

Lfd. Nr.	Abschnitt	Absatz	Frage	Auslegung	Datum
66	0		<p>Wenn man Stahlbauten in die Duktilitätsklasse 1 einstuft kann <math>q = 1,5</math> angesetzt werden, ohne besondere Nachweise für den Stahl.</p> <p>Wird die höhere Duktilitätsklasse 2 und z.B. nach der Tabelle 10 Zeile 5 für Verbände der Faktor <math>q = 4</math> angesetzt, dann muss eine Kapazitätsbemessung durchgeführt werden und unter anderem der Höchstwert der Streckgrenze durch einen bauaufsichtlichen Übereinstimmungsnachweis abgedeckt werden. Wobei uns nicht ganz klar ist welcher Übereinstimmungsnachweis dies sein soll? Eine Werksbescheinigung 2.2 wie für S235 üblich oder ein Abnahmeprüfzeugnis 3.1 (Ist aus unserer Sicht für kleine einstöckige Hallen im Ausführungsbe- reich der Herstellerqualifikationsklasse B nicht zu beschaf- fen)?</p> <p>Wenn im Holzbau nun die Duktilitätsklasse 3 für einen gleich- mäßig ausgesteiften Skelettbau mit Stahlzugdiagonalen an- gesetzt wird, so kann ebenfalls <math>q = 4,0</math> gewählt werden. Wie verhält sich das nun aber für die Stahlzugdiagonalen? Müssen für diese ebenfalls die ganzen Nachweise, die in der Duktilitätsklasse 2 gefordert werden erbracht werden? Insbe- sondere der Höchstwert der Streckgrenze durch ein Überein- stimmungsnachweis, den Anschluss an das Knotenblech mit 8.8 oder 10.9 Schrauben die gegen lösen gesichert werden müssen oder eventuell eine Kapazitätsbemessung?!</p> <p>Kann man nicht allgemein wie im Abschnitt Holzbau der Norm herauszulesen ist sagen, dass der heute verwendete Stahl auch ohne besondere Nachweise ausreichend duktil ist um die Verhaltensbeiwerte der Duktilitätsklasse 2 ansetzen zu können? Denn aus unserer Sicht sind alle Stahlkonstruktionen wesentlich duktiler als ein Mauerwerksbau.</p> <p>Vielleicht könnte man ja auch je nach Bedeutungskategorie für z.B. einstöckige Industrie- oder landwirtschaftliche Stahl- hallen gewisse Vereinfachungen über die LTB erlassen.</p>	<p>Die Frage stellt sich bei Anwendung von <math>q</math>-Faktoren über 1,5 generell und betrifft unter anderem die Sicherstellung von Festigkeitsobergrenzen durch die einschlägigen Produktnor- men. Zum anderen ist hier die Frage der Äquivalenz der Nor- manforderungen bei reinen Stahlbauten mit Aussteifung durch Diagonalverbände im Vergleich zu Mischsystemen (Holzbau mit Aussteifung durch Stahlzugdiagonalen) betroffen.</p> <p>Vom Standpunkt der Mechanik ist sowohl beim reinen Stahl- bau wie auch bei einem Holz-Skelettbau mit Stahlzugdiagona- len im Sinne der Kapazitätsbemessung sicherzustellen, dass die sich entwickelnden Kräfte in den duktilen Bauteilen (z. B. Verbandsdiagonalen) begrenzt bleiben und nicht durch Über- festigkeiten zu hohe Schnittkräfte in den weniger bzw. nicht duktilen Bauteilen entstehen (z. B. Stützen, Anschlüsse). Die Verwendung von <math>q = 4</math> für einen Holz-Skelettbau mit Stahl- zugdiagonalen erscheint deshalb nur gerechtfertigt, wenn un- ter anderem für die Stahldiagonalen auch die Stahlbaubedin- gungen für die Anwendung von <math>q = 4</math> eingehalten sind.</p> <p>Die Forderung nach einem bauaufsichtlichen Übereinstim- mungsnachweis für den Höchstwert der Streckgrenze wird in Anlage 5.1/1 zur Bekanntmachung der DIN 4149 als techni- sche Baubestimmung im Sinne der Landesbauordnungen er- hoben. Für Erläuterungen hierzu ist die Bauaufsicht zustän- dig.</p>	01/2013

Lfd. Nr.	Abschnitt	Absatz	Frage	Auslegung	Datum
56	1		<p>1. Wann ist bei einem An-, Um- oder Erweiterungsbau der Nachweis des Gesamtsystems erforderlich?</p> <p>2. Das gleiche Bauwerk soll ein zweites Mal nach den gleichen Plänen errichtet werden. Die Vorschriftenlage hat sich aber mittlerweile geändert.</p>	DIN 4149 enthält zu dieser Fragestellung keine Regelungen.	01/2013
8	3.7		<p>Nach der DIN 4149 Abs. 3.7 ist der Baugrund im Sinne der Norm, als der seismisch relevante, oberflächennahe Untergrund bis zu einer Tiefe von etwa 20 m definiert, dem eine Baugrundklasse (A, B oder C) zuzuordnen ist. Bei unterschiedlichen Baugrundklassen in den obersten 20 m (z. B. 0 – 10 m Talkies der Baugrundklasse C, 10 – 20 m Fels der Baugrundklasse A) stellt sich daher die Frage, welche Baugrundklasse anzusetzen ist, oder ob ggf. Zwischenwerte interpoliert werden dürfen.</p>	<p>Nach DIN 4149 Abs. 3.7 und 5.2.3 ist jedem Standort <u>eine</u> Baugrundklasse A, B, oder C zuzuordnen, falls der Sonderfall nach 5.2.3 (2) ausgeschlossen werden kann. Maßgeblich sind „dominierende“ (überwiegende) Verhältnisse bis in eine Tiefe von ca. 20 m wobei die obersten 3 m außer Acht bleiben. Je nach geologischer Untergrundklasse R, T, S kommen nur die Kombinationen A-R, B-R, C-R, B-T, C-T, C-S in Frage. Im Zweifel ist ein sachkundiges Institut zu befragen oder die jeweils „ungünstigere“ Baugrund-Einstufung B oder C zu wählen (Wahl von B bei A oder B bzw. C bei B oder C bzw. C falls ohne Bestimmung). Eine Zwischenstufe mit Interpolation von Zwischenwerten des Untergrundparameters S unterbleibt. Geotechnische Erfordernisse der Gründung nach Abs. 12 bleiben von den seismischen Festlegungen des Abs. 5.2 unberührt.</p>	06/2007
1	3.12		<p>Wie ist der Zusammenhang zwischen den in der Norm angegebenen Bemessungswerten der Bodenbeschleunigung <math>a_g</math> und den oftmals in der Literatur angegebenen „PGA-Werten“ („peak ground acceleration“)? Nachdem international die einer Bemessung zugrunde liegenden elastischen Antwortspektren für Periode 0 meistens "bei PGA-Werten eingehängt" werden, stellt sich die Frage, ob für die jetzige Normfassung, welche die Spektren "bei den <math>a_g</math>-Werten einhängt", ein Interpretationsspielraum vorliegt.</p>	<p>Die Bemessungswerte der Bodenbeschleunigung <math>a_g</math> der DIN 4149 entsprechen nicht den zu erwartenden maximalen Bodenbeschleunigungen (PGA-Werten), sondern sind kleiner. Im Anwendungsbereich der DIN 4149 führt der Ansatz der <math>a_g</math>-Werte zusammen mit den anderen Regeln der Norm zu hinreichend erdbebensicheren baulichen Anlagen. Die Kenntnis der PGA-Werte ist für die Anwendung der Norm nicht erforderlich.</p>	06/2007

