

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 **Experimentelle Bestimmung der Dämpfung eines Bauwerkes am Beispiel einer Fußgängerbrücke – Worauf man achten sollte**
R. Cantieni, A. Bajrić, R. Brincker
- S 10 **Probabilistische Schadensprognose von Bestandsbauten unter Berücksichtigung von Unsicherheiten**
J. Schwarz, Ch. Kaufmann, S. Beinersdorf, Ch. Golbs, M. Leipold
- S 18 **Basler Erdbebenkurse zu historischen Natursteinmauerwerksgebäuden**
T. Wenk, K. Beyer

Meldungen

- S 20 **DGEB-Förderpreise
D-A-CH-Tagung 2017
Basler Erdbebenkurse 2015 bis 2019**

EDITORIAL

Die zunehmende Industrialisierung und Besiedlung von Gebieten mit hohem Erdbebenpotenzial, der wachsende Einsatz von Technologien, die für eine optimale Funktion ein niedriges Erschütterungsniveau erfordern bei gleichzeitiger Erhöhung der Besiedlungsdichte und Mobilität sowie die Möglichkeit, immer schlankere Bauwerke zu errichten sind Beispiele für die steigende Bedeutung des Erdbebeningenieurwesens und der Baudynamik. Die Vielzahl von mit diesen Themen verknüpften Fragestellungen für Bauingenieure und Geowissenschaftler bilden die inhaltlichen Schwerpunkte der drei Gesellschaften für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik in Deutschland, Österreich und der Schweiz. Sie organisieren und unterstützen Tagungen, Workshops und verschiedene Weiterbildungsveranstaltungen.

Auf der D-A-CH-Tagung mit dem Titel „Erdbeben und bestehende Bauten“ im August 2015 in Zürich wurden, wie bereits berichtet, 30 Beiträge vorgestellt und engagiert diskutiert. Im Januar veranstaltete die SGEB einen Weiterbildungskurs zum Thema der Erdbebenüberprüfung und -ertüchtigung von Natursteinmauerwerksgebäuden. In Österreich fand ein von Austrian Standards organisierter Lehrgang unter dem Titel „Baudynamik und Erdbebeningenieurwesen für die Praxis“ statt.

Die nächste D-A-CH-Tagung über aktuelle Themen des Erdbebeningenieurwesens und der Baudynamik, zu der die DGEB bereits jetzt einlädt, wird am 21. und 22. September 2017 in Weimar stattfinden. Auf der im Zusammenhang mit der Tagung stattfindenden nächsten Mitgliederversammlung der DGEB werden auch die Preisträger der DGEB-Förderpreise für herausragende Promotionen und Master- bzw. Diplomarbeiten 2016 geehrt. Näheres über die Tagung und die Förderpreise erfahren Sie auf Seite S... dieses Mitteilungsblatts.

In dieser Ausgabe der D-A-CH-Mitteilungsblätter diskutieren die Aufsätze Themen aus der Abschätzung von Schäden bei Erdbebeneinwirkung sowie der Modalanalyse.

Informieren Sie sich bitte über die Arbeit der drei nationalen Gesellschaften auch auf deren Internetseiten

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

Wenn Sie an Themen des Erdbebeningenieurwesens und der Baudynamik interessiert sind, laden wir Sie gerne ein, uns Ihre Themenvorschläge und Aufsätze zu übermitteln sowie in Betracht zu ziehen, einer der Gesellschaften beizutreten.

Volkmar Zabel
Rudolf Heuer
Thomas Wenk

S 1



Volkmar Zabel
(Vorsitzender DGEB)



Rudolf Heuer
(Generalsekretär OGE)



Thomas Wenk
(Vorsitzender SGEB)

Experimentelle Bestimmung der Dämpfung eines Bauwerkes am Beispiel einer Fußgängerbrücke – Worauf man achten sollte

R. Cantieni, A. Bajrić, R. Brincker

S 2

Zusammenfassung Am Beispiel der experimentellen Untersuchung der dynamischen Eigenschaften einer Fußgängerbrücke werden Probleme bei der Bestimmung der Dämpfungskapazität eines Ingenieurtragwerkes diskutiert. Aus Gründen der Verständlichkeit wird zunächst relativ ausführlich auf diese Experimente, die für die Identifikation der modalen Eigenschaften der Brücke benutzten Methoden und die dabei verwendeten Parameter eingegangen. Solange man sich für die Bestimmung der Dämpfung auf dem Boden analoger Zeitsignale bewegt, sind keine größeren Fehler zu erwarten. Die manuelle Untersuchung eines freien, rein harmonischen Ausschwingvorganges ist zwar auch nicht vor Ungenauigkeiten gefeit. Da es die „lineare, rein viskos gedämpfte“ Struktur nicht gibt, gibt es auch den rein exponentiellen Ausschwingvorgang nicht. Der aus dem Beginn eines Ausschwingvorganges bestimmte Dämpfungswert wird nicht mit jenem übereinstimmen, der sich aus der Auswertung des Endes des Vorganges ergibt [1]. Man wird sich aber in einem begrenzten Bereich bewegen, maximal vielleicht $\pm 30\text{...}50\%$ des „wahren“ Wertes.

Nach der Beschreibung der Versuche wird auf die Probleme eingegangen, die zwangsweise auftreten, wenn für die Bestimmung der Dämpfung ein gemessenes Zeitsignal digitalisiert, in den Frequenzbereich und wieder zurück in den Zeitbereich transformiert wird. Der dabei auftretende, systematische Fehler kann für tiefe Frequenzen exorbitante Ausmaße annehmen. Dass dies hier am Beispiel der im ARTeMIS Softwarepaket angebotenen EFDD-Methode (EFDD = Enhanced Frequency Domain Decomposition, [2]) vorgeführt wird, ist Zufall. EFDD wird auch in anderen Softwarepaketen verwendet. Das gleiche gilt auch für das hier nur am Rand diskutierte Problem, dass auch bei Verwendung der in der Wissenschaft populären SSI Methode (SSI = Stochastic Subspace Identification) unter Umständen sehr grobe Fehler an der identifizierten Dämpfung auftreten können. Am Rand wird dieses Problem hier diskutiert, weil der Grund für solche Fehler noch nicht wissenschaftlich dokumentiert ist.

Der praktisch tätige Ingenieur sollte sich darauf verlassen können, dass die Anwendung eines kommerziell vertriebenen Softwarepaketes für die Auswertung seiner Experimente brauchbare Werte für

die Dämpfung liefert. Die Kenntnis der Dämpfungskapazität ist von zentraler Wichtigkeit, wenn es darum geht, die möglichen Auswirkungen von Resonanzzuständen (oder resonanzähnlichen Zuständen) zu beurteilen. Dies trifft gerade für die ersten, tieffrequenten Eigenschwingungen eines Tragwerkes zu. Für exorbitante, systematische Fehler der Auswertemethoden ist hier kein Platz. Wenn man diese aber kennt, kann ihnen aus dem Weg gegangen werden.

Einleitung

Bei der Bearbeitung dynamischer Probleme ist es meist vorteilhaft, über einigermaßen zuverlässige Angaben bezüglich der Dämpfungskapazität des zu untersuchenden Tragwerkes zu verfügen. Im Projektierungsstadium ist man auf Erfahrungswerte angewiesen und muss für diese Kapazität eine obere und eine untere Grenze annehmen. Bezüglich der experimentellen Bestimmung ist bekannt, dass das Modell des viskosen Verhaltens zwar sehr angenehm zu handhaben ist, die Wirklichkeit aber nur mehr oder weniger genau abbildet. Es vernachlässigt die Tatsachen, dass ein Tragwerk oft Energie durch Reibung abbaut, und dass die Dämpfung oft amplitudenabhängig ist. Demzufolge ist auch bei der manuellen Bestimmung eines Dämpfungskoeffizienten aus einem gemessenen, analogen Signal mit einer erheblichen Ungenauigkeit zu rechnen.

Der vorliegende Beitrag behandelt einen systematischen Fehler bei der Bestimmung der Dämpfung, mit dem in der Praxis meist nicht gerechnet wird. Dieser Fehler tritt dann auf, wenn das gemessene Zeitsignal einer Bewegung nicht in seiner analogen Form von Hand sondern, nach erfolgter Digitalisierung, mittels eines Computers ausgewertet wird. Dies wird am Beispiel der experimentellen Untersuchung einer Fußgängerbrücke demonstriert. Die im Rahmen einer Masterarbeit an der Haute Ecole Spécialisée de la Suisse Occidentale (HES-SO), Fribourg, Schweiz, durchgeführten Versuche umfassten eine Modalanalyse unter ambienter Einwirkung und darauf abgestimmte dynamische Belastungsversuche [3], [4]. Aus diesen Versuchen ergab sich bezüglich Dämpfung die Erkenntnis, dass die aus gezielt herbeigeführten, rein harmonischen Ausschwingvorgängen ermittelten Werte etwa halb so groß waren, wie die aus der EFDD-Auswertung hervorgegangenen. Diese Tatsache war zunächst einfach zur Kenntnis zu nehmen.

An der VDI-Fachtagung Baudynamik präsentierte Michael Mistler im April 2015 eine Studie, aus der hervorging, dass die Dämpfungswerte, die aus digitalisierten Zeitsignalen mittels Transformation in den Frequenz- und Rücktransformation in den Zeitbereich bestimmt werden, vom Verhältnis zwischen der Frequenz der untersuchten Eigenschwingung und der bei der Auswertung gewählten Frequenzauflösung abhängen [5]. Für tiefe Eigenfrequenzen mit entsprechend geringer relativer Frequenzauflösung können exorbitante Fehler an der ermittelten Dämpfung auftreten. Die an der genannten Fußgängerbrücke erfassten Signale wurden daraufhin zusätzlichen EFDD-Auswertungen unterworfen, die diesen Befund vollumfänglich bestätigten. Der erst-

Dr. Reto Cantieni

rci dynamics, Ingenieurbüro für Baudynamik
Raubühlstrasse 21B, 8600 Dübendorf, Schweiz
reto.cantieni@rcidynamics.ch

Anela Bajrić, M.Sc.

Technical University of Denmark (DTH)
Department of Mechanical Engineering
Niels Koppels Allé Building 403, 2800 Kgs.Lyngby, Dänemark
abaj@mek.dtu.dk

Prof. Dr. Rune Brincker

Technical University of Denmark (DTH)
Center for Oil and Gas
Rosenborggade 10, st.th., 1130 Copenhagen K, Dänemark
runeb@dtu.dk

der andere Schöpfer von ARTEMIS mit der auch für ihn erstaunlichen Sachlage konfrontiert. Das Problem scheint in der Anzahl verwendeter „projection channels“ zu liegen. Sobald diese, wie von Andersen im Fall der Fußgängerbrücke vorgeschlagen, von 15 auf 3 reduziert wurden, ergaben sich „normale“ Dämpfungswerte. Die zugehörige Diskussion wird im vorletzten Abschnitt geführt.

Es kann nicht die Aufgabe eines praktisch tätigen Ingenieurs, der ein kommerziell vertriebenes Softwarepaket nutzt, sein, sämtliche Finessen der bei digitaler Signalanalyse auftretenden, systematischen Fehler zu kennen und zu berücksichtigen. Außer, man weist ihn explizit darauf hin. Hier ist offenbar der Kontakt zwi-



Bild 1. Fußgängerbrücke über die Saane in Broc.

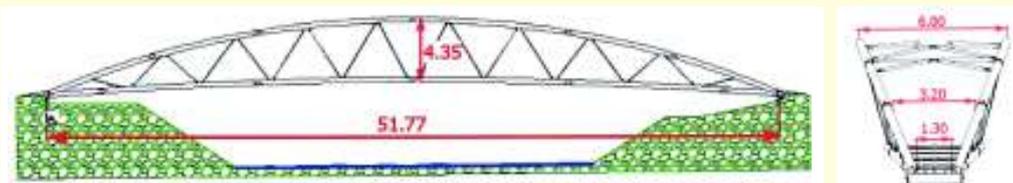


Bild 2. Geometrie der Fußgängerbrücke über die Saane. Abmessungen in [m].

genannte Autor dieses Berichtes sah sich deshalb veranlasst, im Mai 2015 am Rande der IOMAC (International Operational Modal Analysis Conference) in Gijón, Spanien, Rune Brincker, einen der Schöpfer des ARTEMIS-Softwarepaketes [6] mit diesem Sachverhalt zu konfrontieren. Brincker lieferte dann gemeinsam mit seiner Doktorandin Anela Bajrić die unten wiedergegebene Erklärung für dieses in der Praxis unerwünschte, in der Wissenschaft aber grundsätzlich schon lange bekannte Phänomen [7].

Im Rahmen der genannten, zusätzlichen Auswertungen der Signale der Fußgängerbrücke wurde jetzt aber neben der EFDD auch die SSI UPC Methode genutzt (UPC = Unweighted Principal Component). Rein vom Zeitaufwand her ist dies heute gut vertretbar. SSI UPC ergab dann aber dermaßen erratische Werte für die Dämpfung, dass auch diesbezüglich der Sache auf den Grund gegangen werden musste. Im Januar 2016 wurde während der IMAC 34 (International Modal Analysis Conference) mit Palle Andersen

schen Wissenschaft, Wirtschaft und Praxis noch nicht optimal. Um hier etwas Gegensteuer zu geben, ist dieser Beitrag verfasst worden.

Die Fußgängerbrücke über die Saane in Broc

Diese Brücke ist ein gerades, einfeldriges Raumfachwerk in Stahl (Bild 1 und Bild 2). Sie überquert die Saane (frz. La Sarine) bei Broc im Kanton Fribourg, Schweiz. Die etwa 52 m weit gespannten Hauptträger sind Stahlrohre, die Fahrbahn besteht aus längs und quer angeordneten Walzprofilen. Die beiden Widerlager sind in Brückenlängsrichtung verschieblich ausgebildet.

Experimentelle Modalanalyse unter ambierter Einwirkung

Messpunktraster

Bei der Planung der Modalanalyse standen die folgenden Probleme an:

- Wie dicht muss der Messpunktraaster sein, damit sich aussagekräftige Eigenformen ergeben? (Lösung: 7 Messquerschnitte);
- Wie viele Messpunkte benötigen wir pro Messquerschnitt? (Lösung: 4, bei den Widerlagern 2);
- Wie viele der sich daraus ergebenden 72 Freiheitsgrade müssen wir tatsächlich messtechnisch erfassen? (Lösung: 45 aus den insgesamt 72; die übrigen 27 können wir mittels „slave node equations“ bestimmen; Bild 3).

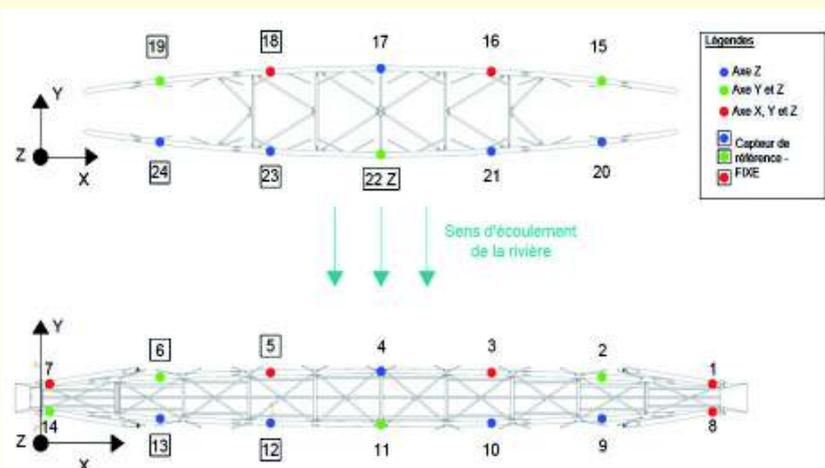


Bild 3. Messpunktraaster für die Modalanalyse. Unten: Fahrbahn, oben: Bogen.

