

## 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****Aufsätze**

- S 2 **Seismische Wellenausbreitung in lateral inhomogenen Medien mittels eines hybriden Modells**  
*F. Wuttke, P. Dineva, T. Schanz*
- S 9 **Erdbebensichere Auslegung von Industrieanlagen**  
*B. Holtschoppen, C. Butenweg, K. Meskouris*
- S 14 **Anmerkung zur Überlagerung von Antwortspektren**  
*C. Katz*
- S 17 **Einladung und Programm D-A-CH – Tagung 2009: Erdbeben und Mauerwerk**

**EDITORIAL**

Die Deutsche (DGEB), die Österreichische (OGE) und die Schweizer (SGEB) Gesellschaften für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik führen seit 1989 im zweijährigen Turnus gemeinsame Tagungen durch. Die letzte Tagung wurde durch die Österreichische Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen in September 2007 in Wien organisiert. Die Schweizer Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik SGEB organisiert am 10./11. September 2009 die 11. D-A-CH-Tagung mit dem Schwerpunktthema *Erdbeben und Mauerwerk* im Hauptgebäude der ETH Zürich. Der aktuelle Wissensstand zur Erdbebenproblematik bei Neu- und Altbauten in Mauerwerk wird umfassend dargestellt. Im Einzelnen werden die folgenden Problemkreise behandelt:

- Erdbebenschäden und Verletzbarkeit
- Experimentelle Untersuchungen
- Numerische Modellierung und Tragwerksanalyse
- Bemessung und Überprüfung
- Erdbebenertüchtigung.

Das Organisationskomitee der Tagung (T. Wenk, N. Ammann, A. Dazio) sieht am Donnerstag, den 10. September 2009 von 14–18 Uhr Vorträge zu den Themen *Erdbebenschäden und Verletzbarkeit* und *Experimentelle Untersuchungen* vor. Am Freitag werden von 9–15 Uhr in drei Sitzungen die Themen *Modellierung und Tragwerksanalyse*, *Bemessung und Überprüfung* und *Erdbebenertüchtigung* behandelt. Eine detaillierte Vortragsübersicht ist über die Internetseite des Springer-VDI Verlags unter <http://www.technikwissen.de/library/schedule/D-A-Ch%20Tagung.pdf> zu erhalten.

Eine die Tagung begleitende Ausstellung wird einen Überblick über Messgeräte und Produkte zum Tagungsthema *Erdbeben und Mauerwerk* ermöglichen.

Der Tagungsflyer mit dem Anmeldeformular steht ab Ende März auf den Webseiten der SGEB [sgeb.ch](http://www.sgeb.ch) bereit. Der Tagungsbeitrag beträgt für Mitglieder der Erdbebengesellschaften (DGEB, ÖGE, SGEB) 300,- CHF, für andere Teilnehmer 400,- CHF, für Studierende 100,- CHF sowie für das Abendessen 60,- CHF. Wir bitten um Anmeldung bis spätestens 21. August 2009.

Weitere Informationen erhalten Sie beim SGEB-Kurssekretariat, Natalie Ammann, IBK-ETH Zürich, CH-8093 Zürich, [ammann@ibk.baug.ethz.ch](mailto:ammann@ibk.baug.ethz.ch), Tel.: +41 44 633 31 53, Fax: +41 44 633 10 44

Die Internetseiten der drei Gesellschaften

<http://www.dgeb.org>

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

<http://www.sgeb.ch>

bieten die Gelegenheit, sich über die Arbeit der nationalen Gesellschaften zu informieren und eine Mitgliedschaft in Betracht zu ziehen.

Carsten Könke

Rainer Flesch

Thomas Wenk

S 1



Carsten Könke  
(Vorsitzender DGEB)



Rainer Flesch  
(Generalsekretär OGE)



Thomas Wenk  
(Vorsitzender SGEB)

# Seismische Wellenausbreitung in lateral inhomogenen Medien mittels eines hybriden Modells

F. Wuttke, P. Dineva, T. Schanz

## 1 Zusammenfassung

Die Zielstellung dieses Beitrags ist die Darstellung der Entwicklung, Validierung und Durchführung von Simulationsstudien mit einem hybriden Modell zur seismischen Wellenausbreitung durch eine zweidimensionale, lokal beliebig heterogene geologische Region, eingebettet in einem geschichteten Halbraum. Innerhalb des geschichteten Halbraums existiert eine seismische Quelle. Für die Formulierungen des Modells wird der ebene Dehnungszustand angenommen. Der Halbraum wird durch eine Reihe von horizontalen, isotropen, elastischen und homogenen Schichten approximiert. Innerhalb der lokalen geologischen Region können nichtparallele Schichten beschrieben und ein Oberflächenrelief abgebildet werden. Das hybride Modell setzt sich aus der analytischen Wellenzahlintegration (WNIM) und der Randintegralgleichungsmethode (BIEM) zusammen. Die WNIM als Grundlage der Approximation des großmaßstäblichen Untergrunds dient der Berechnung von einfallenden Wellenfeldern in die mit der BIEM approximierten lokale Region. Das hybride Modell wurde durch numerische Studien validiert. Die numerischen Ergebnisse zeigen deutlich die Sensitivität des seismischen Modells bezüglich der Eigenschaften der seismischen Quelle, des heterogenen Charakters des Wellenpfads als auch der Oberflächentopographie innerhalb der lokalen geologischen Region.

## 2 Einführung in die Thematik

Die Entwicklung hybrider Modelle, bei denen die Vorteile von analytischen und numerischen Methoden genutzt werden [1–10] ist von Bedeutung im Rahmen der numerischen Behandlung großräumiger seismischer Problemstellungen. Innerhalb des hybriden Modells werden dabei die numerischen Methoden zur Beschreibung des lateral heterogenen Bereiches des Kontinuums genutzt, welcher einen kleinen Ausschnitt in der modellierten Geologie darstellt. Die an den lokalen, heterogenen Bereich anschließenden homogenen Schichten werden mit analytischen Methoden behandelt.

Die hier entwickelte hybride Methode basiert auf der Wellenzahlintegrations-Methode (WNIM) zur Berechnung des Wellenfeldes im vertikal heterogenen Halbraum und der Randintegralgleichungs-Methode (BIEM) zur Bestimmung der theoretischen Seismogramme an der freien Oberfläche der lokalen heterogenen geologischen Region.

Aus einer Vielzahl von Publikationen sind die Vorzüge und Nachteile der BIEM und WNIM im Rahmen der Behandlung von seismischen Wellenausbreitungsvorgängen wohl bekannt. Dennoch ist ein Mangel an hybriden Werkzeugen festzustellen, die es erlauben, die drei Komponenten (a) seismische Quelle, (b) Wellenausbreitungspfad und (c) lokale, oberflächennahe, heterogene, beliebig geschichtete Regionen gekoppelt zu betrachten. Aus diesem Mangel formuliert sich die Zielstellung der nachfolgend vorgestellten hybriden Methode als Kombination der WNIM und der BIEM zur verbesserten Simulation des oben genannten Randwertproblems (a, b, c) einschließlich d) der Berücksichtigung der lokalen Oberflächentopographie.

## 3 Definition der Problemstellung

Entsprechend Bild 1 wird ein ebenes, zweidimensionales, in der x-z-Ebene (in-plane) liegendes seismisches Wellenausbreitungsproblem betrachtet. Dieses unterteilt sich in die lokale geologische Region  $\Omega_{LRG}$  und den vertikal inhomogenen Halbraum  $\Omega_0$  mit einer eingebetteten seismischen Quelle. Für das gesamte Modell ist der ebene Dehnungszustand angenommen. Innerhalb der lokalen heterogenen geologischen Region  $\Omega_{LRG}$  befinden sich mehrere nichtparallele, isotrope, elastische und homogene Schichten  $\Omega_p$ ,  $i = 1, \dots, N$ . Die vertikale Änderung der mechanischen Eigenschaften über den Wellenlaufpfad  $\Omega_0$  wird mittels einer Serie von  $M$  elastischen, isotropen, homogenen, horizontalen Schichten  $\Gamma_i$  abgebildet, welche einen homogenen Halbraum überlagern. Die synthetischen Seismogramme werden in den Empfängerpunkten an der freien Oberfläche der lokalen Region  $\Omega_{LRG}$ , siehe Bild 1, bestimmt. Die Wellengleichung einer  $l$ -ten Schicht wird durch folgende partielle Differentialgleichung dargestellt

$$\begin{aligned} (\alpha_l^2 - \beta_l^2) u_{j,ji}(x, z, t) + \beta_l^2 u_{i,ji}(x, z, t) = \\ \ddot{u}_i(x, z, t) \quad \text{in } Q_B = \Omega_B \times (0, T) \end{aligned} \quad (1)$$

wobei das Gebiet  $\Omega_B$  aus den Teilgebieten  $\Omega_{LRG}$  und  $\Omega_0$  besteht, die Longitudinal- und Scherwellengeschwindigkeiten,  $\alpha_l$ ,  $\beta_l$ , unterschiedlich für die verschiedenen Schichten in  $\Omega_{LRG}$ , mit  $l = 1, 2, \dots, N$ , und in  $\Omega_0$ , mit  $l = 1, 2, \dots, M$ , sind. Die Variable  $T$  ist die Dauer der seismischen Einwirkung,  $u_i$  und  $\ddot{u}_i$  sind die Verschiebung und Beschleunigung, mit  $i = x, z$ . Die Gleichungen werden hinsichtlich der Zeit fouriertransformiert, um die Zeitabhängigkeit zu eliminieren und das Randwertproblem im Frequenzbereich lösen zu können. Die sich dadurch ergebenden Helmholtz-Gleichungen der  $l$ -ten

**Frank Wuttke**

Professur Bodenmechanik  
Bauhaus-Universität Weimar  
99421 Weimar

**Petia Dineva**

Department of Continuum Mechanics  
Institute of Mechanics  
Bulgarian Academy of Sciences  
1113 Sofia, Bulgaria

**Tom Schanz**

Lehrstuhl für Grundbau und Bodenmechanik  
Ruhr-Universität Bochum

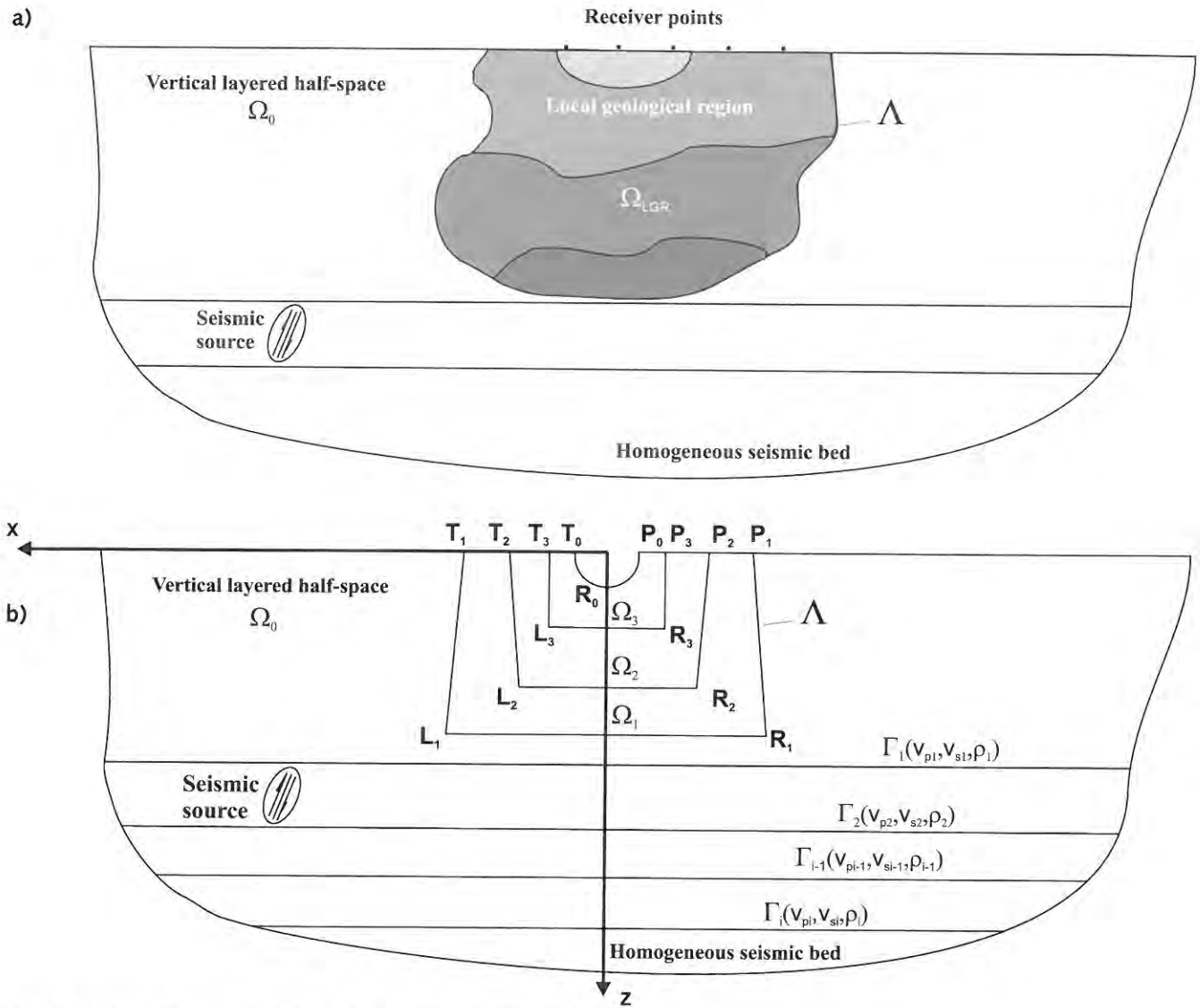


Bild 1. Die Geometrie der Problemstellung (a) und der lokalen, geologischen Region (b)

Schicht sind partielle Differentialgleichungen elliptischen Typs. Das gesamte Randwertproblem besteht aus der Wellengleichung (1) und den folgenden Randbedingungen:

- Berücksichtigung einer spannungsfreien Oberfläche,
- Erfüllung der Kompatibilität der Verschiebung und Gleichgewicht der Spannungen an der Grenzfläche zwischen zwei Schichten und
- die Gültigkeit der Sommerfeld'schen Abstrahlungsbedingung im Unendlichen. Nachdem das Randwertproblem für eine ausreichende Anzahl von Frequenzen  $\omega$  gelöst wurde, kann die zeitabhängige Lösung durch die Anwendung der inversen Fouriertransformation auf die Frequenzbereichslösungen bestimmt werden.

