

## ERDBEBENINGENIEURWESEN UND BAUDYNAMIK

Eine gemeinsame Publikation von

**D G E B**

Deutsche Gesellschaft für  
Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik  
www.dgeb.org

**O G E**

Österreichische Gesellschaft für  
Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik  
www.oge.or.at

**S G E B**

Schweizer Gesellschaft für  
Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik  
www.sgeb.ch

**Inhalt**

**Kurzmitteilungen**

- |  |      |
|--|------|
| Entwurf und Bemessung von<br>Mauerwerksbauten für Erdbeben | S. 2 |
| Bestimmung von Kabelkräften<br>durch dynamische Messungen  | S. 2 |
| Dissertation Michael Reiterer                              | S. 8 |

**Aufsätze**

- |  |      |
|--|------|
| Meskouris, K.; Brüstle, W.;<br>Schlüter, F.-H.<br>Neufassung der Norm DIN 4149   | S. 3 |
| Flesch, R.; Lu, S.; Ralbovsky, M.;<br>Köllner, W.; Graf, H.<br>Assessment der Erdbebensicherheit<br>von bestehenden Krankenhäusern<br>in den Österreichischen<br>Erdbebenzonen 3 und 4 | S. 9 |

**EDITORIAL**

Durch die vielen positiven Reaktionen auf das Erscheinen der D-A-CH-Mitteilungen als Teil des „Bauingenieur“ seit Juni 2004 fühlen wir uns in unserer Entscheidung bestärkt und bedanken uns bestens bei Ihnen und ganz besonders bei den zahlreichen Neumitgliedern!

Während das Hauptaugenmerk der letzten Ausgabe auf dem Gebiet der Baudynamik lag, rücken in diesem Heft erdbebenspezifische Themen in den Vordergrund. So liegt nach jahrelanger Arbeit im Erdbebenausschuss des Deutschen Instituts für Normung e.V. (DIN) jetzt eine EC8-konforme Neufassung der DIN 4149 „Bauten in deutschen Erdbebengebieten, Lastannahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten“ vor, die Gegenstand eines der beiden Aufsätze ist. Der zweite Aufsatz behandelt das hochaktuelle Thema der Erdbebensicherheit bestehender Krankenhäuser.

Eine im Juli 2004 erschienene 16-seitige Farbbroschüre zum Thema „Erdbeben in Deutschland“ kann von der DGEB-Homepage unter „Aktuelle Informationen“ herunter geladen oder bei der DGEB über [dgeb@lbb.rwth-aachen.de](mailto:dgeb@lbb.rwth-aachen.de) bestellt werden - natürlich kostenlos.

Wie bereits im letzten Editorial möchten wir Sie auch heute dazu auffordern, sich anhand unserer Internetseiten

<http://www.dgeb.org>

<http://www.oge.or.at>

<http://www.sgeb.ch>

über die Arbeit der nationalen Gesellschaften zu informieren und uns ggf. durch Ihre Mitgliedschaft bei der Behandlung der vielfältigen dynamischen Probleme der Baupraxis zu unterstützen.

Die nächsten D-A-CH-Mitteilungen werden voraussichtlich im Frühjahr 2005 erscheinen. Um in der Zwischenzeit ihre Mitglieder mit aktuellen Informationen bedienen zu können, hat die SGE B bereits einen Newsletter geschaffen, der periodisch per E-Mail versandt wird. DGE B und OGE denken über ein ähnliches Vorgehen für ihre Mitglieder nach.

Konstantin Meskouris  
Rainer Flesch  
Thomas Wenk

S1



Konstantin Meskouris  
(Vorsitzender DGE B)



Rainer Flesch  
(Generalsekretär OGE)



Thomas Wenk  
(Vorsitzender SGE B)

## Entwurf und Bemessung von Mauerwerksbauten für Erdbebeneinwirkung

In der Schweiz wird ein großer Teil der Wohn- und Gewerbebauten mit tragendem Mauerwerk ausgeführt. Mauerwerk ist in bauphysikalischer Hinsicht – Wärmedämmung und –speicherung, Feuchtigkeitshaushalt – ein sehr geeigneter und bewährter Baustoff. Bauten mit unbewehrten tragenden Mauerwerkswänden aus Backsteinen, Kalksandsteinen oder Zementsteinen sind jedoch durch Erdbeben sehr verletzbar. Die Wände ziehen mit ihrer Steifigkeit die Erdbebenkräfte geradezu an und sind relativ spröde; sie verhalten sich deshalb im Vergleich zu anderen Bauweisen verhältnismäßig ungünstig. Dies wird bei jedem Erdbeben erneut bestätigt. Mit dem Bemessungsverfahren für Mauerwerksbauten gemäß den Schweizer Normen gelingt es auch bei relativ geringer Erdbebeneinwirkung, wie z.B. entsprechend den Anforderungen in der Zone 1 in der Schweiz, [3] und [4], meist nicht, ein genügendes Verhalten nachzuweisen, d.h. der Erdbebennachweis ist nicht möglich. Eine wirklichkeitsnahe Betrachtung zeigt jedoch, dass es Trag- und Verformungsreserven gibt, die genutzt werden können.

In [5] und [6] wird daher ein Verfahren vorgeschlagen, welches diese Reserven nutzt. Es baut auf den Modellen der Schweizer Normen für Mauerwerk auf, welche auf dem unteren Grenzwertsatz der Plastizitätstheorie (Gleichgewichtssatz) basieren mit an Versuchen kalibrierten Bruchkriterien. Als wichtige Ergänzung dieser Modelle wird die Koppelung der einzelnen Mauerwerkswände durch Decken und Fassadenriegel erfasst. Zudem wird vom inelastischen Verformungsvermögen von Mauerwerk Gebrauch gemacht.

Mit diesem Verfahren gelingt es in bestimmten Fällen, d.h. je nach der Anzahl Stockwerke, der Konfiguration der Mauerwerkswände usw. und bei eher geringer Stärke der Erdbebeneinwirkung (gemäß dem Bemessungsantwortspektrum für Zone 1 nach [3] und [4]), den Erdbebennachweis zu erbringen. In anderen Fällen, wo dies nicht möglich ist, sind bauliche Maßnahmen, z.B. eine Aussteifung durch Stahlbetontragwände oder die Anordnung einer vertikalen und horizontalen Bewehrung – unerlässlich.

*H. Bachmann, K. Lang*

- [1] SIA V177 (Empfehlung): „Mauerwerk“. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 1995.
- [2] SIA 266 (Norm): „Mauerwerk“. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 2003.
- [3] SIA 160 (Norm): „Einwirkungen auf Tragwerke“. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich 1989.
- [4] SIA 261 (Norm): „Einwirkungen auf Tragwerke“. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich 2003.
- [5] Bachmann H., Lang K.: „Entwurf und Bemessung von Mauerwerksbauten für Erdbebeneinwirkung“. tec 21, Heft 16 - 17, Zürich 2004.
- [6] Bachmann H., Lang K.: „Zur Erdbebensicherung von Mauerwerksbauten“. Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK), ETH Zürich, Bericht Nr. 274, vdf-Hochschulverlag Zürich, 2002.

## Bestimmung von Kabelkräften durch dynamische Messungen

Die Kenntnis der wirksamen Zugkräfte in Kabeln von Schrägseilbrücken und externen Spanngliedern ist zur Prüfung und Beurteilung dieser Bauteile erforderlich. Die Kraftprüfung durch sogenannte Abhebekontrollen ist mit einem erheblichen Aufwand sowie der Gefahr von Beschädigungen verbunden. Aber auch Schwingungsmessmethoden zur Bestimmung der wirksamen Kabelkräfte zeigten nicht immer zufrieden stellende Ergebnisse. Vor allem bei hohen Zugkräften und kurzen Kabel waren fallweise Fehler bis zu  $\pm 10\%$  feststellbar.

Die moderne Messtechnik sowie die verbesserte Kenntnis dynamischer Eigenschaften von Schrägseilen ermöglichten die Entwicklung einer Technologie zur genauen Kraftbestimmung auf Basis von Schwingungsmessungen. Durch die Berücksichtigung der gemessenen Eigenfrequenzen, der Lagerungsbedingungen sowie der Biegesteifigkeit des Kabels ist es gelungen, ein effizientes, sehr genaues und praktisch einsetzbares Verfahren zur Marktreife zu bringen. Dabei kann eine Genauigkeit von 1% bei der Bestimmung der Kabelkraft erzielt werden.

Aktuell wurde das Verfahren in Zusammenarbeit mit der Wiener Magistratsabteilung 29 für Brücken- und Grundbau an der Schrägseilbrücke „020800“ angewendet, welche vom Flughafen kommend in Fahrtrichtung Wien den Donaukanal überquert. In Summe waren dabei 64 vollverschlossene Seile mit 72 mm Durchmesser zu untersuchen. Durch die Anwendung der Technologie ist es gelungen, die Seilkräfte



sehr genau zu bestimmen wobei diese für künftige Vergleiche als Grundlage und damit für die Zustandsüberwachung herangezogen werden können. In Zukunft können daher auch sehr kleine Veränderungen der Seilkräfte sicher festgestellt und dokumentiert werden.

Nähere Informationen „Brückendynamik – Schwingungsuntersuchungen von Schrägseilen“, Verlag BOD GmbH Norderstedt, ISBN 3-8334-1465-0

*Dipl.-Ing. Dr. techn. Roman Geier  
arsenal research GmbH*

# Neufassung der Norm DIN 4149

K. Meskouris, W. Brüstle, F.-H. Schlüter

## 1 Allgemeines

Der NABau-Arbeitsausschuss „Erdbeben; Sonderfragen“ des Deutschen Instituts für Normung e.V. (DIN), dem die Autoren dieses Beitrags angehören, hat sich aufgrund der zahlreich eingegangenen Einsprüche in den vergangenen Monaten intensiv mit der Bearbeitung des Entwurfs der Neufassung der DIN 4149 „Bauten in deutschen Erdbebengebieten“ vom Oktober 2002 beschäftigt. Inzwischen ist eine neue Textversion (Entwurf Juni 2004) verabschiedet und an die Einsprecher versandt worden, um die Möglichkeit eines nochmaligen Einspruchs zu eröffnen (Entwurf kann bezogen werden beim Deutschen Institut für Normung e. V., Burggrafenstraße 6, 10787 Berlin). Nicht zuletzt wegen der auf europäischer Ebene inzwischen erfolgten Verabschiedung der Teile 1 und 5 des Eurocode 8 ist zu hoffen, dass der Zeitplan für eine Herausgabe des Weißdrucks noch in diesem Jahr eingehalten werden kann.

In diesem Aufsatz sollen einige der wesentlichen Unterschiede der neuen Fassung (E-DIN 4149, Stand 2004) zur noch gültigen Fassung (DIN 4149–1981, „alte Norm“) sowie zum EC 8 zusammengestellt werden, um zur entsprechenden Diskussion beizutragen. Ein wesentlicher Unterschied besteht in der Ermittlung bzw. Definition der Einwirkung, weshalb hierauf schwerpunktmäßig eingegangen wird.

## 2 Anwendungsbereich und Auslegungsphilosophie

Der Anwendungsbereich der DIN 4149 umfasst bauliche Anlagen des üblichen Hochbaus aus Stahlbeton, Stahl, Holz und Mauerwerk. Das primäre Ziel liegt im Schutz von Menschenleben im Falle eines Erdbebens, woraus folgt, dass auch bei starken Beben die Standsicherheit gewährleistet sein muss. Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit nach solch einem Erdbeben werden nur beschränkt gestellt und in den Nachweisen über den Bedeutungsbeiwert ansatzweise berücksichtigt. Die Norm gilt nicht für bauliche Anlagen, von denen im Falle eines Erdbebens zusätzliche Gefahren ausgehen können (z.B. kerntechnische Anlagen, chemische Anlagen, Staudämme, etc.).

