

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

S 1 Editorial

Aufsätze

S 2 **Stahlbetonrahmentragwerke mit Ausfachungen aus Mauerwerk unter kombinierten seismischen Belastungen in und senkrecht zur Wandebene**
Ch. Butenweg, M. Marinković, E. Fehling,
Th. Pftzing

S 11 **Semi-aktiver Flüssigkeitssäulendämpfer zur Reduktion lateraler Schwingungen von Hochbauten**
O. Altay, S. Klinkel

Meldungen

S 19 **16. D-A-CH Tagung 2019**
Erdbebeningenieurwesen & Baudynamik

S 20 **SGEB-Generalversammlung 2018 im Felslabor Mont Terri**

SGEB-Reisestipendium

S 21 **Thomas Wenk geehrt**

S 23 **16. Europäische Konferenz für Erdbebeningenieurwesen**

DGEB-Förderpreis – Master/Diplom 2018
DGEB-Förderpreis – Promotion 2018

EDITORIAL

Liebe Leserinnen,
liebe Leser,

Vor 40 Jahren, am 3. September 1978, ereignete sich auf der Schwäbischen Alb ein Erdbeben der Stärke 5,7 (Magnitude auf der Richterskala) und verursachte einen geschätzten Gesamtschaden an Gebäuden in Höhe von circa 275 Millionen DM. Dieses Ereignis ruft in Erinnerung, dass Erdbeben auch in Deutschland, in Österreich und in der Schweiz erhebliche Auswirkungen haben können und damit das Erdbebeningenieurwesen auch in unserer Region keineswegs an Bedeutung verliert.

So finden sich in dieser Ausgabe der D-A-CH-Mitteilungsblätter auch wieder Fachbeiträge zu aktuellen Forschungsergebnissen aus dem Erdbebeningenieurwesen und der Baudynamik. Es wird über eine umfangreiche Versuchsreihe an mit Mauerwerk ausgefachten Rahmenstrukturen mit unterschiedlichen Belastungen, die für das Tragverhalten während eines Erdbebens von Relevanz sein können, berichtet. In einem zweiten Fachartikel werden die theoretischen Grundlagen sowie die Ergebnisse einer experimentellen Studie zur Adaption eines semi-aktiven Flüssigkeitssäulendämpfers vorgestellt.

Die Mitglieder der Schweizer Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik haben im August 2018 auf ihrer Generalversammlung einen neuen Vorstand gewählt. Nach langjähriger Präsidentschaft übergibt nun Dr. Thomas Wenk sein Amt an Angelo Berweger. Über das Programm der Generalversammlung sowie weitere Veränderungen in der Zusammensetzung des Vorstands der SGE B erfahren Sie ebenfalls mehr in dieser Ausgabe der D-A-CH-Mitteilungsblätter. Die Vorstände der DGEB und der OGE danken an dieser Stelle Dr. Wenk und den bisherigen Mitgliedern des SGE B-Vorstands für die angenehme Kooperation und blicken mit Freude auf die Fortsetzung dieser Zusammenarbeit in der Zukunft.

Die gute Zusammenarbeit der drei Schwestergesellschaften zeigt sich in zweijährigem Rhythmus besonders deutlich auf den D-A-CH-Tagungen für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik. Die nächste Veranstaltung in dieser Tagungsreihe wird am 26. und 27. September 2019 in Innsbruck stattfinden. An dieser Stelle werden Sie bereits herzlich dazu eingeladen, Ihre Tagungsbeiträge einzureichen und die Veranstaltung zu besuchen.