#### 4 Hybride Berechnungsmethode

In der hybriden Berechnungsmethode werden die Vorteile der WNI- und BIE-Methode zur Modellierung der kompletten geologischen Struktur  $\Omega_b$  zusammengeführt. Für die Modellierung der lokalen, heterogenen Region  $\Omega_{LGR}$  wird die BIE-Methodik verwendet, während für die Simulation der Wellenausbreitung in dem großmaßstäblichen Bereich  $\Omega_0$

von der Erdbebenquelle bis zur oberflächennahen, heterogenen Struktur die WNI-Methode genutzt wird. Innerhalb der heterogenen Region ist für jede Bodenschicht die folgende Gleichung gültig:

$$C_{ij} u_j(x, z, \omega) = \int_{\Gamma_{\Omega_m}} U_{ij}^*(x, z, x_0, z_0, \omega) p_j(x_0, z_0, \omega) d\Gamma - \int_{\Gamma_{\Omega_m}} P_{ij}^*(x, z, x_0, z_0, \omega) u_j(x_0, z_0, \omega) d\Gamma \quad (2)$$

mit  $m = 1, 2, 3, \dots, N$ .  $C_{ij}$  sind die Konstanten abhängig von der Geometrie am Kollokationspunkt  $(x, z)$ ;  $(x_0, z_0)$  kennzeichnet die Position des Quellpunktes;  $\Gamma_{\Omega_m}$  ist der Rand der  $\Omega_m$  Schicht;  $u_j$  und  $p_j$  sind die unbekannt totalen Verschiebungen und Spannungsvektoren an den Rändern  $\Gamma_{\Omega_m}$ ;  $U_{ij}^*$ ,  $P_{ij}^*$  sind die frequenzabhängigen Verschiebungen und Span-

Tabelle 1a. Parameter des vertikal heterogenen Halbraums (Bodenstruktur 1)

Schichten $\Gamma_i$	Schichtstärke [km]	Tiefe [km]	Dichte $\rho_i$ [kg/m <sup>3</sup> ]	Scherwellengeschwindigkeit $\beta_i$ [m/s]	Kompressionswellengeschwindigkeit $\alpha_i$ [m/s]
1	5.0	5.0	2750	3500	6100
2	8.0	13.0	2900	3600	6200
3	4.0	17.0	3200	4100	7200
4	2.0	19.0	3200	4200	7500
5	2.0	21.0	3200	4200	7650
6	2.0	23.0	3200	4300	7800
7	5.0	28.0	3300	4350	8000
8	22.0	50.0	2900	3800	6800
Halbraum	$\infty$	$\infty$	3350	4600	8200

Tabelle 1b. Parameter des vertikal heterogenen Halbraums (Bodenstruktur 2)

Schichten $\Gamma_i$	Schichtstärke [km]	Tiefe [km]	Dichte $\rho_i$ [kg/m <sup>3</sup> ]	Scherwellengeschwindigkeit $\beta_i$ [m/s]	Kompressionswellengeschwindigkeit $\alpha_i$ [m/s]
1	0.35	0.35	2100	1400	2400
2	0.65	1.00	2200	1400	2400
3	1.50	2.50	2300	1400	2400
4	1.00	3.50	2400	1400	2400
5	1.50	5.00	2500	2200	3800
6	2.00	7.00	2600	2550	4500
7	5.00	12.0	2650	3100	5400
8	13.0	25.0	2750	3500	6200
9	10.0	35.0	2900	4200	7500
Halbraum	$\infty$	$\infty$	3350	4600	8200

nungsvektoren der Lösung von Gleichung (2). Die nachfolgende Randintegralgleichung über die gemeinsamen Ränder  $\wedge$  zwischen der lokalen Region  $\Omega_{LGR}$  und dem unendlichen Halbraum  $\Omega_0$  wurde für die Bestimmung des gestörten, zerstreuten Wellenfelds  $u_i^{sc} = u_i - u_i^{fr}$  und  $p_i^{sc} = p_i - p_i^{fr}$ , siehe [11], genutzt.

$$C_{ij} \left( u_i(x, z, \omega) - u_i^{fr}(x, z, \omega) \right) = \int_{\wedge} U_{ij}^*(x, z, x_0, z_0, \omega) \left( p_j(x_0, z_0, \omega) - p_j^{fr}(x_0, z_0, \omega) \right) d\Gamma - \int_{\wedge} P_{ij}^*(x, z, x_0, z_0, \omega) \left( u_j(x_0, z_0, \omega) - u_j^{fr}(x_0, z_0, \omega) \right) d\Gamma \quad (3)$$

Um das Randintegralgleichungssystem (2)-(3) zu lösen, muss die Freifeldbewegung  $u_{i,i}^{fr}, p_{i,i}^{fr}$  bekannt sein. Diese Freifeldgrößen liefert die Lösung des vertikal heterogenen Halbraums mit einer eingebetteten seismischen Quelle, Gl. (4). Die Modellierung und Lösung des vertikal heterogenen Halbraums erfolgt über die Methode der Wellenzahlintegration [12]. Bezüglich der dargestellten Einbettung der lokalen heterogenen Region in die erste Schichtung, siehe Bild 1, wird eine WNIM Lösung für die Verschiebungen  $u_{i,i}^{fr}(x, z, \omega)$  und Spannungen  $\Sigma_{i,i}^{fr}(x, z, \omega)$  entlang der Interaktionsfläche in der ersten Schicht benötigt. Entsprechend den mathematischen Notationen und Definitionen in [13, 14, 15] können

die Spannungen und Verschiebungen in Abhängigkeit von verallgemeinerten Reflexions- und Transmissionskoeffizienten,  $\check{R}_u^l$  und  $\check{T}_u^l$ , und der Wellenzahl  $\zeta$  bestimmt werden, Gl. (4).

$$u_{i,i}^{fr}(x, z, \omega, S) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} \left( \mathbf{E}_{11}^1 \Lambda_d^1 \check{\mathbf{R}}_u^0 + \mathbf{E}_{12}^1 \Lambda_u^1 \right) \check{\mathbf{T}}_u^1 \check{\mathbf{T}}_u^2 \dots \dots \check{\mathbf{T}}_u^{S-1} \left( \mathbf{B}^{S+} \mathbf{D}^S - \mathbf{B}^{S-} \right)^{-1} \Delta \mathbf{Q} e^{i\zeta x} d\zeta$$

$$\Sigma_{i,i}^{fr}(x, z, \omega, S) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} \left( \mathbf{E}_{21}^1 \Lambda_d^1 \check{\mathbf{R}}_u^0 + \mathbf{E}_{22}^1 \Lambda_u^1 \right) \check{\mathbf{T}}_u^1 \check{\mathbf{T}}_u^2 \dots \dots \check{\mathbf{T}}_u^{S-1} \left( \mathbf{B}^{S+} \mathbf{D}^S - \mathbf{B}^{S-} \right)^{-1} \Delta \mathbf{Q} e^{i\zeta x} d\zeta \quad (4)$$

Die weiteren Terme in Gleichung (4), wie  $\mathbf{E}_{11,21}^1, \Lambda_{d,u}^1, \check{\mathbf{T}}_u^{1..S-1}$ , definieren Matrizen und Submatrizen der jeweiligen Schichten, welche die Bodenparameter und geometrische Größen enthalten. Im Vektor  $\Delta \mathbf{Q}$  und den Matrizen  $\mathbf{B}^{S\pm}$  und  $\mathbf{D}^S$  sind die Definition zur Ausrichtung, Größe der seismischen Quelle sowie Information zu den Bodenparametern und geometrischen Größen in der Schicht der seismischen Quelle

S 4

Tabelle 2. Parameter der Schichten in der lokalen, geologischen Region

Schichtnummer	Dichte $\rho_i$ [ $\text{kg/m}^3$ ]	Scherwellengeschwindigkeit $\beta_i$ [ $\text{m/s}$ ]	Kompressionswellengeschwindigkeit $\alpha_i$ [ $\text{m/s}$ ]
3	1800	800	1500
2	2000	1000	1700
1	2000	1400	2400

enthalten. Die Simulation eines Erdbebenherdes erfolgt durch die Anwendung einer Doppeldipolquelle (double couple source) für den zweidimensionalen Fall. Die resultierende Verschiebung  $u_i = M_{kj} * G_{ik,j}$  ergibt sich als Faltung des seismischen Moments  $M_{ij}$  mit der Ableitung der Green'schen Funktion nach den Koordinaten  $x, z$ , siehe [16].

### 5 Numerische Simulationen

Die vorgeschlagene hybride Methode wurde anhand von Benchmark-Beispielen validiert. Dazu erfolgte der Vergleich der Berechnungsergebnisse von hybrider Methode gegenüber einer reinen WNIM-Modellierung. Für die Realisierung des Vergleichs wurde die lateral heterogene Region, eingebettet in der ersten Schicht des umgebenden vertikal ge-

schichteten Halbraums, durch das Gebiet  $T_i L_i R_i P_i$  ausgebildet. Die Oberfläche der eingebetteten Region wurde ohne die Anordnung eines Reliefs als horizontale Oberfläche ausgebildet. Die mechanischen Parameter der Region wurden analog zu denen der ersten Schicht des umgebenden Halbraums angenommen. Die Definition der Randelemente erfolgte entsprechend der Bedingung, dass der Quotient aus Wellenlänge  $\lambda$  zur Länge der Randelemente  $l_{BE}$  größer 10 ist ( $\lambda/l_{BE} \geq 10$ ). Der Vergleich lieferte eine Differenz von 7% zwischen den Ergebnissen der WNIM und der hybriden Methode. Weitere Details über die Validierungsberechnung sind in [17] dargestellt. Die Validierungsstudie ist für jedes neue seismische Szenario durchzuführen, da der Vergleich zwischen der alleinigen WNIM und der hybriden Berechnung eine effektive Kontrolle über die Genauigkeit der BIEM Be-