### K. Meskouris

RWTH Aachen  
Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik  
(www.lbb.rwth-aachen.de)

### W. Brüstle

Landesamt für Geologie Rohstoffe und Bergbau  
Baden-Württemberg, Freiburg (www.lgrb.bwl.de)

### F.-H. Schlüter

Prof. Eibl + Partner GbR, Ingenieure im Bauwesen,  
Karlsruhe  
(www.iibw.de)

In der Praxis bedeutet dies, dass bei Auslegung und Konstruktion eines Bauwerks auf Basis der Norm nur eine relative Erdbebensicherheit besteht. Bei schwächeren aber häufiger auftretenden Erdbeben treten in der Regel keine oder nur geringe Schäden auf. Bei stärkeren Beben, die jedoch nur selten auftreten, werden auch schwere Schäden in Kauf genommen, solange das Bauwerk nicht einstürzt. Werden im Falle eines Erdbebens Anforderungen an eine ungestörte Gebäudfunktion oder bei besonderen Bauwerken an Schadens- und Kostenbegrenzungen im Sinne eines Investitionsschutzes gestellt, sind über die Norm hinausgehende Maßnahmen erforderlich.

## 3 Einwirkungen

Auf der Einwirkungsseite übernimmt die neue DIN 4149 im wesentlichen das Konzept des Eurocode 8, ist andererseits aber auf die Besonderheiten deutscher Verhältnisse bezüglich Seismizität und geologischem Untergrund ausgerichtet.

### 3.1 Klassifizierung des Untergrundes

Das Baugrundschemata der alten Norm ist sehr einfach und gibt die seismischen Effekte in vielen Fällen nicht richtig wieder. Für die in deutschen Erdbebengebieten vorkommenden geologischen Strukturen mit zum Teil sehr mächtigem sedimentärem Deckgebirge müssen die Gesteinsverhältnisse bis in größere Tiefen betrachtet werden. Der Einfluss des Untergrunds auf die Erdbebeneinwirkung wird in der der Neufassung der DIN 4149 ausgehend von der Einstufung in eine der drei geologischen Untergrundklassen R, T, S und zusätzlich in eine der drei Baugrundklassen A, B, C berücksichtigt. Mit „Baugrund“ im Sinne dieser Norm wird der seismisch relevante, oberflächennahe Untergrund bis zu einer Tiefe von etwa 20 m, mit geologischem Untergrund wird der Bereich ab einer Tiefe von etwa 20 m bezeichnet („deep geology“).

Die drei geologischen Untergrundklassen R, T und S werden in einer Übersichtskarte ausgewiesen (**Bild 1**):

- **Klasse R**  
Fels, Festgestein, dominierende Scherwellengeschwindigkeiten liegen höher als ca. 800 m/s,
- **Klasse T**  
Flache Sedimentbecken und Übergangszonen zwischen Klasse R und S,
- **Klasse S**  
Tiefe Sedimentbecken, dies sind Bereiche mit mehr als ca. 100 m Lockersedimenten – meist Quartär –, darunter Festgestein mit Scherwellengeschwindigkeiten größer als ca. 800 m/s oder Bereiche, in denen unter einer geringmächtigen oder fehlenden Bedeckung von quartären Lockersedimenten sehr mächtige tertiäre Sedimente von mehr als ca. 500 m Mächtigkeit auftreten, deren gemessene oder geschätzte Scherwellengeschwindigkeiten allmählich auf Werte von bis zu ca. 1800 m/s ansteigen.

Die Zuweisung zu einer geologischen Untergrundklasse erfordert, dass die betreffenden geologischen Verhältnisse

nicht nur punktuell sondern flächenhaft, also mit Ausdehnung von mindestens etwa 20 km, zutreffend sind. Lokale Sonderfälle, z. B. kleinräumige Sedimentbecken, sowie auch Details des Grenzlinienverlaufs zwischen den Gebieten unterschiedlicher geologischer Klassen, wurden nicht kartiert. Die geologischen Untergrundklassen sind im Wesentlichen durch den Verlauf der Scherwellengeschwindigkeit in der Tiefe definiert. Hierzu musste notwendigerweise der Tiefenbereich von mindestens einer dominierenden Wellenlänge, also bis zu einigen Hundert Metern Tiefe, in Betracht gezogen werden. Die vielfach praktizierte Erfassung des Untergrundes lediglich bis zu 30 m Tiefe reicht nicht aus. Bei der Erstellung der Karte wurden Anhaltswerte der Scherwellengeschwindigkeit meist aus stratigraphischen und lithologischen Informationen erschlossen. Maßgeblich war die Interpretation der Schichtenfolge an den Standorten von ca. 170 repräsentativen Tiefbohrungen, gegebenenfalls unter Berücksichtigung geophysikalischer Messungen. Weiterhin wird zwischen den drei Baugrundklassen A, B und C unterschieden. Die Baugrundklassen sind nicht bundesweit kartiert, sondern vor Ort festzulegen.

Konzeptionell wurde für Baugrundklasse C von Mittelwerten der Scherwellengeschwindigkeit von ca. 150 bis 350 m/s, für Klasse B von ca. 350 bis 800 m/s und für Klasse A von mehr als ca. 800 m/s ausgegangen. Wegen der generellen Schwierigkeit, Scherwellengeschwindigkeiten zu bestimmen, verlangt die neue Norm keine Messungen, sondern verweist im wesentlichen auf eine kurze qualitative Merkmalsbeschreibung (verkürzt in **Tabelle 1** wiedergegeben). Ohne Nachweis muss von Baugrundklasse C ausgegangen werden.

Das Material der obersten 3 m bleibt außer Acht, da es in der Regel bei der Bauwerksgründung ausgehoben wird bzw. in seiner seismischen Wirkung nicht relevant ist, es sei denn, es handelt sich um einen Standort mit tiefgründig unverfestigtem Untergrund in lockerer Lagerung bzw. in weicher oder breiiger Konsistenz (dominierende Scherwellengeschwindigkeiten kleiner als ca. 150 m/s). Solche Problem-Standorte müssen als Ausnahmefall gesondert betrachtet werden.

Die Abtrennung eines flacheren („Baugrund“) von einem tieferen geologischen Stockwerk („geologischer Untergrund“) berücksichtigt die in Deutschland typische Situation einer flächenhaften Bedeckung mit Schotter, Kies, Sand, Lehm oder Löß. Diese oberste Schicht hebt sich als Einheit des Quartärs oft seismisch markant von den älteren und härteren Schichten des darunter liegenden Tertiärs ab. In gleicher Weise sind Gebiete mit Talfüllungen, Hangschutt oder Seeuferablagerungen – vielfach die bevorzugten Siedlungsflächen – zu sehen.

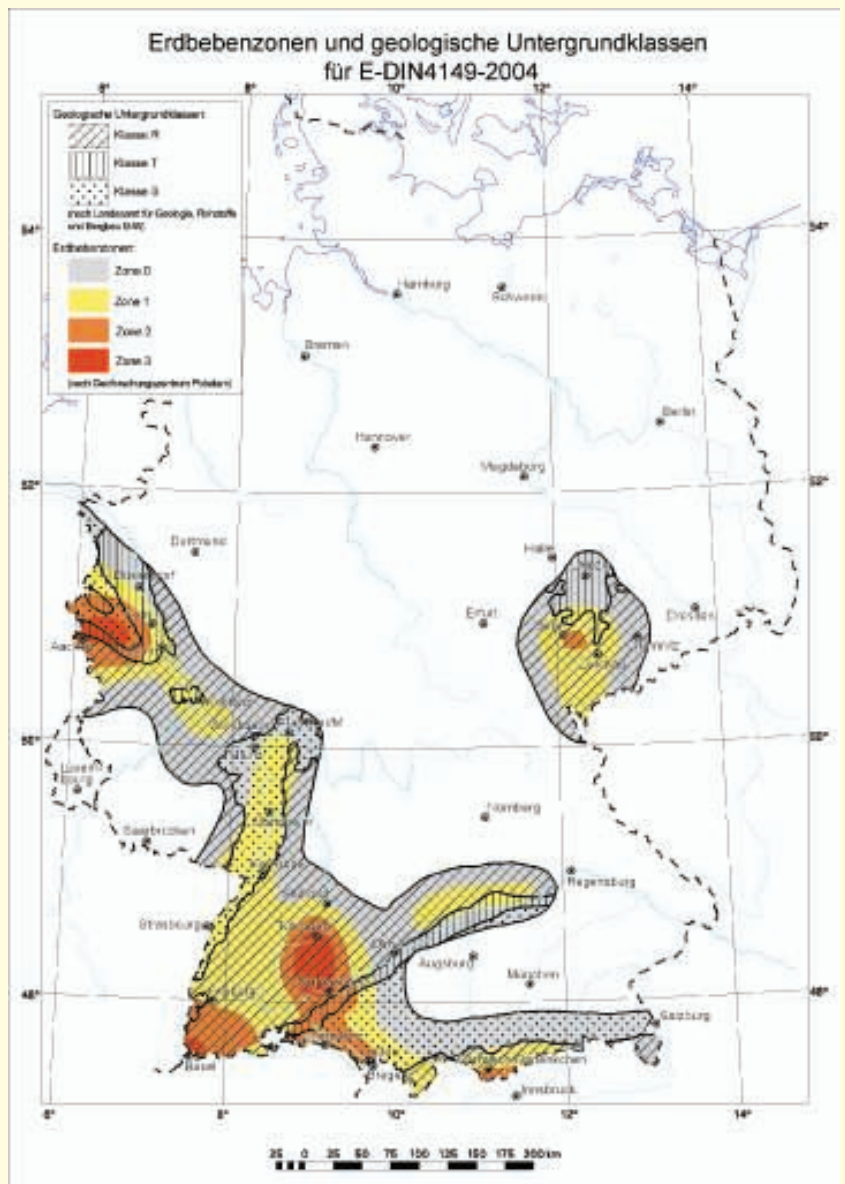


Bild 1. Karte der Erdbebenzonen und geologischen Untergrundklassen

Tabelle 1. Untergrundklassifikations-Schema

Bis ca. 20 m Tiefe: <b>Baugrundklassen</b>	Unterhalb ca. 20 m Tiefe: <b>Geologische Untergrundklassen</b>
<b>A</b> unverwitterte Festgesteine	<b>R</b> Festgesteinsgebiete
<b>B</b> hauptsächlich mäßig verwitterte Festgesteine oder grob- bis gemischtkörnige Lockergesteine in fester Konsistenz	<b>T</b> Gebiete flacher Sedimentbecken und Über- gangszonen
<b>C</b> hauptsächlich gemischt- bis feinkörnige Lo- ckergesteine in mindestens steifer Konsistenz	<b>S</b> Gebiete tiefer Sedimentbecken

Als Kombination von geologischem Untergrund und Baugrund können die Untergrundverhältnisse A-R, B-R, C-R, B-T, C-T, C-S vorkommen. Auf die Kombination von hartem Baugrund über relativ weichem geologischem Untergrund, also z.B. Untergrundklassen wie A-T oder A-S und B-S, konnte verzichtet werden, da sie in der Realität nicht oder nur kleinräumig vorkommen.

