

ERDBEBENINGENIEURWESEN UND BAUDYNAMIK

Eine gemeinsame Publikation von

D G E BDeutsche Gesellschaft für
Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik
www.dgeb.eu**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****Aufsätze**

- S 2 **Eine Modellreduktionsmethode angepasst für nicht-lineare Probleme im Erdbebeningenieurwesen**
F. Bamer, Ch. Bucher
- S 7 **Parameter zur Beschreibung des Schädigungspotenzials bei Erdbeben**
M. Lönhoff, L. Schneider, H. Sadegh-Azar

Meldungen

- S 14 **Vorstandssitzung der EAEE**
- S 15 **Generalversammlung der IAEE**
- S 16 **D-A-CH-Tagung 2017**
- S 18 **Basler Erdbebenkurse**
- S 18 **16th European Conference on Earthquake Engineering**
- S 18 **Erdbebensicherheit nicht-tragender Bauteile**

EDITORIAL

In den zurückliegenden Monaten haben uns immer wieder Berichte über Erdbeben in Italien und anderen Ländern erreicht. Diese Nachrichten machen bewusst, dass die von Erdbeben ausgehenden Gefährdungen für Bauwerke, Infrastruktur und das Leben der Menschen in den betroffenen Regionen auch ganz in unserer Nähe beträchtlich sind. Das zeigt ebenfalls die nach wie vor bestehende Aktualität der Thematik des Erdbebeningenieurwesens auch für Ingenieure in Deutschland, Österreich und in der Schweiz. Die in diesen drei Ländern beheimateten Gesellschaften DGE B, OGE und SGE B kooperieren ebenfalls mit Kollegen in ganz Europa sowie weltweit.

Einen kleinen Einblick in die Arbeit der international bestehenden Vereinigungen, in denen sich auch Mitglieder der DGE B, der OGE und der SGE B engagieren, geben zwei Kurzberichte über die letzte Vorstandssitzung der European Association for Earthquake Engineering (EAEE) und die Generalversammlung der International Association for Earthquake Engineering (IAEE).

Einer der zwei Fachaufsätze in dieser Ausgabe des D-A-CH-Mitteilungsblattes werden verschiedene Parameter zur Beurteilung der Gefährdung von Bauwerken durch die Einwirkungen von Erdbeben behandelt. Eine Frage, die nicht an Aktualität verliert und gewiss auch in Zukunft weiterhin diskutiert wird, da die Einschätzung des Gefährdungspotenzials nicht nur für die Versicherungswirtschaft sondern gesamtgesellschaftlich von hoher Relevanz ist. Als Bestandteil der Untersuchungen werden in diesem Beitrag ebenfalls nicht-lineare dynamische Simulationen angesprochen. Diese Berechnungen können sehr aufwendig sein, weswegen selbst bei der immer leistungsfähigeren Rechentechnik die Frage der Systemgrößenreduzierung von Interesse bleibt. Ein Verfahren, mit der sich die Dimension von numerischen Modellen für nicht-lineare Berechnungen bei der Simulation des Bauwerksverhaltens unter Einwirkung von Erdbeben reduzieren lässt, wird im zweiten Fachaufsatz vorgestellt.

Im Teil der Ankündigungen und Informationen finden Sie Informationen zu Weiterbildungsveranstaltungen, einer neuen Informationsbroschüre sowie der im September 2017 in Weimar stattfindenden D-A-CH-Tagung „Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik“, zu der Sie herzlich eingeladen sind. Dort haben Sie Gelegenheit, mit zahlreichen Mitgliedern der drei nationalen Gesellschaften ins Gespräch zu kommen. Die Teilnahme an der Tagung wird auch von mehreren Ingenieurkammern als Weiterbildung anerkannt.

Wenn Sie dem Fachkollegium die Ergebnisse Ihrer eigenen Arbeit vorstellen möchten, besteht die Möglichkeit der Veröffentlichung in einer der nächsten Ausgaben der D-A-CH-Mitteilungsblätter. Die Einreichung erfolgt über die DGE B, die OGE und die SGE B. Wie Sie die drei Gesellschaften erreichen sowie weiterführende Informationen finden Sie auf deren Internetseiten:

www.dgeb.eu
www.oge.or.at
www.sgeb.ch

Volkmar Zabel

Rudolf Heuer

Thomas Wenk

S 1



Volkmar Zabel
(Vorsitzender DGE B)



Rudolf Heuer
(Generalsekretär OGE)



Thomas Wenk
(Vorsitzender SGE B)

Eine Modellreduktionsmethode angepasst für nicht-lineare Probleme im Erdbebeningenieurwesen

F. Bamer, Ch. Bucher

S 2

Zusammenfassung Die Berechnung der Schwingungsantwort einer komplexen nicht-linearen Struktur mit einer hohen Anzahl von Freiheitsgraden ist im Allgemeinen zeitaufwendig. Daher wird eine Modellreduktionsstrategie basierend auf der Methode der „Proper Orthogonal Decomposition“ (POD) vorgestellt. Die Strategie wird auf einem einfachen Testobjekt, einem Rahmensystem mit nicht-linearem Materialverhalten vorgestellt. Es werden aufgrund eines vorhandenen Antwortzeitverlaufes sogenannte Observationen erzeugt aus denen nicht-lineare Schwingungsformen berechnet werden können. Diese werden zur Transformation in nicht-lineare Unterräume angewendet, wo der numerische Aufwand der Zeitintegration des reduzierten Systems nur mehr einen Bruchteil des nicht reduzierten Systems darstellt. Tatsächlich zeigen die Ergebnisse einen beträchtlichen Zeitgewinn mit hoher Genauigkeit, falls auftretende nicht-lineare Effekte tatsächlich in den Observationen detektiert wurden.

1 Einleitung

Die Ermittlung der dynamischen Antwort einer Struktur im Zeitbereich ist neben quasistatischen Methoden wie etwa der Antwortspektrum Analyse [1] eine Hauptaufgabe im Erdbebeningenieurwesen. Besonders anspruchsvoll kann die Ermittlung der Schwingungsantwort nicht-linearer Strukturen sein, da numerische Integration notwendig ist um die Lösungsfunktion zu erhalten. Der grundsätzliche Vorteil nicht-linearer Effekte ist die Möglichkeit das dynamische Verhalten besser simulieren zu können, nachteilig ist jedoch der oft unverhältnismäßig hohe Anstieg der erforderlichen Rechenkapazität, besonders wenn das nicht-lineare System eine hohe Anzahl von Freiheitsgraden besitzt. **In diesem Aufsatz** wird eine neuartige Modellreduktionsmethode, angepasst auf strukturdynamische Probleme, vorgestellt, die ermöglicht, komplexe Systeme in einem Bruchteil der Zeit zu lösen, und gleichzeitig jedoch eine hohe Genauigkeit der Ergebnisse gewährleistet. Dazu wird die „Proper Orthogonal Decomposition“ (POD) Methode vorgestellt, deren mathematische Basis schon in der ersten Hälfte des 20. Jahrhunderts in der Statistik gelegt wurde [2], [3] und [4]. In dem allgemeinen Gebiet der Strukturdynamik

Tabelle 1. Erdbebenschiebe; n_t [-] ... Anzahl der Zeitschritte, T [s] ... Dauer des Schriebes, d [km] ... Entfernung zum Epizentrum, M [] ... Momenten-Magnitude, PGA [m/s^2] ... Maximalbeschleunigung

Schrieb	Year	Ort	n_t	T	d	M	PGA
Bam	2003	Iran	1 995	19,95	-	6,6	7,16
Imperial Valley	1979	Kalifornien/Huston Road	3 905	39,05	10	6,5	4,79
Landers	1992	Kalifornien/Bartsow	4 932	49,32	36	7,3	4,13
Loma Prieta	1989	Kalifornien/Gilroy	2 507	25,07	12	7,0	9,51
Northridge	1994	Kalifornien/Newhall	1 200	12,00	6,7	6,7	5,23

wurde diese Methode das erste Mal in für experimentelle Studien angewandt [5], gefolgt von der Untersuchung der sogenannten „Proper Orthogonal Moden“ (POM) im Vergleich zu den klassischen linearen Schwingungsmoden [6], [7], [8] und [9] und der Verbindung zu der Singulärwertzerlegung [10]. Bamer und Bucher zeigten eine erste Strategie der POD Methode auf nicht-lineare Strukturen unter transienter Anregung [11]. Diese Arbeit zeigt die POD als Modellreduktionsmethode adaptiert auf Probleme im Erdbebeningenieurwesen [12]. Dieser Aufsatz beschreibt thematisch einen Teil der Veröffentlichung von Bamer et al. [12] und stellt daher eine gekürzte und veränderte Fassung dieser in deutscher Sprache dar.

2 Verwendete Erdbebenschriebe

Um die Modellreduktionsstrategie in dieser Arbeit an verschiedenartigen Strukturen zu demonstrieren, wird ein Set von Beschleunigungsmessungen von Erdbeben gewählt [13]. Davon werden vier Erdbebenschriebe aus den USA (Imperial Valley (1979), Landers (1002), North Palm Springs (1989), Northridge Rinaldi (1994)) und ein Schrieb aus dem Iran (Bam (2003)). Die wichtigsten Daten der gewählten Erdbebenmessungen sind in **Tabelle 1** gezeigt.

3 Nicht-lineare Modellreduktion und mathematische Formulierung der „Proper Orthogonal Decomposition“

Die nicht-lineare Bewegungsgleichung eines diskreten Systems mit n Freiheitsgraden, das in zwei Richtungen durch eine Bodenbeschleunigung angeregt wird, ist [14]

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{x}} + \mathbf{R}(\mathbf{x}) = -\mathbf{M}(\mathbf{f}_x \ddot{x}_g + \mathbf{f}_y \ddot{y}_g),$$

wobei \mathbf{M} die Massen- und \mathbf{C} Dämpfungsmatrix ist. $\mathbf{R}(\mathbf{x})$ beschreibt den inneren Kraftwiderstandsvektor, der den zeitabhängigen Spannungen auf Ebene der Gauss-Integrationspunkte entspricht. Die Vektoren \mathbf{f}_x und \mathbf{f}_y definieren die Richtungen x und y , in welche die diskretisierten Massen des Systems beschleunigt werden.

Diese nicht-lineare Gleichung muss generell durch Anwendung numerischer Integration gelöst werden. Das heißt, ein Schritt- für Schritt Algorithmus wird implementiert, der die Lösung im Zeitbereich ermittelt. Falls n eine verhältnismäßig große Zahl ist, kann es oft sein, dass der Zeitaufwand unverhältnismäßig hoch ansteigt. Daher ist es sinnvoll, Al-

Dipl.-Ing. Dr. Techn. Franz Bamer

RWTH Aachen
Institut für Allgemeine Mechanik
Templergraben 64, 52062 Aachen, Deutschland

Prof. Dr. Sc. techn. Christian Bucher

Technische Universität Wien
Institut für Hochbau und Technologie
Forschungsbereich Baumechanik und Baudynamik
Karlsplatz 13, 1040 Wien, Österreich

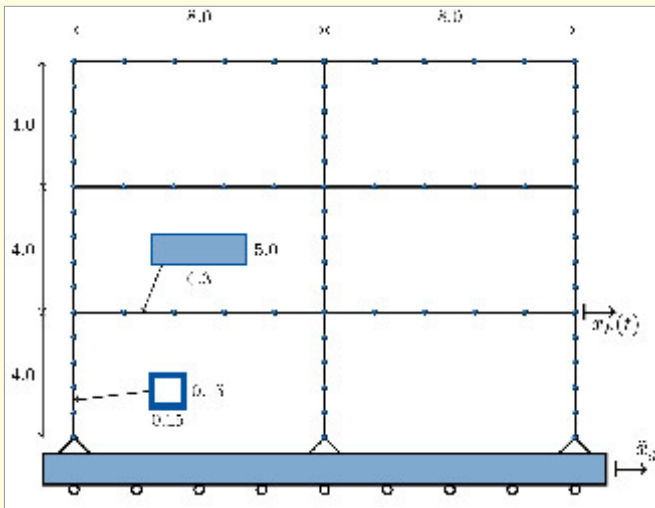


Bild 1. Rahmensystem mit Weganregung; Ausgabefreiheitsgrad $x_p(t)$; Maße in Meter.

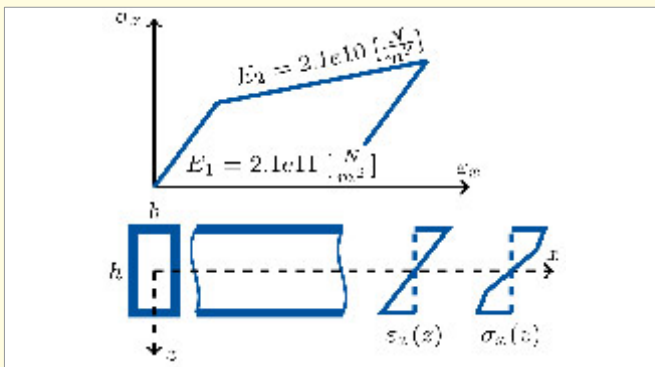


Bild 2. Bilineares Materialmodell und Querschnittsform der Stützen des Rahmensystems.

gorithmen anzuwenden, die Ersatzsysteme mit wenigen Freiheitsgraden erzeugen, um den Rechenaufwand zu minimieren (Modellreduktion).