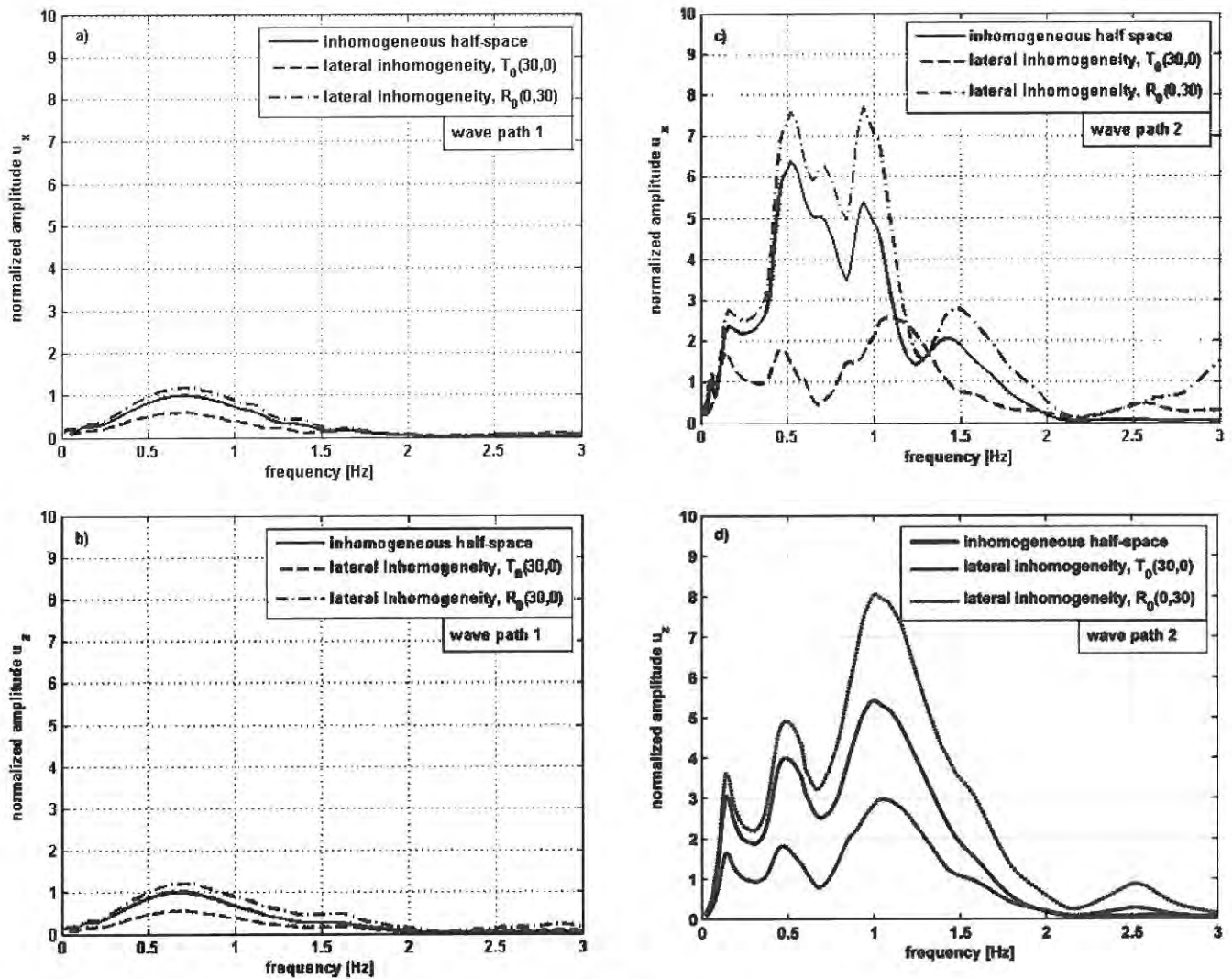


Bild 2. Abhängigkeit und Sensitivität der synthetischen seismischen Signale vom Wellenpfad

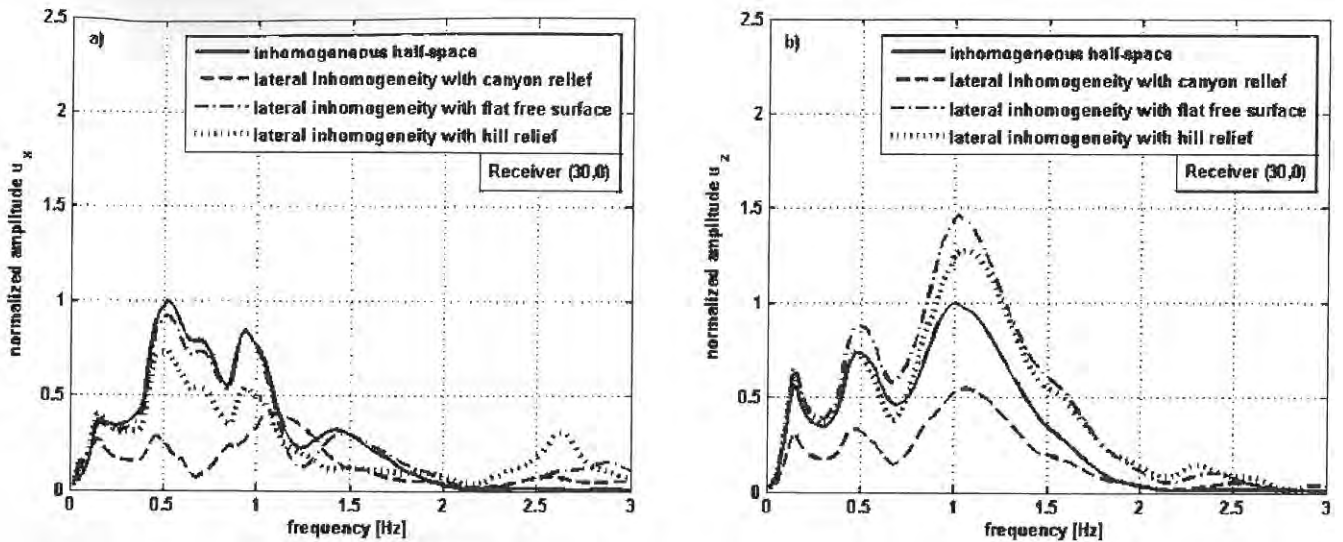


Bild 3. Abhängigkeit und Sensitivität der synthetischen seismischen Signale vom Oberflächenrelief

rechnung in Abhängigkeit von der Netzdiskretisierung wiedergibt.

Um die Bedeutung der hybriden Berechnungsmethodik zu illustrieren, wird eine in Bild 1b mehrfachgeschichtete Region mit einer definierten Oberflächentopographie untersucht. Die lokale heterogene geologische Region wurde in drei nichtparallele Schichtungen unterteilt. Weiterhin wurden drei unterschiedliche Typen der freien Oberflächentopographie untersucht:

- a) ebene, horizontale Oberfläche
- b) Halbkreis-Taleinschnitt mit einem Radius  $r = a = 30$  m und
- c) Halbkreis-Erhebung mit einem Radius  $r = a = 30$  m.

Die Koordinaten  $(x, z)$  von Eckpunkten der geometrischen Begrenzungen sind:

$T_0(30,0); T_3(60,0); T_2(90,0); T_1(100,0); P_0(-30,0); P_3(-60,0); P_2(-90,0); P_1(-100,0); L_1(110,270); R_1(-110,270); L_2(90,180); R_2(-90,180); L_3(60,90); R_3(-60,90)$ .

In Tabelle 2 sind die mechanischen Parameter der lokalen, geologischen Region gegeben. Mit der Simulationsstudie soll die Abhängigkeit der synthetischen Signale von a) den Heterogenitäten entlang des Wellenausbreitungspfades, b) dem vorhanden Relief und der freien Oberfläche und c) den Charakteristiken der seismischen Quelle veranschaulicht werden.

**(a) Abhängigkeit des synthetischen seismischen Signals vom Modell des Wellenausbreitungspfades**

Zur Analyse der Abhängigkeit des seismischen Signals vom Modell des Wellenausbreitungspfades wird die Oberflächentopographie der lokalen, geologischen Region konstant gehalten. Es wird ein Taleinschnitt für das Oberflächenrelief genutzt. Die synthetischen Seismogramme werden in Abhängigkeit von den beiden unterschiedlichen Wellenausbreitungspfaden Bodenstruktur 1 und Bodenstruktur 2, gegeben in Tabelle 1a und 1b, berechnet. Die mechanischen Parameter für die lokale geologische Region sind in Tabelle 2 gegeben. Als seismische Quelle wird in einer vereinfachten Annahme eine vertikale Linienlast in 6 km Tiefe mit einem Ricker-Quellwavelet der zweiten Ordnung angenommen. Für die vergleichenden Betrachtungen zwischen den

unterschiedlichen Ausbreitungspfaden werden der Punkt  $(30,0)$ , welcher die Ecke des Einschnittes ist, und der Punkt  $(0,30)$ , welcher der tiefste Punkt im Tal-Einschnitt ist, betrachtet. In Bild 2a, b sind die normierten Verschiebungsamplituden gegenüber der Frequenz für beide Berechnungspunkte, „Aufnehmer“, und dem Wellenausbreitungspfad – Bodenstruktur 1 gegeben. Die Normierung erfolgte bezüglich der maximalen Amplitude der jeweiligen Verschiebungskomponente. In Bild 2c, d sind analoge Betrachtungen nur auf Basis des Wellenausbreitungspfad – Bodenstruktur 2 gegeben. In beiden Bildern werden die Ergebnisse der hybriden Modellierung mit Ergebnissen der Analyse eines ausschließlich vertikal heterogenen Halbraumes ohne die lokal, lateral heterogene Region verglichen. Die Bild 2 demonstriert eindeutig die Existenz der Standorteffekte und deren Abhängigkeit von dem Aufbau des Wellenausbreitungspfades. In den Ergebnissen des Wellenausbreitungspfades 2 sind diese Standortverstärkungen deutlich ausgeprägt. Die Gegenüberstellungen verdeutlichen eine der Stärken hybrider Modelle, die Ermittlung seismischer Signale in Abhängigkeit von der Wellenpfadheterogenität.

**(b) Abhängigkeit des synthetischen seismischen Signals von dem Oberflächenrelief der lokalen geologischen Region**

In Bild 3 a, b ist die Sensitivität des seismischen Signals vom Oberflächenrelief dargestellt. Die mechanischen Parameter des betrachteten Halbraumes werden durch den Wellenausbreitungspfad – Bodenstruktur 2 und die Annahme einer vertikalen Linienlast in 6 km Tiefe berücksichtigt. Für die Oberflächentopographie werden drei unterschiedliche Typen des Reliefs betrachtet: a) horizontale, ebene Oberfläche, b) Taleinschnittsrelief und c) bergähnliches Relief. In Bild 3a, b wurden die normierten horizontalen und vertikalen Verschiebungsamplituden für den Fall der geologischen Region mit und ohne Relief dargestellt. Die Normierung erfolgte bezüglich der maximalen Amplituden der jeweiligen Verschiebungskomponenten. Die dargestellten Ergebnisse zeigen, dass die Standorteffekte im Fall eines vorhandenen Oberflächenreliefs deutlich stärker sind als im Fall der horizontalen, ebenen Oberfläche.

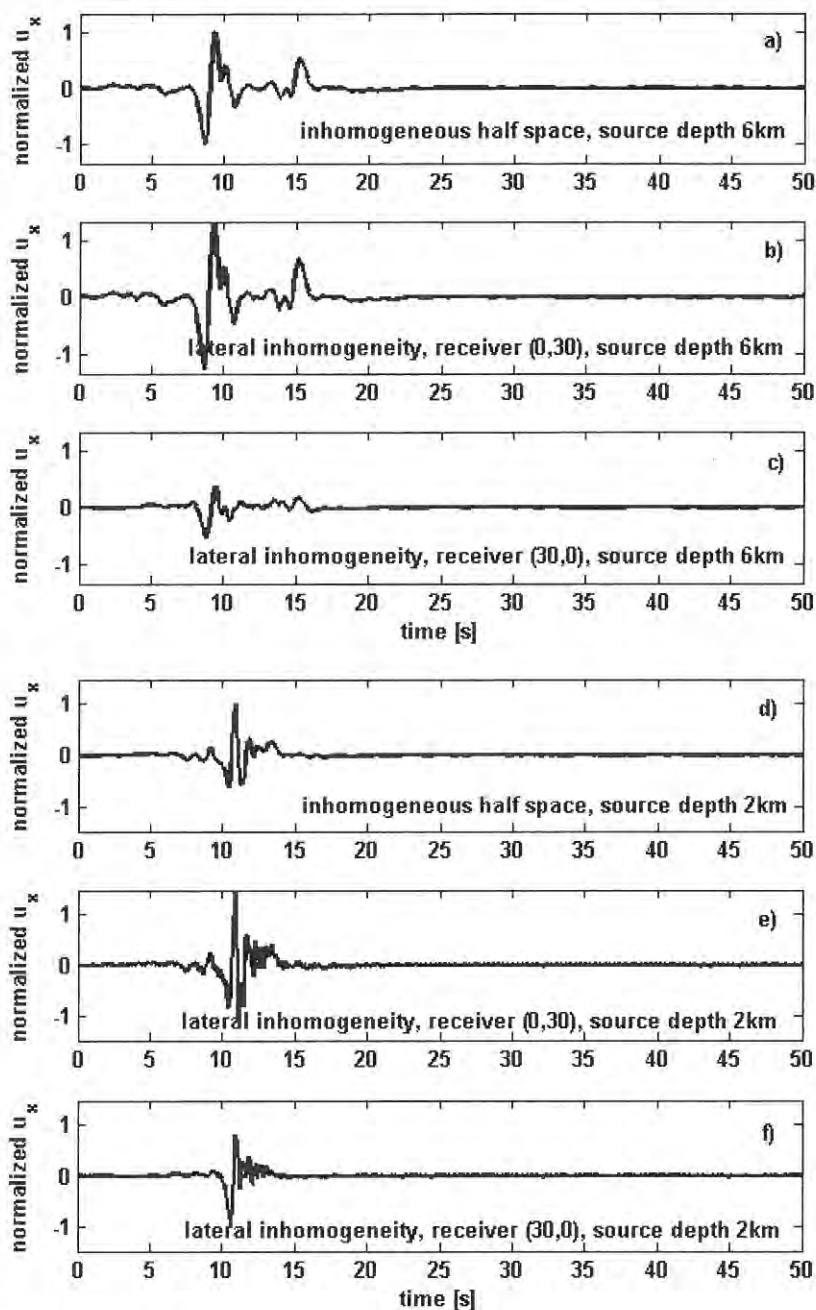


Bild 4. Horizontale Komponente des synthetischen Signals

### (c) Abhängigkeit des synthetischen seismischen Signals von den seismischen Quellparametern

Die Modellierung einer realitätsnahen seismischen Quelle in der Berechnung der synthetischen Seismogramme wurde mittels einer Doppeldipol – Herdlösung (Double Couple) für zwei unterschiedliche Quelltiefen, in 2 km und 6 km Tiefe, durchgeführt. Als Parameter wurden folgende Größen genutzt: das skalare seismische Moment  $M_0 = 5.98e14$  [Nm], der Winkel der Streichrichtung mit  $151$  [°], der Fallwinkel mit  $83$  [°] und der Winkel der Fallrichtung  $7$  [°]. Die mechanischen Parameter des vertikal inhomogenen Halbraums sind durch den Wellenausbreitungspfad der Bodenstruktur 2 gegeben. Für die Oberfläche der lokalen geologischen Re-

on wurde das Tal-Einschnittsrelief genutzt und die mechanischen Parameter der lokalen Region werden ebenfalls durch Tabelle 2 definiert. In Bild 4 – 5 werden die synthetischen Seismogramme der Empfängerpunkte (0,30) und (30,0) des hybriden Modells mit dem synthetischen Seismogramm der freien Oberfläche eines vertikal heterogenen Halbraums ohne lokale Region verglichen. Deutlich ersichtlich ist die Abhängigkeit der Seismogramme von der Tiefe des Erdbebenherds. Die numerischen Analysen widerspiegeln die Abhängigkeit des synthetischen Seismogramms von den wesentlichen Komponenten des Wellenpfades: der seismischen Quelle, der Inhomogenität des Übertragungspfad einschließlich lokaler, lateral heterogener, oberflächennaher Regionen und der topographischen Oberflächencharakteristiken.