Abgesehen von den seismischen Effekten elastischer Wellen können bei starken Erdbebenerstatterungen geotechnische Auswirkungen in Boden und Baugrund auftreten, wie

Tabelle 2. Werte der Parameter zur Beschreibung der horizontalen elastischen Antwortspektren

Untergrundverhältnisse	S	$T_B$ [s]	$T_C$ [s]	$T_D$ [s]
A-R	1,00	0,05	0,20	2,0
B-R	1,25	0,05	0,25	2,0
C-R	1,50	0,05	0,30	2,0
B-T	1,00	0,1	0,30	2,0
C-T	1,25	0,1	0,40	2,0
C-S	0,75	0,1	0,50	2,0

z.B. Bodenverdichtung, Bodensetzung, Grundbruch, Bodensenkung, Sackung, Bodenverflüssigung, Rutschung, Bergsturz, etc. Diese Phänomene werden nur qualitativ angesprochen, weil sie bei den der Norm zu Grunde liegenden Bemessungsbeben mittlerer Stärke nur in einer Minderheit der Fälle relevant werden. Weiterhin außer Acht bleibt eine mögliche Dislokation des Untergrundes mit bleibendem Versatz oder Verstellung an einer bis an die Erdoberfläche heranreichenden Bruchfläche großer Erdbeben. Bei den in Deutschland in Betracht kommenden Bemessungsbeben dominiert die Schwingungsbelastung der Gebäude. Hierauf zielt die Bemessung der Norm.

### 3.2 Erdbebenzonen

Grundlage für die Ausweisung neuer Erdbebenzonen in der neuen DIN4149 ist die probabilistische Karte der Eintrittswahrscheinlichkeit von makroseismischen Erschütterungsintensitäten für die D-A-CH-Staaten nach Grünthal et al. (1998). In den Erdbebenzonen wird von konstanten mittleren Gefährdungswerten ausgegangen, die durch die Untergrundeinflüsse lokal modifiziert werden. Die Grenzlinien der neuen Erdbebenzonen 0, 1, 2 bzw. 3 (Bild 1) entsprechen dabei Isolinien der Eintritts-/Überschreitenswahrscheinlichkeit von 10 Prozent in 50 Jahren (entsprechend einer Referenz-Wiederkehrperiode von 475 Jahren) für die Intensitäten 6,0, 6,5, 7,0 bzw. 7,5 der EMS-Skala. Die Anwendung der Norm beschränkt sich auf die Zonen 1 bis 3.

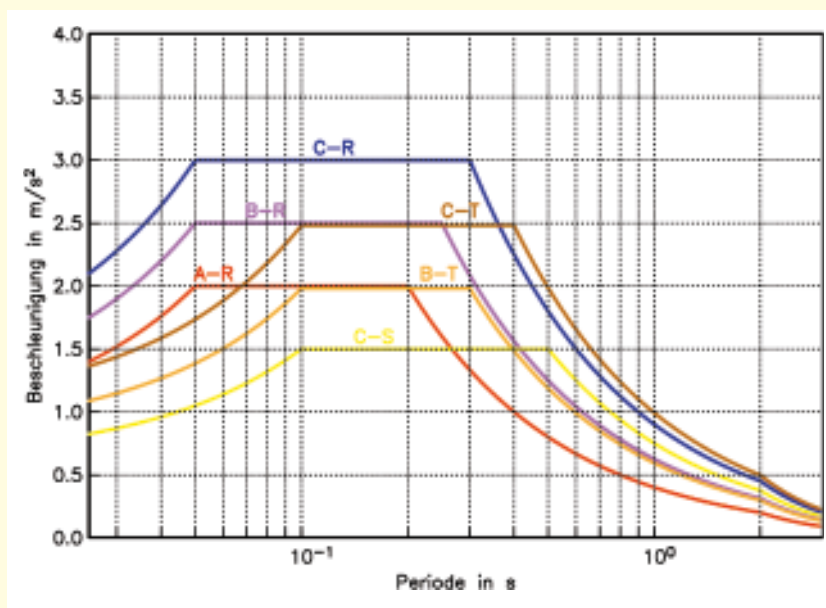


Bild 2. Horizontale elastische Antwortspektren für Erdbebenzone 3

Ein Vergleich der neuen Erdbebenzonen mit denen der alten Norm zeigt wesentliche Unterschiede dort, wo bisher nur auf singuläre Bebenereignisse abgestellt worden war. Deren Erhaltungstendenz ist aus heutiger Sicht nicht gesichert. Die neue Erdbebenzonenkarte hat prognostischen Charakter und einen stark geglätteten Verlauf, sie beschreibt damit die Gefährdung in einer adäquateren Weise. Die neuen Erdbebenzonen beziehen sich, dem Konzept folgend, nur auf natürliche tektonische Beben. Nichttektonische seismische Ereignisse, z.B. in Bergbau- oder Erdfallgebieten, sind nicht zониert.

Als Bemessungswerte der Bodenbeschleunigung  $a_g$  für die Erdbebenzonen 1, 2 bzw. 3 wurden die Werte 0,4, 0,6 bzw. 0,8  $m/s^2$  festgelegt. Diese Werte entsprechen nicht Maximalbeschleunigungen, sondern stellen Effektivwerte dar.

### 3.3 Elastische Antwortspektren

Für jede der Erdbebenzonen 1, 2 und 3 wurden entsprechend den sechs möglichen Untergrundverhältnissen je sechs verschiedene Normspektren als elastische Antwortspektren der Bodenbeschleunigung festgelegt. Die Parametrisierung der Normspektren entspricht den Vorgaben des EC8 mit dem Untergrundparameter S und Eckpunkten bei den Perioden  $T_A (=0s)$ ,  $T_B$ ,  $T_C$  und  $T_D$ . Durch die Eckperioden  $T_B$  und  $T_C$  wird die Lage eines Plateaus des elastischen Antwortspektrums  $S_e$  angegeben. Das Plateau ist in seiner Höhe bestimmt durch die Grundbeschleunigung  $a_g$  je nach Erdbebenzone, den Bedeutungsbeiwert  $\gamma_I$  (s.u.), den Untergrundparameter S je nach den Untergrundverhältnissen und den Amplifikationsfaktor  $\beta_0 = 2,5$  sowie dem Dämpfungskorrekturbeiwert  $\eta$  (der Referenzwert  $\eta = 1$  entspricht 5% viskoser Bauwerks-Dämpfung). Für Eigenperioden T z.B. im Plateaubereich gilt:

$$S_e(T) = a_g \gamma_I S \eta \beta_0 \quad \text{für } T_B \leq T \leq T_C$$

Die Lage der Eckperioden unterliegt prinzipiell den folgenden Einflüssen. Das Spektralplateau wird bei kleinen Perioden (Eckperiode  $T_B$ ) durch die Wellenabsorption im Untergrund und die am Herd abgestrahlten hochfrequenten Signalanteile ( $f_{max}$  üblicherweise bei etwa 20 Hz) begrenzt. Größere Absorption der seismischen Wellen im Untergrund oder größeres  $f_{max}$  verschieben  $T_B$  zu kleineren Perioden. Die Begrenzung bei großen Perioden (Eckperiode  $T_C$ ) ergibt sich wesentlich durch die Hauptresonanzspitze am tieffrequenten Ende der Übertragungsfunktion des Untergrundes. Eine Zunahme der Mächtigkeit einer gegebenen Lockersedimentauflage kann  $T_C$  zu größeren Perioden verschieben. Eine weitere Eckperiode  $T_D$  entspricht der Herddauer des Erdbebens und nimmt mit der Magnitude der betrachteten Referenzbeben zu größeren Perioden hin zu.

In der Norm gelten die Werte der Tabelle 2 für die horizontalen elastischen Antwortspektren unverändert für alle Erdbebenzonen. Bild 2 zeigt die Spektralverläufe ( $S_e(T)$  für  $\gamma=1$ ) beispielsweise für die Erdbebenzone 3. Spektra-

Amplituden in der Zone 2 bzw. 1 folgen durch Multiplikation mit 0,75 bzw. 0,5. Die entsprechenden Spektren für die vertikale Bodenbeschleunigung haben ähnlichen Verlauf, jedoch eine jeweils auf 70% reduzierte Amplitude. Die vorliegenden Normspektren wurden aus empirischen und synthetischen Studien entwickelt (Brüstle und Schwarz, 2002).

Verschiedene Untergrundverhältnisse zeigen sich in den Normspektren in typischer Weise. Ein Standort auf Festgestein mit dem sog. „Felsspektrum“ für die Klasse A-R dient als Basis- und Vergleichsspektrum und hat einen relativ schmalen Spektralverlauf. Ein Standort auf lockeren Ablagerungen über Fels, z.B. in einer sedimentären Talfüllung, mit Resonanzspitzen etwa bei 3 bis 20 Hz hat ein hohes Spektrum (C-R), dagegen zeigt ein tiefes Sedimentbecken ein breites und flaches Spektrum (C-S).

Im Vergleich zur alten Norm berücksichtigen die Spektren der neuen Norm den Einfluss des Untergrundes in weitaus stärkerer Form (Faktor 2,0 zwischen Untergrundparameter S der Klasse C-S und C-R statt Faktor 1,4 in der alten Fassung). Unterschieden in den Untergrundverhältnissen kommen über den Parameter S damit prinzipiell gleich große Bedeutung zu wie unterschiedlichen Erdbebenzonen über  $a_g$ . Spektren der Klasse C-S haben, entsprechend der starken seismischen Absorption in Gebieten tiefer Sedimentbecken wie beispielsweise am Oberrhein und in der Niederrheinischen Bucht, für einen großen Teil des relevanten Periodenbands zukünftig abgesenkte Lastannahmen. Hier waren bislang wegen der ausschließlichen Berücksichtigung des oberflächlich sichtbaren, häufig weichen Baugrundmaterials höhere Lasten anzunehmen ( $K$  in der Regel bis zu 1,4).

Insgesamt bestehen verhältnismäßig geringe Unterschiede zwischen „benachbarten“ Untergrundklassen, allerdings nicht zwischen C-T und C-S. Die Klasse A-R, eventuell auch B-R und B-T, die mit klassischen Festgesteinskategorien verglichen werden können, liegen im Vergleich mit einigen eingeführten Spektren anderer Erdbebenbaunormen etwa in der Mitte der Streubreite. Bei den Lockergesteinskategorien unterscheiden die neuen Normspektren in C-R, C-T und C-S jetzt nach tiefenabhängigen Profilen und sind von daher nicht mehr mit den alten Kategorien kompatibel.

Ein Vergleich der Einwirkungen bei der alten und der neuen Norm zeigt, dass das generelle Niveau im Großen und Ganzen unverändert bleibt. Unterschiede, sowohl Erhöhungen als auch Erniedrigungen, sind zurückzuführen auf den neuen geographischen Verlauf der Erdbebenzonen, die neue Untergrundklassifikation und die Spektrformen.

### 3.4 Bemessungsspektren für lineare Berechnungen

Es wird grundsätzlich angestrebt, das Bauwerk möglichst duktil und energiedissipierend auszubilden. Dies ist in der Regel verbunden mit komplizierten nichtlinearen Effekten wie nichtlineares Materialverhalten, Systemänderungen, Zusammenwirken verschiedener Baustoffe und -arten, Mitwirkung nichttragender Bauteile etc. Aufwändige Untersuchungen und Berechnungsverfahren zur Erfassung all dieser im Einzelnen nicht genau quantifizierbaren Effekte sind in der Praxis kaum durchführbar. Daher müssen Näherungsverfahren gesucht werden.

