

# Tech-News Nr. 2008/2 Einwirkungen: Erdbeben

Dipl.-Ing.  
Jürgen Lorch  
Prüfingenieur für Baustatik VPI  
Nebelhornstrasse 78  
71083 Herrenberg

## 1. Vorbemerkungen:

Mit diesem Beitrag beginnen wir eine neue Serie. Wir beabsichtigen Beispiele aufzuzeigen, die bei der Prüfung der bautechnischen Unterlagen immer wieder zu Beanstandungen geführt haben. Wir wollen auch nicht lehrerhaft den Zeigefinger heben, sondern in einer Zeit, die uns jeden Tag Änderungen der Normeninhalte präsentiert, Ihnen Lösungen anbieten und unsere Lesart der Normen auf diese Form mitteilen. In einigen Fällen werden wir unsere Sicht, die nicht immer eindeutig durch den Normtext gedeckt ist, aber ingenieurmäßig einen Sinn ergibt, darlegen. Wir erläutern die Problematik an Hand von Beispielen, weil wir die Meinung vertreten, dass dem Leser der Einstieg so schneller gelingt.

Sollten nach Veröffentlichung der Tech-News neue Ergänzungen oder neue Auslegungen der Normen, was nach den bisherigen Erfahrungen nicht ausgeschlossen werden kann, vom Normenausschuss veröffentlicht werden, werden wir dies unseren Lesern der Tech-News in einer E-Mail an die uns bekannten Adressen weiterleiten. Es ist deshalb vorteilhaft, wenn sie sich registrieren lassen; d.h. ihre E-Mail Adresse uns bekannt geben. Wir versichern ihnen noch einmal, dass wir keine kommerziellen Absichten mit diesen Adressen verfolgen.

Wir haben auch die Nummerierung der Beiträge umgestellt, wir nehmen eine Zäsur vor.

## 2. Beispiel Mehrfamilienhaus in der Erdbebenzone 3

### Allgemeines:

Das Gebäude besteht aus UG, EG, OG, 1. + 2. DG. Die Decken aus Stahlbeton bilden die horizontalen Scheiben. Ein Nachweis dieser Scheiben ist nicht erforderlich. Ein Deckensprung ist nicht vorhanden. Die Forderung der DIN 4149:2005 Abschnitt 4.3.2.4 ist erfüllt. Die Dachkonstruktion wird in Holz ausgeführt und ist durch Schwellen, die auf den Decken befestigt sind, ohne weiteren Nachweis ausgesteift. Die Firstpfette wird durch Windrispenbänder in der Dachebene gehalten. Eine konstruktive horizontale Halterung der Firstpfosten am Kopf- und am Fußpunkt ist vorhanden.

### Hinweis:

Durch die 50% Regelung wird in der Praxis oft die Überprüfung der Aussteifung der Holzkonstruktion vergessen. Aus unserer Sicht muss auf jeden Fall die Windaussteifung der Holzkonstruktion gewährleistet sein und nachgewiesen werden. Allgemeine Formulierungen auf den Plänen wie z.B. „die Holzkonstruktion ist nach den allgemeinen Regeln der Technik vom Zimmermann abzubinden“ sind unzureichend und im Schadensfall ist dies eine mangelhafte Planung des Tragwerksplaners. Die Dachflächen werden häufig durch eine Vielzahl von Dachgauben gestört. Windrispenbänder sind dann nahezu unmöglich, obwohl die Anordnung von Windrispenbändern im Plan vorgegeben, aber die Bänder zeichnerisch nicht dargestellt wurden. Neigungswinkel größer als 45° (Winkel zwischen Traufe und Band) sind

ungeeignet, weil die entstehenden Kraftkomponenten senkrecht zur Traufe nicht abgeleitet werden können.

Die tragenden Wände aus Mauerwerk werden zur Aussteifung **nicht** herangezogen. Der E-Modul der Mauerwerkswände ist ca. um den Faktor 10 kleiner; d.h. diese Wände können deshalb vernachlässigt werden. Außerdem hat sich in verschiedenen Vergleichsrechnungen gezeigt, dass selbst längere Wände bei geringer Auflast und bei großer zulässiger klaffender Fuge die rechnerische Restschubfläche nicht ausreicht, die Scheibenkräfte abzutragen. Außerdem werden häufig die Steine ohne Stossfugenvermörtelung hergestellt, dabei ist dann zu beachten, dass die Tragfähigkeit bei Schubbeanspruchung erheblich abzumindern ist. Selbstverständlich sind die Lasten aus den Mauerwerkswänden bei der Massenermittlung zu berücksichtigen. Bei Wänden mit nicht geringer Auflast und einer Länge von ca. > 5,0 m sollte überprüft werden, ob die Wand zur Aussteifung herangezogen werden muss.