## 5 Schlussfolgerungen / Ausblick

In dem vorliegenden Beitrag wurde eine hybride Wellenzahlintegrations-Randintegralgleichungs-Methode zur Berechnung und Analyse von seismischen Wellenfeldern in geologisch heterogenen Gebieten vorgestellt. Jede der beiden Methoden wurde in dem hybriden Modell so eingesetzt, dass die Vorteile beider Methoden sich in dem hybriden Modell ergänzen. Die BIEM wurde für die Modellierung der lokalen, geologisch heterogenen Region genutzt, während die WNIM für die Modellierung und Simulation der Wellenausbreitung vom Erdbebenherd zu der betrachteten lokalen, oberflächennahen Region verwendet wurde. Der Vorteil der hybriden Methode gegenüber separaten, geschlossenen Berechnungsmethoden liegt in der gemeinsamen Betrachtung von Bebenherd, Wellenausbreitungspfad und lokale, heterogene, oberflächennahe Formationen mit einem bestimmten Oberflächenrelief zur Analyse und Bestimmung synthetischer Seismogramme. Das so erhaltene seismische Signal stellt einen wichtigen Ausgangspunkt für weiterfüh-

rende Ingenieuranalysen, wie a) den Einfluss einer komplexen Bodenstruktur – Poroelastizität und Anisotropie auf die Wellenausbreitung, b) den Einfluss heterogener Bodenstrukturen auf die Boden-Bauwerk-Wechselwirkung während Erdbeben und c) den Einfluss der Oberflächentopologie auf die Boden-Bauwerk-Wechselwirkung während eines Erdbeben dar.

### Danksagung

Die Autoren danken dem NATO Wissenschaftsprogramm für die Gewährung der finanziellen Unterstützung, Collaborative Linkage CLG982064.

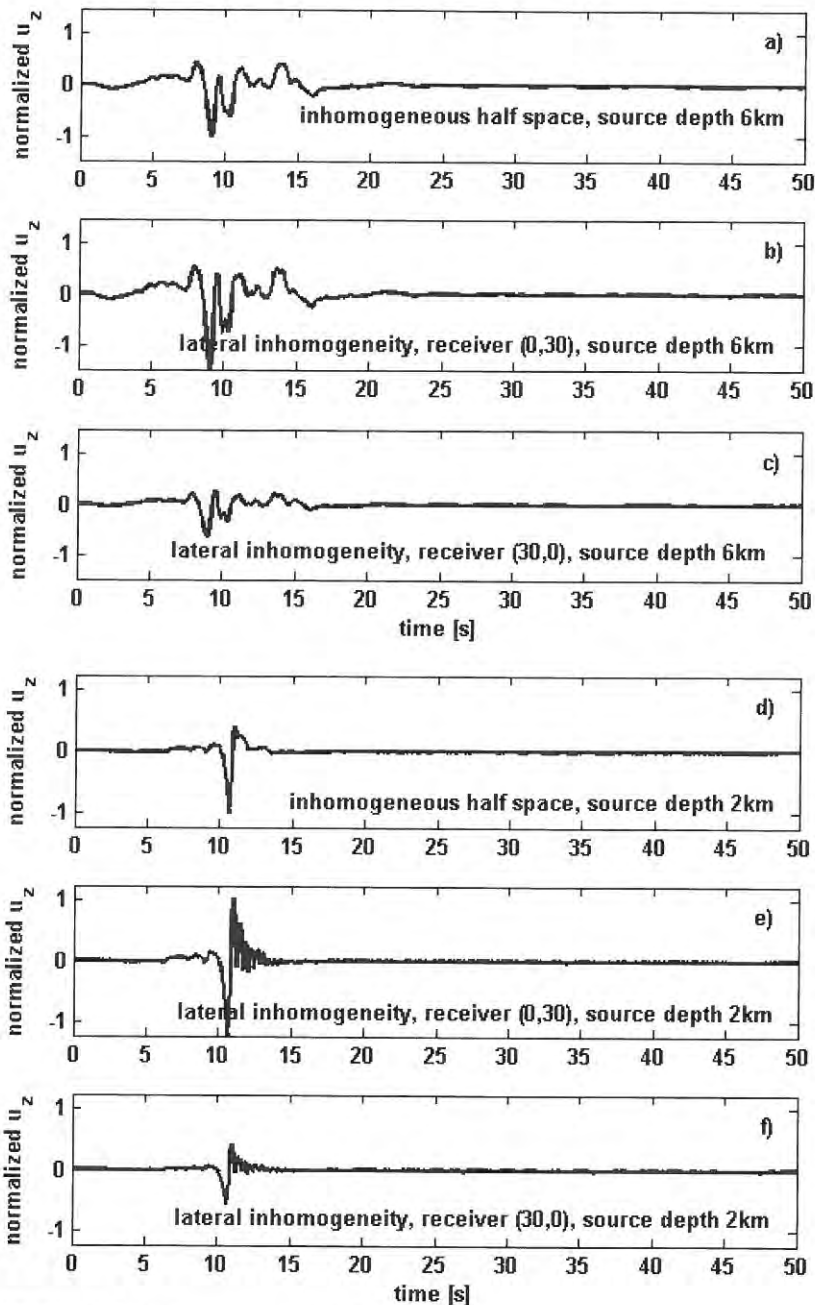


Bild 5. Vertikale Komponente des synthetischen Signals

## Literatur

- [1] Fah, D., Suhadolc, P., Panza, G.F.: Variability of seismic ground motion in complex media: The Friuli area (Italy). In: Geophysical exploration in areas of complex geology, II (R. Cassinis, K. Helbig, G.F. Panza, Eds.) Journal of Applied Geophysics, 30, 131–148, 1993
- [2] Gil-Zepeda, SA, Montalvo-Arrieta, JC, Vai, R., Sanchez-Sesma, FJ.: A hybrid indirect boundary element–discrete wave number method applied to simulate the seismic response of stratified alluvial valleys, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 23, 77–86, 2003
- [3] Panza, G.F., Romanelli, F., Vaccai, Fr.: Seismic wave propagation in laterally heterogeneous anelastic media: theory and applications to seismic zonation, Advances in Geophysics, Vol.43, 1–95, 2000
- [4] Bard, P.Y., Bouchon, M.: The seismic response of sediment-filled valleys. Part I. The case of incident SH waves. Bulletin of the Seismological Society of America, 70:1263–1286, 1980.
- [5] Bard, P.Y., Bouchon, M.: The seismic response of sediment-filled valleys. Part II. The case of incident P and SV waves. Bulletin of the Seismological Society of America, 70:1921–1941, 1980.
- [6] Bouchon, M., Campillo, M., Gaffet, S.: A boundary integral equation discrete wavenumber representation method to study wave propagation in multilayered media having irregular interfaces. Geophysics, 54:1134–1140, 1989.
- [7] Nguyen, K.V., Gatmiri, B.: Evaluation of seismic ground motion induced by topographic irregularity. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 27(2):183–188, 2007
- [8] Gatmiri, B., Arson, C., Nguyen, K.V.: Seismic site effects by an optimized 2D BE/FE method. I.Theory, numerical optimization and application to topographical irregularities. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 28(8):632–645, 2008



- [9] Yokoi, T. and Sanchez-Sesma, F.J.: A hybrid calculation technique of the in direct boundary element method and the analytical solution for three-dimensional problems of topography. *Geophysical Journal International*, 133:121–139, 1998
- [10] Dineva, P., Vaccari, F., Panza, G. (2003): Hybrid Modal summation-BIE method for site effect estimation of a seismic region in a laterally varying media, to appear in *Journal of Theoretical and Applied Mechanics*, Bulgarian Academy of Science, Volume 33(4), 55–88
- [11] Dominguez J.: (1993) *Boundary elements in dynamics*. Southampton/ Amsterdam: Computational Mechanics Publications/Elsevier.
- [12] Schanz, T., Iankov, R., Bonev, Z.: NATO Scientific Programme, Cooperative Science and Technology Sub-Programme, Collaborative Linkage, Scientific Report – CLG982064, 2008
- [13] Hisada, Y.: An Efficient Method for Computing Green's Functions for a Layered Half-Space with Sources and Receivers at Close Depths (Part 1). *Bulletin Seismological Society of America*, 84(5):1456–1472, 1994
- [14] Chen, X.: A systematic and efficient method of computing normal modes for multilayered media. *Geophysical Journal International*, 115:391–409, 1993
- [15] Luco, J.E., Apsel, R.J.: On the Greens functions for layered half-space. Part I. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 73:909–929, 1983
- [16] Miksat, J.: *Earthquake ground motion modelling from crustal and intermediate depth sources*. PhD thesis, University of Karlsruhe, 2006
- [17] Dineva P., Wuttke F., Schanz, T.: Validation study of the wave number integration-boundary integral equation method for seismic wave propagation problems, *Comptes rendus de l'Academie bulgare des Sciences*, Tom 59, No 9, 939–944, 2006

# Erdbebensichere Auslegung von Industrieanlagen

B. Holtschoppen, C. Butenweg, K. Meskouris

## Zusammenfassung

Industrieanlagen müssen auf Grund der kapitalintensiven Verfahrenstechnik und/oder der möglichen Gefahr des Freisetzens von umweltgefährdenden Stoffen in Wasser, Boden und Luft erdbebensicher ausgelegt werden. Eine erdbebensichere Auslegung der Anlagen erfordert Bemessungsregeln für die Tragstruktur der Anlagen, die nichttragenden verfahrenstechnischen Einbauten und für die Versorgungsbauwerke unter Berücksichtigung der spezifischen Besonderheiten des Anlagenbaus. In Deutschland fehlt jedoch eine normative Grundlage zur Erdbebenbemessung von Industrieanlagen, da die Erdbebennorm DIN 4149 auf übliche Hochbauten beschränkt ist. Aus diesem Grund wurde in Zusammenarbeit mit dem Verband der Chemischen Industrie (VCI) ein Leitfaden entwickelt, der die Lücke im Geltungsbereich der DIN 4149 schließen und den Betreibern und Planern Empfehlungen für den Entwurf und die Konstruktion von Anlagen der Chemischen Industrie oder verwandten Industrien geben soll. Im Folgenden werden die Inhalte des Leitfadens vorgestellt, wobei der Fokus auf die anlagenspezifischen Aspekte gelegt wird.

## 1 Einführung

Industrieanlagen setzen sich aus der eigentlichen Tragstruktur (Primärstruktur) und verschiedensten verfahrenstechnischen Komponenten der Prozesstechnik (Sekundärstrukturen) zusammen, die zur Realisierung der komplexen

Dipl.-Ing. B. Holtschoppen  
Dr.-Ing. C. Butenweg  
Prof. Dr.-Ing. K. Meskouris

Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik  
RWTH Aachen



Bild 1. Typische Konstruktionsweisen von Primärstrukturen [17]

verfahrenstechnischen Prozesse in die Tragstruktur integriert werden und den eigentlichen Wert der Anlagen darstellen. Zusätzlich sind für jede Anlage Versorgungsbauwerke wie freistehende Tanks und Silos erforderlich, die den Materialnachschub sicherstellen. Für eine erdbebensichere Auslegung von Industrieanlagen sind deshalb Bemessungs- und Konstruktionsregeln für die Primärstruktur, die Sekundärstrukturen und die Versorgungsbauwerke erforderlich. Im Rahmen dieser Regelungen sind auch die für die Sicherheit relevanten Interaktionen der genannten Bereiche zu berücksichtigen.