Im Zuge der internationalen Harmonisierung hat sich die Einführung des sog. Verhaltensbeiwerts  $q$  durchgesetzt und auch in der neuen DIN 4149 wird dieses Vorgehen gewählt. Das oben definierte elastische Antwortspektrum  $S_e$  wird

durch diesen konstruktions- und bauartspezifischen Verhaltensbeiwert  $q$  abgemindert. Hieraus ergibt sich das sog. Bemessungs-Antwortspektrum  $S_d$ . Für den Plateaubereich gilt beispielsweise:

$$S_d(T) = \frac{S_e(T)}{q}$$

Dem Verhaltensbeiwert kommt eine entscheidende Bedeutung zu, wobei man sich darüber bewusst sein muss, dass mit diesem einzigen Wert pauschal das nichtlineare Verhalten des gesamten Bauwerks unter Berücksichtigung des Zusammenwirkens aller verschiedener Bauteile beschrieben wird. Prinzipiell hat auch die Charakteristik und Dauer des Zeitverlaufs einen deutlichen Einfluss auf den  $q$ -Faktor, was in der Norm aber unberücksichtigt bleiben muss. Die in den Berechnungen benutzten  $q$ -Faktoren müssen daher in Abhängigkeit vom Tragsystem und Material und unter dem Gesichtspunkt Duktilität und Energiedissipation sehr sorgfältig gewählt werden.

## 4 Grundlegende Berechnungskonzepte

Wie erwähnt unterscheidet sich die neue gegenüber der alten DIN 4149 bzw. vom Teil 1 des EC 8 vor allem in der Definition der Einwirkungen, während die grundlegenden Berechnungskonzepte dieselben sind. Auch in der neuen Fassung erfolgt die Tragwerksbemessung auf der Basis von Schnittgrößen, die mit Hilfe linear-elastischer Modelle ermittelt werden, wobei sich die dissipativen Eigenschaften des Tragwerks in entsprechende Werte des Verhaltensbeiwerts  $q$  auf der Einwirkungsseite niederschlagen. Hierbei spielen auch die Regelmäßigkeitseigenschaften und die Bedeutungskategorien eine Rolle. Die Bedeutungskategorien I bis IV werden mit Bedeutungsbeiwerten  $\gamma_1$  von 0,8 bis 1,4 (in der alten DIN 4149 „Bauwerksklassen“ mit Abminderungsfaktoren  $\alpha$  von 0,5 bis 1,0) berücksichtigt.

Als Standard-Rechenverfahren wird das multimodale Antwortspektrenverfahren verwendet. Bei Erfüllung einer Reihe von Regelmäßigkeitskriterien im Grund- und Aufriss und einer nicht zu kleinen Grundperiode darf jedoch auch das vereinfachte Antwortspektrenverfahren mit nur einer einzigen Schwingungsform zum Einsatz kommen. Nachweise basieren prinzipiell auf Kapazitätsbemessungsüberlegungen, um eine ausreichende Duktilität und Festigkeit sowie die Erhaltung der energiedissipierenden Mechanismen zu gewährleisten. Zur Sicherstellung ausreichender Tragfähigkeitsreserven werden ferner umfangreiche Anforderungslisten für Konstruktionsmerkmale zusammengestellt, bei deren Einhaltung der Erdbebennachweis stark vereinfacht wird bzw. ganz entfallen kann. Bei den Nachweisen wird das aktuelle Konzept der Teilsicherheitsbeiwerte eingeführt, als Ersatz des früheren globalen Sicherheitskonzepts, das nicht mehr mit der neuen Normengeneration kompatibel ist.

## 5 Materialspezifische Regelungen

In der alten DIN 4149 sind die Regelungen bezüglich der Nachweise zur Standsicherheit relativ kurz gehalten. Als Lastfallkombination sind die Schnittgrößen nach Theorie 1. Ordnung infolge regelmäßig auftretender Lasten – jedoch ohne Windlasten – mit dem Lastfall Erdbeben zu überlagern. Auf Basis des früher üblichen globalen Sicherheitskonzeptes sind für die so nach der Elastizitätstheorie ermittelten

Tabelle 3. Verhaltensbeiwerte q für verschiedene Baustoffe

	min q	max q
Betonbau	1,5	3,0
Stahlbau	1,5	8
Holz	1,5	4
Mauerwerk	1,5	2,5

Schnittgrößen zulässige Sicherheitsbeiwerte bzw. Spannungen einzuhalten, die für die verschiedenen Baustoffe bzw. -arten angegeben werden. Die gesamten materialspezifischen Regelungen einschließlich der konstruktiven Maßnahmen zur Gewährleistung einer ausreichenden Zähigkeit sind auf einer einzigen Seite der Norm geregelt.

Die Regelungen in der neuen DIN 4149 neu sind dagegen wesentlich umfangreicher. Sie lehnen sich sehr stark an den neuen EC 8 Teil 1 an, der einen Umfang von ca. 250 Seiten aufweist. Gegenüber dem Neuentwurf der DIN 4149 vom Oktober 2002 wurden in der aktuellen Fassung von 2004 noch zahlreiche Änderungen und Präzisierungen vorgenommen, die sich teils aus den Anregungen zahlreicher Einsprüche ergeben haben, teils aus Anpassungen an den neuen EC 8. Dies betrifft insbesondere die materialspezifischen Regelungen.

In Anpassung an die neue Normengeneration mit Teilsicherheitsbeiwerten und neuen Kombinationsregeln ist in der Erdbebenbemessungssituation der Grenzzustand der Tragfähigkeit nachzuweisen. Forderungen zum Grenzzustand der Gebrauchsfähigkeit werden im Hinblick auf die Zielrichtung der Norm – primär die Vermeidung von Personenschäden – nicht erhoben und bleiben dem Bauherrn überlassen. Entsprechend der inzwischen eingeführten DIN 1055–100 muss in der Erdbebenbemessungssituation die Einwirkung unter Berücksichtigung des Verhaltensbeiwertes q kleiner sein als der Widerstand, d.h. es muss der folgende Nachweis geführt werden (vgl. DIN 1055–100):

$$E_{dsk} = E \left\{ \sum G_{k,j} \oplus P_k \oplus \gamma_L \cdot A_{sk} \oplus \sum \Psi_{1,j} \cdot Q_{k,j} \right\} \leq R_d = R \left\{ \frac{f_d}{\gamma_M} \right\}$$

Bei einfachen Bauwerken gilt der Nachweis auch als erbracht, wenn bestimmte Konstruktionsmerkmale eingehalten werden. Vereinfacht kann man hierzu zusammenfassen:

- In der Erdbebenzone 1 ist für Gebäude mit bis zu vier Vollgeschossen praktisch kein Nachweis erforderlich. Das gilt für die Bedeutungskategorien I bis III und zwar unabhängig von der Bauart.
- Für Hochbauten der Bedeutungskategorie IV sowie für Ingenieurbauwerke muss immer ein genauer Nachweis geführt werden.
- Für die übrigen Gebäude richtet sich der Umfang der Nachweise nach dem Bauwerk und dessen Konstruktionsmerkmalen.

Der Nachweis gilt auch als erbracht, wenn die mit  $q=1$  (elastisches Antwortspektrum) ermittelte Gesamterdbebenkraft kleiner ist als die Horizontalkraft, für die das Bauwerk bei den üblichen Kombinationen auf Basis einer linear-elastischen Berechnung bemessen wird.

Beim genaueren Verfahren ist in Abhängigkeit vom zugrunde gelegten Verhaltensbeiwert q die Tragfähigkeit und die erforderliche Duktilität für die tragenden Bauteile und das Gesamttragwerk nachzuweisen. Hierzu wurden in dem Normentwurf Festlegungen in Abhängigkeit von den verwendeten Baustoffen bzw. der Bauart – Betonbau, Stahlbau, Holzbau, Mauerwerksbau, Gründungen und Stützbauwerke – getroffen. Die Festlegungen sind teilweise sehr umfangreich und können hier nicht im Einzelnen wiedergegeben werden. Eine Übersicht über die Bandbreite für q bietet **Tabelle 3**.

Den meisten Bauarten gemein sind drei mögliche Duktilitätsklassen: Bauteile, die der Duktilitätsklasse 1 (nichtdissipativ) zugeordnet werden, verbleiben auch bei Erdbebeeinwirkungen weitgehend im elastischen Bereich, so dass keine nennenswerte Energiedissipation auftritt. Bauteile der Duktilitätsklasse 2 weisen gewisse „natürliche“ Duktilitätseigenschaften auf, die ein elastisch-plastisches Bauwerksverhalten mit begrenzter Energiedissipation erlauben. Bauteile, die der Duktilitätsklasse 3 zugeordnet werden, besitzen schließlich eine erhöhte Duktilität, die durch umfangreiche Nachweise und konstruktive Sondermaßnahmen zu sichern ist. Beim Stahlbetonbau werden jedoch in Abweichung vom EC 8 nur zwei Duktilitätsklassen eingeführt. Auf Grund der Tatsache, dass starke Erdbeben in Deutschland nur sehr selten vorkommen, konnte hier auf Regelungen für die höchste Duktilitätsklasse DCH nach EC 8 verzichtet werden.

Wird zur Schnittgrößenermittlung ein Verhaltensbeiwert q gewählt, der die Einstufung in die Duktilitätsklasse 1 erlaubt, können die Nachweise weitgehend nach den üblichen baustoffspezifischen Normen wie z.B. DIN 1045–1 oder DIN 18800 geführt werden. Es wird quasi-elastisches Verhalten unter Berücksichtigung der natürlichen Duktilität bzw. der üblicherweise vorhandenen Überfestigkeiten angenommen. Die erforderlichen Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_M$  auf der Widerstandsseite werden in der neuen DIN 4149 angegeben. Für diese Art der Nachweisführung, die nach Einschätzung der Verfasser in der Praxis überwiegend angewendet werden dürfte, sind die Regelungen in der neuen Norm nicht wesentlich umfangreicher als nach der alten Norm; erst bei größeren q-Werten bzw. höheren Duktilitätsklassen steigen die einzuhaltenden Vorgaben und der damit verbundene Nachweisaufwand. Allerdings kann der Ingenieur durch eine differenzierte Betrachtung auch eine Optimierung des Tragwerks hinsichtlich des Widerstandes gegen Erdbebeeinwirkung erreichen.

Aus durchgeführten Vergleichsuntersuchungen zwischen alter und neuer Norm ist die Tendenz erkennbar, dass Änderungen infolge der neuen Erdbebennorm nicht so gravierend sind wie vielfach behauptet. Für den Stahlbetonbau ergeben sich keine besonderen Konsequenzen hinsichtlich des Materialbedarfs. Beim Stahlbau kann nach der neuen Norm die vergleichsweise hohe Duktilität ausgenutzt werden, was eher zu Vergünstigungen führt. Etwas kritischer ist der Mauerwerksbau zu sehen. Werden hier rechnerische Nachweise geführt, gelangt man bei den heute üblichen Grundrissformen in vielen Fällen schnell an die Grenzen der Tragfähigkeit, obwohl die Bauwerke die konstruktiven Regeln und Kriterien der Regelmäßigkeit erfüllen und damit auch nach neuer Norm von der Nachweispflicht befreit sind. Dies legt die Vermutung nahe, dass man sich hier in einem Grenzbereich der Standsicherheit befindet, zeigt weiteren Forschungsbedarf auf und mahnt zur Vorsicht solange diese Diskrepanz nicht beseitigt ist.

Der zweckmäßigen Anordnung von tragenden und aussteifenden Wänden und einer konsequenten baulichen Durchbildung kommt bei dieser Bauweise besondere Bedeutung zu. Allgemein lässt sich feststellen, dass der Aufwand zur Führung der Nachweise, insbesondere bei Ausnutzung der höheren Duktilitätsklassen, im Vergleich zur alten Norm gestiegen ist, was auch durch den Umfang der Norm mit ca. 80 Seiten gegenüber 10 Seiten bei der alten Norm ausgedrückt wird.

