m <sup>2</sup>
-----------	-------------------------

## 5. Übersicht, Positionen

Grundriss:

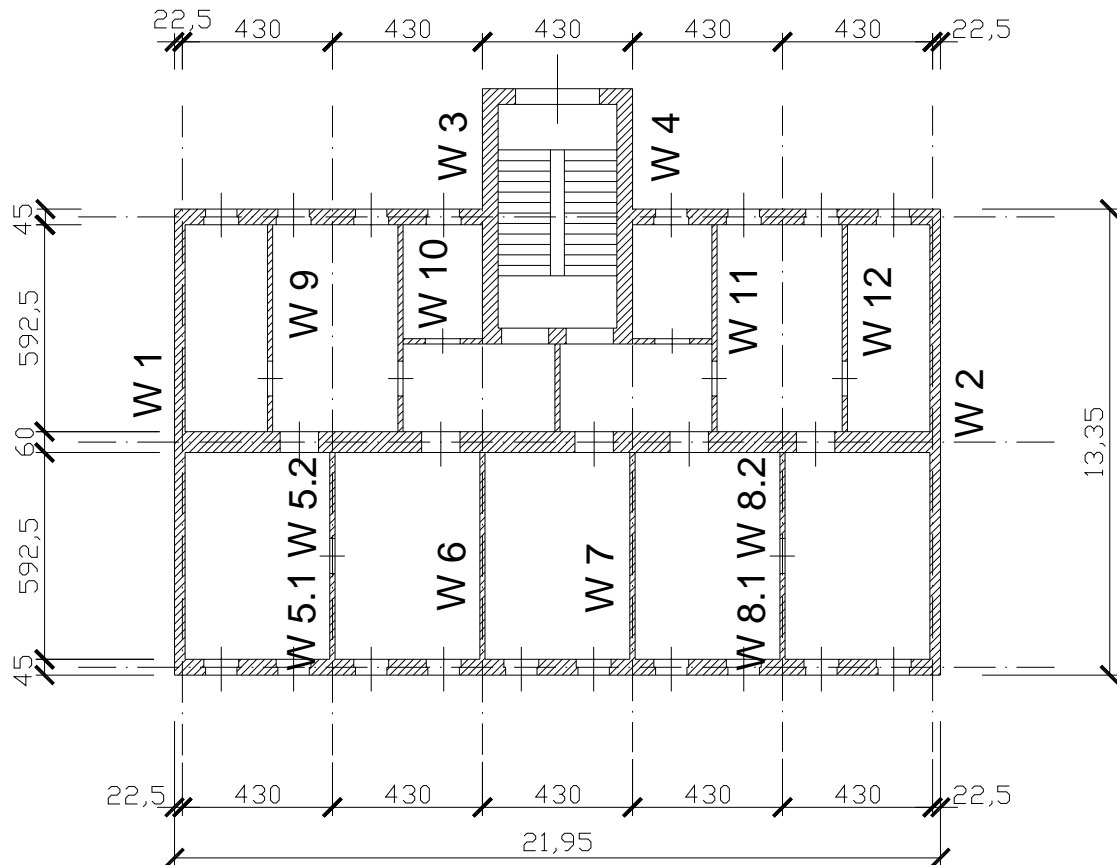


Bild 5.1 -Grundriss Erdgeschoß

## Querschnitt:

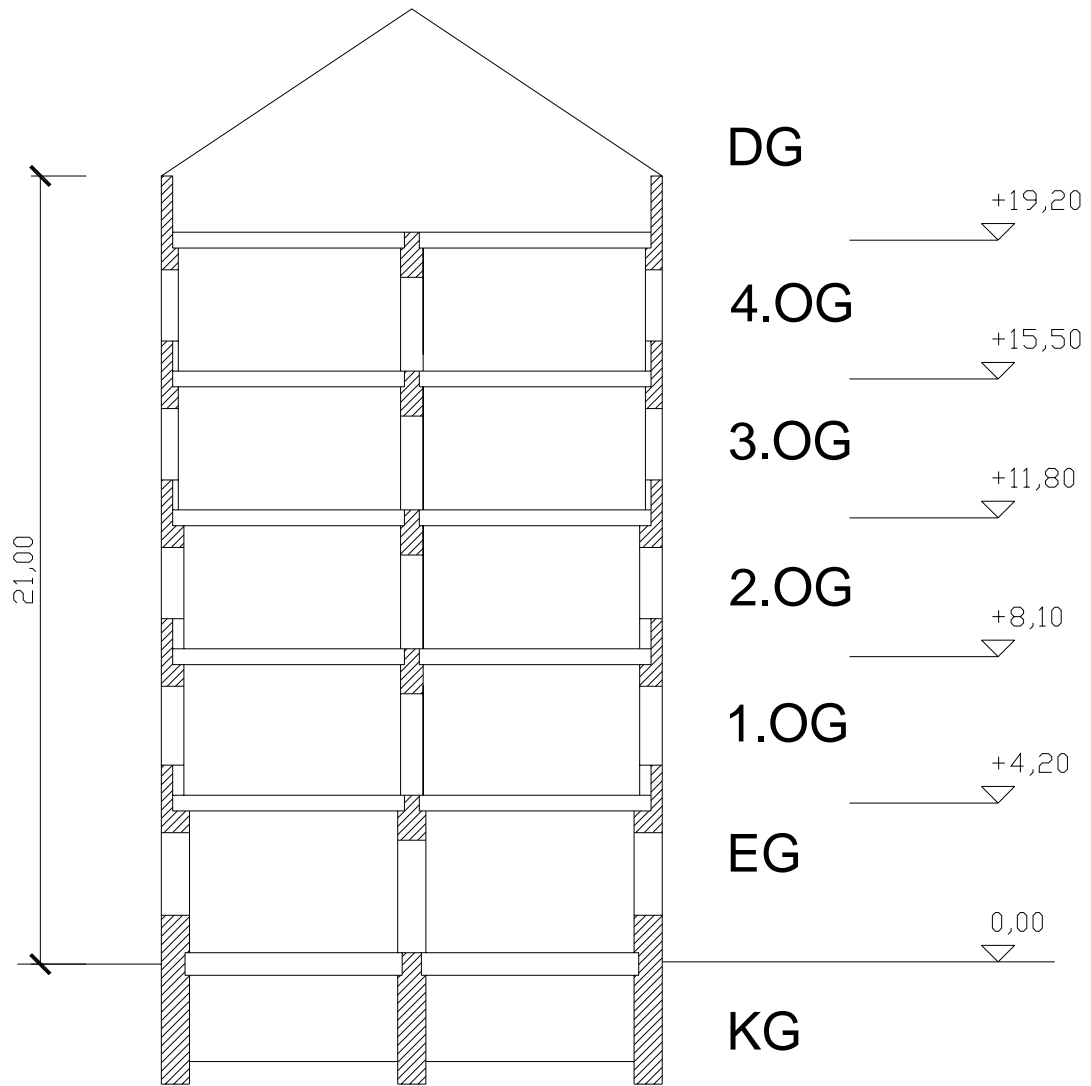


Bild 5.2 -Schnitt



## 6. Massenermittlung

### Wandlängen / Wandgewicht

DG	H =		L [m]	g [kN/m <sup>2</sup> ]	[kN]		
	3,75 m	vergl.Höhe	26,70	5,80	580,73		
			17,60	8,50	561,00		
			21,35	11,20	896,70		
			39,90	8,50	508,73	Durchbruchanteil	0%
			0,00	3,10	0,00		
					<b>2547,15</b>		
					<hr/> <hr/>		
4.OG	H =		L [m]	g [kN/m <sup>2</sup> ]	[kN]		
	3,7 m		26,70	5,80	572,98		
			17,60	8,50	553,52		
			21,35	11,20	884,74		
		Aussenw.d = 45	38,40	8,50	966,14	Durchbruchanteil	20%
		d = 15	52,00	3,10	596,44		
					<b>3573,83</b>		
					<hr/> <hr/>		
3.OG	H =		L [m]	g [kN/m <sup>2</sup> ]	[kN]		
	3,7 m		26,70	5,80	572,98		
			17,60	8,50	553,52		
			21,35	11,20	884,74		
		Aussenw.d = 45	38,40	8,50	966,14	Durchbruchanteil	20%
		d = 15	52,00	3,10	596,44		
					<b>3573,83</b>		
					<hr/> <hr/>		
2.OG	H =		L [m]	g [kN/m <sup>2</sup> ]	[kN]		
	3,7 m		26,70	5,80	572,98		
			17,60	8,50	553,52		
			21,35	11,20	884,74		
		Aussenw.d = 60	38,40	11,20	1273,04	Durchbruchanteil	20%
		d = 15	52,00	3,10	596,44		
					<b>3880,72</b>		
					<hr/> <hr/>		
1.OG	H =		L [m]	g [kN/m <sup>2</sup> ]	[kN]		
	3,9 m		26,70	5,80	603,95		
			17,60	8,50	583,44		
			21,35	11,20	932,57		
		Aussenw.d = 60	38,40	11,20	1341,85	Durchbruchanteil	20%
		d = 15	52,00	3,10	628,68		
					<b>4090,49</b>		
					<hr/> <hr/>		

EG	H = 4,2m		L [m]	g [kN/m <sup>2</sup> ]	[kN]	
d = 30	26,70		26,70	5,80	650,41	
d = 45	14,60	3,00	17,60	8,50	628,32	
d = 75	21,35		21,35	13,90	1246,41	
Aussenw.d = 75	21,35	17,05	38,40	13,90	1793,43	Durchbruchanteil 20%