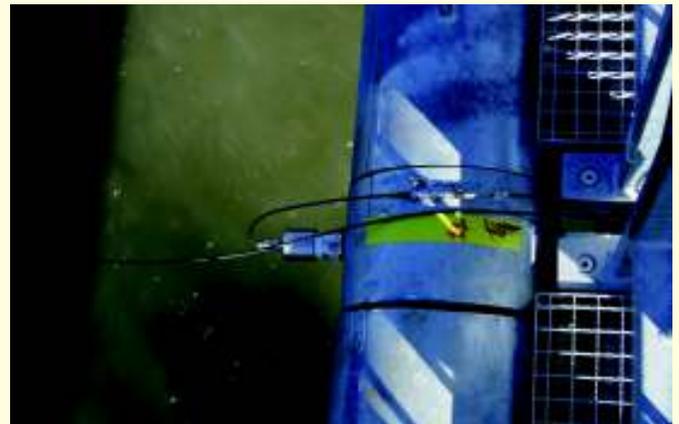


Bild 4. Die Montage der Sensoren an der „überhängenden“ Stahlstruktur war nicht ganz einfach.

Versuchsstrategie

Logistische Randbedingungen: Für die Messung steht ein Tag zur Verfügung. Ein mechanisches Hebezeug, das den Zugang zu allen Messpunkten erlaubt hätte, gibt es in der Schweiz nicht. Der größte Kran-Lift weist eine maximale Auslegerlänge von 50m auf. Das reicht nicht. Aber: Während des Mess-tages steht für die Montage und Umsetzung der Sensoren ein Team von zwei professionellen Kletterern zur Verfügung (Bild 4).

Konsequenz: Maximierung der Referenzen (15), Minimierung der Rover (6). Vorteil: Minimierung der Umbauzeiten, Minimierung der bei den Umbauten frei liegenden Kabel. Die 15 für die Referenzen notwendigen Kabel konnten während der Messungen fixiert bleiben und waren auch in ihrer Länge beschränkt, weil sie in der Nähe der Messzentrale an einem der Flussufer verlegt wurden (Bild 5). Für die Abarbeitung der 45 Messpunkte waren dann fünf Setups notwendig. Indem relativ viel Zeit in den Aufbau des ersten Setups, aber wenig Zeit in die Umbauten zwischen den Setups investiert wurde, konnte der enge Zeitplan eingehalten werden. Die Witterungsverhältnisse waren auch auf unserer Seite.

Messtechnik

Als Sensoren wurden Beschleunigungsaufnehmer vom Typ PCB 393B31 (16 Stück) und PCB 395A05 (5 Stück) verwendet. Für mechanisch kritische Messpunkte (z. B. direkt über dem Wasser) wurden speziell starke Magnetsupports von der Universität Gijón, Spanien, zur Verfügung gestellt (Bild 4). Als Frontend diente ein 24-kanaliges Gerät vom Typ LMS

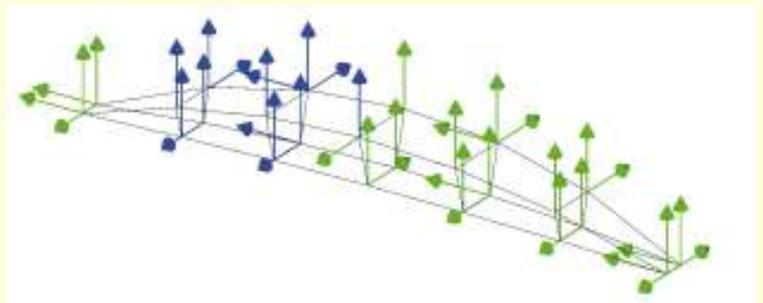


Bild 5. Instrumentierung für die Modalanalyse. Blau: Referenzen, grün: Rover.

SCM05, Auflösung 24 bit. Die Abtastrate betrug $sR = 200$ Hz, die Dauer eines Setups 20 Minuten.

Resultate der Auswertung mit ARTEMIS, EFDD

Für die Auswertung der ambienten Signale wurde die oben erwähnte EFDD-Routine verwendet. Zu Beginn der Auswertung wählt der Operateur einen geeigneten Frequenzbereich und eine geeignete Frequenzauflösung. Das Ziel dabei ist, mit einem zweckmäßigen Satz Auswerteparameter a) den interessierenden Frequenzbereich abzudecken, und b) eine vernünftige Auflösung im Frequenzbereich zu erhalten.

Im vorliegenden Fall wurden die Zeitsignale um einen Faktor 4 dezimiert und die Auflösung im Frequenzbereich wurde zu 2K (2'048 Linien) gewählt. Damit wurden die Nyquist-Frequenz von ursprünglich $f_v = 100$ Hz auf $f_v = 25$ Hz reduziert (höhere Frequenzen interessieren bei einer Fußgängerbrücke eigentlich nicht) und der Abstand zwischen

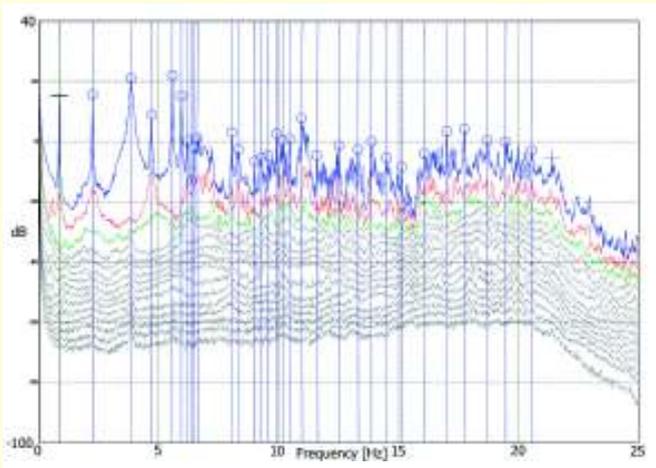


Bild 6. Fußgängerbrücke über die Saane, EFDD SVD Diagramm.

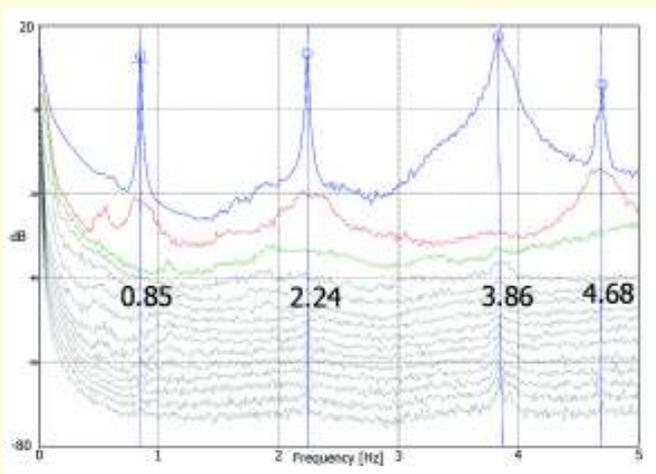


Bild 7. Die vier tiefsten Eigenfrequenzen der Brücke im SVD-Diagramm.

zwei Frequenzlinien, die Frequenzauflösung, auf $\Delta f = 0,006 \text{ Hz}$ festgesetzt (genauer müssen wir eine Frequenz eigentlich nicht kennen). Es zeigte sich aber, dass die von ARTeMIS gelieferte Angabe bezüglich Δf , dort mit „frequency line spacing“ bezeichnet, leider falsch ist. Die Auflösung für eine Dezimierung auf $f_s = 25 \text{ Hz}$ und mit 2K Frequenzlinien beträgt effektiv $\Delta f = 0,024 \text{ Hz}$ (Tabelle 5). Einige Resultate der EFDD Auswertung sind im Bild 6 und in der Tabelle 1 dargestellt. Wir können hier darauf verzichten, die Formen aller dieser Eigenschwingungen grafisch darzustellen. Es sei aber erwähnt, dass die Qualität der Formen bis hinauf zur höchsten Eigenschwingung au-

Bergewöhnlich gut ist. Bei einem Tragwerk aus Beton wird eine solche Vielfalt kaum vorkommen.

Wie genau die Dämpfung bei Anwendung der EFDD-Methode bestimmt wird, wird weiter unten diskutiert.

Vorbereitung der dynamischen Belastungsversuche

Ein wesentlicher Vorteil von Softwarepaketen wie ARTeMIS ist es, dass die EFDD- Auswertung innerhalb von ein bis zwei Stunden nach Abschluss der Messungen erfolgen kann. Zwischen einer ambienten Modalanalyse und darauf abgestimmten dynamischen Belastungsversuchen steht im allgemeinen auch nicht mehr Zeit zur Verfügung. Voraussetzung für diesen nahtlosen Übergang ist natürlich, dass die Geometrie der Messpunkte und die Abfolge der Kanalbesetzung bei allen Setups vorgängig fehlerfrei vorbereitet wurden, und dass bei der Verkabelung und der Montage beziehungsweise Umsetzung der Sensoren bezüglich Messposition und -richtung keine Fehler begangen wurden. Das mag trivial tönen, Tatsache aber ist, dass X nicht immer X und Y nicht immer Y ist. Die Vertikale zu vertauschen ist dagegen relativ schwierig.

Zum Thema hier nur kurz, der Vollständigkeit halber: Die Fußgängerbrücke weist vier interessierende Eigenschwingungen auf, die aufgrund ihrer Frequenz von Fußgängern angeregt werden könnten (Bild 7).

- $f_1 = 0,85 \text{ Hz}$, liegt im Bereich der Anregung in horizontaler Querrichtung
- $f_2 = 2,24 \text{ Hz}$, liegt im Bereich der vertikalen Schrittfrequenz (etwas hoch)
- $f_3 = 3,86 \text{ Hz}$, liegt im Bereich der Anregung durch Jogger (etwas hoch)
- $f_4 = 4,68 \text{ Hz}$, liegt im Bereich der 2. Harmonischen der Schrittfrequenz

Die Abstimmung der gezielten Anregung auf Frequenz und Form dieser vier Eigenschwingungen ergab folgendes:

- Die maximale modale Amplitude von f_1 tritt im „Brückendach“ in horizontaler Querrichtung auf (Bild 8a). Die Einwirkung bestand daher in manueller Krafteinwirkung von vier Personen auf das Geländer mit $f = 0,85 \text{ Hz}$.
- Entsprechend der modalen Form von f_2 (Bild 8b) bewegten sich fünf Personen mit einer Schrittfrequenz $f = 2,24 \text{ Hz}$ direkt neben dem Geländer über die Brücke.
- Da f_3 eine einfache vertikale Form aufweist (Bild 8c), joggten hier 2 Personen mit $f = 3,85 \text{ Hz}$ in der (zentrischen) Längsachse über die Brücke.
- Angesichts ihrer komplexen modalen Form (Bild 8d) wurde darauf verzichtet, f_4 spezifisch anregen zu wollen.

Dynamische Belastungsversuche

Insgesamt wurden 32 Versuche durchgeführt, wobei ein, zwei oder fünf Personen mit unterschiedlicher Schrittfrequenz und „Fahrspur“ die Brücke jeweils „hin und zurück“ überquerten (Bild 9a und Bild 9b). Die Resultate für den Messpunkt in Brückenmitte sind in der Tabelle 2 zusammengestellt und werden hier nur marginal kommentiert: In der Tabelle sind jene Werte hervorgehoben, die höher

Tabelle 1. Parameter der ersten 24 Eigenschwingungen der Brücke

Mode	Frequenz [Hz]	Dämpfg. [%]	Mode	Frequenz [Hz]	Dämpfg. [%]	Mode	Frequenz [Hz]	Dämpfg. [%]
1	0,85	0,83	9	6,63	0,36	17	10,46	0,12
2	2,24	0,34	10	8,03	0,12	18	10,99	0,11
3	3,86	0,77	11	8,32	0,14	19	11,64	0,10
4	4,68	0,24	12	9,00	0,14	20	12,50	0,09
5	5,56	0,14	13	9,28	0,14	21	13,32	0,08
6	5,94	0,17	14	9,56	0,13	22	13,87	0,10
7	6,19	0,30	15	9,91	0,14	23	14,47	0,14
8	6,50	0,24	16	10,15	0,10	24	15,11	0,08



Bild 8a. Form der Grundschiwingung der Brücke. $f = 0,85 \text{ Hz}$, $\zeta = 0,83 \%$.

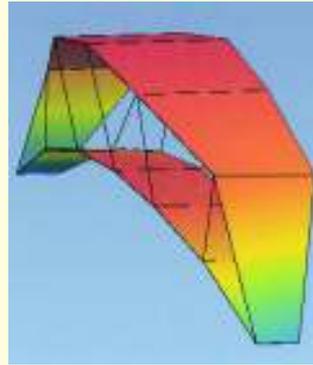


Bild 8c. Form der dritten Eigenschwingung der Brücke. $f = 3,85 \text{ Hz}$, $\zeta = 0,77 \%$.

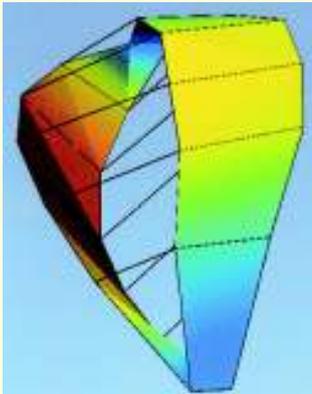


Bild 8b. Form der zweiten Eigenschwingung der Brücke. $f = 2,24 \text{ Hz}$, $\zeta = 0,34 \%$.



Bild 8d. Form der vierten Eigenschwingung der Brücke. $f = 4,86 \text{ Hz}$, $\zeta = 0,24 \%$.



Bild 9a. Eine Person bewegt sich in exzentrischer Achse über die Brücke.



Fig. 9b. Die Schrittfrquenz wurde jeweils mittels eines mitgeführten Metronoms vorgegeben.

als $0,5 \text{ m/s}^2$ für vertikale und höher als $0,3 \text{ m/s}^2$ für horizontale Bewegung liegen.

Freie Ausschwingvorgänge

Durch entsprechende Maßnahmen, wie zum Beispiel Durchsetzen der temporären Verkehrsspernung, konnte in den ersten drei Eigenschwingungen der Brücke jeweils ein praktisch rein harmonischer Ausschwingvorgang erzeugt werden (Bild 10a, Bild 10b und Bild 10c).

Vergleich der Dämpfung aus EFDD und freiem Ausschwingen

In der Tabelle 3 sind die Dämpfungswerte für die ersten drei Eigenschwingungen angegeben, wie sie sich aus freiem Ausschwingen und aus der Auswertung mit EFDD ergaben. Man stellt fest, dass die durch Auswerten des freien Ausschwingens identifizierten Dämpfungswerte nur etwa halb so groß sind, wie sie sich aus der Auswertung mittels der EFDD-Methode ergeben hatten. Diese Tatsache wurde zunächst toleriert, weil die Dämpfung bekannterweise weder den Gesetzen der Viskosität noch jenen der Linearität mit absoluter Genauigkeit folgt.

Bericht von Michael Mistler

Michael Mistler präsentierte an der VDI-Fachtagung Baudynamik im April 2015 eine Studie, aus der hervorging, dass die Dämpfungswerte, die aus digitalisierten Zeitsignalen mittels Transformation in den Frequenz- und Rücktransformation in den Zeitbereich bestimmt werden, vom Verhältnis zwischen der Frequenz der untersuchten Eigenschwingung und der bei der Auswertung gewählten Frequenzauflösung abhängen [5]. Für tiefe Eigenfrequenzen mit entsprechend geringer relativer Frequenzauflösung können exorbitante Fehler an der ermittelten Dämpfung auftreten (Bild 11).

Wie bestimmt EFDD Dämpfungswerte?

