

Dr.-Ing.  
Klaus Wittemann  
Beratender Ingenieur BDB  
Prüfingenieur für Baustatik VPI  
SLP Ingenieurbüro für Tragwerksplanung  
Weinbrennerstr. 18  
76135 Karlsruhe

## **Zerrbalken in Erdbebengebieten**

### **1. Allgemeines**

DIN 4149 fordert in 12.1.2, daß der Zusammenhalt des Bauwerks bzw. der jeweils dynamisch unabhängigen Teile eines Bauwerks im Gründungsbereich sichergestellt sein muß. Dies gilt als gewährleistet, wenn alle Gründungselemente (Fundamente) in einer Ebene angeordnet und durch eine mit den Fundamenten verbundene Sohlplatte verbunden sind. Ist keine Sohlplatte vorhanden oder durch Fugen von den Fundamenten abgetrennt, werden zur Kopplung Zerrbalken vorgeschlagen, die für alle Lastrichtungen zug- und druckfest mit den Fundamenten zu verbinden sind.

Durch die Kopplung soll zum einen erreicht werden, daß das Bauwerk „als ganzes“ schwingt und sich der Grundschwingung nicht noch weitere phasenversetzte Schwingungen im Gründungsbereich überlagern, so daß die Voraussetzungen der vereinfachten dynamischen Berechnung nicht verletzt werden. Somit ist durch die Kopplung in jedem Fall dafür gesorgt, daß dynamisches Modell und Wirklichkeit in ausreichendem Maße übereinstimmen.

Zum anderen führt der Verzicht auf eine Fundamentkopplung zu Bodenverschiebungen und damit auch zu zusätzlichen Beanspruchungen in der Struktur, da die vom Herd (Hypozentrum) ausgehenden Erdbebenwellen wegen des unterschiedlichen Abstandes zweier Punkte auf der Geländeoberfläche zeitlich versetzt einfallen.

In der Praxis führt die Forderung nach Zerrbalken jedoch immer wieder zu Problemen, weil damit bei ausgedehnten Bauwerken beträchtliche Zusatzkosten verbunden sind. Hierbei muß auch bedacht werden, daß die Schadensbilder, die zu der Forderung der Fundamentkopplung führten, vorwiegend in Starkbebengebieten beobachtet wurden – wie überhaupt unsere Erfahrungen mit Erdbeben überwiegend aus Regionen stärkerer seismischer Aktivität stammen. Unbestritten ist daher die Anordnung von Zerrbalken in Gebieten mit stärkeren Erdbeben wie in Südeuropa, Amerika und Asien eine sinnvolle Maßnahme und man sollte dort nicht auf diese wichtigen Elemente verzichten.

Nun sind aber die Erdbebengebiete in Deutschland Schwachbebengebiete. Man kann hier nicht die gleichen Maßstäbe anlegen wie in Ländern höchster seismischer Aktivität. Insbesondere deckt die Erdbebenzone 1 den größten Flächenanteil ab, mit Bodenbeschleunigungen von  $0,40 \text{ m/s}^2$  sind hier moderate Verhältnisse gegeben.

Es ist daher leicht nachvollziehbar, daß an den Tragwerksplaner in der Praxis immer wieder die Frage herangetragen wird, unter welchen Bedingungen beziehungsweise durch welche Ersatzmaßnahmen in Deutschland und hier vor allem in der Erdbebenzone 1 auf diese Zerrbalken verzichtet werden kann. Dies soll mit dem Ziel einer praxisgerechten Handhabung eingehender beleuchtet werden.