Lfd. Nr.	Abschnitt	Absatz	Frage	Auslegung	Datum
0	4.3		<p>Genereller Kommentar zum Kapitel 4.3 Regelmäßigkeit eines Bauwerks:</p> <p>Regelmäßige Bauwerke lassen bei entsprechender Nutzlastverteilung vereinfachte Nachweismethoden zu. Erfahrungen zur Beurteilung von Abweichungen von den Vorgaben und nicht explizit beschriebener Fälle, gewinnt man durch den Vergleich genauerer Berechnungen mit den Ergebnissen vereinfachter Nachweise. Wenn belegbare Erfahrungen zu vereinfachten Nachweisen vorliegen, kann natürlich auch von den Regelmäßigkeitskriterien abgewichen werden.</p>	Regelmäßige Bauwerke lassen bei entsprechender Nutzlastverteilung vereinfachte Nachweismethoden zu. Erfahrungen zur Beurteilung von Abweichungen von den Vorgaben und nicht explizit beschriebener Fälle, gewinnt man durch den Vergleich genauerer Berechnungen mit den Ergebnissen vereinfachter Nachweise. Wenn belegbare Erfahrungen zu vereinfachten Nachweisen vorliegen, kann auch von den Regelmäßigkeitskriterien abgewichen werden.	01/2013
15	4.3		Wie werden Rücksprünge definiert um einen vereinfachten Nachweis führen zu dürfen?	Siehe Normtext und allgemeiner Kommentar zu 4.3.	01/2013
16	4.3		Müssen wirklich alle Aussteifungswände durch alle Geschosse (bis OK Gebäude), auch wenn sie statisch ansonsten nicht gebraucht werden, vorhanden sein, um einen vereinfachten Nachweis führen zu dürfen?	Alle Wände, auch wenn sie statisch nicht erforderlich sind, beeinflussen das Schwingungsverhalten eines Gebäudes. Entsprechendes gilt, wenn einzelne Wände nicht bis OK Gebäude geführt werden. Wenn es also nicht durchgehende Wände gibt, die das Schwingungsverhalten so beeinflussen, dass vereinfachte Nachweise das Strukturverhalten nicht mehr angemessen abbilden können, sind genauere Nachweise zu führen (siehe auch allgemeiner Kommentar zu 4.3.	01/2013
11	4.3.1(4)		In der Tabelle 1 des Abschnittes 4.3.1 wird ein "abgeminderter" Verhaltensbeiwert je nach Regelmäßigkeit des Tragwerkes erwähnt. Was "abgemindert" genau zu bedeuten hat, wird nirgends beschrieben. Im Abschnitt 8.2 (1) z.B. wird der Verhaltensbeiwert $q = 1,5$ gesetzt, unabhängig vom Tragsystem und der Regelmäßigkeit im Aufriss. Bei einem im Aufriss unregelmäßigen Tragwerk aus Stahlbeton widerspricht sich also der Abschnitt 8.2 (1) mit der Tabelle 1. Wie ist dies im speziellen und "abgemindert" im Allgemeinen zu interpretieren?	Die Tabelle 1 hat informativen Charakter, um Auswirkungen der Regelmäßigkeit im Aufriss aufzuzeigen. Unter 4.3.1(3), dritter Spiegelstrich, ist z.B. für Betonbauten ein Verweis auf 8.3.3.2.1(3), wo für die Duktilitätsklasse 2 die Abminderung des Verhaltensbeiwerts $q$ nach Gl. (43) mit dem Faktor $k_R$ geregelt ist. Für die Duktilitätsklasse 1 (Abschnitt 8.2) gibt es dagegen keine Abminderung. Ein Widerspruch zwischen Tabelle 1 und Abschnitt 8.2 (1) wird nicht gesehen.	

Lfd. Nr.	Abschnitt	Absatz	Frage	Auslegung	Datum
17	4.3.2(4)		Sind die Bedingungen nach Satz (1) regelmäßiger Grundriss erfüllt, hat dies keine Bedeutung mehr. Wären die Decken schub- bzw. biegeweich, würden sich die H-Lasten nach der Einflussbreite auf die regelmäßig stehenden Aussteifungswände übertragen.	Die Aussagen sind in der getroffenen Formulierung unverständlich. Es wird um Präzisierung gebeten. Liegen keine steifen Deckenscheiben vor, und werden Teilsysteme betrachtet, (Einzugsbreite) kann ggf. ein vereinfachtes Modell verwendet werden, es sind jedoch Zusatzüberlegungen (Verträglichkeit) anzustellen.	01/2013
20	4.3.3	4.3.3	Regelmäßigkeit im Aufriss ... Wie ist die Formulierung "alle an der Aufnahme von Horizontallasten beteiligten Tragwerksteile ...", zu handhaben? Dürfen bei den Nachweisen der Standsicherheit rechnerisch nicht angesetzte Tragwerksteile Unterbrechungen haben? Wie ist die Formulierung "ohne Unterbrechung von ihren Gründungen bis zur Oberkante des Gebäudes ...", zu handhaben? Was ist eine Unterbrechung? Wie ist die Oberkante eines Gebäudes definiert?	Siehe Anmerkung zu N° 16. Als Oberkante eines Gebäudes kann i.d.R. die Decke über dem obersten Vollgeschoss angenommen werden. Definition Vollgeschoss siehe 7.1(4) a).	01/2013
18	4.3.3(4)		Damit sind die häufig zu findenden Wohngebäude mit einer Tiefgarage, die über das Gebäude übersteht, nicht regelmäßig. Gilt die Regelung nur für Geschosse ab OK Gelände?	Auch hier gibt es keine pauschale Antwort. Wenn das Tragwerk so ist, dass vereinfachte Nachweise zutreffende Bemessungsergebnissen erzeugen, dann darf man sie natürlich anwenden (siehe auch allgemeiner Kommentar zu 4.3. Wenn die TG einen sog. "steifen Kasten" bildet, kann die Einspannebene in OK Decke TG liegen. Aufnahme und Weiterleitung der Kräfte und Momente in der TG sind nachzuweisen.	01/2013
8	5.2.3		Nach der DIN 4149 Abs. 3.7 ist der Baugrund im Sinne der Norm, als der seismisch relevante, oberflächennahe Untergrund bis zu einer Tiefe von etwa 20 m definiert, dem <b>eine</b> Baugrundklasse (A, B oder C) zuzuordnen ist. Bei unterschiedlichen Baugrundklassen in den obersten 20 m (z. B. 0 – 10 m Talkies der Baugrundklasse C, 10 – 20 m Fels der Baugrundklasse A) stellt sich daher die Frage, welche Baugrundklasse anzusetzen ist, oder ob ggf. Zwischenwerte interpoliert werden dürfen.	Siehe N° 8 zu Abschnitt 3.7	06/2007