Die Außenabmessungen des UG betragen 24,18 x 25,0 m (siehe UG). Das EG, OG und DG springen zurück, die Außenabmessungen betragen 24,18 x 19,72 m (siehe EG + OG). Somit entsteht ein Versatz im Aufriss. Der Versatz beträgt  $(L-L1) / L = (25,0 - 19,72) / 25 = 0,21 \approx 0,20$  (siehe Abschnitt DIN 4149:2005 Bild 1).

Das Kriterium „steifer Kasten“ für das Untergeschoss gemäß DIN 4149:2005 Abschnitt 7.1.5 ist erfüllt. Wichtig dabei ist, dass eine beidseitig bewehrte aussteifende Bodenplatte vorhanden ist, damit ein Ausgleich der in Höhe der Decke angreifenden Kräfte einschließlich der Umlenkkräfte möglich ist (siehe unten).

Das Dachgeschoss erfüllt wegen der Stahlbetondecke über dem 1.DG nicht die Forderung von Abschnitt 7.1.4 (a). Die anteilige Masse  $m_3$  beträgt mehr als 50 % des darunter liegenden Vollgeschosses. Es sind deshalb die Massen  $m_1$ ,  $m_2$  und  $m_3$  anzusetzen (siehe Ansicht).

Bedingt durch die Geometrie gehen nur die aussteifenden Wände W3 - W7 über alle Geschosse durch. Die Wände W1 und W2 gehen nur bis zur Decke über OG durch. Die unterschiedliche Kopfverschiebung der Wände W1 und W2 einerseits und der Wände W3 - W7 andererseits in Höhe der Decke über OG wird näherungsweise durch eine Erhöhung der Steifigkeit (siehe unten) der Wände W1 und W2 ausgeglichen.

Formal gesehen sind die Kriterien nach Abschnitt 4.3.3 nicht eingehalten (Rücksprung zwischen OG und 1.DG  $0,38 > 0,20$ ) und es liegt im Sinne der DIN 4149:2005 ein unregelmäßiges Bauwerk vor. Das vereinfachte Antwortspektrenverfahren nach Abschnitt 6.2.2 der DIN 4149:2005 darf formal gesehen nicht angewendet werden. Aus unserer Sicht kann bei Überschreitung der 50% Regelung und bei Einführung eines weiteren Massenpunktes die Anwendung des vereinfachten Antwortspektrums trotz Verletzung des Rücksprungkriteriums im Dachbereich angewendet werden.

In diesem Kontext muss darauf verwiesen werden, dass der Ansatz eines weiteren Massenpunktes mit geringfügig höherer Masse als 50% nicht unbedingt auf der sicheren Seite liegen muss. Durch die lineare Verteilung der horizontalen Erdbebenkräfte gemäß Gleichung (15) der DIN 4149 über die Gebäudehöhe kann dadurch eventuell eine geringere Beanspruchung auftreten als bei Ansatz eines Systems mit einem Massenpunkt weniger. Ein 2. Rechengang (unterschiedliche Massenanzahl pro Variante) mit unserem EDV-Programm liefert ohne großen Aufwand die ungünstigste Variante.

Für die Berücksichtigung der Torsionseinwirkung wird eine Erhöhung der Horizontalkräfte  $F_i$  infolge Erdbebeneinwirkung gemäß DIN 4149:2005 Abschnitt 6.2.2.4.2 Absatz (8) um 25% vorgenommen. Die oberste aussteifende Decke liegt 8,10 m < 10,0 m über dem steifen Kasten Untergeschoss. Im EDV-Programm Erdbeben2-allgemein-25-s1 (siehe Tech-News Archiv)

wird bei Überschreitung der 10,0m Grenze eine Warnung ausgegeben. Eine Berechnung wird aber trotzdem durchgeführt. Eine geringfügige Überschreitung z.B. 4 Geschosse zu 2,75 m = 11,0 m ist aus unserer Sicht vertretbar, wenn die Steifigkeitsmittelpunkte und die Massenschwerpunkte nicht wesentlich von einer vertikalen Gerade abweichen.

In der Regel wird der Massenschwerpunkt mit dem Schwerpunkt der Decke gleichgesetzt. Dies ist bei ungünstiger Wandverteilung in den Geschossen nicht immer gegeben. In diesem Fall muss man den Massenschwerpunkt in einer Nebenrechnung ermitteln. Dies muss vor allem bei Überschreitung der oben angeführten Grenze von 10,0 m unbedingt beachtet werden. Im vorliegenden Beispiel kann man sofort grob abschätzen, ob der Massenschwerpunkt der Decke vom Massenschwerpunkt der Wände stark abweicht. Der Anteil der Innenwände, die beliebig angeordnet sein können, beträgt für die Masse  $m_1$  ca. 25 %; d.h. 75% der Masse ist gleichmäßig verteilt. Die Masse der Innenwände müsste, um einen größeren Einfluss auf die Verschiebung des Massenschwerpunktes zu haben, sehr ungünstig angeordnet sein.

Die Treppenausparung kann vernachlässigt werden. Die geringfügige Mehrlast der Treppen ist für die Berechnung ebenfalls vernachlässigbar.