## 2. Grundlagen (nach /1/)

Unter Ansatz von annähernd ebenem Gelände und annähernd gleichen Bodenprofilen im Gründungsbereich werden für das Erdbeben folgende Annahmen getroffen :

- Intensitäten entsprechend der Erdbebenzonen nach DIN 4149 bzw. nach NA zu DIN EN 1998
- es handelt sich um ein Nahbeben, d.h. Oberflächenwellen sind unerheblich
- der Einfallswinkel der Erdbebenwellen ist kleiner als 45 Grad zur Oberflächennormalen
- Schwinggeschwindigkeiten  $v_{\max}$  des Baugrunds werden angesetzt zu
 

Zone 1	0,03 m/s
Zone 2	0,05 m/s
Zone 3	0,10 m/s
- Ansatz der Scherwellengeschwindigkeit nach DIN 4149 bzw. nach NA zu DIN EN 1998 für
 

Baugrundklasse A	$c= 800$ m/s
Baugrundklasse B	$c= 350 \dots 800$ m/s
Baugrundklasse C	$c= 150 \dots 350$ m/s

Trifft eine Erdbebenwelle unter einem Winkel  $\alpha$  zur Oberflächennormalen zum Zeitpunkt  $t$  im Punkt P1 auf die Geländeoberfläche, so fällt sie zum Zeitpunkt  $t+\Delta t$  im Punkt P2 ein (Bild1). Die Schwingung im Punkt P2 hat damit die Phasenverschiebung  $\Delta t$ , woraus sich eine gegenseitige Bodenverschiebung  $u$  zwischen den beiden Punkten ergibt /1/.

Die Bodenverschiebung  $u$  resultiert also aus einer zeitversetzten Schwingung in P1 und P2 und führt bei Bauwerken zu zusätzlichen Beanspruchungen. Auch hier lassen sich wieder folgende Grenzfälle betrachten:

$$\alpha = 90^\circ : \quad u \leq v_{\max} \cdot B/c$$

$$\alpha = 0^\circ : \quad u = 0$$

Die Bodenverschiebung hängt direkt vom Abstand  $B$  der Punkte P1 und P2 ab, d.h. für  $B \rightarrow 0$  geht  $u \rightarrow 0$ . Hieraus folgt bereits an dieser Stelle, daß sehr nahe beieinander stehende Fundamente nicht verbunden werden müssen, da die Bodenverschiebung gegen null geht.

Näherungsweise kann für die hiesigen Betrachtungen von einem Winkel  $\alpha \approx 30^\circ$  ausgegangen werden. Damit erhält man die Bodenverschiebung nun zu