Der Operateur legt manuell einen Bereich im SVD-Diagramm fest (Bild 12, oben). Der entsprechende Anteil der spektralen Dichtefunktion, rot markiert, wird in den Zeitbereich zurück transformiert (Korrelationsfunktion). Aus diesem Zeitsignal werden der Dämpfungswert und der Frequenzwert durch lineare Approxi-

Tabelle 2. Bei den dynamischen Belastungsversuchen in Brückenmitte maximal erreichte Beschleunigungswerte (für 1...5 Personen).

Anregungsfrequenz [Hz]	Bewegung	maximale vertikale Beschleunigung [m/s^2]	maximale horizontale Beschleunigung quer [m/s^2]
1,7	Gehen	0,07...0,20	0,06...0,21
1,9	Gehen	0,11...0,37	0,08...0,28
2,1	Gehen	0,12...0,35	0,08...0,30
2,2	Gehen	0,16... 1,08	0,10... 1,94
2,6	Joggen	0,21... 0,86	0,21... 0,55
3,8	Joggen	1,62 ... 3,34	0,16 ... 0,41
0,85	Hüpfen	0,84 ... 0,91	0,97 ... 1,11
0,85	Vandalismus	0,36...0,50	0,47...0,75
frei	Gehen	0,13...0,48	0,10...0,21

Tabelle 3. Dämpfungskoeffizienten aus dem freien Ausschwingen und aus EFDD (Dezimierung = 4, 2 K Frequenzlinien)

	Frequenz [Hz]	Ausschwingen ζ [%]	EFDD ζ [%]
mode 1	f = 0,85	0,29	0,83
mode 2	f = 2,24	0,15	0,34
mode 3	f = 3,85	0,40	0,77

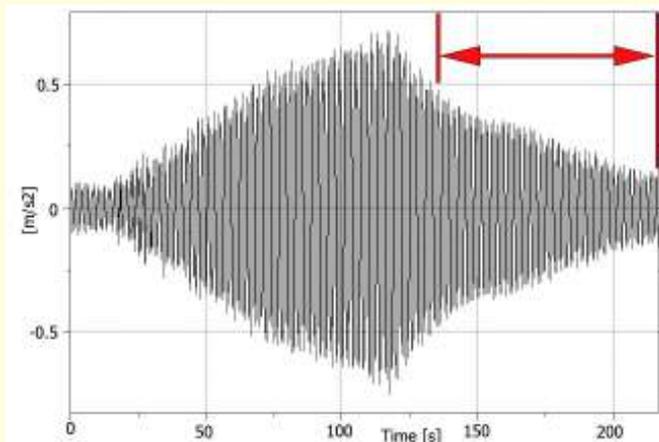


Bild 10a. Erste Eigenschwingung, f = 0,85 Hz, ζ = 0,29 %

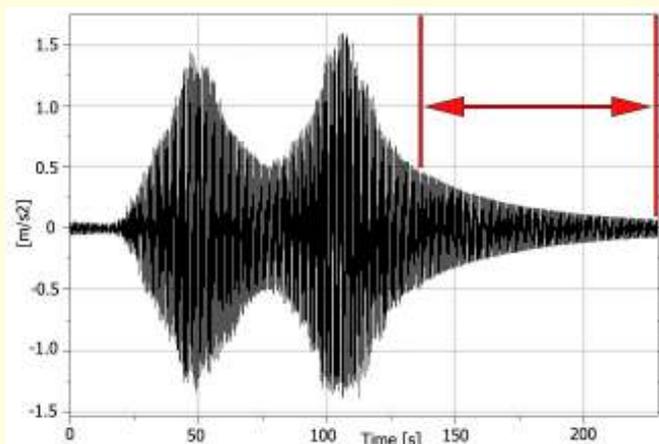


Bild 10b. Zweite Eigenschwingung, f = 2.24 Hz, ζ = 0,15 %

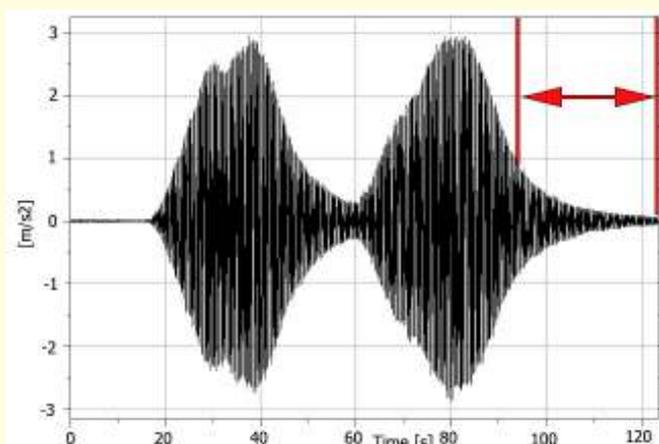


Bild 10c. Dritte Eigenschwingung, f = 3,85 Hz, ζ = 0,40 %

mation bestimmt. Das Prozedere ist im Bild 12 grafisch dargestellt. Damit ist klar, dass EFDD den gleichen Gesetzmäßigkeiten unterworfen ist, wie die von Mistler benutzten Prozeduren.

Nachbearbeitung der Fußgängerbrücken-Signale

Deshalb wurden anschließend an die VDI Baudynamik-Ta-gung die für die Fußgängerbrücke über die Saane erfassten Signale zusätzlich ausgewertet. Statt einmal wurde die EFDD-Auswertung zehnmal vorgenommen, wobei lediglich die Frequenzauflösung variiert wurde. Zu diesem Zweck mussten sowohl die Dezimierung (4 und 10) als auch die Anzahl angeforderter Frequenzlinien (2K, ..., 52K) verändert werden. Die Resultate sind in der **Tabelle 4** zusammengestellt. **Bild 13** zeigt die grafische Darstellung dieser Daten. Es ist leicht erkennbar, dass Mistlers Resultate vollauf bestätigt werden.

Verzerrung der Dämpfung in Funktion der Frequenzauflösung

Mit der Tabelle 4 konfrontiert, lieferten Bajrić und Brincker die folgende Erklärung für diese Verzerrung der Dämpfung [7]:

The increase in damping with frequency resolution is directly related to the spectral leakage phenomenon which introduces bias on the damping estimate. The spectral density estimate is computed using a correlation function estimate and the Welch averaging method. The basic assumption of the correlation function estimate is periodicity, which is not the case for real data, hence bias error propagates through the computation and introduces bias error on the damping estimate. The bias error on damping can be expressed as (Brandt et al [8]),

$$\zeta_b = \frac{2 f_v}{\pi f_n N} \quad (1)$$

where f_n is the natural frequency of mode n , f_v is the Nyquist frequency and N is the total number of data points in the data segment.

Here, the number of frequency lines N is the number of data points in the positive and negative part of the spectral density, which is equivalent to the total number of data points in

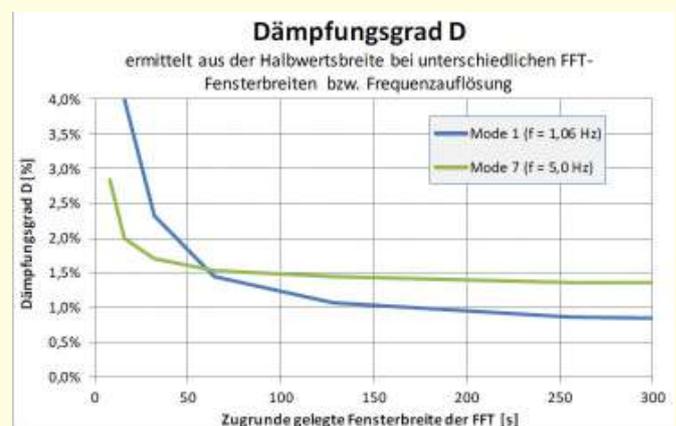


Bild 11. Je kürzer das für die Fouriertransformation benutzte Zeitfenster, desto höher der Dämpfungskoeffizient (Bild aus [5]).

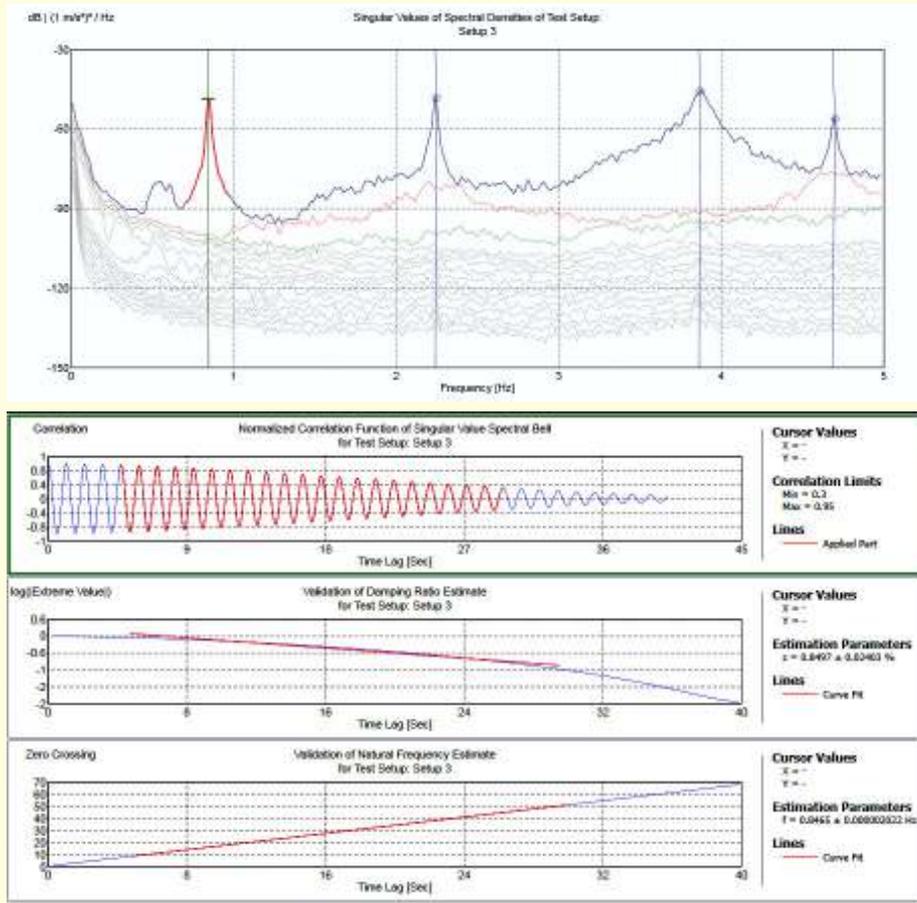


Bild 12. Von oben nach unten: SVD-Diagramm, Korrelationsfunktion, Fit des Dämpfungswertes, Fit des Frequenzwertes.

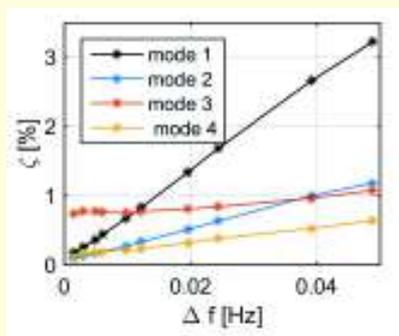


Bild 13. Grafische Darstellung der Werte in der Tabelle 4.

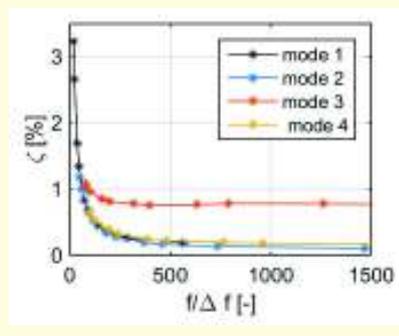


Bild 15. Dämpfung in Funktion des Verhältnisses $f_n/\Delta f$.

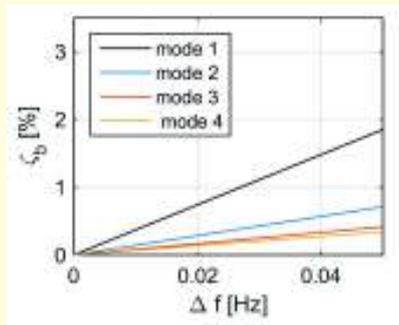


Bild 14. Verzerrung der Dämpfung in Funktion der Frequenzauflösung Δf , wie sie sich aus der Theorie ergibt.

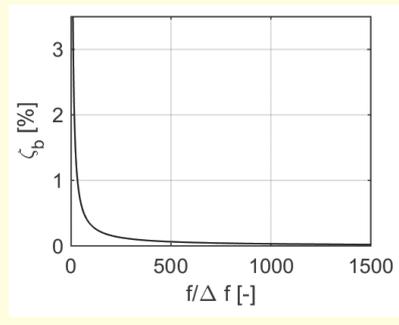


Bild 16. Verzerrung der Dämpfung in Funktion des Verhältnisses $f_1/\Delta f$.

the data segment. The standard expression for the frequency resolution is given by,

$$\Delta f = \frac{f_v}{N/2} = \frac{1}{N \Delta t} = \frac{1}{T} \quad (2)$$

which is herein used for the computation of the frequency resolution. The damping bias ζ_b in equation (1) is illustrated in Figure 14 and Figure 16, which shows that the bias error on damping converges to Zero with a sufficiently high frequency resolution.

The dimensionless parameter $f/\Delta f$, is proportional to the period T , which explains that the tendency observed by Michael Mistler is due to the bias error on the damping estimate introduced by the leakage phenomenon.

Bild 13 zeigt die experimentell ermittelte Abhängigkeit der Dämpfung ζ von der Frequenzauflösung Δf für die ersten vier Eigenschwingungen der Fußgängerbrücke über die Saane und Bild 14 die systematische Verzerrung der Dämpfung wie sie sich aus der Theorie ergibt.

Wie man dieses Problem am einfachsten umgeht, ergibt sich aus Bild 15 und Bild 16. Dort sind die Dämpfungswerte ζ aus Bild 13 und Bild 14 dem Verhältnis $f/\Delta f$ gegenübergestellt. Es ergibt sich, dass das Verhältnis $f/\Delta f$ genügend hoch gewählt werden sollte. Dazu müssen natürlich auch genügend lange Zeitsignale zur Verfügung stehen.

Dämpfungswerte bei Anwendung von ARTeMIS SSI UPC

Die mit SSI UPC bestimmten Dämpfungswerte sind in der Tabelle 5 mit eingetragen (Tabelle 5). Die beiden ersten Eigenschwingungen wurden erst mit einer Nyquistfrequenz von $f_v = 10\text{Hz}$ (dec 10) identifiziert. Die Erhöhung der Dezimierung von 4 auf 10 halbierte die ermittelten Dämpfungswerte. Dagegen hatte die Änderung der Anzahl verlangter Frequenzlinien keinen Einfluss auf die mit SSI ermittelte Dämpfung.

In der letzten Spalte der Tabelle 5 sind jene Dämpfungswerte aufgeführt, die sich bei Auswertung nur des Setups 1 mit $f_v = 10\text{Hz}$ und Anzahl „projection channels“ = 3 ergaben. Im „Normalgebrauch“ (mehr als 1 Setup) kann in ARTeMIS die Anzahl „projection channels“ nicht kleiner gewählt werden als die Anzahl Referenzen. Wertet man aber nur einen einzigen Setup aus, kann die Anzahl „projection channels“ frei gewählt werden.

Tabelle 4. Abhängigkeit der Dämpfung ζ der ersten vier Eigenschwingungen der Fußgängerbrücke über die Saane von der Frequenzauflösung Δf .