Für die Wandscheibe W3 muss die Steifigkeit infolge der Fensteröffnungen abgemindert werden. (siehe unten)

#### Annahmen für den Lastfall Erdbeben:

Bedeutungskategorie II	Untergrundklasse R	Baugrundklasse C
Verkehrslasten Kategorie A2	$p = 1,50 \text{ kN/m}^2$	Belag $g = 1,50 \text{ kN/m}^2$
Trennwandzuschlag $> 3,0 \text{ kN/m}$ und $< 5,0 \text{ kN/m}$ Wandlänge		$\Delta p = 1,2 \text{ kN/m}^2$
Deckenstärke $d = 20 \text{ cm}$ , $\gamma = 25,0 \text{ kN/m}^3$ ,		Erdbebenzone 3

#### Hinweis:

Häufig wird bei kleineren Bauvorhaben auf ein Baugrundgutachten verzichtet. In diesem Fall wird vom Tragwerksplaner der ungünstigste Wert  $CR = 1,50$  in Ansatz gebracht. Liegt ein Mauerwerksbau vor, bei dem die Tab. 15 der DIN 4149:2005 zur Anwendung kommt und der Nachweis, dass kein Nachweis erforderlich ist, nicht gelingt, kann es sich trotzdem bezahlt machen, den Bauherrn darauf hinzuweisen, dass bei einem  $BR = 1,25$  der Nachweis gelingt. Es wird davon abgeraten, den Wert  $BR = 1,25$  ohne Baugrundgutachten in Ansatz zu bringen.

Der Trennwandzuschlag wird bei der Bemessung der Stahlbetondecken als Zuschlag zur Nutzlast in Ansatz gebracht. Bei der Massenermittlung für die Einwirkung Erdbeben wird auf der sicheren Seite liegend für dieses Beispiel keine Abminderung der Nutzlast Trennwandzuschlag vorgenommen. Diese Sichtweise wird durch die Erläuterungen zu alten DIN 4149 gedeckt. Solange keine Kommentare zur neuen DIN 4149:2005 vorliegen, wird empfohlen diesen Sachverhalt zu übernehmen. Eine genaue Ermittlung der Masse nichttragender Trennwände ist wenig sinnvoll, aber möglich. Auch in diesem Fall ist keine Abminderung zulässig, weil die Wände als ständige Last zu betrachten sind.

Auf die unterschiedlichen Abminderungsfaktoren  $\psi_2$  für die Nutzlasten in Abhängigkeit der jeweiligen Kategorie gemäß DIN 1055-100 wird hingewiesen

## Mauerwerk und Stahlbetonwände

Tragende Innenwände  $d = 24 \text{ cm}$ , Steinrohichte  $2,0 \text{ g/cm}^3$ , Wichte  $20 \text{ kN/m}^3$   
beidseitiger Kalkgipsmörtel  $g = 0,35 \text{ kN/m}^2$

Außenmauerwerk  $d = 30 \text{ cm}$ , Steinrohichte  $0,4 \text{ g/cm}^3$ , Wichte  $5 \text{ kN/m}^3$   
Außen- und Innenputz  $g = 0,40 \text{ kN/m}^2$

Stahlbetonwände:  $24 \text{ cm}$ , Betongüte C25/30, Wichte  $25 \text{ kN/m}^3$

Hinweis:

Es ist eine gleichmäßige Verteilung der Wandmassen pro Geschoss gegeben, so dass der Massenschwerpunkt der Decke nahezu identisch mit dem Massenschwerpunkt der Wände ist.

### 2.4 Dachkonstruktion :

$g = 1,80 \text{ kN/m}^2 \text{ GFL}$ ,  $s_i = 1,12 \text{ kN/m}^2 \text{ GFL}$ , Dachvorsprung Giebel  $0,60 \text{ m}$ , Dachvorsprung Traufseite  $0,60 \text{ m}$

### 2.5 Masse $m_3$ :

Im 2. DG gibt es keine nichttragenden Wände. Zwei Außenwände im Bereich der Giebel und zwei Innenwände parallel zum Giebel. In z-Richtung geht die Decke von Giebel zu Giebel.

Im 1. DG gibt es zwei Giebelwände und zwei Innenwände in Querrichtung (y-Richtung, parallel zum Giebel), zusätzlich zwei Innenwände in Längsrichtung (z-Richtung). Bei den Innenwänden werden die Türöffnungen übermessen, bei den Außenwänden wird wegen den Fensteröffnungen näherungsweise nur 80% der Wandfläche angesetzt. Die Wände in Querrichtung haben im 1. DG eine trapezförmige Fläche. Es wird auf der sicheren Seite liegend 50% des Wandgewichtes im 1. DG zur Masse  $m_3$  hinzu gerechnet, obwohl durch die Trapezform weniger Masse anfällt. Die aussteifenden Stahlbetonwände werden gesondert erfasst.