Lfd. Nr.	Abschnitt	Absatz	Frage	Auslegung	Datum
9	5.2.3		<p>Im Abschnitt 5.2.3 Baugrundklassen werden mit Bezug zu Tabelle 4 und Tabelle 5 Baugrundklassen genannt, die zur Festlegung des Wertes S (Tab. 4+5) dienen.</p> <p>Der Wert S erhöht die Erdbeben-Ersatzlasten in Stufen von je 25%. Diese Einteilung ist in unseren Augen relativ grob.</p> <p>Besteht die Möglichkeit der Interpolation, wenn der Baugrund mit einer Schichtdicke von i.G. 20 m zum Großteil (75%) aus Baugrundklasse B (z.B. Tonstein, Kalkstein) und nur zum geringen Teil ( 25%) aus Baugrundklasse C (z.B. Ton, Lehm) besteht.</p> <p>Oder ist mit dem Hinweis auf die dominierenden Scherwellengeschwindigkeiten gemeint, dass nur der Hauptanteil des Bodens (im o.a. Beispiel Tonstein, BK B) maßgebend / gewertet wird.</p> <p>In Reutlingen und Tübingen, beide Erdbebenzone 3, ist das genannte Beispiel der Normalfall.</p>	<p>Nach DIN 4149 Abs. 3.7 und 5.2.3 ist jedem Standort <u>eine</u> Baugrundklasse A, B, oder C zuzuordnen, falls der Sonderfall nach 5.2.3 (2) ausgeschlossen werden kann. Maßgeblich sind „dominierende“ (überwiegende) Verhältnisse bis in eine Tiefe von ca. 20 m wobei die obersten 3 m außer Acht bleiben. Je nach geologischer Untergrundklasse R, T, S kommen nur die Kombinationen A-R, B-R, C-R, B-T, C-T, C-S in Frage. Im Zweifel ist ein sachkundiges Institut zu befragen oder die jeweils „ungünstigere“ Baugrund-Einstufung B oder C zu wählen (Wahl von B bei A oder B bzw. C bei B oder C bzw. C falls ohne Bestimmung). Eine Zwischenstufe mit Interpolation von Zwischenwerten des Untergrundparameters S unterbleibt. Geotechnische Erfordernisse der Gründung nach Abs. 12 bleiben von den seismischen Festlegungen des Abs. 5.2 unberührt..</p>	06/2007
4	5.2.3(2)		<p>In welcher Form sind bei Böden, deren Einordnung in die Baugrundklassen der DIN 4149 nicht möglich ist (z. B. See-ton), die in 5.2.3. (2) geforderten gesonderten Untersuchungen praktisch durchzuführen?</p>	<p>Die Erdbebeneinwirkung, insbesondere das elastische Antwortspektrum bei Vorliegen des Sonderfalls nach DIN 4149 Abs. 5.2.3 (2) ist durch ein sachkundiges Institut zu berechnen.</p>	11/2006
21	5.4.3		<p>Wann wird das elastische Antwortspektrum nach 5.4.1 verwendet?</p>	<p>Das elastische Antwortspektrum nach 5.4.1 wird nicht direkt zur Ermittlung von Erdbebeneinwirkungen verwendet. Da aber das Bemessungsspektrum von diesem abgeleitet wird, ist es von grundlegender Bedeutung und der Vollständigkeit halber angegeben.</p>	01/2013
22	6.1 (3)		<p>Fußnote zu 6.1 (3)</p> <p>Ist es richtig, dass für die Ermittlung von Verschiebungen und Eigenfrequenzen u. U. unterschiedliche Ansätze zur Anwendung kommen?</p>	<p>Ja. Grund hierfür ist, dass die Steifigkeit von Massivbauteilen in Abhängigkeit von der Rissbildung in weiten Bereichen veränderlich ist. Daher sind Grenzwertbetrachtungen anzustellen. Für die Ermittlung der Kräfte liegt der Ansatz der Steifigkeit im ungerissenen Zustand i.d.R. auf der sicheren Seite, für die Verformungen ist die vorgeschlagene Abminderung der Steifigkeit vorzunehmen.</p>	01/2013

Lfd. Nr.	Abschnitt	Absatz	Frage	Auslegung	Datum
23	6.1 (4)	6.1 (4)	Fall: Eine gemäß Absatz 4.3.3 (4) im Aufriss unregelmäßige Wand wird nicht zur Aussteifung herangezogen um das Kriterium für den vereinfachten Nachweis nach 6.2.2 anwenden zu können. Die Forderung in Satz (4) führt dazu, dass sie trotz ihrer entlastenden Wirkung für das Gesamtsystem berücksichtigt werden muss. Streng genommen fällt man damit wieder aus dem Kriterienkatalog zur Anwendung des Vereinfachten Verfahrens. Wie ist hier zu verfahren?	Siehe Anmerkung zu N° 16.	01/2013
25	6.2.2.1 (2)		Wird das zweite Kriterium erfüllt, muss dennoch räumlich mit mehreren Schwingungsformen gerechnet werden, wenn die Regelmäßigkeit im Grundriss gemäß 4.3.2 nicht erfüllt ist (sh. Tab 1). Reduziert dieser Satz die strengen Anforderungen des Abschnittes 4.3.2 zur Regelmäßigkeit im Grundriss auf eine symmetrische Verteilung von Horizontalsteifigkeit und Masse? Damit wäre dann auch ein vereinfachter Nachweis an ebenen Modellen für H und X Gebäude gemäß Abschnitt 4.3.2 (2) möglich. Dies wäre ein Widerspruch zu 4.3.2 (1) und (2).	Es liegt kein Widerspruch vor, weil die Berechnung mit vereinfachten Verfahren an Nebenbedingungen geknüpft ist. Vor allem ist die Berücksichtigung der räumlichen Wirkung der Torsionswirkung erforderlich. Die Bedingungen nach 6.2.2.4.2(3) sind einzuhalten. In 6.2.2.2 wird zunächst das vereinfachte Antwortspektrenverfahren beschrieben. Grundsätzlich sind nach Tabelle 1 ebene Modelle nur zulässig, wenn die Regelmäßigkeitskriterien im Grundriss eingehalten werden. Unter besonderen Bedingungen (vgl. 6.2.2.4 Torsionswirkungen) können auch im Grundriss nicht regelmäßige Systeme mit ebenen Modellen berechnet werden.	01/2013
27	6.2.4.1 (5)		...bei denen Horizontallasten ausschließlich durch Wände abgetragen werden... Besagt die Regelung wirklich grundsätzlich, dass bei nur durch Wände ausgesteiften Bauwerken, welche die Kriterien von Absatz 4.2 und 4.3 nicht erfüllen, keine Kombination der Horizontalkomponenten der Erdbebeneinwirkung erforderlich ist	Nach Ansicht des Ausschusses liegt hier ein Schreibfehler vor, statt "oder" muss es "und" heißen, vgl. auch DIN EN 1998-1:2010-12, 4.3.3.5.1 (8).	01/2013
28	6.4 (1), (2)		Bei weichen Rahmenkonstruktionen können die Reaktionskräfte an den Auflagern steifer Fassadenelemente in der Rahmenebene mit vertretbarem Aufwand nicht ermittelt werden. Hier wäre eine Entkoppelung von Bauwerk und Fassadenelement vorzunehmen. Wie soll man damit umgehen? Die Gleichung in Absatz (3) hilft hier nicht weiter.	Richtig, mit Gleichung (34) können keine Zwangskräfte ermittelt werden. Die realitätsnahe Ermittlung solcher Kräfte ist ebenso wie die konstruktiv saubere wirksame Entkopplung aufwändig und anspruchsvoll.	01/2013

Lfd. Nr.	Abschnitt	Absatz	Frage	Auslegung	Datum
65	7		Laut DIN 4149 kann der Nachweis der Standsicherheit nach Abschnitt 7.2 entfallen wenn die Bedingungen nach Abschnitt 7.1 eingehalten sind. Gelten die besonderen Regeln für Betonbauten bei Einhaltung Abschnitt 7.1 trotzdem und wie ist dann mit Abschnitt 8.2 (6) zu verfahren, (da Lastenfall Erdbeben nicht berechnet wurde)?	Die besonderen Regeln für Betonbauwerke nach Abschnitt 8 müssen in diesem Fall nicht beachtet werden.	01/2013
29	7.1 (3)		Darf beim Lastvergleich von Gesamterdbebenkraft mit der maßgebenden Horizontalkraft aus anderen Einwirkungskombinationen (z.B. Windlast) die entsprechende Horizontallast mit einem Teilsicherheitsbeiwert versehen werden und wenn ja mit welchem? Wie ist mit Kranlasten zu verfahren?	Um ein vergleichbares Sicherheitsniveau zu betrachten, darf z. B. die 1,5-fache Windlast der Erdbebenkraft gegenübergestellt werden.  Die Norm enthält keine allgemeine Regel für den Umgang mit horizontalen Kranlasten. Es ist eine ingenieurmäßige Bewertung vorzunehmen, in die die Art und Intensität des Kranbetriebes einfließen sollten.	01/2013
30	7.1 (4)		Verzicht auf einen rechnerischen Nachweis ... Wie ist die Formulierung „bei Wohn- und ähnlichen Gebäuden (z.B. Bürogebäuden) ... zu verstehen? Wie ist ein einem Wohngebäude ähnliches Gebäude definiert?	Gemeint sind Gebäude, wie sie oft im Wohnungs- oder Büro- bau vorkommen und sich durch eine gute Aussteifung und Regelmäßigkeit auszeichnen sowie von der Nutzung her keinen besonderen Anforderungen unterliegen.	01/2013