Wenn Sie die Ergebnisse Ihrer Arbeit einem breiteren Publikum zugänglich machen möchten, besteht die Möglichkeit der Veröffentlichung in einer der folgenden Ausgaben der D-A-CH-Mitteilungsblätter. Beiträge können jederzeit über die DGEB, die OGE und die SGE B eingereicht werden. Weiterführende Informationen über die drei Gesellschaften, Ansprechpartner und Kontaktinformationen finden Sie im Internet:

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

Volkmar Zabel
Günther Achs
Angelo Berweger



Volkmar Zabel
(Vorsitzender DGEB)



Günther Achs
(Generalsekretär OGE)



Angelo Berweger
(Präsident SGE B)

Stahlbetonrahmentragwerke mit Ausfachungen aus Mauerwerk unter kombinierten seismischen Belastungen in und senkrecht zur Wandebene

Ch. Butenweg, M. Marinković, E. Fehling, Th. Pfetzling

Zusammenfassung An Stahlbetonrahmentragwerken mit Ausfachungen aus Mauerwerk sind bei Erdbebenereignissen immer wieder schwere Schäden zu beobachten. Die Schäden reichen von der lokalen Schädigung auf Wandebene bis hin zum vollständigen Gebäudekollaps mit Verletzten und Toten. Diese Tatsache ist überraschend, da diese Bauweise seit Jahrzehnten Gegenstand intensiver Forschungsarbeiten ist und vereinfachte Nachweiskonzepte in den Normen verfügbar sind. Die Konzepte basieren jedoch auf dem getrennten Nachweis von Belastungen in und senkrecht zur Wandebene, obwohl die Bemessungsrelevanz kombinierter Beanspruchungen bereits bekannt ist. Diese Situation war der Anlass in dem europäischen Forschungsprojekt INSYSME das Verhalten dieser traditionellen Bauweise für getrennte und kombinierte Belastungen in und senkrecht zur Wandebene detailliert zu untersuchen. Auf Grundlage dieser Untersuchungen wurden innovative Ansätze zur Verbesserung des seismischen Verhaltens entwickelt. Der Beitrag stellt grundlegende Ergebnisse aus diesem Projekt für experimentelle Untersuchungen an mit hochwärmedämmenden Mauerziegeln ausgefachten Stahlbetonrahmen für getrennte und kombinierte Belastungen in und senkrecht zur Wandebene vor.

1 Einleitung

Stahlbetonrahmentragwerke sind aufgrund ihrer einfachen und wirtschaftlichen Bauweise eine weltweit populäre Bauweise im Mehrgeschossbau, mit der die Anforderungen moderner transparenter Architektur und hoher Nutzungsflexibilität sehr gut erfüllt werden. Bei einer entsprechenden konstruktiven Durchbildung kann ein ausgeprägtes Verformungs- und Dissipationsvermögen der Rahmen erzielt werden, sodass sich eine hohe Erdbebensicherheit ergibt. Die Ausfachung der Stahlbetonrahmen erfolgt in der Regel mit nicht-tragendem Mauerwerk, da dies eine wirtschaftliche

und dauerhafte Lösung darstellt. Darüber hinaus lassen sich mit Mauerwerk im Außen- und Innenwandbereich alle Anforderungen hinsichtlich des Schall-, Wärme- und Brandschutzes erfüllen. Die Ausführung der Ausfachungen erfolgt traditionell mit vollem Kontakt zum Stahlbetonrahmen, da dies das Auftragen des Wandputzes erleichtert und ein zeit- und kostenaufwändiger konstruktiver Anschluss der Ausfachung an den Rahmen entfällt. Die Verfüllung erfolgt entweder mit Mörtel (Bild 1a) oder mit schnell aushärtendem Montageschaum.