$$u \leq 0,5 v_{\max} \cdot B/c \quad (1)$$

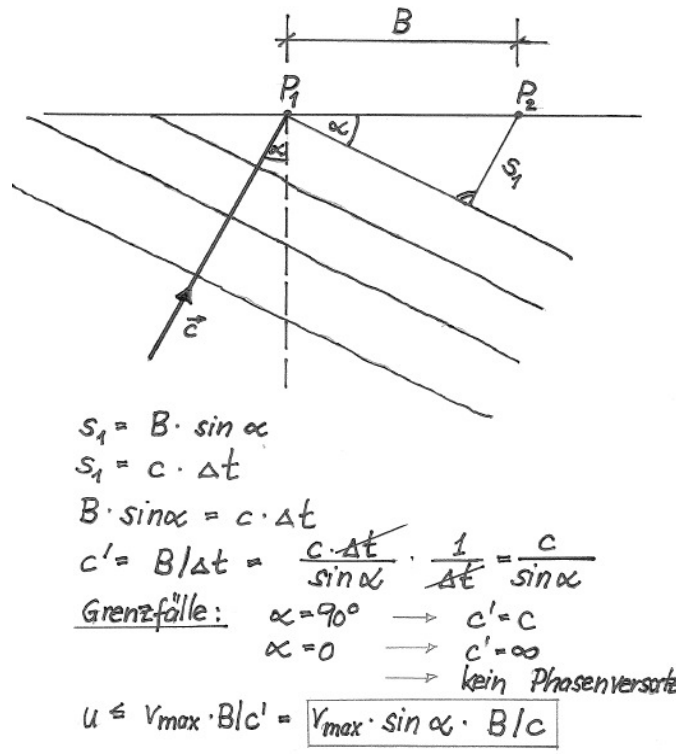


Bild 1 auf die Geländeoberfläche einfallende Erdbebenwelle, Geschwindigkeit c

Man beachte, daß Gl. (1) auf einer Reihe von Annahmen basiert, die bei der Naturkatastrophe Erdbeben in seinen vielfältigen Ausprägungen und unterschiedlicher Genealogie weit stärkeren Schwankungen unterliegt, wie wir das von anderen Einwirkungen her kennen. Es kann sich daher nur um einen groben Anhaltswert handeln, der in seismologischer Hinsicht wahrscheinlich nicht befriedigt. Gl. (1) kann aber sehr gut den Einfluß der wesentlichsten Parameter aufzeigen und das ist für die hiesigen Zwecke – nämlich dem Tragwerksplaner eine Entscheidungshilfe für die Anordnung oder den Verzicht auf Zerrbalken zu geben - hilfreich. Manchmal ist es besser, etwas grobes zu haben als gar nichts!

In DIN 4149 ist die Bodenverschiebung in Abhängigkeit der Bodenbeschleunigung und der Spektralparameter in Gl. (10) angegeben zu

$$d_g = 0,05 \cdot a_g \cdot \gamma_I \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \quad (2)$$

und ist auf einen Abstand der Punkte von 100 m bezogen. Letzteres findet man nur nach längerem Suchen in der Norm. Der Verfasser schlägt daher vor, den Faktor B/100 zu ergänzen, so daß

$$d_g = 0,05 \cdot a_g \cdot \gamma_I \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \cdot B / 100 \quad (3)$$

mit B = Abstand zwischen P<sub>1</sub> und P<sub>2</sub> in m

Im Eurocode 8 (DIN EN 1998-1) wurde der Vorfaktor von 0,05 auf 0,025 gesetzt, also halbiert. Der Hintergrund hierfür ist dem Verfasser nicht bekannt.

Betrachten wir zum Vergleich der obengenannten Ansätze das folgende

Beispiel: Erdbebenzone 1, Baugrundparameter C-S, Fundamentabstand  $B=100$  m  
 $\gamma_I = 1,0$   
 $a_g = 0,4 \text{ m/s}^2$   
 $S = 0,75$                        $T_C = 0,50 \text{ s}$                        $T_D = 2,0 \text{ s}$

nach Gl. (3) mit Vorfaktor 0,05 nach DIN 4149  
 $d_g = 0,05 \cdot 0,40 \cdot 1,0 \cdot 0,75 \cdot 0,50 \cdot 2,0 \cdot 100/100 = 0,015 \text{ m}$

nach Gl. (3) mit Vorfaktor 0,025 nach EC8  
 $d_g = 0,025 \cdot 0,40 \cdot 1,0 \cdot 0,75 \cdot 0,50 \cdot 2,0 \cdot 100/100 = 0,0075 \text{ m} = 7,5 \text{ mm}$

nach Gl. (1) mit  $v_{\max} = 0,03 \text{ m/s}$ ,  $B=100 \text{ m}$ ,  $c \approx 200 \text{ m/s}$  (Baugrundkl. C)  
 $u \approx 0,03 \cdot 0,5 \cdot 100 / 200 = 0,0075 \text{ m} = 7,5 \text{ mm}$

Daraus ist ersichtlich, daß sich hier lediglich eine Bodenverschiebung von ca. 7,5 mm auf 100 m Kantenlänge ergibt. Bei diesem Beispiel, welches allerdings nur eine Stichprobe sein kann, würde der EC8 Ansatz (mit Vorfaktor 0,025) besser passen als nach DIN 4149. In Anbetracht der Streuung der Werte und der Vielzahl der nicht berücksichtigten Parameter wird empfohlen, bis zum Vorliegen empirisch abgesicherter Werte vorläufig Gl. (3) zu verwenden (sichere Seite) und auf den Ansatz der niedrigeren Werte des EC8 zu verzichten.