## 6 Zusammenfassung

Es wurde versucht, in diesem Bericht den aktuellen Stand und die wesentlichen Charakteristika der neuen DIN 4149-Juni 2004 zusammenzustellen, die nach Möglichkeit noch in diesem Jahr als Weißdruck herauskommen soll. Die entsprechende Diskussion ist nicht zuletzt deshalb wichtig, weil DIN 4149 als Grundlage des nationalen Anhangs zum EC 8 anzusehen ist.

Es ist festzuhalten, dass der Entwurf zur Neufassung von DIN 4149 gegenüber der bestehenden Norm sicherlich das modernere und bessere Konzept darstellt, weil darin die bei der Ermittlung der Erdbebeneinwirkung zu berücksichtigenden Aspekte wesentlich differenzierter betrachtet werden. Das Vorgehen ist aus geophysikalischer und ingenieurtechnischer Sicht plausibel und sinnvoll. Es wird nicht mehr, wie bei der jetzigen Norm, alles über den „großen Kamm“ geschoren. Allerdings um den Preis, dass der Nachweis der Erdbebensicherheit, sofern ein solcher gefordert wird, zukünftig mit einem höheren Aufwand einhergehen wird.

## Dissertation Michael Reiterer (Rigorosum am 28. Juni 2004)

In der vorliegenden Dissertation werden Flüssigkeitstilger zur Schwingungsdämpfung von Baukonstruktionen, insbesondere von Brücken, eingesetzt. Diese bestehen aus einem teilweise mit Flüssigkeit gefüllten U-förmigen Rohrsystem. Zur Erzielung des gewünschten Dämpfungsverhaltens wird eine mechanische Blende in den Flüssigkeitsstrom eingebaut. Der Anwendungsbereich der Tilger beschränkt sich dabei auf Frequenzen bis ca. 3.5 - 4.0 Hz, wobei ab ca. 0.5 Hz unbedingt eine Luftfeder durch Verschließen der Rohrenden auszuführen ist.

Im ersten Teil wird in Verallgemeinerung der bisherigen wissenschaftlichen Betrachtungen, die kombinierte horizontale und vertikale Erregung von Baukonstruktionen mit Flüssigkeitstilgern, untersucht. Zur sicheren Vermeidung der schädlichen Auswirkungen einer vertikalen Erregung wird eine hinreichende Stabilitätsbedingung in der Form einer erforderlichen Flüssigkeitsdämpfung angegeben. Insbesondere kann gezeigt werden, dass in allen praktischen Fällen, wo ein geschlossener Flüssigkeitstilger mit Luftfeder ausgeführt wird, die optimale Dämpfung des Tilgers weit über dem erforderlichen Wert liegt.

Im zweiten umfangreichen Teil der Dissertation wird der Einsatz von Flüssigkeitstilgern zur Reduzierung von Brückenschwingungen numerisch und experimentell untersucht. In Anlehnung an die vorgelegten theoretischen Unter-

## Literatur

BRÜSTLE, W. und SCHWARZ, J., Untergrundabhängige Bemessungsspektren für den Entwurf einer neuen deutschen Erdbebenbaunorm DIN 4149, in: Meskouris, K. und Hinzen, K.-G. (Hrsg.) (2002): Schutz von Bauten gegen natürliche und technische Erschütterungen, DGE-Publikation Nr. 11, Aachen, ISBN 3-930108-07-0, S. 3-13.

GRÜNTAL, G., MAYER-ROSA, D. und LENHARDT, W.A., Abschätzung der Erdbebengefährdung für die D-A-CH-Staaten – Deutschland, Österreich, Schweiz, Bautechnik, Jahrg. 75, Heft 10, 753-767, 1998.

DIN 4149, Bauten in deutschen Erdbebengebieten: Lastannahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten, Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, April 1981

E-DIN 4149, Bauten in deutschen Erdbebengebieten: Lastannahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten, Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, Entwurf Oktober 2002

E-DIN 4149, Bauten in deutschen Erdbebengebieten: Lastannahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten, Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, Entwurf Juni 2004

suchungen wird die Tilgung von personeninduzierten Schwingungen anhand ausgewählter schwingungsanfälliger Fußgängerbrücken, nämlich der Millennium Bridge in London, der Toda Park Bridge in Japan und einer selbst entworfenen fiktiven Fußgängerbrücke, dargelegt. Im Falle der Millennium Bridge wären insgesamt fünf optimierte Flüssigkeitstilger mit Luftfeder zu installieren gewesen. Diese hätten zur Gebrauchstauglichkeit geführt, mit einem Bruchteil der tatsächlich aufgewendeten Sanierungskosten. Aufgrund der zunehmenden Bedeutung von dynamischen Windbelastungen für weitgespannte Brücken wird abschließend eine Methode zur optimalen Abstimmung von Flüssigkeitstilgern speziell für winderregte Schwingungen vorgestellt. Auf die Anwendung von Flüssigkeitstilgern im kritischen Zustand des Vorbauverfahrens bei der Brückenherstellung wird besonders hingewiesen.

Institut für Allgemeine Mechanik, Technische Universität Wien

**Titel:** Schwingungsdämpfung von Baukonstruktionen, insbesondere von Brücken

**Begutachter:** o.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Dr.h.c. Franz Ziegler  
o.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Hans Irschik



# Assessment der Erdbebensicherheit von bestehenden Krankenhäusern in den Österreichischen Erdbebenzonen 3 und 4

R. Flesch, S. Lu, M. Ralbovsky, W. Köllner, H. Graf

## Zusammenfassung

Im Zuge eines von der Steiermärkischen Krankenanstalten GesmbH finanzierten Projektes wurden drei bestehende Krankenhäuser (Leoben, Knittelfeld, Stolzalpe) auf ihre Sicherheit im Falle eines Erdbebens untersucht. Im ersten Schritt wurden die dynamischen Eigenschaften wie Eigenfrequenzen und Eigenformen des Gebäudes und des unmittelbaren Baugrundes durch in-situ Versuche bestimmt. In den einzelnen Gebäuden wurden Beschleunigungsaufnehmer angeordnet. Die Messungen erfolgten bei künstlicher und/oder ambienter dynamischer Anregung. Zur künstlichen Anregung wurde der von arsenal research entwickelte hydraulische Reaktionsmassenerreger VICTORIA verwendet. Zur Ermittlung der dynamischen Bodenparameter wurden seicht in den Baugrund vergrabene Sensoren verwendet, wobei der Baugrund wiederum künstlich mit VICTORIA angeregt wurde. Im nächsten Schritt wurden die Bauten mittels des Assessment – Verfahrens der US-Norm, FEMA 310 untersucht, welches im Wesentlichen ein Checklist – Verfahren mit anschließender erster Bewertung darstellt. Weiters wurden die Gebäude nach dem Antwortspektrumverfahren gemäß ÖNORM B4015 berechnet, wobei dann die Schwachstellen jedes Bauwerks lokalisiert werden konnten. Hierbei wurden teils einfache Mehrmassenschwinger – Modelle mit lumped-mass-Charakter, teils aufwendige Finite Elemente Modelle erstellt. Nach der Ermittlung der Tragfähigkeit wurden die einzelnen Bauwerke noch einer abschließenden Risikoanalyse unterzogen, wobei die Ergebnisse in Form eines Risk Mappings dargestellt wur-

den. Hierbei wird die lokale Gefährdung für jeden Geschossgrundriss durch einen Farbcode dargestellt, wobei auch sekundäre Gefährdungspotentiale (z.B. Medizingasleitungen) und spezifischen Nutzungen (z.B. OP-Bereich) mitberücksichtigt wurden. Alle gefährdeten Bereiche sind hierdurch sehr schnell erkennbar. Als letzten Schritt wurden dann noch einige mögliche Verstärkungsmethoden vorgestellt, mit denen die Spitäler auf das heutige Sicherheitsniveau angehoben werden können.

## 1 Problemstellung

Neubauten sind heutzutage bereits sehr erdbebensicher, falls der Lastfall Erdbeben mit modernen Berechnungsverfahren untersucht wird. Die Ausgabe 2002–06–01 der ÖNORM B4015 ist bereits weitgehend mit dem Eurocode 8 - 1 (prEN 1998-1) – der künftigen Europäischen Erdbebennorm – kompatibel und schreibt als moderne Erdbebennorm eine entsprechende Vorgehensweise vor.

Das große Problem bei Erdbeben stellt der Baubestand dar. Nach jedem Starkbeben wird deutlicher, dass bei jenen Bauwerken, die entsprechend den alten Normengenerationen geplant wurden, die meisten Verletzten und Toten zu beklagen sind und ferner die größten Bauwerksschäden auftreten. Es ist natürlich weder wirtschaftlich noch technisch machbar, die Erdbebensicherheit jedes bestehenden Bauwerks gemäß der neuen Normengeneration zu erhöhen. Der klare Ansatzpunkt zur Linderung der Erdbebenfolgen ist jedoch die Überprüfung und Ertüchtigung von wichtigen Bauwerken, die auch während und nach einem Erdbeben funktionsfähig bleiben müssen. Besonders erwähnenswert sind die umfangreichen Aktivitäten auf diesem Gebiet, die in den letzten Jahren in der Schweiz erfolgten. Den Schweizer Fachkollegen ist hierfür unsere große Anerkennung auszusprechen. In Italien z.B. wurde per Weisung des Ministerpräsidenten festgelegt, dass innerhalb der nächsten fünf Jahre alle wichtigen öffentlichen Gebäude zu überprüfen sind. Ggf. sind dann die entsprechenden Maßnahmen zu erarbeiten und auszuführen. Im EU Parlament gab es in letzter Zeit mehrere Anfragen mit dem Ziel, eine europaweite Harmonisierung in dieser Frage zu erreichen. Es wäre sinnvoll, dass alle Mitgliedsländer veranlasst werden, ihre wichtigen öffentlichen Gebäude in erdbebengefährdeten Gebieten zu überprüfen und die erforderlichen Maßnahmen zu setzen. Für private Bauherrn könnten EU – sowie nationale Förderungen davon abhängig gemacht werden, dass für Bauten in Erdbebengebieten ein entsprechender Nachweis der Erdbebensicherheit vorgelegt wird. Es wurde mehrfach darauf hingewiesen, dass offensichtlich gerade in den Gebieten einer mittleren Seismizität (hierzu zählen auch die österreichischen Zonen 3 und 4) eventuell ein erhöhtes Risiko besteht, falls seit längerer Zeit kein Starkbeben stattgefunden hat und deshalb kein Risikobewusstsein vorhanden ist. (Bei-

### Univ. Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Rainer Flesch

Geschäftsfeldleiter  
arsenal research – GF Verkehrswege  
Faradaygasse 3, Obj. 221, A-1030 Wien  
rainer.flesch@arsenal.ac.at

### Dipl.-Ing. Suikai Lu

Wissenschaftlicher Mitarbeiter  
suikai.lu@arsenal.ac.at

### Dipl.-Ing. Marian Ralbovsky

Wissenschaftlicher Mitarbeiter  
marian.ralbovsky@arsenal.ac.at

### Dipl.-Ing. Wolfgang Köllner

Wissenschaftlicher Mitarbeiter  
wolfgang.koellner@arsenal.ac.at

### Dipl.-Ing. Helmut Graf

Steiermärkische Krankenanstalten GesmbH.  
Billrothgasse 18a, A-8036 Graz  
helmut.graf@kages.at

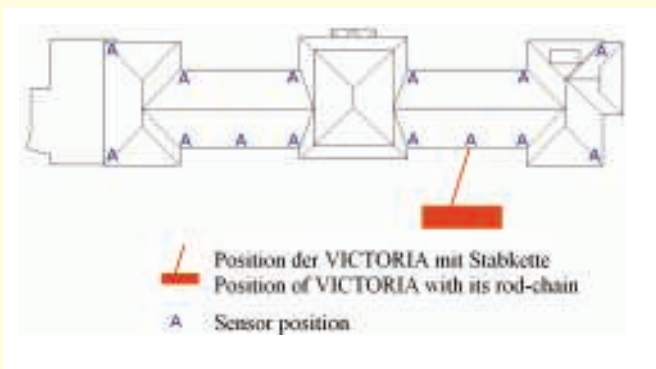


Bild 1. Anordnung der Sensoren und des Erregers VICTORIA



Bild 2. Reaktionsmassenerreger VICTORIA

spiel: Einsturz einer Schule in Mittelitalien; falsche Einstufung der Region Friaul vor den Beben im Jahr 1976, etc.)