Die Ausfachung mit vollem Kontakt zum Rahmen führt bei Verformungen des Rahmensystems zu einer ungewollten Interaktion zwischen Rahmen und Ausfachung, wodurch zum einen der Lastabtrag im Gesamtsystem verändert wird und zum anderen die nicht-tragenden Ausfachungen unplanmäßig am Lastabtrag beteiligt werden. Die Interaktionen sind bei seismischen Einwirkungen besonders ausgeprägt, da erdbebengerecht ausgelegte Rahmen bei geringer Steifigkeit große Verformungen zulassen und die deutlich steiferen Ausfachungen schnell aktiviert werden. Dies führt infolge der Erhöhung der maßgebenden Eigenfrequenzen zu einer Vergrößerung der Erdbebenlasten und zu einem stark veränderten globalen Schwingungsverhalten. Sind die Ausfachungen im Grund- und Aufriss unregelmäßig angeordnet, ergeben sich durch entstehende Torsionseffekte hohe Zusatzbeanspruchungen, die ein Versagen der Ausfachungen beschleunigen. Aber auch bei regelmäßig angeordneten Ausfachungen kann es im Verlauf des sukzessiven Ausfalls von überbeanspruchten Ausfachungselementen zu weiteren kritischen Torsionsbeanspruchungen kommen. Zusätzlich zu den Verformungen in der Wandebene werden die Ausfachungen durch seismische Kräfte senkrecht zur Ebene belastet, die über die Ausbildung einer Bogentragwirkung abgetragen werden müssen. Die Belastungen in und senkrecht zur Wandebene können in Abhängigkeit der Erdbebeneinwirkung unabhängig voneinander oder kombiniert auftreten. Zurückliegende Erdbeben in Duzce (Türkei, 1999), Christchurch (Neuseeland, 2011) und die italienischen Erdbebenserien in L'Aquila (2009), Emilia Romagna (2012) sowie in Mittelitalien (2016) haben die Schadensanfälligkeit von traditionellen Mauerwerksausfachungen eindrucksvoll verdeutlicht. Die Schäden reichten vom Versagen einzelner Ausfachungswände und Rahmen bis hin zu einem vollständigen Kollaps der Gebäude. Bild 1b zeigt beispielhaft das Schadensbild einer Ausfachungswand mit Langlochziegeln verursacht durch das Erdbeben in L'Aquila (2009).

Das Verhalten von Mauerwerksausfachungen für Beanspruchungen in Wandebene wurde unter anderem von [2], [5], [4], [5], [6] untersucht und kann in Anlehnung an [7], [8] und [9] durch vier Versagensformen beschrieben werden: Druckversagen in den Ecken, Druckversagen in der Mitte der Ausfachung, Schubversagen in der Wandmitte durch

Prof. Dr.-Ing. Christoph Butenweg

butenweg@lbb.rwth-aachen.de
CWE – Center for Wind and Earthquake Engineering, RWTH-Aachen
Mies-van-der Rohe-Straße 1, 52074 Aachen

Marko Marinković, M. Sc.

mmarinkovic@grf.bg.ac.rs
Department of engineering mechanics and theory of structures
Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade
Bulevar kralja Aleksandra 73, 11000 Belgrade, Serbia

Prof. Dr.-Ing. Ekkehard Fehling

fehling@uni-kassel.de

Dipl.-Ing. Thomas Pfetzling, M. Sc.

pfetzling@uni-kassel.de
Fachgebiet Massivbau der Universität Kassel
Kurt-Wolters-Str. 3, 34109 Kassel



Bild 1. a) Verfüllung der oberen Fuge mit Mörtel und b) Versagen einer Ausfachungswand [1]

Gleiten entlang einer Mörtelfuge und diagonales Zugversagen.

Das Verhalten von Ausfachungswänden für Belastungen senkrecht zur Ebene wurde von [10], [11], [12], [13], [14], [15] untersucht. Weiterhin wurde von [12], [16], [17], [18], [19], [20], [21] der Einfluss von Vorschädigungen durch Belastungen in Wandebene auf die Traglast senkrecht zur Wand untersucht. Sämtliche Untersuchungen aufeinander folgender Belastungen ergaben eine signifikante Reduktion der Traglast senkrecht zur Wandebene. Die gleichzeitige Wirkung von Belastungen in und senkrecht zur Wandebene wurde von [22] an ausgefachten Stahlrahmen experimentell untersucht. Zudem führten [23], [24] und [25] numerische Simulationen unter kombinierten Beanspruchungen durch. Die Ergebnisse zeigten, dass bei kombinierten Belastungen andere Versagensabläufe mit deutlich geringeren Trag- und Verformungskapazitäten auftreten.

