

# **Tech-News Nr. 2009/4 Folge 1 Fachgebiet: Einwirkungen**

Dipl.-Ing.  
Jürgen Lorch  
Nebelhornstrasse 78  
71083 Herrenberg

## **DIN 4149 – Erdbeben bei Holztafelwänden**

### **1. Allgemeines**

Seit der Einführung der DIN 4149:2005 hat sich beim Nachweis der Aussteifung von Einfamilienhäusern im Wesentlichen nichts verändert. Vielfach wird nach wie vor kein Erdbebennachweis für Einfamilienhäuser, die in Holztafelbauweise errichtet werden, geführt.

In Baden-Württemberg sind diese Wohngebäude geringer Höhe, wenn sie in der Erdbebenzone 1 oder 2 liegen, von der bautechnischen Prüfung befreit, für Wohngebäude in der Zone 3 müssen die Standsicherheitsnachweise in jedem Fall geprüft werden. Trotzdem wird der Aussteifungsnachweis infolge der Erdbebeneinwirkung in den meisten Fällen nicht erbracht. Für die Bauherrschaft im Grunde ein Ärgernis.

Der Verzicht eines Nachweises hat vielfältige Gründe. In den meisten Fällen stehen die teilweise komplizierten Nachweise und Forderungen der Norm in keinem Verhältnis zum Bauvolumen und dem erzielbaren Ingenieurhonorar. Gerade kleine Büros, sind oft nicht in der Lage, sich das erforderliche Wissen anzueignen oder die oft sehr teuren EDV-Programme anzuschaffen. Die Vielfalt der neuen, umfangreichen und komplizierten Normen erschwert diesen Umstand umso mehr. Es fehlt an Vereinfachungen und verständlichen, von Hand durchführbaren Bemessungsverfahren. Für die Massivbauten gibt es einige EDV-Programme, die die Arbeit erleichtern. Für Bauwerke in Holztafelbauweise sind bis jetzt keine Programme verfügbar, welche die Situation geeignet erfassen. In vielen Fällen stehen die aussteifenden Wände nicht übereinander und verletzen somit die Voraussetzungen für den Entfall des statischen Nachweises und die Anwendung des vereinfachten Antwortspektrenverfahrens der DIN 4149 oder die Verteilung der angreifenden Erdbebenkräfte wird auf der Grundlage der Biegesteifigkeit der Einzelwände vorgenommen, obwohl für die Holztafeln die Schubsteifigkeit (Schub in der Anschlussfuge Beplankung/Pfosten) maßgebend wird.

Mit dieser Tech-News soll ein vereinfachtes Verfahren dargestellt werden, dass den Aufwand wesentlich reduziert und für die Praxis von eingeschossigen Einfamilienhäusern mit Dachgeschoss (kein Vollgeschoss) völlig ausreichend ist.

## 2. Einwirkungen infolge Erdbeben

Im Kern ergibt sich die Beanspruchung in folge Erdbeben aus der einfachen physikalischen Gleichung:

$$\text{Beanspruchung (KRAFT)} = (\text{Gebäude})\text{MASSE} \times (\text{Erdbeben})\text{BESCHLEUNIGUNG}$$

Vereinfacht man die Ermittlung der Beschleunigung dahingehend, dass der sog. Plateauwert des Antwortspektrums verwendet wird, beschränkt sich die Ermittlung der Beanspruchung im Wesentlichen auf die Zusammenstellung der anzusetzenden Massen und deren Verteilung.

In der DIN 4149 Abschnitt 7.1 (5) werden die Anforderungen an das Kellergeschoss formuliert. Diese sind in der Regel, wenn Stahlbetonwände vorliegen, eingehalten. Das Kellergeschoss muss deshalb beim Nachweis nicht berücksichtigt werden, ausgenommen Häuser in Hanglage. Die Ausbildung des so genannten steifen Kasten Untergeschoss wird auch in der Tech-News 2008/4 behandelt.

Die Dachlast (Ziegeldach) einschließlich Bekleidung, Sparren und Dämmung liegt bei ca. 1,0 kN/m<sup>2</sup> DFL. Bezogen auf eine mittlere Dachneigung von 38° ergibt dies eine Belastung von 1,27 kN/m<sup>2</sup> GFL. Bei einer Schneelast am Boden von 1,0 kN/m<sup>2</sup> ergibt sich bei der oben angeführten Dachneigung eine Schneelast von 0,58 kN/m<sup>2</sup>. Gemäß Einföhrungserlass muss in Baden-Württemberg davon 50% bei der Einwirkung Erdbeben gleichzeitig angesetzt werden. Mit diesen Annahmen ergibt sich eine Dachlast von  $1,27 + 0,29 = 1,56$  kN/m<sup>2</sup> GFL.