d = 15	52,00		52,00	3,10	677,04	
					<b>4995,62</b>	

### Massenzusammenstellung

	Decke über	Deckenlasten		Wandlasten	M <sub>tot</sub> [kg/100]	z <sub>i</sub> [m]	[kg/100*m]
		GD	P	GW			
<b>m 5</b>	4.OG	1230,74	87,91	4334,065	5652,71	19,2	108532,06
<b>m 4</b>	3.OG	673,97	175,82	3573,83	4423,62	15,5	68566,18
<b>m 3</b>	2.OG	673,97	175,82	3727,2764	4577,07	11,8	54009,43
<b>m 2</b>	1.OG	673,97	175,82	3985,6072	4835,40	8,1	39166,75
<b>m 1</b>	EG	673,97	175,82	4543,0551	5392,85	4,2	22649,97
					<b>24881,66</b>		<b>292924,38</b>

#### Anmerkung:

Massenreduktion zufolge Kaminöffnungen, etc. wurde aus Vereinfachungsgründen nicht berücksichtigt.

Bei der Ermittlung von m5 wurden die vorhandenen Kamine im Dachgeschoss, das Gesimsegewicht und die Giebelmauern berücksichtigt.

## 7. Erdbebeneinwirkung

Zugrundeliegende Norm: EN 1998-1:2005 (EC8)

Die Einordnung in die Bedeutungskategorie II ergibt für dieses Beispiel:

$$\gamma_I = 1,0$$

Horizontale Bodenbeschleunigung:

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

Erdbebenzone:	3
Sicherheitsklasse:	1
Referenzbodenbeschleunigung:	$a_{gR} = 0,8 \text{ m/s}^2$

Gesamterdbebenkraft:

$$F_b = S_d(T) \times m \times \lambda$$

mit

$$S_d(T) = a_g \times S \times 2,5/q = 1,6 \text{ m/s}^2$$

vereinfacht am oberen Plateau angenommen

$$\lambda = 0,85 \dots \text{Korrekturbeiwert}$$

$$a_g = 0,8 \text{ m/s}^2$$

$$m = 2.488.166,0 \text{ kg}$$

$$q = 1,5 \dots \text{Verhaltensbeiwert}$$

$$S = 1,2 \dots \text{Bodenparameter}$$

$$F_b = 3383,91 \text{ kN}$$

**Massenzusammenstellung nach den Einflussbereichen und Verteilung der horizontalen Kräfte:**

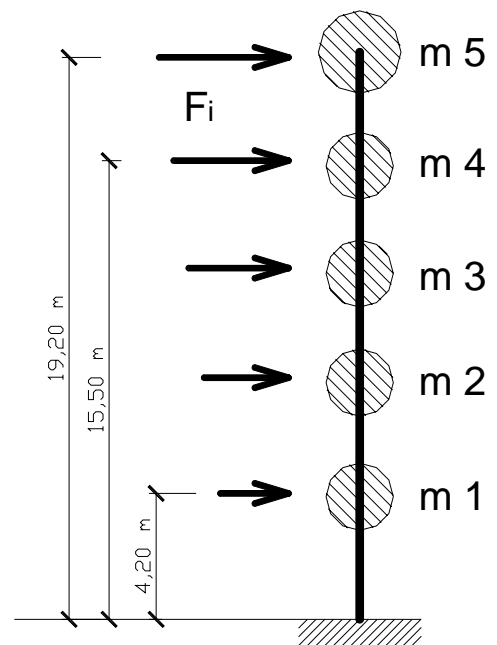
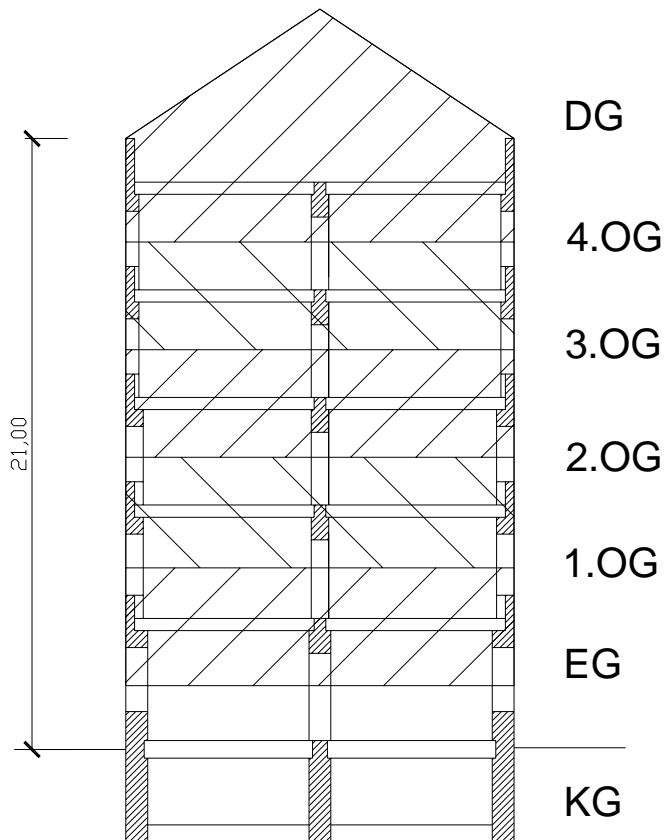