Das hauptsächliche Ziel ist es eine Transformationsmatrix T zu erzeugen, die einen Vektor \mathbf{x} der Dimension n in einen Vektor \mathbf{q}_r der Dimension l transformiert [12]

$$\mathbf{x} = T\mathbf{q}_r,$$

wobei l viel kleiner als n ist und der dadurch entstandene Fehler möglichst klein bleiben soll. Die Projektion in den l -dimensionalen nicht-linearen Unterraum ist dann [12]

$$\mathbf{m}_r \ddot{\mathbf{q}}_r + \mathbf{c}_r \dot{\mathbf{q}}_r + \mathbf{r} = \mathbf{f}_r.$$

Hier sind nun \mathbf{m}_r und \mathbf{c}_r die Massen- und Dämpfungsmatrizen und \mathbf{r} und \mathbf{f}_r der nicht-lineare Widerstandsvektor und Anregungsvektor im l -dimensionalen Unterraum. In dieser Gleichung ist der Widerstandsvektor abhängig von \mathbf{x} , daher muss in jedem Berechnungsschritt der Zeitintegration eine Transformation in den nichtreduzierten Raum stattfinden. Die Modale Reduktion ist ein Spezialfall dieser Vorgangsweise und ein wohlbekanntes und effektives Werkzeug für lineare Systeme. Die reduzierte Modalmatrix wurde auch schon für nicht-lineare Probleme angewendet [12], jedoch ist diese Strategie nur auf schwache und lokale Nicht-linearitäten begrenzt. Dieser Aufsatz stellt eine neuartige Strategie auf Basis der POD vor. Ziel der POD ist es, eine bestimmte Anzahl l von energetisch geordneten orthonormalen Basisvektoren zu finden, die einen Zufallsvektor \mathbf{x} (re-

präsentiert durch eine Observationsmatrix) besser beschreiben können als jede andere mögliche orthonormale Basis. Ein Maß für dieses Problem ist der Mittelwert des Quadrat des Fehlers der durch diese Approximation entsteht [11]:

$$E \left\{ \left\| \mathbf{x} - \mathbf{x}(l) \right\|^2 \right\} \leq E \left\{ \left\| \mathbf{x} - \hat{\mathbf{x}}(l) \right\|^2 \right\}.$$

Der Zufallsvektor \mathbf{x} kann dann durch die Transformation [11]

$$\mathbf{x} = \Phi_p \mathbf{q}_p, \quad \Phi_p = [\varphi_{p,1}, \varphi_{p,2}, \dots, \varphi_{p,s}] \quad \text{und} \quad \mathbf{q}_p = [q_{p,1}, q_{p,2}, \dots, q_{p,s}]$$

beschrieben werden. Diese Formulierung führt auf das Optimierungsproblem mit folgender mit der Zielfunktion [11]

$$\mathbf{x} = \epsilon^2(l, t) = E \left\{ \left\| \mathbf{x} - \mathbf{x}(l) \right\|^2 \right\} \rightarrow \min$$

mit der Nebenbedingung [11]

$$\varphi_{p,i}^T \varphi_{p,j} = \delta_{ij} \quad (i, j = 1, 2, \dots, s),$$

die die Orthogonalität der Vektoren (POMs) sicherstellt. Die „optimale“ Transformation in den l -dimensionalen Unterraum erfolgt dann durch die Beziehung [11]

$$\mathbf{x}(l) \approx \Phi_p \mathbf{q}_p, \quad \Phi_p = [\varphi_{p,1}, \varphi_{p,2}, \dots, \varphi_{p,s}], \quad l < s \ll n.$$

4 Die neuartige Modellreduktionsmethode

In diesem Abschnitt wird die Implementierung der Methode präsentiert und anhand eines akademischen und anschaulichen Beispiels begleitet. Dazu wird ein Rahmensystem mit elasto-plastischem Materialverhalten (linear elastisch, plastisch mit kinematischer Verfestigung) gewählt. Das Rahmensystem besteht aus zwei Feldern und drei Stockwerken. Jedes Feld hat die Länge $l = 8,0 [m]$ und die drei Stockwerke haben jeweils die Höhe $h = 4 [m]$. Es ergibt sich also eine Gesamthöhe von $12 [m]$ und eine Gesamtlänge von $16 [m]$. Für die Stützen und die Balken des Rahmensystems wurden jeweils verschiedene Querschnittsformen als auch verschiedene Materialmodelle implementiert. Für die Querschnitte der Stützen wird ein $0,15 [m] \times 0,15 [m]$ quadratischer Hohlquerschnitt mit einer Blechdicke von $t = 0,01 [m]$ gewählt und für die Balken ein $0,5 [m] \times 5,0 [m]$ Vollquerschnitt. Letzterer soll eine hohe aktive Masse der Deckenkonstruktionen simulieren, um plastische Effekte hervorzurufen.

Die fiktive Struktur ist bewusst so bemessen, dass bei den auftretenden Beschleunigungszeitverläufen relativ hohe plastische Deformationen auftreten, um zu zeigen, dass die vorgestellte Methode tatsächlich auf starke nicht-lineare Probleme anwendbar ist und vielversprechende Ergebnisse liefert.

Das Materialmodell der Stützen ist linear elastisch und im Fließbereich plastisch mit kinematischer Verfestigung (Bild 1). Bei dieser bilinearen Hysterese wird eine Anfangssteifigkeit von $E_1 = 2,1 \cdot 10^{11} [N/m^2]$ und eine Verfestigung von $E_2 = 2,1 \cdot 10^{10} [N/m^2]$ angenommen. Weiterhin wird eine Fließgrenze von $f_y = 2,4 \cdot 10^8 [N/m^2]$ definiert und eine Dichte von $7850 [kg/m^3]$.

Das Materialmodell der Riegel ist linear elastisch mit einem Elastizitätsmodul von $E = 3,5 \cdot 10^{10} [N/m^2]$ (Bild 2). Die Dichte des Materials wird mit $2500 [kg/m^3]$ angesetzt.

Zu Beginn muss ein Zeitverlauf ermittelt werden, aufgrund dessen dann die POMs bestimmt werden können. Dazu wird ein repräsentativer gesamter oder teilweiser Erdbe-

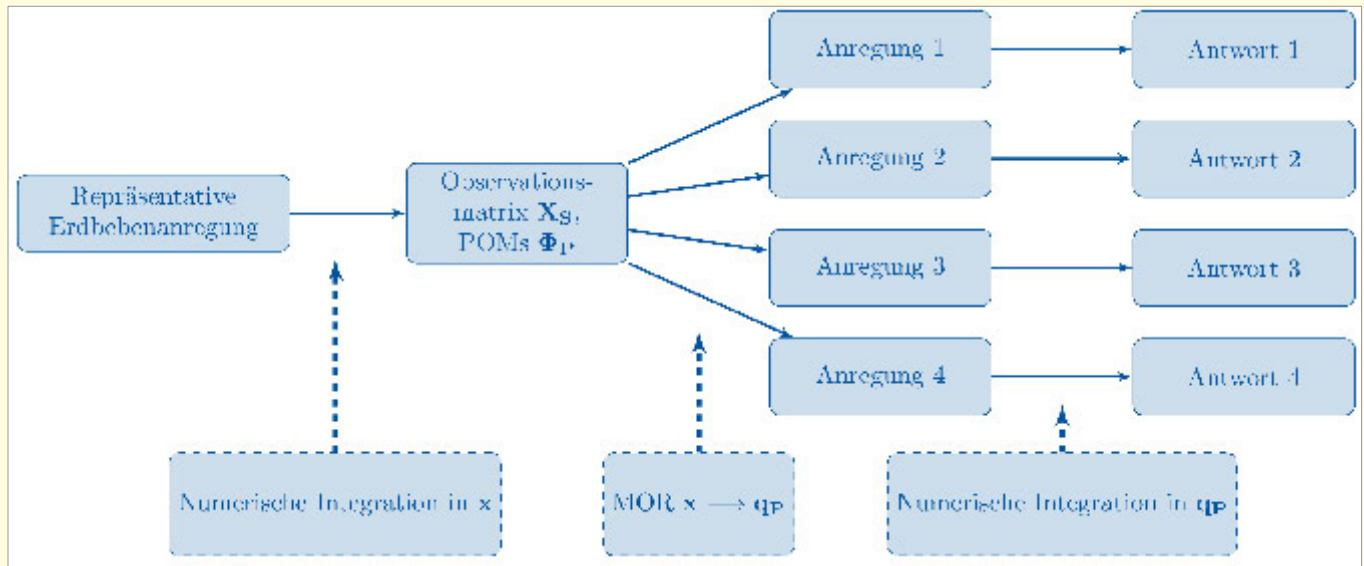


Bild 3. Vorgangsweise der neuartigen Modellreduktionsmethode

benschrieb ausgewählt (in diesem Fall der gesamte Bam Erdbebenschieb aus Tabelle 1 und das volle (nicht reduzierte) Modell numerisch integriert. An gewissen Zeitpunkten werden Observations gemacht und in eine Observationsmatrix geschrieben [12]:

$$\mathbf{X}_s = [\mathbf{x}_{t_1}, \mathbf{x}_{t_2}, \dots, \mathbf{x}_{t_s}] = \begin{pmatrix} x_1(t_1) & \dots & x_1(t_s) \\ \dots & \dots & \dots \\ x_n(t_1) & \dots & x_n(t_s) \end{pmatrix}.$$

Diese Observations sind dann gespeicherte Knotenverformungen zu gewissen Zeitpunkten aufgrund deren dann die POMs ermittelt werden können. Hier ist es entscheidend, dass in der Observationsmatrix auch Verformungen enthalten sind, die dem nicht-linearen Verhalten der Struktur entsprechen. Andernfalls können die POMs später kein nicht-lineares Antwortverhalten beschreiben. Die Implementierung des mathematischen Modells in Kapitel 5 kann durch Anwendung der Singulärwertzerlegung auf die Observationsmatrix verwirklicht werden. Genauere Erklärungen sind in [10–12] zu finden. Die POMs Φ_P sind dann äquivalent zu den linken Singulärvektoren der Observationsmatrix. In [12] wird gezeigt, dass die POMs im Gegensatz zu den linearen Strukturmoden tatsächlich nicht-lineare Deformationsformen durch die Ausbildung von plastischen Gelenken enthalten. Als nächstes kann die Transformation der Bewegungsgleichung in den POD Unterraum erfolgen [12]

$$\tilde{\mathbf{M}}\ddot{\mathbf{q}}_P + \tilde{\mathbf{C}}\dot{\mathbf{q}}_P + \tilde{\mathbf{R}} = \tilde{\mathbf{F}},$$

wobei die Bewegungsgleichung, äquivalent zu der klassischen Modalen Analyse und Modalen Reduktion, mit den transponierten POMs Φ_P^T linksmultipliziert wird. Der POD reduzierte Widerstandsvektor ist jedoch weiterhin von \mathbf{x} abhängig und muss immer im nichtreduzierten Raum ermittelt werden [12]:

$$\tilde{\mathbf{R}} = \Phi_P^T \mathbf{R}(\Phi_P \mathbf{q}_P) = \Phi_P^T \mathbf{R}(\mathbf{x}).$$

Die POD reduzierte Bewegungsgleichung wird nun numerisch integriert, wobei der Rechenaufwand nur mehr einen Bruchteil zu der vollen Berechnung darstellt. Hier wird hier die explizite Zentrale Differenzen Methode angewendet. Bei der Anwendung von expliziten Integratoren in Kombination mit der POD Methode können besondere Vorteile beobachtet werden, da das reduzierte Modell einen wesentlich größeren Zeitschritt im Vergleich zum nicht reduzierten Modell hat. Diese Tatsache ist vor allem im Erdbebeningenieurwesen von Bedeutung, da die lineare Antwortfunktion im Allgemeinen nur von einigen wenigen niederfrequenten Schwingungsmoden abhängt. Es lässt sich daher daraus schließen, dass auch die nicht-linearen POMs generell niederfrequenter Natur sind. Anschließend wird die reduzierte Lösung zufolge des repräsentativen Erdbebens (in diesem Fall Bam Anregung) durch numerische Integration im reduzierten POD-Unterraum ermittelt und mit der schon vorhandenen Lösungsfunktion der nicht reduzierten Rechnung verglichen. Dieser

obachtet werden, da das reduzierte Modell einen wesentlich größeren Zeitschritt im Vergleich zum nicht reduzierten Modell hat. Diese Tatsache ist vor allem im Erdbebeningenieurwesen von Bedeutung, da die lineare Antwortfunktion im Allgemeinen nur von einigen wenigen niederfrequenten Schwingungsmoden abhängt. Es lässt sich daher daraus schließen, dass auch die nicht-linearen POMs generell niederfrequenter Natur sind.

Anschließend wird die reduzierte Lösung zufolge des repräsentativen Erdbebens (in diesem Fall Bam Anregung) durch numerische Integration im reduzierten POD-Unterraum ermittelt und mit der schon vorhandenen Lösungsfunktion der nicht reduzierten Rechnung verglichen. Dieser