Das Eigengewicht der Erdgeschossdecke liegt bei ca. 1,70 kN/m<sup>2</sup>, die Verkehrslast bei 2,0 kN/m<sup>2</sup> und der Trennwandzuschlag bei 0,80 kN/m<sup>2</sup>. Die Verkehrslast darf bei der Einwirkung von Erdbeben mit dem Faktor  $\psi_2 = 0,30$  abgemindert werden. Der Trennwandzuschlag darf nicht abgemindert werden. Daraus folgt eine Gesamtlast von  $1,70 + 2,0 * 0,30 + 0,80 = 3,10$  kN/m<sup>2</sup>.

In der DIN 1055 ist der Faktor  $\psi_2 = 0$  für die Schneeeinwirkung vorgesehen. Die 50% Regelung wurde für leichte Dachkonstruktionen eingeföhrt, weil dort die Schneelast einen erheblichen Einfluss haben kann. Dies ist bei den normalen Dächern nicht der Fall. Außerdem muss beachtet werden, dass ca. 35 % der Dachlast über die Sparren an der Oberkante der Decke über EG eingeleitet wird.

Im Rahmen der vielen Unwägbarkeiten und Vereinfachung bei der Ermittlung der Schnittkräfte für die Einwirkung Erdbeben, ist es gerechtfertigt, dass die Masse des Dachgeschosses der Masse des Erdgeschosses zugeschlagen wird und der Nachweis nur für die EG-Wände erbracht wird.

Es wird ausdrücklich darauf hingewiesen, dass selbstverständlich das Dachgeschoss durch konstruktive Maßnahmen ausgesteift wird. Es ist nicht ausreichend im Plan darauf hinzuweisen, dass die Dachkonstruktion zimmermannsmäßig abzubinden ist. Die Befestigung der Giebelwände in Höhe der Sparrenebene und am Fußpunkt, die Halterung der Kniestockwände, der Anschluss der Windrispenbänder und ihre Führung in der Sparrenebene (Dachgauben) sind darzustellen.

Siehe Hierzu: Broschüre „Erdbebensicher Bauen“, herausgegeben vom WiMi BW. Kann auch auf deren Homepage herunter geladen werden

Für die Ermittlung der Schnittkräfte wird gemäß Tabelle 4 der DIN 4149 für die Untergrundverhältnisse der Wert  $C-R = 1,50$  und die Bedeutungskategorie II angenommen. In der Regel wird für Einfamilienhäuser kein Baugrundgutachten angefertigt und es ist nicht empfehlenswert einen anderen günstigeren Wert ohne Baugrundgutachten anzunehmen. Im Schadensfall wird sich die Versicherung des Tragwerksplaners auf fachfremde Feststellungen berufen und die Zahlung verweigern.

Anmerkung: Im Rheingraben kann C-S angenommen werden, die geologische Untergrundkategorie ist einfach zu ermitteln.

Es wird auch der so genannte Plateauwert angenommen, d.h. es wird gemäß Gleichung (7) Abschnitt 5.4.3 der Bereich  $T_B \leq T \leq T_C$  angenommen. Die umständliche Berechnung der Eigenschwingzeit entfällt damit.

Für den Verhaltensbeiwert  $q$  wird der Wert 1,50 bzw. 4,0 angesetzt. Letzterer Wert kann nur angesetzt werden, wenn der Anteil der GFK-Platten  $< 10\%$  beträgt und die weiteren konstruktiven Randbedingungen der DIN 4149 eingehalten sind. Es muss darauf hingewiesen werden, dass diese Einschränkung auch bis auf weiteres für Fermacellplatten gültig ist.

Der Verzicht eines rechnerischen Nachweises auf der Grundlage des Abschnittes 7.1 (4) ist vielfach nicht zulässig, weil bei Häusern in Holztafelbauweise die Forderung der Regelmäßigkeit gemäß Abschnitt 4.3.3 (1) nicht eingehalten wird.

Die Auswertung der Gleichung (7) ergibt für die oben angeführten Bedingungen die anzusetzende Beschleunigung von:

$$S_d(T) = 0,8 * 1,0 * 1,5 * 2,5 / q = 3 / q = 2,00 \quad \text{für Erdbebenzone 3 und } q = 1,5$$

$$S_d(T) = 0,8 * 1,0 * 1,5 * 2,5 / q = 3 / q = 0,75 \quad \text{für Erdbebenzone 3 und } q = 4,0$$

Daraus lässt sich mit der zu bestimmenden Masse leicht die horizontale, auf Ebene der Geschoßdecke wirkende Erdbebenbeanspruchung ermitteln zu:

$$F_b = 2,00 * M * 1,0 = 2,0 * M \quad (\text{kN}) \quad \text{für Erdbebenzone 3 und } q = 1,5 \quad \text{und Masse in to}$$

$$F_b = 0,75 * M * 1,0 = 0,75 * M \quad (\text{kN}) \quad \text{für Erdbebenzone 3 und } q = 4,0 \quad \text{und Masse in to}$$

Die Werte für Zone 1 und 2 lassen sich leicht abändern.