Am Beispiel des Standortes Leoben wird der Unterschied zwischen den seismischen Erfordernissen zum Zeitpunkt der Errichtung des Spitals und dem heute geforderten Sicherheitsniveau veranschaulicht. In der Planungsphase der jüngeren Gebäude war betreffend Erdbeben die ÖNORM B4000 – 3. Teil (Okt. 1961) in Kraft. Als Mindestwert für die horizontale Ersatzkraft war hierbei  $1/200$  des Gesamtgewichtes anzusetzen. Es findet sich in der Norm ferner der Hinweis, dass für einige Bundesländer (darunter auch die Steiermark) höhere Werte anzusetzen sind. Entsprechende Auskünfte konnten bei der ZAMG (Österreichische Zentralanstalt für Meteorologie und Geodynamik) eingeholt werden. In der ÖNORM B4015 vom 1. April 1979 wird für den Standort Leoben der Erdbebenkoeffizient  $\varepsilon = 0,045$  angegeben. In der neuesten ÖNORM 4015 vom 1. Juni 2002 (genau genommen seit der Ausgabe vom Oktober 1997) findet man dann für Leoben den Erdbebenkoeffizienten  $\varepsilon = 0,065$ , was einer effektiven Horizontalbeschleunigung von  $0,64 \text{ m/s}^2$  entspricht. Gemäß der neuen Norm darf allerdings auch ein duktileres Verhalten bzw. zumindest ein Überfestigkeitsfaktor von 1,5 zur Abminderung der Einwirkungen in Rechnung gestellt werden. Die ÖNORM B4015 vom 1. Juni 2002 basiert auf dem Stand des Erdbebenkataloges der ZAMG im Jahr 1995. Die Erdbebenkarte gibt die lokal zu erwartende effektive horizontale Bodenbeschleunigung  $a_h$  [ $\text{m/s}^2$ ] auf Felsboden an, welche mit 90% Wahrscheinlichkeit innerhalb von 50 Jahren nicht überschritten wird. Daraus folgt, dass für den Standort jenes maximale Erdbeben maßgeblich ist, welches innerhalb des Zeitfensters von 475 Jahren (Wiederkehrperiode) aufgetreten ist.

Die Wiederkehrperiode von 475 Jahren ist jener Wert, der im Eurocode 8 (prEN 1998-1) zur nationalen Festlegung empfohlen wird. In der prEN 1998-1 wird seit neuestem die „reference peak ground acceleration“ eingeführt. Um das für Österreich umzusetzen, müssten die Werte aus der derzeitigen Erdbebenkarte mit dem Faktor 1,41 vergrößert werden, was der FNA 176 (Fachnormenausschuss) aber ablehnt. Es wird die Auffassung vertreten, dass eine „effektive“ Beschleunigung als zeitlicher Mittelwert besser mit der tatsächlichen Tragwerksbeanspruchung (und den auftretenden Schäden) korreliert ist.

Eine Neuheit im EC 8 wird aber auch bei Einführung in Österreich übernommen werden: Die Referenzbeschleunigungen aus der Erdbebenkarte sind in Abhängigkeit von der Bauwerkskategorie mit dem „Wichtigkeitsfaktor“  $\gamma_1$  zu multiplizieren. Dieser Faktor wird gemäß nationaler österr. Festlegung für wichtige Bauwerke wie z.B. Spitäler vermutlich 1,2 betragen (Vorschlag in der prEN 1998-1:  $\gamma_1 = 1,4$ ). Geht man vom derzeitigen Beschleunigungswert in der

ÖNORM B4015 aus, ergibt sich dann im konkreten Fall die „Entwurfsbeschleunigung“ zu  $0,77 \text{ m/s}^2$ .

Bei wichtigen Bauwerken wird man somit künftig die Referenzwerte aus der Norm mit dem höchsten Faktor  $\gamma_1$  multiplizieren. In besonders wichtigen Fällen wird man aber ein Gutachten der ZAMG einholen, welches den Vorteil hat, dass es auf dem neuesten Stand des Erdbebenkataloges basiert. Ein derartiges Gutachten wurde im Oktober 2003 auch für den Standort Leoben erstellt. Entsprechend dem neuesten Kenntnisstand wurden seit 1995 manche Epizentren und Intensitäten historischer Erdbeben korrigiert. Hierdurch ist nun Leoben eindeutig der Zone 3 zuzuordnen (früher Zone 2). Die „effektive Entwurfsbeschleunigung“ erhöht sich somit auf  $0,91 \text{ m/s}^2$  ( $a_{\text{max}} = 1,29 \text{ m/s}^2$ ). Für diesen Wert gilt eine mittlere Wiederkehrperiode von 562 Jahren. Zwischen mittlerer Wiederkehrperiode  $T_{\text{mittel}}$  und max. Beschleunigung besteht für den Standort Leoben folgender Zusammenhang:  $\log(T(\text{Jahre})) = 2,36 + 3,47 \cdot \log(a_{\text{max}})$ .

## 2 In Situ Versuche am bestehenden Gebäude

Im ersten Schritt des Projektes wurden in-situ Versuche an den wichtigsten bestehenden Bauwerken durchgeführt, um die dynamischen Eigenschaften zu erfassen. Hierbei wurden die Gebäude ambient und/ oder künstlich erregt. Zur künstlichen Erregung wurde der hydraulische Erreger VICTORIA von arsenal research herangezogen, welcher mit einer Stabkette unter  $45^\circ$  Azimut mit dem Gebäude verbunden wurde. Die Anregung erfolgte bewusst aus einer exzentrischen Position, um auch Torsionsmoden gezielt anzuregen (vgl. Bild 1). Die Stabkette wurde am oberen Ende an einem I-Stahlträger befestigt, welcher quer in einer Öffnung der Hauswand, z.B. Fensteröffnung, angeordnet wurde (Bild 2). Der hydraulische Reaktionsmassenerreger VICTORIA kann im Frequenzbereich 0 – 80 Hz sinusförmige Kräfte generieren.

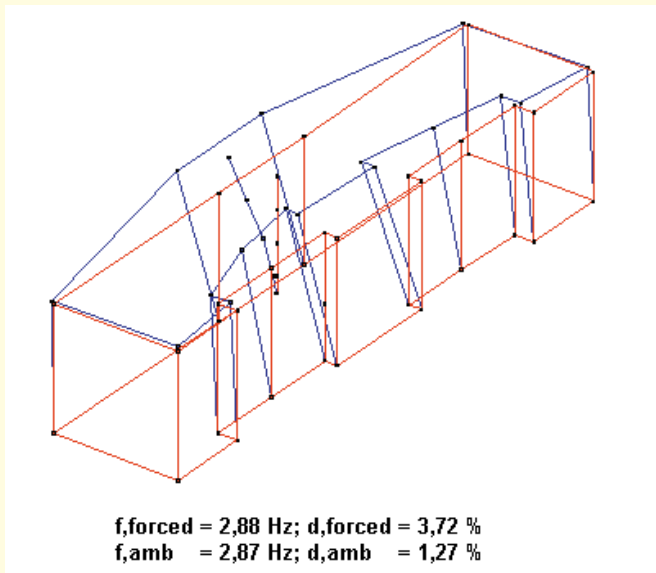


Bild 3. Eigenform

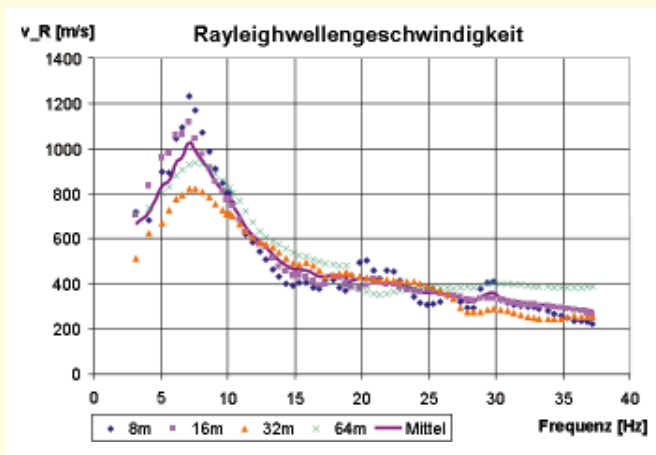


Bild 4. Identifizierte Wellengeschwindigkeiten

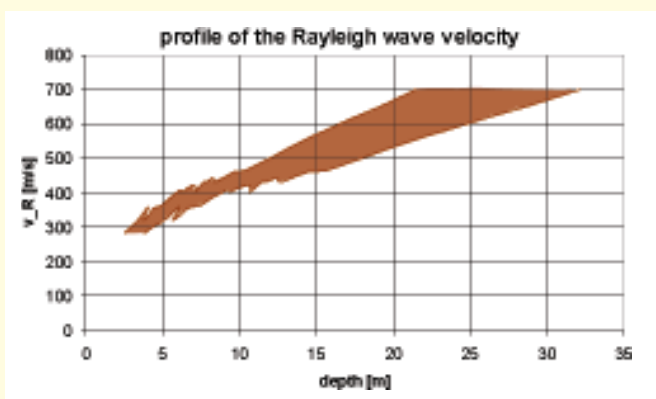


Bild 5. Tiefenprofil der Rayleighwellengeschwindigkeiten

Es können kontinuierliche Sinus – Sweeps mit einstellbarer Sweepgeschwindigkeit durchgeführt oder spezielle Zeitsignale nachgefahren werden. Der verfügbare Kolbenweg beträgt 250 mm, die Kolbengeschwindigkeit 0,56 m/s und die Kolbenkraft 35 kN. Zur Messung der Bauwerks- Antwortschwingungen wurden die Aufnehmer jeweils im obersten Stockwerk entlang der gesamten Bauwerkslänge sowie in den Stiegenhäusern in jedem Stockwerk verteilt aufgestellt.

Hierdurch ist die dreidimensionale Erfassung der Schwingungseigenformen der Gebäude möglich. Zusätzlich zur künstlichen Anregung wurde auch bei ambienter Erregung gemessen. Die Werte der unterschiedlichen Anregungsarten wurden anschließend miteinander verglichen. Der Vorteil einer künstlichen Anregung liegt darin, dass alle Frequenzen innerhalb des mit dem Frequenzsweep durchfahrenen Frequenzbereiches gut angeregt werden. Im Gegensatz zur ambienten Erregung können auch die höheren Moden gut ermittelt werden.

### 3 Auswertung der Messergebnisse

Nach Beendigung der Messungen erfolgte die Auswertung der Messergebnisse mittels modalen Analyse. Im Falle der erzwungenen Schwingungen wurde die Software STAR und im Falle der ambienten Schwingungen die Software MACEC verwendet. Die Resultate dieser Auswertung sind die Eigenfrequenzen und Eigenformen sowie die Dämpfungszahlen. Am Beispiel des Landeskrankenhauses LKH Knittelfeld wird in Bild 3 der erste Eigenschwingzustand dargestellt. Hierbei werden die Resultate der Messungen zufolge künstlicher und ambienter Anregung miteinander verglichen. Bemerkenswert ist der große Unterschied bei den Dämpfungszahlen zwischen den beiden Methoden.

