

ERDBEBENINGENIEURWESEN UND BAUDYNAMIK

Eine gemeinsame Publikation von

D G E B

Deutsche 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 **Bauen mit Mauerwerk in deutschen Erdbebengebieten: Nachweis nach DIN EN 1998 in der praktischen Anwendung**
Ch. Gellert, O. Fischer, W. Schwind
- S 7 **Erdwälle als Minderungsmaßnahme gegen Verkehrserschütterungen**
W. Schepers
- S 11 **Ermittlung von Momentmagnituden für den deutschen Erdbebenkatalog – Ergänzung**
T. Schmitt, G. Leydecker
- S 12 **Auswahl von gefährdungskompatiblen Zeitverläufen für Szenario-Erdbebenanalysen**
Ph. L.A. Renault, L. A. Dalguer

Tagung

- S 18 **14. D-A-CH-Tagung
„Erdbeben und bestehende Bauten“**

EDITORIAL

Am 20. und 21. August führten die drei Gesellschaften an der ETH-Zürich die 14. D-A-CH-Tagung durch, die sich mit den Themen der Erdbebengefährdung, der Überprüfung bestehender Bauwerke, der Risikobeurteilung und der Ertüchtigung von Bauwerken beschäftigte. Die beeindruckende Resonanz mit über 200 Teilnehmern zeigte einmal mehr die Bedeutung der Themen Erdbeben und Baudynamik in Forschung und Praxis. Die von Prof. Dr. Katrin Beyer geleitete Tagung wurde durch einen gelungenen Festvortrag von Prof. em. Dr. Dr. h.c. Hugo Bachmann auf der gemeinsamen Abendveranstaltung der drei Gesellschaften abgerundet. Eine kurze Rückschau auf die Tagung findet sich in diesem Mitteilungsblatt. Die nächste D-A-CH-Tagung wird in zwei Jahren von der DGE B in Deutschland organisiert.

Wie gewohnt fand am Rande der D-A-CH-Tagung auch die Mitgliederversammlung der DGE B statt, auf der die Wahl eines neuen Vorstands durchgeführt wurde. Nach acht Jahren erfolgreicher Tätigkeit für die Gesellschaft beendeten der Vorsitzende Dr.-Ing. Christoph Butenweg und der stellvertretende Vorsitzende Dr. rer. nat. Diethelm Kaiser satzungsgemäß ihre Vorstandstätigkeit. Der neue Vorstand setzt sich aus Dr.-Ing. Volkmar Zabel (Vorsitzender), Prof. Dr. Manfred Joswig (stellvertretender Vorsitzender) und den Beisitzern Dr.-Ing. Robert Borsutzky, Dr.-Ing. Michael Mistler, Dr. Thomas Spies, Dr. Silvio Tschudi und Prof. Dr.-Ing. Frank Wuttke zusammen. Der ehemalige Vorsitzende Dr.-Ing. Christoph Butenweg wird die Interessen der Gesellschaften auch zukünftig im europäischen Dachverband EAEE vertreten. Weiterhin wurden auf der Versammlung die Förderpreise für ausgezeichnete Abschlussarbeiten vergeben.

Weitergehende Informationen über die Gesellschaften finden Sie wie gewohnt auf unseren Internetseiten:

<http://www.dgeb.eu>

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

<http://www.sgeb.ch>

Wir laden Sie ein, sich auf den Internetseiten über die Arbeit der nationalen Gesellschaften zu informieren und eine Mitgliedschaft in Betracht zu ziehen. Abschließend bitten wir, interessante Themenvorschläge für Beiträge in den nächsten D-A-CH-Mitteilungsblättern an eine der drei Gesellschaften einzusenden.

Christoph Butenweg
Rudolf Heuer
Thomas Wenk

S 1



Christoph Butenweg
(Vorsitzender DGE B)



Rudolf Heuer
(Generalsekretär OGE)



Thomas Wenk
(Vorsitzender SGE B)

Bauen mit Mauerwerk in deutschen Erdbebengebieten: Nachweis nach DIN EN 1998 in der praktischen Anwendung

Ch. Gellert, O. Fischer, W. Schwind

Einleitung

S 2

Obwohl Deutschland zu den Ländern Europas mit moderaten seismischen Einwirkungen zählt, ist bei der Planung eines Bauobjektes immer auch zu prüfen, ob das geplante Objekt in einer seismisch aktiven Region liegt. In diesen Fällen sind die Standsicherheitsnachweise um entsprechende Nachweisformate für Erdbebeneinwirkungen zu ergänzen. Hierbei kommt heute in der Regel die DIN 4149 [1] aus dem Jahr 2005 zum Einsatz, die – obwohl die DIN EN 1998-1 [2] und der zugehörige Nationale Anhang DIN EN 1998-1/NA [3] in der Fassung von 2011 bereits seit einigen Jahren vorliegen – immer noch in den Listen der eingeführten technischen Baubestimmungen der einzelnen Bundesländer aufgeführt ist.

Das Nachweiskonzept der DIN EN 1998-1 regelt für Erdbeben im Gegensatz zur DIN 4149 auch nicht-lineare quasi-statische Nachweisverfahren, wodurch das Tragverhalten wirklichkeitsnäher erfasst und Tragwerksreserven insgesamt deutlich besser ausgenutzt werden können [7]. Obwohl in DIN 4149 nicht explizit geregelt, genießen nicht-lineare Verfahren auch in der Anwendungspraxis bereits eine weitverbreitete Akzeptanz. So wurden diese bereits mehrfach erfolgreich eingesetzt und auch im Rahmen mehrerer Zustimmungen im Einzelfall durch die Bauaufsichtsbehörde geprüft, siehe zum Beispiel [10], [11]. Im Rahmen dieses Beitrags wird der nicht-lineare quasi-statische Erdbebennachweis für ein Mehrfamilienhaus in Mittenwald vorgestellt. Der Nachweis wurde durch eine unabhängige bauaufsichtliche Begutachtung überprüft und akzeptiert.

Dr.-Ing. Christoph Gellert

SDA-engineering GmbH
Kaiserstr. 100, 52134 Herzogenrath
gellert@sda-engineering.de

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dipl.-Wirt. Ing. Oliver Fischer

Technische Universität München
Lehrstuhl für Massivbau
Theresienstraße 90, 80333 München
oliver.fischer@tum.de

Dipl.-Ing. (FH) Wolfgang Schwind

Schwind Ingenieure GmbH & Co. KG
Zur Kreidemühle 4, 82481 Mittenwald
w.schwind@schwind-ingenieure.de



Bild 1. Ansicht Südwest des Mehrfamilienhauses [6]



Bild 2. Ansicht Südost des Mehrfamilienhauses [6]

1 Objektbeschreibung

Das untersuchte freistehende Mehrfamilienhaus liegt im Freistaat Bayern im Ort Mittenwald in der Nähe der Deutsch-Österreichischen Grenze. Die Erdbebenausslegung erfolgt entsprechend der Lage des Bauwerks für die Erdbebenzone 2 und den Untergrund B-R. Das Mehrfamilienhaus verfügt über ein Kellergeschoss, zwei Vollgeschosse und ein Dachgeschoss mit insgesamt vier Wohneinheiten. **Bild 1** zeigt die Südwest- und **Bild 2** die Südost-Ansicht des Objektes, welches im Obergeschoss mit einer Blockwand-Schalung aus Holz verkleidet wird.

Das Kellergeschoss wird als monolithischer „starrer“ Kasten in Stahlbetonbauweise hergestellt. In den beiden Obergeschossen werden die aussteifenden Außenwände mit Poreton Planziegeln S9 nach allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung [12], die aussteifenden Innenwände aus Hochlochziegeln hergestellt. Die Planziegel mit einer Steifigkeitsklasse 8 und einer Rohdichteklasse 0,7 werden im Dünnbettverfahren ohne Stoßfugenvermörtelung ausgeführt. Alle Deckenplatten werden in bewehrtem Ortbeton



Bild 3. Rohbau Ansicht Südwest



Bild 4. Mehrfamilienhaus in Mittenwald kurz nach Fertigstellung

Foto: Hubert Hornsteiner

der Festigkeitsklasse C25/30 erstellt. **Bild 3** zeigt den Rohbau in der Südwest-Ansicht und **Bild 4** das Gebäude kurz nach Fertigstellung.

2 Nachweisverfahren

Zur Anwendung kommt ein quasi-statisch nicht-lineares Berechnungsverfahren. Auf eine detaillierte Beschreibung des Verfahrens wird mit Verweis auf weiterführende Literatur, siehe zum Beispiel [8], [9], an dieser Stelle verzichtet.

Die Berechnung basiert hierbei grundsätzlich nicht mehr auf dem Vergleich von einwirkenden und aufnehmbaren Schnittgrößen ($E_d \leq R_d$), sondern nutzt die Verformungsfähigkeit von Bauwerken im nicht-linearen Bereich aus. Hierfür werden nicht-lineare Last-Verformungsbeziehungen der Schubwandscheiben aus Mauerwerk als Eingangsgrößen bestimmt. Die Last-Verformungsbeziehung einer Schubwandscheibe wird charakterisiert durch die maximale Verformungsfähigkeit, welche gemäß DIN EN 1998-1/NA NCI Abschnitt 9.4(6) [5] in Abhängigkeit der jeweiligen maßgebenden Bruchbedingungen bestimmt wird. Die zugehörige Horizontaltragfähigkeit wird analog zu DIN EN 1996-1 [4], [5] und DIN EN 1998-3 ermittelt. In **Tabelle 1** sind die verwendeten Werte zusammengestellt.

Die maximale Horizontaltragfähigkeit und die Endverformung (zum jeweiligen Versagenskriterium gehörende maximale Verformungsfähigkeit) der Einzelwandscheibe resultierten somit aus der Wandgeometrie (Länge, Höhe, Dicke), der vertikalen Beanspruchung, den Materialparametern (Haftscherfestigkeit, Mauerwerksdruckfestigkeit) sowie dem Einspanngrad α . Um die Unsicherheiten in der Bestimmung des Einspanngrads abzudecken, erfolgt die Berechnung auf Grundlage von zwei einhüllenden Randbedingungen. In einer ersten Berechnung wird eine volle Einspannung der Wandscheiben ($\alpha = 0,5$) mit daraus folgenden maximalen Tragfähigkeiten und gleichzeitig minimalen Verformungsfähigkeiten unterstellt. In einer weiteren Berechnung wird unter Ansatz von $\alpha = 1,0$ eine gelenkige Lagerung am Wandkopf (Zentrierung) angesetzt, wodurch sich die Tragfähigkeiten vermindern, die zugehörigen Verformungsfähigkeiten aber gleichzeitig ansteigen.

3 Gebäudedaten

Für die horizontale Aussteifung werden ausschließlich die Abschnitte der Mauerwerkswandscheiben angesetzt, die gemäß der Grundrisse im Erdgeschoss (**Bild 5**) und Obergeschoss (**Bild 6**) über die gesamte Bauwerkshöhe durchgehen und die nach DIN EN 1998-1/NA ein Verhältnis

Tabelle 1. Approximationsansatz zur Ermittlung von Last-Verformungskurven [8]

Bruchbedingung		Maximale Horizontaltragfähigkeit		Endverformung [m]
Biegung und Längskraft	BL	$\frac{L^2 \cdot q_0}{p_v \cdot \alpha \cdot 2 \cdot H_W} \left(1 - 1,15 \frac{q_0/t}{f_k} \right)$		$0,006 \cdot \frac{H_W^2}{L} \cdot \alpha$
Schubversagen infolge Reibungsversagen	SS	unvermörtelte Stoßfugen: $(0,5 \cdot f_{vk0} \cdot t + 0,4 \cdot q_0) \cdot L$	vermörtelte Stoßfugen: $(1,0 \cdot f_{vk0} \cdot t + 0,4 \cdot q_0) \cdot L$	$0,004 \cdot H_W; \sigma_0 \leq 0,15 \cdot f_k$ $0,003 \cdot H_W; \sigma_0 \geq 0,15 \cdot f_k$
Schubversagen infolge Steinzugversagen	SZ	unvermörtelte Stoßfugen: $0,045 \cdot f_k \cdot L \cdot t$	vermörtelte Stoßfugen: $0,065 \cdot f_k \cdot L \cdot t$	$0,004 \cdot H_W; \sigma_0 \leq 0,15 \cdot f_k$ $0,003 \cdot H_W; \sigma_0 \geq 0,15 \cdot f_k$

$l/h \geq 0,27$ haben. Aus der vorhandenen lichten Geschosshöhe $h = 2,62$ m ergibt sich so eine Mindestwandlänge $l \geq 0,71$ m.