### **Beispiel:**

Einfamilienhaus mit den Grundrissabmessungen 10,0 m (x-Richtung und Giebelseite) und 12,0 m (y-Richtung und Traufseite). Die Lastansätze Dach  $q_1 = 1,56 \text{ kN/m}^2$  und Decke  $q_2 = 3,10 \text{ kN/m}^2$ . Außenwände  $g_1 = 0,85 \text{ kN/m}^2$  ( $\sum l = 44 \text{ m}$ ) und Innenwände  $g_2 = 0,45 \text{ kN/m}^2$  ( $\sum l = 23 \text{ m}$ ), Wandhöhe 2,55m, Innenwände und Giebelwände im DG sind im Trennwandzuschlag erhalten, Giebelwände großflächig verglast,

$$\text{Masse } 1 = (10 * 12 * (1,56 + 3,10) + 44 * 0,85 * 2,55/2 + 23 * 0,45 * 2,55/2) / 9,81 = 63,2 \text{ to}$$

$$F_b = 2,00 * 63,2 = 126,4 \text{ kN} \quad \text{für Erdbebenzone 3 und } q = 1,5 \quad \text{und Masse in to}$$

$$F_b = 0,75 * 63,2 = 47,4 \text{ kN}$$

für Erdbebenzone 3 und  $q = 4,0$  und Masse in  $t_0$

Wie man diesem Beispiel entnehmen kann, ist der Unterschied zwischen Duktilitätsklasse 1 und 3 sehr groß. Es lohnt sich deshalb die Beplankung mit Spanplatten oder OSB/3 – Platten auszuführen und die konstruktiven Randbedingungen einzuhalten.

Bei der Massenermittlung, der aufwändigste Teil der Berechnung, können die Fenster- und Türöffnungen vernachlässigt werden. Es wird nur die obere Hälfte der EG- Wände zur Masse 1 hinzuaddiert. Sollten Wände im DG vorhanden sein, die nicht durch den TWZ abgedeckt sind, so müssen diese mit ihrer vollen Masse angesetzt werden angesetzt werden.

### **3. Aufnehmbare Horizontalkräfte unter Einwirkung Erdbeben durch eine einzelne Holztafel:**

Für die neue Norm werden für verschiedene übliche Beplankungen und Befestigungsmittel die horizontalen  $F_{h,d}$  ermittelt. Es wird auch wie früher von der Vereinfachung Gebrauch gemacht, die horizontalen Kräfte der Beplankung zuzuordnen und die vertikalen Kräfte den vertikalen Rand- und Innenpfosten. (Somit muss Gleichung (124) der DIN 1052:2008 nicht ausgewertet werden.

Als Beplankung wird OSB/3 mit Plattendicken von 13, 15 und 18 mm bzw. GKB (DIN 18180) mit Plattendicken von 12,5, 15 und 18 mm angenommen. Für die Befestigung werden Nägel (DIN EN 10230-1) 2,5 x 55 und 3,1 x 65 mm angesetzt.

Der Pfostenabstand wird mit 62,5 cm angenommen und die Wandlänge mit 125 cm, die rechnerische Wandhöhe  $h \leq 260$  cm (Abstand der Nagelreihe Schwelle und Rähm). Die Holzgüte ist NH C24. Die Nagelabstände werden gemäß Tabelle 2 und 3 variiert. (kleinster zul. Abstand  $20 \times d$  und größter zul. Abstand 150 mm) Die Pfostenabmessungen haben nur einen Einfluss auf die Querpressung im Schwellenbereich, die wird gemeinsam mit der Zugverankerung ermittelt. Größere Einzellasten aus der Decken- oder Dachkonstruktion werden normalerweise durch Zusatzpfosten abgetragen und werden nicht behandelt.

Bei beidseitiger Beplankung wird davon ausgegangen, dass das Beplankungsmaterial der gleichen Baustoffgüte entspricht und die gleichen Verbindungsmittel zum Einsatz kommen. Sollte dies nicht der Fall sein, so darf die Tragfähigkeit der schwächeren Seite nur zu 80 % in Rechnung gestellt werden. In diesem Fall muss die aufnehmbare horizontale  $F_{h,d}$  in einer gesonderten Rechnung ermittelt werden.