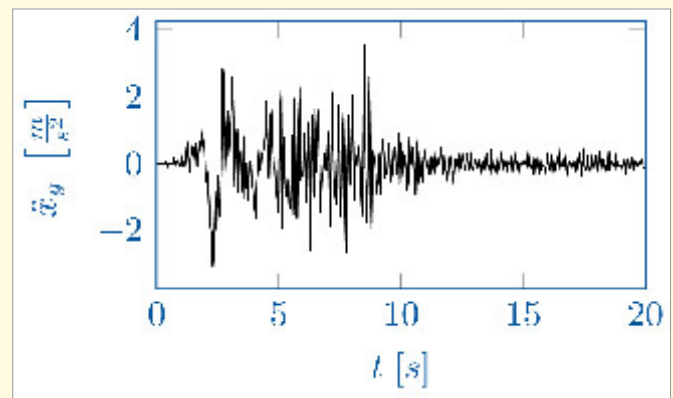


Bild 4. Repräsentativer Erdbebenschieb: Beschleunigungsmessung der Bam Anregung

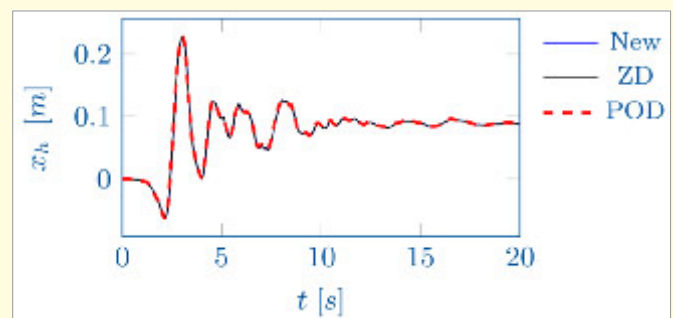


Bild 5. Antwortfunktion der POD Methode und Referenzlösungen

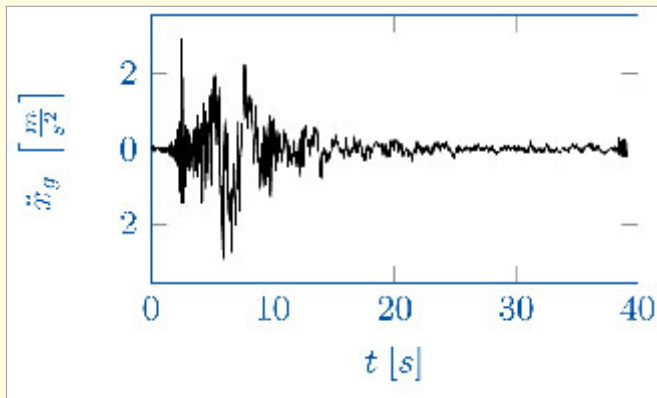


Bild 6. Beschleunigungszeitverlauf der Imperial Valley Anregung

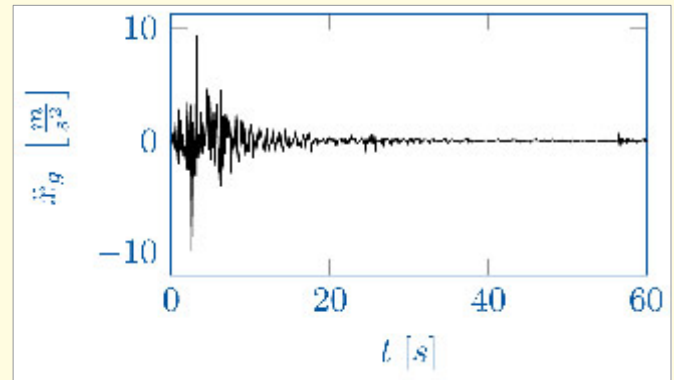


Bild 10. Beschleunigungszeitverlauf der North Palm Springs Anregung

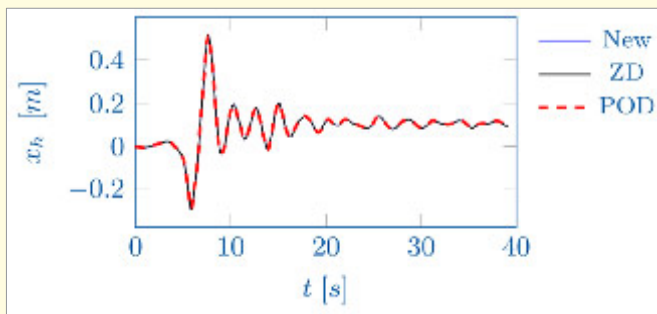


Bild 7. Antwortzeitverläufe zur Imperial Valley Anregung

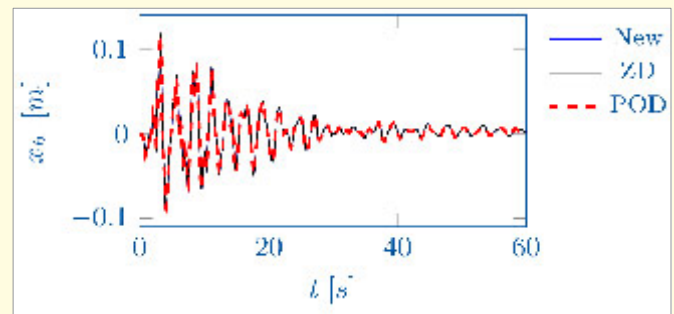


Bild 11. Antwortzeitverläufe zur North Palm Springs Anregung

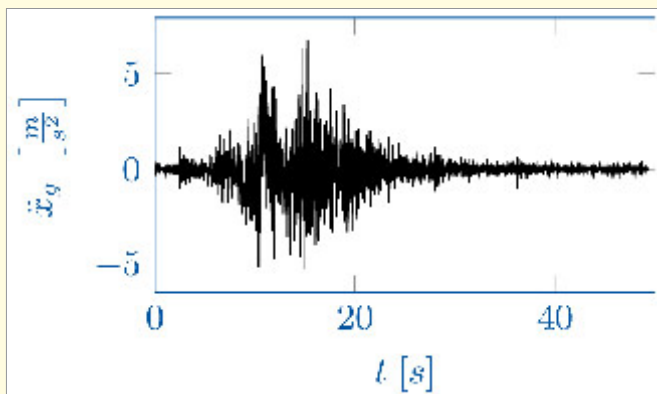


Bild 8. Beschleunigungszeitverlauf der Landers Anregung

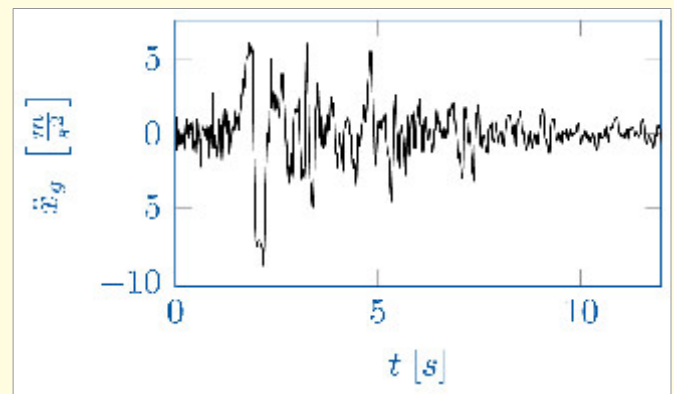


Bild 12. Beschleunigungszeitverlauf der Northridge Anregung

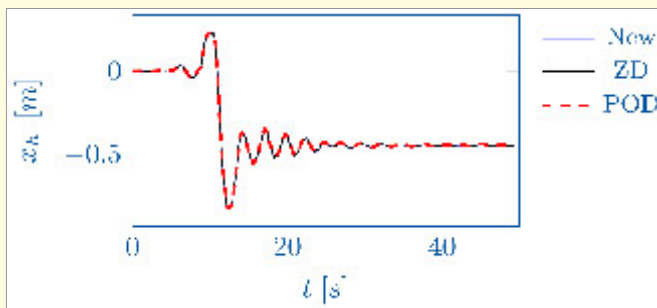


Bild 9. Antwortzeitverläufe zur Landers Anregung

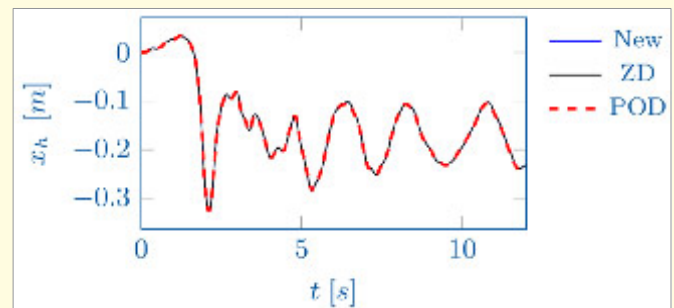


Bild 13. Antwortzeitverläufe zur Northridge Anregung

Testlauf dient dazu, die Qualität der reduzierten Lösung im Vorhinein abzuschätzen. Falls die Ergebnisse zufriedenstellend sind, werden die Lösungsfunktionen der weiteren Erdbebenschreibe im POD reduzierten Raum berechnet, ohne

jedoch neue POMs zu bestimmen. Diese Vorgangsweise ist in **Bild 3** dargestellt.

Die Ergebnisse werden als Zeitverläufe des Ausgabefreiheitsgrades $x_h(t)$ gezeigt. Bei der Auswahl des Freiheitsgrades $x_h(t)$ handelt es sich um die Horizontaldeformation im

rechten Eck des ersten Stockwerkes des Rahmensystems (Bild 1). Es wurde jeweils die POD Methode und als Referenzlösungen wurden zusätzlich für jeden Erdbeschrieb die explizite Zentrale Differenzenmethode [15] und die implizite Newmark Methode [16] implementiert. Zunächst werden die Ergebnisse zufolge des repräsentativen Bam Erdbebens in **Bild 4** und die zugehörigen Antwortfunktionen der POD reduzierten Methode und den Referenzmethoden (Newmark und Zentrale Differenzen) in **Bild 5** präsentiert. Es wurden 40 Observations im gesamten Antwortverlauf in äquidistanten Zeitabständen zur Berechnung der POMs herangezogen. Es sind nur zwei POMs notwendig um 99,99 Prozent der Energie der Observationsmatrix zu erhalten. Das heißt, dass das System mit 89 Freiheitsgraden zu einem reduzierten System mit zwei Freiheitsgraden transformiert wird.

Man sieht hier sehr gut das nicht-lineare elasto-plastische Antwortverhalten an den bleibenden plastischen Deformationen und das Vermögen der POMs dieses Verhalten ausreichend genau zu beschreiben. Folglich werden nun die zuvor berechneten POMs herangezogen, um die Antwort auf die restlichen Erdbebenanregungen, in dieser Demonstration das Imperial Valley-, Landers-, North Palm Springs- und Northridge Anregung, im reduzierten POD Raum zu berechnen. Die Beschleunigungsverläufe sowie die dazugehörigen Antwortzeitverläufe sind in **Bild 6** bis **Bild 13** präsentiert.

Alle numerischen Beispiele zeigen eine gute Approximation der Referenzlösungen durch die neue Modellreduktionsmethode. Hervorzuheben ist hier auch die Robustheit der Methode und somit der POMs zufolge Unterschieden in den Anregungen. Die Motivation für die folgenden Forschungsprojekte muss sein die Grenzen dieser Anwendungen zu untersuchen um den Fehler, der durch die Modellreduktion entsteht, und somit die Qualität im Vorhinein abschätzen zu können.

Zusätzlich zu einem akademischen Beispiel ist in [12] die Simulation eines realen Gebäudekomplexes, ein zu errichtendes Krankenhaus, das auf Reibungslagern stehen soll, präsentiert. Auch in diesem Beispiel wird eine genaue Approximation der nicht-linearen Antwort durch die POD Methode festgestellt. Außerdem werden in [12] Fehleranalysen durchgeführt, sowie die neue POD Methode mit der klassischen Methode der Modalen Reduktion verglichen und Vorteile hervorgehoben.

5 Fazit

Es wird eine neuartige Modellreduktionsmethode vorgestellt, die das Pendant zur modalen Reduktion für lineare Systeme darstellt. Dabei wird auf Basis eines teilweisen oder gesamten Antwortzeitverlaufes der Struktur auf einen repräsentativen Beschleunigungszeitverlauf Proper Orthogonal Moden POMs ermittelt. Durch diese kann das nicht-lineare Differenzialgleichungssystem mit einer hohen Anzahl von Freiheitsgraden in ein niedrigdimensionales Ersatzsystem transformiert werden und dort mit einem Bruchteil des Rechenaufwands gelöst werden. Es wird gezeigt, dass die POMs, welche zufolge des Antwortverhaltens auf ein bestimmtes Erdbeben berechnet wurden, auch zur Reduktion der Struktur, angeregt durch andere Beschleunigungsverläufe, verwendet werden können. Der entscheidende Vorteil ist, dass eine Wiederberechnung der POMs, was den zeitaufwendigsten Teil der Methode darstellt, nicht notwendig ist. Besonders im Erdbebeningenieurwesen, wo der Frequenzbereich der Anregungen generell niederfrequent ist und die Lösung oft durch einige wenige niederfrequente Moden darstellbar ist, zeigt sich, dass die neuartige Strategie sehr effektiv anwendbar ist. Bei zukünftigen Arbeiten muss der Fokus auf eine Apriori Abschätzung der Qualität des modellreduzierten Systems liegen.

Literatur

- [1] Chopra, A. K.: Elastic response spectrum: a historical note. In: Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 36 (2007), pp. 3–12.
- [2] Kosambi, D.: Statistics in function space. In: Journal of the Indian Mathematical Society, Vol. 7 (1943), pp. 76–88.
- [3] Karhunen, K.: Über lineare Methoden in der Wahrscheinlichkeitsrechnung. University of Helsinki, PhD thesis (1947), .
- [4] Loeve, M.: Fonctions al eatoire de second ordre. In: Revue Scientifique, Vol. 48 (1946), pp. 195–206.
- [5] Cusumano, J. P., Sharkady, M. T., Kimble, B. W.: Spatial coherence measurements of a chaotic flexible-beam impact oscillator. In: American Society of Mechanical Engineers, Aerospace Division (Publication) AD, Vol. 33 (1993), pp. 13–22.
- [6] Feeny, B. F., Kappagantu, R.: On the physical interpretation of proper orthogonal modes in vibrations. In: Journal of Sound and Vibration, Vol. 211 (1998), pp. 607–616.
- [7] Kappagantu, R., Feeny, B. F.: An "optimal" modal reduction of a system with frictional excitation. In: Journal of Sound and Vibration, Vol. 224 (1999), pp. 863–877.
- [8] Kappagantu, R., Feeny, B. F.: Part 1: dynamical characterization of a frictionally excited beam. In: Nonlinear Dynamics, Vol. 22 (2000), pp. 317–333.
- [9] Kappagantu, R., Feeny, B. F.: Part 2: proper orthogonal modeling of a frictionally excited beam. In: Nonlinear Dynamics, Vol. 23 (2000), pp. 1–11.
- [10] Kerschen, G., Golinval, J. C.: Physical interpretation of the proper orthogonal modes using the singular value decomposition. In: Journal of Sound and Vibration, Vol. 249 (2002), pp. 849–865.
- [11] Bamer, F., Bucher, C.: Application of the proper orthogonal decomposition to linear and nonlinear structures under transient excitation. In: Acta Mechanica Vol. 12: 223 (2012), pp. 2549–2563.
- [12] Bamer, F., Kazemi, A. A., Bucher, C.: A new model order reduction strategy adapted to nonlinear problems in earthquake engineering. In: Earthquake Engineering & Structural Dynamics (2016): DOI: 10.1002/eqe.2802.
- [13] Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER). <http://nisee.berkeley.edu> .
- [14] Chopra, A.: Dynamics of Structures. Third Edition, Prentice Hall, 2007.
- [15] Dokainish, M. A., Subbaraj, K.: A survey of direct time-integration methods in computational structural dynamics – I. explicit methods. In: Computers & Structures, Vol. 32, (1989), pp. 1371–1386.
- [16] Dokainish, M. A., Subbaraj, K.: A survey of direct time-integration methods in computational structural dynamics – II. implicit methods. In: Computers & Structures, Vol. 32 (1989), pp. 1387–1401.

Parameter zur Beschreibung des Schädigungspotenzials bei Erdbeben

M. Lönhoff, L. Schneider, H. Sadegh-Azar

Zusammenfassung Erdbeben verursachen weltweit jedes Jahr Schäden in Milliardenhöhe. Auch in Deutschland ist wegen der dichten Besiedelung und der hohen Konzentration von Industrieanlagen und Produktionsstätten das Schädigungspotenzial hoch. Eine Quantifizierung der Stärke und des Schädigungspotenzials von Erdbeben ist somit von hoher Wichtigkeit. In diesem Beitrag werden einführend verschiedene Parameter zur Quantifizierung der Erdbebenschädigung diskutiert. Anschließend werden verschiedene Bodenerschütterungsparameter im Zeit- und Frequenzbereich zur Beschreibung der Stärke von Erdbeben untersucht und mithilfe von umfangreichen Korrelationsanalysen in Bezug auf ihr Schädigungspotenzial bewertet. Zur Ermittlung der Schädigung werden nicht-lineare Erdbebensimulationen durchgeführt und ausgewertet. Die erforderlichen Erdbebenzeitverläufe werden aus den aktuellen Erdbebenbanken RESORCE (Europa) und PEER NGA – West 2 (USA) entnommen. Es zeigt sich, dass die traditionelle Quantifizierung der Erdbebenstärke mit der maximalen Bodenbeschleunigung (PGA) zur Quantifizierung des Schädigungspotenzials nur bedingt tauglich ist und andere Parameter zur Beschreibung der Erdbebenstärke und dessen Schädigungspotenzial besser geeignet sind. Hierzu gehören die ins Bauwerk eingebrachte Energie in der ersten Eigenperiode, die Spektralbeschleunigung in der ersten Eigenperiode sowie die spektrale Verschiebungsintensität und die Housner Intensität.