### 3. Auswirkungen

Nach DIN 4149, 12.1.2 (3) kann in allen deutschen Erdbebengebieten (Erdbebenzone 1 bis 3) auf Zerrbalken verzichtet werden, wenn Baugrundklasse A vorliegt. Die Auswertung von Gl. (1) ergibt für Erdbebenzone 3 (ungünstigster Fall) mit  $c= 800 \text{ m/s}$

$$u \leq 0,5 \cdot 0,10 \cdot B / 800 \quad \text{bzw.} \quad u/B \leq 6,25 \cdot 10^{-5}$$

das heißt, bei einem Fundamentabstand von 100 m beträgt die Bodenverschiebung 6,25 mm. Dieselbe Betrachtung liefert bei Baugrundklasse B und Erdbebenzone 1, bei dem nach DIN 4149 ebenfalls auf Zerrbalken verzichtet werden darf,  $u/B \leq 4,29 \cdot 10^{-5}$  beziehungsweise 4,29 mm Verschiebung für  $B=100 \text{ m}$ .

Für die weitere Betrachtung gehen wir von ersterem Wert für  $u/B$  aus. Nach (1) setzen wir

$$u = 0,5 v_{\max} \cdot B/c$$

$$v_{\max}/c = 2 u/B \leq 2 \cdot 6,25 \cdot 10^{-5}$$

und erhalten schließlich

$$v_{\max} / c \leq 1,25 \cdot 10^{-4} \quad (4)$$

Mit Bedingung (4) ist eine Einschätzung der Notwendigkeit einer Kopplung in Gründungsebene möglich. Ist Gleichung (4) eingehalten, sind Zerrbalken nur in Sonderfällen erforderlich. Wichtig ist dabei allerdings, daß detaillierte Informationen über den Baugrund vorliegen. Da eine zutreffende Abschätzung der Wellenausbreitungsgeschwindigkeit nur von einem Baugrundsachverständigen mit Kenntnis der seismologischen Zusammenhänge vorgenommen werden kann, ist hier die Hinzuziehung desselben unerlässlich. Zweckmäßigerweise setzt man sich als Tragwerksplaner möglichst früh mit dem Baugrundsachverständigen in Verbindung. Je genauer die Vorinformation ist, umso verlässlicher kann man den Tragwerksentwurf abstimmen.

Beispiele für die Anwendung von Gl. (4):

- dichtgelagerte, rollige Böden oder gemischtkörnige Böden in halbfester Konsistenz (Baugrundklasse B – unterer Richtwert oder Baugrundklasse C – oberer Richtwert): es darf von Scherwellengeschwindigkeiten von 350 m/s ausgegangen werden.

Erdbebenzone 1:  $v_{\max} / c = 0,03/350 = 0,86 \cdot 10^{-4} < 1,25 \cdot 10^{-4}$

→ Zerrbalken nur in Sonderfällen erforderlich

Erdbebenzone 2:  $v_{\max} / c = 0,05/350 = 1,42 \cdot 10^{-4} > 1,25 \cdot 10^{-4}$

→ Zerrbalken vorsehen oder genauere Nachweis (siehe hinten)

- mitteldicht gelagerte rollige Böden oder gemischtkörnige Böden mit steifer Konsistenz (Baugrundklasse C - etwa mittlere Bodenkennwerte): es darf von Scherwellengeschwindigkeiten  $c \approx 250$  m/s ausgegangen werden.