Der Berechnungsweg wird ausführlich dargestellt, um abweichende Randbedingungen selbst berücksichtigen zu können.

#### Vorwerte Verbindungsmittel gemäß Anhang G der DIN 1052:2008

Nägel  $> 3,1$  mm Durchmesser dürfen bei Duktilitätsklasse 3 (Verhaltensfaktor 4,0) nicht angewendet werden. Das vereinfachte Verfahren der DIN 1052 für stiftförmige Verbindungsmittel liefert kleinere Werte, weil zum Teil die Mindestdicke der Beplankung für das Abscheren nicht eingehalten wird und deshalb eine Abminderung vorgenommen werden muss.

$R_d = R_k$  in N bei Einwirkung von Erdbeben ( $k_{mod} = 1,10$ ,  $\gamma_m = 1,10$ )

Nagel	12,5 GKB	15,0 GKB	18,0 GKB	13,0 OSB/3	15,0 OSB/3	18,0 OSB/3
2,5x55	267	295	339	484	535	536
3,1X65	364	389	431	593	642	723

Tabelle 1

Gemäß DIN 4149:2005 Abschnitt 10.2 Absatz (1) und (2) sind folgende Sicherheitshinweise zu beachten.

Der  $k_{mod}$  Wert darf für sehr kurze Lasteinwirkung angenommen werden. Die  $\gamma_m$  Werte dürfen im Lastfall Erdbeben nicht abgemindert werden. Es wird vorausgesetzt, dass Nutzkategorie 1 für die Wände vorliegt, somit beträgt der  $k_{mod}$  Wert = 1,1 für Vollholz, OSB/3 und GFK.

Es wird von der Möglichkeit den Bemessungswert der Tragfähigkeit des Nagels im Fall des Abscherens um 20 % zu erhöhen nicht Gebrauch gemacht, um einen Nachweis der horizontalen Verformung der Wandtafel zu vermeiden, schwebende Stöße der Beplankung sind nicht zulässig.

Gleichung (123) der DIN 1052:2008, der kleinste Wert wird maßgebend:

$$\begin{aligned}
 f_{v,o,d} &= k_{v1} * R_d / a_v \\
 &= k_{v1} * k_{v2} * f_{v,d} * t \\
 &= k_{v1} * k_{v2} * f_{v,d} * 35 t^2 / a_r
 \end{aligned}$$

$k_{v1} = 1,0$  für allseitig schubsteif verbundene Plattenränder, schwebende Stöße nicht zulässig,

$k_{v2} = 0,33$  für einseitige Beplankung,  $k_{v2} = 0,50$  für beidseitige Beplankung

$f_{v,d} = 1,10 * 6,8 / 1,30 = 5,754 \text{ N/mm}^2$  für OSB-3

$f_{v,d} = 1,10 * 1,0 / 1,30 = 0,846 \text{ N/mm}^2$  für GKB

$t = 12,5, 13, 15$  und  $18 \text{ mm}$  (Beplankungsdicke)

$a_r = 625 \text{ mm}$  (Pfostenabstand der Wandtafel)

$a_v =$  Abstand der Verbindungsmittel in mm (siehe Tabelle 2)

$R_d =$  Tragfähigkeit Nagel für Abscheren (siehe Tabelle 1)

Für die einseitige Beplankung  $13 \text{ mm OSB/3}$  wird die Berechnung durchgeführt, die anderen Werte sind der Tabelle 2 und 3 angegeben, Nagelabstand  $100 \text{ mm}$ , Nägel  $25 \times 55$ ,

$$\begin{aligned}
 f_{v,o,d} &= 1,0 * 484 / 100 && = \mathbf{4,84 \text{ N/mm}} \\
 &= 1,0 * 0,33 * 5,754 * 13 && = 24,68 \text{ N/mm} \\
 &= 1,0 * 0,33 * 5,754 * 35 * 13^2 / 625 && = 17,96 \text{ N/mm}
 \end{aligned}$$

Für die einseitige Beplankung  $12,5 \text{ mm GKB}$  wird ebenfalls die Berechnung durchgeführt, Nagelabstand  $100 \text{ mm}$ , Nägel  $25 \times 55$ ,

$$\begin{aligned}
 f_{v,0,d} &= 1,0 * 267 / 100 &= 2,67 \text{ N/mm} \\
 &= 1,0 * 0,33 * 0,846 * 12,5 &= 3,49 \text{ N/mm} \\
 &= 1,0 * 0,33 * 0,846 * 35 * 12,5^2 / 625 &= \mathbf{2,44 \text{ N/mm}}
 \end{aligned}$$

Wie man leicht erkennt, wird bei der OSB/3 Platte die Tragfähigkeit des Nagels in Verbindung mit dem Nagelabstand maßgebend. Bei der GKB –Platte wird mit Ausnahme der 12,5 mm starken Platte auch der Nagel maßgebend.