Lfd. Nr.	Abschnitt	Absatz	Frage	Auslegung	Datum
31	7.1 (4)		<p>Die angesichts des bisher unaufbereiteten Normeninhalts für den Statiker wesentliche Frage ist die nach dem Verzicht auf rechnerische Nachweise, etwas das ihm aus der alten Norm vertraut ist. In Abschnitt 7.1 (4) wird er schließlich fündig, sieht sich jedoch bei den konstruktiven Bedingungen mit neuen Hürden konfrontiert:</p> <p>Zu 7.1 (4) b): Die Bedingung erhebt äußerst allgemein gehaltene und in keiner Weise quantifizierte und nach Erdbebenzone und Bedeutungskategorie differenzierte Empfehlungen aus Abschnitt 4.2 in den Rang von Anforderungen. Das wird der Auslegungswillkür Tür und Tor öffnen und Interpretationsexzesse provozieren. Was ist z.B. als „Gründungskonstruktion, die eine einheitliche Verschiebung der verschiedenen Gründungsteile bei Erdbebenanregung sicherstellt“ zu tolerieren und was nicht? Auf Abschnitt 12 wird hier ja nicht verwiesen. Unter Abschnitt 12 finden sich besondere Regeln mit Bezug auf Tragfähigkeitsnachweise, unserem Eindruck nach keine Bedingungen für rechnerische Nachweisfreiheit.</p> <p>Zu 7.1 (4) d): Hier werden Geschosshöhen auf 3,5 m begrenzt. Kaum ein Gewächshaus, eine Lagerhalle, eine Werkstatt, ein Betriebsgebäude oder eine landwirtschaftliche Halle kommt heute noch mit 3,5 m Durchfahrthöhe aus. Einige dieser Bauten wären dann in manchen Bundesländern ganz genehmigungsfrei. Wir meinen, dass die Geschosshöhenbegrenzung nur für echte Geschossbauten anwendbar ist, nicht für Hallen zu ebener Erde, die zudem kaum über Bedeutungskategorie II hinauskommen.</p>	<p>Zu 7.1 (4) b): Die Formulierung in der Norm ist selbsterklärend, es wird kein Handlungsbedarf gesehen.</p> <p>Zu 7.1 (4) d): 7.1 (4) gilt sowieso nicht für Hallen sondern nur für Wohn- und ähnliche Gebäude.</p>	01/2013



Lfd. Nr.	Abschnitt	Absatz	Frage	Auslegung	Datum
67	7.2		Laut DIN 4149 kann der Nachweis der Standsicherheit nach Abschnitt 7.2 entfallen wenn die Bedingungen nach Abschnitt 7.1 eingehalten sind. Gelten die besonderen Regeln für Betonbauten bei Einhaltung Abschnitt 7.1 trotzdem und wie ist dann mit Abschnitt 8.2 (6) zu verfahren, (da Lastenfall Erdbeben nicht berechnet wurde)?	Siehe N° 65	01/2013
32	7.2. (2)		Th. 2. Ordnung (39) ... Wie ist die Vorgehensweise im Rahmen einer FEM-Berechnung? Man erhält einen überlagerten Bemessungswert unter Beteiligung aller Eigenformen unter der Erdbebeneinwirkung nach (37), jedoch ist dieser ggf. geringer als der überlagerte Bemessungswert einer bestimmten Eigenform. Welcher Wert ist anzusetzen	Zur Ermittlung des Bemessungswertes der Stockwerksverschiebungen sind die Relativverschiebungen aus den einzelnen Eigenformen zu überlagern (z. B. quadratisch).	01/2013
33	7.2.2 (2)		Müssen die Lasten aus Schiefstellung überlagert werden? Nach DIN 1045-1 müssen diese nicht überlagert werden. Ist Kapitel 7.2.2 (2) entsprechen interpretierbar?	In DIN 4149 gibt es diesbezüglich keine Regelung. In Kapitel 7.2.2 ist die Anwendung der Theorie II. Ordnung beziehungsweise deren Entfall erfasst. Bezüglich des Ansatzes von Ersatzimperfectionen sind die baustoffspezifischen Bemessungsnormen heranzuziehen.	01/2013
5	7.2.3		Ein 2-geschossiges Bürogebäude mit Tiefgarage in Esslingen am Neckar liegt in Erdbebenzone 0 und erfüllt die Kriterien der Tabelle 8, der rechnerische Standsicherheitsnachweis kann somit entfallen. Aus dem Text geht nicht eindeutig hervor, ob die Duktilitätsbedingung nach DIN 7.2.3 erfüllt werden müssen. In meinem Fall: Müssen die Einzelfundamente mit Zerr-Riegeln verbunden werden?	In Erdbebenzone 0 stellt DIN 4149 keine Anforderungen an bauliche Anlagen, daher erübrigen sich weitergehende Fragen zur Normanwendung. Die Angabe der Erdbebenzone 0 besitzt informativen Charakter. Diese Zone stellt einen Übergangsbereich von Gebieten mit sehr kleiner Erdbebengefährdung zu den eigentlichen Erdbebenzonen 1 bis 3 dar. In der Erdbebenzone 0 sind gemäß des herangezogenen Gefährdungsniveaus (vgl. 5.1 Erdbebenzonen (3)) rechnerische Intensitäten ab 6 und kleiner 6.5 zu erwarten. Die mit diesen Intensitäten verbundenen hauptsächlich geringfügigen nicht-strukturellen Schädigungen erfordern keine Berücksichtigung des Lastfalles Erdbeben für allgemeine Hochbauten.	11/2006