Nichttragende Wände werden jeweils dem Deckengewicht als Trennwandzuschlag zugeschlagen. Die Zahlenrechnung ist ohne genaue zeichnerische Angaben etwas schwer nachvollziehbar, sie soll nur grob den Weg aufzeichnen.

Giebelwände 2.DG	$\rightarrow 2 * 14,84 * 4,27 * 0,5 * (0,30 * 5 + 0,40) * 0,80 =$	96 kN
Innenwände 2.DG	$\rightarrow 2 * 14,84 * 4,27 * 0,5 * (0,24 * 20 + 0,35) =$	326 kN
Dach (g)	$\rightarrow 2 * (7,42 + 4,67 * 0,5) * 1,8 * (19,92 + 2 * 0,6) =$	742 kN
Schnee 50%	$\rightarrow 412,0 * 1,12 * 0,50 =$	230 kN
Decke ü. 1. DG + TWZ	$\rightarrow 14,84 * 19,92 * (5,0 + 1,5 + 1,2) =$	2276 kN
Decke ü. 1. DG (p)	$\rightarrow 14,84 * 19,92 * 1,5 * 0,30 =$	133 kN
G-Wände 1. DG 50%	$\rightarrow [(24,18 + 14,84) * 0,50 - 8,10] * 1,25 * (0,3 * 5 + 0,4) * 0,8 =$	22 kN
G-Wände 1. DG 50%	$\rightarrow [(24,18 + 14,84) * 0,50 - 5,24] * 1,25 * (0,3 * 5 + 0,4) * 0,8 =$	27 kN
I-Wände 1. DG 50%	$\rightarrow 2 * (24,18 + 14,84) * 0,50 * 1,25 * (0,24 * 20 + 0,35) =$	251 kN
I-Wände 1. DG 50%	$\rightarrow 2 * (19,92 - 0,60) * 1,25 * (0,24 * 20 + 0,35) =$	248 kN
A-Wände 1. DG 50%	$\rightarrow (8,1 + 2 * 5,24 + 2 * 2,5) * 0,24 * 25 * 1,25 =$	177 kN

-----  
 $g_3 = 4528 \text{ kN}$

A-Wände = Aussteifungswände (Sichtbeton bzw. WDVS) , G-Wände = Giebelwände,  
 I-Wände = Innenwände, AW- Wände = Außenwände in z-Richtung (senkrecht zum Giebel)

$$\text{Masse } m_3 = g_3 / 10 = 4528 / 10 = 452,8 \text{ to (Fallbeschleunigung } \approx 10 \text{ m/s}^2)$$

## 2.6 Masse $m_2$ :

Die Wandaufteilung im OG und EG entsprechen aus Vereinfachungsgründen dem 1.DG, jeweils 50% aus 1.DG und OG, zusätzlich Anteil der Wände W1, W2 und der Außenwände in z-Richtung

G-Wände 1.DG 50%	$\rightarrow (24,18+14,84)-8,1-5,24) * 1,25 * (0,3 * 5 + 0,4) * 0,8 =$	49 kN
G-Wände OG 50%	$\rightarrow (2 * 24,18 - 8,1 - 5,24) * 1,25 * (0,30 * 5 + 0,40) * 0,80 =$	67 kN
AW- Wände OG	$\rightarrow 2 * (19,92 - 3,0 - 0,3) * 1,25 * (0,30 * 5 + 0,40) * 0,80 =$	63 kN
I-Wände y-Ri 1.DG	$\rightarrow (24,18 + 14,84) * 1,25 * (0,24 * 20 + 0,35) =$	251 kN
I-Wände y-Ri OG	$\rightarrow 2 * (24,18 - 0,60) * 1,25 * (0,24 * 20 + 0,35) =$	303 kN
I-Wände z-Ri	$\rightarrow 2 * (19,92 - 0,60) * 2,5 * (0,24 * 20 + 0,35) =$	497 kN
A-Wände OG 50%	$\rightarrow 2 * 3,0 * 1,25 * 0,24 * 25 =$	45 kN
A-Wände	$\rightarrow (8,1 + 2 * 5,24 + 2 * 2,5) * 0,24 * 25 * 2,50 =$	354 kN
Dach (g)	$\rightarrow 2 * (4,67 * 0,5 + 0,60) * 1,8 * (19,72 + 2 * 0,6) =$	221 kN
Schnee 50%	$\rightarrow 122,8 * 1,12 * 0,50 =$	69 kN
Decke ü. OG+ TWZ	$\rightarrow 24,18 * 19,92 * (5,0 + 1,5 + 1,2) =$	3709 kN
Decke ü. OG (p)	$\rightarrow 24,18 * 19,92 * 1,5 * 0,30 =$	217 kN
	-----	
		$g_2 = 5\,845 \text{ kN}$