Der in Zusammenarbeit mit dem Verband der Chemischen Industrie erstellte Leitfaden [2] entspricht in seiner Struktur dem Aufbau der DIN 4149 [1] und beschränkt sich auf die für Anlagen bedeutsamen relevanten Änderungen und Erweiterungen der Norm. Zusätzlich zum Leitfaden wurde ein Erläuterungsdokument [3] erarbeitet, in dem die theoretischen Grundlagen für die im Leitfaden angegebenen Empfehlungen zusammengestellt sind. Ergänzend werden in den Erläuterungen Erdbeschutzsysteme behandelt und wirtschaftliche und sicherheitstechnisch sinnvolle Hinweise im Umgang mit bestehenden Anlagen gegeben.

Im Folgenden werden wesentliche Aspekte der im Leitfaden verankerten spezifischen Empfehlungen für Primärstrukturen, Sekundärstrukturen und Versorgungsbauwerke vorgestellt. Abschließend wird ein Ausblick auf zukünftige Bemessungsphilosophien gegeben, die auch international zunehmend an Bedeutung gewinnen.

## 2 Primärstrukturen

Grundsätzlich sind Industrieanlagen, viel mehr als übliche Hochbauten, sehr individuell gestaltet, da die Tragstruktur und die Anordnung der Einbauten genau auf die jeweiligen verfahrenstechnischen Prozessanforderungen abgestimmt sind. Dennoch lassen sich einige Charakteristika zusammenstellen, die sich in vielen Produktionsanlagen wieder finden und eine globale Betrachtung des Themenbereichs „Erdbeneinwirkung auf Industrieanlagen“ erlauben.

Typisch im Anlagenbau sind Stahlkonstruktionen, die entweder als Rahmensysteme mit zentrischen oder exzentrischen Diagonalen ausgesteift oder als biegesteife Rahmen ausgeführt werden (Bild 1). Eine Aussteifung mit Diagonalen führt im Allgemeinen zu größeren Steifigkeiten und benötigt weniger Material, wohingegen Rahmensysteme weicher sind und eine größere Flexibilität für die laufenden Anpassungen der Tragstruktur an die sich stetig ändernden verfahrenstechnischen Anforderungen bieten.

Im Gegensatz zu üblichen Hochbauten können die konstruktiven Empfehlungen für einen erdbebensicheren Entwurf auf Grund der verfahrenstechnischen Erfordernisse im Anlagenbau häufig nicht eingehalten werden. So werden beispielsweise größere Behältermassen in höheren Ebenen angeordnet oder so platziert, dass Massenzentrum und Steifigkeitszentrum einer Ebene und auch übereinander liegender Ebenen deutlich voneinander abweichen. Durch die Verletzung der Regelmäßigkeitskriterien in Grund- und Aufriss wird das Schwingungsverhalten der Anlage häufig durch höhere Eigenformen und insbesondere durch Torsionsschwingungen beeinflusst [4], [5]. Durch die Wahl eines geeigneten Rechenmodells muss sichergestellt werden, dass die genannten Effekte bei der rechnerischen Ermittlung der Beanspruchungen Berücksichtigung finden. Die Wahl des Rechenmodells kann gemäß dem VCI-Leitfaden nach den Kriterien der DIN 4149 [1] erfolgen.

Im Rechenmodell der Tragstruktur ist es in der Regel ausreichend genau, Sekundärstrukturen als Punktmassen in den entsprechenden Stockwerkebenen zu berücksichtigen. Sind starke Interaktionseffekte zwischen Tragwerk und Sekundärstrukturen zu erwarten, sollten die entsprechenden nichttragenden Komponenten mit der Unterkonstruktion im Modell der Tragstruktur abgebildet werden. Ein Beispiel für die Idealisierung einer typischen Rahmenebene mit verfahrenstechnischen Einbauten zeigt Bild 2.

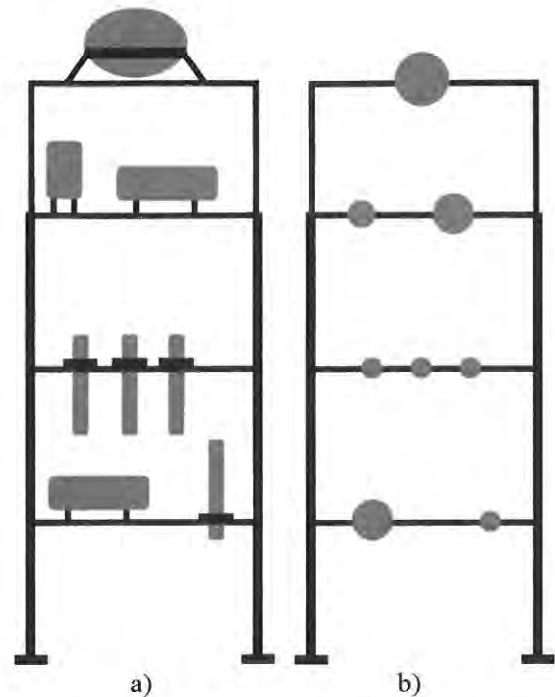


Bild 2. a) Rahmenebene mit Einbauten und b) Tragwerksidealisierung

Ein wichtiger Aspekt bei der Erstellung des Rechenmodells ist auch ein sinnvoller Ansatz der dynamisch wirksamen Massen. Der Leitfaden gibt hierfür entsprechende Kombinationsbeiwerte an und empfiehlt die Masseverteilung unter Berücksichtigung der maßgebenden Betriebslastkonstellationen zu definieren.

Als Standardrechenverfahren für Industrieanlagen sind im Leitfaden das vereinfachte und das multimodale Antwortspektrenverfahren verankert. Alternativ zu dem linearen Antwortspektrenverfahren können auch nichtlineare statische Verfahren angewendet werden. Mit diesen verformungsbasierten Verfahren [6], [7] ist es möglich, die Tragwerksreserven durch die Ermittlung der nichtlinearen Last-Verformungskurve des Tragwerks wesentlich besser auszunutzen als durch die Verwendung des Konzeptes von Verhaltensbeiwerten bei Anwendung linearer Verfahren.

Bei Anwendung nichtlinearer statischer Verfahren ist darauf zu achten, dass durch eine entsprechende konstruktive Durchbildung und Konzeption der Tragwerke die notwendige Verformungsfähigkeit sichergestellt ist. Hierzu sind dissipative Tragwerksstellen festzulegen, an denen sich unter der Bemessungserdbebeneinwirkung planmäßig plastische Gelenke ausbilden sollen. Die dissipativen Stellen sind so anzuordnen, dass es nach Ausbildung aller planmäßigen Gelenke zu keinem kinematischen Tragwerksversagen kommt. Zusätzlich müssen sie über ein ausreichendes plastisches Verformungsvermögen verfügen, um die globale Verformungsfähigkeit des Tragwerks sicherzustellen. Die nichtdissipativen Tragwerksbereiche werden mit einem erhöhten Widerstand ausgelegt, damit diese auch bei der Entwicklung von Überfestigkeiten in den plastischen Gelenken planmäßig im elastischen Bereich verbleiben.

Sind die Rotations- und Verformungsfähigkeiten konstruktiv sichergestellt, so kann der Tragwerksnachweis durch die Ermittlung des Schnittpunktes zwischen der nichtlinearen Last-Verformungskurve des Tragwerks mit dem Antwort-

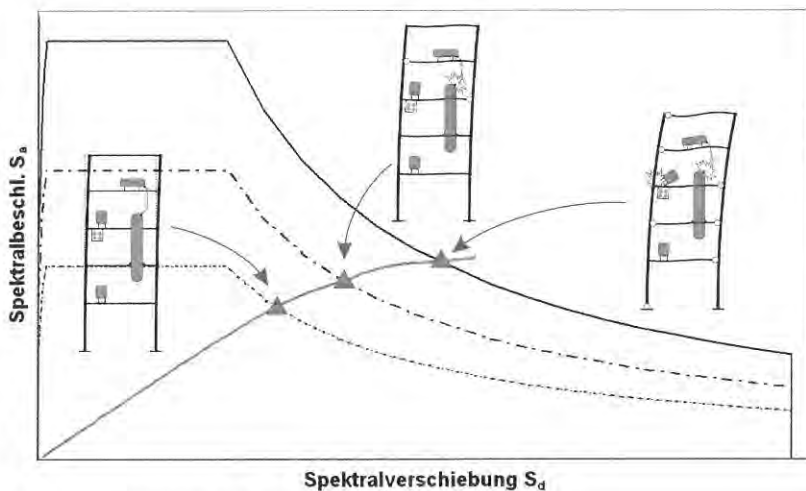


Bild 3. Verhaltensorientierte Bemessung von Industrieanlagen

spektrum in einem gemeinsamen Spektralverschiebungsspektralbeschleunigungsdiagramm erfolgen. Zur Ermittlung dieses Schnittpunktes wird im Anhang A des Eurocode 8, Teil 1 [10] eine vereinfachte Vorgehensweise vorgeschlagen. Alternativ stehen auch genauere Verfahren zur Verfügung, die international bereits seit vielen Jahren erfolgreich eingesetzt werden [5], [6].

Die nichtlinearen statischen Verfahren bieten den Vorteil, in einfacher Weise eine verhaltenorientierte Bemessung zu realisieren: Durch gleichzeitige Überlagerung der Kapazitätskurve mit den Antwortspektren verschiedener Wiederkehrperioden können mittels einer einzigen Tragwerksanalyse verschiedene Verhaltenszustände überprüft werden [8] (Bild 5). Auf diese Weise kann der Ingenieur nicht nur die Tragfähigkeit, sondern durch Vorgaben des Anlagenbetreibers auch definierte Grenzzustände (Performance Levels) der Gebrauchstauglichkeit bzw. Betriebssicherheit überprüfen. Damit ist eine individuelle Anlagenplanung möglich, bei der Schäden und damit auch Kosten infolge möglicher Reparaturen oder Betriebsausfälle durch Erdbeben mit verschiedenen Auftretenswahrscheinlichkeiten minimiert werden. Nichtlineare Zeitverlaufsberechnungen werden auf Grund der Unsicherheiten auf der Einwirkungs- und Widerstandsseite im Leitfaden nicht vorgesehen. Weitere Gründe für den Ausschluss dieser Verfahren liegen in der schwierigen Nachvollziehbarkeit und Prüfbarkeit, sowie des zu großen Aufwands der Durchführung in der täglichen Bemessungspraxis.

### 3 Sekundärstrukturen

Erdbeben in hoch industrialisierten Regionen haben gezeigt, dass die Schäden an oder durch Sekundärstrukturen die direkten Schäden am Tragsystem oft weit übersteigen [9]. Dabei geht es nicht nur um irreparable Schäden an Komponenten, sondern auch um Betriebsunterbrechungen mit großen wirtschaftlichen Folgeschäden. Problematisch sind insbesondere verfahrenstechnische Einbauten eingehauster Tragsysteme, die nicht auf Wind bemessen werden und über Lager verfügen, die zur Abtragung von Horizontallasten nicht geeignet sind.

Für die Bemessung sind in den Erdbebennormen häufig vereinfachte Formeln zur Ermittlung statischer Ersatzlasten angegeben. In diesen Formeln wird zur Berechnung der sta-

tischen Ersatzlast in einer bestimmten Einbauhöhe die Bodenbeschleunigung mit einem höhenabhängigen Faktor und einem Faktor zur Berücksichtigung von Resonanzeffekten zwischen Tragwerk und Einbauten erhöht. Weiterhin wird die Bedeutung der Einbauten durch einen Bedeutungsfaktor und das Energiedissipationsvermögen der Einbauten und deren Verankerungen durch einen Verhaltensfaktor berücksichtigt. Die Formeln gehen, die erste Eigenschwingform approximierend, von einer linearen Zunahme der Etagenbeschleunigungen über die Bauwerkshöhe aus [1], [10], [11].

Industrieanlagen weisen jedoch auf Grund unregelmäßiger Masseverteilungen in Grund- und Aufriss und der damit verbundenen Aktivierung von höheren Eigenformen häufig einen nichtlinearen Verlauf der Be-

schleunigungen über die Bauwerkshöhe auf, der bei Ansatz eines linearen Anstiegs der statischen Ersatzkräfte zu einer Unterschätzung der tatsächlich auf die Einbauten wirkenden Trägheitskräfte führen kann. Um diese Effekte praxisingerecht ohne eine zeitaufwendige Bestimmung von Etagenantwortspektren ausreichend genau zu erfassen, wurde im Leitfaden für die Bemessung von Sekundärstrukturen ein Ansatz in Anlehnung an die amerikanische Richtlinie FEMA 450 [15] gewählt. Hierbei ist eine statische Ersatzlast nach folgender Berechnungsformel zu bestimmen:

$$F_a = a_i \cdot m_a \cdot \frac{A_{T,i} \cdot A_a \cdot \gamma_a}{q_a} \quad (1)$$

Dabei darf  $F_a$  nicht kleiner angesetzt werden als:

$$0,5 \cdot S_{a,max} \cdot \gamma_a \cdot m_a$$

und muss nicht größer angenommen werden als:

$$1,6 \cdot S_{a,max} \cdot \gamma_a \cdot m_a$$

mit

$a_i$  = Beschleunigung auf der Ebene  $i$  als Standort der Sekundärstruktur [m/s<sup>2</sup>]

$m_a$  = Masse der Komponente [t]

$A_a$  = Vergrößerungsfaktor zur Berücksichtigung von Resonanzeffekten [-]

$\gamma_a$  = Bedeutungsbeiwert der Komponente [-]

$q_a$  = Verhaltensbeiwert der Komponente [-]

$S_{a,max}$  = Plateauwert des elastischen Bodenbeschleunigungsspektrums, ermittelt mit dem Bedeutungsfaktor  $\gamma_1 = 1$ , in [m/s<sup>2</sup>]

$A_{T,i}$  = Faktor zur Berücksichtigung von Torsionseffekten auf Tragwerkebene  $i$  [-]

Dabei ist  $a_i$  die Beschleunigung auf der Ebene  $i$ , die vorab mittels einer Spektralanalyse unter Berücksichtigung der maßgebenden Eigenformen berechnet wird. Die Etagenbeschleunigung  $a_i$  erfasst automatisch die für Anlagen wichtigen Effekte infolge unregelmäßiger Masseverteilungen und bildet nichtlineare Beschleunigungsverläufe über die Höhe ab.