Mit einer charakteristischen Druckfestigkeit des Poroton S9 Außenwandmauerwerks von $f_k = 3,1 \text{ N/mm}^2$, einer Scherfestigkeit von $f_{vk0} = 0,11 \text{ N/mm}^2$ und einem Elastizitätsmodul von $E = 3.410 \text{ N/mm}^2$ getrennt nach den Bruchbedingungen BL, SS und SZ, die in Tabelle 2 angegebenen Schubtragfähigkeiten und maximale Endverformungen der Mauerwerksscheiben W1–W23 (Bild 7). Die angegebenen Verformungsfähigkeiten beziehen sich dabei jeweils auf die maßgebende Bruchbedingung mit der geringsten Tragfähigkeit. Für das Innenmauerwerk aus HLZ werden die entsprechenden Werte mit $f_k = 3,1 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk0} = 0,09 \text{ N/mm}^2$ und $E = 5.500 \text{ N/mm}^2$ ermittelt. Für die in Tabelle 2 angegebenen Werte wurden $\alpha = 0,5$ und ein Material Sicherheitsbeiwert von $\gamma_M = 1,2$ zu Grunde gelegt.

Insgesamt ist das Niveau der Vertikalbeanspruchung für alle Wandscheiben mit $\Sigma_0 \leq 0,15 f_k$ vergleichsweise gering, wodurch sich grundsätzlich ein eher duktileres Verhalten einstellt. Für alle Wandscheiben mit Ausnahme der längeren Scheiben W12, W13 und W15–W18 (Bild 7) ergibt sich erwartungsgemäß die geringste horizontale Tragfähigkeit für das Versagenszenario BL „Biegung und Längskraft“.

4 Nachweisergebnis

Auf Grundlage der Last-Verformungskurven der einzelnen ansteigenden Schubwandscheiben werden mit einer Pushover-Analyse in einem iterativen Verfahren die maßgebende Nachweisrichtung mit der zugehörigen Lastverformungskurve (Kapazitätskurve) des Gebäudes ermittelt ([8], [9]). Für das Mehrfamilienhaus ist die maßgebende Nachweisrichtung mit dem geringsten Widerstand gegenüber horizontaler Beanspruchung in Bild 7 dargestellt.

Die resultierenden Kapazitätskurven für die beiden untersuchten Randbedingungen sind in Bild 8 ($\alpha = 0,5$) und Bild 9 ($\alpha = 1,0$) in blau dargestellt. Die Kurven zeigen jeweils ein deutliches nicht-lineares Last-Verformungsverhalten bis zum Erreichen der maximalen Tragfähigkeit. Der im Nachbruchbereich stufenförmig abfallende Verlauf der Kapazitätskurve resultiert aus dem sukzessiven Versagen der ein-

zelnen Mauerwerksscheiben bei ansteigender Gesamtverformung. Dabei wird deutlich, dass die Wandscheiben W8 und W7 aufgrund der mit 8,11 mm und 9,41 mm geringsten Verformungsfähigkeit bei der maßgebenden Traglast, siehe auch Tabelle 2, zuerst versagen. Die Beanspruchung wird in Bild 8 und Bild 9 repräsentiert durch das Bemessungsspektrum. Der Schnittpunkt (Performance Point) von Bemessungsspektrum und Kapazitätskurve liegt in beiden untersuchten Fällen im nicht-linearen Bereich der Kapazitätskurve, jedoch noch deutlich vor dem ersten Wandversagen.

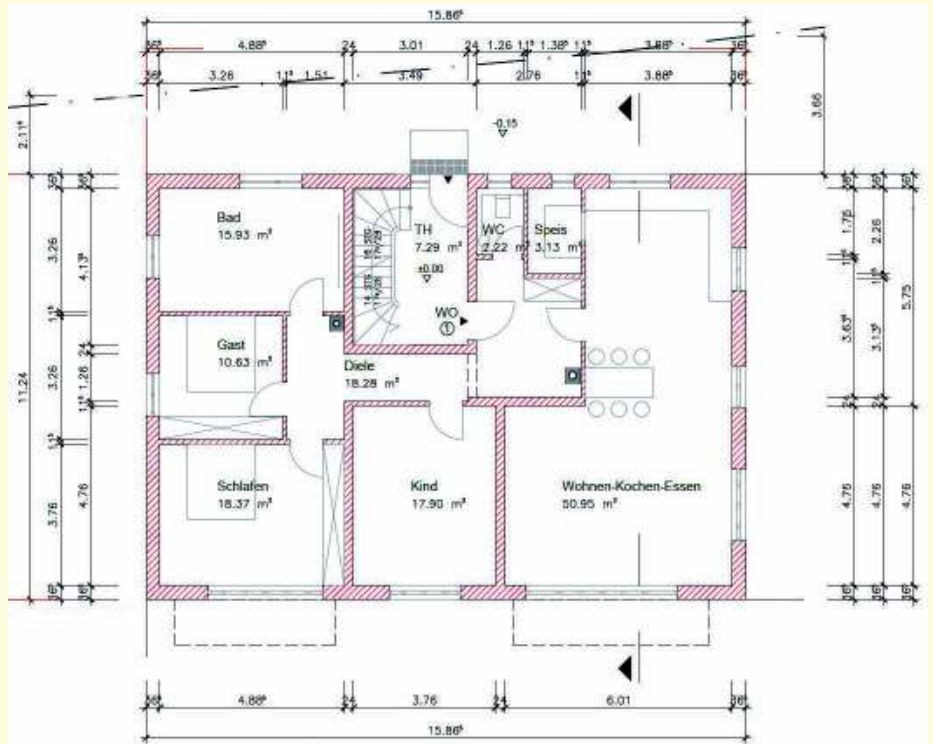


Bild 5. Grundriss Erdgeschoss des Mehrfamilienhauses [6]

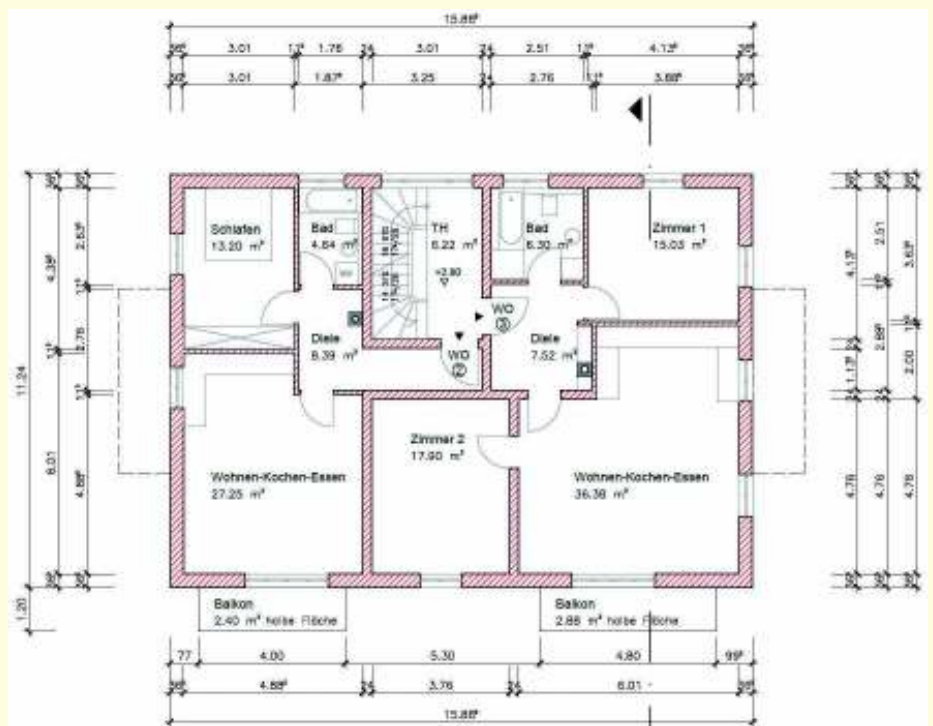


Bild 6. Grundriss Obergeschoss des Mehrfamilienhauses [6]

Tabelle 2. Maximale Horizontaltragfähigkeit und Endverformung der aussteifenden Schubwände

Wand	Einspann- grad α	BL	SS	SZ	maßgebend	$\sigma_0 \leq 0,15 * f_k$	Verformungs- fähigkeit d_u
		kN	kN	kN			mm
w1	0.50	48.05	78.73	84.01	BL	ja	14.25
w2	0.50	48.55	78.22	89.11	BL	ja	13.44
w3	0.50	58.80	88.13	89.11	BL	ja	13.44
w4	0.50	71.42	100.82	89.11	BL	ja	13.44
w5	0.50	33.48	67.16	54.00	BL	ja	23.52
w6	0.50	88.12	91.63	108.00	BL	ja	11.76
w7	0.50	87.58	104.16	127.29	BL	ja	9.41
w8	0.50	72.18	95.69	147.66	BL	ja	8.11
w9	0.50	20.67	52.92	50.92	BL	ja	23.52
w10	0.50	30.74	77.90	45.83	BL	ja	26.13
w11	0.50	48.97	77.77	96.74	BL	ja	12.38
w12	0.50	353.93	211.00	241.86	SS	ja	11.20
w13	0.50	146.52	144.57	127.29	SZ	ja	11.20
w14	0.50	28.25	58.98	81.47	BL	ja	14.70
w15	0.50	725.41	280.80	283.50	SS	ja	11.20
w16	0.50	318.91	156.57	248.40	SS	ja	11.20
w17	0.50	266.98	167.66	175.50	SS	ja	11.20
w18	0.50	219.10	149.73	162.00	SS	ja	11.20
w19	0.50	22.29	43.56	59.40	BL	ja	21.38
w20	0.50	36.04	66.83	81.47	BL	ja	14.70
w21	0.50	72.09	106.50	81.47	BL	ja	14.70
w22	0.50	101.35	122.56	101.83	BL	ja	11.76
w23	0.50	43.00	72.69	96.74	BL	ja	12.38

*: Versagensmechanismen "Biegung und Längskraft" (BL), "reiner Schub" (SS), "Schub infolge Steinschubversagen" (SZ)

Das Aussteifungssystem aus den Mauerwerkswandscheiben kann die Erdbebenbelastung somit aufnehmen. Entsprechend den unterschiedlichen betrachteten Einspanngraden ergeben sich im Performance Point größere Verformungen bei Reduzierung der Einspannwirkung auf Deckenebene (gelenkige Lagerung, $\alpha = 1,0$), Bild 9.

Die Ergebnisse der Berechnungen für das Gebäude zeigen somit, dass die integrale Standsicherheit gewährleistet ist. Bei der Berechnung werden mit Ansatz des Bemessungs-erdbebens, welches rein statistisch gesehen alle 475 Jahre

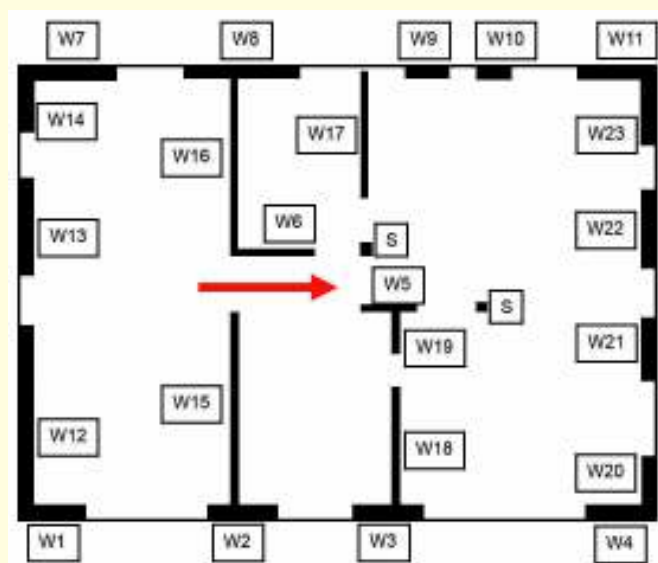


Bild 7. Rechnerisch anzusetzende Schubwandscheiben des Mehrfamilienhauses mit maßgebender Nachweisrichtung

eintritt, die plastischen Reserven der Mauerwerks-wandscheiben ausgenutzt, sodass das Schutzziel für den außergewöhnlichen Lastfall Erdbeben erreicht wird, obwohl im betrachteten Grenzzustand Schäden am Gebäude grundsätzlich nicht ausgeschlossen werden können. Bei geringerem Bebeniveau mit höherer Wiederkehr-wahrscheinlichkeit lässt sich die Schadensfreiheit und Gebrauchstauglichkeit nachweisen, der entsprechende Beanspruchungszustand verbleibt in diesen Fällen im linearen Bereich der Kapazitätskurve.

5 Zusammenfassung

Derzeit kommt für den Erdbebenachweis von Gebäuden in deutschen Erdbeben-gebieten in der Regel immer noch die DIN 4149 aus dem Jahr 2005 zum Einsatz. Obwohl die DIN EN 1998-1 und der Nationale Anhang

DIN EN 1998-1/NA in der Fassung von 2011 bereits seit einigen Jahren vorliegen und die DIN 4149 ersetzen sollen, ist diese immer noch in den Listen der eingeführten technischen Baubestimmungen der einzelnen Bundesländer aufgeführt.