$$\text{Masse } m_2 = 5845/10 = 584,5 \text{ to}$$

## 2.7 Masse $m_1$ :

G-Wände	$\rightarrow (2 * 24,18 - 8,1 - 5,24) * 2,5 * (0,30 * 5 + 0,40) * 0,80 =$	134 kN
AW-Wände	$\rightarrow 2 * (19,92 - 3,0 - 0,3) * 2,5 * (0,30 * 5 + 0,40) * 0,80 =$	126 kN
I-Wände y-Ri	$\rightarrow 2 * (24,18 - 0,60) * 2,5 * (0,24 * 20 + 0,35) =$	606 kN
I-Wände z-Ri	$\rightarrow 2 * (19,92 - 0,60) * 2,5 * (0,24 * 20 + 0,35) =$	497 kN
A-Wände	$\rightarrow 2 * 3,0 * 2,5 * 0,24 * 25 =$	90 kN
A-Wände	$\rightarrow (8,1 + 2 * 5,24 + 2 * 2,5) * 0,24 * 25 * 2,50 =$	354 kN
Decke + TWZ	$\rightarrow 24,18 * 19,92 * (5,0 + 1,5 + 1,2) =$	3709 kN
Decke (p)	$\rightarrow 24,18 * 19,92 * 1,5 * 0,30 =$	217 kN
	-----	
		$g_1 = 5\,733 \text{ kN}$

$$\text{Masse } m_1 = 5733/10 = 573,3 \text{ to}$$

### 3. Ermittlung der Einwirkungen aus Erdbeben:

#### Ermittlung der Ersatzsteifigkeit der Wand W3:

Die Wandscheibe W3 wurde deshalb zur Aussteifung herangezogen, weil ohne diese Wand die Decke über dem 1. DG nur durch den Treppenhausturm ausgesteift würde, verbunden mit einer wesentlichen Abweichung des Steifigkeitsschwerpunkt zwischen Decke über dem 1. DG und der Decke über dem OG. Eine Anwendung des vereinfachten Bemessungsverfahrens wäre in diesem Fall nicht möglich.

Die Bemessung der Wandscheibe W3 stellt aufgrund der Fensteröffnungen für den Tragwerksplaner einen erheblichen Mehraufwand dar und sollte eigentlich in der Regel nicht zur Aussteifung herangezogen werden. Es soll aber mit diesem Beispiel eine Möglichkeit aufgezeigt werden, um das vereinfachte Verfahren bei den üblichen Änderungen im Dachbereich anwenden zu können.

In einer Vergleichsberechnung mit finiten Elementen wurde die Kopfverformung der Lochfassade der Kopfverformung einer geschlossenen Wand gegenüber gestellt. Es hat sich gezeigt, dass die Kopfverformung der ungeschwächten Wand ca. 30 % der geschwächten Wand beträgt. Es wird deshalb für die Wand eine fiktive Wandstärke von 7 cm angesetzt.

#### Ermittlung der Ersatzsteifigkeit der Wände W1 und W2:

Gemäß DIN 4149:2005 Abschnitt 4.3.3 (1) müssen alle Wände ohne Unterbrechung von ihrer Gründung bis zur Oberkante des Gebäudes durchgehen. Diese Forderung ist nicht immer erfüllbar. Wie ein Kommentar zu meiner Sonntagskolumne treffend angeführt hat, entspricht die Realität bei weitem nicht der DIN 4149:2005 Abschnitt 6.2.2. Die geforderte Bunkerbauweise kann selten umgesetzt werden. Man kann zynisch anmerken, dass heutzutage jedes Geschoss von einem anderen Architekten geplant wird und nur noch wenige Wände stehen übereinander. Der Tragwerksplaner wird erst dann eingeschaltet, wenn nahezu nichts mehr aus kaufmännischen Gründen geändert werden kann.

In unserem Fall gehen die Wände W1 und W2 nicht bis zur obersten Decke, wegen der Dachkonstruktion. Andererseits ist die 50% Regelung nicht mehr anwendbar ( $m_2 \approx m_3$ ). Ein Nachweis nach DIN 4149:2005 nach 6.2.3 ist für ein Mehrfamilienhaus dieser Größenordnung nicht vertretbar.

Die Kopfverschiebung der Wände W1 und W2 in Höhe der Decke über OG gegenüber den anderen Wänden wäre unterschiedlich, wenn sich die Wände unabhängig verformen könnten. Die Decke ist aber per Definition dehnsteif und biegeweich, sie erzwingt eine gleiche Verschiebung in Höhe der Decke über OG für alle Wände. Also muss zum Ausgleich fiktiv die Steifigkeit der Wände W1 und W2 erhöht werden, um die unterschiedliche Kraglänge auszugleichen.