1 Einführung

Durch die dichte Besiedlung und die hohe Konzentration von Industrieanlagen und Produktionsstätten in Deutschland ist das Schädigungspotenzial infolge Erdbeben hoch. Die Quantifizierung der Stärke und des Schädigungspotenzials von Erdbeben stellt daher einen wichtigen Punkt im Erdbebeningenieurwesen dar. Zusätzlich zur Bewertung

Tabelle 1. Historische und jüngere Beben in Deutschland [1]

Erdbeben bei	Datum	Lokal-Magnitude	Intensität I _{max}	Todesopfer / Schaden
Basel	18. Oktober 1356	n. b.	IX	300 Tote
Lindau / Bodensee	20. Dezember 1720	n. b.	VIII	n. b.
Düren	18. Februar 1756	n. b.	VIII	Tote
Herzogenrath	24. Juni 1877	n. b.	VIII	n. b.
Tollhausen	26. August 1878	n. b.	VIII	Tote
Albstadt	16. November 1911	6.1	VIII	n. b.
Saulgau	27. Juni 1935	5.8	VII-VIII	0,75 Mio. RM
Albstadt	28. Mai 1943	5.6	VIII	n. b.
Euskirchen	14. März 1951	6.0	VII-VIII	n. b.
Albstadt	03. September 1978	5.7	VII-VIII	275 Mio. DM
Roermond	13. April 1992	5.9	VII	80 Mio. DM

der Standsicherheit ist die Ermittlung des Schädigungsgrads bei Erdbeben von immenser Bedeutung. Mit einer Quantifizierung der Schädigung kann auf die Sicherheitsreserven bis zum Versagen eines Bauwerks oder auf die Resttragfähigkeit geschlossen werden. Auch die Beeinträchtigung der Funktion oder Gebrauchstauglichkeit eines Bauwerks oder einer Anlage und die zugehörigen wirtschaftlichen Schäden können aus der Schädigung abgeleitet werden. In **Tabelle 1** sind Erdbeben jüngeren und älteren Datums in Deutschland und in den deutschen Nachbarländern zusammengestellt.

Paläoseismische Untersuchungen liefern zudem Hinweise dafür, dass in der Niederrheinischen Bucht auch Beben mit Magnituden um 6,8 möglich sind [2]. In **Tabelle 2** sind die in und um Deutschland aufgezeichneten Erdbeben mit einer maximalen Beschleunigung (PGA) größer als 0,8m/s² aufgelistet.

Der seismische Gesamtschaden hängt allgemein nicht nur von der Stärke des möglichen Bebens („Gefährdung am Standort“), sondern auch von der Verletzlichkeit („Vulnerabilität“) der betroffenen Baukonstruktionen und deren monetärem Wert ab. Damit kann der Schaden definiert werden als

$$\text{Schaden} = \text{Gefährdung am Standort} \cdot \text{Vulnerabilität} \cdot \text{monetärer Wert}$$

Während die Gefährdung am Standort als naturgegeben hingenommen werden muss, kann durch geeignete Maßnahmen die Vulnerabilität der Konstruktionen herabgesetzt werden, um das gesamte Schadenspotenzial zu begrenzen. Durch den erheblichen Wertzuwachs urbaner Bausubstanz und der Industrieanlagen in den letzten Jahrzehnten ist darüber hinaus der dritte Faktor der oben angegebenen Beziehung stark gestiegen. Zur Illustration zeigt **Tabelle 3** die aktuell von der Münchener Rückversicherungs-Gesellschaft ermittelten möglichen Schadenssummen für Beben in den angegebenen Regionen mit der jeweiligen Magnitude:

Dipl.-Ing. Moritz Lönhoff

moritz.loenhoff@bauing.uni-kl.de

Luca Schneider B.Sc.

luschnei@rhrk.uni-kl.de

Prof. Dr.-Ing. Hamid Sadegh-Azar

hamid.sadegh-azar@bauing.uni-kl.de

TU Kaiserslautern, Fachbereich Bauingenieurwesen

Fachgebiet Statik und Dynamik der Tragwerke

Paul-Ehrlich-Straße 14, 67663 Kaiserslautern, Deutschland

Tabelle 2. In und um Deutschland aufgezeichnete Erdbeben mit einer maximalen Beschleunigung (PGA) größer als 0,8 m/s²

Ort	Datum	Magnitude	r _{rup}	PGA H ₁	PGA H ₂	PGA V
Albstadt, Deutschland	03. September 1978	5,2Mw	5	-	-	1,20
Frankreich	11. Dezember 2002	3,7Mw	-	1,01	0,74	0,39
Pyrenees, Frankreich	21. Januar 2003	4,0Mw	15	0,82	1,04	0,63
Frankreich	15. Februar 2005	3,4Ml	-	1,28	0,58	0,53
Col de Balme, Frankreich	08. September 2005	4,4Mw	5	0,81	0,59	0,58
Frankreich	17. November 2006	4,6mb	-	1,43	0,88	0,39

2 Quantifizierung der Stärke eines Erdbebens

Die Stärke eines Erdbebens kann durch viele Parameter oder Parameterkombinationen beschrieben werden. Die wichtigsten können in drei Gruppen unterteilt werden und sind im Folgenden kurz erläutert:

Tabelle 3. Schadensfolgen nach Untersuchungen der Münchener Rück [Munich RE Group]

Ort	Magnitude	Herdtiefe in km	Möglicher Schaden in Mrd. €
Raum Köln	6	10	21,7
	6,4	10	81,7
	6,7	15	156,5
Raum Frankfurt/Main	5,5	5	29,6
	6	10	31,3

Eine Quantifizierung der Stärke und des Schädigungspotenzials von Erdbeben ist somit von hoher Wichtigkeit. Die traditionelle Quantifizierung der Erdbebenstärke mit der maximalen Bodenbeschleunigung (PGA) ist nur bedingt tauglich. Die in [3], [4], [5] und [6] durchgeführten Untersuchungen haben bereits gezeigt, dass die zu erwartende Schädigung in einer Struktur im Vergleich zu anderen Bodenerschütterungsparametern nur schwach mit dem PGA des Erdbebens korreliert. Einen besseren Parameter stellt der Spektralwert der Beschleunigung in der ersten Eigenperiode Sa(T1) dar, da dieser auch die Eigenschaften der betrachteten Struktur berücksichtigt [5]. In den vergangenen Jahren wurden durch Kombination und Erweiterung der bisherigen Parameter zahlreiche neue Bodenerschütterungsparameter entwickelt. In den Parametern von Baker & Cornell [8] und von Bojórquez & Iervolino [9], werden neben der ersten Eigenperiode weitere Perioden verwendet, um auch die Form des Spektrums zu berücksichtigen. Von de Biasio [10] wurde ein Parameter vorgeschlagen, der ebenfalls auf dem Spektralwert basiert und zusätzlich den Frequenzabfall (Periodenverlängerung) durch die Schädigung der Struktur berücksichtigt. Ein weiterer wichtiger Parameter zur Beschreibung des Schädigungspotenzials bei Erdbeben ist die in das Bauwerk eingebrachte Energie. Hierbei werden die Stärke des Erdbebens (Energiegehalt) und die Eigenschaften der Struktur (Eigenperiode) berücksichtigt. In diesem Beitrag werden sowohl die beiden strukturabhängigen Parameter der eingebrachten Energie und der Spektralwert der Beschleunigung in der ersten Eigenperiode, als auch die klassischen Parameter wie PGA, CAV, Arias Intensität und weitere, betrachtet.

Zur Analyse und Bewertung der Bodenerschütterungsparameter werden nicht-lineare dynamische Erbebensimulationen an mehreren Bauwerken mit einer großen Anzahl von Erdbebenzeitverläufen durchgeführt. Anschließend wird die Beziehung zwischen Bodenerschütterungsparametern und Schädigung mittels Korrelationsanalysen ermittelt.

- Gruppe I
Schädigungsbasierende Intensitätswerte: Die „Europäische Makroseismische Skala“ (EMS-98) und die „Modifizierte Mercalli-Intensität“ (MMI) werden üblicherweise in Schädigungsuntersuchungen zur Quantifizierung der Stärke der Bodenbewegung benutzt. Sie basieren auf einer qualitativen Beschreibung der lokalen Erdbebenschädigungen am Standort. Eine Bodenbewegung mit Totalschaden in den Bauwerken wird mit XII, eine kleine, kaum fühlbare Bodenbewegung mit I bewertet. Ähnliche Quantifizierungen stellen die „Medvedev-Sponheur-Karnik“ (MSK) und die „Mercalli-Cancani-Seiberg“-Skalen (MCS) dar. Diese Quantifizierungen sind weniger wissenschaftlich und können nicht direkt für Berechnungen oder Simulationen genutzt werden.
- Gruppe II
Seismologische Werte: Die Erdbebenmagnitude (M) und die Hypozentraldistanz (R) stellen die Erdbebenenergie und den Abstand des Standorts vom Erdbebenherd dar. Auch diese Quantifizierungen können nicht direkt in Berechnungen oder Simulationen genutzt werden.
- Gruppe III
Ingenieurseismologische Werte (Bodenerschütterungsparameter): Zeit- oder Frequenzbereichsparameter sowie energetische und charakteristische Werte der Erdbebenbeschleunigungszeitverläufe. Hierzu gehören zum Beispiel die maximale Bodenbeschleunigung (PGA) und die Spektralwerte der Beschleunigung (Sa). Diese Werte liefern die Grundlage für die Quantifizierung der Erdbebenintensität im Erdbebeningenieurwesen.

Der Fokus in diesem Beitrag liegt auf den Parametern der Gruppe III, da lediglich diese in Berechnungen und Simulationen genutzt werden können. In Tabelle 4 ist eine Auswahl der in Frage kommenden Bodenerschütterungsparameter für die Quantifizierung der Stärke eines Erdbebens aufgelistet.

Einer der in der Praxis meistverwendeten Parameter ist der PGA (Peak Ground Acceleration), welcher als absoluter Maximalwert des Beschleunigungszeitverlaufs definiert ist. Obwohl Erdbebenzeitverläufe mit hohen Spitzenbeschleunigungen auch häufig zu hohen Schädigungsgraden führen, kann es bei sehr kurzen Zeitverläufen oder Spitzenbeschleunigungen im hohen Frequenzbereich zu einer Überschätzung der Schädigung führen. Die maximal auftretende Geschwindigkeit PGV ist dahingegen weniger empfindlich für hohe Frequenzanteile und eignet sich daher für mittlere Frequenzbereiche (weiche Gebäudestrukturen). Die Spectral Energy Density SED beschreibt das Integral des qua-

drierten Geschwindigkeitszeitverlaufs. In dem spektralen Intensitätswert VSI wird das Geschwindigkeitsspektrum im Periodenbereich von 0,1 s bis 2,5 s integriert, was einer Mischung aus verschiedenen Baustrukturen mit Eigenfrequenzen zwischen 0,4 Hz und 10 Hz entspricht. Die Housner Intensität I_H nutzt ebenfalls eine Integration von 0,1 s bis 2,5 s, jedoch im Pseudogeschwindigkeitsspektrum. Arias Intensität I_A , Charakteristische Intensität I_C sowie die kumulative absolute Geschwindigkeit CAV basieren auf der Integration des Beschleunigungszeitverlaufs über die komplette Erdbebendauer. Die spektrale Beschleunigungsintensität ASI wurde ursprünglich speziell für Dämme entwickelt und verwendet, daher eine Integration des Beschleunigungsspektrums im Periodenbereich von 0,1 s bis 0,5 s [11]. Die Eigenschaften der Struktur werden lediglich im Spektralwert der Beschleunigung $S_a(T_1)$ und der in die Struktur eingebrachte Erdbebenenergie $E_{imp}(T_1)$ berücksichtigt. Dabei wird der Spektralwert der Beschleunigung und Energie in der ersten Eigenperiode des Tragwerks verwendet. Die Erdbebenenergie kann als Arbeit der Trägheitskraft längs des Verschiebungsweges der Fußpunkterregung sowie als die in das Bauwerk eingebrachte Erdbebenenergie dargestellt werden [12]:

$$E_{imp} = E_K + E_D + E_S = \frac{1}{2} m \dot{u}_i^2 + \int c \dot{u} du + \int f_s du \quad (1)$$

Wobei E_K die kinetische Energie, E_D die Dämpfungsarbeit und E_S die potenzielle Energie ist, welche in die elastische Energie E_E und in die Hystereseenergie E_H aufgeteilt ist ($E_S = E_E + E_H$) [12]. Die eingeleitete Erdbebenenergie E_{imp} ist neben dem Erdbebenzeitverlauf auch von der Systemantwort der Struktur abhängig. Da diese sich je nach Eigenperiode des Gebäudes unterscheidet, kann die Erdbebenenergie, ebenso wie die Beschleunigung, in Form eines Spektrums dargestellt werden. Die tatsächlich ins Gebäude eingebrachte Energie kann somit über die Energie in der ersten Eigenperiode abgeschätzt werden. Da das Gebäude die eingeleitete Energie durch plastisches Verhalten der Bauteile (= Schädigung) und Dämpfung aufnehmen muss, besteht zwischen der eingebrachten Erdbebenenergie und der resultierenden Schädigung der Struktur offensichtlich ein Zusammenhang.

3 Quantifizierung der Bauwerksschädigung

Um die Bodenerschütterungsparameter bewerten zu können, müssen die durch Erdbeben verursachten Schäden im Bauwerk quantifiziert werden. Die Schäden können in folgende Kategorien zusammengefasst werden:

- Verletzte und Opfer infolge lokalen oder globalen Bauwerkversagens,
- wirtschaftliche Schäden durch die Bauwerks- und Inventarschäden (z. B. Reparaturkosten, Neubaukosten, Inventarersatzkosten),
- wirtschaftliche Schäden durch Betriebsunterbrechungen,
- soziale Schäden (z. B. Verlust des Obdachs),
- weitere wirtschaftliche und soziale Schäden (z. B. HAZUS).

Diese Schäden können „direkt“ durch das Erdbeben verursacht werden oder „indirekt“ durch die Folgen des Erdbebens ausgelöst werden (z. B. Brand, Überschwemmung,

Tabelle 4. Bodenerschütterungsparameter (Auswahl)

Zeitbereichskennwerte	
maximale Erdbebenbeschleunigung (Peak Ground Acceleration)	$PGA = \max a(t) $
maximale Erdbebengeschwindigkeit (Peak Ground Velocity)	$PGV = \max v(t) $
Arias Intensität	$I_A = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_{total}} [a(t)]^2 dt$
Charakteristische Intensität	$I_C = a_{rms}^{1,5} \cdot \sqrt{t_{total}}$
Kumulative absolute Geschwindigkeit (Cumulative Absolute Velocity)	$CAV = \int_0^{t_{total}} a(t) dt$
Spectral Energy Density	$SED = \int_0^{t_{total}} [v(t)]^2 dt$
Frequenzbereichskennwerte	
Spektrale Beschleunigungsintensität (Acceleration Spectrum Intensity)	$ASI = \int_{0,1}^{0,5} S_a(\xi, T) dT$
Spektrale Verschiebungsintensität (Velocity Spectrum Intensity)	$VSI = \int_{0,1}^{2,5} S_v(\xi, T) dT$
Housner Intensität	$I_H = \int_{0,1}^{2,5} PS_v(\xi, T) dT$
Spektralbeschleunigung in der ersten Eigenperiode	$Sa_{T_1} = S_a(T_1)$
Spektrale Erbebenenergie in der ersten Eigenperiode	$ET_1 = SE(T_1)$

Freisetzung gefährlicher Stoffe, Trümmer). Alle oben aufgeführten Schäden können mit der direkten strukturellen Schädigung (direct physical damage) des Bauwerks in Verbindung gebracht werden. Dieser Beitrag befasst sich daher nur mit der direkten strukturellen Schädigung.