In der DIN 4149 sind nicht-lineare quasi-statische Nachweisverfahren im Gegensatz zu DIN EN 1998-1 nicht geregelt. Dennoch genießen die Verfahren mittlerweile in der Anwendungspraxis entsprechende Akzeptanz, wurden bereits mehrfach erfolgreich eingesetzt und auch im Rahmen von Zustimmungen im Einzelfall durch die Bauaufsichtsbehörde geprüft [10], [11]. Im Rahmen dieses Beitrags wird der nicht-lineare Erdbebenachweis für ein Mehrfamilien-

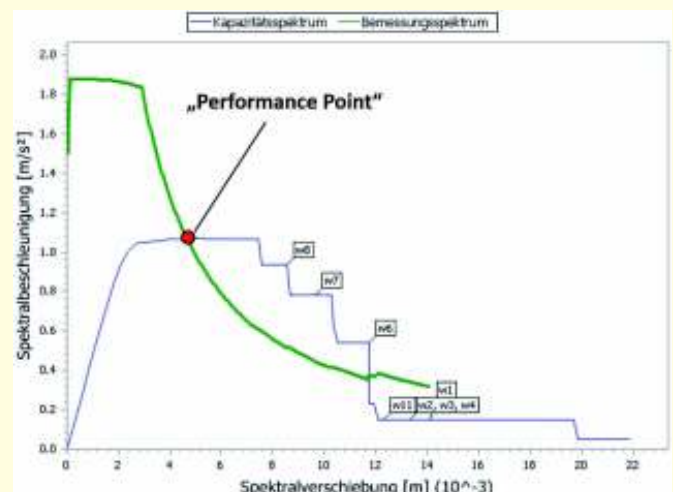


Bild 8. Nachweisergebnis des Mehrfamilienhauses mit $\alpha = 0,5$

haus in Mittenwald vorgestellt. Es konnte gezeigt werden, dass die integrale Standsicherheit unter Ausnutzung plastischer Reserven der Mauerwerkswandscheiben gewährleistet ist. Der Nachweis wurde durch eine unabhängige bauaufsichtliche Begutachtung überprüft und akzeptiert.

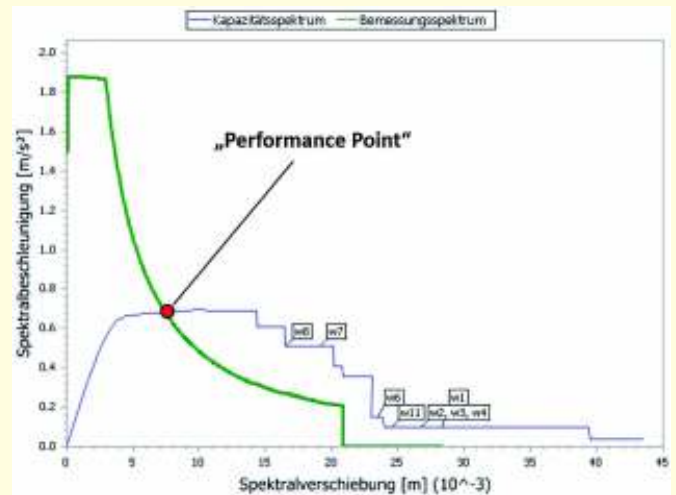


Bild 9. Nachweisergebnis des Mehrfamilienhauses mit $\alpha = 1,0$

Literatur

- [1] DIN 4149: Bauten in deutschen Erdbebengebieten. Deutsches Institut für Normung (DIN), Beuth-Verlag, Berlin, 2005.
- [2] DIN EN 1998-1: Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten. Deutsche Fassung EN 1998-1:2004+AC:2009. Deutsches Institut für Normung (DIN), Beuth-Verlag, Berlin, Dezember 2010.
- [3] DIN EN 1998-1/NA: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbau, Deutsches Institut für Normung (DIN), Beuth-Verlag, Berlin, Januar 2010.
- [4] DIN EN 1996-1-1: Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk; Deutsche Fassung EN 1996-1-1:2005 + A1:2012, Februar 2013.
- [5] DIN EN 1996-1-1/NA: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk, Januar 2012.
- [6] Eingabepläne, Neubau eines Wohnhauses mit 4WE und Garage, Gemarkung Mittenwald Architekturbüro Peter Angele, Oberhausen, 14.05.2014.
- [7] Gellert, C.; Butenweg, C.: Seismic analysis of masonry structures in German earthquake zones according to DIN EN 1998-1. In: Mauerwerk 18 (2014), Heft 3/4, S. 188-196.
- [8] Gellert, C.: Nichtlinearer Nachweis von unbewehrten Mauerwerksbauten unter Erdbebeneinwirkung. Aachen, RWTH Aachen, Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik, Dissertation, 2010.
- [9] Meskouris, K.; Hinzen, K.-G.; Butenweg, C.; Mistler, M.: Bauwerke und Erdbeben. 3. Auflage, Vieweg+Teubner Verlag, Wiesbaden, 2011.
- [10] Regierungspräsidium Tübingen, Landesstelle für Bautechnik, Aktenzeichen 27-18/2613.4-13-08.4, Zustimmungsbescheid im Einzelfall zum nichtlinearen Erdbebennachweis zur Sicherheit gegen Einsturz in der Erdbebenbemessungssituation, 2009.
- [11] Regierungspräsidium Tübingen, Landesstelle für Bautechnik, Aktenzeichen 27-02/2613.4-13-09.4, Zustimmungsbescheid im Einzelfall zum nichtlinearen Erdbebennachweis zur Sicherheit gegen Einsturz in der Erdbebenbemessungssituation, 2009.
- [12] Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Nr. Z-17.1-1058, Mauerwerk aus POROTON Planhochlochziegeln mit integrierter Wärmedämmung – bezeichnet als POROTON-S9-Planziegel – im Dünnbettverfahren, Geltungsdauer bis 22.05.2019, Deutsches Institut für Bautechnik, 22.05.2014.

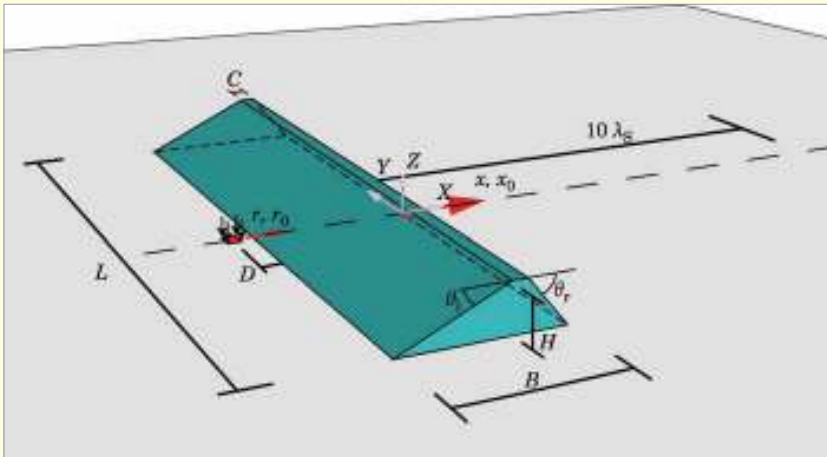


Bild 2. Geometrisches Modell des Erdwalls und Definition der Koordinatenachsen

Walle beschreiben, und gegenüber der Situation in der Wallmitte konservativ sind.

In Bild 2 ist das verwendete geometrische Modell des Erdwalls dargestellt.

Der Untergrund wird stets als homogener Halbraum angenommen. Der Wall wird ebenfalls als homogen angenommen, kann jedoch andere Eigenschaften als der Halbraum haben.

Als Belastung wird eine Flächenlast p , die über eine quadratische Lastfläche mit Kantenlänge $\lambda_s/20$, mit λ_s der Scherwellenlänge im Untergrund, verteilt ist. Der Abstand des Lastflächenmittelpunktes von der Wallkante beträgt konstant $D = 5$ m. Die Größe der Resultierenden der Flächenlast wird über alle Frequenzen identisch gewählt. Der untersuchte Frequenzbereich reicht von 1 Hz bis 100 Hz. Für die Länge L des Walls ergaben Voruntersuchungen, dass ab einer Länge von $L = 8 \lambda_s$ keine signifikanten Änderungen in der ermittelten Abschirmwirkung auftreten.

Zur quantitativen Erfassung der Abschirmwirkung wird zunächst das Amplitudenverhältnis definiert als

$$A_R = \frac{u_z^+}{u_z^-} \quad (1)$$

Darin ist u_z^+ die vertikale Amplitude an einem beliebigen Punkt auf der Halbraumoberfläche bei vorhandenem Wall, und u_z^- die vertikale Amplitude am selben Punkt ohne Wall. Alle Größen sind frequenzabhängig. Zum Ausgleich der Phasenveränderung durch den Wall wird das geometrische Mittel über eine Länge von $10 \lambda_s$ auf der lastabgewandten

Seite des Walles als mittleres Amplitudenverhältnis definiert.

$$\overline{A_R} = \frac{1}{n \cdot \lambda_s} \int_0^{n \cdot \lambda_s} A_R(x) dx \quad (2)$$

Das mittlere Amplitudenverhältnis $\overline{A_R}$ wird entlang der x -Koordinate ermittelt, die den Abstand eines Punktes von der lastabgewandten Wallkante beschreibt, Bild 2. Die Abschirmkapazität C_R wird anschließend so definiert, dass sich für die Situation ohne Wall ein Wert $C_R = 0$ ergibt.

$$C_R = 1 - \overline{A_R} \quad (3)$$

3 Numerisches Modell

Aufbauend auf Vorarbeiten von Hirschauer [3] wurde eine in Bezug auf CPU-Zeit und Speicherverbrauch optimierte Variante der Substrukturmethode verwendet. Der Wall wird mit der Finite-Elemente-Methode (FEM) und der Untergrund mit der Randelemente-Methode (BEM) modelliert. Der Interaktionshorizont zwischen beiden Körpern, für den Kompatibilitäts- und Gleichgewichtsbedingungen formuliert werden müssen, ist die Baugrundoberfläche (Bild 3). Man erhält für eine Formulierung im Frequenzbereich die folgenden vier Grundgleichungen:

- FEM-Steifigkeitsbeziehung des Bauwerks mit Sortierung nach der Lage der Freiheitsgrade im Interaktionshorizont (Index „I“) und in der restlichen Struktur (Index „R“)

$$\begin{bmatrix} S_{RR} & S_{RI} \\ S_{IR} & S_{II} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \mathbf{u}_R \\ \mathbf{u}_I \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{P}_R \\ \mathbf{P}_I \end{Bmatrix} - \begin{Bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{Q}_I \end{Bmatrix} \text{ bzw.} \quad (4a)$$

$$\mathbf{S} \cdot \mathbf{u} = \mathbf{P} - \mathbf{Q} \quad (4b)$$

- BEM-Nachgiebigkeitsbeziehung des Untergrundes

$$\mathbf{v} - \mathbf{s} = \mathbf{G} \cdot \mathbf{q} \quad (5)$$

- Gleichgewicht am Interaktionshorizont

$$\mathbf{Q}_I = \mathbf{T}_{Qq} \cdot \mathbf{q} \quad (6)$$

- Kompatibilität am Interaktionshorizont

$$\mathbf{v} = \mathbf{T}_{vu} \cdot \mathbf{u}_I \quad (7)$$

In den Gleichungen (4) bis (7) ist \mathbf{S} die komplexwertige dynamische Steifigkeitsmatrix des Bauwerks, \mathbf{u} der Bauwerksverschiebungsvektor, \mathbf{P} ein Lastvektor auf das Bauwerk, \mathbf{Q}_I der Sohlkraftvektor der Struktur im Interaktionshorizont, \mathbf{v} der Verschiebungsvektor des Baugrunds im Interaktionshorizont, \mathbf{s} eine Freifeldanregung, \mathbf{G} die komplexe dynamische Nachgiebigkeitsmatrix des Untergrundes, und \mathbf{q} der Sohlspannungsvektor. Die im vorliegenden Fall verwendete Kraftanregung auf der Halbraumoberfläche wurde durch Auswertung der Green'schen Funktionen des Halbraums in eine Freifeldanregung transformiert, [3].

Gleichgewicht und Kompatibilität im Interaktionshorizont können im Allgemeinen nicht exakt befriedigt werden. Für die Gleichgewichtsbeziehung (6) und Kompatibilitätsbeziehung (7)

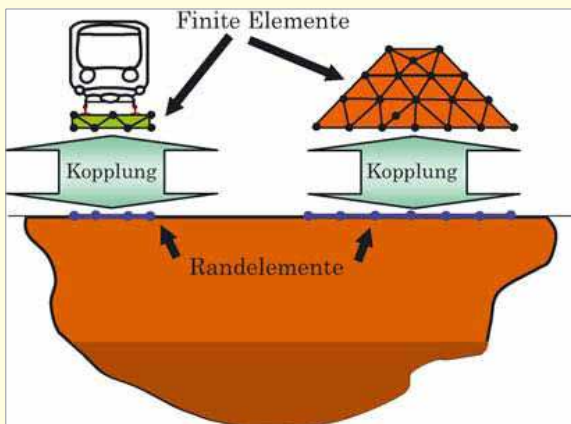


Bild 3. Kopplung von BEM und FEM zur Behandlung von Erschütterungsproblemen

hung (7) müssen daher geeignete Beziehungen eingesetzt werden, die hier als Matrix T_{vu} und T_{Qq} eingeführt werden. Beide Matrizen sind im Allgemeinen nicht quadratisch und somit nicht invertierbar.