$f_{v,0,d}$  in N/mm, Nagelabstände und Plattendicke in mm , einseitige Beplankung

Nägels		OSB/3			GKB		
		13	15	18	12,5	15	18
2,5 x 55	75	6,45	7,13	7,14	2,44	3,51	4,52
	<b>100</b>	<b>4,84</b>	5,35	5,36	2,44	2,95	3,39
	125	3,87	4,28	4,29	2,14	2,36	2,71
3,1 x 65	75	7,90	8,56	9,64	2,44	3,51	5,02
	100	5,93	6,42	7,23	2,44	3,51	4,31
	125	4,74	5,14	5,78	2,44	3,44	3,45

Tabelle 2

$f_{v,0,d}$  in N/mm, Nagelabstände und Plattendicke in mm, beidseitige Beplankung, (eine Schubfuge und eine beplankte Seite)

Nägels		OSB/3			GKB		
		13	15	18	12,5	15	18
2,5 x 55	75	6,45	7,13	7,14	3,56	3,93	4,52
	100	4,84	5,35	5,36	2,67	2,95	3,39
	125	3,87	4,28	4,29	2,14	2,36	2,71
3,1 x 65	75	7,90	8,56	9,64	3,70	5,18	5,74
	100	5,93	6,42	7,23	3,64	3,89	4,31
	125	4,74	5,14	5,78	2,91	3,11	3,45

Tabelle 3

Verbund Beplankung – Rippe infolge der Erdbebeneinwirkung:

$$s_{v,0,d} = F_{h,d} / 1250 \text{ N/mm, daraus folgt } F_{h,d} = f_{v,0,d} * 1250 \text{ (N)}$$

Für die einseitige Beplankung 13 mm OSB/3 ergibt sich bei einem Nagelabstand von 100 mm und Nägels 25 x 55 die aufnehmbare Horizontalkraft für ein Wandelement von 1250 mm:

$$F_{h,d} = \text{Tabellenwert} * 1250 \text{ (N)} = 4,84 * 1250 = 6050 \text{ N} = 6,05 \text{ kN}$$

Aufnehmbare Horizontalkraft  $F_{h,d}$  (kN) bei einseitiger Beplankung und einer Elementbreite 1250 mm, Beplankungsdicke und Nägelabstände in mm, Nutzklasse 1:

Nägel		OSB/3			GKB		
		13	15	18	12,5	15	18
2,5 x 55	75	8,06	8,91	8,93	3,05	4,38	5,65
	100	6,05	6,69	6,70	3,05	3,68	4,24
	125	4,83	5,35	5,36	2,68	2,95	3,39
3,1 x 65	75	9,87	10,70	12,05	3,05	4,39	6,28
	100	7,41	8,02	9,03	3,05	4,39	5,39
	125	5,92	6,43	7,22	3,05	4,30	4,31

Tabelle 4

Aufnehmbare Horizontalkraft  $F_{h,d}$  (kN) bei beidseitiger Beplankung und einer Elementbreite 1250 mm, Beplankungsdicke und Nägelabstände in mm, Nutzklasse 1:

$$s_{v,0,d} = F_{h,d} / (1250 * 2) \text{ N/mm, daraus folgt } F_{h,d} = f_{v,0,d} * 2500 \text{ (N)}$$

Nägel		OSB/3			GKB		
		13	15	18	12,5	15	18
2,5 x 55	75	16,12	17,82	17,86	8,90	9,82	11,30
	100	12,10	13,38	13,40	6,68	7,38	8,48
	125	9,67	10,70	10,72	5,35	5,90	6,78
3,1 x 65	75	19,74	21,40	24,10	9,25	12,95	14,35
	100	14,8	16,04	18,06	9,10	9,73	10,78
	125	11,84	12,86	14,44	7,28	7,78	8,63

Tabelle 5

#### 4. Aussteifungsnachweis unter Einwirkung Erdbeben:

Für jede Aussteifungsrichtung (getrennt in x und y-Richtung) wird nun die Anzahl der Wandelemente mit einer Wandlänge von 1,25 m ermittelt; die vorhandenen zusammenhängenden Wandlängen werden durch 1,25 dividiert. Die ganzen Zahlen werden berücksichtigt (z.B.  $4,20/1,25 = 3,36 \equiv 3$  Wände). Wände kleiner 1,25 m werden nicht berücksichtigt. Es wird unterschieden zwischen einseitiger und beidseitiger Beplankung.