Bild 7.1(a)

Bild 7.1(b)

Bild 7.1 -Anordnung der geschosswise zugeordneten Massen am Ersatzsystem

**Erdbebenkräfte pro Geschoß**

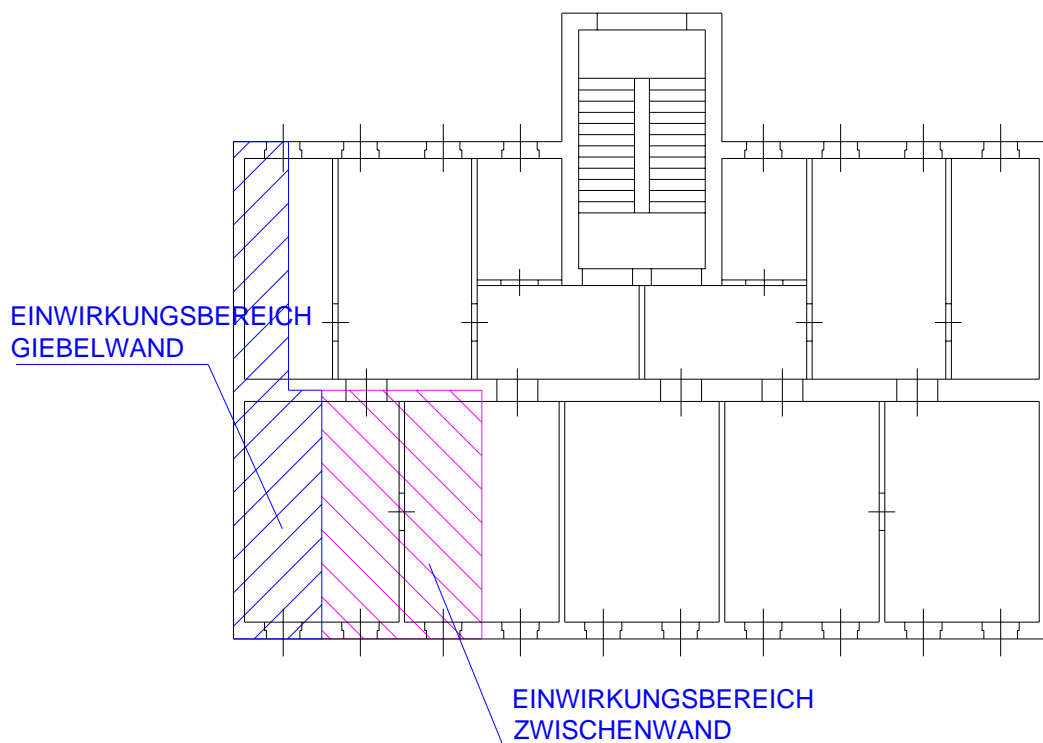
$$F_i = F_b \times (m_{,i} \times z_{,i}) / \sum (m_{,j} \times z_{,j})$$

Decke über	$F_i$ [kN]
4.OG	1253,78
3.OG	792,09
2.OG	623,92
1.OG	452,46
EG	261,66

## 8. Kapazität des Bestandes

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

### a) Giebelwand/ Feuermauer



**Bild 8.1 -Einflussflächen**

Da die einzelnen Geschoßdecken keine Scheibenwirkung aufweisen, erfolgt die Zuweisung der Erdbebenkräfte entsprechend deren Einwirkungsbereich lt. obiger Skizze flächenanteilig. Dies kann bei gleichmäßigen Grundrisskonfigurationen erfolgen. Im Zweifelsfall sind die Massen- und Horizontalkraftverteilungen direkt den Wänden zugeordnet zu ermitteln.

Der Anteil der Gesamterdbebenkraft auf die einzelnen, ablastenden Wände kann demnach hier durch einen Massenanteilsfaktor (die in Schwingung versetzte Masse innerhalb des jeweiligen, in obiger Skizze schraffierten Bereiches bezogen auf die Gesamtmasse) beschrieben werden.

Für die Giebelwand beispielsweise lautet dieser Faktor: 0,0877,  
und die dadurch zugeordneten horizontalen Schnittgrößen ergeben sich zu:

Bemessungsschnittgrößen:

Giebelwand	V <sub>d</sub> [kN]	z [m]	M <sub>d</sub> [kNm]	N <sub>d</sub> [kN]
Massenanteilsfaktor				(Giebel) 290,36
0,0877	109,96	19,2	2111,16	286,49
	69,47	15,5	1076,72	286,49
	54,72	11,8	645,67	286,49
	39,68	8,1	321,41	301,98
	22,95	4,2	96,38	325,21
in EG-Fuge:	<b>296,77</b>		<b>4251,35</b>	<b>1777,02</b>

Anmerkung: N<sub>d</sub> wird aus "Sicherheitsgründen" direkt ermittelt (je höher N<sub>d</sub> ist, desto grösser ist die horizontale Tragkraft der Wand)

Wir weisen im folgenden die Giebelwände für das Bemessungserdbeben nach:

Nachweise:

**EG** Biegetragfähigkeit

Wand	σ, N min [N/mm <sup>2</sup> ]	σ, Mmin [N/mm <sup>2</sup> ]	σ, Mmax [N/mm <sup>2</sup> ]	σ, vorh_min [N/mm <sup>2</sup> ]	σ, vorh_max [N/mm <sup>2</sup> ]	e = M/N [m]	L/6 [m]	L/3 Bemerkungen [m]
W1	-0,44	-0,48	0,48	-0,92	0,03	2,39	2,23	4,45 klaffende Fuge

**EG** Schubtragfähigkeit  $VR_d = c_v (L/2 - e) t f_{vd0} + 0,4 N_{sd}/\gamma_m < 3(L/2 - e) t f_{vdu}$

Wand	L [m]	t [cm]	V <sub>d</sub> [kN]	c [m]	l <sub>c</sub> [m]	σ <sub>d</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	VR <sub>d</sub> < 3(L/2-e) t f <sub>vdu</sub> [kN]	[kN]
W1	13,35	30,00	296,77	4,28	12,85	0,46	730,83	730,83

wobei folgende Ausgangswerte angesetzt wurden:

**cv = 3,0** ...für Mauerwerk mit vermörtelten Stoßfugen  
gem. ÖNORM EN 1996-3, 4.4.2

Bemessungswert der Schubfestigkeit

$$f_{vdu} = (f_{vk0} + 0,4 \sigma_d) / \gamma_m = 0,15 \text{ N/mm}^2$$

charakt. Haftscherfestigkeit

$$f_{vk0} = 0,1 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{vd0} = f_{vk0} / \gamma_m = 0,07 \text{ N/mm}^2$$

Steindruckfestigkeit (aus Mauerwerksgutachten)

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

Teilsicherheitsbeiwert für außergewöhnliche Kombination  
nach ÖNORM B 1998-1/4.9.4:

$$\gamma_m = 1,5$$

Die Feuermauern haben bei vollem Ansatz der Schubtragfähigkeit noch Kapazitätsreserven.