Erdbebenzone 1:  $v_{\max} / c = 0,03/250 = 1,20 \cdot 10^{-4} < 1,25 \cdot 10^{-4}$

→ Zerrbalken nur in Sonderfällen erforderlich

- Anmerkung: auch bei beheizten Gebäuden kann eine Temperaturdifferenz von 10 K auftreten. Diese würde auf 100 m Länge eine Verschiebung von  $u_T = 12 \cdot 10^{-6} \cdot 10 \cdot 100000 = 12$  mm hervorrufen. Diese Verschiebung liegt in derselben Größenordnung wie die Bodenverschiebungen infolge Erdbeben. Zumindest in der Erdbebenzone 1 werden diese zumeist durch Nachgiebigkeiten im System aufgenommen, ohne daß es hierdurch zu größeren Problemen kommt.

Ausgehend von diesen Sachverhalten können daher folgende **Empfehlungen für die deutschen Erdbebengebiete** ausgesprochen werden:

- bei Baugrundklasse A sind Zerrbalken nicht erforderlich
- bei Baugrundklasse B und Erdbebenzone 1 sind Zerrbalken nicht erforderlich
- bei Baugrundklasse C und Erdbebenzone 1 : wenn mindestens mitteldicht gelagerte rollige Böden oder gemischtkörnige Böden in fester oder halbfester Konsistenz vorliegen, sind Zerrbalken nur in Sonderfällen erforderlich. Die Scherwellengeschwindigkeit im Boden muß $c \geq 250$ m/s sein. Bestätigung durch Baugrundsachverständigen erforderlich.

(Anm.: Die Zeilen 1 und 2 der Tabelle entsprechen dem Wortlaut der DIN 4149)

In allen anderen Fällen ist der Nachweis zu führen, daß das Tragwerk im Erdbebenfall die Bodenverschiebung zusätzlich zur planmäßigen (=berechneten) Erdbebenbeanspruchung aufnehmen kann. Nach Gl. (3) geht die Bodenverschiebung für kleine Werte von B gegen Null. Dies ist jedoch nur für Festgesteine zutreffend, bei Lockergesteinen können hier auch Oberflächenwellen und sekundäre Wellenfronten, Reflexionen und weitere ungünstige Einflüsse auftreten. Für den rechnerischen Nachweis der Aufnahme der Bodenverschiebung durch die Tragkonstruktion sollte daher zusätzlich zu  $d_g$  nach Gl. (3) ein Schwellenwert  $\Delta d_g$  berücksichtigt werden, so daß

$$d_{g,\text{tot}} = 0,05 \cdot a_g \cdot \gamma_I \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \cdot B / 100 + \Delta d_g \quad (5)$$

wobei für  $\Delta d_g$  die folgenden Werte empfohlen werden, die auf in situ Beobachtungen basieren:

$\Delta d_g = 0$	für Baugrundklasse A
$\Delta d_g = 7,50$ mm	für Baugrundklasse B
$\Delta d_g = 15,0$ mm	für Baugrundklasse C

Ob der Nachweis der Aufnahme der Bodenverschiebung vom Tragwerk gelingt, hängt im wesentlichen von dessen Steifigkeit ab, da die Bodenverschiebung als Einwirkung aufgebracht wird. Ein weiches System (z.B. Hallenrahmen aus Stahl) wird nur in geringem Maße Zusatzschnittgrößen infolge der eingprägten Verschiebung aufbauen. Daher sind bei üblichen eingeschossigen Stahlhallen mit Zweigelenkrahmen nur in exponierten Sonderfällen Zerrbalken erforderlich. Hingegen kann ein steifes System, z. B. eine Stahlbetonwandscheibe, erhebliche Schnittgrößen aufbauen. Eine allgemeine Aussage ist daher nur bedingt möglich, es hängt zu sehr vom Einzelfall ab.

Die Vorgehensweise soll im folgenden an ausgewählten Beispielen aufgezeigt werden.