In der Literatur findet man eine große Anzahl von Schädigungsindikatoren, die alle der Quantifizierung der direkten strukturellen Schädigung dienen. Hier werden nur repräsentative Indikatoren untersucht, die für dynamische, nicht-lineare Erdbebensimulationen geeignet sind. Diese basieren im Wesentlichen auf Verschiebungs-, Dehnungs- oder Energiewerten oder einer geeigneten Kombination dieser Werte. Eine Untersuchung und Bewertung von Schädigungsindikatoren, welche in den letzten 30 Jahren entwickelt worden sind, wird aktuell an der TU Kaiserslautern durchgeführt und wird in naher Zukunft veröffentlicht.

Für die hier durchgeführten Untersuchungen wird der in der Praxis häufig verwendete Schädigungsindikator nach Park und Ang [15], der eine Kombination aus Verformung und dissipierter Energie darstellt, angewendet:

$$D_{PA} = \frac{\theta_m}{\theta_u} + \beta \cdot \frac{\int dE}{\theta_u \cdot M_y} \quad (2)$$

Dabei steht θ_m für die maximale Rotation während des Erdbebens, θ_u für die maximale monotone Rotationskapazität, dE für das Inkrement der dissipierten Energie und M_y für das Fließmoment. Der Parameter β steht für eine Konstante, die die Festigkeitsdegradation beschreibt und aus experimentellen Versuchen ermittelt wird. Ohne weitere Untersuchungen wird dieser hier gemäß [14] zu 0,15 angenommen.

Um Aussagen über die komplette Struktur treffen zu können, müssen die lokalen Schädigungsindikatoren, die für jedes Bauteil ausgewertet werden, zu einem globalen Indi-

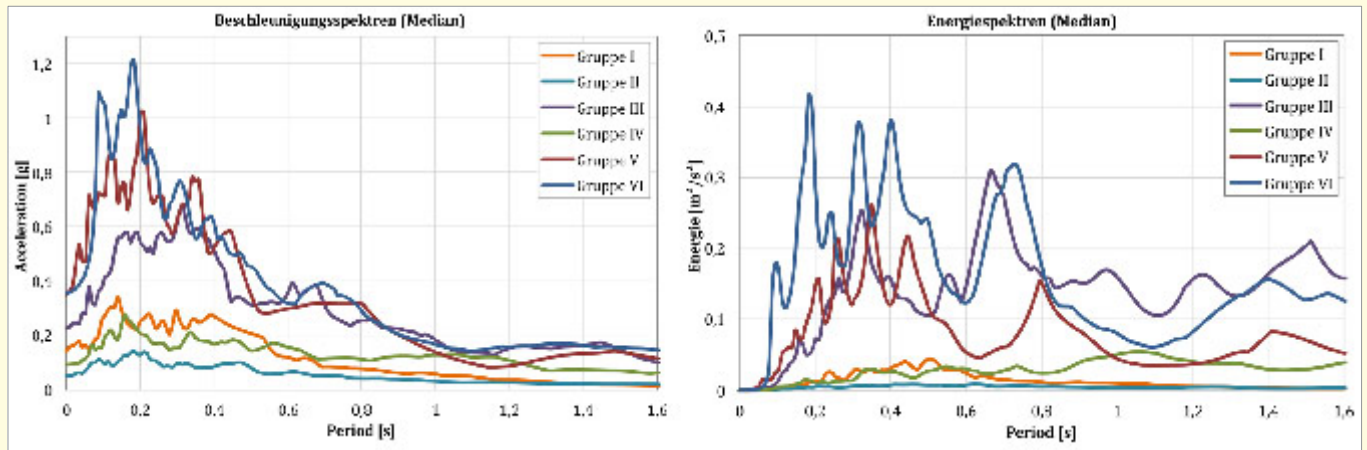


Bild 1. Mediane der Beschleunigungs- und Energiespektren von Gruppe I-VI

kator zusammengefasst werden. Dies geschieht mithilfe des Overall Structural Damage Index ([3], [13]) als Durchschnitt der lokalen Schädigung, gewichtet durch die jeweils lokal dissipierte Hystereseenergie:

$$DI_{Global} = \sum \frac{DI_i \cdot E_i}{\sum E_i} \quad (3)$$

Wobei E_i für die lokal dissipierte Hystereseenergie je Element und DI_i für den lokalen Schädigungsindikator für das jeweilige Element steht. Der Indikator ist dabei so normiert, dass 0 – keine Schädigung und 1 – vollständige Schädigung bedeutet.

Einer der einfachsten globalen Schädigungsindikatoren, der in der Praxis häufig verwendet wird, ist der Maximum Interstory Drift Ratio (MIDR). Hierbei werden die Verschiebungsverhältnisse der einzelnen Stockwerke zueinander bestimmt und daraus das Maximum ermittelt [3].

$$MIDR = \max \left(\frac{\Delta x_i}{h_i} \right) = \max \left(\frac{x_{i+1} - x_i}{h_i} \right) \quad (4)$$

mit:

- h_i = Höhe des Stockwerks
- x_i = Horizontale Verschiebung des Stockwerks

In bisherigen Studien wurde gezeigt, dass dieser Indikator vor allem eine gute Aussage über den nicht strukturellen Schaden und Schaden an Gebäudetechnik (MEP) liefert [15].

4 Auswahl und Charakteristika der Erdbebenzeitverläufe

Um mögliche Abhängigkeiten der Schädigungsergebnisse von seismologischen Erdbebencharakteristika (Erdbebenmagnituden M als Momentenmagnitude und r_{rup} (closest distance to rupture plane), die kürzeste Distanz vom Standort zur Bruchzone) zu identifizieren, werden die Erdbebenzeitverläufe in vier verschiedene Gruppen eingeteilt [3]:

- Gruppe I: $M = 5.25 - 5.75$ und $r_{rup} = 5 - 25$ km
- Gruppe II: $M = 6.50 - 7.00$ und $r_{rup} = 50 - 70$ km
- Gruppe III: $M = 6.70 - 7.30$ und $r_{rup} = 10 - 30$ km
- Gruppe IV: $M = 6.50 - 7.00$ und $r_{rup} = 15 - 35$ km
- Gruppe V: $PGA > 2 \text{ m/s}^2$

Gruppe VI: künstliche Zeitverläufe generiert aus Gruppe V (mittleres Spektrum)

Gruppe I und Gruppe II sind ausgewählt worden, weil sie zwei alternative Szenariobeben an einem Standort darstellen. Gruppe I repräsentiert das nahe, schwache Ereignis und Gruppe II das weit entfernte, starke Beben. Diese beiden Gruppen unterscheiden sich in fast allen Eigenschaften wie zum Beispiel Spektralform und Starkbebendauer. Die Zeitverläufe in Gruppe III und IV repräsentieren starke und nahe Beben. In Gruppe V werden sehr starke Beben, unabhängig von Distanz und Magnitude abgebildet. Da in der Praxis häufig künstliche Beschleunigungszeitverläufe aus Freifeldspektren abgeleitet werden, wird eine weitere Gruppe (Gruppe VI) mit künstlichen Zeitverläufen generiert, welche dem mittleren Spektrum der Gruppe V entsprechen. In Bild 1 sind die Mediane der Beschleunigungs- und Energiespektren der Zeitverläufe aller Gruppen dargestellt.

Die Zeitverläufe werden aus den aktuellen Erdbebendatenbanken PEER NGA – West 2 und RESORCE entnommen. PEER NGA – West 2 wird vom Pacific Earthquake Engineering Research Center bereitgestellt und erweitert die bis 2005 aktuelle PEER NGA Datenbank. Sie enthält weltweite Aufzeichnungen über Bodenerschütterungen infolge von oberflächennahen Erdbeben in tektonisch aktiven Regionen. Aktuell beinhaltet die Datenbank über 8 600 Aufzeichnungen aller drei räumlichen Komponenten der Seismogramme (Nord – Süd, Ost – West und vertikal) [16].

RESORCE (Reference database for Seismic ground-motion prediction in Europe) ist im Rahmen des „Seismic Ground Motion Assessment“-Projekts entstanden und ist eine frei verfügbare Datenbank für Beschleunigungszeitverläufe aus Europa und umliegenden Staaten. Aktuell werden knapp 6 000 Zeitverläufe von über 1 800 Erdbebenereignissen zur Verfügung gestellt [17].

5 Nicht-lineare dynamische Schädigungssimulationen

Für die nicht-linearen dynamischen Schädigungssimulationen werden unterschiedliche 2D-Modelle typischer Baustrukturen erstellt, um auch hier möglichst aussagekräftige Schlussfolgerungen treffen zu können. Es werden vier verschiedene Tragwerke aus Stahlbeton untersucht (Bild 2). Diese unterscheiden sich in der Anzahl der Stockwerke (2, 4, 6 und 8 Stockwerke) wodurch sich unterschiedliche Eigenperioden von $T = 0,5 \text{ s}$ bis $T = 1,6 \text{ s}$ ergeben. Bemessen

werden die Tragwerke für ein Erdbeben der Erdbebenzone 1 nach DIN EN 1998 und DIN EN 1992.

Zur Bestimmung der Schädigungsindikatoren wird eine nicht-lineare Zeitverlaufsanalyse durchgeführt. Wird während dieser die Belastung in einem Element der Tragstruktur so groß, dass der elastische Bereich überschritten wird, bildet sich dort ein Fließgelenk aus. Im Verlauf der Erdbebenanregung durchläuft das Fließgelenk mehrere Zyklen in der Hystereseschleife. Durch die auftretende plastische Verformung wird ein Teil der ins System eingebrachten Energie dissipiert, welche durch die Fläche unter der Hysteresekurve beschrieben wird. Um das tatsächliche Verhalten der Struktur beschreiben zu können, muss dieser Effekt im Berechnungsmodell berücksichtigt werden. Dies geschieht durch das Definieren von Fließgelenken nach FEMA 356 (Bild 5) in Stützen und Riegeln ([7], [18]). In jedem Fließgelenk werden die Materialeigenschaften von Beton und Bewehrungsstahl realitätsnah erfasst.

Zur Ermittlung des Schädigungsindikators benötigte Parameter (Rotation der Fließgelenke, dissipierte Energie) werden auf Grundlage der nicht-linearen Berechnungen bestimmt. Für alle Erdbebenzeitverläufe wird anschließend der Schädigungsindikator nach Park & Ang (Gleichung (2)) für die verschiedenen Tragwerke berechnet und ausgewertet. Hierfür wurde die Berechnung der Schädigung nach Park & Ang in die FE-Simulationen implementiert.

In Tabelle 5 sind die Mediane der Schädigungsindikatoren nach Park & Ang je Gruppe und Gebäudestruktur gegeben. Hierbei zeigt sich eine schwache Schädigung in Gruppe 1 und 2, Gruppe 4 führt zu einer mittleren Schädigung. Die höchsten Schädigungen treten durch Erdbeben der Gruppen 3, 5 und 6 auf. Diese Ergebnisse spiegeln die in Bild 1 gegebenen Beschleunigungs- und Energiespektren wieder, in denen ebenfalls Gruppe 3, 5 und 6 die deutlich größeren Spektren aufweisen. Die aus dem mittleren Spektrum von Gruppe 5 erzeugten künstlichen Zeitverläufe in Gruppe 6 führen zu größeren Schädigungen als die zugehörigen natürlichen Erdbebenzeitverläufe (Gruppe 5).

Die Untersuchungen zeigen außerdem den schwachen Zusammenhang zwischen Magnitude/Distanz und der zu erwartenden Schädigung der Gebäudestruktur. Des Weiteren konnte festgestellt werden, dass in den vermeintlich schwachen Gruppen I + II einige Erdbebenzeitverläufe zu großen Schädigungen führen, während in den starken Gruppen (III – VI) auch Zeitverläufe mit geringen Schädigungen existieren. Für die weiteren Korrelationsuntersuchungen wird daher eine Unterteilung der Zeitverläufe in starke und schwache Beben je nach verursachter Schädigung, über den Schädigungsindikator nach Park & Ang, vorgenommen. Erdbebenzeitverläufe die zu einem Park & Ang-Indikator (DI_{PA}) kleiner 0,2 führen werden als schwache Beben, Zeitverläufe mit Indikatoren größer 0,2 als starke Erdbeben klassifiziert.