### 4 In-situ Versuche am Baugrund

Um genauere dynamische Kenngrößen des Bodens in die Rechenmodelle einbeziehen zu können, wurden die dynamischen Eigenschaften des Bodens experimentell untersucht. Es wurden Messungen mittels künstlicher Anregung mit dem Reaktionsmassenerreger VICTORIA durchgeführt. Der Erreger konnte messbare Schwingungen bis zu einer Distanz von 64 m erzeugen, wodurch ein signifikanter Bereich des Bodens aktiviert wurde und somit ein repräsentativer Versuchskörper vorliegt. Die aktive Tiefe des Bodenkörpers reichte hierbei bis zu 25 m. Die Schwingungsaufnehmer wurden an der Oberfläche in den Abständen von 0, 8, 16, 32 und 64 m vom Erreger etwas versenkt auf dem Boden aufgestellt. Die Untersuchung erfolgte in zwei Schritten. Zuerst wurde durch Messung der Zeitverzögerungen zwischen den ausgesendeten Kraftimpulsen und den in den Messpunkten einsetzenden Antwortschwingungen die Kompressionswellengeschwindigkeit des Bodens bestimmt. Danach wurden Sinussweeps durchgeführt. Bei jeder Frequenz wird die Phasendifferenz zwischen den Messpunkten relativ zum Referenzmesspunkt ermittelt, wodurch man die Rayleighwellengeschwindigkeit in Abhängigkeit von der Erregerfrequenz erhält. Aus den Wellengeschwindigkeiten und der Dichte des Bodens lassen sich dann die dynamischen Elastizitäts- und Schubmoduli bestimmen.

Die Rayleighwellengeschwindigkeit wird gemäß der nachstehenden Formel für verschiedene Anregungsfrequenzen ermittelt (Bild 4).

$$v_R = f \cdot \Delta L \cdot \left( \frac{\Delta \varphi}{2\pi} + k \right)^{-1}$$

wobei  $\Delta L$  und  $\Delta \varphi$  die Distanz und Phasendifferenz zum Referenzmesspunkt bedeuten und  $k$  die Anzahl der ganzen Wellenlängen zwischen den beiden Aufnehmern darstellt.

Die Rayleighwellen besitzen eine frequenzabhängige Geschwindigkeit (wird als Dispersion bezeichnet), welche mit

Methode	Modell	Aufwand	Vorteile	Nachteile
<b>Quasist. Methode</b>	einfach	sehr gering	schnelle Modellbildung, keine Messung erf.	rel. ungenau
<b>Antwortsp. Methode</b>	Mehrmassenschwinger	gering	schnelle Modellbildung, gute Abschätzung d. Eigenfreq. u. Eigenformen	mäßig genau
	FE-Modell mit Kräften errechnet aus den Messungen	hoch	sehr genau	sehr aufwendig Messung erf.
	FE-Modell mit Kräften errechnet aus dem FE-Modell	relativ hoch	keine Messung erforderlich Messung jedoch empf. für das Modell-Updating sehr genau	sehr aufwendig
<b>Zeitverlaufsverfahren</b>	nur sinnvoll mit	sehr hoch	höchste Genauigkeit	höchster Aufwand bei Analyse i. d. meisten Fällen nicht notwendig, da kein Zeitverlauf vorhanden ist
	FE-Modell			

Bild 6. Vergleich der einzelnen Analysemethoden

der jeweiligen „effektiven Tiefe“ der Rayleighwellen zusammenhängt. Bei niedrigeren Frequenzen aktivierten die R-Wellen einen weiter in die Tiefe reichenden Bereich des Bodens. Für die effektive Tiefe wurde ca.

$$z_{\text{eff}} = \frac{\lambda}{3} \sim \frac{\lambda}{2}$$

angenommen.  $\lambda$  bedeutet hierbei die Wellenlänge. Durch diesen Zusammenhang ergibt sich ein Tiefenprofil der Rayleighwellengeschwindigkeiten (Bild 5).

Die Kompressionswellen zeigten dagegen bei verschiedenen Impulsfrequenzen keine Frequenzabhängigkeiten an.

## 5 Numerische Berechnungen

Alle untersuchten Gebäude wurden mittels numerischer Methoden analysiert um die Tragfähigkeit zu bestimmen. Als erster Untersuchungsschritt wurde Teil 1 der US-Norm FEMA 310 [2], [3] angewendet, welche ein schnelles Bewertungsverfahren im Zuge einer Checkliste-Anwendung darstellt. Den zweiten Teil der Analyse bildete die eigentliche numerische Untersuchung. Hierbei wurden verschiedene Strategien und Möglichkeiten verfolgt. Grundsätzlich kam immer die Antwortspektrummethode [4] gemäß ÖNORM B4015 [5] zur Anwendung. Zur möglichst genauen Modellierung der seismischen Erregung wurden die Resultate einer Studie der ZAMG [6] herangezogen, welche sich detailliert mit den seismischen Verhältnissen an den einzelnen Spitalstandorten auseinandersetzt.

In manchen Fällen wurden einfache Mehrmassen-Schwinger Modelle erstellt oder aber sehr detaillierte 3D Finite Elemente Modelle gebildet. Die Anpassung der FE-Modelle an die Versuchsergebnisse erfolgte iterativ unter Verwendung der Differenzen zwischen den gemessenen und berechneten Eigenfrequenzen und Eigenformen. Ein Musterbeispiel hierfür ist das Kinderhaus des Spitals Leoben, bei dem nach mehreren Anpassungsschritten die Differenzen zwischen den gerechneten und gemessenen Eigenfrequenzen 1 - 5 im Bereich -0,04 bis 0,82 Hz lagen. Das Bauwerk besitzt ein

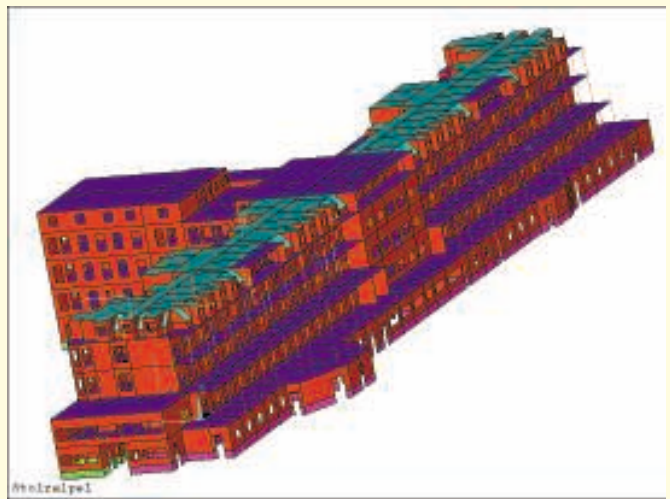


Bild 7. Axonometrische Ansicht des Finite Elemente Modells

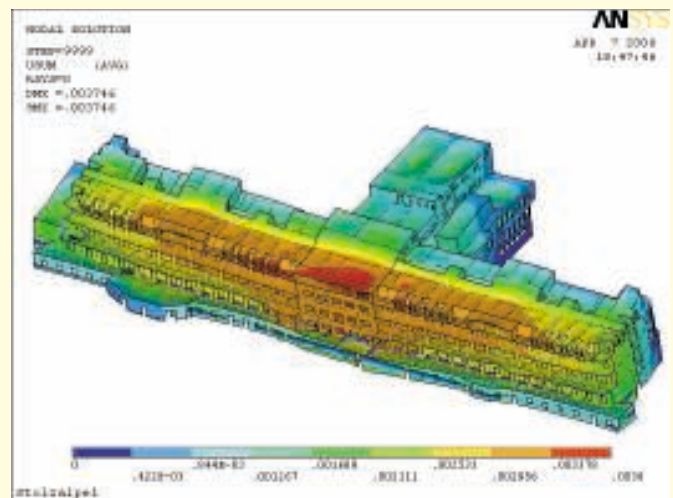


Bild 8. Verformungen zufolge Normerdbeben, 2000 x Vergrößerung, [m]

Stahlbeton-Haupttragwerk, welches durch Hauptmauerwerkswände ausgesteift ist. Es sei darauf verwiesen, dass die gute Anpassung des FE-Modells an die Messergebnisse erst vorlag, nachdem alle tragenden Mauerwerkswände und auch alle Zwischenwände im Modell berücksichtigt worden waren.

Im Falle einiger Modellierungen von Mauerwerksbauten wurden die Erdbebenkräfte entsprechend den gemessenen Eigenformen berechnet und anschließend auf das 3D FE-Modell statisch aufgebracht. Die Schnittkräfte wurden dann mit der CQC- bzw. SRSS Methode überlagert. Die Auswahl des am besten geeigneten Berechnungsverfahrens bzw. der erforderlichen Genauigkeitsstufe für die Modellierung erfolgte in jedem Einzelfall entsprechend den vorliegenden Bedingungen. Es wurden Verhaltensfaktoren von 1,5 angesetzt, um eine minimale nichtlineare Reserve der Tragwerke in Rechnung zu stellen. In einem derzeit anlaufenden EU-Projekt (IP LESSLOSS) werden dann auch zusätzliche nichtlineare Zeitverlaufsuntersuchungen unter Verwendung sinnvoller Teilmodelle der Gesamtstruktur vorgenommen werden.

Eine Übersicht über die Vor- und Nachteile der einzelnen Methoden ist in Bild 6 dargestellt. In Bild 7 wird das FE-Modell des Landeskrankenhauses LKH Stolzalpe Haus II präsentiert. In diesem Fall wurden mit dem FE-Modell Eigenfrequenzen und Eigenformen berechnet und das Modell dann an die gemessenen Werte angepasst. In Bild 8 werden die Verformungen des Gebäudes zufolge des Normerdbebens dargestellt.

GPR	Relative Kapazität [%]	
	von	bis
1	163%	infinity
2	142%	163%
3	123%	142%
4	107%	123%
5	93%	107%
6	81%	93%
7	71%	81%
8	61%	71%
9	53%	61%
10	47%	53%

Bild 9. Umrechnung der relativen Kapazität in den GPR – Index

## 6 Risiko Analyse und Risk Mapping Verfahren

Im Zuge des Krankenhausprojektes wurde eine Risikoanalyse entwickelt, die eine objektive Bewertung der Risiken ermöglicht. Es sollen hierbei die Gefahrenpotentiale für Personen, Inventar und das Gebäude selbst abgeschätzt werden. Als Grundlage für die Analyse wurde die Kapazität der Bauwerke bezogen auf die Einwirkung einer Erdbebenlast gemäß der derzeit gültigen österreichischen Erdbebennorm ÖNORM B4015 (relative Kapazität) berechnet. Um die Ergebnisse vergleichbar zu machen, wurde eine Umrechnungstabelle definiert, in welcher der relativen Kapazität ein Index zugeordnet ist. Dieser Index wird als „Gefährdung durch primäre Risiken“, GPR, bezeichnet. Die Umrechnungstabelle wird in Bild 9 dargestellt.

Ein weiteres Ziel der Risikoanalyse ist es, Folgegefährdungen – die sekundäre Gefahren – im Erdbebenfall zu berücksichtigen und ebenfalls in die Analyse mit einzubeziehen. Als Folgegefährdungspotentiale werden jene Risiken bezeichnet, die nicht direkt über einstürzende Wände oder Versagen der tragenden Konstruktion eine Gefahr für Personen darstellen, sondern z.B. eine Gefährdung durch radioaktive Materialien, Gase (brennbar, nicht brennbar), austretendes Wasser (kalt, heiß), umstürzende Gegenstände und Inbrandsetzung von Gegenständen, etc. bedeuten. Für die weitere Analyse wurde der Parameter GSR eingeführt, der dieses Risiko beschreibt (Gefährdung durch sekundäre Risiken).