Eine naheliegende Vorgehensweise zur Lösung der Grundgleichungen besteht in der Inversion von G und einsetzen von (5) bis (7) in (4a). Man erhält:

$$\begin{bmatrix} \mathbf{S}_{RR} & \mathbf{S}_{RI} \\ \mathbf{S}_{IR} & \mathbf{S}_{II} + \mathbf{S}_S \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \mathbf{u}_R \\ \mathbf{u}_I \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{P}_R \\ \mathbf{P}_I - \mathbf{S}_S \cdot \mathbf{s} \end{Bmatrix} \quad (8)$$

mit

$$\mathbf{S}_S = \mathbf{T}_{Qq} \cdot \mathbf{G}^{-1} \cdot \mathbf{T}_{vu} \quad (9)$$

Diese Variante, die in [3] verwendet wird, ist auf den ersten Blick wenig vorteilhaft, weil explizit die Inverse der vollbesetzten Nachgiebigkeitsmatrix G ermittelt werden muss. Es zeigt sich jedoch, dass diese Aussage in der Praxis nicht zwingend zutreffend ist, weil beispielsweise die Routinen für die Invertierung einer symmetrischen komplexwertigen Matrix bei gleicher Hardware langsamer sind als die Routinen für allgemeine komplexwertige Matrizen, ohne dass sich ein Gewinn daraus ziehen ließe, nur eine halbe Matrix abspeichern zu müssen. Als Ursache stellte sich heraus, dass die Implementierung der Routine für allgemeine Matrizen in der verwendeten kommerziellen numerischen Bibliothek wesentlich besser an die verwendete Hardware angepasst war als die Routine für symmetrische Matrizen, und dass ferner bei modernen Prozessoren nur ein blockweiser Zugriff auf den Speicher effizient durchgeführt werden kann.

Eine sehr vorteilhafte Kopplung von FEM und BEM ergibt sich, wenn die folgenden Bedingungen eingehalten werden:

- Alle BEM-Elemente sind gleich groß, haben identische Seitenverhältnisse und eine identische Ausrichtung bezüglich der globalen Koordinatenachsen.
- Die Abstände zwischen den BEM-Elemente sind ganzzahlige Vielfache der Seitenlängen

Die Einhaltung dieser Bedingungen bewirkt, dass die Anzahl unterschiedlicher Einträge in der Bodenflexibilitätsmatrix nicht mehr wie im allgemeinen Fall mit dem Quadrat der Anzahl N der Bodenfreiheitsgrade zunimmt, sondern lediglich linear mit der Anzahl der Bodenfreiheitsgrade zunimmt, das heißt die Komplexität sinkt von $O(N^2)$ auf $O(N)$.

Die geringe Komplexität der Flexibilitätsmatrix lässt sich nur dann ausnutzen, wenn auf eine Invertierung verzichtet werden kann. Dies erreicht man, wenn die Grundgleichungen (4) bis (7) so zusammengefasst werden, dass man die Sohlspannungen \mathbf{q} als zusätzliche Freiheitsgrade erhält.

$$\begin{bmatrix} \mathbf{S}_{RR} & \mathbf{S}_{RI} & \mathbf{0} \\ \mathbf{S}_{IR} & \mathbf{S}_{II} & \mathbf{T}_{Qq} \\ \mathbf{0} & \mathbf{T}_{vu} & -\mathbf{G} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \mathbf{u}_R \\ \mathbf{u}_I \\ \mathbf{q} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{P}_R \\ \mathbf{P}_I \\ \mathbf{s} \end{Bmatrix} \quad (10)$$

Bei der hier untersuchten Problemstellung zeigte sich ferner, dass die Verwendung von

Tabelle 1. Variierte Parameter von Wall und Boden

Parameter	Symbol
Länge	L
Höhe	H
Böschungswinkel	θ_r, θ_l
Abstand Lastmitte-Wallkante	D
Breite der Wallkrone	C
Scherwellengeschwindigkeit des Halbraums	$c_{s,HS}$
Scherwellengeschwindigkeit des Walls	$c_{s,W}$

Tabelle 2. Materialeigenschaften des Halbraums

Bodeneigenschaft	Weicher Boden	Mittelsteifer Boden	Steifer Boden
Scherwellengeschwindigkeit	100 m/s	200 m/s	300 m/s
Rohdichte	1700 kg/m ³	1700 kg/m ³	1700 kg/m ³
Querdehnzahl	0.40	0.40	0.40
Hysteretische Dämpfung	0.001	0.001	0.001

Tabelle 3. Materialeigenschaften des Erdwalles

Bodeneigenschaft	Weicher Boden	Mittelsteifer Boden	Steifer Boden
Scherwellengeschwindigkeit	100 m/s	200 m/s	300 m/s
Rohdichte	1700 kg/m ³	1700 kg/m ³	1700 kg/m ³
Querdehnzahl	0.30	0.30	0.30
Hysteretische Dämpfung	0.01	0.01	0.01

iterativen Gleichungslösern weniger CPU-Zeit erforderte als die Verwendung exakter Löser. Diese Beobachtung ist jedoch nicht allgemeingültig, sondern es hängt von der Problemstellung und der verwendeten Hard- und Software ab.

4 Parameterstudie

Für die Untersuchungen des Einflusses eines Erdwalls wurde eine umfangreiche Parameterstudie mit dem geometrischen Modell nach Bild 2 durchgeführt. Eine Liste der vari-

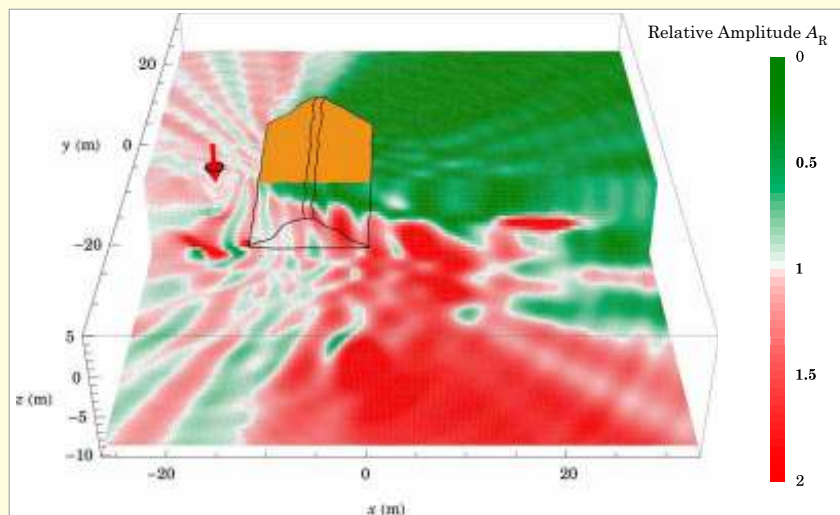


Bild 4. Relative Amplitude in einem homogenen Halbraum unter einem Wall mit denselben Bodeneigenschaften bei einer harmonischen Anregung mit Frequenz 30 Hz

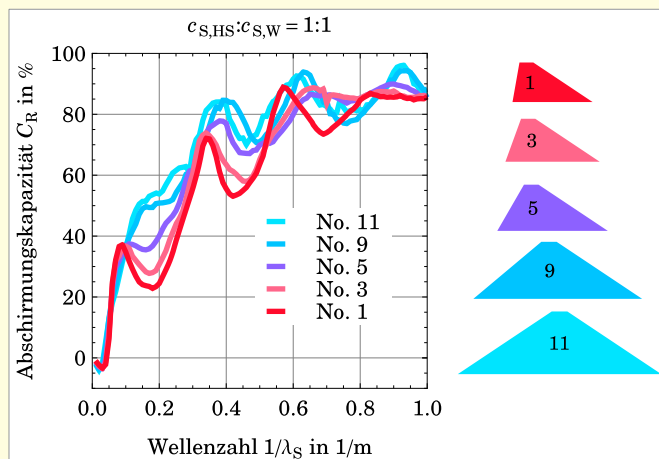


Bild 5. Vergleich der Abschirmkapazität gegenüber Erschütterungen von Erdwällen mit gleichen Schallschutzeigenschaften

ierten Parameter eines Erdwalles ist in **Tabelle 1** zusammengestellt. Die Länge L wird frequenzabhängig als ganzzahliges Vielfaches der Wellenlänge $\lambda_S = c_{s,HS}/f$, der Scherwelle im Boden gewählt, mit f der Anregungsfrequenz. Für die Details der einzelnen Parametersätze sei auf [1] verwiesen. Für den Boden und den Wall wurden die in **Tabelle 2** und **Tabelle 3** aufgeführten Materialeigenschaften verwendet.

Die Wirkungsweise eines Walles lässt sich **Bild 4** entnehmen. Man erkennt, dass die Minderungswirkung durch die Abstrahlung der Wellenenergie in den Untergrund erfolgt.

Bild 5 zeigt den Vergleich der Abschirmkapazität mehrerer Erdwälle mit gleichen Schallschutzeigenschaften nach [2]. Man erkennt einerseits, dass alle Wälle mit zunehmender Anregungsfrequenz eine zunehmende Abschirmkapazität aufweisen. Gleichzeitig ist zu erkennen, dass die Abschirmkapazitäten von Wällen mit steilen Böschungen tendenziell geringer sind als bei flacheren Böschungen. Weitere Untersuchungen zeigten, dass die Querschnittsfläche von größerem Einfluss ist als der Böschungswinkel, aber bei gleicher Querschnittsfläche steile Böschungen tendenziell günstiger sind als flache Böschungen.

Literatur

- [1] *Schepers, W.*: Berechnungsverfahren für praxisnahe Boden-Bauwerks-Interaktionsprobleme im Frequenzbereich. Berlin, Technische Universität Berlin, Dissertation, 2014. Online verfügbar: <http://nbn-resolving.de/urn/resolver.pl?urn:nbn:de:kobv:83-opus4-58570>
- [2] *Detert, O.*: Geokunststoffe in Lärmschutzbauwerken. In: Straßen- und Tiefbau 60 (2006), Heft 12, S. 6–10.
- [3] *Hirschauer R.*: Kopplung von Finiten Elementen mit Rand-Elementen zur Berechnung der dynamischen Baugrund-Bauwerk-Interaktion. Berlin, Technische Universität Berlin, Dissertation, 2001.

Ermittlung von Momentmagnituden für den deutschen Erdbebenkatalog – Ergänzung

T. Schmitt, G. Leydecker

In der Publikation von Schmitt & Leydecker (2014) [5] wird eine Vorgehensweise vorgestellt, wie aus instrumentell bestimmter Lokalmagnitude, oder aus makroseismischer Magnitude oder aus Epizentralintensität I_0 und Herdtiefe h die Momentmagnitude M_W bestimmt werden kann. Nach dem Vergleich verschiedener Umrechnungsbeziehungen für $M_W = f(I_0, h)$ wurde Gleichung 16 aus Gutdeutsch et al. (2002) [3] ausgewählt, da sie eine relativ geringe Standardabweichung besitzt und zum Beispiel für $h = 10$ km im mittleren Bereich aller betrachteten Kurven liegt – siehe Bild 2 in Schmitt & Leydecker (2014) [5]. Der Gültigkeitsbereich dieser Formel wird mit $4 \leq M \leq 7$ und $h < 300$ km angegeben. Bei der Anwendung dieser Formel auf Beben kleiner Herdtiefe, insbesondere von Herdtiefen kleiner 5 km, hat sich jedoch gezeigt, dass die errechneten M_W -Werte im Vergleich mit denen aus den anderen betrachteten Beziehungen zu klein sind. Für Herdtiefen größer 17 km ergeben sich dagegen zu große M_W -Werte. Auffällig wurde dieses bei der Bestimmung von M_W für induzierte Beben mit Herdtiefen um 1 km. Dabei zeigte sich eine große Diskrepanz zwischen den über die instrumentelle Lokalmagnitude M_L nach Allmann et al. (2011) [1] und den mit der Formel von Gutdeutsch et al. (2002) [3] über Intensität und Herdtiefe bestimmten M_W -Werten.

Aus diesen Gründen muss die Empfehlung zur Verwendung der Formel von Gutdeutsch et al. (2002) [3] korrigiert oder zumindest eingeschränkt werden. Wie bereits in Schmitt & Leydecker (2014) [5] betrachtet, ist die von Grünthal et al. (2009) [2] bestimmte Formel $M_W = f(I_0, h)$ gut geeignet. Auf der Grundlage von 41 gut bestimmten mitteleuropäischen Erdbeben mit Epizentralintensitäten von V – IX $\frac{1}{2}$, Herdtiefen von 5 km bis 22 km und Momentmagnituden von 3,0 bis 6,4 wurde von Grünthal et al. (2009) [2] folgende Formel abgeleitet:

$$M_W = 0,667 \cdot I_0 + 0,30 \cdot \log(h) - 0,10$$

Die Gültigkeit dieser Beziehung ist zunächst auf den oben genannten Wertebereich des zugrunde liegenden Datensatzes beschränkt. Jedoch ergaben sich mit dieser Beziehung für Erdbeben mit bekannten Werten für M_L , I_0 und h im Vergleich mit den Ergebnissen nach Allmann et al. (2011) [1] plausible M_W -Werte auch für kleine Herdtiefen und geringe Intensitäten.