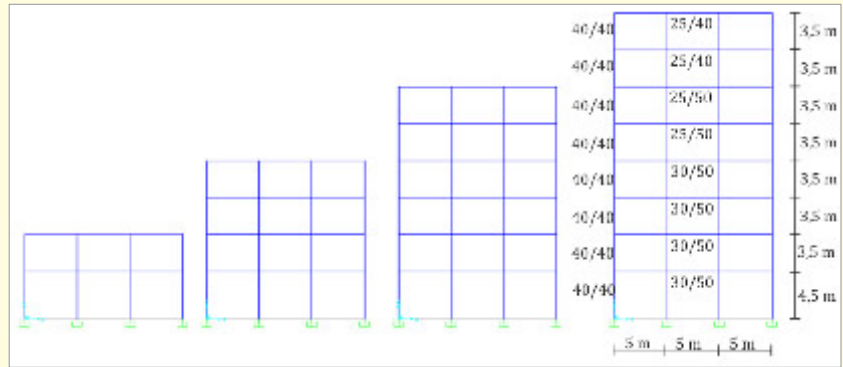


Bild 2. Abmessungen und Querschnitte der betrachteten Tragwerke

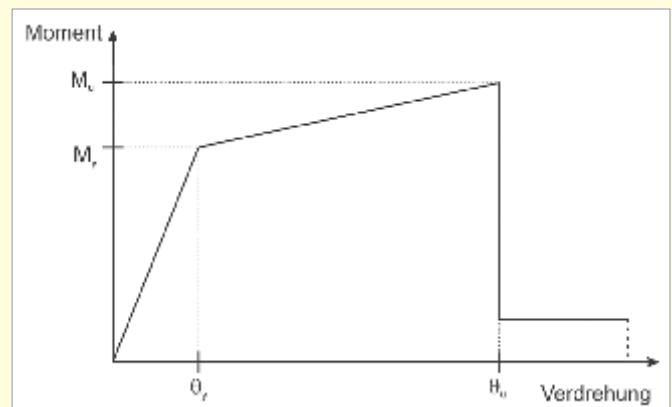


Bild 3. Nicht-lineare Momenten-Verdrehungsbeziehung

6 Korrelationsuntersuchungen

6.1 Grundlagen

Um den Zusammenhang von Bodenerschütterungsparametern und Schädigungsindikatoren zu untersuchen, werden Korrelationsanalysen durchgeführt. Dabei wird das Ausmaß der stochastischen Abhängigkeit der Variablen voneinander ermittelt. Da kein linearer Zusammenhang (Korrelation nach Bravais / Pearson) zu erwarten ist, wird in diesem Beitrag die Rangkorrelation nach Spearman verwendet. Die Anzahl N ist dabei nur insofern von Bedeutung, als dass sie die Güte und die Genauigkeit der Korrelation beeinflusst. Der Wertebereich für den Koeffizienten liegt zwischen -1 und +1. Der Korrelationskoeffizient nach Spearman ist also eine nicht-parametrische Version auf der Grundlage von Rängen. Dabei wird untersucht, wie sehr die kleinsten Werte der Variablen x und y, die zweitkleinsten Werte von x und y usw. einander entsprechen. Ein Nachteil dieser Korrelationsmethode besteht darin, dass die absoluten Größen der Variablen vernachlässigt werden. Vorteilhaft ist allerdings, dass die Rangkorrelation nach Spearman

Tabelle 5. Medianwerte des Schädigungsindikators nach Park&Ang

	Gruppe 1	Gruppe 2	Gruppe 3	Gruppe 4	Gruppe 5	Gruppe 6
2 Stockwerke	0,14	0,05	0,21	0,09	0,18	0,27
4 Stockwerke	0,07	0,04	0,26	0,16	0,22	0,23
6 Stockwerke	0,07	0,00	0,24	0,15	0,18	0,22
8 Stockwerke	0,10	0,07	0,25	0,17	0,20	0,20

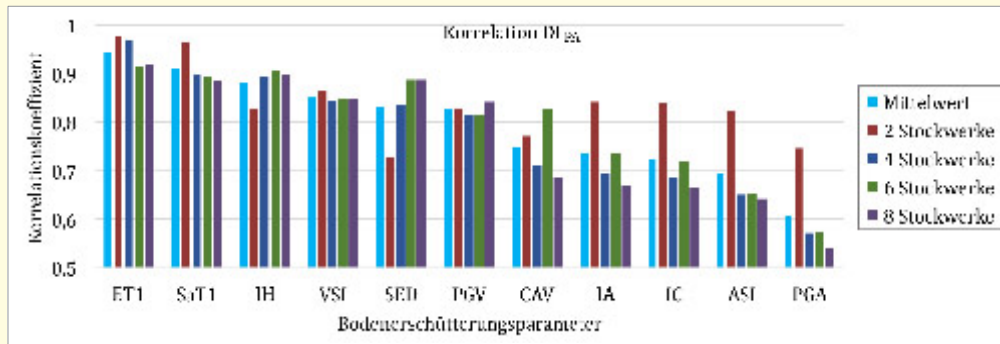


Bild 4. Korrelationskoeffizienten der Bodenerschütterungsparameter mit dem Park-Ang-Indikator für alle Erdbeben

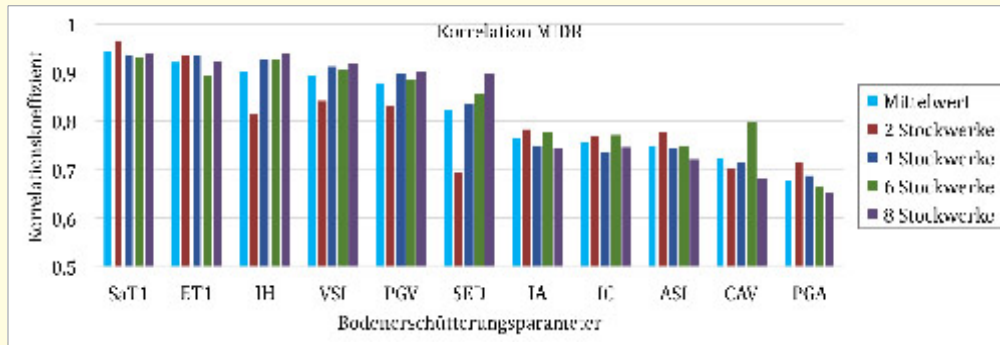


Bild 5. Korrelationskoeffizienten der Bodenerschütterungsparameter mit dem MIDR für alle Erdbeben

unanfällig gegen Ausreißer ist [3]. Die Gleichung des Korrelationskoeffizienten lautet:

$$r_{Spearman} = \frac{\sum_{i=1}^N (R(X_i) - R(\bar{X})) (R(Y_i) - R(\bar{Y}))}{\sqrt{\sum_{i=1}^N (R(X_i) - R(\bar{X}))^2 \sum_{i=1}^N (R(Y_i) - R(\bar{Y}))^2}} \quad (5)$$

mit:

- N = Anzahl der Daten in der Stichprobe
- X_b, Y_b = Die beiden Variablen
- $R(\dots)$ = Der Rang der Variable.

6.2 Resultate der Korrelationsanalysen

Durch die Korrelation der Bodenerschütterungsparameter und des Schädigungsindicators nach Park & Ang sowie dem Maximum Interstory Drift Ratio (MIDR) lässt sich ermitteln mit welchen Bodenerschütterungsparametern sich das Schädigungspotenzial eines Erdbebens am besten vorrau-

sagen lässt. Dabei steht ein Korrelationskoeffizient von 0,5 bis 0,7 für eine mittlere Korrelation, Werte darunter für eine geringe und Werte darüber für eine hohe Korrelation der Parameter.

In Bild 4 sind die Ergebnisse der Korrelationsanalysen der Bodenerschütterungsparameter mit dem Schädigungsindikator nach Park & Ang für alle Tragwerke, sowie der Mittelwert über die Tragwerke, dargestellt.

Dabei liefern die beiden Parameter ET1 und SaT1, die die Struktureigenschaften über die erste Eigenperiode berücksichtigen, die stärkste Korrelation mit der Schädigung. Auch die Housner Intensität (I_H), die spektrale Verschiebungsintensität (VSI), die Spectral Energy Density (SED) und der PGV liefern eine gute Korrelation mit der Schädigung. Wobei

die SED für steifere Strukturen (2 Stockwerke) dabei vergleichsweise schlechte Ergebnisse liefert, während die anderen Parameter über alle Tragwerke ähnliche Ergebnisse liefern. Der häufig in der Praxis verwendete Parameter PGA schneidet im Vergleich schlecht ab.

In Bild 5 sind analog die Koeffizienten für die Korrelation der Bodenerschütterungsparameter mit dem Maximum Interstory Drift Ratio (MIDR) angegeben. Hierbei ergeben sich vergleichbare Ergebnisse, wobei die Spektralbeschleunigung etwas besser abschneidet. Auffällig ist neben der guten Korrelation des Energie- und Spektralparameters in der ersten Eigenform die gute Korrelation der auf dem Geschwindigkeitszeitverlauf basierenden Parameter für die weicheren Gebäudestrukturen. Dies verdeutlicht die eingangs erwähnte gute Anwendbarkeit dieser Parameter in mittleren Frequenzbereichen.

Um Aussagen über den Einfluss der zu erwartenden Schädigung treffen zu können, werden weitere Korrelationsana-

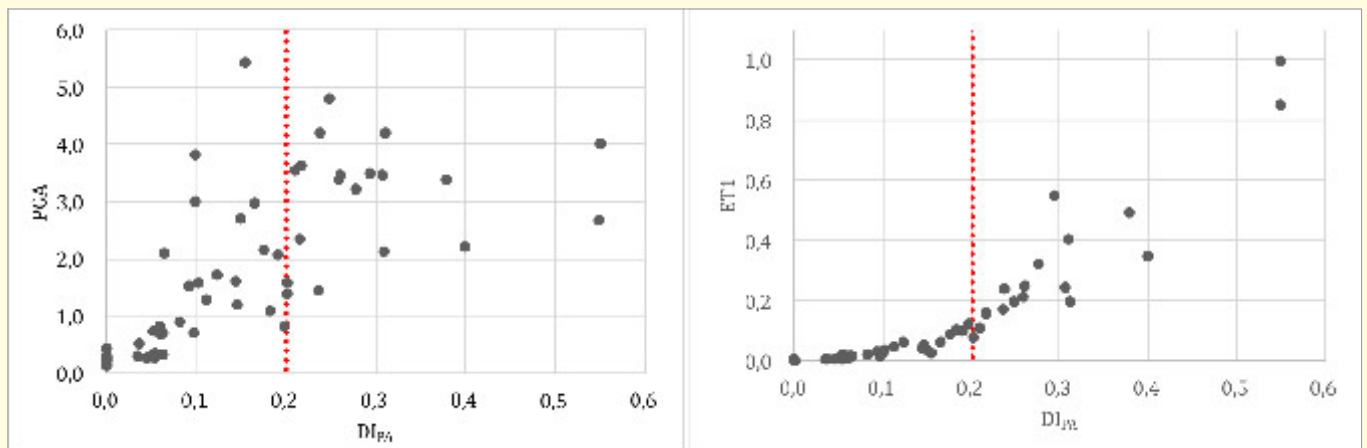


Bild 6. PGA über DI_{PA} und ET1 über DI_{PA} und für das Tragwerk mit zwei Stockwerken

lysen durchgeführt. Hierbei erfolgt, wie bereits beschrieben, eine Unterteilung der Erdbebenzeitverläufe nach verursachter Schädigung.

In Bild 6 ist beispielhaft für das Tragwerk mit zwei Stockwerken die Verteilung des PGA und ET1 über den Schädigungsindikator nach Park & Ang dargestellt. Dies verdeutlicht nochmals die stärkere Korrelation von ET1 mit der Schädigung gegenüber der Korrelation des PGA mit der Schädigung. Insbesondere zeigt sich hier auch der geringe Zusammenhang des PGA mit der Schädigung bei starken Beben mit $DI_{PA} > 0,2$, wohingegen die ins Gebäude eingebrachte Energie (ET1) auch bei stärkeren Beben eine sichtbare Abhängigkeit mit der Schädigung zeigt.

Die Ergebnisse der Korrelationsanalysen der als schwach oder stark klassifizierten Erdbebenzeitverläufe sind in Bild 7 und Bild 8 dargestellt.

Bei einer starken Schädigung der Gebäudestruktur ergibt sich hierbei eine deutlich größere Streuung der Resultate und somit auch ein geringerer Korrelationskoeffizient im Vergleich zur Korrelation mit geringen Schädigungen. Die beste Korrelation liefert in beiden Fällen die ins Gebäude eingebrachte Energie. Des Weiteren liefern Spektralbeschleunigung (SaT1), Housner Intensität (I_H) und VSI gute Korrelationen mit der Schädigung.

Insgesamt zeigt sich, dass die beiden Parameter ET1 und SaT1, die die Eigenschaften der untersuchten Strukturen in der ersten Eigenperiode berücksichtigen, stark mit der Schädigung des Tragwerks korrelieren. Insbesondere bei schwachen Beben und steifen Strukturen (= geringe Schädigung) lässt sich eine hohe Korrelation feststellen. Dies lässt sich durch die geringe Veränderung der Eigenfrequenz bei geringen Schädigungen erklären, da sich dabei die Struktur in großen Teilen nur elastisch verformt und somit die erste Eigenperiode nahezu unverändert bleibt. Unter den strukturunabhängigen, klassischen Bodenerschütterungsparametern liefern die Spektrale Verschiebungsintensität (VSI) und die Housner Intensität (I_H) bei allen Tragwerken gute Korrelationen. Die maximale Bodenbeschleunigung (PGA) zeigt im Vergleich deutlich geringere Korrelationen. Insbesondere bei starken zu erwartenden Schädigungen liefert der PGA geringe bis gar keine Korrelation, ist für die Vorhersage der Schädigung also ungeeignet. Bei stärkeren Schädigungen zeigen Energie, Spektralbeschleunigung, VSI und Housner Intensität insgesamt gute Korrelationsergebnisse.

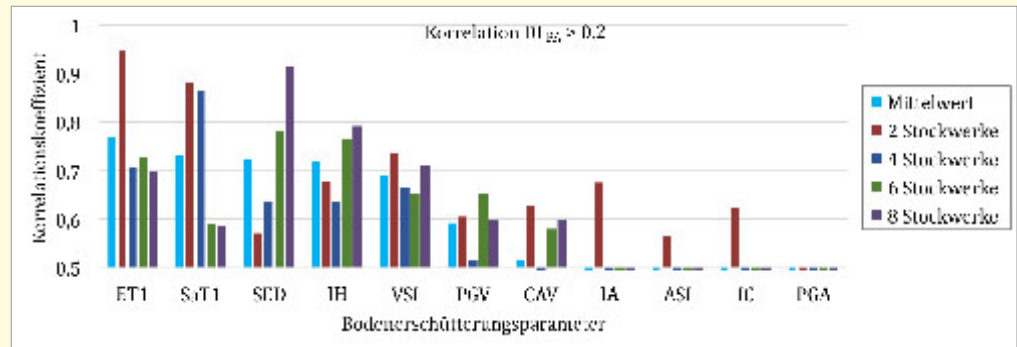


Bild 7. Korrelationskoeffizienten der Bodenerschütterungsparameter mit dem Park-Ang-Indikator für starke Schädigungen ($DI_{PA} > 0,2$)

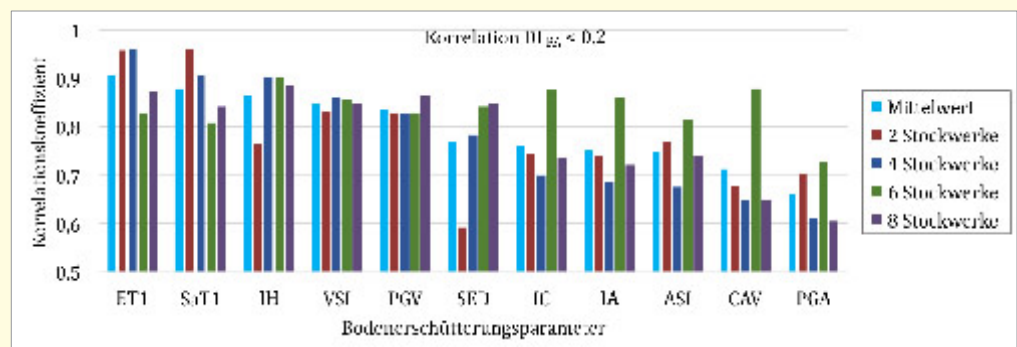


Bild 8. Korrelationskoeffizienten der Bodenerschütterungsparameter mit dem Park-Ang-Indikator für geringe Schädigungen ($DI_{PA} < 0,2$)

7 Fazit und Zusammenfassung

Die durchgeführten Untersuchungen zeigen auf, welche Bodenerschütterungsparameter zur Beschreibung des Schädigungspotenzials von seismischen Einwirkungen geeignet sind. Es wurden nicht-lineare dynamische Schädigungssimulationen an verschiedenen Tragwerken mit unterschiedlichen Eigenperioden durchgeführt. Dabei wurde das plastische Materialverhalten von Stahlbeton durch die Definition von Fließgelenken nach FEMA 356 [18] berücksichtigt. Es wurde eine Vielzahl an Erdbebenzeitverläufen mit unterschiedlichen Charakteristika bezüglich Stärke und Hypozentraldistanz verwendet, um aussagekräftige und robuste Schlussfolgerungen treffen zu können. Die Schädigungsindikatoren wurden anschließend auf Grundlage der durchgeführten Simulationen für die betrachteten Tragwerke ausgewertet. Abschließend wurde eine Rangkorrelation der untersuchten Parameter und der Schädigung durchgeführt. Dabei wurde festgestellt, dass die strukturabhängigen Parameter ET1 (eingebrachte Energie in der ersten Eigenperiode) und SaT1 (spektrale Beschleunigung in der ersten Eigenperiode) gut geeignet sind, um eine quantitative Aussage über das mögliche Schadenspotenzial der seismischen Einwirkungen für verschiedene Tragwerke vorherzusagen. Bei den strukturunabhängigen Parametern liefert die Spektrale Verschiebungsintensität (VSI) und die Housner Intensität (I_H) gute Korrelationsergebnisse. Der in der Praxis häufig verwendete Parameter der maximalen Bodenbeschleunigung (PGA), ist im Vergleich mit den betrachteten Bodenerschütterungsparametern hingegen weniger gut geeignet, um die Schädigung vorherzusagen.