Lfd. Nr.	Abschnitt	Absatz	Frage	Auslegung	Datum
6	7.2.5		Die Bemessung von Fundamenten erfolgt nach Abschnitt 7.2.5. Hier ist nach (3) ein Verhaltensbeiwert $q \leq 1,5$ zu verwenden. Wieso kann eine StBn Wand (DK II) mit $q > 2$ bemessen und für das direkt anschließende Fundament muss ein Beiwert $q = 1,5$ angenommen werden?	<p>Mit dem Verhaltensbeiwert <math>q</math> soll pauschal das nichtlineare Verhalten des gesamten Bauwerks unter Berücksichtigung des Zusammenwirkens aller verschiedenen Bauteile beschrieben werden. Neben der Reduzierung der Einwirkung muss gewährleistet werden, dass alle am Lastabtrag beteiligten Elemente sich entsprechend duktil verhalten, ohne die Tragfähigkeit zu verlieren. Im Sinne einer Kapazitätsbemessung muss sichergestellt werden, dass die unterstellte Plastifizierung auch tatsächlich eintritt (nachgewiesene Verhinderung von Überfestigkeiten) oder dass die nicht duktil ausgebildeten Elemente nicht stärker beansprucht werden als bei Einwirkung ohne Abminderung (<math>q = 1,0</math>).</p> <p>Wenn Stahlbetonwände durch entsprechend hohe <math>q</math>-Werte für eine reduzierte Belastung ausgelegt werden, müssen diese entsprechend duktil ausgebildet werden. Es ist jedoch nicht ausgeschlossen, dass die Stahlbetonwände eine höhere Last aufnehmen können als ihnen rechnerisch zugewiesen wurde. Bei der Weiterverfolgung der Lasten bis in den Baugrund muss im Sinne einer Kapazitätsbemessung nachgewiesen werden, dass sich entweder die Gründung (Baugrund einschließlich Fundament) auch entsprechend duktil verhält. Alternativ kann die Gründung für eine höhere Belastung ausgelegt werden.</p> <p>Insbesondere wenn die Lagesicherheit (Kippsicherheit) bemessungsrelevant ist, ist die geforderte Duktilität in der Regel nicht gegeben und es muss daher eine Bemessung mit erhöhten Lasten (<math>q = 1,0</math> bzw. <math>q = 1,5</math>) erfolgen. Hierdurch soll sichergestellt werden, dass die Standsicherheit auch dann nicht gefährdet ist, wenn die in den Stahlbetonwänden unterstellte Duktilität nicht in vollem Umfang eintritt (Überfestigkeit). Vor diesem Hintergrund ist die Auslegung mit unterschiedlichen <math>q</math>-Werten vom Stahlbetonwänden und Gründung sinnvoll und erforderlich.</p>	06/2007

Lfd. Nr.	Abschnitt	Absatz	Frage	Auslegung	Datum
34	8.2		<p>Festlegungen der Duktilitätsklasse 1: Die Festlegungen für Betonbauten der Duktilitätsklasse 1 in 8.2.(5) können im Einzelfall erhebliche Veränderungen in der Tragwerksplanung gegenüber bisherigen Entwurfsgewohnheiten bewirken, z.B. Erfordernis der Vergrößerung von Stützen- und Wandquerschnitten oder höhere Bewehrungsgrade. Dies kann die Rohbaukosten spürbar erhöhen. Ist 7.1(2) so zu verstehen, dass die Festlegungen für Betonbauten der Duktilitätsklasse 1 in 8.2.(5) entfallen können, wenn die Nachweise der Standsicherheit mit einem Verhaltensbeiwert von <math>q = 1</math> (Bemessungsspektrum für lineare Berechnung) geführt werden?</p>	<p>In 7.1 (2) ist festgelegt, dass der Tragfähigkeitsnachweis für die seismische Lastkombination bauartunabhängig mit dem Bemessungsspektrum für lineare Berechnung unter Annahme eines linear-elastischen Verhaltens mit dem Verhaltensbeiwert <math>q = 1,0</math> für die horizontale und vertikale Richtung geführt werden darf. Weiterführende Anforderungen, die die Duktilität der Bauwerke betreffen (z. B. 8.2 (5)), sind dann nicht einzuhalten.</p>	01/2013
35	8.2 (5)		<p>...der Bemessungswert der Querkraft wird erhöht. ... Nach dem neuen Sicherheitskonzept der DIN 1055-100 werden Bemessungsschnittgrößen grundsätzlich durch die Kombination von Einwirkungen ermittelt. Die Regelung in 8.2(5) einer pauschalen Erhöhung einzelner so ermittelter Werte erscheint unsystematisch und nicht zum o.g. Sicherheitskonzept passend.</p>	<p>Die Querkraftbeanspruchung ist bei der Bemessung von Stahlbetontragwerken von besonderer Bedeutung, um ein Schubversagen des Tragwerks auszuschließen und ein nicht-duktileres Verhalten zu vermeiden. Die Forderungen des Kap. 8.2 (5), u.a. die Erhöhung der aus der Berechnung erhaltenen Querkraft, sollen die Duktilität des Bauwerks sicherstellen.</p>	01/2013
36	8.2 (5)a)		<p>„In Bauteilen, die zur Abtragung aus Erdbeben genutzt werden, muss der verwendete Baustahl die Anforderung an hochduktilen Stähle nach DIN 1045-1 (Typ B) erfüllen“ Wenn z.B. Decken- oder Wandscheiben mit Mattenbewehrung dabei sind, ist es aufwendig, die mit hochduktilen Stählen zu bekommen. Außerdem erscheint das vor allem für Zuggurte und Rahmenbewehrung wichtig, weniger für die Flächenbewehrung. Ist in allen Bereichen hochduktiler Stahl einzubauen?</p>	<p>Siehe z. B. Anlage 5.1/1 zur Bekanntmachung der DIN 4149 als Technische Baubestimmung in Baden-Württemberg</p>	01/2013

Lfd. Nr.	Abschnitt	Absatz	Frage	Auslegung	Datum
37	8.2 (5) a)		<p>...Betonstahl hochduktil...</p> <p>Wie ist die Formulierung "in Bauteilen, die zur Abtragung von Einwirkungen aus Erdbeben genutzt werden ...", zu handhaben? Bei erster Betrachtung wird hier lediglich zwischen tragenden und nicht tragenden Bauteilen unterschieden. Kann und wie kann nach dem Kriterium „erforderliche Duktilität“ bei tragenden Bauteilen unterschieden werden, ob ein einzelnes Bauteil zur Abtragung von Einwirkungen aus Erdbeben genutzt wird oder nicht? Beispielsweise erscheint Duktilität der Bewehrung bei Geschossdecken für die Zuggurte eines Fachwerkmodells wichtig, weniger für die Flächenbewehrung.</p>	Siehe N° 36	01/2013
38	8.2 (5) a)		<p>Muss hochduktiler Stahl nur in Wänden und Stützen oder auch in Decken und Riegeln eingesetzt werden?</p> <p>Muss hochduktiler Stahl vor allem in Zugbereichen (z.B. Wandenden, Rahmen) eingesetzt werden?</p> <p>Wie sieht die Anordnung bei Bügeln oder Gitterträgern aus?</p>	Siehe N° 36	01/2013
39	8.2 (5) a)		<p>Da sich grundsätzlich alle Bauteile an der Abtragung von Erdbebenbeanspruchungen (hervorgerufen durch horizontale und vertikale Schwingungen) beteiligen, ist hier eine Präzisierung (z. B. Angabe eines unschädlichen Beanspruchungsniveaus) erforderlich. Sind ansonsten alle bestehenden Gebäude in Erdbebenzone 3 kollapsgefährdet? Kann wohl kaum so gemeint sein. Außerdem dürften in Erdbebenzone 3 auch bei dynamisch gering beanspruchten Bauteilen nur noch Listennatten eingebaut werden. Wie soll in Erdbebenzone 3 bei Umbauten im Bestand mit dieser Forderung umgegangen werden?</p>	Siehe N° 36	01/2013
40	8.2. (5) a) bis e)		<p>Gelten diese Forderungen evtl. nur für Wände und Stützen, die einen wesentlichen Anteil zur Gebäudeaussteifung beitragen?</p>	Siehe N° 36	01/2013