Deshalb wird empfohlen, folgende korrigierte Vorgehensweise zur Ermittlung von Momentmagnituden M_W für den deutschen Erdbebenkatalog von Leydecker (2011) [4] anzuwenden. Die Auflistung erfolgt dabei in absteigender Priorität je nach Ausgangsdatenlage:

1. Aus instrumentell bestimmter Lokalmagnitude M_L , Umrechnung in M_W nach Allmann et al. (2011) [1]:

$$M_L < 2: \quad M_W = 0,594 \cdot M_L + 0,985$$

$$2 \leq M_L < 4: \quad M_W = 1,327 + 0,253 \cdot M_L + 0,085 \cdot M_L^2$$

$$M_L \geq 4: \quad M_W = M_L - 0,3$$
2. Aus makroseismischer Magnitude M_K mit der Beziehung $M_W = M_K$
3. Aus Epizentralintensität I_0 und Herdtiefe h nach Grünthal et al. (2009) [2]:

$$M_W = 0,667 \cdot I_0 + 0,30 \cdot \log(h) - 0,10$$
 Sofern die Herdtiefe unbekannt ist, wird diese wie folgt zugewiesen:
 - a) Herdtiefe gleich der charakteristischen Herdtiefe entsprechend der erdbebengeographischen Region des Epizentrums (Leydecker (2011) [4]: S. 191).
 - b) Wenn für die Region zwei charakteristische Herdtiefen ermittelt wurden, sollte der Mittelwert aus beiden charakteristischen Herdtiefen angenommen werden.
 - c) Konnte für die Region keine charakteristische Herdtiefe ermittelt werden, sollte $h = 7$ km angenommen werden.

Literatur

- [1] Allmann, B.; Edwards, B.; Bethmann, F.; Deichmann, N.: Determination of MW and calibration of ML (SED) – MW regression. – Appendix A to: Fäh, D.; Giardini, D.; Kästli, P.; Deichmann, N.; Gisler, M.; Schwarz-Zanetti, G.; Alvarez-Rubio, S.; Sellami, S.; Edwards, B.; Allmann, B.; Bethmann, F.; Wössner, J.; Gassner-Stamm, G.; Fritsche, S.; Eberhard, D., 2011. ECOS-09 Earthquake Catalogue of Switzerland Release 2011 Report and Database. Public catalogue, 17. 4. 2011. Swiss Seismological Service ETH Zurich, Report SED/RISK/R/001/20110417, 2011.
- [2] Grünthal, G.; Stromeyer, D.; Wahlström, R.: Harmonization check of MW within the central, northern, and northwestern European earthquake catalogue (CENEC). In: Journal of Seismology, Vol. 13 (2009), Iss. 4, pp. 613–632.
- [3] Gutdeutsch, R.; Kaiser, D.; Jentzsch, G.: Estimation of earthquake magnitudes from epicentral intensities and other focal parameters in Central and Southern Europe. In: Geophysical Journal International, Vol. 151 (2002), Iss. 3, pp. 824–834.
- [4] Leydecker, G. (2011): Erdbebenkatalog für Deutschland mit Randgebieten für die Jahre 800 bis 2008. Geologisches Jahrbuch, Reihe E, Geophysik, Band 59, E. Schweizerbart'sche Verlagsbuchhandlung, Stuttgart, 2011. (<http://www.bgr.de/quakecat>).
- [5] Schmitt, T.; Leydecker: Ermittlung von Momentmagnituden für den deutschen Erdbebenkatalog. D-A-CH Mitteilungsblatt, In: Bauingenieur 89 (2014), Heft 4, S. S9-S13.

Dr.-Ing. Timo Schmitt

TÜV SÜD Industrie Service GmbH
 Westendstraße 199, 80686 München
 Timo.Schmitt@tuev-sued.de

Dr. Günter Leydecker, Dipl. Geophys.

Am Wesenbeek 11, 30916 Isernhagen
 guenter.leydecker@gmx.de

Auswahl von gefährdungskompatiblen Zeitverläufen für Szenario-Erdbebenanalysen

Ph. L.A. Renault, L. A. Dalguer

S 12

Zusammenfassung Moderne Erdbebenanalysen von wichtigen Bauwerken basieren auf probabilistischen Erdbebengefährdungsanalysen und sogenannten resultierenden Einheits-Gefährdungsspektren. Die Einheits-Gefährdungsspektren stellen eine Einhüllende verschiedener Antwortspektren für jeweils einzelne Frequenzen dar.

Die Auswahl der Zeitverlauf-Datensätze, welche für die dynamische Analyse von Ingenieurbauwerken verwendet werden, erfolgt üblicherweise auf der Basis von Erdbebenbanken mit Zeitverläufen von vergangenen Erdbeben. Beim klassischen Ansatz, basierend auf dem Einheits-Gefährdungsspektrum, werden die einzelnen Zeitverläufe entsprechend skaliert oder durch spektrale Anpassung an das Zielspektrum angepasst. Ein neuerer Ansatz, sogenannte konditionierte Szenariospektren, werden in der vorliegende Studie angewendet. Dieser Ansatz, welcher auf den konditionierten Mittelwertspektren basiert, verwendet die einzelnen realistischen Zeitverläufe direkt, allerdings wird eine große Anzahl davon benötigt. Im Rahmen dieser Untersuchung werden die NGA-West2 und Resorce Datenbank herangezogen. Die standortspezifischen Einheits-Gefährdungsspektren des PEGASOS Verfeinerungsprojekts wurden für diesen Beitrag als Zielspektren angesetzt. Insgesamt wurden 393 Szenariospektren ermittelt, wovon 76 einzigartig sind, um die horizontale und vertikale Gefährdung vollständig zu reproduzieren. Bei linearen Zeitverlaufsberechnungen lässt sich ausnutzen, dass nur die Auswahl der einzigartigen Zeitverläufe ausgewertet werden muss und sich die Ergebnisse anschließend einfach auf die notwendige vollständige Anzahl (hier 393) skalieren lassen, um die Gefährdung korrekt wiederzugeben. Die durchschnittliche Abweichung für die horizontalen und vertikalen UHS, über alle Überschreitungswahrscheinlichkeiten und Frequenzen, beträgt jeweils 1,24 Prozent und 2,74 Prozent. Obgleich mehr einzelne Berechnungsdurchläufe notwendig sind, als im Vergleich zur klassischen Vorgehensweise mit Einheits-Gefährdungsspektren, zahlt sich dies aus, da echte Erdbebenzeitverläufe mit realistischem Frequenzgehalt als Belastung für die Strukturberechnung verwendet werden.

1 Einleitung

Die Auslegung von erdbebensicheren Bauwerken und die Beurteilung der Erdbebensicherheit von bestehenden und künftigen Bauwerken, Systemen und Einbauten benötigt für eine vollständige lineare oder nicht-linear dynamische Analyse Zeitverläufe mit drei Komponenten. Zeitverlaufsa-

analysen werden häufig für Gebäude mit unregelmäßigem Grundriss und kritische Infrastrukturen wie zum Beispiel Kernkraftwerke, lange Brücken, wichtige öffentliche Gebäude (z.B. Krankenhäuser) durchgeführt. Die Auswahl der relevanten Bodenbewegungs-Zeitreihen (in der Regel aus Datenbanken von aufgezeichneten Erdbeben) ist nicht trivial. Sie erfordert die gezielte Auswahl von Zeitverläufen, deren Antwortspektren dem gegebenen Ziel-Antwortspektrum am Ende entsprechen. Es gibt zwei gängige Verfahren zur Anpassung von realen Zeitverläufe an ein gewünschtes Zielspektrum: Skalierung auf die entsprechende Amplitude und Modifizierung des spektralen Inhalts (im Zeit- oder Frequenzbereich). Das Skalieren beinhaltet die Multiplikation der ursprünglichen Zeitverläufe mit einem konstanten Faktor, sodass das Antwortspektrum des skalierten Zeitverlaufs dem Zielspektrum in einem definierten Frequenzbereich entspricht. Die Anpassung des spektralen Inhalts wird durch die Modifikation des Frequenzgehalts des ursprünglichen Zeitverlaufs erreicht, damit es dem Zielspektrum über den ganzen oder einen definierten Frequenzbereich entspricht. Beide Verfahren haben Vor- und Nachteile und müssen je nach Fragestellung behutsam ausgewählt werden [1]. Die Skalierung von Zeitverläufen behält die Spitzen und Täler des ursprünglichen Spektrums bei und bewahrt damit die Eigenschaften eines realistischen Erdbebens. Skalierte Antwortspektren führen aber im Allgemeinen zu einer größeren Streubreite um die mittlere Bauwerksantwort und es werden eine Vielzahl von Zeitverläufen benötigt, um akkurat die mittlere Bauwerksantwort wieder zu geben. Des Weiteren beinhaltet die Auswahl der Zeitverläufe eine gewisse subjektive Komponente und beruhen auf strikten Auswahlkriterien in Bezug auf Magnitude, Distanz, Untergrundverhältnissen, usw.. Die Anpassung des spektralen Inhalts hat den Vorteil, dass weniger Zeitverläufe verwendet werden müssen, um die mittlere Bauwerksantwort richtig abzubilden, aber sie unterdrückt die Variabilität um den Mittelwert, was gegebenenfalls nicht erwünscht ist. Als Ausgangspunkt können aber Zeitverläufe aus verschiedensten Umgebungen herangezogen werden, da die Unterschiede im Frequenzgehalt durch die Anpassung korrigiert wird. Die Anpassung führt aber zu glatteren Spektren, die als unrealistisch angesehen werden können, im Vergleich zu den aufgezeichneten Spektren mit Spitzen und Tälern. Alternativ besteht natürlich auch die Möglichkeit synthetische Zeitverläufe für das Zielspektrum zu generieren. In der Literatur (z.B. [2], [3], [4], [5], [6], [7]) finden sich eine Vielzahl von Techniken und Empfehlungen, um Zeitverläufe für ein oder mehrere Zielspektren zu wählen, aber alle sind auf die zwei oben erwähnten Grundprinzipien zurückzuführen.

Die Zielspektren werden in der Regel anhand einer seismischen Gefährdungsanalyse ermittelt, die entweder deterministisch oder probabilistisch sein kann (engl. DSHA, deterministic seismic hazard analysis; bzw. PSHA, probabilistic seismic hazard analysis). Beim deterministischen Ansatz wird die Gefährdung durch das größte anzunehmende Erd-

Dr.-Ing. Philippe L.A. Renault

Leiter der Geschäftsstelle
philippe.renault@swissnuclear.ch

Dr.-Ing. Luis A. Dalguer

Fachexperte Gefährdungs- & Strukturanalysen
luis.dalguer@swissnuclear.ch

swissnuclear

Postfach 1663, 4601 Olten, Schweiz

www.swissnuclear.ch

beben mit der kürzesten Distanz zum Standort definiert. In der probabilistischen Gefährdungsanalyse wird das Einheits-Gefährdungsspektrum (engl. UHS, uniform hazard spectrum) durch die probabilistische Kombination aller wahrscheinlichen Erdbeben mit entsprechenden Auftretenswahrscheinlichkeiten ermittelt. Die Einheits-Gefährdungsspektren stellen eine Einhüllende verschiedener Antwortspektren für jeweils einzelne Frequenzen dar und das resultierende Spektrum kann somit als konservativ interpretiert werden, da bei einem realistischen Erdbeben nicht alle Frequenzen gleichermaßen angeregt werden.

In jüngster Vergangenheit gab es daher Bestrebungen von den Bemessungs- und Einheits-Gefährdungsspektren wieder zurück zu realistischen Szenariospektren zu kommen. Das sogenannten konditionierten Mittelwertspektrum (engl. CMS, conditional mean spectrum) als Alternative zum UHS wurde bereits von [2] eingeführt. Die derzeitige Überarbeitung des ASCE/SEI 7, Kapitel 16 ist hier ebenfalls beispielhaft zu nennen und wird in Zukunft die Verwendung von CMS für Auslegung erlauben [8].