Beispiel:

Das eingangs beschriebene Wohnhaus weist in y-Richtung (Traufseite) insgesamt 10 Außenwandelemente und 4 Innenwandelemente zu je 1,25 m auf. Die Außenwände weisen eine einseitige Beplankung 13 mm OSB/3 auf und der Nagelabstand beträgt 100 mm, Nägel 25 x 55. Die Innenwände sind beidseitig beplankt. Es wird vorausgesetzt, dass der Massenschwerpunkt und der Steifigkeitschwerpunkt der aussteifenden Wände dicht beieinander liegen.

Das ergibt mit Hilfe der Tabellen 4 und 5 folgende aufnehmbare Horizontalkraft:

Aufnehmbare Horizontalkraft  $F_{h,d} = 10 * 6,05 + 4 * 12,10 = 108,90 \text{ kN} > 47,4 \text{ kN}$  (siehe oben)

Für den Fall dass die OSB/3 Platten durch 12,5 mm GKB ersetzt werden, ergeben sich folgende Werte:

Aufnehmbare Horizontalkraft  $F_{h,d} = 10 * 3,05 + 4 * 6,68 = 57,22 \text{ kN} < 126,4 \text{ kN}$  (siehe oben)

Die GKB-Version hat einen doppelten Nachteil, erstens ist die längenbezogene Schubfestigkeit der Beplankung kleiner und zweitens ist die Erdbebeneinwirkung durch den geringeren Verhaltensbeiwert  $q$  wesentlich größer.

## 5. Torsionsschwingungen

In der Regel liegen die Zuschläge infolge Torsionseinwirkung gemäß Gleichung (16) der DIN 4149 bei den Einfamilienhäusern in Holztafelbauweise in gleicher Größenordnung wie der pauschale Zuschlag von 25 % gemäß DIN 4149 Abschnitt 6.2.2.4.2 Absatz (8). Der Aufwand, die Torsionseinwirkung nach den Gleichungen (18) bis (22) zu ermitteln, ist enorm und fehlerträchtig.

Bei oben angeführten Beispiel erhöht sich die Einwirkung auf  $47,4 * 1,25 = 59,3 \text{ kN} < 108,9 \text{ kN}$ .

## 6. Zugverankerung und Querpressung

Maßgebend für die Zugverankerung werden in der Regel die Wände ohne Dach- bzw. Deckenauflasten. In unserem Beispiel sind das die Giebelwände und die Innenwände in x-Richtung. Bei den Giebelwänden sind die Auflasten aus der Giebelwand im DG und der Anteil von den Deckenlasten gering, die Innenwände parallel zur Deckenspannrichtung weisen ebenfalls geringe Deckenlasten auf.

Die 4 Innenwände (beidseitig beplankt) sind je 4,0 m lang; d.h. es liegen insgesamt  $4 * 3 = 12$  Elemente zu 1,25 m Länge vor. Die Giebelwände müssen wegen der großflächigen Verglasung vernachlässigt werden.

Aufnehmbare Horizontalkraft  $F_{h,d} = 12 * 12,10 = 145,20 \text{ kN} > 47,4 * 1,25 = 59,3 \text{ kN}$  (siehe oben)

Auf jede Wand entfällt somit  $59,3 / 4 = 14,8 \text{ kN}$ . Das Eigengewicht der Wand beträgt  $G_1 = 4,0 * 2,6 * 0,45 = 4,68 \text{ kN}$ , der Deckenanteil bei 80 cm Balkenabstand beträgt in diesem Fall  $G_2 = 4,0 * 0,8 * 1,7 = 5,44 \text{ kN}$ . Eventuelle Sonderlasten aus der Dachkonstruktion im Bereich der aussteifenden Wand können selbstverständlich berücksichtigt werden, liegen jedoch hier nicht vor.

Die Zugkraft ermittelt sich bei einer Wandlänge von 4,0 m somit zu:

$Z = (14,8 * 2,6 - 0,90 * 2,0 * (4,68 + 5,44)) / 4 = 5,06 \text{ kN}$ , für das Eigengewicht ist im Zusammenhang mit der Lagesicherung der Sicherheitsbeiwert  $\gamma = 0,90$  anzusetzen.

Selbstverständlich muss die Querpressung am Druckpfosten an der ungünstigsten Stelle überprüft werden, es wird davon ausgegangen, dass die Pfostenabmessung für die aussteifenden Wände (hier Innenwände) die gleichen Querschnittsabmessungen aufweisen. Bei den Außenwänden, die in der Regel einen Querschnitt von 6/16 cm aufweisen, ist ein Nachweis selten erforderlich. Einzellasten aus Dach und Decke werden durch Zusatzpfosten abgetragen.