Dezimierung	N	Δf	ζ_1	ζ_2	ζ_3	ζ_4
[-]	[-]	[Hz]	[%]	[%]	[%]	[%]
4	32 K	0,0015	0,184	0,100	0,746	0,126
4	16 K	0,0031	0,256	0,130	0,774	0,172
10	4 K	0,0049	0,359	0,162	0,778	0,174
4	8 K	0,0061	0,442	0,191	0,761	0,192
10	2 K	0,0098	0,672	0,273	0,753	0,209
4	4 K	0,0122	0,833	0,334	0,774	0,235
10	1 K	0,0195	1,338	0,512	0,808	0,320
4	2 K	0,0244	1,687	0,636	0,841	0,384
10	0,5 K	0,0391	2,660	1,000	0,965	0,529
4	1 K	0,0488	3,224	1,184	1,077	0,640
$\zeta_{\max} / \zeta_{\min}$			17,5	11,8	1,44	5,08

Tabelle 5. Dämpfungskoeffizienten aus dem freien Ausschwingen und aus Auswertung mit EFDD und SSI UPC.

Mode	Frequenz [Hz]	Ausschwingen ζ [%]	EFDD ζ [%]	SSI dec 4 ζ [%]	SSI dec 10 ζ [%]	SSI Setup 1 ζ [%]
1	f = 0,85	0,29	0,83	–	2,29	0,32
2	f = 2,24	0,15	0,34	–	1,17	0,13
3	f = 3,85	0,40	0,77	1,37	0,67	0,46

Tabelle 6. Dämpfungskoeffizient ζ ermittelt aus gemischten Frequenz/Zeitbereichsmethoden (EFDD, FDD/ITD) und aus reinen Zeitbereichsmethoden (ITD, ERA, Free Decay)

Method		Decimation	N	Δf	ζ_1	ζ_2	ζ_3	ζ_4
				[Hz]	[%]	[%]	[%]	[%]
Frequency domain	EFDD	4	32 K	0,0015	0,184	0,100	0,746	0,126
	FDD/ITD	4	32 K	0,0015	0,156	0,092	0,464	0,154
Time domain	ITD	8	–	–	0,122	0,098	0,462	0,164
	ERA	8	–	–	0,124	0,104	0,562	0,158
Free decay	Log,dec,	–	–	–	0,29	0,15	0,40	–

Die so aus dem Setup 1 ermittelten Dämpfungswerte sind praktisch identisch mit den aus freiem Ausschwingen bestimmten Werten. Was hier im „Normalgebrauch“ schief läuft, und warum, muss noch untersucht werden.

Bestimmung der Dämpfung durch Analyse der digitalisierten, gemessenen Zeitsignale im Zeitbereich

Bajrić und Brincker nahmen die Herausforderung an und analysierten die Signale der Fußgängerbrücke auch mit klassischen Zeitbereichsmethoden ([9] bis [13]). In der Tabelle 6 sind die entsprechenden Resultate eingefügt. ITD = Ibrahim Time Domain Identification, ERA = Eigen-system Realization Algorithm. FDD/ITD ist eine hybride Methode, bei der zunächst Frequenz- und dann Zeitbereichsmethoden verwendet werden. Es ist leicht zu erkennen, dass ein Dämpfungswert keine exakte Größe ist.

Folgerungen

Zusammenfassend dürfte die von Mistler in Kassel geäußerte Meinung schwer zu widerlegen zu sein: Wer einen brauchbaren Wert für eine modale Dämpfung experimentell ermitteln will, muss ein Tragwerk in einer bestimmten Eigenform anregen, einen rein harmonischen Ausschwingvorgang erzeugen und diesen direkt im Zeitbereich auswerten. (Mistler sprach in diesem Zusammenhang von „exaktem Dämpfungswert“, was doch eher mutig ist.) Wer anders als Mistler nicht über einen superintelligenten Shaker verfügt, muss sich mit weniger zufrieden geben. Immerhin: Geht man der EFDD-Verzerrungsfalle aus dem Weg und gibt es bald eine saubere Lösung für die SSI-Entgleisung sollte man auch mit weniger Aufwand einigermaßen zufriedenstellende Werte für eine modale Dämpfung aus einem Experiment extrahieren können.

Literatur

- [1] Cantieni, R.; Grob, J.: Statische und dynamische Messungen am freistehenden Pfeiler der Ganterbrücke. In: Schweizer Ingenieur und Architekt (1981), Heft 4, S. 44-48.
- [2] ARTEMIS Modal 4.0 (Computer software), Issued by Structural Vibration Solutions A/S, NOVI Science Park, Niels Jernes Vej 10, DK 9220 Aalborg East, Denmark (2015).
- [3] Rohner, N.: Comportement dynamique d'une passerelle piétonne et cycliste. Fribourg, Master of Science HES-SO en Ingénierie du territoire, 2015.
- [4] Rohner, N.; Devaux, M.; Cantieni, R.: Analytical and Experimental Investigation of the Dynamic Behavior of a Footbridge. Proc. 6th IO-MAC, International Operational Modal Analysis Conference, Gijón, Spain, 2015.
- [5] Mistler, M.; Heiland, D.: Experimentelle modale Dämpfungsermittlung an bestehenden Bauwerken. In: VDI Wissenforum (Hrsg.): Proc. 5. VDI-Fachtagung Baudynamik 2015. VDI-Berichte 2244, VDI-Verlag, Düsseldorf, 2015, S. 197–208.
- [6] Brincker R.; Zhang L.; Andersen P.: Modal identification from ambient responses using frequency domain decomposition. Proceedings of IMAC 18. International Modal Analysis Conference. San Antonio, TX, 2000, pp. 625–630.
- [7] Cantieni, R.; Bajrić, A.; Brincker, R.: Damping Characteristics of a Footbridge – Mysteries and Truth. Proceedings of IMAC 34. International Modal Analysis Conference, Orlando, 2016.
- [8] Brandt, A.; Brincker, R.; Ahlin, K.: Welchs method for PSD Estimation – Revisited. Presentation at International Operational Modal Analysis Conference Workshop, Copenhagen, 2006
- [9] Ibrahim, S. R.; Milkulcik, E. C.: A method for direct identification of vibration parameters from the free response. In: The Shock and Vibration Bulletin Vol. 47 (1977), pp. 183–196.
- [10] Juang, J. N.; Pappa, R. S.: An eigensystem realization algorithm for modal parameter identification and modal reduction. In: Journal of Guidance, Control and Dynamics, Vol. 8 (1985), Iss. 5, pp. 620–627.
- [11] Brincker, R.; Camargo, E.; Skafte, A.: An example of correlation matrix based mode shape expansion. Proceedings of IMAC 33, International Modal Analysis Conference, Orlando, 2015.
- [12] Brincker, R.; Ventura, C.: Introduction to Operational Modal Analysis. John Wiley & Sons, Hoboken, 2015.
- [13] OMA toolbox (Matlab), included in [12], can be downloaded from <http://www.brinckerdynamics.com/>.

Probabilistische Schadensprognose von Bestandsbauten unter Berücksichtigung von Unsicherheiten

J. Schwarz, Ch. Kaufmann, S. Beinersdorf, Ch. Golbs, M. Leipold

1 Motivation

S 10

Die Fertigstellung der Version 2.0 des magnitudenorientierten Erdbebenkataloges für deutsche und angrenzende Gebiete EK DAG – erweiterter Ahorner-Katalog (Stand Dezember 2014, Bild 1) [1] war Anlass, der Frage nachzugehen, welchen Einfluss aktuelle Katalogeinträge (bzw. ihre Veränderungen) und die darauf abhebenden Gefährdungsanalysen auf ingenieurpraktische Anwendungen haben [2]. Diese Fragestellung wurde in einem modular strukturierten Vorgehen (in Anlehnung an [3]) und in Zusammenführung aktueller Forschungsarbeiten [4] grundlegend auf die Frage der Betrachtung von Unsicherheiten in der gesamten Berechnungskette erweitert. Dabei war zu akzeptieren, dass im Rahmen einer durch Probabilistische Seismische Gefährdungsanalysen (PSGA) begründeten Schadensprognose Erdbebenkataloge zwar die Basisdaten bereitstellen, im Zuge der Aufbereitung von Seismizitätsmodellen (und der dort implementierten Erdbebenstärke-Häufigkeitsbeziehungen) aber zu einer sekundären Einflussgröße werden, sofern die für die Auslegung allgemeiner Hochbauten relevanten Wiederkehrperioden (bis etwa 2500 Jahre) betrachtet werden.

Nachfolgende Untersuchungen verdeutlichen die Vorzüge von Simulationsverfahren, die bei der Behandlung von Naturgefahren das geeignete Instrumentarium bieten, um Unsicherheiten der Eingangsgrößen verarbeiten, die Konsequenzen visualisieren und letztlich die für ingenieurpraktischen Anwendungen erforderlichen Entscheidungen begründen zu können ([5], [6]). Simulatio-

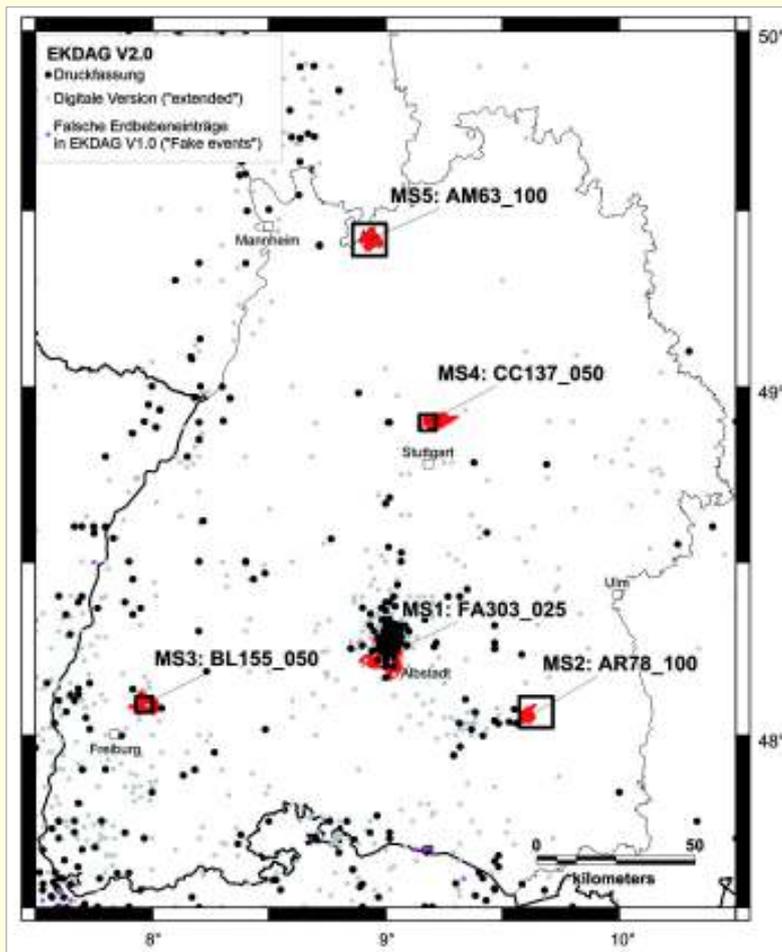


Bild 1. Erdbebenkatalog EK DAG nach [1]

nen werden bei den Gefährdungsanalysen (Modul HAZARD), bei der Wahl des Sigma-Terms in den Bodenbewegungsmodellen (Ground Motion Prediction Equation, GMPE) als auch bei der Verletzbarkeitsbewertung von Mauerwerks-Bestandsbauten (Modul VULNERABILITY) zur Anwendung gebracht. Streubreiten können dabei in den Modulen ausgeblendet oder auch in unterschiedlicher Form zugelassen bzw. kumulativ erfasst werden.

Der Beitrag vermittelt einen Eindruck vom Stand des derzeit bearbeiteten Berechnungs-Tools, das die Verbindung zwischen Probabilistischer Seismischer Gefährdungsanalyse, standortspezifisch generierten Bodenbewegungsmodellen und Schadensprognosen für die konkrete Standort- und Bebauungssituation herstellt und somit bestandskonkrete Risikoaussagen ermöglichen soll.

2 Grundlagen

2.1 Datenbasis – Erdbebenkataloge

Die Arbeiten am magnitudenorientierten Erdbebenkatalog für deutsche und angrenzende Gebiete EK DAG – erweiterter Ahorner-Katalog werden mit Version 2.0 (Stand Dezem-

Dr.-Ing. Jochen Schwarz

schwarz@uni-weimar.de

Dipl.-Ing. Christian Kaufmann

christian.kaufmann@uni-weimar.de

Dr.-Ing. Silke Beinersdorf

silke.beinersdorf@uni-weimar.de

Dipl.-Ing. Mathias Leipold

mathias.leipold@uni-weimar.de

Zentrum für die Ingenieuranalyse von Erdbebenschäden (EDAC),
Bauhaus-Universität Weimar
Marienstr. 13B, 99421 Weimar

Dr.-Ing. Christian Golbs

seismotec GmbH Beratende Ingenieure

Thomas-Müntzer-Straße 35, 99423 Weimar

golbs@seismotec.de

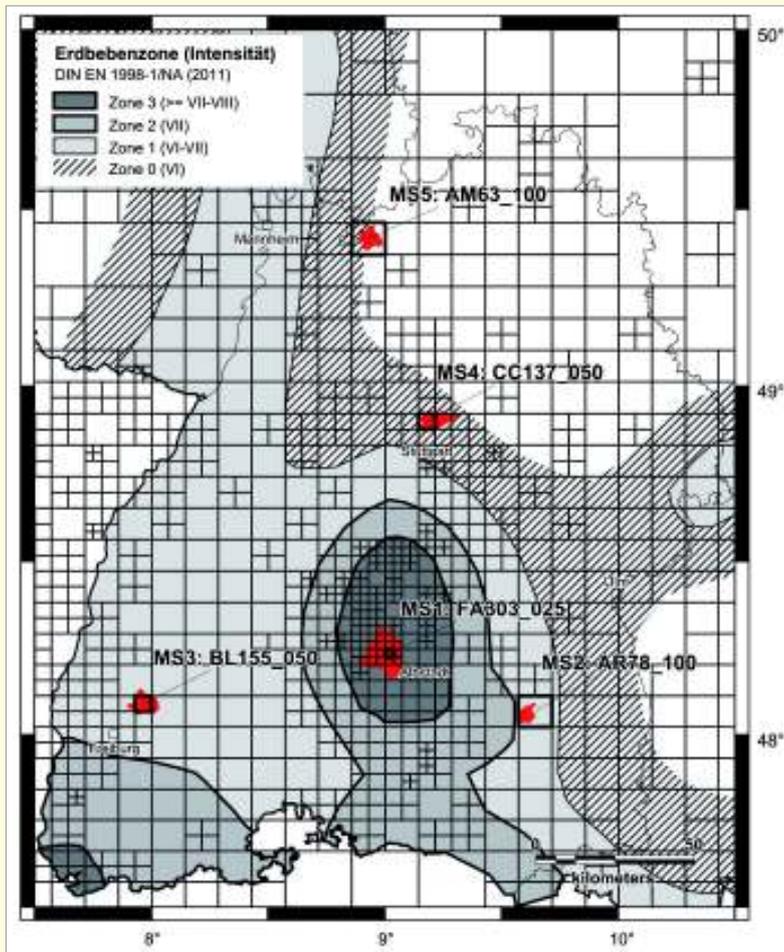


Bild 2. Übersicht des ermittelten Rasters zur Auswertung der PSGA-Ergebnisse nach [11]

2.2 Rasterelemente und Modellstandorte

Um im Rahmen verschiedener Untersuchungsli-
nien (u. a. zur Auswertung makroseismischer
Schütterkarten, zur Herausarbeitung standortbe-
dingter Intensitätszuwächse und nicht zuletzt zur
Implementierung in die modular angelegten
Schadensmodelle und Risiko-Bewertungs-Tools
[5], [6]) die Verknüpfung der Datenebenen zu ge-
währleisten, wurde entschieden, die Untersu-
chungen – inklusive die Auswertung der Probabi-
listischen Seismischen Gefährdungsanalysen
(PSGA) – auf Basis von Rasterelementen vorzu-
nehmen (Bild 2). Die Größe der Rasterelemente
folgt aus der Dichte der Informationen und damit
auch dem Grad der seismischen Gefährdung [11].
Modell- sowie Zielstandorte können problemlos
diesen Rasterelementen zugeordnet werden.