Aus beiden Parametern wird dann der Gefährdungsindex GI errechnet.

Die Gewichtung von GSR in Relation zu GPR ist aus folgender Formel zur Berechnung des Gefährdungsindex (GI) ersichtlich.

$$GI_{(GPR,GSR)} = GPR + \eta \cdot (GSR \cdot \exp(\frac{GPR}{\xi}) - 1)$$

wobei:  $GPR \in \{1, \dots, 10\}$

$GSR \in \{1, \dots, 5\}$

$\eta = 0,32$

$\xi = 8,30$

und:  $GI(GPR = 0, GSR = 0) = 0$

Um die Identifizierung der Bereiche mit erhöhtem und großem Risiko gut visualisieren zu können, wurde ein Risk Map-

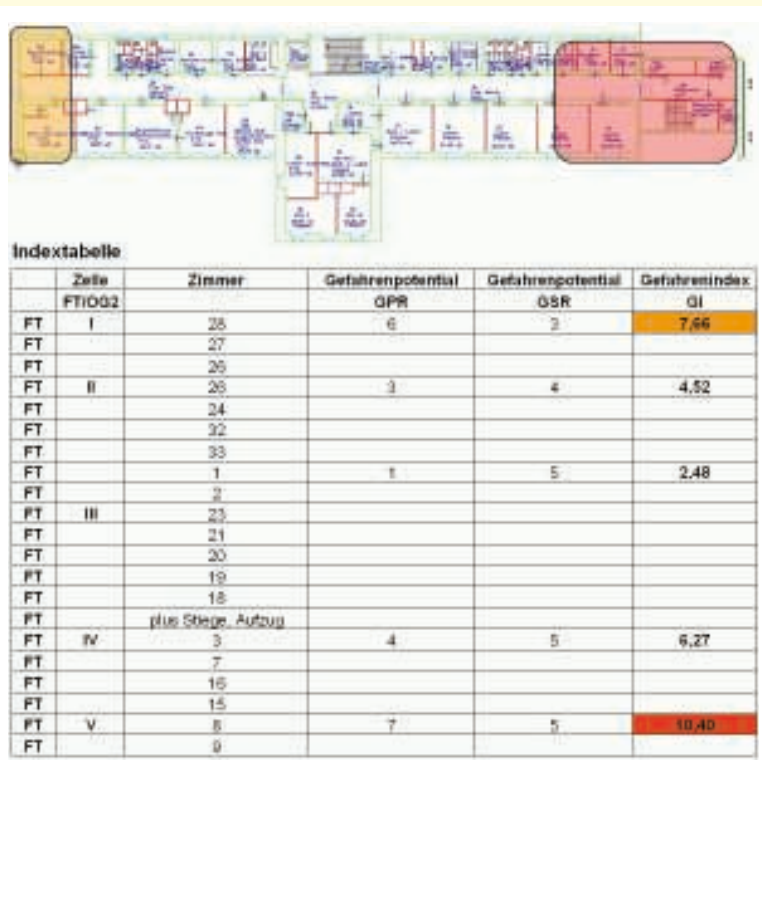


Bild 10. Beispiel für das Risk Mapping

ping-Verfahren entwickelt. Hierbei wird die lokale Gefährdung für jeden Geschossgrundriss durch einen Farbcode dargestellt, wobei im GSR-Faktor auch spezifischen Nutzungen (z.B. OP-Bereich) mit berücksichtigt werden. Alle gefährdeten Bereiche sind hierdurch sehr schnell erkennbar. Dies wird am Beispiel des Landeskrankenhauses LKH Leoben, Funktionstrakt, 2.OG präsentiert (Bild 10).

## 7 Nachträgliche Verstärkungsmaßnahmen

In diesem Kapitel werden einige mögliche Verstärkungsmaßnahmen für die Tragstruktur vorgestellt, die nachträglich am bestehenden Bauwerk durchführbar sind. Für die Auswahl der optimalen Methode sind im konkreten Einzelfall dann Kosten - Nutzen - Überlegungen anzustellen. Beim Spitalprojekt wurde in jenen Fällen, in denen Maßnahmen erforderlich sind, erste Vorschläge aus der folgenden Liste ausgewählt und dem Spitalserhalter mitgeteilt.

Die gegenüber den Erdbebenlasten zu schwachen Bauteile können mit den folgenden Maßnahmen verstärkt werden:

- Verstärkung der Wände durch Geotextilien, Kunststoff-, Karbon- oder Glasfaser, vollflächig, oder ausgekreuzt an die Wand angebracht [7], [8].
- Verstärkung der Wände durch nachträgliche Vorspannung [9].
- Verstärkung der Wände durch Anbringung von Ankerplatten als Verbindung zwischen Mauerwerk und Holzdeckenkonstruktion [10].
- Verstärkung der Wände durch Anbringung von vorgefertigten Stahlteilen (Stahlschuh oder Ankerplattensystem) in der Wand [11], [12].
- Verstärkung der Wände durch vollflächiges Anbringen von Stahlnetzen.
- Verstärkung der Wände durch Aussteifung mittels Stahlfachwerken, direkt im Wandbereich.

- Verstärkung der Wände durch Aussteifung mittels Stahlbetonwänden oder Stahlbetonschalen im Verbund mit bestehenden Wänden oder als zusätzliche Wände [10], [13].
- Verstärkung der Decken durch eine zusätzliche bewehrte Aufbetonschicht, um die Steifigkeit dieser zu erhöhen und somit die Scheibenwirkung der bestehenden Decken auszuprägen.

## 8 Schlussfolgerungen

Hier werden beispielhaft einige Schlussfolgerungen für den Standort Leoben dargestellt. Grundsätzlich wurde kein sofortiger Handlungsbedarf betreffend der baulichen Erdbbensicherheit festgestellt. Es sollten jedoch die kommenden fünf Jahre genutzt werden, das Spital an das neue Sicherheitsniveau anzupassen. In diesem Zeitraum sollten zumindest alle Maßnahmen geplant werden und spätestens danach rasch umgesetzt werden. Durch eine derartige Vorgangsweise ergibt sich zwischenzeitlich für die Risikobetrachtung ein wesentlich günstigeres Bild. Für diesen Zeitraum muss lediglich gewährleistet sein, dass ein  $a_{\text{eff}} = 0,234 \text{ m/s}^2$  aufgenommen werden kann. Seit 1979 sind am Standort 24 Erdbeben mit lokalen Intensitäten im Bereich 3 - 5 aufgetreten, was bei Intensität 5 (zwei Ereignisse) einer „effektiven“ Beschleunigung von 0,28 bis 0,35  $\text{m/s}^2$  entspricht. Bei diesen Einwirkungen ist es zu keinen (maßgeblichen) Bauwerksschäden gekommen.

Bei einem Stahlbetonbauwerk wird z.B. die Kapazität einiger Stützen in den Geschossen 5 und 6 beim Normbeben um 20 - 30% überschritten. Der Grund hierfür ist die Reduktion der Stützenabmessungen sowie der Bewehrung und die relativ geringe Normalkraft in diesen Geschossen. Erste Vorschläge betreffend die Art der Sanierung wurden dem Auftraggeber bereits übermittelt.

Bei einem anderen Bauwerk stellte sich eine Mauerwerks-Stirnwand als kritischer Bereich heraus. Die errechnete Kapazität wird beim Normbeben um 18 % überschritten. Die Kapazität reicht für eine Belastung mit  $a_{\text{eff}} = 0,54 \text{ m/s}^2$ . Es sei darauf verwiesen, dass das Gebäude mehrere Beben mit Beschleunigungen im Bereich 0,14 bis 0,35  $\text{m/s}^2$  offensichtlich ohne nennenswerte Schäden überstanden hat.

Die Maßnahmen zur Erhöhung der Erdbbensicherheit (Anpassung an das neue Sicherheitsniveau) sind in den definierten kritischen Bereichen vorzunehmen. Ebenso können in diesen Bereichen Inspektionen nach dem nächsten (stärkeren) Erdbeben vorgenommen werden, um die verbliebene Tragsicherheit und die Gebrauchstauglichkeit zu beurteilen. Diese Bereiche eignen sich auch zur Anordnung von Sensoren, falls die Installation eines Monitoringsystems erwogen wird.

Eine weitere Möglichkeit besteht darin, wichtige Einrichtungen wie z.B. Operationssäle, Intensivstationen etc. in weniger kritische Bauwerksbereiche zu verlegen. Ferner könnte z.B. in den kritischen Bereichen das Risiko für das Versagen von Mauerwerk durch Verstärkung mit Textilien, etc. erheblich vermindert werden.

Die Autoren danken der Steiermärkische Krankenanstaltengesellschaft m.b.H., – KAGES – für die Initiative zur Durchführung dieses Projektes sowie für die Finanzierung des Großteils der Projektkosten und den problemlosen Informationsaustausch während der Projektdurchführung. Ferner sei der Fa. TRC Risk Consult gedankt, die zusammen mit S. Deix maßgeblich zur Durchführung der Risiko Analyse und Risk Mapping Verfahren beigetragen hat.

## Literatur

- [1] Ralbovsky, M.: Identifikation Dynmischer Bodenparameter mit dem Reaktionsmassenerreger VICTORIA – Bedeutung für die Strukturidentifikation bestehender Bauwerke. report of arsenal research, Vienna, 2002
- [2] FEMA 310: Handbook for the seismic evaluation of buildings – a prestandard. 1998
- [3] Lu, S.: Assessment von bestehenden Gebäuden mit der FEMA 310 in Österreich, D-A-CH Mitteilungsblatt, Vienna, 2003, pp. 10–12
- [4] Flesch, R.: Baudynamik praxisgerecht Band1: Bauverlag, 1993
- [5] ÖNORM B4015: Belastungsannahmen im Bauwesen – Außergewöhnliche Einwirkungen-Erdbebeneinwirkungen, Grundlage und Berechnungsverfahren, 2002
- [6] Lenhardt, W.: Seismische Belastungen von sechs Spitalstandorten in der Steiermark. report of ZAMG, Vienna, 2003
- [7] Drdácý, M. F., Lesák, J., Avramidou, N.: Behaviour of masonry walls strengthened against seismic effects by yarn composite strips or geo-nets mounted on their surface. Proceedings of 20<sup>th</sup> Century Cultural Heritage to Hazards and Prevention Measures, 2000, pp 9.
- [8] ElGawaady, M., Lestuzzi, P., Badoux, M.: Dynamic tests on URM walls before and after upgrading with composites. experimental report École Polytechnique Fédérale de Lausanne, 2003
- [9] Ganz, H.R., Thurlimann, B.: Post-tensioned masonry structures. VSL-Report Series 2
- [10] Anicic, D.: Strengthening of old masonry buildings in the zones of high seismicity. Proceedings of the Ninth European Conference on Earthquake Engineering, Kucherenko Tsnisk of the USSR Gosstroy, Moscow, vol. 6, 1990, pp. 153–161.
- [11] Elenas, A., Vasiliadis L.: Retrofitting of stone masonry school Building damaged during the Athens earthquake of 7 September 2002. Proceedings of the 12<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering, London, 2002, Paper Ref No 265
- [12] Marzahn, G.: Shear Strength of grout doweled masonry. LACER No. 2 – Leipzig Annual Civil Engineering Report, 1997, pp 335–352
- [13] Maniu, H., Damian, A., Fuela, D., Gosa, O., Dico, C., Filip, M.: Retrofitting of a masonry building for a new designation. Proceedings of the 12<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering, London, 2002, Paper Ref No 684