## b) Zwischenwände:

Grundsätzlich ist festzustellen, dass nach derzeit vorliegendem Normungswerk eine Normalkraftableitung für die Zwischenwände nicht nachgewiesen werden kann. Dies insbesondere, da eine geschoßweise Festhaltung gegen Knicken bedingt durch die weichen Holzdecken nicht gesichert ist und daher das i.d.R. 14 cm dicke Mauerwerk einen viel zu hohen Schlankheitsgrad aufweist. Ebenso ungeklärt ist eine mögliche Mitwirkung der Gebäudelängswände (Außen- und Mittelmauer).

Ein Nachweis kann derzeit nur über die Schubtragfähigkeit, ohne Normalkraftanteil geführt werden, d.h. es wird lediglich der Haftscheranteil gemäß ÖNORM EN 1996 berücksichtigt. Es wird damit eine untere Schranke der Gebäudekapazität gegenüber der Erdenbeanspruchung gefunden.

Die Schnittgrößen für die Zwischenwände ergeben sich zu:

<b>Zwischenwand</b>				
<b>W6,7</b>	<b>V<sub>d</sub> [kN]</b>	<b>M<sub>d</sub> [kNm]</b>		<b>N<sub>d</sub> [kN]</b>
Massenanteilsfaktor				
0,096	120,36	19,2	2310,96	67,90
	76,04	15,5	1178,62	67,90
	59,90	11,8	706,78	67,90
	43,44	8,1	351,83	71,57
	25,12	4,2	105,50	77,08
in EG-Fuge:	<b>324,85</b>	<b>4653,70</b>		<b>352,36</b>

<b>Zwischenwand</b>				
<b>W9,12</b>	<b>V<sub>d</sub> [kN]</b>	<b>M<sub>d</sub> [kNm]</b>		<b>N<sub>d</sub> [kN]</b>
Massenanteilsfaktor				
0,0693	86,89	19,2	1668,23	44,73
	54,89	15,5	850,82	44,73
	43,24	11,8	510,21	44,73
	31,36	8,1	253,98	47,15
	18,13	4,2	76,16	50,78
in EG-Fuge:	<b>234,50</b>	<b>3359,39</b>		<b>232,13</b>



**Zwischenwand**

<b>W5.1/2 8.1/2</b>	<b>V<sub>d</sub> [kN]</b>	<b>M<sub>d</sub> [kNm]</b>		<b>N<sub>d</sub> [kN]</b>
Massenanteilsfaktor				
0,0491	61,56	19,2	1181,96	33,95
	38,89	15,5	602,82	33,95
	30,63	11,8	361,49	33,95
	22,22	8,1	179,95	35,79
	12,85	4,2	53,96	38,54
<b>in EG-Fuge:</b>	<b>166,15</b>	<b>2380,18</b>		<b>176,18</b>

**Zwischenwand**

<b>W10,11</b>	<b>V<sub>d</sub> [kN]</b>	<b>M<sub>d</sub> [kNm]</b>		<b>N<sub>d</sub> [kN]</b>
Massenanteilsfaktor				
0,0726	91,02	19,2	1747,67	44,73
	57,51	15,5	891,33	44,73
	45,30	11,8	534,50	44,73
	32,85	8,1	266,07	47,15
	19,00	4,2	79,78	50,78
<b>in EG-Fuge:</b>	<b>245,67</b>	<b>3519,36</b>		<b>232,13</b>

Zusammenfassung der Schnittgrößen:

**EG SCHNITTGRÖSSEN**

Wand	<b>L [m]</b>	<b>t cm]</b>	<b>M<sub>d</sub> [kNm]</b>	<b>N<sub>d</sub> [kN]</b>	<b>V<sub>d</sub> [kN]</b>
W1	13,35	30,00	4251,35	1777,02	296,77
W2	13,35	30,00	4251,35	1777,02	296,77
W3	7,30	45,00	3601,77	1690,50	251,42
W4	7,30	45,00	3601,77	1690,50	251,42
W5.1/5.2	3,06	14,00	2380,18	176,18	166,15
W6	6,98	14,00	4653,70	352,36	324,85
W7	6,98	14,00	4653,70	352,36	324,85
W8.1/8.2	3,06	14,00	2380,18	176,18	166,15
W9	4,35	14,00	3359,39	232,13	234,50
W10	4,35	14,00	3519,36	232,13	245,67
W11	4,35	14,00	3519,36	232,13	245,67
W12	4,35	14,00	3359,39	232,13	234,50

Der Nachweis ergibt, wie zu erwarten war, eine deutliche Überschreitung der Beanspruchbarkeit der Zwischenwände:

**EG** Schubtragfähigkeit  $VRd = L t f_{vd0}$

Wand	L [m]	t [cm]	Vd [kN]	VRd	
				[kN]	Kapazität[%]
W1	13,35	30,00	296,77	280,35	94,47
W2	13,35	30,00	296,77	280,35	94,47
W3	7,30	45,00	251,42	229,95	91,46
W4	7,30	45,00	251,42	229,95	91,46
W5.1/5.2	3,06	14,00	166,15	29,99	18,0
W6	6,98	14,00	324,85	68,40	21,1
W7	6,98	14,00	324,85	68,40	21,1
W8.1/8.2	3,06	14,00	166,15	29,99	18,0
W9	4,35	14,00	234,50	42,63	18,2
W10	4,35	14,00	245,67	42,63	17,4
W11	4,35	14,00	245,67	42,63	17,4
W12	4,35	14,00	234,50	42,63	18,2

Tabelle 8.1 -Erfüllungsfaktoren der Aussteifungswände des ursprünglichen Bestandes

In der rechten Spalte >Kapazität[%]< ist der unter den vorgenannten Annahmen ermittelte Kapazitätsfaktor (=Erfüllungsfaktor) angegeben, welcher die Wand gegenüber der normgemäßen Erdbebenbeanspruchung hat.

Wenn man von den kurzen Wandstücken (wie zB W5.1) absieht, so ist der Widerstand etwa um das 4,7-fache überschritten, oder anders ausgedrückt:

**Der Kapazitätsfaktor des hier untersuchten Gründerzeithauses gegenüber einer Erdbebenbeanspruchung nach ÖNORM EN 1998 liegt im Durchschnitt bei 17% bis 21 %.**

Der niedrige Erfüllungsfaktor geht auf die Änderung der Erdbebennormen zurück. Man geht seit 1997 für Neubauten von einer geringeren Versagenswahrscheinlichkeit aus. Diese darf innerhalb von 50 Jahren nicht mehr als 10% betragen, was statistisch gleichbedeutend ist mit einer Wiederkehrperiode von 475 Jahren.