Lfd. Nr.	Abschnitt	Absatz	Frage	Auslegung	Datum
60	8.2.(5).c		Bei den Festlegungen für Betonbauten der Duktilitätsklasse 1 wird ein Ausnutzungsgrad $\nu(N_{\text{ü}})$ für symmetrisch bewehrte Druckglieder festgeschrieben, die für die Abtragung von horizontalen Erdbebenlasten herangezogen werden. In Bezug auf Wände wird dieser Ausnutzungsgrad auf 20 % beziffert. Bezieht sich der, im betreffenden Abschnitt angegebene, Bemessungswert der aufzunehmenden Längskraft $N_{\text{sd}}$ auch auf den Längskraftanteil (Druckzone) aus Biegebeanspruchung im Erdbebenfall, oder lediglich auf den vertikal wirkenden Längskraftanteil der ständigen Einwirkungen?	Der Nachweis bezieht sich auf keine vom Fragesteller angegebenen Alternativen. Anzusetzen ist stattdessen, die Längskraft aus der im Erdbebenfall maßgebenden Schnittgrößenkombination. Diese beinhaltet die Auswirkungen aus ständigen Lasten, anteiligen Verkehrslasten und Erdbebenlasten. Vorschlag Bild mit Interaktionsdiagramm einfügen.	02/2012
41	8.2 (6)		Gilt die Vorgehensweise für den Einsatz von hochduktilen Stahl nur für Wände und Stützen oder auch für Decken und Riegel? Gilt die Vorgehensweise auch für Hohlplattenwände? Wie ist bei der Stahlgüte für Bügel bzw. Gitterträger zu verfahren? Der Bewehrungsstahl für Bügel kommt nach unserer Anfrage i.d.R. aus Coils und ist normalduktil. Hochduktiler Mattenstahl ist nach unserer Anfrage nur schwer und zu sehr erhöhten Preisen zu bekommen. Sind ähnliche Vereinfachungen auch in höheren Duktilitätsklassen möglich?	Die Vorgehensweise sollte sinngemäß für alle zugbeanspruchten Bereiche und auch für Hohlplattenwände gelten. Bügel dürfen in normalduktilen Stahl ausgeführt werden (siehe N° 36).	01/2013
64	8.2 (6)	(3)	Bei Bauten der Duktilitätsklasse 1 in den Erdbebenzonen 1 und 2 und für die 8.2 (6) gilt (Erdbebenlast um 20% erhöht), können die konstruktiven Anforderungen des Absatzes (3) bezüglich Abstand der Querkraftbewehrung und Ausdehnung des betroffenen Bereiches entfallen.  Heißt dies im Umkehrschluss, dass die konstruktive Querkraftbewehrung selbst auch entfallen kann (Bei Ausdehnung z.B. 0 ist Querkraftbewehrung ebenfalls 0)?	Siehe N° 61	02/2012

Lfd. Nr.	Abschnitt	Absatz	Frage	Auslegung	Datum
11	8.2.1(1)		<p>In der Tabelle 1 des Abschnittes 4.3.1 wird ein "abgemindert" Verhaltensbeiwert je nach Regelmäßigkeit des Tragwerkes erwähnt. Was "abgemindert" genau zu bedeuten hat, wird nirgends beschrieben.</p> <p>Im Abschnitt 8.2 (1) z.B. wird der Verhaltensbeiwert <math>q = 1,5</math> gesetzt, unabhängig vom Tragsystem und der Regelmäßigkeit im Aufriss. Bei einem im Aufriss unregelmäßigen Tragwerk aus Stahlbeton widerspricht sich also der Abschnitt 8.2 (1) mit der Tabelle 1.</p> <p>Wie ist dies im speziellen und "abgemindert" im allgemeinen zu interpretieren?</p>	Die Antwort ergibt sich aus derjenigen zu Abschnitt 4.3.1(4) Ref.-Nr. 11. Ein Widerspruch wird nicht gesehen.	06/2007
42	8.3.5.3 (1)		Mit „kritischen“ Bereichen dürften wohl Bauteile gemeint sein, in denen sich im Lastfall Erdbeben wesentliche Beanspruchungsänderungen ergeben. Gibt es hierzu Beurteilungskriterien?	Der Begriff „kritischer Bereich“ ist in Abschnitt 3.5 erklärt und ist bei Duktilitätsklasse 1 nicht relevant.	01/2013
43	8.3.8.6 (75)		<p>Druckfehler: Es muss heißen Wenn</p> $l_c \leq \max \begin{cases} 2 \cdot b_w & \text{dann } b_w \geq \begin{cases} 200 \text{ mm} \\ h_s / 15 \end{cases} \\ 0,2 \cdot l_w \end{cases}$	<p>Hier liegt ein redaktioneller Fehler vor. Richtig muss die Formel (75) heißen:</p> $l_c \leq \max \begin{cases} 2 \cdot b_w & \text{dann } b_w \geq \begin{cases} 200 \text{ mm} \\ h_s / 15 \end{cases} \\ 0,2 \cdot l_w \end{cases}$	01/2013
61	8.4	(3) und (4)	<p>Nach 8.4 (3) ist im Durchstanzbereich von Pilz- und Flachdecken grundsätzlich eine Querkraftbewehrung anzuordnen. Der Abstand der vertikalen Bewehrungselemente wird auf <math>0,75 \times</math> Plattendicke und der bewehrte Bereich mit <math>3,5 \times</math> Plattendicke vom Stützenrand festgelegt.</p> <p>Nach 8.4 (4) entfallen für die Duktilitätsklasse 1 in der Erdbebenzone 1 und 2 die konstruktiven Vorschriften für den Abstand und die Ausdehnung der Bewehrungselemente unter Einhaltung von 8.2 (6). Eine Querkraftbewehrung ist demnach immer noch vorzusehen. Welche Regelungen für die Abstände und den Bereich sind nun zu beachten?</p>	<p>Sofern die Aussteifung primär über steife Kerne und oder Wände erfolgt, kann in den Erdbebenzonen 1 und 2 in der Duktilitätsklasse 1 auf die Anordnung einer Mindestquerkraftbewehrung verzichtet werden, sofern nicht ohnehin aus statischen Lasten eine Querkraftbewehrung erforderlich ist. Die Mindestquerkraftbewehrung nach DIN 1045 Abschnitt 13.3.3 wird für diesen Fall als ausreichend angesehen.</p> <p>Wenn die Aussteifung des Gebäudes über Einspannung der Stützen in Pilz- und Flachdecken erfolgt, sollten die Regelungen nach Abs. 8.4 (2) berücksichtigt werden, ohne die Erleichterung nach Abs. 8.4. (3) in Anspruch zu nehmen.</p>	01/2013

Lfd. Nr.	Abschnitt	Absatz	Frage	Auslegung	Datum
44	8.4 (3)		Pilz- und Flachdecken ... Die Regelung kann im Einzelfall eine bedeutende Erhöhung der Rohbaukosten bewirken. Ist die Regelung wirklich „grundsätzlich“ bei jeder Flachdecken- Stützen-Verbindung erforderlich? Könnte darauf nicht verzichtet werden, wenn beim Nachweis nach DIN 1045-1:2001-07, 10.5.4 der Wert $V_{Ed}$ deutlich kleiner wird als $V_{Rd,ct}$ ?	Absatz (4) sollte im Einklang mit dem aktuellen EC8 lauten: "Bei Flachdecken, die zu Bauten der Duktilitätsklasse 1 gehören, entfallen die in Absatz (3) angegebenen konstruktiven Anforderungen." Wenn die Aussteifung des Gebäudes über Einspannung der Stützen in Pilz- und Flachdecken erfolgt, sollten die Regelungen nach Abs. 8.4(2) berücksichtigt werden, ohne die Erleichterung nach Abs. 8.4(3) in Anspruch zu nehmen.  Es wird empfohlen, diese Klarstellung in die LTB aufzunehmen.	01/2013
45	8.4 (3)		Pilz- und Flachdecken ... Die Angabe, den Mindestbewehrungsgrad der Querkraftbewehrung nach DIN 1045-1:2001-07, 13.2.3(5) zu bestimmen, ist unvollständig. Ist der Mindestbewehrungsgrad der Querkraftbewehrung nach Gleichung (114) der DIN 1045-1 zu berechnen? Wenn ja, wie viele innere Rundschnitte sind anzusetzen? Wenn nein, wie ist der Mindestbewehrungsgrad der Querkraftbewehrung definiert?	siehe N° 44	01/2013
46	8.4 (3)		Hier wird für alle punktgestützten Platten im Erdbebengebiet eine konstruktive Querkraftbewehrung verlangt, wobei in Erdbebenzone 1 und 2 gewisse konstruktive Anforderungen unbeachtet bleiben können. Ist diese Forderung bei allen durchstanzgefährdeten Bereichen, z.B. auch bei Wandköpfen, einzuhalten? Wie geht man mit dieser Forderung beim Bestand unter Berücksichtigung der Tatsache um, dass bei älteren Gebäuden die erst in neuerer Zeit obligatorische untere Kollapsbewehrung in der Regel nicht vorhanden sein dürfte?	siehe Nr. 44  Durchstanzgefährdete Wandköpfe sind auch so zu behandeln. Zum Bestand: Siehe Merkblatt der ARGEBAU.	01/2013
59	9.2(5)		In der Duktilitätsklasse 1 sind bereits alle Schrauben, z. B. durch Vorspannen gegen Lösen zu sichern; in Duktilitätsklasse 2 und 3 dürfen nur hochfeste Schrauben verwendet werden.	Die Verhinderung des unbeabsichtigten Lösens ist sicherzustellen.	01/2013
47	9.3.1.1 (2)		Es wird eine Mindestkerbschlagarbeit von 27J bei einer Prüftemperatur von -25°C gefordert. Gemäß DAST-Richtlinie 09 (01/2005) liegen die üblicherweise zugrunde gelegten Prüftemperaturen bei 20, 0, -20, -40, -50 und -60°C.	Es liegt ein Druckfehler vor, siehe auch EC8, richtig ist: Mindestkerbschlagarbeit 27 J bei -20 °C Es wird empfohlen, diese Klarstellung in die LTB aufzunehmen.	01/2013