#### 4. Beispiel: Hallenrahmen (Zweigelenkrahmen)

Riegellänge  $L = 25,00$  m  
Stielhöhe  $H = 6,00$  m  
Rahmenabstand  $e = 5,00$  m  
Schneelast  $s_{k1} = 0,52$  kN/m<sup>2</sup>

Erdbebenzone 3, Baugrundparameter C-R:

$a_g = 0,80$  m/s<sup>2</sup>  $S = 1,50$   $\gamma_I = 1,0$   $T_C = 0,30$  s  $T_D = 2,0$  s

$v_{max} = 0,10$  m/s  $c = 150$  m/s (Annahme, da keine genaueren Angaben vorliegen)

Gründung mit Einzelfundamenten, keine Bodenplatte (Pflasterbelag)

Überprüfung nach Gl. (4):

$$v_{max} / c = 0,10 / 150 = 6,66 \cdot 10^{-4} > 1,25 \cdot 10^{-4}$$

→ Gleichung (4) ist nicht eingehalten, die Aufnahme der Bodenverschiebung durch den Rahmen muß nachgewiesen werden.

→ Nachweis: Aufnahme der Bodenverschiebung durch den Rahmen

man erhält die max. Bodenverschiebung nach Gl. (5)

$$d_{g,tot} = 0,05 \cdot 0,80 \cdot 1,0 \cdot 1,5 \cdot 0,30 \cdot 2,0 \cdot 25,00 / 100 + 0,015 = 0,024 \text{ m} = 24 \text{ mm}$$

Eigengewichte, Massen:

Riegel	Profil IPE 400	$g_1 = 0,66$ kN/m
	Pfetten, Dachhaut	$g_2 = 2,50$ kN/m
		$g_R = 3,16$ kN/m

Stiel	Profil IPE 500	$g_3 = 0,91$ kN/m
	Wandbekleidung	$g_4 = 1,00$ kN/m
		$g_S = 1,91$ kN/m
½ Schneelast Riegel $0,52 \times 5 \times \frac{1}{2} =$		$s = 1,30$ kN/m

Mitschwingende Masse auf Riegelhöhe

$$m_1 = (0,13 + 0,316) \times 25 + 2 \times 0,191 \times 6,0 / 2 = 12,30 \text{ t}$$

Zur Ermittlung der ersten Eigenfrequenz wird das Näherungsverfahren „Aufbringen der Masse als Gewichtskraft und Ermittlung der Verformung“ (vgl. /2/) benutzt. Hierzu wird die Masse von 12,3 t als Horizontalkraft von 123,0 kN in Riegelhöhe angebracht. Die Verformung ergibt sich aus einer Nebenrechnung zu 21,9 cm.

Somit ist die Eigenfrequenz des Rahmens

$$f = 5 / \sqrt{21,9} = 1,07 \text{ Hz} \quad \text{bzw. } T = 1/f = 1/1,07 = 0,93 \text{ s}$$

Nach DIN 4149, Gl. (8) mit  $q = 1,50$  ergibt sich die Bemessungsbeschleunigung

$$S_d(T) = 0,80 \times 1,0 \times 1,50 \times 2,5 / 1,5 \times 0,30 / 0,93 = 0,645 \text{ m/s}^2$$

und die Erdbebenersatzkraft

$$F_b = 0,645 \times 12,30 = 7,93 \text{ kN}$$

Die Schnittgrößen für den Rahmen wurden in einer Nebenrechnung ermittelt. Das linke Auflager ist für die Schnittgrößenermittlung aus Bodenverschiebung horizontal und vertikal unverschieblich, das rechte Auflager ist vertikal unverschieblich und erhält die Horizontalverschiebung  $\pm d_{g,tot}$  als eingeprägte Auflagerverschiebung (oder umgekehrt: rechtes Lager fest und linkes Lager erhält  $\pm d_{g,tot}$  als eingeprägte Auflagerverschiebung) Es ergaben sich folgende Werte für das Feldmoment  $M_F$  und das Eckmoment  $M_1$  :