Der folgende Beitrag stellt die Ergebnisse von statisch-zyklischen Schubversuchen an Stahlbetonrahmen mit Ausfachungen aus modernem hochwärmedämmendem monolithischem Ziegelmauerwerk für getrennte und kombinierte Belastungen in und senkrecht zur Wandebene vor. Der Fokus liegt auf der Untersuchung kombinierter Belastungen, die bislang experimentell noch nicht ausreichend untersucht wurden. Auf Grundlage einer detaillierten Ergebnisauswertung erfolgen ein Vergleich und eine Interpretation der Ergebnisse für verschiedene Belastungssituationen und Randbedingungen. Sämtliche Untersuchungen wurden im Rahmen des europäischen Verbundprojekts INSYSME (Innovative Systems for Earthquake Resistant Masonry Enclosures in R.C. Buildings) [26] durchgeführt.

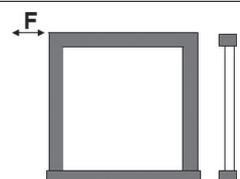
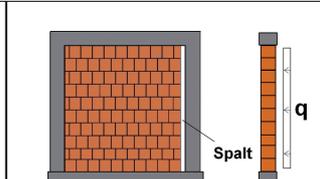
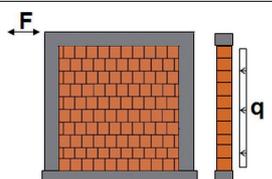
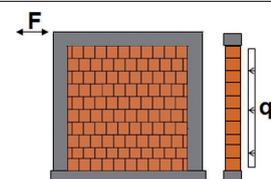
2 Versuchsprogramm, Versuchsaufbau und Testablauf

Die experimentellen Untersuchungen umfassen insgesamt vier Versuche, die in **Tabelle 1** zusammengestellt sind. In dem Versuch A erfolgt die Untersuchung des nicht ausgefachten Stahlbetonrahmens für eine Belastung in Rahmenenebene (IP), um den Traganteil des Stahlbetonrahmens zu ermitteln. In dem Versuch BO wird eine Belastung senkrecht zur Ebene aufgebracht (OOP), wobei zur Abbildung einer ungünstig wirkenden geschosshohen Öffnung auf einer Rahmenseite ein Spalt angeordnet ist, sodass eine dreiseitige Lagerung vorliegt. In dem Versuch BI erfolgt eine sequenzielle Belastung des Rahmens in der Wandebene, senkrecht zur Wandebene und abschließend nochmals in Wandebene (IP – OOP – IP). In dem Versuch BIO werden die Belastungsrichtungen kombiniert (OOP + IP).

2.1 Versuchsaufbau und Versuchsablauf

Der Versuchsaufbau für die Schubwandversuche an ausgefachten Stahlbetonrahmen ist in **Bild 2** dargestellt. Über zwei hydraulische Zylinder mit einer maximalen Kraft von jeweils ± 400 kN und einem Hub von ± 125 mm werden die Vertikalkräfte über einen Lasteinleitungsbalken aus Stahl auf die Stützen des Stahlbetonrahmens aufgebracht, um die Lasten aus höheren Geschossen zu berücksichtigen. Die Belastung in Scheibenrichtung wird über einen horizontal liegenden Hydraulikzylinder mit einer Maximalkraft von ± 320 kN und einem Hub von ± 150 mm realisiert. Hierbei werden die Lasten über den zuvor genannten Lasteinleitungsbalken stirnseitig in den oberen Balken des Stahlbetonrahmens geleitet. Die Belastung senkrecht zur Wand wird über vier Airbags auf der Rückseite des Versuchskörpers aufgebracht, die eine Aufbringung von Flächenlasten von bis zu 50 kN/m^2 ermöglichen. Die Schalwand, an der die Airbags befestigt sind, wird mittels Gewindestangen mit