Im Beitrag werden exemplarisch fünf Modell-
standorte (MS) ausgewählt. Diese Standorte sind
durch einen unterschiedlichen Grad der seismi-
schen Gefährdung gekennzeichnet, der sich am
Maßstab der (seit 1996 so präsentierten) Erdbe-
benzonenkarte in der Zonenzugehörigkeit (Bild 2;
Spalte „Zone“ in Tabelle 1) nachvollziehen
lässt. Einige Standorte lassen sich eindeutig einer
Zone zuordnen, andere liegen in Übergangsbe-
reichen. Neben der seismisch aktiven Region der
Schwäbischen Alb (MS1) werden auch gering-
seismische Großstadträume in Süd- und Südwest-
deutschland betrachtet. Die Standorte decken so-
mit insgesamt das Spektrum möglicher Situati-
onen in der baupraktischen Anwendung ab.

Die Auswahl der Modellstandorte erfolgt jedoch
nicht nur am Maßstab der Gefährdung; vielmehr

ber 2014, Bild 1) zu einem vorläufigen Abschluss geführt.
Der in den Teilen A (Grundlagen und Erläuterungen), B
(Erdbebenkatalog) und C (Makroseismische Schütterkar-
ten) vorliegende Erdbebenkatalog EK DAG [1] steht dabei
nur exemplarisch für die derzeit für mitteleuropäische Ge-
biete im Rahmen von verschiedenen europäischen oder na-
tionalen Forschungsvorhaben publizierten Kataloge ([7],
[8], [9], [10]).

Um den Einfluss der Änderung eines Erdbebenkataloges
auf die Gefährdungsberechnung näher zu untersuchen,
werden den Probabilistischen Seismischen Gefährdungs-
analysen (PSGA) verschiedene Bearbeitungsstände von EK-
DAG sowie weitere, das Untersuchungsgebiet umfassende
Kataloge zugrunde gelegt und intensitätsbezogene Gefähr-
dungsanalysen durchgeführt [2].

liegen von diesen Gebieten Gebäudeaufnahmen vor, die im
Kontext der Entwicklung eines versicherungsorientierten
Schadensmodells durchgeführt wurden ([12], [13]).

Diese Bestandskenntnis bildet die Voraussetzung, die für
die Bestandsbauten repräsentativen Gebäude zu erheben
und in einem systematischen Ansatz in Form von „Modell-
objekten“ herauszuarbeiten. Im Vorgriff auf die folgenden
Schadenssimulationen (Abschnitt 4.4) ist anzumerken, dass
„Modellobjekte“ derzeit aus den Gebäudeaufnahmen in
Albstadt abgeleitet werden ([4], [14]) und die ausgewählten
Beispielobjekte quasi auf die anderen Modellstandorte
übertragen werden. Im Hinblick auf die durchgeführten
Schadenssimulationen darf unterstellt werden, dass sich die-
se unterschiedliche Standortexposition letztlich in den für
bestimmte Wiederkehrperioden prognostizierten Scha-
densgraden (des jeweils gleichen Gebäudes) widerspie-
geln. Die Berechnungsergebnisse beziehen sich auf die Ko-
ordinaten in Rasterelementmitte ([2], [11]).

Tabelle 1. Untersuchte Rasterelemente (*s. Bild 2)

Modellstandort MS	Lon.	Lat.	Rasterelement	Zone*	
MS 1	Albstadt	9.01°	48.26°	FA302_025	3
MS 2	Bad Buchau	9.65°	48.07°	AR78_100	1 (2)
MS 3	Waldkirch	7.97°	48.09°	BL155_050	1
MS 4	Ludwigsburg	9.20°	48.90°	CC137_050	0
MS 5	Schönbrunn	8.93°	49.42°	AM63_100	- (0)

2.3 Seismizitätszonen-Modelle

Die Qualität der Gefährdungsanalysen und der ingenieur-
seismologischen Bemessungsgrößen hängt maßgeblich von
den verwendeten seismischen Zonierungsmodellen ab. Die
Einteilung und Abgrenzung der seismischen Quellzonen
wird dabei als ein Element der Unsicherheiten betrachtet.
In dem entwickelten methodischen Ansatz liegt es in der
Entscheidung des Anwenders, die Auswahl der Modelle
nach den Zielvorgaben und dem Untersuchungsgegenstand

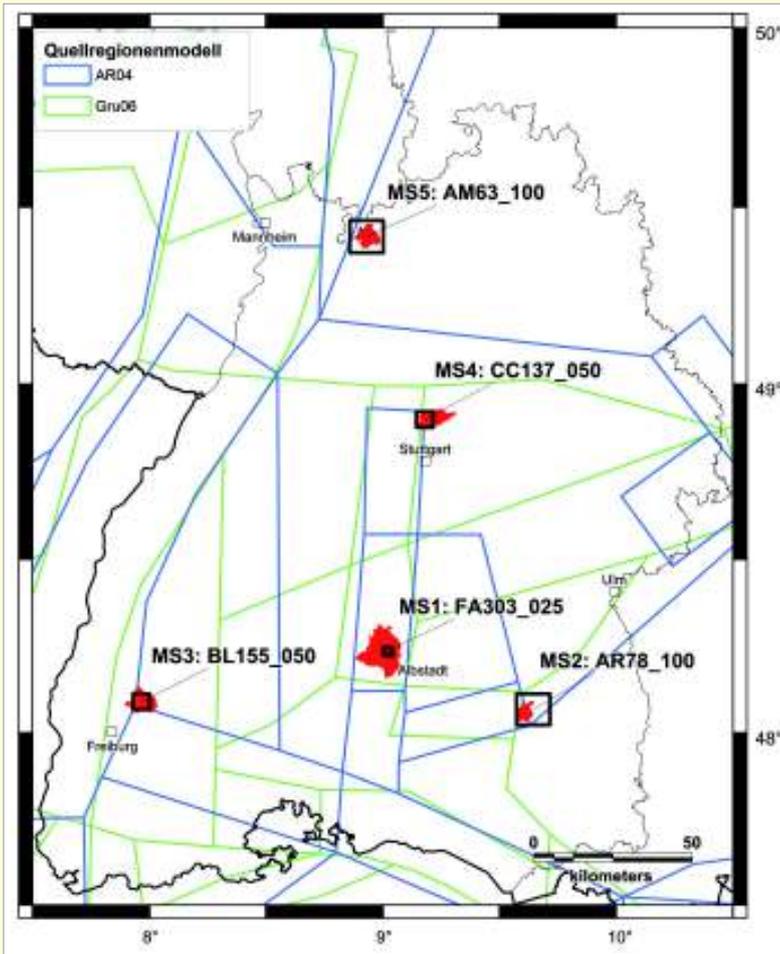


Bild 3. Modellstandorte und Zonierungsmodelle AR04 nach [16] und Gru06 nach [17]

vorzunehmen. Wie bereits in [2] dargestellt, kann zwischen zonengebunden* und zonenlosen, nach kleinräumigen Quellzonenmodellen (*Small Scale Model*, SSM) oder großräumigen, mehr am tektonischen Regime ausgerichteten

Einteilungen (*Large Scale Model*, LSM), unterschieden werden, die in zum Teil aktualisierter Form für deutsche und angrenzende Erdbebengebiete vorliegen und durch Modellvorstellung anderer Forschergruppen ergänzt werden können. Dieser Ansatz schließt grundsätzlich ein, dass anhand moderner Methoden der Geodatenerhebung und -interpretation die Modellauswahl präzisiert, eingeschränkt oder im Weiteren – sofern begründbar – durch Wichtungsfaktoren ergänzt werden kann [6].

Eine von den Autoren im Hinblick auf ingenieurmäßige Standardaufgaben (allgemeiner Hochbauten) bevorzugte Vorgehensweise sieht eine quasi selbstgenerierende (weitgehend objektivierte) Modellentwicklung auf Basis der Epizentrendichte und der Abgrenzung von entsprechenden Epizentrendichte-Klassen (EZD-n; n- Anzahl der Klassen) vor ([15]). Die Autoren zeigen in [2], welchen Einfluss dabei die jeweils verwendeten Erdbebenkataloge auf die Modellbildung nehmen. Im Beitrag wird ausschließlich auf Berechnungen mit dem Katalog EKDAG [1] sowie den zonengebundenen (kleinräumigen) Modellen AR04 nach [16] und Gru06 nach [17] gemäß Bild 3 zurückgegriffen.

2.4 Schadensbeschreibung

Die Schadensprognose bezieht sich auf die Schadensgrade nach EMS-98 [18]. Bezug genommen wird auf die umfangreichen Analysen der vom Albstadt-Beben 1978 betroffenen Bestandsbauten und die in [4] getroffenen (von der jeweiligen Software abhängigen) Zuordnungen zwischen der analytisch bestimmten Schädigungsprogression (abgebildet in den Kapazitätskurven) und der empirischen EMS-98 konformen Beschreibung.

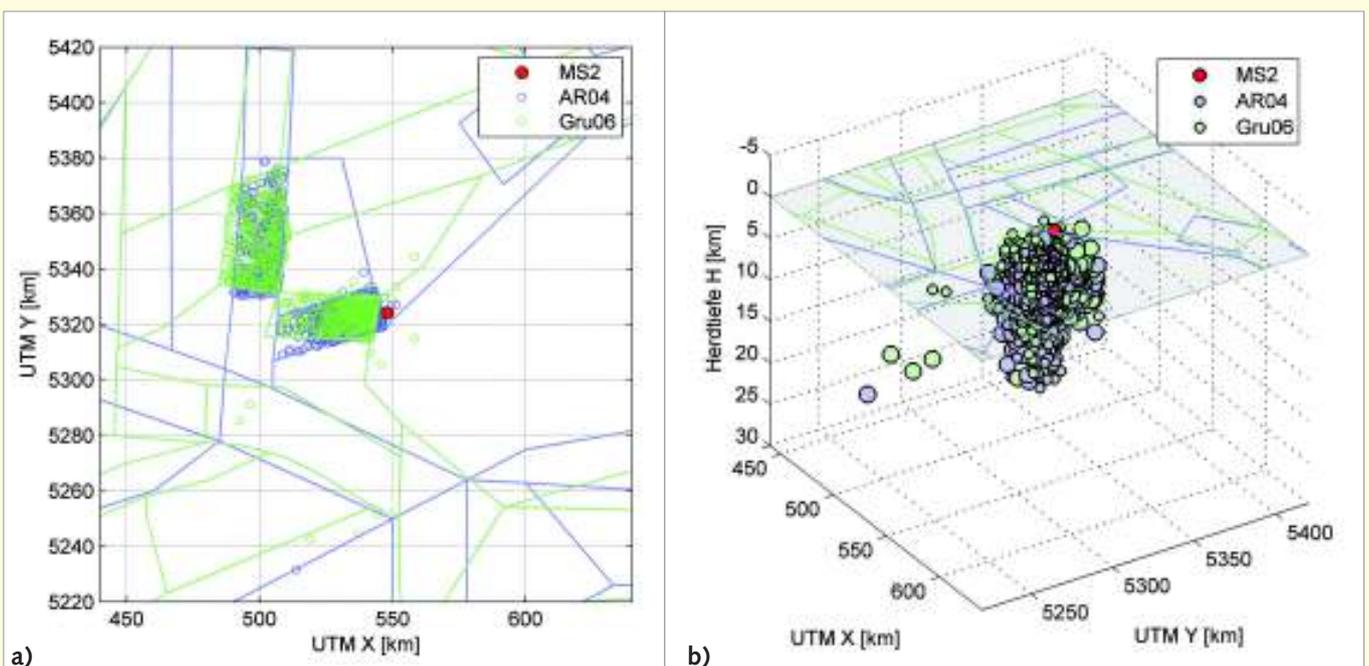


Bild 4. Simulierte Erdbebenbibliotheken für den Katalog EKDAG überlagert mit den Modellen AR04 und Gru06 für den Modellstandort MS2 (multi model) und eine mittlere Wiederkehrperiode von $T_R = 475$ Jahren

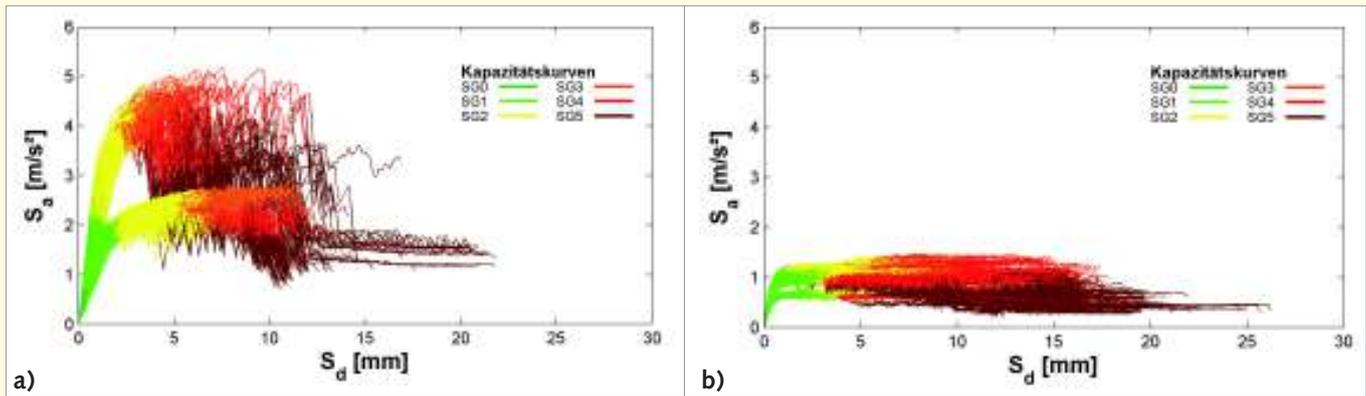


Bild 5. Kapazitätskurven von Beispielgebäuden (hier: Typ „HBD 2 Etagen“) [Hinweis: Die Auswertung erfolgt gemäß dem Schema in Bild 6]

Ergebnisse aus [4] werden übernommen, um darzustellen, welchen Einfluss die Unsicherheiten der Modellierung und Bauwerksanalyse (im Modul VLUNERABILITY) auf die prognostizierte Schädigung nehmen.

3 Ergebnisse der Probabilistischen Seismischen Gefährdungsanalysen

3.1 Verwendetes Simulationsprogramm

Zur Anwendung kommt ein Simulationsprogramm nach [19], das es ermöglicht, auf Grundlage der jeweils mit den Katalogdaten bestimmten Magnituden-Häufigkeitsbeziehungen auch Intensitäts-Überschreitensraten zu bestimmen und die zugehörigen Erdbebenbibliotheken zu generieren. Die simulierten Erdbebenbibliotheken werden als Input der Szenarien für Modellstandorte sowie Rasterelemente und für die Untersuchung von Einzelobjekten der Bestandsbebauung herangezogen.

Simuliert werden Bibliotheken für vorgegebene Überschreitensraten oder vorgegebene Intensitäten, die standortunabhängig wiederum unterschiedliche Wiederkehrperioden besitzen. Für jedes der erfolgreich ausgespielten Beben stehen Angaben zu Epizentrum (Koordinaten), Magnitude, Epi- und Hypozentralentfernung, Herdtiefe und Epizentralintensität zur Verfügung.

Unsicherheiten in den Gefährdungsanalysen wird durch die Untersuchung unterschiedlicher Modelle und durch die Berücksichtigung der Magnituden-Streubreiten in den Katalogeinträgen von EKDAG in Form von Modellierungsvarianten Rechnung getragen.

Unsicherheiten in den Magnituden-Häufigkeitsbeziehungen (der Zonen) können ebenso wie regional charakteristische Herdtiefenverteilungen und Abnahmebeziehungen mittels EKDAG ermittelt ([11]) und somit bei den Monte-Carlo-Simulationen berücksichtigt werden.