Würden die Wände W1 und W2 bis zur Decke über dem 1.DG reichen, wären in diesem Fall für die Aussteifung in z-Richtung vier nahezu gleiche Wände ( $2,98 \approx 3,00$ ) vorhanden. Jede Wand würde 25% der Gesamlast abtragen. Die Erhöhung der Steifigkeit der Wände W1 und W2 kann näherungsweise wie folgt ermittelt werden:

Man fasst die Wände W1 und W2 zu einem Stab zusammen ( $\sum I_1 = I_1 + I_2$ , Kraglänge 5,40m) und die Wände W4 und W5 ( $\sum I_2 = I_4 + I_5$ , Kraglänge 8,10 m) ebenfalls zu einem Stab

zusammen. Die Koppelung der beiden Kragstäbe erfolgt mit einem gelenkig angeschlossen Riegel mit großer Dehnsteifigkeit (Verformungen infolge Normalkraft nahezu null) in Höhe von 5,40 m. Auf Höhe von 8,40 m greift eine Einheitskraft an. Mit dieser Vergleichsrechnung erhält man die Einspannmomente. Das Verhältnis beträgt Stab 1 / Stab 2 = 0,58 / 0,42 = 1,38. Für ein System gleicher Kraglängen folgt  $\sum I_1 / \sum I_2 = 1,38$ . Daraus ergibt sich eine fiktive Wandlänge für W1 und W2 von 3,31 m.

Es ergibt sich also näherungsweise für die Scheiben W1 und W2 eine Erhöhung von  $2 \cdot 25\% = 50\%$  auf 58 % der Gesamtlast. Im vorliegenden Fall könnte man auf diese Rechnung verzichten, aber aus didaktischen Gründen wurde eine Berechnung durchgeführt. Bei der Ermittlung der Ausgangsdaten für die Erdbebenbemessung sollte man bezüglich des Genauigkeitsgrad sich bewusst sein, dass viele Annahmen und Vereinfachungen vorliegen, wie z.B. nur Rechteckquerschnitte, Schnittkräfte im Zustand 1, Verhaltensbeiwert  $q$ , Bemessungswerte der Bodenbeschleunigung, Untergrundklasse, Baugrundklasse, viskose Dämpfung und Beiwert  $\beta_0$ .

An dieser Stelle soll noch einmal darauf hingewiesen werden, dass Wände, die auf Decken und Unterzügen stehen, nicht zur Aussteifung herangezogen werden können, wenn das vereinfachte Verfahren nach DIN 4149:2005 angewendet werden soll.

Diese Näherungsberechnung sollte nur für Fälle, die im letzten Stockwerk einen Versatz aufweisen, angewendet werden. Sie muss eventuell getrennt für beide Richtungen durchgeführt werden.

#### Eingabewerte für die Berechnung:

Die Einwirkungskräfte aus Erdbeben werden mit dem oben angeführtem EDV-Programm ermittelt. Die Eingabedaten für die Wände werden tabellarisch aufgeführt.

Zur Erinnerung, der Koordinatenursprung liegt in der rechten oberen Ecke des Grundrisses. So entstehen keine negativen Werte für die Schwerpunkte der einzelnen Aussteifungswände. Selbstverständlich liegt in der Regel kein so gleichmäßiger Rechteckgrundriss wie im Beispiel vor. Die Außenlinien werden durch Erker und Balkone aufgefächert. Wichtig ist, dass keine gegliederten Grundrisse wie H- und U- Formen entstehen. In diesen Fällen ist eine Abstimmung mit dem Prüferingenieur erforderlich.

Bezeichnung		Nummer	yi	zi	ly	lz
Erdbebenzone	3	1	24,06	1,50	0,24	3,31
Bedeutungskategorie	2	2	0,12	1,50	0,24	3,31
Einzelgeschosshöhe	2,70	3	12,09	0,12	8,10	0,07
Massenschwerpunkt ym	12,09	4	16,02	18,43	0,24	2,98
Massenschwerpunkt zm	9,96	5	11,02	18,43	0,24	2,98
Masse m1	573,3	6	14,07	17,06	3,66	0,24
Masse m2	584,5	7	13,52	19,80	4,76	0,24
Masse m3	452,8	8	0	0	0	0
		9	0	0	0	0
		10	0	0	0	0

Bei den Scheiben W1 und W2 wird der ursprüngliche Schwerpunkt angesetzt, die fiktive Wandlänge wird aber bei der Ermittlung des Trägheitsmomentes beachtet.

Für die Betongüte steht programmtechnisch nur die Güte C 20/25 zur Verfügung. Der geringfügig höhere E-Modul hat nur Einfluss auf die Grundschiebungzeit T1. Der Einfluss ist in der Regel vernachlässigbar. Der Einfluss kann mit der Formel auf Seite 6 der Tech-News 2006/02 Folge 3 überprüft werden. Liegt die Grundschiebungzeit T1 im Bereich Tc bis Td muss überprüft werden, ob bei höheren Betonfestigkeiten nicht größere Einwirkungen entstehen.

Außerdem sei darauf hingewiesen, dass bei langen Wänden der steifigkeitsmindernde Einfluss der Schubverformungen nicht mehr vernachlässigt werden kann, das Verfahren zur Ermittlung einer Ersatzsteifigkeit kann man auf Seite 12 der Tech-News 2006/02 Folge 3 nachlesen. Dies ist vor allem dann erforderlich wenn  $T_a = 0 \leq T_1 \leq T_b$  liegt.