Tabelle 1. Versuchsprogramm mit Randbedingungen und Belastungen

| A: Rahmen | BO: Ausfachungsrahmen | BI: Ausfachungsrahmen | BIO: Ausfachungsrahmen |
|---|---|--|---|
| IP | OOP | IP – OOP – IP | OOP + IP |
|  |  |  |  |

dem oberen und unteren Balken des Stahlbetonrahmens verbunden. Das vorhandene System ist somit in sich geschlossen, wodurch der Stahlbetonrahmen nicht aus der Ebene heraus kippen kann. Für die Realisierung kombinierter Beanspruchungen wurde die Gewindestangenkonstruktion so konzipiert, dass Verschiebungen in Wandrichtung möglich sind. Die Airbags wurden auf der Wandinnenseite aufgebracht, sodass die Wand über die Druckbelastung der Airbags von innen nach außen geschoben wird. Die beiden vertikalen Hydraulikzylinder werden am Anfang des Versuchs auf 200 kN pro Zylinder hochgefahren und während der gesamten Versuchsdurchführung konstant auf diesem Kraftniveau gehalten. Die horizontale Belastung in Wandrichtung wird weggesteuert in Form einer Sinusbelastung aufgebracht. Die Dauer eines Belastungszyklus beträgt 60 s und wird schrittweise bis zur maximal möglichen relativen Stockwerksverschiebung von 3,5 % gesteigert. Auf jeder Lastamplitude werden drei Lastzyklen gefahren. Die gegenseitige Stockwerksverschiebung bezieht sich auf eine Stockwerkshöhe von $h = 2,75$ m. Die Belastung senkrecht zur Wand wird über den Druck in den Airbags mittels eines pneumatischen von Hand zu bedienenden Systems geregelt und konstant gehalten.

2.2 Testkörper und Materialeigenschaften

Der Aufbau des Stahlbetonrahmens mit der Mauerwerksausfuchung ist in **Bild 3** dargestellt. Die Bemessung und konstruktive Durchbildung des Rahmens erfolgte nach DIN EN 1998-1 [27] in der niedrigsten Duktilitätsklasse L für die Belastungssituation eines äußeren Rahmens in einem typischen fünfstöckigen Gebäude. **Bild 3** zeigt, dass der monolithische Außenwandziegel MZ 70 mit einer Breite von 365 mm nach außen über die Stützen (250/250 mm) hinausragt. Dies entspricht der tatsächlichen Einbausituation, da auf die Stützen und Riegel eine außenliegende Dämmung aufgebracht wird.

Die Betonfestigkeitsklasse des Rahmens ist C 30/37 und als Bewehrung wird hochduktiler Stahl B 500 B verwendet. Die Materialeigenschaften und Festigkeiten des Ausfuchungsmauerwerks wurden durch standardisierte Kleinbauteilversuche am Einzelstein, Mörtel und an Mauerwerkskörpern bestimmt und sind in **Tabelle 2** zusammengestellt [28], [29].

3 Experimentelle Ergebnisse

3.1 Versuch A

Der Versuch A an dem Stahlbetonrahmen ohne Ausfuchung wird für die in **Bild 4** dargestellte Sinusfunktion bis zu einer maximalen relativen Stockwerksverschiebung von 3,5 % durchgeführt.