Lfd. Nr.	Abschnitt	Absatz	Frage	Auslegung	Datum
10	9.3.1.1 (2)		<p>Die geforderte Mindestkerbschlagarbeit 27J bei der Prüftemperatur <math>T_{cv} = -25\text{ °C}</math> führt zu erheblichen Problemen bei der Beschaffung einer entsprechenden Stahlgüte. Warum wird die Anforderung nicht auf eine in EN 10025-2:2004 genormte Güte J2 oder K2 reduziert ? Sowohl die Forderung nach einer Mindestkerbschlagarbeit 27J bei der Prüftemperatur <math>T_{cv} = 25\text{ °C}</math>, der kein genormter Werkstoff entspricht, als auch der geforderte Nachweis einer maximalen Streckgrenze <math>f_{y,max}</math> macht Versuche und eine Zustimmung im Einzelfall für den Werkstoff der für die Energie-dissipation vorgesehenen Bauteile erforderlich. Hinweis: EN 1998-1: 2004 fordert lediglich, dass Zähigkeiten des Stahlwerkstoffs und der Schweißnähte die Anforderungen für seismische Einwirkungen bei quasi-ständiger Betriebstemperatur erfüllen müssen (siehe EN 1993-1-10:2004).</p>	<p>1) Es liegt ein Schreibfehler vor. Im Abschnitt 9.3.1.1, Absatz (2) ist der Wert <math>T_{cv} = -25\text{ °C}</math> durch den Wert <math>T_{cv} = -20\text{ °C}</math> zu ersetzen. Das DIN wird diesen Schreibfehler zusammen mit anderen Schreibfehlern zeitnah in einer Druckfehlerberichtigung korrigieren.</p> <p>2) Fragen zur Anlage 5.1/1 der in der Musterliste der technischen Baubestimmungen sind an das Deutsche Institut für Bautechnik, Fragen zur Anlage 5.1/1 der Bekanntmachungen der Liste der Technischen Baubestimmungen der Länder, sind an die jeweils zuständige oberste Baurechtsbehörde zu richten.</p>	06/2007
48	9.3.1.1 (3)		<p>Es wird schwierig sein, den geforderten Höchstwert der Streckgrenze zu garantieren.</p>	<p>Siehe z. B. Anlage 5.1/1 zur Bekanntmachung der DIN 4149 als Technische Baubestimmung, Baden-Württemberg</p>	01/2013



Lfd. Nr.	Abschnitt	Absatz	Frage	Auslegung	Datum
12	9.3.1.2 (2)		Bisher reichte es in schwach seismischen Gebieten aus, Schrauben handfest anzuziehen. Nach DIN 4149 dürfen Schrauben der Güte 4.6 bereits in Erdbebenzone 1 praktisch nicht mehr verwendet werden, wenn Schrauben gegen Herabfallen durch Vorspannen zu sichern sind. Ist dies beabsichtigt?	Die Festlegungen der Norm basieren auf der Annahme, dass bei Eintritt eines Bebens entsprechende Schrauben ordnungsgemäß angezogen sind.	06/2007
49	10.3 (2)		Der Anteil von Plattenwerkstoffen auf Gipsbasis ist auf 10% zu beschränken. Gilt dies auch für Fermacell trotz bauaufsichtlicher Zulassung?	Siehe N° 2	01/2013
2	10.3.2		Gilt die bei 10.3.2 formulierte Einschränkung, dass nur max. 10% der Scheibenkräfte an z. B. Gipsfaserplatten zugewiesen werden dürfen nur dann, der „bessere“ q – Wert Duktilitätsklasse 2 bzw. 3 ausgenutzt wird oder immer. In der Praxis würde das ja für die Erdbebenzonen 2 und 3 das aus für die Verwendung von Fermacell-Platten als zur Aussteifung dienendes Beplankungsmaterial bedeuten.	Die Einschränkungen in DIN 4149 Abschnitt 10.3 Abs. (2) gelten nur bei Ansatz der Duktilitätsklassen 2 und 3. Bei Anwendung der Duktilitätsklasse 1 gibt es keine über DIN 1052 bzw. die einschlägigen allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen hinausgehende Einschränkungen.  Von den in der Norm definierten Regeln und deren Anwendungsbereichen kann abgewichen werden, wenn dies begründet und zum Beispiel durch eine bauaufsichtliche Zulassung legitimiert ist.	11/2006
3	11		Darf Mauerwerk nach DIN 1053-1 9.2.2 ohne Stoßfugenvermörtelung auch in Erdbebenzone 3 für Wände, die Erdbebenlasten abtragen, verwendet werden?	DIN 4149 macht hinsichtlich der Stoßfugenvermörtelung keine weitergehenden Einschränkungen als DIN 1053.	06/2007