Lastfall	Feldmoment $M_F$ (kNm)	Rahmeneckmoment $M_1$ (kNm)
Eigengewicht	85,6	-162
Schnee	70,3	-133
Wind auf Stiele	0	$\pm 29,4$
Windsog Dach	-40,6	76,6
Erdbeben	0	$\pm 23,8$
Bodenverschiebung aus Erdbeben	$\pm 7,01$	$\pm 7,01$

Regelbemessung ohne Erdbeben:

$$M_{1,Ed} = -162 \times 1,35 - 133 \times 1,5 = -418,2 \text{ kNm}$$

$$M_{F,Ed} = 85,6 \times 1,35 + 70,3 \times 1,5 = 221,0 \text{ kNm}$$

Erdbeben mit Zerrbalken:

$$M_{1,AEd,1} = -162 - 133 \times 0,5 - 23,8 = -252,3 \text{ kNm}$$

$$M_{F,AEd,1} = 85,6 + 70,3 \times 0,5 + 0 = 120,8 \text{ kNm}$$

Erdbeben ohne Zerrbalken:

$$M_{1,AEd,2} = -162 - 133 \times 0,5 - 23,8 - 7,01 = -259,3 \text{ kNm}$$

$$M_{F,AEd,2} = 85,6 + 70,3 \times 0,5 + 0 + 7,01 = 127,8 \text{ kNm}$$

Rahmeneckmoment:  $M_{1,AEd,2} / M_{1,AEd,1} = 259,3 / 252,3 = 1,03$

Feldmoment:  $M_{F,AEd,2} / M_{F,AEd,1} = 127,8 / 120,8 = 1,06$

d.h. bei Verzicht auf Zerrbalken erhöht sich das Rahmeneckmoment um ca. 3 % und das Feldmoment um ca. 6%. Da die Bemessungsmomente für die Einwirkung Erdbeben deutlich geringer sind als die Werte aus der Regelbemessung wird das Erdbeben auch ohne Anordnung von Zerrbalken nicht maßgebend. Man kann hier somit auf die Anordnung von Zerrbalken verzichten. Das liegt an dem sehr weichen System. Je weicher das System ist, umso unempfindlicher reagiert es auf eine eingeprägte Verschiebung.

## 5. Beispiel: Tiefgaragenstütze (Stahlbetonstütze)

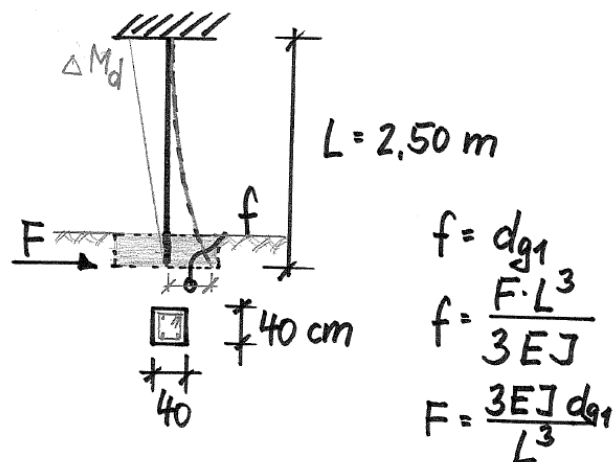


Bild 2 Tiefgaragenstütze ohne Zerrbalken (z.B. Pflasterbelag)

Stützhöhe  $L = 2,50 \text{ m}$   
 Beton C 30/37 Betonstahl BSt 500 S  
 Abmessungen  $h \times b = 40 \times 40 \text{ cm}$   
 Erdbebenzone 3, Baugrundparameter C-R:  
 $a_g = 0,80 \text{ m/s}^2$   $S = 1,50$   $\gamma_I = 1,0$   $T_C = 0,30 \text{ s}$   $T_D = 2,0 \text{ s}$

Regelbemessung  $N_{Ed} = -4000 \text{ kN}$   
 LF Erdbeben  $N_{Ed} = -2700 \text{ kN}$

Die in Bild 2 dargestellte Stütze innerhalb einer Tiefgarage wird nicht zur Horizontalkraftabtragung herangezogen. Das Gebäude ist durch Kerne ausgesteift, in Teilbereichen ist eine Bodenplatte und damit ein „steifer Kasten“ vorhanden. Die Stütze hat einen mittleren Abstand zum Kern von 25 m.