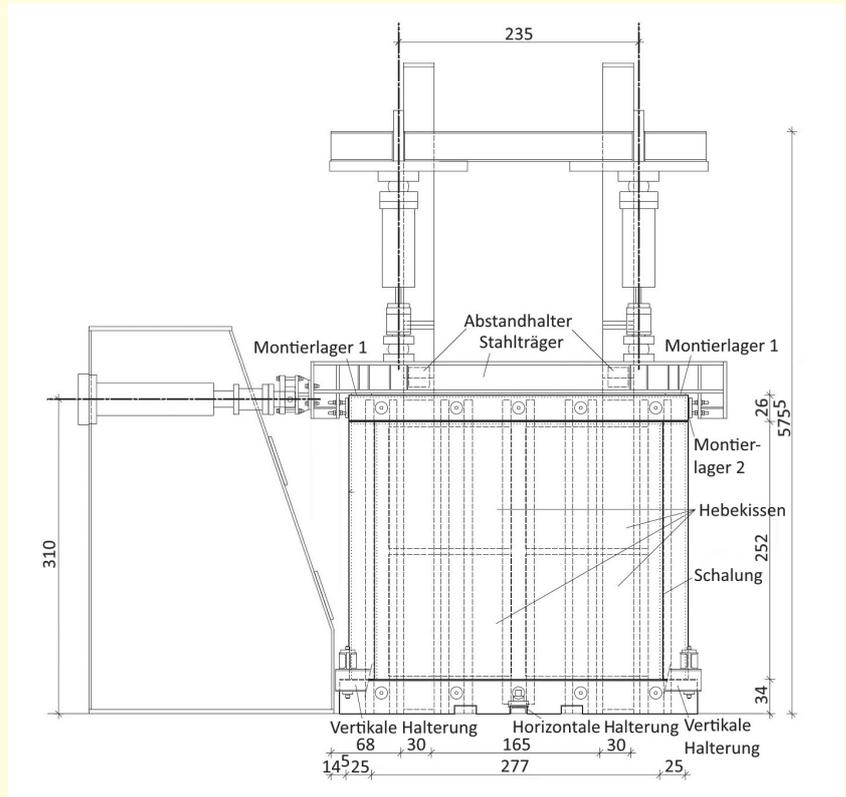


Bild 2. Versuchsaufbau für Schubwandversuche an ausgefachten Stahlbetonrahmen

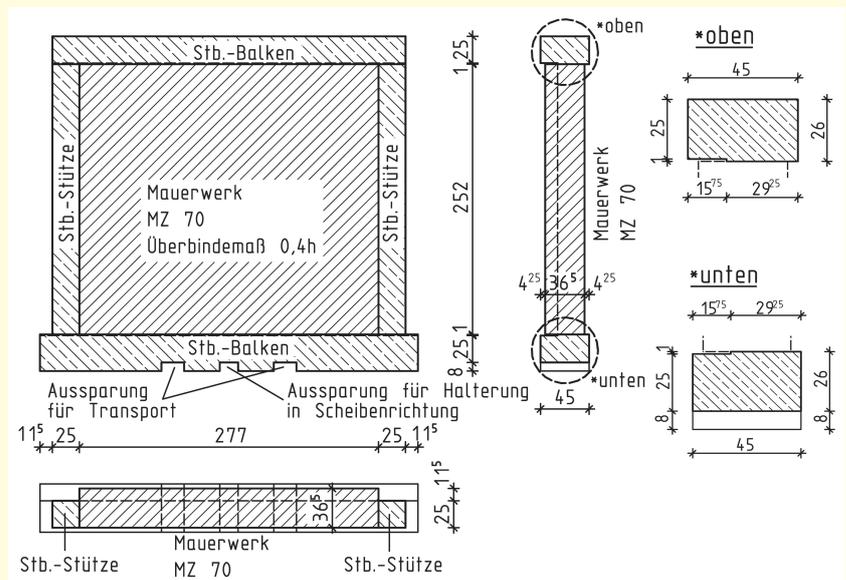


Bild 3. Stahlbetonrahmen mit Ausfuchungsmauerwerk aus Mauersteinen MZ 70

Bild 5 zeigt die resultierenden Hysteresekurven mit einer maximalen Horizontalkraft von 120 kN bei einer relativen Stockwerksverschiebung von 2 %. Danach nehmen die Rückstellkräfte bis zur maximalen relativen Stockwerksverschiebung von 3,5 % in positiver Richtung auf 95 kN und in negativer Richtung auf 90 kN ab. Die Hysteresen sind stabil und die Steifigkeit nimmt sukzessive ab. Das nicht-lineare hysteretische Verhalten wird dominiert von Rissbildungen und dem Fließen des Bewehrungsstahls in den Rahmen-ecken und am Wandfuß. Bei Erreichen der durch den Versuchsaufbau begrenzten relativen Stockwerksverschiebung von 3,5 % war die maximale Verformungsfähigkeit des Rah-