An dieser Stelle sei angemerkt, dass obige Forderung für Neubauten zweifellos sinnvoll ist, da die Berechnungsprogramme heute das erforderliche Leistungsvolumen aufweisen und der Mehraufwand bezogen auf die Gesamtbaukosten vergleichsweise gering ist.

Die weiteren Betrachtungen beziehen sich immer auf das **vorhandene** Sicherheitsniveau des Bestandes.

$$S_d(T) = a_g \times S \times 2,5/q \times \kappa = 0,8 \times 1,2 \times 2,5/1,5 \times 0,21$$

mit  $\kappa = 0,21$

$$S_d(T) = 0,336 \text{ m/s}^2$$

Hinweis: Man sollte aus Vorsichtsgründen nicht das unterste vorhandene Sicherheitsniveau des Bestandes ansetzen (hier wären das: 17.4%), sondern ein Niveau bei dem ein "Gesamtversagen" oder "größeres Teilversagen" eintritt (hier: bei mehr 21% ist das gesamte Haus in Querrichtung überlastet)

Schnittgrößenzusammenstellung unter abgeminderter Erdbebenbeanspruchung:

#### EG SCHNITTGRÖSSEN

Wand	L [m]	t cm]	M <sub>d</sub> [kNm]	N <sub>d</sub> [kN]	V <sub>d</sub> [kN]
W1	13,35	30,00	892,78	1777,02	62,32
W2	13,35	30,00	892,78	1777,02	62,32
W3	7,30	45,00	756,37	1690,50	52,80
W4	7,30	45,00	756,37	1690,50	52,80
W5.1/5.2	3,06	14,00	499,84	176,18	34,89
W6	6,98	14,00	977,28	352,36	68,22
W7	6,98	14,00	977,28	352,36	68,22
W8.1/8.2	3,06	14,00	499,84	176,18	34,89
W9	4,35	14,00	705,47	232,13	49,25
W10	4,35	14,00	739,07	232,13	51,59
W11	4,35	14,00	739,07	232,13	51,59
W12	4,35	14,00	705,47	232,13	49,25

Für die Giebelwände lautet der Nachweis dann:

**EG** Biegetragfähigkeit

Wand	$\sigma, N_{min}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma, M_{min}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma, M_{max}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma, \text{vorh}_{min}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma, \text{vorh}_{max}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$e = M/N$ [m]	L/6 [m]	L/3 Bemerkungen [m]
W1	-0,44	-0,10	0,10	-0,54	-0,34	0,50	2,23	4,45 $e < L/6$ ✓

Auf der vorsichtigen Seite (siehe Vorbemerkungen) wird auch bei der Giebelwand lediglich der Haftscheranteil für die Schubtragfähigkeit angesetzt:

**EG** Schubtragfähigkeit  $VRd = L t f_{vd0}$

Wand	L [m]	t [cm]	Vd [kN]	VRd [kN]
W1	13,35	30,00	62,32	280,35

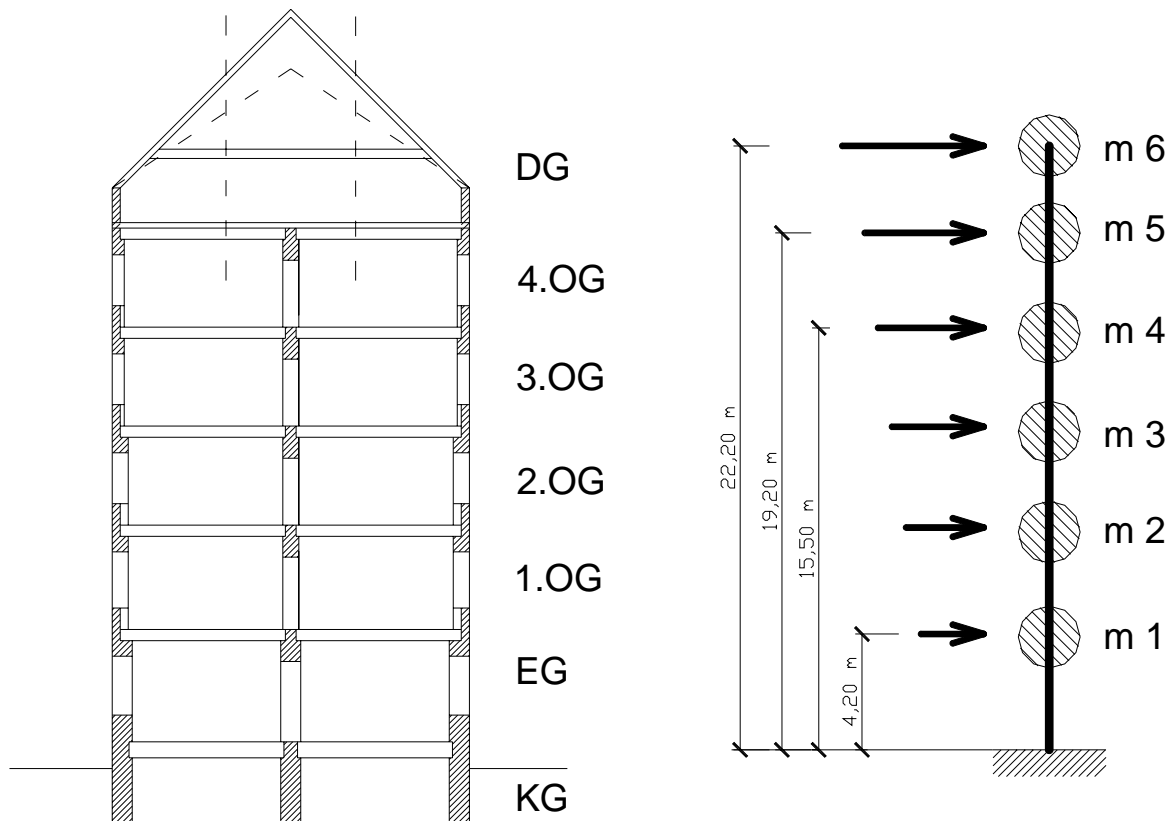
Nachweis für die Zwischenwände:

hier exemplarisch für die Wand W6:

**EG** Schubtragfähigkeit  $VRd = L t f_{vd0}$

Wand	L [m]	t [cm]	Vd [kN]	VRd [kN]
W6	6,98	14,00	68,22	68,40

## 9. DG-Ausbau leicht



**Bild 9.1 -neue Anordnung der Massen, jetzt mit zusätzlicher Masse m 6 für die neue DG-Ebene**

Es werden 700 kg pro m<sup>2</sup> Grundrissfläche Dachboden als zusätzliche Last angesetzt.

Es sollen weiters keine zusätzlichen horizontalen Kräfte in die ohnehin sehr schwachen Zwischenwände eingeleitet werden.

Dies wird erreicht, wenn man die Horizontalkräfte so verteilen kann, dass Wände mit Tragreserven gegenüber den normalen Zwischenwänden (i.A. die Feuermauern und Stiegenhauswände), zur besseren Mitwirkung "gezwungen" werden.