#### Auswertung der EDV-Berechnung:

Der gesamte Ausdruck der EDV-Berechnung wird nicht wiedergegeben. Es werden nur die wichtigsten Punkte dargelegt.

Die Grundschiebungzeit T1 beträgt in y-Richtung 0,141 sec und in z-Richtung 0,223 sec. Somit ist das Kriterium  $T_1 < 4 * T_c = 4 * 0,25 = 1,0$  sec eingehalten für beide Richtungen eingehalten.

Der Steifigkeitsmittelpunkt liegt bei  $y_s = 12,69$  und  $z_s = 9,59$ . Die Abweichung vom Massenschwerpunkt (siehe oben) ist geringfügig. Man könnte also für dieses Beispiel auf die im Programm vorgenommene Erhöhung der Schnittkräfte um 25 % verzichten, davon wird aber kein Gebrauch gemacht.

Wand Nr.	Erdbeben in Y-Richtung, Schnittkräfte am Einspannpunkt (OK Decke über UG)			Erdbeben in Z-Richtung, Schnittkräfte am Einspannpunkt (OK Decke über UG)		
	Fy (kN)	Fz (kN)	M (kNm)	Fy (kN)	Fz(kN)	M (kNm)
1	0	11,30	68,75	0	806,25	4904,95
2	0	-12,50	-76,05	0	844,89	5140,03
3	1377,53	0	8380,39	-65,32	0	-397,41
4	0	2,41	14,68	0	597,82	3636,92
5	0	-1,21	-7,39	0	603,71	3672,75
6	458,48	0	2789,25	16,30	0	99,19
7	1016,66	0	6185,01	49,02	0	298,22
Summe	2852,67	0	17354,65	0	2852,67	17354,65

In der Tabelle wurden gemäß DIN 4149 Abschnitt 6.2.2.4.2 (8) die Scheibenkräfte mit dem Faktor 1,25 erhöht. Selbstverständlich weisen die Wände senkrecht zur Scheibenachse auch ein Trägheitsmoment auf, dies wird programmintern vernachlässigt und die Schnittkräfte in dieser Richtung werden mit dem Wert null belegt.

#### 4. Bemessung der Wandscheibe W2

Exemplarisch wird die Wandscheibe W2 bemessen. Die Querkraft beträgt im Lastfall Einwirkung Erdbeben  $V = 844,89$  kN und das Einspannmoment beträgt  $M = 5140,03$  kNm.

Für die Bemessung der Wandscheibe muss auch die Normalkraft berücksichtigt werden. Der Lastfall Eigengewicht wird maßgebend, obwohl im dem oben angeführten Moment die Nutzlasten enthalten sind. Die Einflussfläche für die Wand hinsichtlich der Normalkräfte ist wesentlich geringer als die Gesamtfläche. Die mögliche geringfügige Reduzierung des zugehörigen Momentes ist vernachlässigbar.

Die Normalkraft beträgt  $N_{\max} = -185$  kN und das zugehörige Exzentrizitätsmoment  $\Delta M = 120,00$  kNm.

Für die Querkraftbemessung ist gemäß DIN 4149:2005 Abschnitt 8.2 (5b) ist die ermittelte Querkraft mit dem Faktor 1,50 zu multiplizieren,  $V = 1,5 * 844,89 = 1267,3$  kN.

Für die Bemessung hinsichtlich der Sicherheitsbeiwerte ist der Absatz 8.1.3 (2) und (3) zu beachten; d.h. die Sicherheitsbeiwerte auf der Widerstandseite  $\gamma_c$  und  $\gamma_s$  sind zu beachten. Die Bemessung ergab eine erforderliche Zugbewehrung je Wandende von  $45,4$  cm<sup>2</sup> und eine erforderliche Querkraftbewehrung von  $6,4$  cm<sup>2</sup>/m.

Für die Querkraftbewehrung kann eine Matte Typ A gewählt werden, sofern die Biegebewehrung mit Stabstahl der Duktilitätsklasse B eingebaut wurde.

Es wird empfohlen die Bewehrung in der Wand im UG nicht abzustufen (teilweise wegen der Umlenkung der Momente in Höhe der Decke über UG ergeben sich hohe Querkräfte) und eine 50% Anschlussbewehrung aus dem Fundament mit Zugstoß in der Wand anzuordnen.

#### 5. Bemerkungen zur Deckenscheibe und Bodenplatte

Eine Bemessung der Deckenscheibe ist in der Regel nicht erforderlich. Hier kann nach unserer Auffassung auch der Mattentyp A verwendet werden, weil die Deckenscheibe kein biegebeanspruchtes Bauteil ist.

Aber Einleitungsbereiche sind eventuell zu bemessen. Auch größere Deckenaussparungen wie Treppenlöcher in Verbindung mit dem Aufzug oder Galerieöffnungen sind zu beachten. Im vorliegenden Fall liegt die Treppenöffnung mittig und kann konstruktiv beachtet werden.