Die Resonanzeffekte zwischen Primär- und Sekundärstruktur werden über den Faktor  $A_a$  abgedeckt, der in den Erdbebennormen in Abhängigkeit des Verhältnisses der Einbautenperiode  $T_a$  zu der ersten Eigenperiode des Tragwerks  $T_1$  angegeben ist. In Bild 4 sind die Verläufe der Vergrößerungs-

faktoren der DIN 4149 [1] bzw. Eurocode 8 [10], der SIA-Norm [18] und der FEMA 450 [15] gegenüber gestellt. Hierbei ist zu beachten, dass die auf den ersten Blick nicht sinnvollen negativen Werte der DIN 4149 bez. des Eurocode 8 für größere Periodenverhältnisse durch eine Mindestbemessungskraft entsprechend der Angaben im Eurocode 8 abgefangen werden. Die Verläufe der verschiedenen Normen sind sich qualitativ ähnlich, wobei die Größe der Resonanzeffekte in einem gewissen Streubereich unterschiedlich bewertet wird.

Die Verläufe des Vergrößerungsfaktors berücksichtigen nur das Periodenverhältnis in Bezug auf die erste Eigenperiode des Tragwerks. Umfangreiche Variantenberechnungen für typische Rahmensysteme im Anlagenbau [12], [13], [14] zeigten jedoch, dass gerade bei den im Anlagenbau typischen weichen Rahmensystemen auch relevante Resonanzeffekte in den höheren Eigenformen auftreten können, die bei der Bestimmung des Vergrößerungsfaktors berücksichtigt werden müssen. Beispielhaft zeigt Bild 5 die Verstärkungseffekte auf den Etagen einer fünfstöckigen Rahmenkonstruktion mit Einbauten [13]. Die Etagenspektren zeigen deutlich, dass die Resonanzeffekte der zweiten Eigenperiode berücksichtigt werden müssen.

Die Ermittlung des Vergrößerungsfaktors setzt voraus, dass die Eigenperioden der Einbauten bekannt sind. Diese lassen sich jedoch ausreichend genau nur durch Messungen im Rahmen von Ausschwingversuchen mit den Randbedingungen am Einbauort bestimmen. Für typische Einbaukonstellationen können Abschätzungen erfolgen, die im Leitfaden tabelliert sind.

Mit der Zielsetzung einer praktikablen und sicheren Anwendung wurde im Leitfaden eine Vorgehensweise verankert, bei der die Resonanzeffekte und die Problematik der Bestimmung der Einbautenperioden in vereinfachter Form berücksichtigt werden. Dazu wurde der multilineare Verlauf des Vergrößerungsfaktors gegenüber der Richtlinie FEMA 450 im Bereich  $T_a/T_1 < 0,7$  entsprechend modifiziert (Bild 6). Die theoretisch korrekte Absenkung der dynamischen Vergrößerung auf 1,0 für Sekundärstrukturen, die sehr viel steifer sind als das Tragwerk (gestrichelte Linie), wurde im Diagramm nicht berücksichtigt, da die Bestimmung der kleinen Periodenverhältnisse mit großen Unsicherheiten behaftet ist. Für sehr steife Komponenten (in amerikanischen Normen wird die Grenze hierfür bei  $T_a = 0,06$  s gesetzt) kann jedoch ein Vergrößerungsfaktor von 1,0 individuell vergeben werden. Der Bereich  $T_a/T_1 > 1,0$  wurde unverändert aus der FEMA 450 übernommen, obwohl die Bemessungskräfte bei größeren Periodenverhältnissen  $T_a/T_1 > 2$  etwas zu konservativ sind.

Bei genauer Kenntnis der Periodenverhältnisse kann der Vergrößerungsfaktor auch durch Auswertung der Periodenverhältnisse aller am Schwingungsverhalten maßgebend beteiligten Eigenformen bestimmt werden. Hierzu ist für jede relevante Eigenform der Vergrößerungsfaktor unter Ansatz des Verlaufs des Vergrößerungsfaktors nach DIN 4149 bzw. des Eurocode 8 zu bestimmen. In der Berechnungsfor-

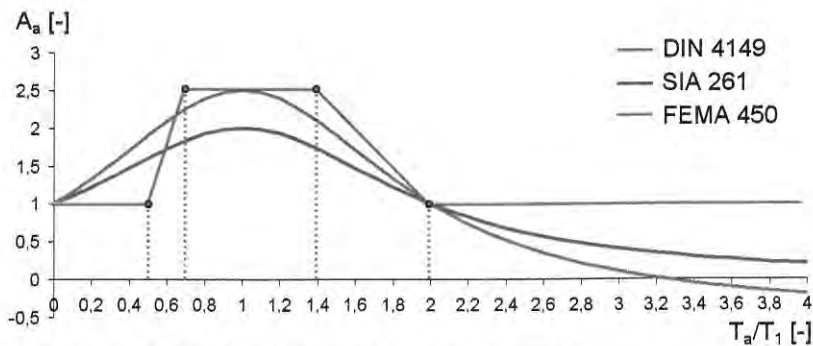


Bild 4. Verläufe des Vergrößerungsfaktor Aa in verschiedenen Normen

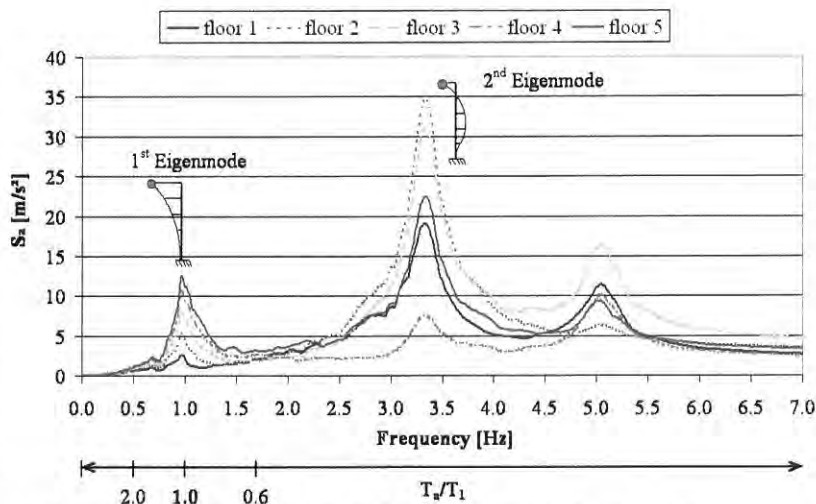


Bild 5. Etagenspektren einer fünfstöckigen Rahmenkonstruktion mit Einbauten [13]

mel nach Gleichung 1 ist dann der maximale Vergrößerungsfaktor anzusetzen, der sich für die Auswertung der Periodenverhältnisse aller maßgebenden Eigenformen ergeben hat.

Der völlig unabhängig von der Tragstruktur ermittelbare Maximalwert der statischen Ersatzkraft  $F_a$  ist für den Anlagenbau von großer praktischer Relevanz, da im Planungsstadium keine detaillierten Aussagen über den Standort und die Einbauhöhe der Sekundärstruktur im Tragwerk und über die dynamischen Eigenschaften der Primärstruktur bekannt sind. Mit der konservativen Abschätzung der statischen Ersatzlast kann schon im Planungsstadium eine ausreichende Erdbebensicherheit sichergestellt werden. Der Grenzwert hat sich in Variantenuntersuchungen [13] bestätigt und ist darüber hinaus in internationalen Erdbebennormen zu finden [10],[11],[15],[16].

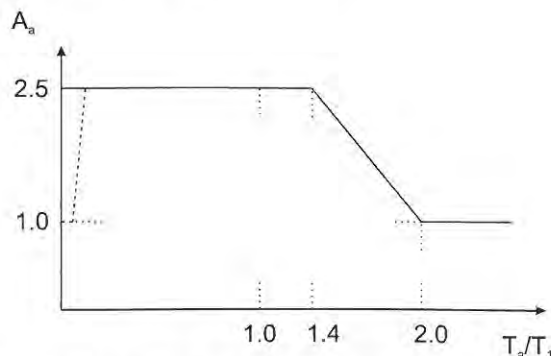


Bild 6. Vergrößerungsfaktor Aa mit Berücksichtigung von Resonanzeffekten

Tabelle 1. Bedeutungsbeiwerte  $\gamma_i$  bzgl. des Personenschutzes

		Auswirkungen				
		innerhalb von Anlagen	i. d. unmittelbaren Umgebung der Anlage (Block innerhalb eines Werkes)*	innerhalb eines Werkes/ Industrieparks (eingezäunt)	Auswirkungen außerhalb eines Werkes/ Industrieparks	Großräumige Auswirkungen außerhalb eines Werkes/ Industrieparks
Schadenspotential	nicht flüchtige giftige Stoffe, entzündliche Stoffe	1,0	1,0	1,0	1,0	1,1
	nicht flüchtige sehr giftige Stoffe, leicht- und hochentzündliche Stoffe	1,0	1,1	1,2	1,2	1,2
	Flüchtige giftige Stoffe, explosive Stoffe, hochentzündliche verflüssigte Gase	1,1	1,2	1,3	1,4	1,4
	leichtflüchtige sehr giftige Stoffe	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6

\* ist dem Betriebsbereich gemäß StörfallVO gleichzusetzen

S 13

Tabelle 2. Bedeutungsbeiwerte  $\gamma_i$  bzgl. des Umweltschutzes

	Auswirkungen		
	Keine Konsequenzen für die Umwelt außerhalb des Werkes	Geringe Konsequenzen für die Umwelt außerhalb des Werkes	Großräumige Konsequenzen für die Umwelt außerhalb des Werkes
Einfluss auf die Umwelt	1,0	1,2	1,4

Tabelle 3. Bedeutungsbeiwerte  $\gamma_i$  für Lifeline Einrichtungen

	Anforderungen		
	Normale Anforderungen an die Verfügbarkeit	Hohe Anforderungen an die Verfügbarkeit	Sehr hohe Anforderungen an die Verfügbarkeit
Rückhaltesysteme, Verkehrswege, Rettungswege	1,2	1,2	1,2
Lifeline Bauwerke (Feuerwachen, Löschanlagen, Rettungsdienststationen, Energieversorgung, Rohrbrücken)	1,3	1,4	1,4
Notstromversorgung*, Sicherheitssysteme*	1,4	1,5	1,6

\*Systeme, die notwendig sind, um betriebliche Prozesse in den sicheren Zustand zu überführen.

#### 4 Versorgungsbauwerke

Die Versorgungsbauwerke stellen den Materialnachschub für die Anlagen sicher. Typische Versorgungsbauwerke sind freistehende Behälter, Tanks und Silos. In dem Leitfaden wird empfohlen, die Standsicherheit dieser Versorgungsbauwerke für den Lastfall Erdbeben nach Eurocode 8, Teil 4 [10] nachzuweisen, da dieser derzeit das aktuellste Normenwerk für industrielle Versorgungsbauwerke darstellt und keine geeigneten nationalen Normen zur Verfügung stehen.

#### 5 Sicherheitskonzept und Bedeutungsbeiwerte

Die in DIN 4149 angegebenen Bedeutungsbeiwerte können nicht auf Industrieanlagen angewendet werden, da sie nur die Schutzziele für übliche Hochbauten beinhalten. Deshalb wurden im Leitfaden Bedeutungsbeiwerte festgelegt, die aus der Kombination von Schadenspotential und möglicher Auswirkung für den Personenschutz entsprechend der Inhaltsstoffe der Anlage zu bestimmen sind. Darüber hinaus wurden Bedeutungsbeiwerte für den Umweltschutz und bestimmte Lifeline Einrichtungen festgelegt. Die Bedeutungsbeiwerte sind in den Tabellen 1 bis 3 zusammengestellt.

Maßgebend ist der Maximalwert aus den drei Tabellen. Die Festlegung der Werte erfolgte in Abstimmung mit Experten aus den drei Bereichen und die Werte selbst wurden durch den Vergleich mit den in internationalen Normen angegebenen Bedeutungsfaktoren bestätigt.