Gelingt es, die oberste bestehende Decke schubsteif auszubilden, lassen sich die Kräfte nach den Steifigkeiten der Wände aufteilen; im folgenden veranschaulicht:

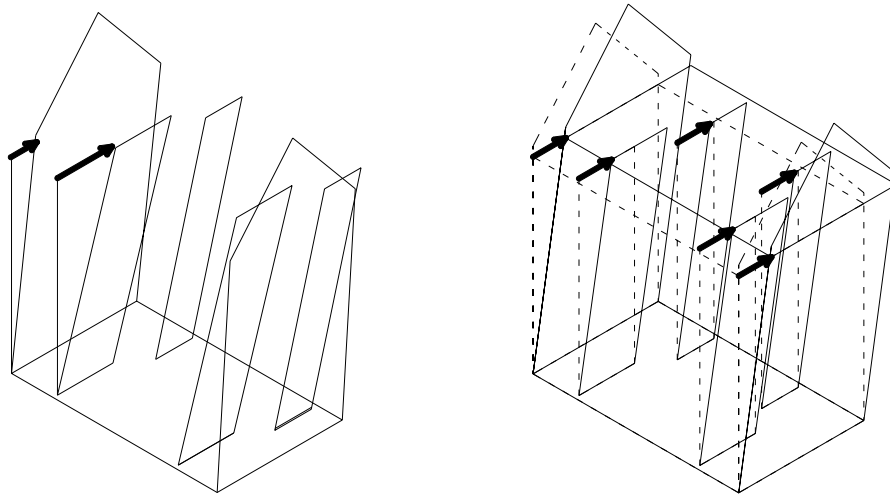


Bild 9.2(a)

Bild 9.2(b)

Bild 9.2 - Verschiebungen ohne und mit schubsteifer Decke

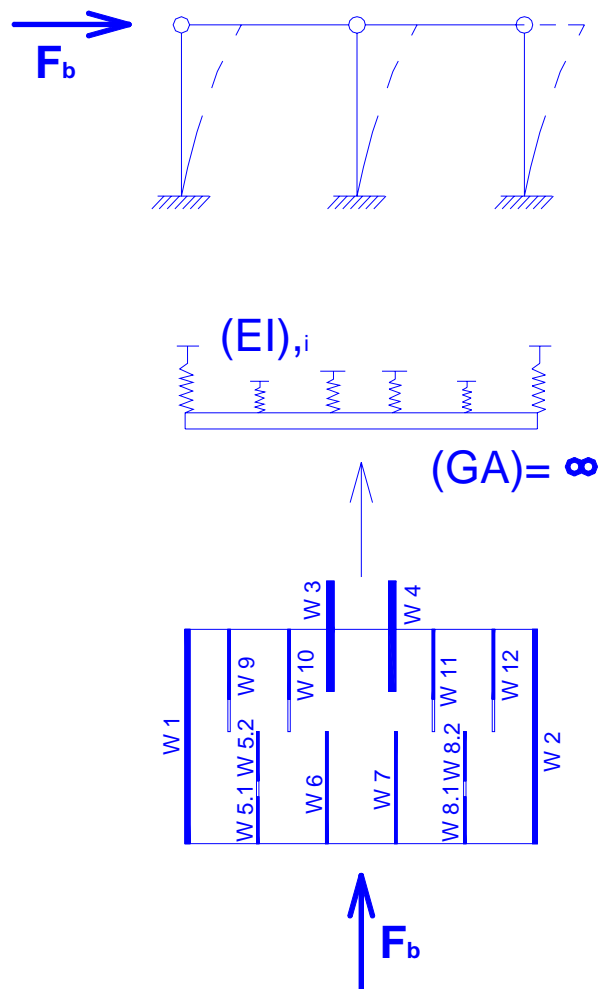


Bild 9.3 - Konzept Steifigkeitsverteilung/ Federmodell

Auch wenn für die Nachweisführung der horizontalen Bemessungswiderstände ein Mitwirken der Gurte (mitwirkende Längswandanteile) nicht berücksichtigt wird, so sollten diese bei der Verteilung der horizontalen Kräfte nach den Steifigkeiten hinzugerechnet werden (Lastabgebende Wände sind im Zweifel in der Steifigkeit zu überschätzen!). Man erhält dann folgende Aufstellung der Trägheitsmomente (zB mit Hilfe eines CAD-Programmes):

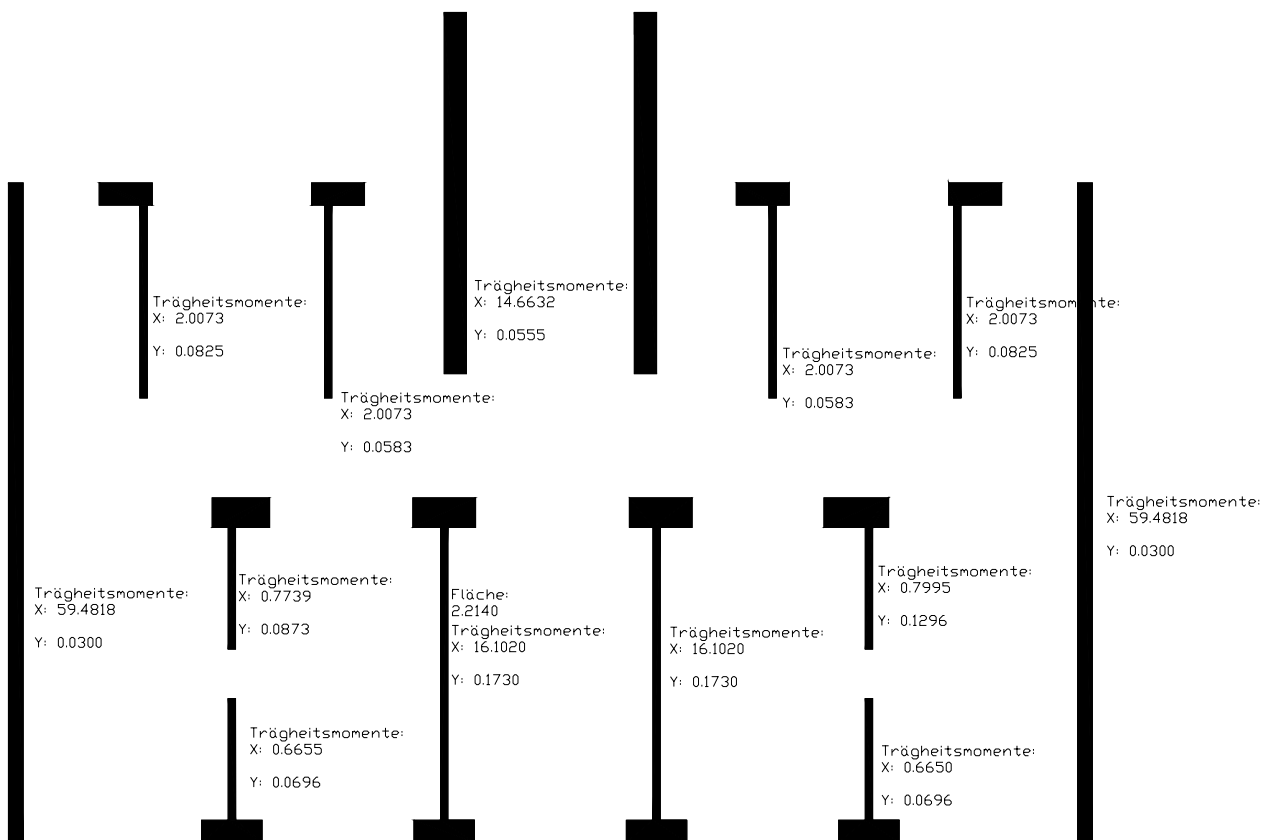


Bild 9.4 -Steifigkeitsermittlung Bestand

### Aufteilung der Horizontalkräfte nach den Steifigkeiten

H = 100 kN (%)