Tabelle 2. Mittelwerte der Materialeigenschaften und Festigkeiten des Ausfachungsmauerwerks

| Mörtel ZP 99 | Mörteltyp | Druckfestigkeit f_m [N/mm ²] | | Elastizitätsmodul E_m [N/mm ²] | | Biegezugfestigkeit $f_{m,flex}$ [N/mm ²] | |
|----------------------|--|---|--------|--|-------|--|---------------------------------------|
| | Dünnbettmörtel | 15,7 | 8121,5 | 3,67 | | | |
| Normalmörtel | 8,9 | 9787,0 | 2,47 | | | | |
| Ziegel MZ 70 [30] | Abmessungen L/T/H [mm] | Druckfestigkeit f_{ck} [N/mm ²] | | Elastizitätsmodul E [N/mm ²] | | Lochanteil [%] | Trockenrohdichte [kg/m ³] |
| | 250/365/249  | vertikal | längs | vertikal | längs | 62,3 | 553 |
| | | 6,3 | 4,8 | 10 710 | 8 360 | | |
| Mauerwerk | Biegehaftzugfestigkeit f_w [N/mm ²] | Druckfestigkeit f_x [N/mm ²] | | Elastizitätsmodul E_m [N/mm ²] | | Biegezugfestigkeit [N/mm ²] | |
| | 0,19 | 3,1 | | 4870 | | parallel zur Lagerfuge: f_{xk1} | senkrecht zur Lagerfuge: f_{xk2} |
| | | | | | | 0,23 | 0,14 |

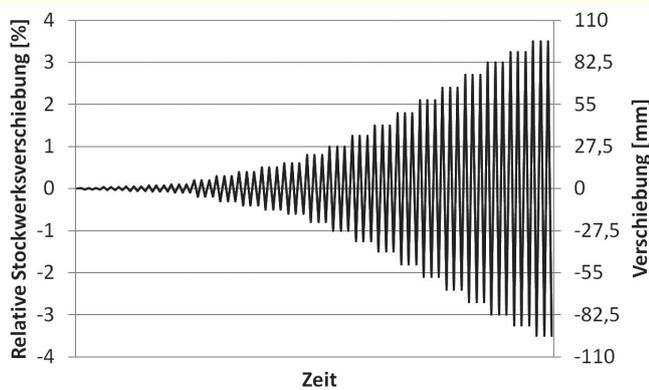


Bild 4. Lastprotokoll der relativen Stockwerksverschiebung für den Versuch A

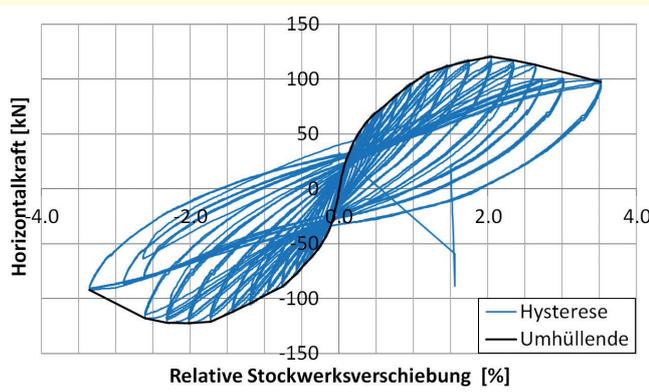


Bild 5. Hysteresekurven und einhüllende Kurve für den Versuch A

mens noch nicht erreicht. Der Rahmenversuch zeigt das große Verformungsvermögen des Stahlbetonrahmens, obwohl die Bemessung und konstruktive Durchbildung für die niedrigste Duktilitätsklasse L nach DIN EN 1998-1 [26] erfolgte.