Lfd. Nr.	Abschnitt	Absatz	Frage	Auslegung	Datum
7	11.6		Wie ist die Tabelle 15 der DIN 4149 zu benutzen? Es handelt sich um ein zweigeschossiges Gebäude (mit EG + 1. OG, ohne KG). Ist dann die Zeile 2 (Anzahl der Vollgeschosse) für alle Geschosse maßgebend ?	Wenn keine durchgehenden Wände vorhanden sind darf das vereinfachte Verfahren nicht angewendet werden – es kommt das genaue Verfahren zur Anwendung (Wandanordnung muss geschossweise übereinstimmen; Wanddicke darf entsprechend der Querkraftverteilung (Abs. 6.2.2.3) variieren.	06/2007
62	11.6	Tabelle 15	Ein zweigeschossiges Gebäude besitzt in EG und im OG unterschiedliche Geschossflächen. Ist die Geschossgrundrissfläche die Summe aller Geschossflächen des Gebäudes also die Summe der Geschossflächen in EG und OG oder ist die Tabelle 15 geschossweise wie folgt auszuwerten? Beispiel: Geschossflächen: $A_{EG}=100m^2$ $A_{OG}=80m^2$ Schubflächen: $A_{minEG}=0,02*100m^2$ $A_{minOG}=0,02*80m^2$	Die Anwendung der Tabelle 15 muss grundsätzlich geschossweise erfolgen, wie im Beispiel dargestellt. Wenn jedoch in einem der darüber liegenden Geschosse eine größere Geschossgrundrissfläche vorhanden ist, darf keine kleinere Fläche als diese als Ausgangswert für alle darunter liegenden Geschosse verwendet werden.	02/2012
51	12		Die Umsetzung der konstruktiven Anforderungen des Abschnitts 12 würde für Stahlhallen auch zu äußerst unwirtschaftlichen Gründungen führen, wenn die Einzelfundamente durch Zerrbalken verbunden werden müssten. Für die weit verbreitete Bodenklasse C wäre das immer der Fall. Eine sinnvolle und wirtschaftlich noch zu vertretende Maßnahme wäre lediglich die Kopplung von Verbandsfundamenten, zu vertreten aber nur, wenn Schäden an Stahlhallen infolge der letzten Erdbeben zu verzeichnen waren und wenn diese durch die Fundamentkopplungen zu verhindern gewesen wären. Uns ist davon nichts bekannt. Rechnerische Möglichkeiten sehen wir auch im Ansatz von Auflagerverschiebungen in Höhe der infolge Erdbeben zu erwartenden Bodenverschiebungen, z.B. nach Abschnitt 5.4.4 Gleichung (10). Wird die Stahlkonstruktion damit bemessen, könnte der Zerrbalken unter dem Rahmen entfallen. Das häufig für Hallen gewählte Zweigelenkrahmensystem verträgt diese Imperfektionen gut.	Der Verzicht auf Zerrbalken muss ingenieurmäßig bewertet werden.  Dabei ist zu gewährleisten, dass die zu erwartenden Fundamentverschiebungen (nicht nur die Anteile aus Bodenwellen, sondern auch aus den Reaktionen des Baugrunds unter den Horizontallasten) zu keiner Destabilisierung des Tragwerks führen, und zwar einschließlich der Effekte für sekundäre Bauteile (z. B. Krane) deren Lagesicherheit gewährleistet sein muss. Es ist auch sicherzustellen, dass infolge der Fundamentverschiebungen keine Schnittgrößen auftreten, die die beabsichtigte Bildung der plastischen Zonen (Lage und evtl. Reihenfolge) negativ beeinflussen.	01/2013

Lfd. Nr.	Abschnitt	Absatz	Frage	Auslegung	Datum
52	12.1.1		DIN 4014 und DIN EN 1536 dürfen bis zum 31.12.2007 alternativ angewendet werden. Wie ist mir der Forderung der DIN EN 1536 7.1.4 umzugehen, die in Erdbebengebieten (Erdbebenzone 1-3 ?) nur noch bewehrte Pfähle zulässt?	Im Abschnitt 7.1.4 der DIN EN 1536:2010-12 werden keine Anforderungen an die Mindestbewehrung von Pfählen gestellt. DIN EN 12699:2001-05 fordert eine Bewehrung im Erdbebengebiet. DIN 4149 fordert die Berücksichtigung der Boden-Bauwerk Wechselwirkung. Wegen der bestehenden Unklarheit wurden Anfragen an die sachkundigen Kreise gerichtet. Die abschließende Beantwortung der Frage ist daher zur Zeit noch nicht möglich.	01/2013
53	12.1.1 (3)		Pfahlgründungen werden in den meisten Fällen bei „weichen“, nicht tragfähigen Böden vorgesehen. Ob der Baugrund dann im Einzelfall eine stützende oder belastende Wirkung auf die Pfähle ausübt, kann meines Erachtens nur mit einer aufwendigen FEM-Berechnung festgestellt werden, in der sowohl das Gebäude mit Pfahlgründung als auch der Baugrund räumlich abgebildet werden. Will die Norm diesen Aufwand bei jeder praktischen Pfahlgründung verlangen?	siehe N° 52.	01/2013
54	12.1.1 (4)		Darf der Scherwiderstand in der Sohlfläche zusätzlich zum Erddruckwiderstand, der auf 30 % des aktiven Erddrucks zu begrenzen ist, angesetzt werden? Falls ja, sollte dieser Absatz z.B. wie folgt lauten: <i>„In den Nachweisen darf der Scherwiderstand der horizontalen Sohlfläche zusätzlich zu den Erddruckwiderständen auf den Seitenflächen des Fundamentkörpers, die mit 30 % des aktiven Erddrucks in Ansatz gebracht werden dürfen, berücksichtigt werden.“</i>	Der Abschnitt 12.1.1(4) wurde z. B. durch Anlage 5.1/1 zur Bekanntmachung der DIN 4149 als Technische Baubestimmung für Baden-Württemberg geändert	01/2013
55	12.2.1 (2)		Die Gleichung zur Berechnung von $k_e$ ist nicht dimensionsrein. Ist es richtig, $a_g$ in $m/s^2$ einzusetzen? Beispiel: Bei einem Erddruckbeiwert $k = 0,4$ , der Erdbebenzone 3 und der Bedeutungskategorie II ergibt sich für ein normales Wohngebäude: $k_e = k + a_g \cdot \gamma = 0,4 + 0,8 \cdot 1,0 = 1,2$ Das bedeutet den Faktor 3 für den Erddruck.	Der Abschnitt 12.2.1(2) wurde durch Anlage 5.1/1 zur Bekanntmachung der DIN 4149 als Technische Baubestimmung geändert.	01/2013

Lfd. Nr.	Abschnitt	Absatz	Frage	Auslegung	Datum
63	12.2.1 (2)		<p>Gemäß 12.2.1 (2) kann vereinfacht ein Erddruckbeiwert <math>k_e</math> ermittelt werden, der zusätzlich zu <math>k</math> das Produkt aus Erdbeschleunigung <math>a_g</math> und Bedeutungsbeiwert <math>\gamma_1</math> enthält. Dieses Vorgehen ist bezüglich der Einheiten nicht konsistent, da <math>k</math> dimensionslos ist, wohingegen <math>a_g</math> gemäß Tabelle 2 in <math>m/s^2</math> gegeben ist. Handelt es sich hier um einen Fehler?</p> <p>Weiterhin soll der Bedeutungsbeiwert <math>\gamma_1</math> der Tabelle 3 entnommen werden, die jedoch nur für Hochbauten gilt. Wie wird der Bedeutungsbeiwert beispielsweise für eine temporäre Verbauwand ermittelt?</p>	<p>Formel in 12.2.1 (2) muss lauten <math>k_e = k + a_g s/g \cdot \gamma_1</math></p> <p>Für temporäre Bauzustände ist der Bedeutungsbeiwert nicht in der Norm festgelegt.</p>	02/2012

**Anmerkungen: Die Fragen N° 13 und N° 14 wurden von den Anfragenden zurückgezogen. Die Fragen N° 19, N° 24 und N° 58 wurden nicht als Auslegungsanfrage interpretiert und werden vor diesem Hintergrund vom Ausschuss nicht ausgelegt und veröffentlicht. Die Fragen N° 50, N° 57 und N° 58 sind noch nicht abschließend ausgelegt.**

Der Normenausschuss als Organ des DIN gibt als Serviceleistung Auslegungen im Sinne von DIN 820-1 bekannt und stellt Interpretationen von DIN Normen zur Verfügung.

Das DIN bemüht sich im Rahmen des Zumutbaren, richtige und vollständige Informationen zur Verfügung zu stellen. Das DIN übernimmt jedoch keine Haftung oder Garantie für die Aktualität, Richtigkeit und Vollständigkeit der bereitgestellten Informationen.

Das DIN haftet nicht für direkte oder indirekte Schäden, einschließlich entgangenen Gewinns, die aufgrund von oder sonst wie in Verbindung mit Informationen entstehen, die bereitgestellt werden.