#### 6 Ausblick

In dem vorgestellten Leitfaden für den Lastfall Erdbeben im Anlagenbau werden Empfehlungen für die Anwendung der DIN 4149 im Anlagenbau gegeben. Durch die auf Industrieanlagen abgestimmten Bedeutungsbeiwerte und die Empfehlungen hinsichtlich der Auslegung von Tragstruktur, Einbauten und Versorgungsbauwerken wird ein nachvollziehbares und höheres Sicherheitsniveau als bisher erreicht. Die im Leitfaden verankerte Möglichkeit der Anwendung nichtlinearer statischer Berechnungen bietet zukünftig die Option, neben der Tragfähigkeit vom Anlagenbetreiber definierte Grenzzustände (Performance Levels) der Gebrauchstauglichkeit bzw. Betriebssicherheit zu überprüfen. Zurzeit wird der Leitfaden in seiner jetzigen Version von den Mitgliedsunternehmen des VCI in der praktischen Anwendung erprobt.

**Literatur**

[1] *Normenausschuss Bauwesen im DIN e.V.*: DIN 4149 – Bauten in deutschen Erdbebengebieten, Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten, (2005)

[2] *Verband der Chemischen Industrie (VCI)*: Leitfaden: Der Lastfall Erdbeben im Anlagenbau, Stand 12/2008.

[3] *Verband der Chemischen Industrie (VCI)*: Erläuterungen zum Leitfaden: Der Lastfall Erdbeben im Anlagenbau, Stand 12/2008.

[4] *Chopra, A. K., Goel R.*: Seismic Code Analysis of Buildings without Locating Centers of Rigidity, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 119 (10), pp. 3039–3055, (1993)

[5] *Sasaki, K.K., Freeman, S.A., Paret, T.F.*: Multimode Pushover Procedure (MMP) – A Method to Identify the Effects of Higher Modes in a Pushover Analysis, *Proceedings of the 6th U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, Seattle, Washington, (1998)

[6] *Freeman, S.A.*: Review of the Development of the Capacity Spectrum Method, *ISET Journal of Earthquake Technology*, Vol. 41, No. 1, paper no. 438, pp. 1–13, (2004)

[7] *Freeman, S. A.*: Evaluations of Existing Buildings for Seismic Risk – A Case Study of Puget Sound Naval Shipyard Bremerton, Washington, *Proceedings of the U.S. National Conference on Earthquake Engineers*, EERI, Berkeley, pp. 113–122, (1975)

[8] *Bachmann, H.*: Neue Tendenzen im Erdbebeningenieurwesen“, *Beton- und Stahlbetonbau*, Vol 99, Heft 5, S. 356–371, (2004)

[9] *Villaverde, R.*: Seismic design of secondary structures: State of the art. *Journal of Structural Engineering*, 123(8), pp. 1011–1019, (1997)

[10] *Comité Européen de Normalisation (CEN)*: EN 1998–1:2004, Eurocode 8 – Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben, Teil 1 – 6, (2004)

[11] *American Society of Civil Engineers (ASCE)*: Minimum design loads for buildings and other structures. *SEI/ASCE 7–05*, ISBN: 0–7844–0831–9, Reston, VA., (2006)

[12] *Holtschoppen, B., Butenweg, C., Meskouris, K.*: Seismic Design of Secondary Structures, im Tagungsband *Seismic Risk 2008 – Earthquakes in North-Western Europe*, Liege, 2008

[13] *Holtschoppen, B., Butenweg, C., Meskouris, K.*: Seismic Design of Non-Structural Components in Industrial Facilities, *International Journal of Engineering Under Uncertainty: Hazards, Assessment and Mitigation*, (2009)

[14] *Singh, M.P., Moereschi, L. M.*, “Simplified methods for calculating seismic forces for non-structural components”, *Proceedings of Seminar on Seismic Design, Retrofit, and Performance of Nonstructural Components (ATC-29–1)*, Applied Technology Council, (1998)

[15] *Federal Emergency Management Agency*: NEHRP recommended provisions for the development of seismic regulations for new buildings and other structures, 2003 Ed. (FEMA 450), American Society of Civil Engineers, (2003)

[16] *International Conference of Building Officials (ICBO)*: “Uniform Building Code”, “UBC 97”, Whittier, CA., (1997)

[17] <http://www.basf.com>; Internetseite der BASF SE (online Pressefotos)

[18] *Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein: SIA 261* Einwirkungen auf Tragwerke, Zürich, Schweiz, (2003)

# Anmerkung zur Überlagerung von Antwortspektren

C. Katz

## 1 Zusammenfassung

Genauere Nachweise von Bauwerken auf Erdbeben sind durch zwei Methoden geprägt. Außer dem allgemeinen Ansatz der direkten Zeitintegration von realen oder künstlichen Beschleunigungsverläufen mit allen nichtlinearen Möglichkeiten hat sich in der Praxis die Methode der Antwortspektren als die weitaus häufigste Methode etabliert. Dabei gibt es allerdings zwei Punkte, denen zuwenig Beachtung geschenkt wird. Dies ist die Überlagerung der Ergebnisse von mehreren Eigenformen und die Überlagerung von verschiedenen Richtungen.

## 2 Einführung

Die Methode der Antwortspektren ist in fast allen Lehrbüchern [3,4,5] ausführlich beschrieben. In wenigen Sätzen zusammengefasst wird ein Einmassenschwinger mit einem

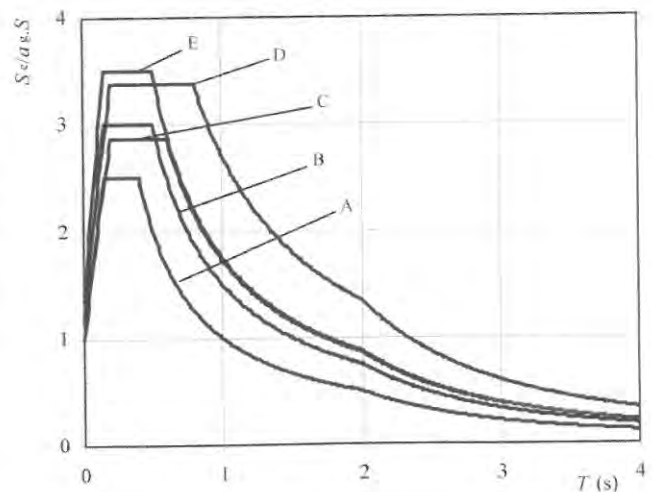


Bild 1. Antwortspektren aus dem Eurocode

vorgegebenen Beschleunigungsverlauf analysiert und dabei eine maximale Antwort ermittelt. Trägt man diese Antwort über die Eigenschwingzeit in einem Diagramm auf, so erhält man eine Kurve, für die in den Normen entsprechende einhüllende Funktionen definiert worden sind.

**Dr.-Ing. Casimir Katz**  
 Vorstand der SOFiSTiK AG  
 Bruckmannring 38  
 85764 Oberschleißheim  
 casimir.katz@sofistik.de

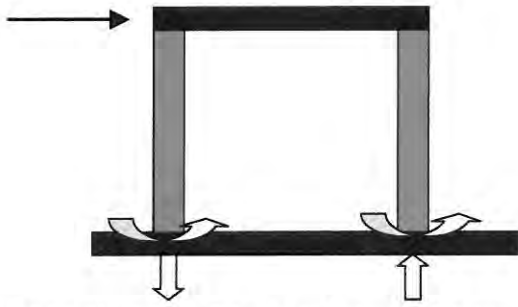


Bild 2. Schnittgrößen an einem Rahmen unter horizontaler Belastung.

Der Rechengang ist nun weiter der, dass man für jede Eigenfrequenz eines komplexeren Systems eine modale Antwort aus diesem Spektrum abgreift. Diese modale Antwort gilt nicht nur für die Beschleunigung, der gleiche Faktor gilt auch für die Verschiebungen und die daraus abgeleiteten Schnittgrößen. Leider hat sich in letzter Zeit die Methode der Ersatzlasten ziemlich breit gemacht, die meiner Meinung nach dazu geeignet ist, die wesentlichen Hintergründe des Verfahrens zu verschleiern. Hier werden ausschließlich die sogenannten modalen Schnittgrößen betrachtet, wie sie z.B. von Meskouris et. al [5] vorbildlich dargestellt sind.

Der scheinbare Nachteil der Methode der Antwortspektren ist der, dass die Information über den Zeitpunkt des Maximums verlorengegangen ist. Man muss also bei der Überlagerung statistische Methoden anwenden um die Ergebnisse unterschiedlicher Anregungen zu kombinieren. Scheinbar ist der Nachteil weil ja eine determinierte Erregung gar nicht gegeben ist.

### 3 Überlagerung der Eigenformen

Auch heute wird noch häufig als Regel die Methode der Quadratwurzel aus der Summe der Quadrate (SRSS) verwendet:

$$q_j = \sqrt{\sum_i q_{ij}^2} \quad (1)$$

Seit längerem hat es sich aber herumgesprochen, dass die Methode der vollständigen quadratischen Kombination (CQC) weitaus bessere Ergebnisse liefert:

$$q = \sqrt{\sum_i \sum_j q_i \rho_{ij} q_j} \quad (2)$$

$$\rho_{ij} = \frac{8\sqrt{d_i d_j} (d_i + r \cdot d_j) \cdot r^{\frac{3}{2}}}{(1 - r^2)^2 + 4d_i d_j r (1 + r^2) + 4(d_i^2 d_j^2) r^2} \quad (3)$$

Die erste Methode SRSS ist ein Sonderfall der zweiten. Wesentliche Unterschiede ergeben sich wenn die Frequenzen zweier Eigenformen sehr dicht liegen bzw. identisch sind. Es muss aber darauf hingewiesen werden, dass die Kenntnis der Dämpfungen für die Berechnung der Koppelglieder wesentlich ist. Ohne jede Dämpfung zerfällt die CQC-Methode zur SRSS-Methode mit einer einzigen Ausnahme: Gleiche Eigenfrequenzen erhalten Nebendiagonalglieder, die formal undefiniert, aber durch Grenzwertbildung den Wert 1.0 erhalten.

Wenn man diese Formeln genauer anschaut, so erkennt man, dass alle Ergebnisse positiv sind. Das verwundert nicht weiter, denn auch die Richtung der Erregung ging ja im Antwortspektrum verloren, d.h. die Ergebnisse müssen mit wechselndem Vorzeichen in weitere Überlagerung bzw. Bemessung eingeführt werden, was sozusagen einem Erdbeben von rechts oder links kommend entspricht. Nun ist die Beanspruchung eines Tragwerks aber nicht nur durch eine Schnittgröße gegeben. Es wirken z.B. Normalkraft und Moment und wenn man sich einen ganz einfachen Rahmen anschaut, muss man erkennen, dass diese nicht gleichgerichtet sind:

Die Beanspruchung erzeugt zwar gleichsinnige Momente, aber gegensinnige Normalkräfte. Für Stahltragwerke mag dies auf den ersten Blick nicht so wichtig sein, für Baustoffe mit unterschiedlichen Festigkeiten im Zug- und Druck-Bereich aber sehr wohl und wie im folgenden Beispiel gezeigt werden wird, auch grundsätzlich für doppelte Eigenwerte. Benötigt wird also z.B. ein absolutes maximales positives Moment und die zugehörige Normalkraft die das richtige Vorzeichen besitzt. Den Maximalwert liefern uns die Formeln, aber es ist nicht korrekt und unwirtschaftlich, die zugehörigen Schnittgrößen mit der gleichen Formel ebenfalls als absolute Werte zu verarbeiten.

Aus diesem Dilemma führt ein ganz einfacher Trick, der aber bisher meines Wissens nie außerhalb [6] veröffentlicht wurde. Dazu schreiben wir z.B. die SRSS-Formel nicht als Wurzel sondern als Linearkombination der beteiligten Lastfälle, die ja Basisektoren eines Vektorraums darstellen:

$$SUM = \sum_i f_i \cdot q_i ; f_i = \frac{q_i}{\sqrt{\sum_j q_j^2}} \quad (4)$$

Wie man sich leicht überzeugen kann, ergibt diese Formel den gleichen maximalen Wert der Zielgröße, aber jetzt werden alle Vorzeichen der zugehörigen Schnittgrößen beibehalten und da die modalen Schnittgrößen zu einer Eigenform eindeutige Vorzeichen haben, erhält man eine Schnittgrößenkombination, die in sich konsistent ist.

Der Rechengang für die CQC-Methode ist nur geringfügig aufwändiger:

$$SUM = \sum_i f_i \cdot q_i ; f_i = \frac{\sum_j \rho_{ij} q_j}{\sqrt{\sum_i \sum_j q_i \rho_{ij} q_j}} \quad (5)$$

### 4 Überlagerung der Richtungen

Analog kann man auch bei den Richtungen vorgehen. Da sämtliche Phaseninformationen verlorengegangen sind stellt sich die eigentliche Aufgabe, die ungünstigste Richtung des Erdbebens zu finden. In einigen Literaturstellen findet man Hinweise, dass man immer etwa 30 % des Erdbebens quer zur Hauptrichtung ansetzen soll. Dies ist für die Berechnung mit der Methode der Antwortspektren jedoch nicht nur überflüssig, sondern eigentlich auch Unfug. Wenn man nämlich die ungünstigste Richtung gefunden hat, und man würde noch einmal 30 % quer dazu ansetzen, schaukelt man sich in immer höhere Ebenen der Basisbeschleunigung herauf.