	t [cm]	L [cm]	A <sub>ST</sub> [mm <sup>2</sup> ]	I [m <sup>4</sup> ]	Vi,1 [kN/m]	Vi [kN] (100%)
<b>W1</b>	30	1335	4005000	59,4818	67765	29,92
<b>W2</b>	30	1335	4005000	59,4818	67765	29,92
<b>W3</b>	45	730	3285000	14,6632	19942	8,80
<b>W4</b>	45	730	3285000	14,6632	19942	8,80
<b>W5.1</b>	15	291	436500	0,6655	958	0,42
<b>W5.2</b>	14	306	428400	0,7739	1107	0,49
<b>W6</b>	14	698	977200	16,1020	17888	7,90
<b>W7</b>	14	698	977200	16,1020	17888	7,90
<b>W8.1</b>	14	291	407400	0,665	955	0,42
<b>W8.2</b>	14	306	428400	0,7995	1143	0,50
<b>W9</b>	14	435	609000	2,0073	2791	1,23
<b>W10</b>	14	435	609000	2,0073	2791	1,23
<b>W11</b>	14	435	609000	2,0073	2791	1,23
<b>W12</b>	14	435	609000	2,0073	2791	1,23
					<b>226515</b>	<b>100</b>

$$V_{i,1} = (3 E I_i G A) / (h^3 G A_{ST} + 3 E I_i h)$$

A<sub>ST</sub> = L x t ... "Stegfläche" des I-Querschnittes

I<sub>i</sub> ... Trägheitsmoment für die i-te Wand lt. Übersicht

$$V_i = (V \times V_{i,1}) / \sum V_{i,1}$$

**Vi,1...horizontale Ersatzkraft der i-ten Scheibe**

**h = 19,2 m**

**fk = 3,5 N/mm<sup>2</sup>**

**E = 3500 N/mm<sup>2</sup>**

**G = 1400 N/mm<sup>2</sup> (40% v. E)**

Anmerkung 1: Es könnten auch die gerissenen Werte des E- und Schubmoduls angesetzt werden; damit wird die Verteilung nicht beeinflusst.



Anmerkung 2: Die direkte Zuordnung der Verteilung der Horizontalkräfte nach Steifigkeiten stimmt exakt nur dann wenn Steifigkeitszentrum und Massenschwerpunkt ident sind. Im Allgemeinen ist die Verteilung mittels eines Federmodells analog Bild 9.3(b) (mittleres Bild) vorzunehmen.

$V_{i,1}$ ... Ersatzkraft, bei der die Horizontalverschiebung auf Dachbodenebene für jede einzelne Scheibe zu 1 wird,

die Verschiebung setzt sich aus der Momenten- und der Querkraftverformung zusammen:

$$u = u_M + u_Q$$

für den auskragenden Ersatzstab lauten die einzelnen Komponenten :

$$u_M = V_{i,1} \cdot h^3 / 3 E I$$

$$u_Q = V_{i,1} \cdot h / G A_{ST}$$

$$1 = V_{i,1} \cdot h^3 / 3 E I + V_{i,1} \cdot h / G A_{ST}$$

$$V_{i,1} = (3 E I G A_{ST}) / (h^3 G A_{ST} + 3 E I h)$$

Die 14 cm dicken Zwischenwände übernehmen erwartungsgemäß nur mehr einen geringen Anteil der horizontalen Einwirkung.

Wir führen im folgenden den Tragsicherheitsnachweis für die Feuermauer durch, wobei das Sicherheitsniveau des Bestandes zugrunde liegt:

Die zusätzliche Last aus DG-Ausbau Leicht beträgt z.B.:

$$N = 13,35 \times 21,95 \times 7,0$$

$$N, \text{ voll} = 2051,23 \text{ kN}$$

Veränderliche Last davon sei 683,67 kN (hier mit 1/3 der Zusatzlast angesetzt)

Die Zusatzmassen werden zu 2/3 dem Niveau Dachboden und zu 1/3 der darüber neu eingezogenen Dachgeschoßebene zugeteilt (**m 6**).

Die neue Massenzusammenstellung ergibt:

### Massenzusammenstellung

	Decke über	Deckenlasten		Wandlasten	M tot [kg/100]	zi [m]	[kg/100*m]
		G <sub>D</sub>	P	G <sub>W</sub>			
m 6	DG	455,40	68,30		523,69	22,2	11626,01
m 5	4.OG +	910,79	136,60		1047,39	19,2	20109,86
	4.OG	1230,74	87,91	4334,065	5652,71	19,2	108532,06
m 4	3.OG	673,97	175,82	3573,83	4423,62	15,5	68566,18
m 3	2.OG	673,97	175,82	3727,2764	4577,07	11,8	54009,43
m 2	1.OG	673,97	175,82	3985,6072	4835,40	8,1	39166,75
m 1	EG	673,97	175,82	4543,0551	5392,85	4,2	22649,97
					<b>26452,74</b>		<b>324660,26</b>

$$F_b = S_d(\tau) \times m \times \lambda$$

$$m = 2.645.274,0 \text{ kg}$$

$$F_b = 755,49 \text{ kN}$$

Die Kapazität des Gebäudes beträgt wie vorher bestimmt: 21%

$$S_d(T) = a_g \times S \times 2,5/q \times \kappa = 0,8 \times 1,2 \times 2,5/1,5 \times 0,21$$

mit  $\kappa = 0,21$

$$S_d(T) = 0,336 \text{ m/s}^2$$

Aufteilung der Erdbebenkräfte:

Verteilung der horizontalen  
Erdbebenkräfte:

$$F_i = F_b \times (m_{i,j} \times z_{i,j}) / \sum (m_{i,j} \times z_{i,j})$$

Decke über	$F_i$ [kN]
DG	27,05
4.OG	299,35
3.OG	159,55
2.OG	125,68
1.OG	91,14
EG	52,71

**Nachweise:**

Giebelwände W1, W2:

Die Schnittgrößen ergeben sich unter Berücksichtigung der neuen Zuordnung in Abhängigkeit der Wandsteifigkeiten zu:

Giebelwand	$V_d$ [kN]		$M_d$ [kNm]	$N_d$ [kN]
	13,53	22,2	300,30	352,76
	89,55	19,2	1719,43	286,49
	47,73	15,5	739,85	286,49
	37,60	11,8	443,66	286,49
	27,27	8,1	220,85	301,98
	15,77	4,2	66,22	325,21
in EG-Fuge	<b>231,45</b>		<b>3490,32</b>	<b>1839,42</b>

Es wird davon ausgegangen, dass die neu eingezogene Ebene im DG ebenfalls schubsteif ausgebildet wird. Vereinfacht werden die anteiligen Kräfte aus m6 je zur Hälfte auf die Giebelwände aufgeteilt.