Die hier vorgestellten Untersuchungen wurden im Rahmen des Forschungsschwerpunktes HiPerCon der Forschungsinitiative Rheinland-Pfalz durchgeführt.

Literatur

- [1] Meskouris, K.; Sadegh-Azar, H.: Erdbebengefährdung von Gebäuden - auch für Deutschland?. 5. Dresdener Baustatik-Seminar, 2001.
- [2] Grützner, C.; Fischer, P.; Reicherter, K.: Holocene surface ruptures of the Rurand Fault, Germany – insights from palaeoseismology, remote sensing and shallow geophysics. *In: Geophysical Journal International*, Vol. 204 (2016), pp. 1662–1677.
- [3] Sadegh-Azar, H.: Schnellbewertung der Erdbebengefährdung von Gebäuden, Aachen, RWTH Aachen, Dissertation, 2002.
- [4] Nanos, N.; Elenas, A.; Ponterosso, P.: Correlation of different strong motion duration parameters and damage indicators of reinforced concrete structures. *In: The 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, 2008.
- [5] Kadas, K.; Yakut, A.: Correlation of Seismic Demands with Ground Motion Intensity Parameters Evaluated Through Different Ground Motion Record Sets. *In: Tenth U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, Alaska, 2014.
- [6] Safi, M.; Soleymani, A.: Investigation of Correlations between Seismic Parameters and Damage Indices for Earthquakes of Iran Region. *In: International Journal of Engineering*, Vol. 27 (2014), Iss. 2, pp. 283–292.
- [7] Federal Emergency Management Agency: FEMA 273 – NEHRP Guidelines for The Seismic Rehabilitation of Buildings. Washington D.C., 1997.
- [8] Baker, J. W.; Cornell, C. A.: Spectral shape, epsilon and record selection. *In: Earthquake Engng Struct. Dyn.*, Vol 35 (2006), pp. 1077–1095.
- [9] Bojórquez, E.; Iervolino, I.: Spectral shape proxies and nonlinear structural response. *In: Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol 31 (2011), pp. 996–1008.
- [10] De Basio et al.: A Simple and Efficient Intensity Measure to Account for Nonlinear Structural Behavior. *In: Earthquake Spectra*, Vol 30 (2014), pp. 1403–1426.
- [11] von Thun et al.: Earthquake Ground Motions for Design and Analysis of Dams. *In: Earthquake Engineering and Soil Dynamics II – Recent Advance in Ground-Motion Evaluation*, Geotechnical Special Publication 20, ASCE, New York, pp. 463–481.
- [12] Sadegh-Azar, H.; Hartmann, H.-G.; Wörndle, P.: Sicherheitsreserven und Konservativitäten in der normgerechten Erdbebenauslegung von Stahlbetonbauwerken. *In: Beton- und Stahlbetonbau* 107 (2012), Heft 6, S. 379–393.
- [13] Park, Y. J.; Ang, A. H.-S.; Wen, Y.K.: Seismic Damage Analysis and Damage-Limiting Design of R.C. Buildings. *In: Civil Engineering Studies*, Structural Research Series No. 516, Urbana, Illinois, 1984.
- [14] Meskouris, K.; Hinzen, K.-G.; Butenweg C.; Mistler, M.: Bauwerke und Erdbeben. Springer-Verlag, Heidelberg, 2011.
- [15] Gunturi, S. K. V.; Shah, H. C.: Building Specific Damage Estimation. *In: Earthquake Engineering*, Tenth World Conference, Belkema, Rotterdam, 1992, pp. 6001–6006.
- [16] Ancheta et al.: PEER NGA-West2 Database, Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2013.
- [17] Akkar et al.: Reference database for seismic ground-motion in Europe (RESORCE). *In: Bulletin of Earthquake Engineering* Vol. 12 (2014), pp. 311–339.
- [18] Federal Emergency Management Agency: FEMA 356 – Prestandard and commentary for seismic rehabilitation of buildings, Washington D.C., 2000.

Meldung

Kurzbericht über die Vorstandssitzung der European Association for Earthquake Engineering

Am 04. September 2016 fand in Trieste zusammen mit der Hauptversammlung der „European Seismological Commission“ (ESC) die Vorstandssitzung der „European Association for Earthquake Engineering“ (EAEE) statt. Auf der Sitzung wurden zunächst die Aktivitäten des letzten Jahres durch den Präsidenten Prof. Atilla Ansal und den Generalsekretär Prof. Andreas Kappos vorgestellt. Ein detaillierter Bericht dieser Aktivitäten steht wie gewohnt auf der Website der EAEE (www.eaee.org) zur Verfügung.

Im Rahmen der Sitzung wurde von Prof. Kyriazis Ptilakis das Gesamtkonzept für die 16th European Conference on Earthquake Engineering vom 18. bis 21. Juni in Thessaloniki vorgestellt. Sämtliche Informationen für Teilnehmer,

Sponsoren und Vortragende stehen nun auf der offiziellen Website der Tagung unter www.16ecee.org zur Verfügung. Zudem wurden durch Prof. Alain Pecker die Aktivitäten der aktuellen Arbeitsgruppen präsentiert. Auf Grundlage des Berichts wurde beschlossen einige Arbeitsgruppen aufzulösen und bei entsprechenden Vorschlägen neue Arbeitsgruppen einzurichten. Sehr aktiv sind aktuell die Arbeitsgruppe 1 (Future directions for Eurocode 8), die Arbeitsgruppe 2 (Seismic behaviour of irregular and complex structures) und die Arbeitsgruppe 11 (Seismic design, assessment, and retrofit of bridges). Die D-A-CH Gesellschaften sind aufgerufen sich aktiv an der Bildung neuer Arbeitsgruppen auf europäischer Ebene zu beteiligen.

Schließlich wurde auch noch über die Vergabe des Prof. Nicholas Anbraseys Lecture Award gesprochen, der auf der Tagung in Thessaloniki vergeben wird. Die Entscheidung über die Vergabe der Auszeichnung erfolgt auf Grundlage von Vorschlägen der nationalen Delegierten durch ein hierfür berufenes Auswahlkomitee.

Die nächste Vorstandssitzung wurde auf den 10. September 2017 in Thessaloniki terminiert.

Prof. Dr.-Ing. Christoph Butenweg

FH Aachen University of Applied Sciences,
 Fachbereich Energietechnik
 Lehrgebiet Technische Mechanik und Konstruktiver Ingenieurbau
 Heinrich-Mußmann-Straße 1, 52428 Jülich, Deutschland

Generalversammlung der IAEE während der 16. Weltkonferenz für Erdbebeningenieurwesen in Santiago de Chile

Ch. Adam, Ch. Butenweg, Th. Wenk

Am 12. Januar 2017 fand die Generalversammlung der International Association of Earthquake Engineering (IAEE) im Rahmen 16. Weltkonferenz für Erdbebeningenieurwesen in Santiago de Chile statt (16WCEE). Die Konferenz war mit insgesamt 2 800 Teilnehmern – darunter 27 aus Deutschland, acht aus Österreich und 34 aus der Schweiz – sehr gut besucht und an der Generalversammlung nahmen die Nationalen Delegierten von 40 Ländern teil.

Ein wesentlicher Tagungspunkt war die Abstimmung über den Austragungsort der nächsten Weltkonferenz. Bereits im ersten Durchgang setzte sich hier die Bewerbung von Japan mit dem Austragungsort Sendai mit 21 Stimmen durch. Weitere Stimmen erhielten die Bewerbungen von Neuseeland (10), Indonesien (5) und Mexiko (4). Sendai hat etwa eine Million Einwohner, liegt 370 Kilometer nördlich von Tokyo und ist Verwaltungssitz der Präfektur Miyagi. Im Jahre 2011 wurde Sendai von dem Tohoku-Erdbeben mit einer Magnitude von 9.1 heimgesucht, das viele Schäden in der Stadt und der Region verursachte. Die Konferenz wird voraussichtlich vom 14. bis 18. September 2020 stattfinden.

Ein weiterer Tagungspunkt waren die Wahlen in das Exekutivkomitee der IAEE. Als neuer „President Elect“ wurde der bisherige Vizepräsident Masayoshi Nakashima (Japan) gewählt (Bild 1). Der „President Elect“ wird in zwei Jahren den jetzigen Präsidenten Sudhir K. Jain (Indien) ablösen. Als neuer Vizepräsident wurde Farzad Naeim (USA) gewählt. Ferner wurden folgende acht Direktoren der Gesellschaft durch die Generalversammlung gewählt:

- G. Michele Calvi, Italien, bisher
- Omar D. Cardona, Kolumbien, bisher
- Michael Fardis, Griechenland, bisher
- Michael Griffith, Australien, bisher

Univ.-Prof. Dr. techn. Christoph Adam

Universität Innsbruck, Arbeitsbereich für Angewandte Mechanik
Technikerstr. 13, 6020 Innsbruck, Österreich
christoph.adam@uibk.ac.at

Prof. Dr.-Ing. Christoph Butenweg

SDA-engineering GmbH
Kaiserstr. 100, TPH III – B, 52134 Herzogenrath, Deutschland
butenweg@sda-engineering.de

Dr. sc. techn. Thomas Wenk

Gehrenholz 2h, 8055 Zürich, Schweiz
wenk@member-sia.ch



Bild 1. Der neu gewählte IAEE-Präsident-Elect Masayoshi Nakashima von der Universität Kyoto in Japan (rechts) neben dem IAEE-Vizepräsidenten Patricio Bonelli aus Chile.

- Mario G. Ordaz, Mexiko, bisher
- Baitao Sun, China, bisher
- Svetlana Brzev, Serbien, neu
- Otton Lara, Ecuador, neu

Die Statuten erlauben es dem neuen Exekutivkomitee weitere drei Direktoren zu ernennen, um die geographische Verteilung dessen Mitglieder zu verbessern. Unter diesem Titel wurden zusätzlich die folgenden drei Direktoren neu ernannt:

- Dina D’Ayala, Großbritannien
- Ken Elwood, Neuseeland
- Ellen Rathje, USA

Als neue Ehrenmitglieder wurden Thomas D. O’Rourke (USA – Lifeline Earthquake Engineering), Masayoshi Nakashima (Japan – Experimental Earthquake Engineering), Polat Gülkan (Türkei – Earthquake Engineering), Michael Fardis (Griechenland – Earthquake Engineering) und James M. Kelly (USA – Earthquake Protection Systems) ernannt.

Weiterhin wurde beschlossen, dass ab nun die Nationalen Gesellschaften als Mitglieder der IAEE verpflichtet sind, im Abstand von vier Jahren über die Aktivitäten zu berichten. Hierzu wird von der IAEE ein Formblatt erarbeitet, in dem auch die Kontaktdaten der Nationalen Delegierten aufgenommen werden sollen. Durch diese Maßnahme soll die Kommunikation unter den Mitgliedern verbessert werden. Die 2 130 schriftlichen Beiträge der 16. Weltkonferenz werden zusammen mit den bisherigen Beiträgen der 15 Weltkonferenzen in der Online-Datenbank des National Information Centre of Earthquake Engineering in Kanpur, Indien, zur Verfügung gestellt: www.nicee.org/wcee

D-A-CH-Tagung Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik 2017

Die Beanspruchung von Bauwerken durch Erdbeben und vielfältige weitere dynamische Einwirkungen gewinnt zunehmend an Bedeutung. Das betrifft sowohl die Standsicherheit, Lebensdauer und Gebrauchstauglichkeit der Bauwerke als auch die Funktionsfähigkeit und Sicherheit technischer Anlagen. Um den technischen Herausforderungen in geeigneter Weise zu begegnen, sind Kenntnisse und qualifizierte Methoden hinsichtlich der Beschreibung der Einwirkungen, des dynamischen Verhaltens der Strukturen und entsprechender Folgeerscheinungen notwendig.

Die von den Gesellschaften für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik in Deutschland, Österreich und der Schweiz, DGEb, OGE und SGEb, in zweijähriger Folge veranstalteten D-A-CH-Tagungen dienen dem fachlichen Austausch zwischen Seismologen und Ingenieuren sowie der Vermittlung von aktuellen wissenschaftlichen Erkenntnissen und Erfahrungen aus praktischen Anwendungen. Die Tagung bietet Unternehmen, die auf den Gebieten der Ingenieurseismologie und der Baudynamik tätig sind, sowie Herstellern von entsprechenden technischen Systemen, die Möglichkeit, sich mit einem Ausstellungsstand der Fachöffentlichkeit zu präsentieren.

Termin und Ort

21. bis 22. September 2017, Bauhaus-Universität Weimar

Anmeldung und weitere Informationen

Die Anmeldung zur Tagung erfolgt über die Internetseite www.dgeb.eu/D-A-CH_2017.

Dort erhalten Sie auch aktuelle Informationen zur Veranstaltung.

Fachausstellung und Unterstützung

Vor und während der Veranstaltung haben Unternehmen die Möglichkeit, ihre Produkte und Dienstleistungen dem Fachpublikum zu präsentieren und mit potenziellen Kunden ins Gespräch zu kommen. Über Möglichkeiten der Ausstellung sowie individuelles Sponsoring der Veranstaltung informiert die DGEb (E-Mail: tagung@dgeb.org).