3.2 Simulation von Erdbebenbibliotheken

Die mit den Zonierungsmodellen zu simulierenden Erdbeben werden in jeder tektonischen Region oder Quellzone räumlich gleichverteilt ausgespielt. Für die weitere Auswertung werden nur die simulierten Beben ausgewählt, die am zu untersuchenden Standort die für die vorgegebene Überschreitenswahrscheinlichkeit charakteristische Standortintensität besitzen. Dabei werden die Modelle einzeln (*single model*) oder in ihrer Zusammenfassung (*multi model*) ausgewertet. Bild 4 zeigt die regionale Verteilung und Tiefenlage der simulierten Erdbeben für die Modelle nach

Bild 3 und eine mittlere Wiederkehrperiode von $T_R = 475$ Jahren.

3.3 Kombination von Erdbebenbibliotheken unterschiedlicher Modellierungsvarianten

Durch [5] wird eine Methodik entwickelt, die es ermöglicht, simulierte Beben aus Berechnungen unterschiedlicher Modelle und/oder Kataloge für eine vorgegebene Überschreitensrate als Modellkombination(en) zusammenzufassen. Dieser Ansatz wird durch [6] auf die Schadenprognose von Mauerwerksgebäuden und Stahlbetontragwerken übertragen.

3.4 Intensitätsbasierte Gefährdungskarten

Wie unter anderem [2] und [11] zeigen, können Intensitätskarten für unterschiedliche Modelle und auf Grundlage unterschiedlicher Kataloge berechnet werden. Es steht somit auch ein Maßstab zur Verfügung, die Intensitätskarten früherer Untersuchungen (z.B. nach [16]) oder die Zonenkarten der Baunormung [20] zu spiegeln.

4 Schadensprognose für ausgewählte Bestandsbauten

4.1 Einwirkungen

Die aus den einzelnen oder kombinierten Simulationen für die jeweils interessierenden Wiederkehrperiode zur Verfügung stehenden Erdbebenbibliotheken ermöglichen es, für jedes Ereignis mittels der standortspezifischen Bodenbewegungsmodelle spektrale Einwirkungskenngrößen zu generieren. Sofern die Untergrundbedingungen am Standort bekannt sind, können hier die DIN-konformen Bodenbewegungsmodelle [21] und ihre Weiterentwicklung zur Anwendung kommen.

Der Beitrag beschränkt sich auf Felsbedingungen. Ungeachtet der vorteilhaften Situation, dass zum Beispiel für Albstadt (Modellstandort MS1) im Ergebnis der messtechnischen Standortanalysen bereits eine flächendeckende Einteilung der Untergrundklassen verfügbar wäre und eine entsprechende Zuordnung im Datenbankformat vorliegt.

Es darf als ein Vorteil der gewählten Vorgehensweise gesehen werden, dass die Gefährdungsanalysen, die Ermittlung der Einwirkungen und die Schadenanalyse modular gekoppelt durchgeführt werden können [3]. Insofern besteht die Möglichkeit, auch die Einwirkungsseite anwenderverständlich zu visualisieren und über den Grad der berücksichtigten Streubreiten frei entscheiden zu können. In der Zusammenschau der simulierten Beben stehen wiederum

unterschiedliche Methoden der Auswertung und Berücksichtigung bestehender Unsicherheiten zur Verfügung [6]. Zur Anwendung kommen die Bodenbewegungsmodelle nach [21] sowie nach [22] für die Untergrundklasse A-R (DIN) und A (EC 8), die für Fels mit Scherwellengeschwindigkeiten v_s größer 800 m/s stehen. Bei separater Betrachtung werden die EDAC-Modelle nach [21] zugrunde gelegt.

4.2 Untersuchte Mauerwerksgebäude

Analytische Untersuchungen von Bestandsgebäuden wurden im Vorhaben der Industriellen Gemeinschaftsforschung (IGF) geförderten Projekt DIMEBRA durchgeführt [4]. Für diese Untersuchungen wurden 50 repräsentative Gebäude aus dem Gesamtbestand ausgewählt, digital aufbereitet und für die Push-Over-Analyse modelliert. Die zur Modellbildung notwendigen Parameter wurden – soweit möglich – aus den Bauunterlagen entnommen. Hierbei handelt es sich um das Gebäude-Layout einschließlich der Anordnung der Wände, Öffnungen und Art der Decken sowie Informationen über das Wandmaterial, ohne explizite Nennung der Festigkeitseigenschaften. Mögliche und auch plausible Wertebereiche für die Materialfestigkeit der Steine und des verwendeten Mörtels, die Art der Ausführung der Mauerwerkswände und die im System vertikal wirkenden Lasten konnten mithilfe historischer Bautabellen festgelegt werden.

Da die Zuordnung von konkreten Eigenschaften zu den Gebäuden nicht möglich ist, berücksichtigt die Ermittlung der Gebäudekapazität diese Unsicherheiten in Form von Streubreiten. Hierzu werden *Samples* erstellt, die die Materialfestigkeit in acht Varianten (LB-1 bis LB-8) gleichmäßig über den ermittelten Wertebereich hinweg berücksichtigen. Ferner sind die Art der Ausführung der Mauerwerkswände mit je zwei Samples, Materialien (Mat-I, Mat-II) und vertikale Lasten (Laststufen LS-A, LS-B), berücksichtigt. Die gewählten Kenngrößen sind in tabellarischer Auflistung [4] zu entnehmen.

Von den Gebäuden wurden räumliche Modelle erstellt und einer Push-Over-Analyse unterzogen. Die Push-Over-Last wurde in alle vier Hauptrichtungen (-X, +X, -Y, +Y) aufgetragen. Weiterhin wurden Unsicherheiten im Gebäudelayout über eine 5%-ige Exzentrizität der Push-Over-Last in

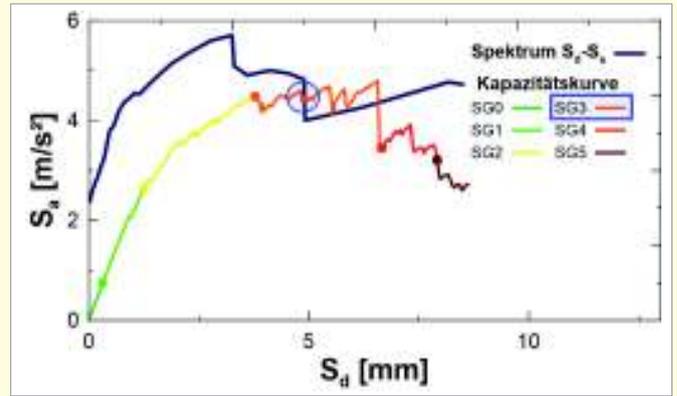


Bild 6. Beispiel zur Ermittlung des Schadensgrades für eine der Simulationsvarianten (am Beispiel des Gebäudes nach Bild 5a)

positive und negative Achsenrichtung (pos. ex., neg. ex.) erfasst.

Die Gebäude werden mittels quasi statischer nicht-linearer Push-Over-Analyse unter Ansatz unterschiedlicher Modellannahmen und unter Verwendung verschiedener Programme untersucht. Die ermittelten Kapazitätskurven werden in Bereiche von fünf Schadensgraden nach EMS-98 [8] unterteilt (Bild 5).

4.3 Beispielobjekte

Nachfolgende Auswertungen beschränken sich zur Erläuterung der Bearbeitungsschritte und zur Verdeutlichung der Qualität der erzielbaren Ergebnisse auf bereits untersuchte repräsentative Mauerwerksgebäude mit Holzbalkendecken (HBD) und Stahlbetondecken (StbD) unterschiedlicher Etagezahl. Aus den modellierten Bestandsgebäuden werden zufällig Beispielgebäude ausgewählt. „HBD 2 Etagen“ steht für ein zweigeschossiges Mauerwerksgebäude mit Holzbalkendecke; StbD 3+ für ein Mauerwerksgebäude mit Stahlbetondecke und drei (oder mehr) Geschossen. Die Schädigung nach dem Albstadt-Beben ist durch die detaillierte Aufnahme [12] nachvollziehbar und kann als Vergleichs- und Bewertungsmaßstab sowie hier vor allem auch zur Kalibrierung der Berechnungsergebnisse herangezogen werden [4].

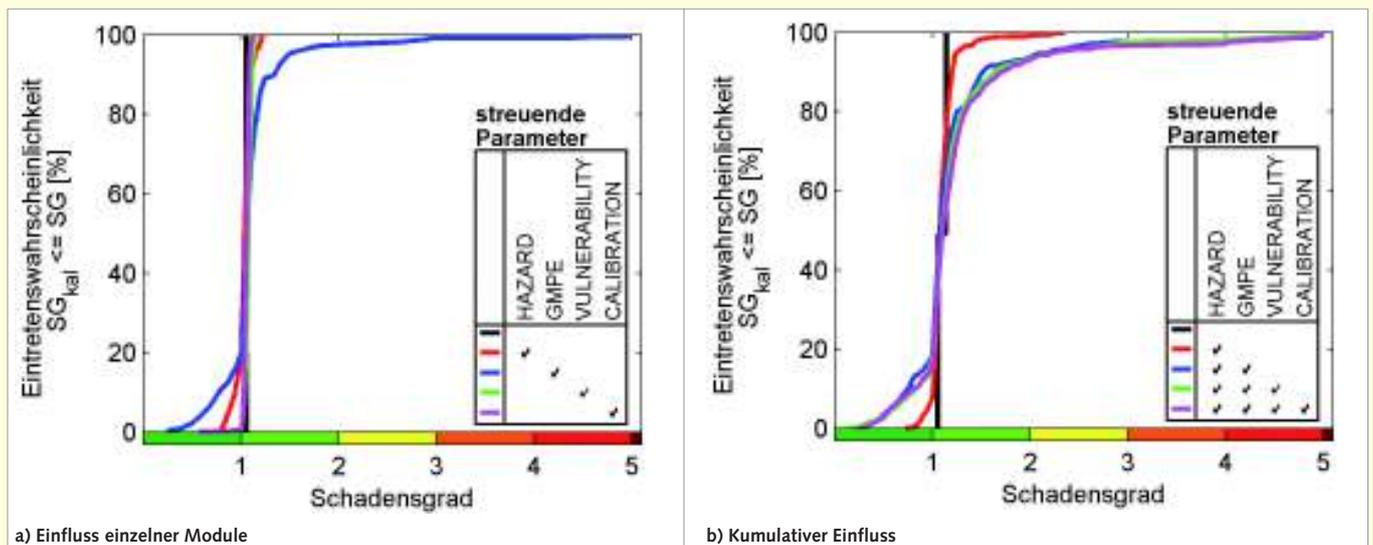


Bild 7. Einfluss der Streuung der Parameter für Modellstandort MS2 unter Verwendung des Katalogs EK DAG und des Modells Gru06 für $T_R = 475$ Jahre: Beispielgebäude nach Bild 5a

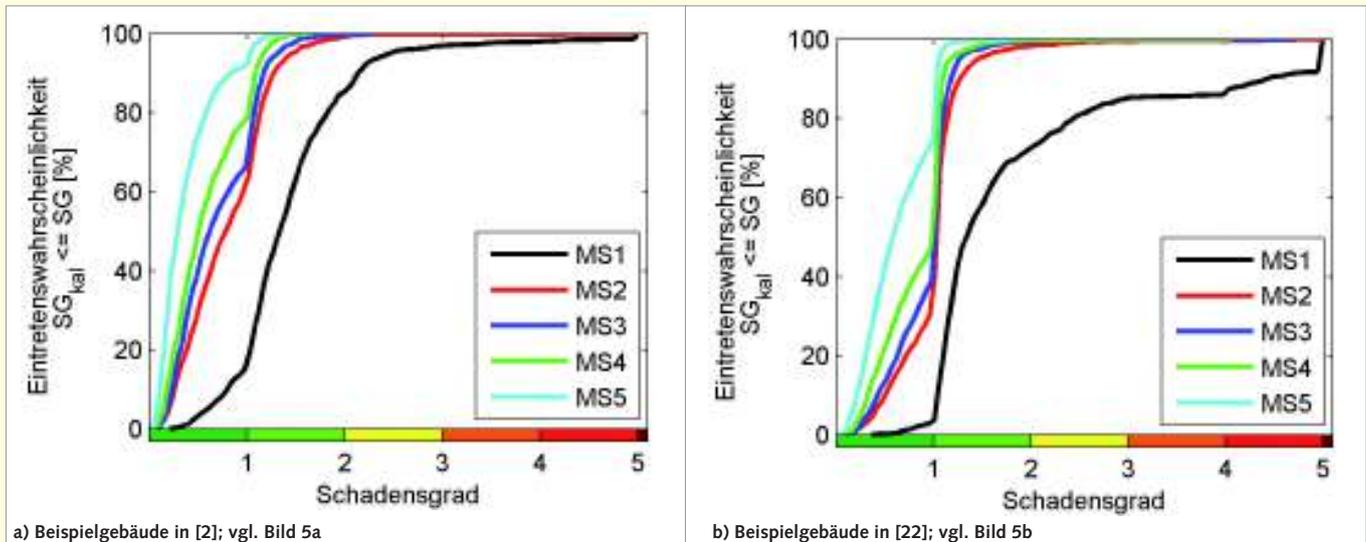


Bild 8. Vergleich der Schadensprognosen unter Zulassung der Streuung aller Modul-Parameter für $T_R = 475$ Jahre

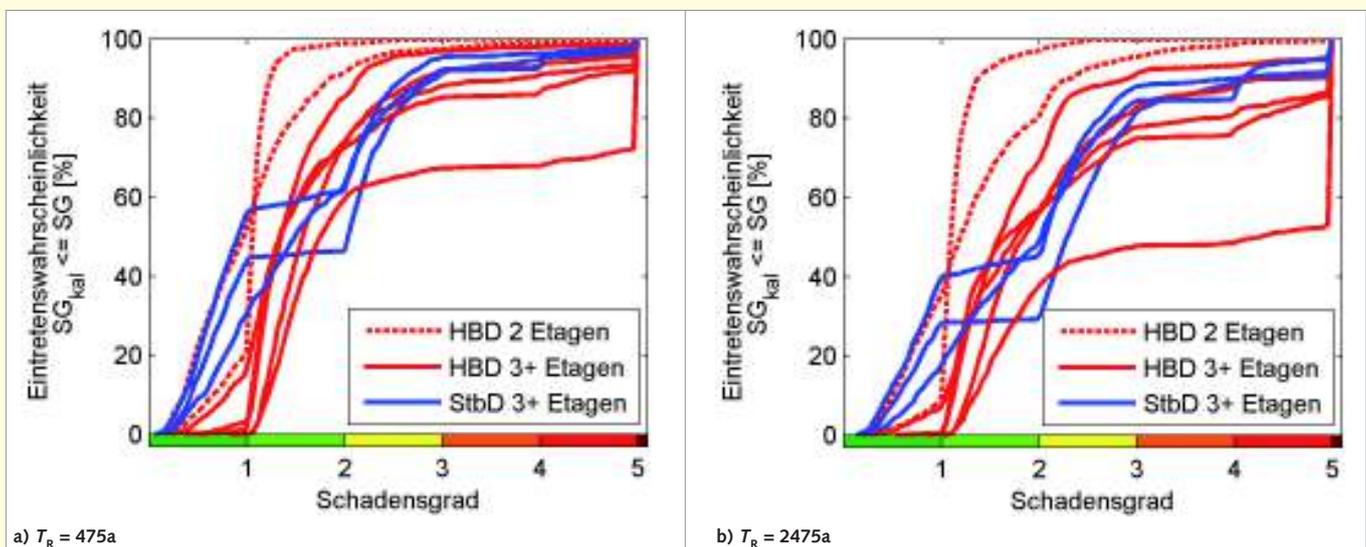


Bild 9. Vergleich der Schadensprognosen von Mauerwerks-Bestandsgebäuden unter Zulassung der Streuung aller Modul-Parameter: Modellstandort MS1 (Tabelle 1)

4.4 Ergebnisse für die Modellstandorte und Beispielgebäude

4.4.1 Kapazitätskurven und Schadensgrade

Bei der Ermittlung der Gebäudeschäden wird jedes Beben einer zufallsgewählten Kapazitätskurve zugeordnet und einzeln ausgewertet. Je nach Schnittpunkt mit der Kapazitätskurve (Bild 6) ergeben sich nun unterschiedliche Schadensgrade, die gemäß der Einfärbung der Kapazitätskurve in der kumulativen Darstellung der Schadenserwartung übernommen werden (Bild 7). Die Farbgebung wird bei den Grafiken zur Überschreitens-Wahrscheinlichkeit der Schadensgrade (SG) bei vorgegebenen Wiederkehrperioden (hier: T_R von 475 und 2475 Jahren) beibehalten (Bild 8, Bild 9 und Bild 10).