**EG** Biegetragfähigkeit

Wand	$\sigma, N_{min}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma, M_{min}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma, M_{max}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma, \text{vorh}_{min}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma, \text{vorh}_{max}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$e = M/N$ [m]	L/6 [m]	L/3 Bemerkungen [m]
W1	-0,46	-0,39	0,39	-0,85	-0,07	1,90	2,23	4,45 e < L/6 ✓

**EG** Schubtragfähigkeit  $VRd = L t f_{vd0}$

Wand	L [m]	t [cm]	Vd [kN]	VRd [kN]
W1	13,35	30,00	231,45	280,35

Zwischenwände:

Wieder beispielhaft für die Wand W6:

**EG** Schubtragfähigkeit  $VRd = L t f_{vd0}$

Wand	L [m]	t [cm]	Vd [kN]	VRd [kN]
W6	6,98	14,00	57,53	68,40

Gegenüber dem Stand vor Einbau der schubsteifen Decke ist die Beanspruchung der Zwischenwände zufolge Umlagerung auf die Giebelwände deutlich reduziert worden.

Inwiefern eine andere Aufteilung der zusätzlichen Last, zB 2/3 in oberster Ebene, Einfluss auf die Tragfähigkeit hat, wird im folgenden gezeigt:

Die Massenverteilung und Schnittgrößen ändern sich zu:

### Massenzusammenstellung

	Decke über	Deckenlasten		Wandlasten	M tot [kg/100]	zi [m]	[kg/100*m]
		Gd	P	Gw			
m 6	DG	910,79	136,60		1047,39	22,2	23252,03
m 5	4.OG +	455,40	68,30		523,69	19,2	10054,93
	4.OG	1230,74	87,91	4334,065	5652,71	19,2	108532,06
m 4	3.OG	673,97	175,82	3573,83	4423,62	15,5	68566,18
m 3	2.OG	673,97	175,82	3727,2764	4577,07	11,8	54009,43
m 2	1.OG	673,97	175,82	3985,6072	4835,40	8,1	39166,75
m 1	EG	673,97	175,82	4543,0551	5392,85	4,2	22649,97
					<b>26452,74</b>		<b>326231,34</b>

Giebelwand	<b>V<sub>d</sub> [kN]</b>		<b>M<sub>d</sub> [kNm]</b>	<b>N<sub>d</sub> [kN]</b>
	26,92	22,2	597,71	352,76
	82,16	19,2	1577,40	286,49
	47,50	15,5	736,29	286,49
	37,42	11,8	441,53	286,49
	27,13	8,1	219,79	301,98
	15,69	4,2	65,91	325,21
in EG-Fuge	<b>236,83</b>		<b>3638,62</b>	<b>1839,42</b>

### EG Biegetragfähigkeit

Wand	$\sigma$ , N min [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma$ , Mmin [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma$ , Mmax [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma$ , vorh_min [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma$ , vorh_max [N/mm <sup>2</sup> ]	e = M/N [m]	L/6 [m]	L/3 Bemerkungen [m]
W1	-0,46	-0,41	0,41	-0,87	-0,05	1,98	2,23	4,45 e < L/6 ✓

Die Vergrößerung des Momentes beträgt etwa 4,5%.

Abschließend wird gezeigt, wie sich der Einfluss der schubsteifen Decke positiv auf den Erfüllungsfaktor ausgewirkt hat:

Die Gesamtkapazität gegenüber der Erdbebenbeanspruchung nach neuer Norm beträgt nun mindestens 25 %:

Wand	Schubtragfähigkeit		$V_d$ [kN]	VRd	
	L [m]	t [cm]		[kN]	Kapazität[%]
W1	13,35	30,00	1102,12	280,35	25,4
W2	13,35	30,00	1102,12	280,35	25,4
W3	7,30	45,00	305,37	229,95	75,3
W4	7,30	45,00	305,37	229,95	75,3
W5.1/5.2	3,06	14,00	14,62	29,99	205,1
W6	6,98	14,00	273,95	68,40	25,0
W7	6,98	14,00	273,95	68,40	25,0
W8.1/8.2	3,06	14,00	14,62	29,99	205,1
W9	4,35	14,00	42,73	42,63	99,8
W10	4,35	14,00	42,73	42,63	99,8
W11	4,35	14,00	42,73	42,63	99,8
W12	4,35	14,00	42,73	42,63	99,8

Tabelle 9.1 - Erfüllungsfaktoren der Aussteifungswände des Bestandes nach DG-Leicht Ausbau

Man erkennt im Vergleich mit Tabelle 8.1 die Verbesserung des Gesamtsicherheitsniveaus, die vor allem in einer Vergleichmäßigung des Beanspruchungsniveaus liegt.

In unserem Fall wird der Erfüllungsfaktor, der vor dem DG-Leichtausbau bei ca. 17% bis 21% lag, auf mindestens 25% angehoben. Zu betonen ist die extrem konservative Abschätzung des Widerstandsniveaus der Giebel- und Stiegenhauswände, die tatsächlich eine weit höhere Kapazität haben werden, als in Tabelle 9.1 angeführt.

**Der DG- Leichtausbau (vor allem die damit verbundene Maßnahme der schubsteifen Decke im Dachgeschoß) verbessert die Bestandsicherheit!**

### **Abschließende Anmerkungen zum Sicherheitsniveau des Bestandes**

Zunächst könnte man das mögliche Ausbaugewicht des DG-Leicht soweit steigern bis das ursprüngliche Sicherheitsniveau des Bestandes erreicht worden ist.

Eine Norm, wie hoch das absolute Sicherheitsniveau des Bestandes mindestens sein soll, gibt es in Österreich derzeit nicht.

Aus Vorsichtsgründen schlagen wir vor, dass wenigstens die gesicherte Windableitung des Bestandes nachgewiesen werden muss, bevor weitere Maßnahmen im Bestand getätigt werden. Dies kann z.B. bei vorliegendem Beispiel gezeigt werden.

Die Schweiz schlägt im Vergleich in der SIA 2018 den Mindesterfüllungsfaktor 0,25 bei Bauwerksklasse I und II gegen Erdbebeneinwirkung in Bestandsbauten vor. Ein wesentlich kleinerer Erfüllungsfaktor scheint, solange keine Normen für diesen Bereich existieren, auch für Österreich nicht sinnvoll zu sein.

Dipl.-Ing. Peter Bauer, Werkraum Ingenieure ZT-GmbH

Bmst. Ing. Walter Brusatti, Brusatti GmbH

Dipl.-Ing. Erich Kern, Kammer der Architekten und Ingenieurkonsulenten,  
stv. Sektionsvorsitzender Ingenieurkonsulenten

Dipl.-Ing. Alexander Krakora, Vasko+Partner Ingenieure ZT-GmbH

Dipl.-Ing. Dimitrios Stefanoudakis, Ingenieurkonsulent für Bauwesen