Programmausschuss

- Dr.-Ing. Robert Borsutzky, HOCHTIEF Engineering GmbH,
- Prof. Dr. Manfred Joswig, Universität Stuttgart,
- Dr.-Ing. Michael Mistler, Baudynamik Heiland & Mistler GmbH,
- Dr. Thomas Spies, Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe,
- Dr. Silvio Tschudi, Allianz SE – Reinsurance,
- Prof. Dr.-Ing. habil. Frank Wuttke, Christian-Albrechts-Universität Kiel,
- Dr.-Ing. Volkmar Zabel, Bauhaus-Universität Weimar.



Abb.: Tobias Adam, Bauhaus-Universität Weimar

Teilnahmegebühren

Regulär	375,00 €
Regulär (Anmeldung bis 31. Mai 2017)	325,00 €
Mitglieder der DGEb, OGE, SGEb	275,00 €
Mitglieder der DGEb, OGE, SGEb (Anmeldung bis 31. Mai 2017)	225,00 €
Studentische Mitglieder* der DGEb, OGE, SGEb (ohne Abendveranstaltung)	35,00 €

* eingeschrieben in einem Bachelor-, Master- oder Diplomstudiengang

Vorträge

Plenarvorträge

H. Wenzel (Wenzel Consulting Engineers GmbH) – Monitoring zur Reduktion von Unsicherheiten bei der Risikoanalyse großer Infrastrukturprojekte

K. Beyer, A. Penna & Th. Wenk (École Polytechnique Fédérale de Lausanne) – Erdbebenüberprüfung von Natursteinmauerwerksgebäuden – das Basel-Projekt

W. Haupt (Sachverständiger) – DIN 4150-3:2016-12; Anforderungen und erste Erfahrungen

E. Kölz (Risk & Safety AG) – Verhältnismässigkeit von Erdbebensicherheitsmaßnahmen nach Norm SIA 269/8

E. Fehling (Universität Kassel) – EUROCODE 8: Aktuelle Entwicklungen

Seismische Gefährdung und Risikoanalyse

Philippe Renault & Luis A. Dalguer (swissnuclear) – PEGASOS & PEGASOS Refinement Project – Ziele, Methode, Resultate und Erkenntnisse

G. Grünthal, D. Stromeyer, Ch. Bosse, F. Cotton, D. Bindi (Deutsches GeoForschungsZentrum GFZ) – Neueinschätzung der Erdbebengefährdung Deutschlands – Version 2016 – für DIN EN 1998-1/NA

S. Beinersdorf, Ch. Kaufmann, T. Langhammer & J. Schwarz (Bauhaus-Universität Weimar) – Automatisierte Schüttergebietskarten zur Reinterpretation und Prognose von Erdbebenschäden

M. Raschke (Fa. M. Raschke) – Zur Fehlerfortpflanzung in der probabilistischen Erdbebengefährdungsanalyse

C. Michel, P. Hannewald, P. Lestuzzi, D. Fäh & S. Husen (Schweizerischer Erdbebendienst) – Lehre aus probabilistischen mechanischen Schadensszenarien für Schulgebäuden in Basel (CH)

T.-D. Hasenbank-Kriegbaum & R. Borsutzky (HOCHTIEF Engineering, Consult IKS) – Parameterstreuungen bei seismischen Fragilitätsanalysen

Induzierte Seismizität

A. Azari Sisi, J. Schlittenhardt & Th. Spies (Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe) – Probabilistic Seismic Hazard Analysis of Induced Seismicity in Southern Germany

Ch. Kaufmann, Ch. Golbs & J. Schwarz (Bauhaus-Universität Weimar) – Gefährdung und ingenieurseismologische Kenngrößen infolge induzierter Seismizität – Ergebnisse des Monitorings einer durch Gasförderung betroffenen Region

Beurteilung und Auslegung von Bauwerken für Erdbebeneinwirkung

L. Abrahamczyk, H. Al Hanoun, M. Leipold & J. Schwarz (Bauhaus-Universität Weimar) – Schadenserwartung von Stahlbetonrahmensystemen in Erdbebengebieten unterschiedlicher Seismizität

C. Butenweg, M. Marinković, T. Kubalski, E. Fehling, T. Pfetzing & U. Meyer (SDA-engineering GmbH) – Innovative Ansätze für die seismische Auslegung von Stahlbetonrahmentragwerken mit Ausfachungen aus Ziegelmauerwerk

M. von Ramin & A. Stolz (Fraunhofer-Institut für Kurzzeitdynamik, EMI) – Klassifizierung von Gebäudeschäden nach Extremereignissen

L. Moschen & Ch. Adam (FCP Fritsch, Chiari & Partner ZT GmbH) – Antwortspektrumverfahren zur Abschätzung der Beschleunigungsantwort erdbebenerregter Tragwerke: Grundlagen – Berechnung – Anwendungsgrenzen

Vulnerabilitätsanalysen

M. Raschke (Fa. M. Raschke) – Statistische Modellierung der Dämpfungsbeziehung für die lokale Erdbebenschütterung

Y. Petryna (TU Berlin) – Ein vereinfachtes Verfahren für schnelle Vor-Ort-Bewertung der Erdbebensicherheit von Gebäuden

J. Schwarz, H. Maiwald, Ch. Kaufmann & T. Langhammer (Bauhaus-Universität Weimar) – Bewertung der Verletzbarkeit von typisierten Bestandsbauten unter dem Einfluss extremer Naturgefahren

Praxisbeispiele aus Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik

C. Mendez Galindo, F. Stirnimann & N. Meng (Mageba sa) – Erdbebenertüchtigung des Chillon Viadukts am Genfersee (CH)

P. Nawrotzki, Ch. Meinhardt & D. Siepe (GERB Schwingungsisolierungen GmbH & Co.KG) – Seismic Protection of a Hospital in Romania with a TMCS

A. Vorwagner, S. Lachinger, H. Kühnelt, D. Heine & F. Saliger (Austrian Institute of Technology) – Auswirkung von aerodynamischer Zugbelastungen verschiedener Tunnelquerschnitten auf Tunnelnotausgangstüren

A. Burmeister, B. Scholz (Delta-X GmbH) – Erdbebensichere bewegliche und filigrane Glas-Stahl-Konstruktionen in seismischen Hochrisiko-Gebieten

Schwingungsreduzierung

R. Flesch, K. Alten & B. Tappau (AIT- Center for Mobility Systems/ TIT) – Erschütterungsschutz im Nahverkehr aus Sicht des Prüfers

M. Gündel (Wölfel Engineering GmbH + Co. KG) – Bauen an der Bahn: Erschütterungsprognosen und Minderungsmaßnahmen

A. Burmeister & B. Scholz (Delta-X GmbH) – Fahrzeuginduzierte Gebäudeschwingungen – Ursachen und Abhilfemaßnahmen

O. Benicke & P. Huber (Maurer GmbH) – Erdbebenisolationssystem für das Eskishir Krankenhaus in der Türkei

C. Block & M. Gündel (Wölfel Engineering GmbH + Co. KG) – Aktive Schwingungsminderung zur Schadensbegrenzung bei Erdbeben

O. Altay & S. Klinkel (RWTH Aachen) – Wirkung von semi-aktiven Schwingungsdämpfern bei böenerregten Zufallsschwingungen

Numerische Modellierung und Simulation

B. Scholz & A. Burmeister (Delta-X GmbH) – Wirtschaftliche explosions sichere Auslegung architektonisch anspruchsvoller Glasfassaden

Ch. Adam & P. Salcher (Universität Innsbruck) – Zuverlässigkeitsanalyse von Stahlbrücken mit Schotterbett entlang von Hochgeschwindigkeitseisenbahnlinien

A. Tzimoulis & R. Borsutzky (HOCHTIEF Engineering, Consult IKS) – Anwendbarkeit der erweiterten N2-Methode bei Gebäuden des Industrie- und Kraftwerksbau

Fabian Haas & Georgios Maltidis (Ingenieurgruppe Bauen) – Verhalten alter Tempel unter Erdbebenbeanspruchung

Interaktion Boden-Bauwerk

I.-K. Fontara, W. Schepers, S. Savidis & F. Rackwitz (TU Berlin) – Auslegung effizienter Wellen absorbierender Schichten zur Simulation dynamischer Boden-Bauwerk Interaktionsprobleme

M. Basnet, F. Wuttke & P. Dineva (Christian-Albrechts-Universität zu Kiel) – Impedance functions for a soil-tunnel system in poro-elastic geomaterial by hybrid BEM-FEM simulations

S. Appel, W. Schepers & Th. Richter (GuD Geotechnik und Dynamik Consult GmbH) – Der Einfluss einer Pfahlgründung auf die Freifeldanregung infolge Schienenverkehr

Georgios Maltidis; Christos Vrettos (Bundesanstalt für Wasserbau) – Numerische Untersuchungen zum Einfluss der Bodensteifigkeit sowie der Wandmasse und -flexibilität auf den dynamischen Erddruck

Seismische Beanspruchung von Mauerwerksbauten

N. Boesen, J. Rosin, Ch. Butenweg & S. Klinkel (RWTH Aachen) – Untersuchung vorhandener Tragreserven moderner unbewehrter Mauerwerksbauten

M. Lönhoff, Ch. Dobrowolski & H. Sadegh-Azar (TU Kaiserslautern) – Analyse des out-of-plane-Verhaltens von unbewehrten Mauerwerkswänden

B. V. Wilding, K. Dolatshahi & K. Beyer (École Polytechnique Fédérale de Lausanne) – Einfluss von statischen und kinematischen Randbedingungen auf die Verformungskapazität von unbewehrten Mauerwerkswänden

Experimentelle Untersuchungen – Mess- und Versuchstechnik

S. You (MTS Systems Co) – Real-time hybrid shaking-table test in earthquake simulation

A. Feldbusch, H. Sadegh-Azar & P. Agne (TU Kaiserslautern) – Schwingungsanalysen mit Smartphone und Tablet

Experimentelle Untersuchungen – Modalanalyse

M. Reiterer, S. Lachinger, J. Fink & S.-Z. Bruschetini-Ambro (REVOTEC zt gmbh) – Ermittlung der dynamischen Kennwerte von Eisenbahnbrücken durch krafterrege Schwingungsanregungsmethoden

C.-M. Liao & Y. Petryna (TU Berlin) – Wave propagation versus structural dynamics by ambient vibration measurements on buildings

S.-J. Marwitz, V. Zabel & A. Habtemariam (Bauhaus-Universität Weimar) – Betrachtung von Unsicherheiten in der Modalanalyse mit der Stochastic Subspace Identification am Beispiel eines seilabgespannten Masts

Experimentelle Untersuchungen – Erschütterungen

A. Zahedi Khameneh (Islamic Azad University, Malard, Iran) – Structural health monitoring based on real-time feature extraction during earthquake

R. Jahnke, D. Heiland & M. Mistler (Baudynamik Heiland & Mistler GmbH) – Kraftbasiertes Prognoseverfahren für baustelleninduzierte Erschütterungen

P. Renault, L. A. Dalguer & D. Skolnik (swissnuclear) – Monitoring von Bodenerschütterungen durch Oberflächen- und Bohrlochinstrumentierung

D. Heiland & P. Meckbach (Baudynamik Heiland & Mistler GmbH) – Prognose von Maschinenerschütterungen in industriellen Fertigungsstätten

D-A-CH-Erfahrungsaustausch "Baudynamik und Erdbebeningenieurwesen in der Ausbildung von Bauingenieuren"

Poster-Sitzung: Studentische Arbeiten aus der Baudynamik und dem Erdbebeningenieurwesen

Basler Erdbebenkurse: Erdbebenverhalten quer zur Wandebene

Der 5. Kurstag der Basler Erdbebenkurse ist fokussiert auf das Erdbebenverhalten quer zur Wandebene von historischen Natursteinmauerwerksgebäuden. Die Versagensarten quer zur Wandebene bilden den bedeutendsten Anteil an der Erdbebenverletzbarkeit von Natursteinmauerwerksgebäuden mit Holzbalkendecken, wobei hohe schlanke Wände, insbesondere Giebelwände, die in Querrichtung nicht oder nur ungenügend durch die Holzbalkendecken gehalten werden, besonders kritisch sind (Bild 1). Da Erdbebenbestimmungen zu dieser Thematik in den Normen weitgehend fehlen, versucht der 5. Kurstag, diese wichtige Lücke zu schließen.

Der 3. Kurstag wird dreimal angeboten, nämlich am 31. August 2017 sowie am 8. September und 12. September 2017 jeweils von 9:45 Uhr bis 17:00 Uhr in Basel, wobei die Teilnehmerzahl auf 40 pro Kurstag beschränkt ist. Ferner wird der 2. Kurstag „Erdbebenverhalten in der Wandebene“ am 11. September 2017 ein drittes Mal wiederholt. Den Abschluss der Basler Erdbebenkurse werden im 2018 der 4. Kurstag zum Thema Erdbebenertüchtigung und im 2019 eine Fachtagung bilden, an der die Ergebnisse des begleitenden Forschungsprojekts zum Erdbebenverhalten von historischen Natursteinmauerwerksgebäuden unter Leitung der Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL) und in Zusammenarbeit mit der Universität von Pavia präsentiert werden. Weitere Informationen sowie den Flyer mit dem Link auf das Webformular für die Anmeldung finden Sie unter: http://eesd.epfl.ch/continuing_education und www.sgeb.ch



Bild 1. Basler Münsterplatz: Hohe schlanke Giebelwände mit ungenügender Querhalterung sind besonders erdbebengefährdet.

Autor: T. Wenk

Erdbebensicherheit nicht-tragender Bauteile

Das Schweizer Bundesamt für Umwelt (BAFU) publiziert kürzlich eine 98-seitige Broschüre zur Sensibilisierung von Ingenieuren, Architekten und Eigentümern bezüglich der Erdbebenproblematik von nicht-tragenden Bauteilen sowie Einrichtungen und Anlagen in Gebäuden. Schadenbilder von typischen Bauteilen mit den entsprechenden Hinweisen zur erdbebengerechten Gestaltung und den erforderlichen Nachweisen bilden den Hauptteil der Publikation. Mit der praktischen Umsetzung der ausführlich dargestellten Regeln kann eine umfassende Reduktion des Erdbebenrisikos von Gebäuden erzielt werden. Dieses wertvolle Hilfsmittel für die Praxis kann als PDF-Datei von den BAFU-Webseiten heruntergeladen werden:

www.bafu.admin.ch/bafu/de/home/themen/naturgefahren/publikationen-studien/publikationen/erdbhebensicherheit-sekundaerer-bauteile-installationen-einrichtungen.html

16th European Conference on Earthquake Engineering

Vom 18. bis zum 21. Juni 2018 findet die von der European Association for Earthquake Engineering veranstaltete 16. Europäische Konferenz für Erdbebeningenieurwesen in Thessaloniki (Griechenland) statt. Kurzfassungen für Tagungsbeiträge sind einzureichen bis zum 31. Mai 2017. Weitere Details erfahren Sie auf der Internetseite der Tagung:

www.16ecee.org