In der EN 1998 stand bisher dazu übrigens nichts, wohl aber in der DIN 4149 im Absatz 6.2.4 „Kombination der Beanspruchung infolge der Komponenten der Erdbebeneinwirkung“:

(2) Die Kombination der Horizontalkomponenten der Erdbebeneinwirkung darf folgendermaßen berücksichtigt werden: Die Schnittgrößen und Verschiebungen des Tragwerks sind für jede Horizontalkomponente getrennt zu ermitteln, der Maximalwert jeder Schnittgröße am Tragwerk infolge der zwei Horizontalkomponenten der Erdbebeneinwirkung ist in diesem Fall als Quadratwurzel der Summe der Quadrate der für die beiden Horizontalkomponenten berechneten Werte zu ermitteln.

(3) Als Alternative zu Absatz (2) dürfen die einer Kombination der Horizontalkomponenten der Erdbebeneinwirkung entsprechenden Schnittgrößen mit Hilfe der folgenden zwei Kombinationen berechnet werden:  $E_x \oplus 0.30 E_y$ ;  $0.30 E_x \oplus E_y$ .

Die zweite Regel würde zwar das Vorzeichen beibehalten, sie hat aber keinen soliden mathematischen Hintergrund. Die Formel (4) hingegen erlaubt es, Vorzeichen und den mathematisch richtigen Ansatz zu vereinen.

**5 Beispiel**

Um die Vorteile der Methode zu demonstrieren soll eine quadratische Kragstütze untersucht werden, bei der alle Biegeeigenwerte doppelt vorkommen. Wir betrachten hier nur die ersten zwei Eigenformen. Die beiden zugehörigen Eigenwerte sind zwar orthogonal, aber sie haben einen zusätzlichen Freiwert einer Rotation. Je nach der Strategie des Eigenwert-Solvers wird man also unterschiedliche Richtungen erhalten. Die hier z.B. verwendete inverse Iteration startet mit einem Zufallsvektor, so dass die Eigenformen ungefähr aber nicht genau in den diagonalen Richtungen stehen: Die genauen Abmessungen und Lasten sind hier nicht wesentlich und deshalb nicht weiter angegeben. Hier darf sogar die Dämpfung vernachlässigt werden. Mit den gewählten Werten ergaben sich die beiden Eigenformen jeweils mit modalen Moment  $M_y$  und  $M_z$ :

Eigenform 1  $M_y = -5133$  ;  $M_z = +5059$   
 Eigenform 2  $M_y = -5059$  ;  $M_z = +5133$

Nun wird eine Beschleunigung jeweils genau in den diagonalen Richtungen aufgebracht, das Ergebnis sind die maximalen Schnittgrößen mit den zugehörigen vorzeichenbehafteten Querbiegemomenten:

Lastfall 11 (diagonal nach rechts oben):  
 $M_y$  12.89  $M_z$  -12.89  
 Lastfall 12 (diagonal nach rechts unten):  
 $M_y$  12.89  $M_z$  12.89

Man beachte, dass dieses absolut richtige symmetrische Ergebnis nur mit der CQC-Methode erhalten wird. Beim SRSS-Verfahren zur Kombination der Eigenwerte bleiben die hier kleinen Abweichungen bei den Eigenwerten erhalten. Wenn man die Beschleunigung jedoch in den globalen X oder Y-Richtungen wirken lässt wird das SRSS Verfahren erhebliche Fehler liefern.

Bevor nun beide Richtungen mit SRSS kombiniert werden, sollte über das „richtige“ Ergebnis nachgedacht werden. Die Aufgabe ist jetzt nicht die maximale Eckspannung zu suchen

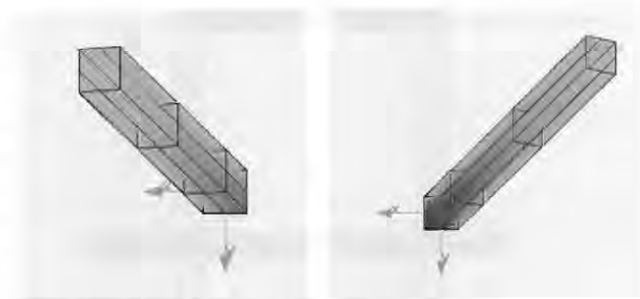


Bild 3. Doppelte Eigenformen einer Kragstütze

sondern das maximale Biegemoment  $M_y$ . Dieses erhält man natürlich dann wenn man die Beschleunigung in Richtung der lokalen z-Achse wirken hat. Dann ist aber die Beschleunigung und damit die Beanspruchung quer dazu Null! Wenn also die beiden Richtungen vektoriell richtig addiert werden, müssen sich die Biegemomente  $M_z$  gegenseitig aufheben, was natürlich nur funktionieren kann, wenn das Vorzeichen wie im vorigen Absatz beschrieben berücksichtigt wird:

Lastfall 31  $M_y$  18.23  $M_z$  0.00  
 Lastfall 32  $M_y$  0.00  $M_z$  18.23

Würde man statt dessen alle Schnittgrößen mit der Methode SRSS für sich behandeln, hätte man das Ergebnis, dass beide Momente den Maximalwert erhalten:

Lastfall 31  $M_y$  18.23  $M_z$  18.23  
 Lastfall 32  $M_y$  18.23  $M_z$  18.23

Diese Beanspruchung ist nur diagonal und zwar in der gleichen Richtung der ersten Hauptdiagonale. Trotz der um den Faktor 1.4 höheren Schnittgrößen, sind Beanspruchungen quer dazu nicht erfasst und das Ergebnis entspricht also nicht der gestellten Aufgabe!

**6 Bewertung**

Nach wie vor gibt es viele internationale Normen, die noch das absolut unbefriedigende SRSS-Verfahren als Standardmethode vorschlagen. In Anbetracht der heutigen Rechnerleistungen ist dies wirklich nicht mehr zeitgemäß. Die aufgezeigte Modifikation bei der Überlagerung erlaubt es, in jedem Falle konsistente Ergebnisse zu erhalten. Weiter sollte man sich davor hüten, 30 % der Beanspruchung in Querrichtung als sachgerechte Lösung des Problems zu betrachten. Inwiefern die Methode des vereinfachten Antwortspektrenverfahrens mit Ersatzbelastungen die Sicht auf die wahre Natur des Problems verstellt, sei der Beurteilung des geeigneten Lesers überlassen.

**Literatur**

[1] Eurocode 8, Part 1–6, European Standard Draft No. 6, Mai 2004  
 [2] DIN 4149, Bauen in deutschen Erdbebengebieten, 2004  
 [3] K. Meskouris, K-G. Hinzen, C. Butenweg, M. Mistler, Bauwerke und Erdbeben, 2. Auflage Vieweg, 2007  
 [4] R. Flesch, Baudynamik praxisgerecht, Bauverlag Wiesbaden, 1993  
 [5] R.W. Clough, J. Penzien Dynamics of Structure, 3<sup>rd</sup> Edition, Computers & Structures, Inc., Berkeley, 2003  
 [6] C. Katz, Handbuch DYNA, SOFISTIK Oberschleißheim, 2003



## Einladung und Programm

### D-A-CH – Tagung 2009: Erdbeben und Mauerwerk

Die Schweizer Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik SGEB organisiert am 10./11. September 2009 die 11. D-A-CH-Tagung mit dem Schwerpunktthema *Erdbeben und Mauerwerk* im Hauptgebäude der ETH Zürich.

#### Themen

Der aktuelle Wissensstand zur Erdbebenproblematik bei Neu- und Altbauten in Mauerwerk wird umfassend dargestellt.

Im Einzelnen werden die folgenden Problemkreise behandelt:

- Erdbebenschäden und Verletzbarkeit
- Experimentelle Untersuchungen
- Numerische Modellierung und Tragwerksanalyse
- Bemessung und Überprüfung
- Erdbebenertüchtigung.

#### Programm

##### Donnerstag, 10. September 2009, 14 – 18 Uhr

##### **Erdbebenschäden und Verletzbarkeit**

Schäden an Mauerwerksbauten als Folge der Erdbebenserie von 1964 in der Region Sarnen  
*S. Fritsche, Zürich*

Auswertung der Schäden des Albstadt-Erdbeben vom 3. September 1978: Empirische Bewertung der Verletzbarkeit von Mauerwerksbauten  
*S. Beinertsdorf, Weimar*

Erdbebenverletzbarkeits- und Verschiebungsfunktionen von typischen Schweizer Mauerwerksgebäuden  
*C. Michel, Lausanne*

##### **Experimentelle Untersuchungen**

Experimentelle und numerische Untersuchungen an Mauerwerksriegeln  
*K. Beyer, Zürich*

Statisch-zyklische Versuche zum Erdbebenverhalten von Mauerwerkswänden  
*R. Suter, Freiburg*

Interpretation der Verhaltensbeiwerte von über 100 zyklischen Schubversuchen in ganz Europa  
*S. Lu, Wien*

Erdbebentauglichkeit von neuartigen Mauerwerkskonstruktionen aus hochwärmedämmenden Hochlochblöcken aus gebranntem Ton  
*K. Blechschmidt, Zürich*

Vorgespannte Mauerwerkswände auf Schalldämm lagern

*A. Vital, Luzern*

Erdbeben-Verstärkung von Mauerwerkswänden durch Faserverbund-Werkstoffe

*M. Grisanti, Freiburg*

##### **Abend Anlass**

Gastreferat: DACH – Geschichte und Geschichten

*D. Mayer-Rosa, Zürich*

##### Freitag, 11. September 2009, 9 – 15 Uhr

##### **Numerische Modellierung und Tragwerksanalyse**

Nichtlinearer Erdbebennachweis von Mauerwerksbauten

*C. Gellert, Aachen*

Pushover-Analysen von Mauerwerksbauten

*H. Norda, Aachen*

Software für die Pushover-Analyse von Mauerwerksgebäuden

*T. Berset, Zürich*

Ein numerisches Materialmodell für Mauerwerk in Gründerzeitbauten

*T. Furtmüller, Innsbruck*

Kalibrierung von Mauerwerkparametern mittels verfeinerter mechanischer Modellierung

*A. Seltenhammer, Wien*

##### **Bemessung und Überprüfung**

Problemereich Erdbebensicherheit von Altbauten – Europäische und Österreichische Initiativen.

*R. Flesch, Wien*

Beurteilung von Mauerwerksgebäuden bezüglich Erdbeben – eine SIA Dokumentation

*K. Pfyf-Lang, Zürich*

Zur Wirklichkeitsnähe analytischer Schadensprognosen: Auswertung der Schäden des Albstadt-Erdbeben vom 3. September 1978

*J. Schwarz, Weimar*

Überprüfung von Mehrfamilienhäusern aus Mauerwerk

*T. Szczesiak, Zürich*

Mauerwerk unter seismischer Einwirkung – Gegenüberstellung von kraft- und verformungsbasiertem Verfahren anhand eines Fallbeispiels

*R. Zemp, Zürich*

**Erdbebenertüchtigung**

Anwendung der SIA Dokumentation – ein Beispiel  
*F. Braune, Bern^*

Überprüfung der Kathedrale St. Florin in Vaduz  
bezüglich Erdbeben  
*H.-J. Vogt, Vaduz*

Erdbebenertüchtigung des Landesmuseums in Zürich  
*A. Lutz, Zürich*

Erdbebenertüchtigung der historischen Brauerei  
Haldengut durch konstruktive Massnahmen  
*M. Schläfli, Winterthur*

Erfahrungen bei der Erdbeben-Überprüfung und  
-Ertüchtigung von Mauerwerksbauten im Iran  
*J.A. Studer, Zürich*

**Ausstellung**

Eine die Tagung begleitende Ausstellung wird einen  
Überblick über Messgeräte und Produkte zum  
Tagungsthema *Erdbeben und Mauerwerk* ermöglichen.

**Anmeldung**

Der Tagungsflyer mit dem Anmeldeformular steht ab  
Ende März auf den Webseiten der SGEb *sgeb.ch* bereit.  
Wir bitten um Anmeldung bis spätestens am  
21. August 2009.

**Tagungsbeiträge**

Mitglieder DGEb, OGE, SGEb CHF 300.-  
Andere Teilnehmer CHF 400.-  
Studierende CHF 100.-  
Abendessen CHF 60.-

**Informationen**

Weitere Informationen erhalten Sie beim  
SGEB-Kurssekretariat, Frau Natalie Ammann,  
IBK-ETH Zürich,  
CH-8095 Zürich,  
ammann@ibk.baug.ethz.ch,  
Tel.: +41 44 633 51 55, Fax: +41 44 633 10 44

Organisationskomitee: T. Wenk, N. Ammann, A. Dazio