Die Verhältnisse sind wie beim Beispiel unter 4. Die Bodenverschiebung beträgt 24 mm.  
 $E_{cm} = 28300 \text{ N/mm}^2$  für C 30/37

$$F = 3 \cdot 2830 \cdot 40 \cdot 40^3 / 12 / 250^3 \cdot 2,40 = 278,2 \text{ kN}$$

Die Stütze sei auf der Ebene der KG-Decke in eine darüber verlaufende unendlich steife Wandscheibe eingespannt.

$$\Delta M_d = 278,2 \cdot 2,50 + 2700 \cdot 0,024 = 760,3 \text{ kNm}$$

### Fall 1 Anordnung von Zerrbalken

Die Regelbemessung liefert  $A_{S,tot} = 30,64 \text{ cm}^2$ . Der Zerrbalken ist nach DIN 4149 mit mindestens 4 d 12 zu bewehren. Besser wären hier nach Meinung des Verfassers 4 d 16.

### Fall 2 Verzicht auf Zerrbalken

Die Bemessung für  $N_{Ed} = -2700 \text{ kN}$  ;  $M_{Ed} = 760,3 \text{ kNm}$  liefert  $A_{S,tot} = 130,0 \text{ cm}^2$ . Dies entspricht einem Bewehrungsgehalt von 8,12 %. Diese Bewehrung ist als Einspannbewehrung in die darüberliegende Wand zu führen und entsprechend zu verankern. In der Stütze ist ein Vollstoß wegen der Begrenzung des Bewehrungsgehalts mit  $\rho \leq 9 \%$  nicht zulässig. Das Moment ist in der aufgehenden Konstruktion weiterzuverfolgen. Wenn die Aufnahme des Momentes durch die aufgehende Konstruktion gewährleistet ist, kann durch diese Zusatzmaßnahmen auf Zerrbalken verzichtet werden. Auf eine sorgfältige konstruktive Durchbildung ist zu achten, insbesondere sollte im oberen Stützenbereich eine sehr enge Verbügelung vorgesehen werden, damit bei zyklischer Beanspruchung kein Betonausbruch erfolgt.

## **6. Zusammenfassung, Folgerungen**

Die Forderungen der Erdbebennormen nach einem Zusammenhalt des Bauwerkes im Gründungsbereich sind in Gebieten starker und mittlerer seismischer Aktivität zweckmäßig und notwendig. In den deutschen Erdbebengebieten liegt jedoch schwache Seismizität vor, insbesondere sind die großen Teile des Landes, bei denen Erdbeben überhaupt berücksichtigt werden muß, in Erdbebenzone 1. In dieser Zone kann wegen der geringen Beanspruchungen in vielen Fällen auf Zerrbalken verzichtet werden, wenn die oben angegebenen Randbedingungen beachtet und die geforderten Zusatznachweise geführt werden.

## **7. Schrifttum**

- /1/ Waas, G.; Sadegh-Azar, H.: Überlegungen zu relative Verschiebungen des Baugrunds im Gründungsbereich bei einem Erdbeben nach DIN 4149 und Wertung im Hinblick auf die Notwendigkeit von Zerrbalken, private Korrespondenz, unveröffentlicht, Frankfurt 2008
- /2/ Müller, F.P.; Keintzel, E.: Erdbebensicherung von Hochbauten, 2. Auflage, Ernst und Sohn Verlag, Berlin 1984