Die Verwendung des UHS als Ausgangspunkt für die Bemessung stellt natürlich implizit eine Konsistenz zur bestimmten Gefährdung dar. Mit dem CMS steht eine Alternative zur Verfügung, welche die Darstellung von realistischen Spektralformen erlaubt und auf eine Referenzfrequenz/-periode konditioniert ist. Diese Referenzfrequenz kann z.B. die Eigenfrequenz des Bauwerks sein oder eine andere für die Bemessung relevante Frequenz. Das CMS ist eine Darstellung des Durchschnitts und daher ein glattes Spektrum, bei dem die Variabilität des Spektrums nur über seine Streubreite festgehalten wird. Darüber hinaus ist es schwierig dem CMS eine Auftretensrate zuzuweisen und die UHS für alle Wiederkehrperioden und über den ganzen Frequenzbereich vollständig abzubilden. Um die Einschränkungen der UHS und CMS zu überwinden, haben [4] vorgeschlagen sogenannte gefährdungskonsistente konditionierte Szenariospektren (engl. CS, conditional spectrum) einzuführen. Hierzu wird für ein CMS eine Vielzahl von zugehörigen Szenariospektren definiert. Bei dieser Herangehensweise kann jedem CS eine Eintrittsrate zugeordnet werden und es ermöglicht die Variabilität um das CMS beizubehalten. Als Endergebnis stehen eine große Anzahl von realen Antwortspektren und zugehörigen Zeitverläufen zur Verfügung. Da die einzelnen CS einem realistischen Erdbeben entsprechen, werden bei den damit durchgeführten dynamischen Analysen nicht alle Frequenzen gleichermaßen angeregt und es ergibt sich somit eine realistische Bauwerksantwort. Dies kann insbesondere bei der Erdbebenrisikobewertung mithilfe von Fragilitätskurven zu einer Reduktion der Ergebnisse im Vergleich zum klassischen

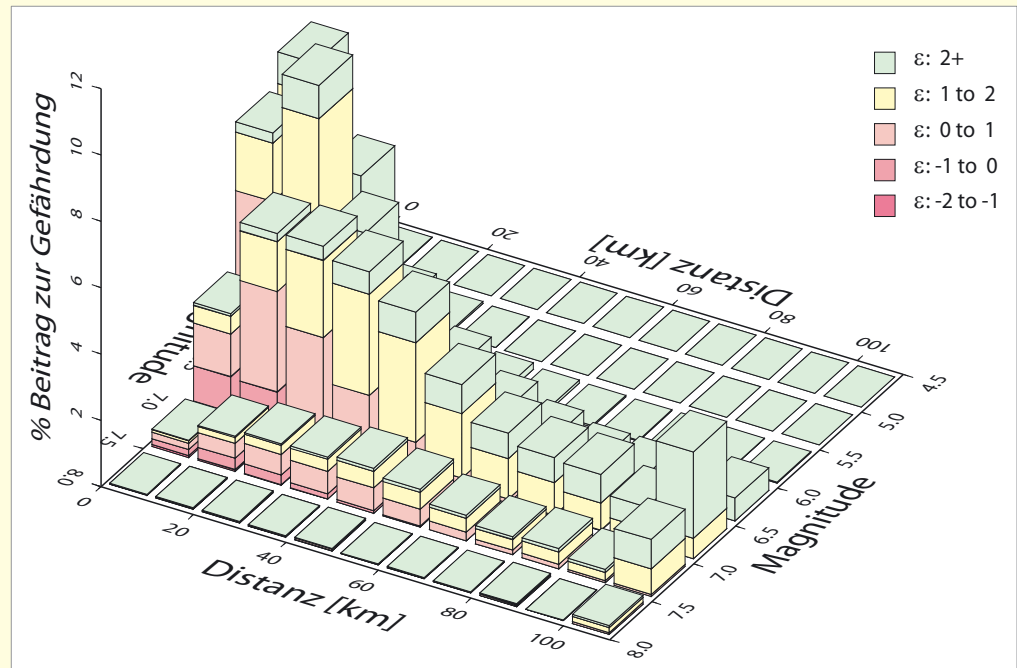


Bild 1. Standortspezifisches Deaggregationsergebnisse für eine jährliche Überschreitenswahrscheinlichkeit von 1E-4 und für eine Referenzfrequenz von 8.7 Hz

UHS-basierten Ansatz führen. Im Folgenden soll die konkrete Implementierung und Weiterentwicklung des Verfahrens erläutert werden. Die Arbeit wurde im Rahmen des PEGASOS Refinement Projekts [9], [10], [11] durchgeführt und mithilfe eines Computerprogramms [12] umgesetzt und letzteres optimiert.

2 Vorgehensweise zur Bestimmung von Szenariospektren

Als Grundlage dienen die horizontalen und vertikalen UHS für die verschiedenen Überschreitenswahrscheinlichkeiten (z.B. von 1E-2 bis 1E-7) aus der PSHA und die Bestimmung von CMS. Das CMS wird wie folgt ausgedrückt:

$$\ln[\text{CMS}(T_i, T_0)] = \ln[\text{Sa}(T_i, T_0)] + \rho(T_i, T_0)\sigma(T_i, T_0)\varepsilon(T_i, T_0) \quad (1)$$

mit

$$\varepsilon(T_i, T_0) = \frac{\ln[\text{UHS}(T_i)] - \ln[\text{Sa}(T_i, T_0)]}{\sigma(T_i, T_0)} \quad (2)$$

$\text{Sa}(T_i, T_0)$ ist die mittlere spektrale Beschleunigung und $\sigma(T_i, T_0)$ ihre logarithmische Standardabweichung für die Periode T_i und konditioniert auf T_0 . Die Spektralwerte werden in Abhängigkeit von Magnitude (M) und Entfernung zur Quelle (R) auf der Basis der Deaggregationsinformation aus der PSHA bestimmt für die Periode T_0 (Bild 1). Die Korrelationskoeffizienten $\rho(T_i, T_0)$ stellen die Abhängigkeit der Spektralbeschleunigungswerte zwischen den Perioden T_i und T_0 dar.

Die logarithmische Standardabweichung eines CMS für die konditionierte Periode T_0 wird für jede Spektralperiode T_i wie folgt berechnet:

$$\sigma_{\text{CMS}}(T_i, T_0) = \sigma(T_i, T_0)\sqrt{1 - \rho^2(T_i, T_0)} \quad (3)$$

In [7] und [13] wurde bereits untersucht inwieweit eine vollständig konsistente Berücksichtigung der Deaggregation für die Bestimmung der Szenarien einen Einfluss auf die

Reproduktion der Gefährdung hat, im Vergleich zu Vereinfachungen, bei der nur die Mittelwerte für Magnitude und Distanz verwendet werden. Im Rahmen der hier durchgeführten Studie wurde dies auch untersucht und durch [14] bestätigt. Es hat sich gezeigt, dass für praktische Anwendungen und unimodale Verteilungen der Deaggregation die Methode 2.5 oder 3.5 aus [7] genau genug ist und die Mittelwerte verwendet werden können.

Die im Computerprogramm umgesetzten Arbeitsschritte für die Ermittlung von gefährdungskonsistenten Antwortspektren sind wie folgt:

1. Auswahl eines Satzes von Antwortspektren-Kandidaten aus einer Datenbank für Bodenbewegung, basierend auf den durch die Deaggregation gegebenen Magnituden und Distanzen für die Referenzperiode T_0 und einer bestimmte Überschreitenswahrscheinlichkeit. Es ist an dieser Stelle zu erwähnen, dass die Auswahl von T_0 keinen signifikanten Einfluss auf die resultierenden Szenario Antwortspektren hat. Es wird empfohlen eine Referenzperiode/-frequenz in der Mitte des Frequenzbereiches zu wählen (z. B. 1 Hz - 20 Hz), für den eine genaue Abbildung des UHS gewünscht ist.
2. Auswahl einer Untergruppe von N Szenariospektren für jede Überschreitenswahrscheinlichkeit, sodass, wenn sie auf das UHS Niveau bei T_0 skaliert werden, diese Spektren zwischen $\pm 2,5$ der Standardabweichung des horizontalen und vertikalen CMS (berechnet unter Verwendung der Gleichung 3) fallen. Diese Teilmenge von Szenariospektren sollte den Mittelwert und die Variabilität um das CMS erfassen.
3. Für jede Überschreitenswahrscheinlichkeit (j), skalieren der ausgewählte Szenariospektren für alle Überschreitenswahrscheinlichkeiten (mit Ausnahme der untersten Niveaus, $nLevel-1$, bei einer Gesamtanzahl von $nLevel$), um den Mittelpunkt zwischen dem $UHS(j)$ und $UHS(j+1)$ bei der Periode T_0 zu treffen. Zuweisung einer initialen Eintrittsrate für jedes skalierte Szenariospektrum (CS_i), basierend auf dem UHS-Überschreitensniveau ($HazLevel_j$). Dabei wird die gleiche initiale Eintrittsrate für jedes Szenariospektrum auf dem gleichen Gefährdungsniveau wie folgt vergeben:

$$Rate_{CS_i} = \frac{HazLevel_j - HazLevel_{j+1}}{N * (nLevel - 1)} \quad (4)$$

Das unterste Niveau ($HazLevel(nLevel)$) wird nur für die Vergabe der Eintrittsrate der skalierten Szenariospektren genutzt.

4. Numerische Anpassung der zugewiesenen Eintrittsraten für die skalierten Szenariospektren, sodass ihre resultierende Gefährdung den horizontalen und vertikalen Gefährdungskurven über die gewünschten Gefährdungsniveaus und Frequenzen zur ursprünglichen Gefährdung passen. Dies wird durch eine Schleife über alle Szenariospektren und ein bestimmte prozentuale Änderung der Eintrittsrate im Vergleich zur initialen Eintrittsrate für jedes Szenariospektrum (i) erreicht. Anschließende Berechnung des Unterschieds zwischen der so berechneten

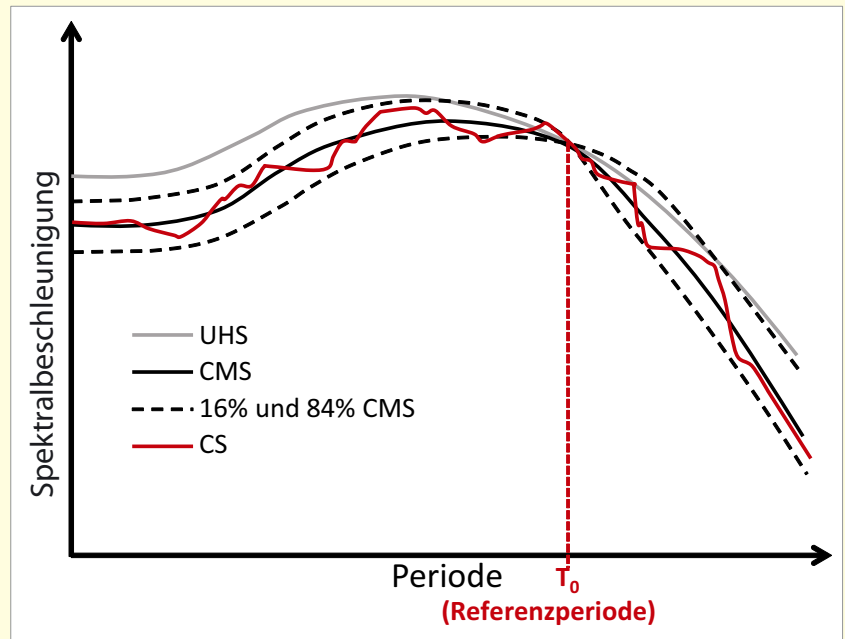


Bild 2. Schematische Darstellung eines UHS, dem auf die Referenzperiode konditionierten CMS und ein dazugehöriges Szenariospektrum

Gefährdungskurven und den durch die PSHA gegebenen Zielgefährdungskurven. Wenn der mit der angepassten Rate berechnete Unterschied kleiner ist, als der vorherige Unterschied, dann wird die neue Eintrittsrate des Szenariospektrums (i) gespeichert. Dieser Prozess wird iterativ wiederholt, bis eine gute Übereinstimmung zwischen den berechneten und den Zielgefährdungskurven erhalten wird.

In Schritt 3 werden die Skalierungsfaktoren für die horizontalen und vertikalen Komponenten auf den gleichen Wert festgesetzt, unter der Annahme eines geometrischen Mittels aus den beiden Komponenten. Dieser Schritt ist mit Bezug auf die Ingenieurpraxis sinnvoll. Auf diese Weise werden lineare Strukturanalyse mit den Originaldaten nur einmal durchgeführt. Anregungen für Strukturanalysen bei höheren Erschütterungsniveaus brauchen nicht durchgeführt werden, da die Ergebnisse für höhere Anregungsniveaus durch Skalieren der Systemantwort erhalten werden. Bild 2 zeigt exemplarisch ein konditioniertes Szenariospektrum für ein bei T_0 verankertes CMS und seiner Streubreite, welches das UHS approximiert.

3 Praktische Anwendung

Im Rahmen des PEGASOS Refinement Projekts wurde das oben beschriebene Verfahren angewendet, um gefährdungskompatible, standortspezifische Spekten und Zeitverläufe auf Felsniveau und an der Bodenoberfläche festzulegen. Hierzu wurden die aus der PSHA ermittelten UHS mit Überschreitenswahrscheinlichkeiten von $1E-2$ bis $1E-7$ herangezogen. Bild 1 zeigt exemplarisch die Verteilung der Magnitude und Distanz welche zur Gefährdung beitragen, hier für eine jährliche Überschreitenswahrscheinlichkeit von $1E-4$ und eine Referenzfrequenz von 8,7Hz. Die Referenzfrequenz wurde aus dem logarithmischen geometrischen Mittelwert von 2,5Hz und 30Hz festgelegt, um möglichst alle bauwerks- und komponentenrelevanten Frequenzen abzudecken.