Die Ergebnisse berücksichtigen Streubreiten und Unsicherheiten aus der Gefährdung (Modul HAZARD) [in Form der aus unterschiedlichen Modellen generierten Erdbebenbibliotheken (Bild 4)], den Einwirkungen (Modul GMPE) [in Form der zugelassenen Streubreiten in den verwendeten

Bodenbewegungsmodellen], der Verletzbarkeit (Modul VULNERABILITY) [in Form unterschiedlicher Annahmen zu den Materialkenngrößen und mittels verschiedener Programme (bzw. mauerwerksspezifischer Tools) ermittelter Kapazitätskurven] sowie den CALIBRATION-Faktoren. [Anmerkung: Dieser Faktor (f) bezieht sich auf die Einwirkungen. Er wird variiert, um die Beobachtungen (reale Schäden) in die Simulationen einordnen zu können (vgl. Einfluss der „f-Faktoren“ in [3]). Die Berechnungen werden mit einem Faktor $f = 0.3$ durchgeführt.]

4.4.2 Schadensprognosen

Bild 7 veranschaulicht den Einfluss der streuenden Parameter in den Modulen (separat, kumulativ) für Modellstandort MS2 unter Verwendung des Katalogs EK DAG und Wiederkehrperioden von $T_R = 475$ und $T_R = 2475$ Jahre (bei singularer Betrachtung liegen zugrunde: Modell Gru06 gemäß Bild 4, GMPE nach [21] für Fels und Untergrundklasse A-R).

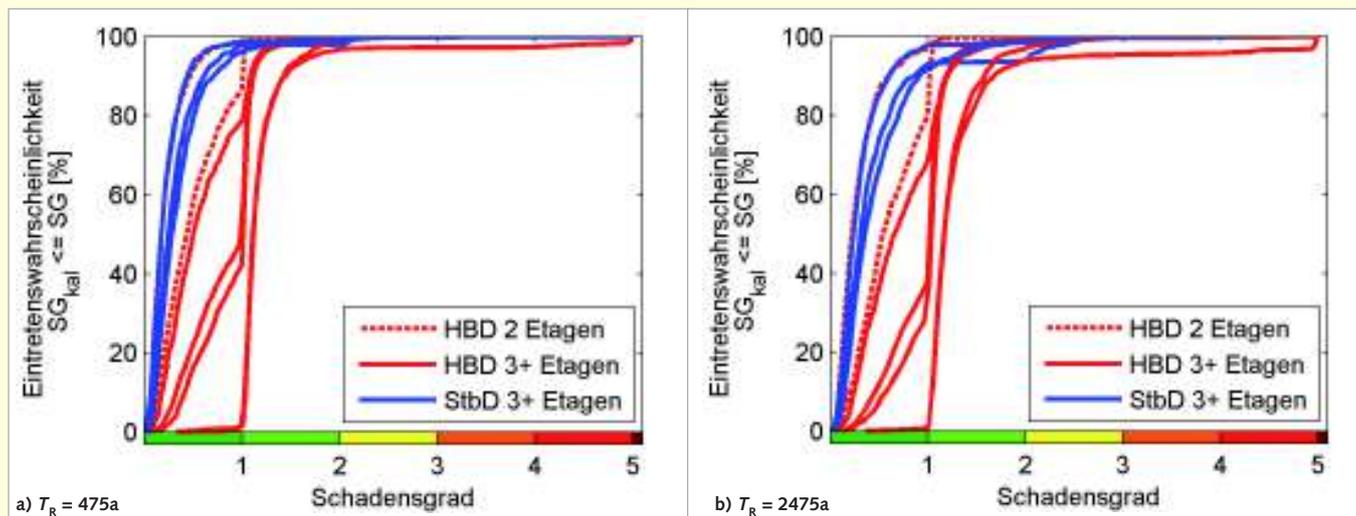


Bild 10. Vergleich der Schadensprognosen von Mauerwerks-Bestandsgebäuden unter Zulassung der Streuung aller Modul-Parameter für Modellstandort MS 4 (Tabelle 1)

Das Symbol „✓“ deutet an, in welchem Modul die Streubreiten zugelassen und in vollem Umfang berücksichtigt werden. Betrachtet wird zunächst ein Beispielgebäude vom Typ „HBD 2 Etagen“ aus den Bildern 5a und 6.

Bild 8 gibt eine Zusammenschau der Modellstandorte (MS1 bis MS5) und der Schadenprognosen für die zwei Beispielgebäude nach Bild 5. (Geometrie, Grund- und Aufrissgestaltung sind [2] bzw. [23] zu entnehmen.)

Schließlich vermitteln die Auswertungen in den Bildern 9 und 10 einen Eindruck vom Verhalten (und der erkennbar unterschiedlichen Verletzbarkeit) der exemplarisch ausgewählten Mauerwerksgebäude, wenn die Bestandsbauten der in 4.2 erläuterten Modellvarianten den numerischen Simulationen unterzogen werden. Ergebnisse beziehen sich auf die Modellstandorte MS1 (Bild 9) und MS4 (Bild 10).

4.5 Interpretation

Ergebnisse für die Modellstandorte MS1 bis MS 5 spiegeln insbesondere die Unterschiede im Grad der seismischen Gefährdung (Bilder 2). Sie sind in der Abstufung der Schadensprognose für das jeweils Beispielgebäude plausibel.

Im Hinblick auf die Geschosshöhe und in Abhängigkeit von der Deckenausbildung der Beispielgebäude in den Bildern 9 und 10 zeigen sich interessante Effekte und Phänomene, die erst nach Auswertung der derzeit noch nicht abgeschlossenen Analysen einer vorsichtigen Verallgemeinerung zugeführt werden können.

Erkennbar ist das vorteilhafte Verhalten von Mauerwerksgebäuden mit Stahlbetondecken (auch bei höherer Geschosshöhe: hier: StbD 3 Etagen) im Falle geringer Seismizität (Modellstandorte MS3 bis MS5). Bei Erhöhung der Einwirkungen (über die Wiederkehrperiode T_R) kommt es zu größeren Schäden und einer moderaten, dennoch sprunghaften Erhöhung des Schadensgrades. Nach Erreichen dieses Zustands sind weitere signifikante Schadenszuwächse weniger wahrscheinlich.

Die hier zufällig ausgewählten Gebäude mit Holzbalkendecken und drei Etagen („HBD 3 Etagen“) besitzen bei größeren Einwirkungen ($T_R = 2475$ Jahre) eine signifikant erhöhte Wahrscheinlichkeit von Schäden mit Schadensgrad 3 und größer, die nicht mehr mit den Schutzzielen einer Erdbebenbaunorm vereinbar wären. Im Gegensatz dazu steht das

bemerkenswert gute Verhalten der nur zweigeschossigen Gebäude mit Holzbalkendecken („HBD 2 Etagen“). Dies mag ein Indikator dafür sein, dass sich die numerischen Simulationen mit den Beobachtungen plausibilisieren lassen und zudem die Effizienz vereinfachter konstruktiver Mindestanforderungen bestätigen.

5 Ausblick

Wie gezeigt werden kann, können bei der modular angelegten Vorgehensweise Ergebnisse der PSGA mit den Verletzbarkeitsanalysen gekoppelt und in Prognosen von Schadensgraden überführt werden. Ergebnisse streuen nicht nur durch die Unsicherheiten des Einwirkungsmodells; Unsicherheiten in der Verletzbarkeitsbewertung verschärfen sich bei den Mauerwerksgebäuden zusätzlich dadurch, dass verschiedene Software-Lösungen hier zu deutlich unterschiedlichen Ergebnissen beitragen [4]. Es fehlen weiterhin die Grundlagen und systematisch aufbereiteten Erfahrungswerte, um zwischen den optimistischen und konservativ ungünstigen Modellansätzen die reale räumliche Widerstandsqualität von Mauerwerksgebäude abbilden zu können. Erfolgversprechende Untersuchungslinien werden unter anderem durch [4] und [23] skizziert.

Literatur

- [1] Schwarz, J.; Beinersdorf, S.; Meidow, H.: Magnitudenorientierter Erdbebenkatalog für deutsche und angrenzende Gebiete EK DAG V2.0 – erweiterter Ahorner-Katalog. Version 2.0, Dezember 2014.
- [2] Schwarz, J.; Beinersdorf, S.; Golbs, C.; Kaufmann, C.: Simulation von Erdbebenbibliotheken für risikoorientierte und verhaltensbasierte Bemessungskonzepte. SIA D 0255, Erdbeben und bestehende Bauten, 2015, S. 31–38.
- [3] Kaufmann, C.; Schwarz, J.: Modular System for Seismic Risk Analysis considering Uncertainties of basic Input Parameters. In: 14th WCEE. Beijing, China, 2014, S01–02–024.
- [4] Schwarz, J.; Leipold, M.; Langhammer, T.: DIMEBRA: Digitales Mauerwerk – Erfahrungsbasierte Bewertungskonzepte und Risikoanalysen-

- Erdbeben. Weimar, Bauhaus-Universität Weimar, Erdbebenzentrum (EDAC). Bericht zum AiF-Forschungsvorhaben 17013 BR/1, 2015.
- [5] Kaufmann, C.; Schwarz, J.: Earthquake hazard and risk assessment tool using Monte-Carlo simulation techniques. In: 10th U.S. NCEE, July 21–25, 2014. Anchorage, AK, USA, (Paper #833).
- [6] Kaufmann, C.: Modulares System zur seismischen Risikoanalyse unter Betrachtung der Streuungen der Eingangsparameter. Weimar, Bauhaus-Universität Weimar, Dissertation. 2015, [in Vorbereitung].
- [7] Swiss Seismological Service (2009): Erdbebenkatalog ECOS-09. Version 10–06–2008, fake: 21–02–2006.
- [8] Grünthal, G.; Wahlström, R.: The European-Mediterranean Earthquake Catalogue (EMEC) for the last millennium. In: Journal of Seismology, Vol. 16 (2012), Iss. 3, pp. 535–570.
- [9] SHARE Consortium (2013): SHARE European Earthquake Catalogue (ver. 3.3) [Internet].
- [10] Leydecker, G.: Erdbebenkatalog für die Bundesrepublik Deutschland mit Randgebieten für die Jahre 800 – 2008. BGR Hannover (Hrsg.), Verbesserte Version: Data File, Stand 03.03.2015.
- [11] Beinersdorf, S. (2016): Intensitätsbasierte Bewertung der Verletzbarkeit allgemeiner Hochbauten in deutschen Erdbebengebieten. In: Bauhaus-Universität Weimar: Schriftenreihe des Institutes für Konstruktiven Ingenieurbau, Heft 029. Univ.-Verl., Weimar, 2016.
- [12] Schwarz, J.; Langhammer, T.; Kaufmann, C.: Quantifizierung der Schadenspotentiale infolge Erdbeben – Teil 1: Rekonstruktion des Bebens in der Schwäbischen Alb vom 03. September 1978. In: Bautechnik 82 (2005), Heft 8, S. 520–53.
- [13] Schwarz, J.; Langhammer, T.; Kaufmann, C.: Quantifizierung der Schadenspotentiale infolge Erdbeben – Teil 2: Modellstudie Baden-Württemberg. In: Bautechnik 83 (2006), Heft 12, S. 827–841.
- [14] Schwarz, J.; Beinersdorf, S.; Swain, T.; Leipold, M.; Langhammer, T.; Kaufmann, C.: Wirklichkeitsnahe Erdbebenverletzbarkeits- und Verschiebungsfunktionen von Mauerwerksgebäuden – Teilprojekt 3: Auswertung der Schadendaten des Albstadt-Bebens 1978 und Übertragung auf charakteristische Mauerwerksgebäude in der Schweiz. Weimar, Bauhaus-Universität Weimar. S. 70. (im Auftrage der Präventionsstiftung der kantonalen Gebäudeversicherungen – Abschlussbericht), 2008.
- [15] Golbs, C.: Probabilistische seismische Gefährdungsanalysen auf der Grundlage von Epizentrendichten und ihre ingenieurpraktischen Anwendungsgebiete. In: Bauhaus-Universität Weimar: Schriftenreihe des Institutes für Konstruktiven Ingenieurbau, Heft 020. Univ.-Verl., Weimar, 2010.
- [16] Ahorner, L.; Rosenhauer, W.: Realistische seismische Lastannahmen für Bauwerke – Kap. 9: Regionale Erdbebengefährdung. Frankfurt/Main. II. Abschlussbericht im Auftrag des Instituts für Bautechnik, Berlin, 1986.
- [17] Grünthal, G.; Bosse, C.; Stromeyer, D.; Wahlström, R.: New Generation of Probabilistic Seismic Hazard Assessment of Germany. In: 1st ECEES, 3–8 Sept. 2006. Geneva, (Abstract Book, Posterpresentation), 2006.
- [18] Grünthal, G.; Musson, R. M. W.; Schwarz, J.; Stucci, M.: European Macroseismic Scale 1998. In: Grünthal, G. (Hrsg.). Luxembourg. Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie 15. 1998.
- [19] Rosenhauer, W.: Benutzungs-Anleitung für das Programm PSSAEL zur probabilistischen seismischen Standort-Analyse. Rösrath, Bericht im Auftrag des VGB. S.42. 1999.
- [20] DIN EN 1998–1/NA (2011): Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter- Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben-Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbau. Ersatz für DIN EN 1998–1:2010–12 und DIN EN 1998–5:2010–12, Ersatz für die 2010–12 zurückgezogene Norm DIN 4149: 2005. Berlin, DIN Deutsches Institut für Normung e.V. Deutsche Normen: Normenausschuß im Bauwesen (NABau).
- [21] Kaufmann, C.; Schwarz, J.: DIN 4149-konforme spektrale Abnahmebeziehungen für Deutsche Erdbebengebiete. In: 12. D-A-CH Tagung – Erdbeben und Baudynamik, 15.–16. Sept. 2011. Hannover, 2011, S. 49–60.
- [22] Bindl, D.; Massa, M.; Luzi, L.; Ameri, G.; Pacor, F.; Puglia, R.; Augliera, P.: Pan-European ground-motion prediction equations for the average horizontal component of PGA, PGV, and 5%-damped PSA at spectral periods up to 3.0 s using the RESORCE dataset. Bull Earthquake Eng. 12:391–430, 2014.
- [23] Schwarz, J.; Leipold, M.; Kaufmann, C.; Tulaganov, B.: Zur Wirklichkeitsnähe analytischer Schadensprognosen: Auswertung der Schäden des Albstadt-Erdbebens vom 3. September 1978. In: SGEB Hrsg. D-A-CH – Tagung 2009: Erdbeben und Mauerwerk. Zürich, S. 17–26, (SIA Dokumentation D 0231), 2009.