Bei beidseitiger Beplankung ermittelt sich die Normalkraft in der Randrippe zu:

$$F_{c,R,d} = 0,67 * F_{h,d} * h/l \quad (h = \text{Wandhöhe}, l = \text{Wandlänge}), \quad F_{c,R,d} = 0,67 * 14,8 * 2,6 / 4 = 6,45 \text{ kN}$$

Bei einseitiger Beplankung lautet die Formel:

$$F_{c,R,d} = 0,75 * F_{h,d} * h/l$$

In der Regel weisen die Innenpfosten die Querschnittswerte 6/8 cm auf und der Pfostenabstand beträgt 62,5 cm. Somit ergibt sich unter Beachtung der Decken und Wandlasten folgende Normalkraft  $N_d = 2,6 * 0,45 * 0,625 * 0,50 + 0,8 * 3,1 * 0,625/2 + 6,45 = 7,96 \text{ kN}$ .

$A_{ef} = 80 * (60 + 30) = 7200 \text{ mm}^2$  (30 mm Mitwirkung in Längsrichtung der Schwelle kann angesetzt werden, steht der Pfosten nicht am Ende der Schwelle, kann ein beidseitiger Überstand  $2 * 30 = 60 \text{ mm}$  angesetzt werden)

$$f_{c,90,d} = 2,5 * 1,1 / 1,3 = 2,11 \text{ N/mm}^2$$

$$7960 / (7200 * 1,25 * 2,11) = 0,42 < 1,0 \quad (k_{c,90} = 1,25)$$

## 8. Zuganker

Es gibt zahlreiche vorgefertigte Zuganker, die in der Regel nur die aufnehmbaren Ankerkräfte auf der Basis der alten Norm angeben. Für die Einwirkung infolge Erdbeben gibt es zurzeit keine Angaben für die aufnehmbaren Kräfte.

Man muss beim Nachweis des Ankers zwei Punkte beachten. Erstens ist der Nachweis für den Anschluss des Stahlbleches an den Pfosten und zweitens der Anschluss an die Betondecke zu führen.

Beim Anschluss an den Pfosten sind zwei Fälle zu unterscheiden, der direkte Anschluss an den Pfosten und den Anschluss über eine Zwischenschicht (Beplankung).

Exemplarisch wird der BMF- Zuganker Typ 400-M16 nachgewiesen. Bei anderen Produkten kann der Nachweis in gleicher Weise geführt werden.

Das senkrechte Blech ist 400 mm lang und weist 30 Bohrungen für Ankernägeln 4,0 mm auf. Diese kann man jedoch nicht alle nützen. Am unteren Ende des Pfostens muss der Randabstand in Faserrichtung eingehalten werden. Unter Beachtung des Blockscherversagens nach Anhang J wird empfohlen den doppelten Randabstand anzunehmen, um sich einen weiteren aufwändigen Nachweis zu ersparen. Somit ergibt sich unter Beachtung der Schwelle in Höhe von 6 cm und dem doppelten Randabstand in

Faserrichtung, dass nur 12 AN 4,0 x 50 im oberen Bereich des Lochbleches angeordnet werden können. Dies muss unbedingt im Ausführungsplan vermerkt werden. Bei Anordnung einer Setzschwelle (wird aber nur noch selten angewandt) verringert sich die Anzahl erheblich. Ein genauer Nachweis unter Beachtung des Blockscherversagens wird nun erforderlich.

In Tabelle 6 sind die Tragfähigkeiten  $R_d$  in N für den Anker Nagel 4,0 x 60 für die sehr kurze Lasteinwirkung und Nutzklasse 1 mit und ohne Zwischenschicht angegeben. Die Zwischenschicht ist mit stiftförmigen Verbindungsmittel angeschlossen.

$Z_d$  in kN nach Anhang G und Verfahren nach Blass für Zwischenschichten für 12 AN 4,0 x 60, Nutzklasse 1:

Nagel	ohne Zwischens.	Zwischenschicht OSB/3			Zwischenschicht GKB		
		13 mm	15 mm	18 mm	12,5 mm	15 mm	18 mm
4,0 x 60	1,72	1,23	1,22	1,22	1,10	1,04	1,00
$Z_d$ in kN	20,66	14,77	14,62	14,59	13,16	12,48	11,94

Tabelle 6

Wie man leicht erkennt, ist die Abminderung bei einer 18 mm dicken Zwischenschicht aus GKB erheblich.