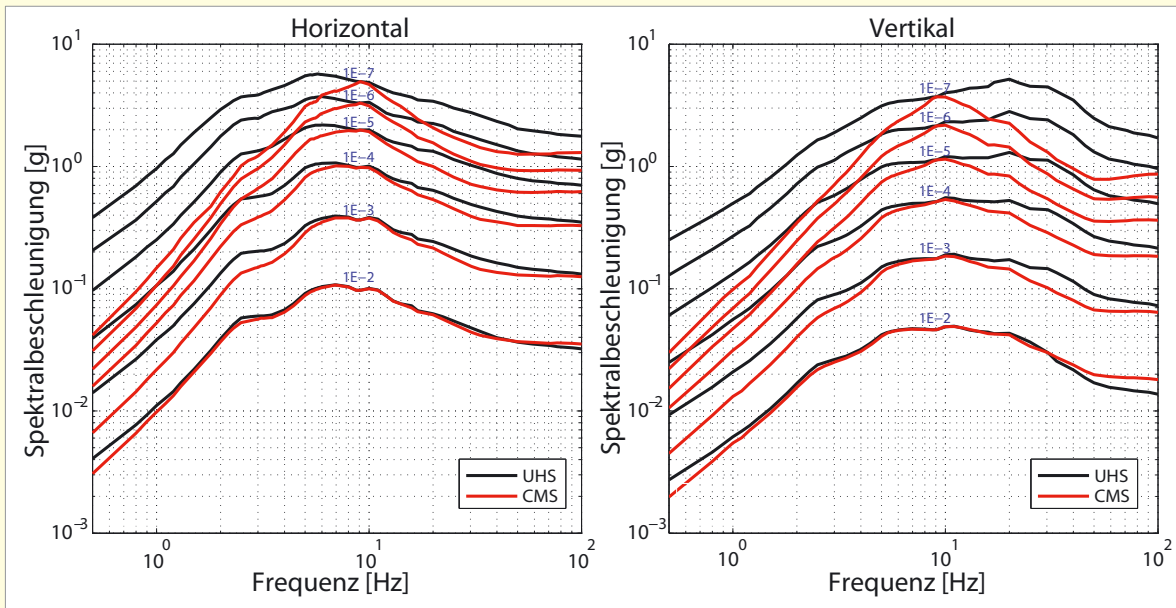


Bild 3. CMS und Mittelwert UHS für sechs Überschreitenswahrscheinlichkeiten

Für die Studie wurden zwei aktuelle Datenbanken herangezogen. Einerseits die PEER-Datenbank NGA-West2 (<http://ngawest2.berkeley.edu/>) [15], welche eine weltweite Zusammenstellung von Erdbebenzeitverläufen enthält und andererseits die europäische RESORCE Datenbank (<http://www.resorce-portal.eu/>) [16]. Zusammen enthalten dies insgesamt 25.358 Datensätze. Basierend auf der Degregation wurden 4.995 aufgezeichnete Bodenbewegung ermittelt, die für Erdbebenmagnituden von $M_W = 4,5 - 8$, Distanzen von fünf bis 100 Kilometern und ungefähr der Form der Zielspektrums entsprechen und somit als Kandidaten in Betracht kommen.

Die Korrelationskoeffizienten (ρ aus Gleichung 1) die hier verwendet werden, sind aus [14] entnommen und wurden anhand des Abminderungsmodells von [17] und [18] ermittelt. Die Ermittlung von Korrelationskoeffizienten zwischen den Spektralfrequenzen ist sehr robust und nicht wirklich abhängig von der Wahl des Abminderungsmodells. Die nach Gleichung 1 berechneten CMS für die konditionierte Periodeperiode von 0,11 s und alle definierten Überschreitenswahrscheinlichkeiten sind in **Bild 3** dargestellt. Die iterative Auswahl der Szenariospektren für die einzelnen Überschreitenswahrscheinlichkeiten erfolgt vollautomatisch und führt im vorliegenden Fall zu 393 Szenariospektren, um die vorgegebenen Gefährdungskurven für alle

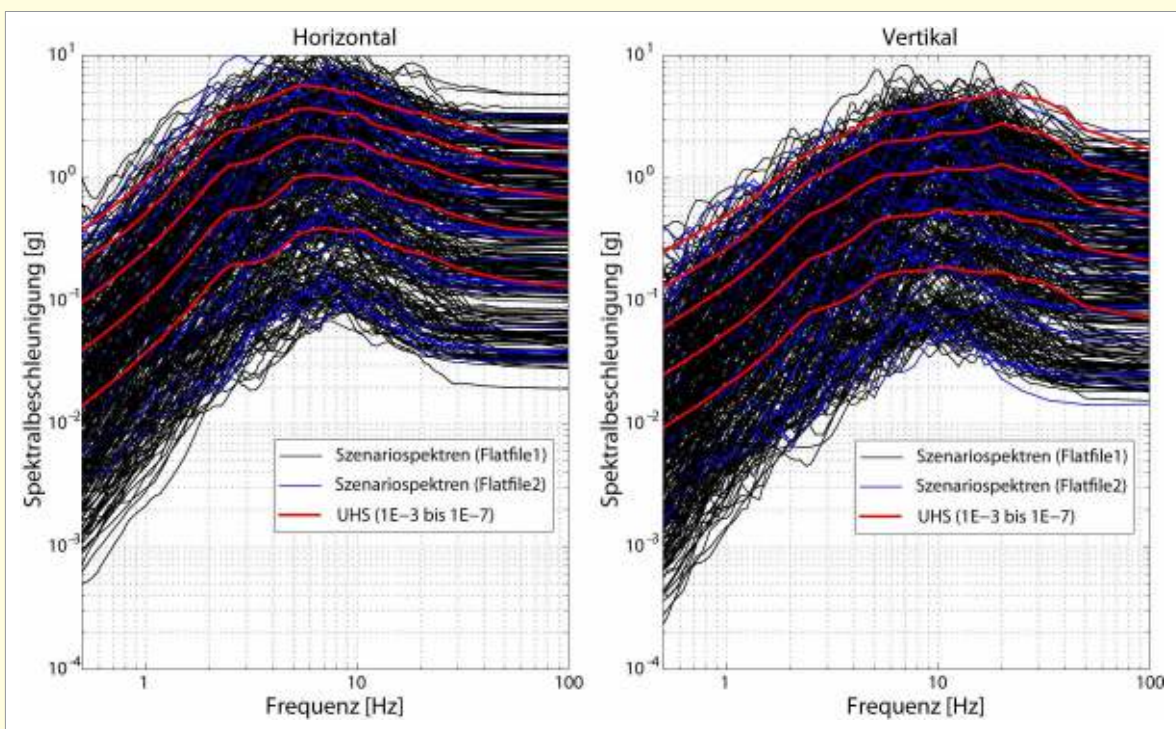


Bild 4. Szenariospektren im Vergleich zu den standortpezifischen UHS. Die NGA-West2 Datenbank entspricht Flatfile 1 und die Resorce Datenbank Flatfile 2

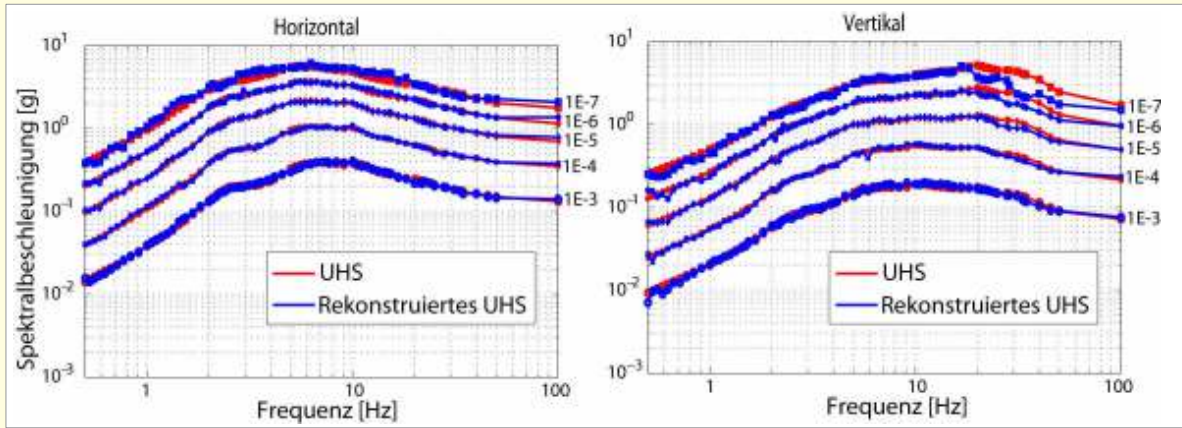


Bild 5. Vergleich der mittleren rekonstruierten und Ziel-UHS

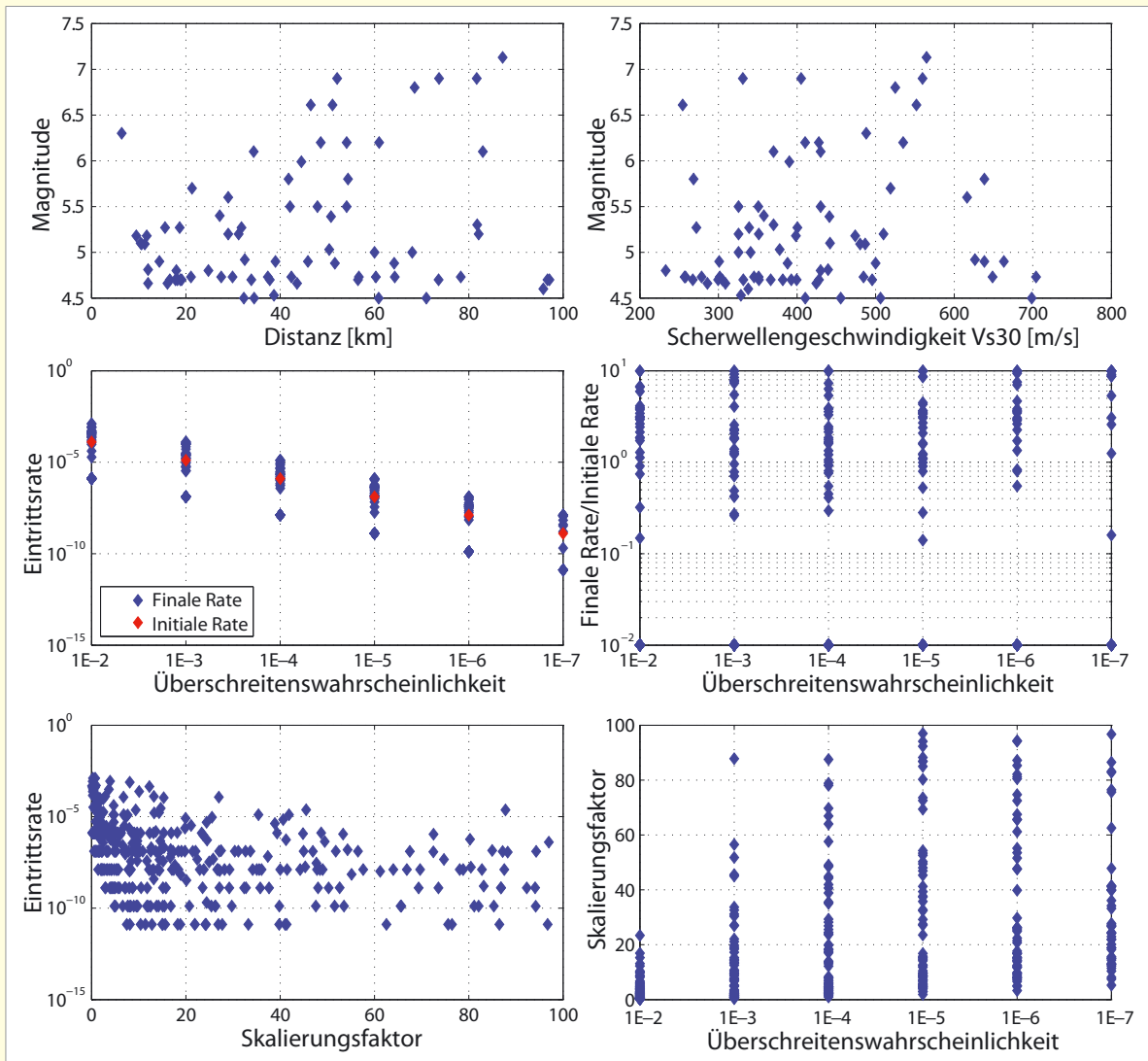


Bild 6. Überblick über die ausgewählten Szenario-Zeitverläufe/-Spektr

Frequenzstützstellen innerhalb der Toleranzgrenzen wiederzugeben. Von den notwendigen 393 Szenariospektren sind allerdings nur 76 einzigartig und alle anderen 317 Spektren entsprechen skalierten Versionen der 76 Spektren. **Bild 4** zeigt die horizontalen und vertikalen skalierten 393 Szenariospektren zusammen mit den Ziel UHS Kurven an der Oberfläche für alle definierten Überschreitungs-

wahrscheinlichkeiten. Die realen Spektren mit ihrer natürlichen Variabilität decken alle Gefährdungsniveaus vernünftig ab.