Die Karten wurden mit den Programmen GMT und MapInfo Professional 12.5 erstellt, Maßstäbe sind englisch beschriftet (kilometres = km). Die Kapazitätskurve wurde mit dem Programm AmQuake Vers. 2.2 berechnet. Wesentliche Teile der Bauwerksanalysen wurden im Rahmen des IGF-Vorhabens 17013 BR durchgeführt und durch die AiF gefördert.

Basler Erdbebenkurse zu historischen Natursteinmauerwerksgebäuden

T. Wenk, K. Beyer

1 Einleitung

S 18

Die Stadt Basel wurde im Jahre 1356 vom stärksten bisher bekannten Erdbeben in Mitteleuropa betroffen. Die maximale Intensität erreichte IX auf der zwölf-stufigen Europäischen Makroseismischen Skala (EMS-98) und die Magnitude wird auf $M_W = 6,6$ geschätzt [1]. Noch heute sind Schäden und Spuren des Wiederaufbaus am Basler Münster und anderen historischen Natursteinmauerwerksgebäuden sichtbar. Die meisten der älteren Gebäude in Basel genügen den heutigen Erdbebenbestimmungen nicht. Da diese Gebäude von kulturhistorischem Interesse sind und unter Denkmalschutz stehen, muss eine Erdbebenertüchtigung mit einem Minimum an Interventionen möglichst schonend mit der bestehenden Bausubstanz umgehen, um das Erscheinungsbild zu erhalten (Bild 1).

2 Herausforderung historische Natursteinmauerwerksgebäude

Die historischen Natursteinmauerwerksgebäude in Basel stellen eine besondere Herausforderung hinsichtlich Erdbebenverhalten und Denkmalschutz dar. Vereinfachend kann festgestellt werden, dass die meisten neueren Gebäude in Basel den Anforderungen hinsichtlich Erdbeben genügen, da im Kanton Basel-Stadt die Erdbebenbestimmungen bereits seit 1970 konsequent umgesetzt wurden. Problematisch sind in Basel jedoch ältere Mauerwerksgebäude und insbesondere Natursteinmauerwerksgebäude. Letztere sind besonders kritisch aufgrund:

- ihres weitgehend unbekanntem Verformungsvermögens unter Erdbebeneinwirkung,
- ihrer flexiblen Holzdecken, die eine Kräfteumlagerung weitgehend verhindern und Versagensmechanismen aus der Ebene stark begünstigen.

Im internationalen Vergleich ist die Seismizität in Basel nur eine mittlere – gerade diese führt aber zu einer schwierigen Konstellation bei Mauerwerksgebäuden. Die heute verfügbaren Nachweismethoden für das Erdbebenverhalten von Mauerwerksgebäuden sind eher einfach und führen häufig



Bild 1. Mittelalterliche Häuserzeile am Basler Münsterplatz

zu sehr konservativen Ergebnissen. In Regionen niedriger Seismizität kann oft auch mit diesen konservativen Methoden gezeigt werden, dass der Erdbebennachweis erfüllt ist. In Regionen höherer Seismizität würden auch raffiniertere Methoden den Mauerwerksgebäuden keine genügende Erdbebensicherheit bescheinigen.

Bei mittlerer Seismizität wie in Basel macht die Nachweismethode den entscheidenden Unterschied bei Natursteinmauerwerk: übliche, stark vereinfachende Methoden zeigen oft eine ungenügende Erdbebensicherheit und führen als Konsequenz zu unnötigen Ertüchtigungsmaßnahmen, die häufig sehr stark in das Erscheinungsbild und die Bausubstanz eingreifen oder gar zum Abriss des Gebäudes führen. Mit raffinierteren Nachweismethoden, wie zum Beispiel nicht-linearen Berechnungen und mechanischen Modellen zum Verformungsvermögen des Natursteinmauerwerks, könnten die Ertüchtigungsmaßnahmen auf ein Minimum reduziert oder es könnte sogar ganz auf Ertüchtigungsmaßnahmen verzichtet werden. Dass der Ist-Zustand einiger historischer Basler Gebäude ohne Ertüchtigung genügend erdbebensicher sein könnte, ist aufgrund archäologischer Studien zu vermuten. So hat das ehemalige Kloster „Kleines Klingental“ (Bild 2) das Erdbeben von 1356 überlebt, ohne dass heute Spuren von Schäden oder Reparaturen weder im Natursteinmauerwerk noch im Holz vom Dachstuhl und von den Decken zu erkennen sind [1].

3 Weiterbildungs- und Forschungsprojekt

Um vorhandene Wissenslücken zu füllen, unterstützt der Kanton Basel-Stadt zusammen mit dem Fachbereich Erdbebenvorsorge des Schweizer Bundesamts für Umwelt das vierjährige Weiterbildungs- und Forschungsprojekt „Erdbebenüberprüfung von Natursteinmauerwerksgebäuden in Basel“ unter Leitung der Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL) und in Zusammenarbeit mit der Universität von Pavia. Die Kernidee des Projektes liegt in der Kombination des Forschungsprojektes mit der Durchführung einer parallel laufenden Serie von Weiterbildungskursen in

Dr. sc. techn. Thomas Wenk

Gehrenholz 2h, 8055 Zürich, Schweiz

Prof. Dr. Katrin Beyer

Earthquake Engineering and Structural Dynamics
Laboratory (EESD), ENAC,
Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL),
1015 Lausanne, Schweiz



Bild 2. Das ehemalige Kloster „Kleines Klingental“ aus dem Jahre 1274 in Basel hat das Erdbeben von 1356 ohne größere Schäden überstanden.

Basel für in der Praxis tätige Ingenieure. Dank dieser Kombination können die Ergebnisse des Forschungsprojektes direkt weitergegeben und auf ihre Praxistauglichkeit überprüft werden. Die Kursteilnehmer können den Fortschritt bei den Forschungsarbeiten verfolgen, sodass eine optimale Rückkoppelung zwischen Praxiserfahrung und Forschung erreicht werden kann.

Ein weiteres verbindendes Element zwischen Forschung und Weiterbildung wird ein großer Rütteltischversuch im Maßstab 1:2 an einem typischen Basler Natursteinmauerwerksgebäude bilden. Zum einen wird der Versuch wichtige Forschungsergebnisse zum Erdbebenverhalten liefern. Zum anderen erlaubt der Versuch in der Praxis tätigen Ingenieuren einen Einblick, welche Versagensmechanismen

aufreten können und welche Ertüchtigungsmassnahmen zielgerichtet angewendet werden können. Der Versuch wird im TREES-Labor des EUCENTRE in Pavia durchgeführt wie ein früherer Rütteltischversuch an einem modernen Mauerwerksgebäude [2].

Das Forschungsprojekt ist in vier Teilprojekte mit den folgenden Themenschwerpunkten gegliedert:

- Globales Verhalten von Natursteinmauerwerksgebäuden und Rütteltischversuch (Leitung: Pavia),
- Verformungsvermögen von Natursteinmauerwerkswänden und -riegeln bei Beanspruchung in der Wandebene mit quasi-statischen zyklischen Versuchen an Wänden (Leitung: EPFL),
- Verhalten von Natursteinmauerwerkswänden bei Beanspruchung quer zur Wandebene mit quasi-statischen Versuchen (Leitung: EPFL),
- Ertüchtigungsmassnahmen für Natursteinmauerwerk (Leitung: Pavia).

Die dynamischen und quasi-statischen Versuche ausgerichtet auf Bauweise und Baumaterialien typischer Basler Natursteinmauerwerksgebäude bilden einen gemeinsamen Schwerpunkt der vier Teilprojekte.

4 Basler Erdbebenkurse

Aufgrund der bisherigen Erfahrungen war klar, dass weder Weiterbildungskurse ohne Unterstützung durch ein praxisnahes Forschungsprojekt noch ein Forschungsprojekt ohne direkten Wissenstransfer in die Praxis zielführend wären. Erst die enge Verknüpfung von Weiterbildung und Forschung als Kernidee des Projektes garantiert, dass die neuen Erkenntnisse rasch in der Praxis verankert werden können.

Die Weiterbildungskurse haben im Herbst 2015 in Basel begonnen und werden verteilt über die vierjährige Dauer des Forschungsprojektes unter dem Titel „Basler Erdbebenkurse“ durchgeführt. Sie sind auf die Überprüfung und Ertüchtigung von Natursteinmauerwerksgebäuden fokussiert (Ta-

belle 1). Das Format mit Einzel-

tagen nimmt Rücksicht auf die Präferenzen der SGBE-Mitglieder, die sich in einer Online-Umfrage zu über 70 % für eine Kursdauer von einem ganzen Tag gegenüber halbtägigen oder mehrtägigen Kursen ausgesprochen haben [3]. Jeder Kurstag setzt sich aus Präsentationen und praktischen Übungen zusammen. Die Gesamtdauer von fünf Kurstagen erlaubt, eine genügende Tiefe in die anspruchsvolle Thematik zu erreichen, die in der Praxis lange nachwirken wird.

Ursprünglich war geplant, jeden Kurstag je einmal für 30 bis 40 Teilnehmer anzubieten. Aufgrund der großen Nachfrage werden die Kurstage nun mehrmals angeboten. Die relativ niedrige Ober-

Tabelle 1. Kursprogramm der Basler Erdbebenkurse zur Erdbebenüberprüfung und -ertüchtigung von Natursteinmauerwerksgebäuden

Datum	Kurstag	Themen
1.10.2015 20.1.2016 21.9.2016	1. Kurstag: Grundlagen	– Schadenbilder, Schwachstellen, Versagensmechanismen – Qualitative Beurteilung – Kraftbasierte und verformungsbasierte Verfahren für die Überprüfung – Kapazitätsspektrumverfahren
8.9.2016 22.9.2016	2. Kurstag: Erdbebenverhalten in der Wandebene	– Global Analysis: Pushover Analysis, Analysis of Buildings with Soft Slabs – Global Analysis of Medieval Building Conglomerates – Modelling of Timber Slabs and Slab-Wall Connections – Kraft-Verformungs-Verhalten in der Wandebene von Wänden und Riegeln
2017	3. Kurstag: Erdbebenverhalten aus der Wandebene	– Versagensmechanismen aus der Wandebene – Nachweisverfahren zur Beanspruchung aus der Wandebene – Rolle der Decken – Plausibilitätskontrolle von Finite-Elemente-Berechnungen
2018	4. Kurstag: Erdbeben- ertüchtigung	– Verstärkungsmaßnahmen von Riegeln, Wänden und Decken – Ertüchtigungsmaßnahmen, die nicht auf Verstärkung beruhen – Berechnung und Bemessung von Ertüchtigungsmaßnahmen – Maßnahmen im Sinne des Kulturgüterschutzes
2019	Fachtagung	– Ergebnisse des Forschungsprojektes: „Erdbebenüberprüfung von Natursteinmauerwerksgebäuden in Basel“ – Beispiele aus der Praxis zum Erdbebenverhalten von Natursteinmauerwerksgebäuden

Link für den Flyer: www.sgeb.ch/veranstaltungen/erdbebenkurse/Basler_Erdbebenkurse_Grundlagen3.pdf

grenze der Teilnehmerzahl pro Kurstag wird beibehalten, um im Sinne der Lerneffizienz eine Klassenzimmeratmosphäre sicherzustellen, die eine aktive Mitarbeit der Teilnehmer durch Fragen, Diskussionen und Übungen fördert. Den Abschluss der Basler Erdbebenkurse wird eine Fachtagung im Jahre 2019 bilden, bei der einerseits die Ergebnisse des Forschungsprojektes und andererseits Beispiele aus der Praxis zum Erdbebenverhalten von Natursteinmauerwerksgebäuden präsentiert werden. Weitere Informationen finden sich unter: www.sgeb.ch/veranstaltungen.html

Literatur

- [1] Fäh, D.; Gisler, M.; Jaggi, B.; Kästli, P.; Lutz, T.; Masciadri, V.; Matt, C.; Mayer-Rosa, D.; Rippmann, D.; Schwarz-Zanetti, G.; Tauber, J.; Wenk, T.: The 1356 Basel Earthquake: an Interdisciplinary Revision. In: *Geophysical Journal International*, Vol. 178 (2009), Iss. 1, pp. 351-374.
- [2] Beyer, K.; Tondelli, M.; Petry, S.: Rütteltischversuche an einem Gebäude mit Mauerwerks- und Stahlbetonwänden. In: *Bauingenieur* 88 (2013), Heft 10, S. S2-S7.
- [3] Wenk, T.; Beyer, K.: Die neue SGEB-Strategie. In: *Bauingenieur* 88 (2013), Heft 10, S. S8-S17.

Meldungen

DGEB-Förderpreis Promotion 2016

Die Deutsche Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik (DGEB) e.V. verleiht in zweijährigem Rhythmus einen Preis in Höhe von 2.000,- Euro für innovative Dissertationen in Deutschland aus den Gebieten des Erdbebeningenieurwesens, der Ingenieurseismologie und der Baudynamik. Mit diesem Preis sollen vor allem junge Wissenschaftlerinnen und Wissenschaftler ausgezeichnet werden, die mit ihrer Arbeit einen wesentlichen Beitrag zu den oben umrissenen Forschungsgebieten leisten. Bewerbungen und Vorschläge für Arbeiten aus den Jahren 2015 und 2016 sind bis zum 31. Januar 2017 mit Kurzlebenslauf, einem Exemplar der Arbeit und einem Empfehlungsschreiben in elektronischer Form (alle Dokumente im pdf-Format) an den Vorstand der DGEB (kontakt@dgeb.org) zu richten.

D-A-CH-Tagung 2017

Die Deutsche Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik (DGEB) e.V. lädt zur nächsten D-A-CH-Tagung über aktuelle Themen des Erdbebeningenieurwesens und der Baudynamik am 21. und 22. September 2017 nach Weimar ein. Bitte merken Sie sich schon jetzt diesen Termin vor. Einzelheiten zur Einreichung von Beiträgen und zur Tagungsorganisation werden in den nächsten D-A-CH-Mitteilungsblättern sowie über die Newsletter und Internetseiten der DGEB, der OGE und der SGEB bekanntgegeben.

DGEB-Förderpreis Master/Diplom 2016

Die Deutsche Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik (DGEB) e.V. verleiht in zweijährigem Rhythmus zwei Preise in Höhe von jeweils 500,- Euro für hervorragende Studienabschlussarbeiten (Diplom/Master) aus den Gebieten des Erdbebeningenieurwesens, der Ingenieurseismologie und der Baudynamik. Mit diesem Preis sollen Absolventinnen und Absolventen ausgezeichnet werden, die mit ihren Studienabschlussarbeiten einen wesentlichen Beitrag zu den oben umrissenen Forschungsgebieten leisten. Bewerbungen und Vorschläge für Arbeiten aus den Jahren 2015 und 2016 sind bis zum 31. Januar 2017 mit Kurzlebenslauf, einem Exemplar der Arbeit und einem Empfehlungsschreiben in elektronischer Form (alle Dokumente im pdf-Format) an den Vorstand der DGEB (kontakt@dgeb.org) zu richten.

Basler Erdbebenkurse Natursteinmauerwerksgebäude 2015 bis 2019

Die Basler Erdbebenkurse richten sich an Bauingenieure, die sich in der Thematik der Erdbebenüberprüfung und -ertüchtigung von historischen Natursteinmauerwerksgebäuden weiterbilden möchten. Der Weiterbildungszyklus mit insgesamt fünf Kurstagen verteilt über fünf Jahre hat im Herbst 2015 begonnen, wobei der 1. Kurstag „Grundlagen“ am 21. September 2016 in Basel wiederholt wird. Der 2. Kurstag „Erdbebenverhalten in der Wandebene“ wird am 8. und 22. September 2016 in Basel angeboten. Die Kosten eines Kurstags betragen CHF 340.-. Für SGEB-Mitglieder liegen die Kosten bei CHF 300.-. Weitere Information sowie den Flyer mit dem Link auf das Webformular für die Anmeldung finden Sie unter: www.sgeb.ch/veranstaltungen.html