Die Wände W1, W2, W4 und W5 liegen bei Beanspruchung in z-Richtung am Scheibenrand. Es ist deshalb wie bei einer am unteren Rand eines Biegeträgers eingeleiteten Kraft eine Art Aufhängebewehrung anzuordnen. Dies trifft vor allem für die Decke über UG zu.

Exemplarisch wird die Wand W5 betrachtet. Die Wand leitet in die Deckenscheibe über UG eine Zugkraft am Deckenrand in Höhe von  $603 + 3672/2,70 = 1963$  kN ein, hierfür ist eine Bewehrung von  $1963 * 1,15 / 50 = 45,1$  cm<sup>2</sup> erforderlich. Für die Wände W1 und W2 kann eine Abminderung der so genannten Aufhängebewehrung vorgenommen werden, weil sie nicht unmittelbar am Rand liegen.

Die Bodenplatte ist unbedingt an die aussteifenden UG-Wände anzuschließen, es ergibt sich für die z-Richtung eine Anschlusskraft von  $(3636+3672)/(2,7*25,0*2) = 54$  kN/m pro Außenwand im UG in z-Richtung. Die Wände W1 und W2 binden direkt in die UG-Wände

ein und müssen nicht wie die Wände W4 und W5 über die Decken- und Bodenplatte zum Ausgleich gebracht werden.

Bei Wand W4 und W5, die nicht in eine größeren Wand einbinden, ist im Bereich der Bodenplatte eine Aufhängebewehrung von  $3627 \cdot 1,15 / (2,7 \cdot 50) = 30,9 \text{ cm}^2$  erforderlich. Dies ist bei der Festlegung der Bodenplattendicken zu beachten. Eine übliche Dicke von 15 cm ist bewehrungstechnisch schlecht realisierbar. Im Gegensatz zur Rückhängung bei der Wand W1 und W2 (Vorsprung im UG für Verankerung günstig) ist in diesem Fall auch die Verankerung des Zugbandes zu beachten

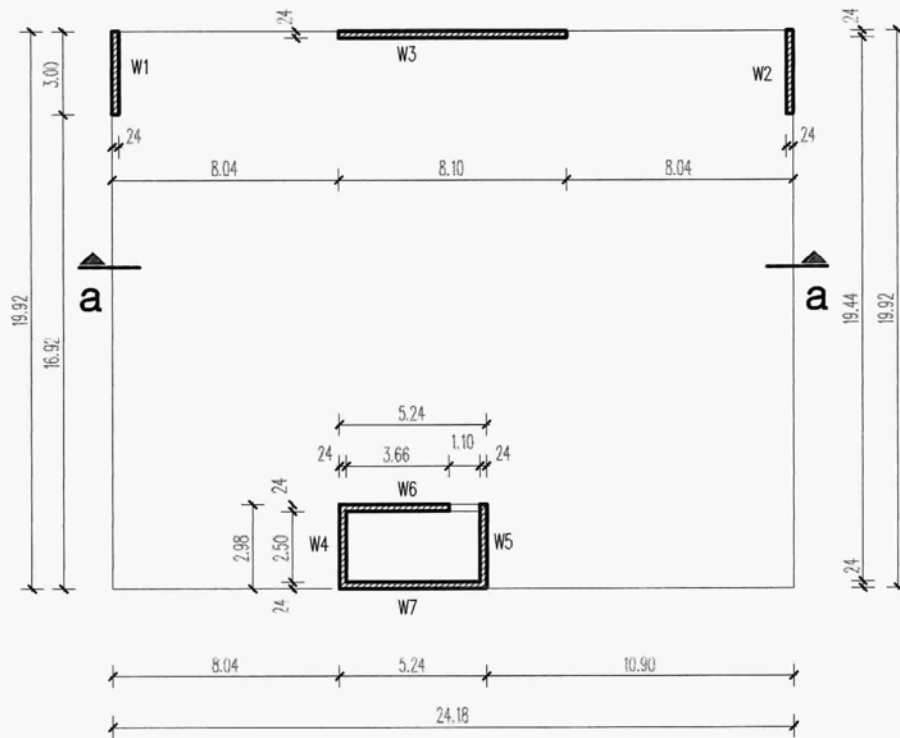
#### 6. Fundamente und Stützen unter Wand W3:

Das Einspannmoment wird durch die Stützen umgehebelt. Es entsteht eine zusätzliche Vertikalkraft von  $8380/8,1 = 1034 \text{ kN}$ . Diese Last ist beim Nachweis im Lastfall außer-gewöhnliche Bemessungssituation für die Stützen zu berücksichtigen, auch bei der Bemessung der Biegebewehrung des Fundamentes ist diese Last zu beachten.

Zur Bemessung der Fundamente im Lastfall Erdbeben werden wir eine gesonderte Tech-News veröffentlichen, weil wir der Meinung sind, hier liegen viele ungeklärte Fragen vor.



## Decke über EG + OG



## Ansicht