Bild 5 zeigt den Vergleich der reproduzierten UHS mit den Ziel UHS für die horizontale und vertikale Komponente. Es wurden 57 Stützstellen zwischen 0,5 Hz und 100 Hz ermittelt und für die Berechnung der Abweichungen herangezogen.

Die durchschnittliche Abweichung für die horizontalen und vertikalen UHS, über alle Überschreitenswahrscheinlichkeiten und Frequenzen, beträgt jeweils nur 1,24 Prozent und 2,74 Prozent. Der qualitative Vergleich zeigt, dass die Wiederherstellung der probabilistisch ermittelten UHS mithilfe von ausgewählten Erdbebenzenarien sehr gut funktioniert; lediglich bei sehr tiefen Überschreitenswahrscheinlichkeiten von $1E-6$ und $1E-7$ wird das Zielspektrum im hohen Frequenzbereich unterschätzt. **Bild 6** zeigt für dieses Beispiel eine Zusammenfassung der Eigenschaften der ausgewählten Szenariospektren.

In [19] und [20] findet sich eine ausführliche Beschreibung und Anwendung der so ermittelten Szenariospektren auf ein konkretes Bauwerk in einem Kraftwerk. Im Rahmen der Anwendung wurde ein Vergleich des klassischen UHS-basierten Ansatzes mit dem hier vorgestellten CS-basierten Ansatz angestellt und die Auswirkung auf die Risikoreduktion quantifiziert. Auch wenn sich der Rechenaufwand mehr als verdoppelt im Vergleich zum Ansatz mit zum Beispiel üblicherweise bei kritischen Strukturen verwendeten 30 UHS-kompatiblen Zeitverläufen, ist die Reduktion des Erdbebenrisikos mit circa 20 Prozent signifikant und lohnenswert bei Spezialbauwerken.

3 Schlussfolgerungen

Mit dem Ansatz von [4] und den konditionierten Szenariospektren sowie -zeitverläufen steht eine sehr interessante und alternative Vorgehensweise für die Bestimmung von Eingangsanregungen für dynamische Strukturberechnungen zur Auswahl. Obgleich mehr einzelne Berechnungsdurchläufe (in diesem Beispiel 76) notwendig sind, als im

Vergleich zur klassischen UHS-basierten Vorgehensweise (mit üblicherweise 30 Zeitverläufen), zahlt sich dies aus, da echte Erdbebenzeitverläufe mit realistischem Frequenzgehalt als Belastung für die Strukturberechnung verwendet werden. Ein weiterer Vorteil bei der Risikobewertung ist die Tatsache, dass beim CS-Verfahren jedem Zeitverlauf eine Eintrittsrate zugewiesen wird und somit nicht alle Zeitverläufe gleich gewichtet sind. Bei linearen Zeitverlaufsrechnungen lässt sich ausnutzen, dass nur die Auswahl der einzigartigen Zeitverläufe berechnet werden muss und sich die Ergebnisse anschließend auf die notwendige vollständige Anzahl (hier 393) einfach skalieren lassen, um die Gefährdung korrekt wiederzugeben. Bei nicht-linearen Berechnungen ist dies allerdings nicht mehr möglich und der Mehraufwand alle Zeitverläufe auszuwerten ist am Ende sehr wahrscheinlich nicht mehr wirtschaftlich. Der CS-Ansatz ist abgestimmt auf die probabilistische Sicherheitsanalyse von Bauwerken und zeigt seine Stärken bei der differenzierten Anregung des Bauwerks, welche nicht mehr breitbandig erfolgt. Bei der probabilistischen Sicherheitsanalyse werden alle relevanten Überschreitenswahrscheinlichkeiten berücksichtigt. Hingegen wird bei einer konventionellen deterministischen Auslegung üblicherweise ein Gefährdungsniveau festgelegt. Hier kann aus dem CS-Ansatz nicht einfach der Satz an Zeitverläufen extrahiert werden, der für dieses spezielle Niveau angesetzt wurde, sondern nur die Gesamtmenge aller Zeitverläufe. Abschließend ist festzuhalten, dass insbesondere bei der Risikobewertung von Sonderbauwerken mit der hier vorgestellten Vorgehensweise, in Kombination mit szenariospezifischen Fragilitätskurven, eine noch realistischere Bewertung erfolgen kann.

Literatur

- [1] *Watson-Lamprey, J. A.; Abrahamson, N. A.*: Bias caused by use of spectrum compatible motions, Eighth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, California, 2006.
- [2] *Baker, J. W.; Cornell, C. A.*: Spectral shape, epsilon and record selection. In: *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 35 (2006), Iss. 9, pp. 1077–1095.
- [3] *Bommer, J. J.; Acevedo, A.*: The use of real earthquake accelerograms as input to dynamic analysis. In: *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 8 (2004), Iss. 1, pp. 43–91.
- [4] *Abrahamson, N. A.; Al Atik, L.*: Scenario spectra for design ground motions and risk calculation, 9th US National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering, Toronto, Canada, Paper 12, 2010.
- [5] *Katsanos, E. I.; Sextos, A. G.; Manolis, G. D.*: Selection of earthquake ground motion records: A state-of-the-art review from a structural engineering perspective. In: *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 30 (2010), Iss. 4, pp. 157–169.
- [6] *Baker, J. W.*: Conditional Mean Spectrum: Tool for ground motion selection. In: *Journal of Structural Engineering*, Vol. 137 (2011), Iss. 3, pp. 322–331.
- [7] *Lin, T.; Harmsen, S. C.; Baker, J. W.; Luco, N.*: Conditional Spectrum Computation Incorporating Multiple Causal Earthquakes and Ground Motion Prediction Models. In: *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 103 (2013), Iss. 2a, pp. 1103–1116.
- [8] *Haselton, C. B.; Fry, A.; Baker, J. W.; Hamburger, R. O.; Whittaker, A. S.; Stewart, J. P.; Elwood, K. J.; Luco, N.; Hooper, J. D.; Charney, F. A.; Zimmerman, R. B.; Pekelnicky, R. G.*: Response-History Analysis for the Design of New Buildings: A Fully Revised Chapter 16 Methodology Proposed for the 2015 NEHRP Provisions and the ASCE/SEI 7–16 Standard, 10th U.S. National Conference on Earthquake Engineering – Frontiers of Earthquake Engineering, Anchorage, Alaska, 2014.
- [9] *Renault, P.; Heuberger, S.; Abrahamson, N. A.*: PEGASOS Refinement Project: An improved PSHA for Swiss nuclear power plants, 14th European Conference on Earthquake Engineering, Ohrid, Republic of Macedonia, 2010.
- [10] *Renault, P.; Abrahamson, N. A.*: Lessons learned from the seismic hazard assessment of NPPs in Switzerland, SMIRT 22, Special Session on New Developments for Ground Motion Prediction for Stable Continental Regions and NGA-East, San Francisco, California, USA, 2013.
- [11] *Renault, P.*: Approach and Challenges for the Seismic Hazard Assessment of Nuclear Power Plants – The Swiss Experience. In: *Bollettino di Geofisica Teorica ed Applicata*. - Special issue for GNGTS, Vol. 55 (2014), pp. 149–164.
- [12] *Renault, P.; Dalguer, L.; Al Atik, L.; Abrahamson, N. A.*: Conditional Scenario Spectra for Design Ground Motions and Risk Calculations, TP5-ASW-1012, Code Ver.11 of Januar 2015, prepared for the PRP – PEGASOS Refinement Project, 2013.
- [13] *Lin T.*: Advancement of Hazard-Consistent Ground Motion Selection Methodology, Doktorarbeit, Stanford University, Department of Civil and Environmental Engineering.
- [14] *Carlton, B.; Abrahamson, N. A.*: Issues and Approaches for Implementing Conditional Mean Spectra in Practice. In: *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 204 (2014), Iss. 1, pp. 503–512.

- [15] Ancheta, T.; Darragh, R. B.; Stewart, J.; Seyhan, E.; Silva, W. J.; Chiou, B.; Wooddell, K.; Graves, R.; Kottke, A.; Boore, D.; Kishida, T.; Donahue, J.: PEER NGA-West2 Database, Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), 2013.
- [16] Akkar, S.; Sandikkaya, M.A.; Şenyurt, M.; Azari Sisi, A.; Ay, B.Ö.; Traversa, P.; Douglas, J.; Cotton, F.; Luzi, L.; Hernandez, B.; Godey, S.: Reference database for seismic ground-motion in Europe (RESORCE). In: Bulletin of Earthquake Engineering, Vol. 12 (2014), pp. 311–339.
- [17] Abrahamson, N. A.; Silva, W.: Summary of the Abrahamson and Silva NGA ground-motion relations. In: Earthquake Spectra, Vol. 24 (2008), Iss. 1, pp. 67–97.
- [18] Abrahamson, N. A.; Silva, W. J.; Kamai, R.: Summary of the ASK14 Ground Motion Relation for Active Crustal Regions. In: Seismological Research Letters, Vol. 30 (2014), Iss. 3, pp. 1025–1055.
- [19] Renault, P.; Kurmann, D.: Comparison of uniform hazard spectra and conditional spectra approach in the framework of fragility curve development, SMiRT 22, San Francisco, USA, 2013.
- [20] Renault, P.; Proske, D.; Kurmann, D.; Asufra, A. P.: Evaluation of the seismic risk of a NPP building using the conditional spectra approach, SMiRT 23, Manchester, United Kingdom, 2015.

Tagung

14. D-A-CH-Tagung „Erdbeben und bestehende Bauten“

Die Erdbebensicherheit bestehender Bauten stand im Mittelpunkt der 14. D-A-CH-Tagung, die am 20. und 21. August 2015 mit 202 Teilnehmern an der ETH Zürich stattgefunden hat. Die Tagung wurde von Prof. Dr. Katrin Beyer (EPFL) geleitet. An der Tagungsorganisation waren ferner Prof. Dr. Donat Fäh (ETH Zürich), Prof. Dr. Bozidar Stojadinovic (ETH Zürich) und Dr. Thomas Wenk beteiligt. Die insgesamt 30 Referate aus Deutschland, Österreich, Italien und der Schweiz waren in die fünf Themenblöcke: Erdbebengefährdung und Erdbebenrisiko, Geotechnik und Infrastrukturbauten, Mauerwerk, Gebäude sowie Tanks, Rohrleitungen und Spezialbauwerke gegliedert. Einen Höhepunkt bildete die Thematik Mauerwerk mit unter anderem einer eingeladenen Keynote-Lecture von Prof. Dr. Andrea Penna (Universität Pavia), der die neusten Entwicklungstendenzen bei numerischen Analysen von bestehenden Mauerwerksbauten umfassend darstellte. Im Anschluss an jedes Referat war jeweils ausreichend Zeit für Fragen und Diskussionen, die von den Teilnehmern lebhaft genutzt wurde.

An der gemeinsamen Abendveranstaltung auf der Dachterrasse des ETH-Hauptgebäudes stellte Prof. em. Dr. Dr. h.c. Hugo Bachmann in seinem Festvortrag die Entwicklung des Erdbebeningenieurwesens und der Baudynamik seit deren ersten Schritten in den 1970er-Jahren vor. Bereits vor 35 Jahren begann die Zusammenarbeit der drei Gesellschaf-



D-A-CH-Abendessen auf der Dachterrasse des ETH-Hauptgebäudes (links) mit Hugo Bachmann anschaulich das Prinzip der seismischen Isolation mit dem Seismo-Cup – einer Baby-Tasse – erklärend (rechts).

ten mit der ersten D-A-CH-Tagung. Damals hatten noch alle Teilnehmer um einen kleinen Tisch Platz. Der Tagungsband mit 228 Seiten ist in der Reihe der SIA-Dokumentationen unter dem Titel: „SIA D 0255 Erdbeben und bestehende Bauten“ erschienen: ISBN 978-3-03732-060-0.

Wenn Bauwerke schwingen – Baudynamik und Erdbebeningenieurwesen in der Schweiz – Geschichte und Geschichten

In seinem neusten Buch stellt Hugo Bachmann die Entwicklung der Baudynamik und des Erdbebeningenieurwesens während der letzten vier Jahrzehnte in Unterricht, Forschung und Praxis spannend und umfassend dar. Ein besonderes Kapitel ist der Zusammenarbeit der drei Gesellschaften DGEB, OGE und SGEB seit Anfang der 1980er-Jahre gewidmet. Das Buch umfasst 440 Seiten und ist im vdf Hochschulverlag der ETH Zürich erschienen: ISBN 978-3-7281-3678-7.