Für den Anschluss an die Betondeckung wird exemplarisch ein Fischer FZA II 16/25 angenommen. Die Betongüte beträgt C20/25, die Betondicke  $\geq 18$  cm und der Randabstand zur Betonkante beträgt  $\geq 10$  cm. Für diesen Fall ergibt sich eine aufnehmbare Zugkraft  $Z_{FZA} = 15,3$  kN. Für einen Randabstand von 15 cm ergibt sich  $Z_{FZA} = 18,7$  kN. Die Ankerkraft  $Z_{FZA}$  ist nicht identisch mit der Zugkraft  $Z$  im Lochblech. Bedingt durch den Hebelarm zwischen Ankerachse und Lochblech von 2,5 cm ergibt sich ein Versatzmoment, das im Fußblech umgehebelt werden muss.

$$Z_{FZA} = Z (1 + 2,5/8) = 1,31 * Z$$

$$Z = Z_{FZA} / 1,31 = 15,3 / 1,31 = \underline{11,7} \text{ kN} \text{ bzw. } 18,7 / 1,31 = \underline{14,3} \text{ kN (maßgebend für den Zuganker)}$$

	Randabstand > 10 cm	Randabstand > 15 cm	Randabstand > 30 cm
$Z_{FZA}$ in kN	15,3	18,7	18,7
$Z_d$ in kN	11,7	14,3	14,3

Tabelle 8

## 9. Aufnahme der Horizontalkraft $F_{h,d}$ in der Fuge Schwelle und Betondecke

Bei Wind auf die Außenwand muss die Schwelle an die Betondecke zusätzlich angeschlossen werden. Durch den Überstand der Holzwand über den Deckenrand ist eine Verdübelung der Schwelle oft nicht mehr möglich, weil die zul. Randabstände unterschritten werden. Außerdem werden häufig die Holztafelwände mit der eingebauten Beplankung auf die Baustelle geliefert und ein Dübel kann auf der Baustelle nicht mehr eingebaut werden. Es werden deshalb häufig im Abstand von 1,50 m BMF -

Winkel Typ 90 oder 150 eingebaut, um die Schwelle in ihrer Lage zu sichern. Diese sind in der Regel ungeeignet die Schubkraft abzuleiten.

Die aussteifenden Wandscheiben müssen aber auch die Horizontalkraft  $F_{h,d}$  über die oben angeführte Fuge ableiten. Im Lastfall Erdbeben ist eine vertikale Beschleunigung nicht ausgeschlossen, die die Reibung in der Fuge verringert. Wenn kein genauere Nachweis für diesen Einfluss geführt wird, kann die Reibung nicht angesetzt werden.

Es wird deshalb empfohlen, die Kraft  $F_{h,d}$  durch einen BMF – Winkelverbinder  $90 \times 48 \times 3,0 \times 116$  abzuleiten. Bei einer Schwellenhöhe von 6 cm können 8 AN 4,0 x 60 angeordnet werden.

Die aufnehmbare Tragfähigkeit beträgt gemäß Tabelle 6 im ersten Fall  $8 \times 1,72 = 13,76$  kN. Werden die Winkel wie so häufig direkt auf die Beplankung aufgebracht, reduziert sich die aufnehmbare Tragfähigkeit gemäß den Angaben der Tabelle 6.

Der Winkel wird mit 2 FZAI 12/10 an die Decke angedübelt. Die Resultierende ergibt sich aus den Komponenten  $F_{FZA,x} = 0,50 * F_{h,d}$  und  $F_{FZA,y} = F_{h,d} * 2,5 / 6,8$ .

In einer Nebenrechnung wurden in Abhängigkeit vom Randabstand der Dübel folgende aufnehmbare Kraft  $F_{h,d}$  pro Winkel ermittelt für den Fall, dass der Winkel direkt auf die Schwelle genagelt wird.

Randabstand > 300 mm + 8 AN	Randabstand $\geq$ 150 mm + 8 AN	Randabstand $\geq$ 100 mm + 8 AN
13,76 kN	10,50 kN	7,0 kN

Tabelle 8

Die erste Spalte ist in der Regel für Innenwände maßgebend.

Im oben angeführten Beispiel betrug die Horizontalkraft  $F_{h,d} = 14,8$  kN, da es sich um eine Innenwand handelt sind zwei Winkel auf die 4,0 m Wandlänge erforderlich,  $2 \times 13,76 = 27,5 > 14,8$  kN.

Werden die Winkel direkt auf die Beplankung (13 mm OSB/3) genagelt, ergibt sich  $8 \times 1,23 = 9,84$  kN. Auch in diesem Fall wären zwei Winkel ausreichend,  $2 \times 9,84 = 19,6 > 14,8$  kn:

Fortsetzung Folge 2 : Nachweis der Deckenscheibe und ein Rechenbeispiel