3.2 Versuch BO

In dem Versuch BO wurde eine dreiseitig gehaltene Ausfachungswand für eine Belastung senkrecht zur Ebene untersucht, die in vier Lastzyklen aufgebracht wurde. Die zugehörige Last-Verformungskurve ist in Bild 20 dargestellt. In

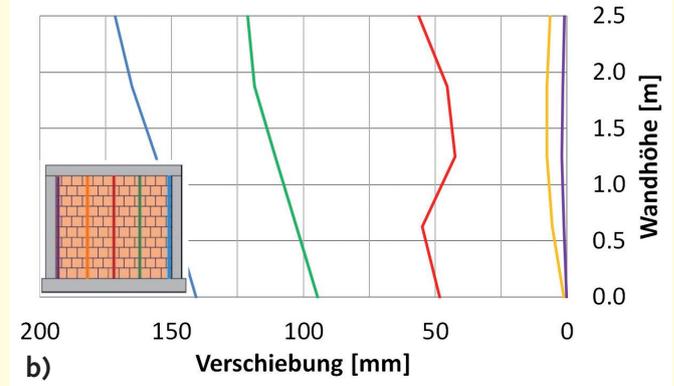
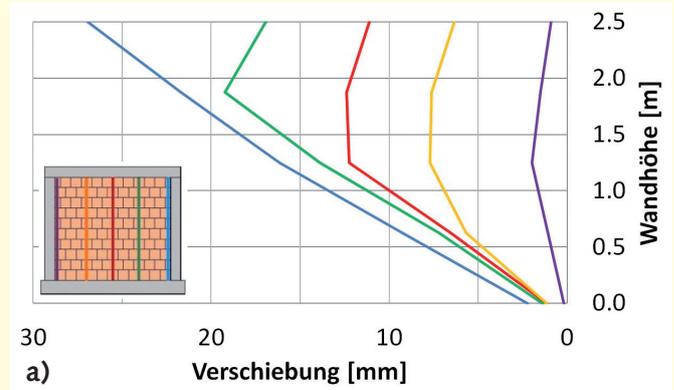


Bild 6. Seitenansicht der Verformungen senkrecht zur Wand zu Beginn (a) und zum Ende des vierten Lastzyklus (b)

der Wand stellt sich zunächst eine stabile Bogentragwirkung ein, mit der im dritten Lastzyklus eine maximale Traglast von 24 kN/m² erreicht wird. Bei diesem Lastniveau tritt ein plötzliches Reibungsversagen in der Fuge zwischen dem oberen Rahmenriegel und der Ausfachung auf, sodass die Bogentragwirkung aufgehoben wird. Dadurch kommt es zu einem Kippen der Wand und zu einer Überbeanspruchung und Aufspalten der Mauersteine in der obersten Steinreihe (Bild 7b), sodass auch die Lagerwirkung am Wandkopf vollständig verloren geht. Bild 6a zeigt den Verformungszustand der Ausfachung in fünf vertikalen Schnitten zu Beginn des vierten und Bild 6b zum Ende des vierten Lastzyklus. Es zeigt sich, dass im vierten Lastzyklus zusätz-

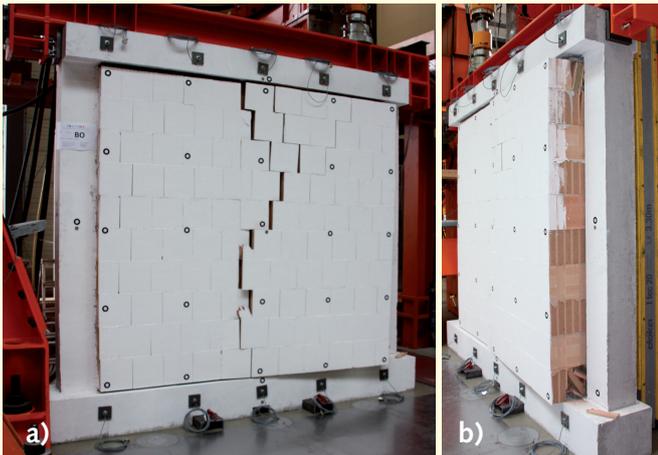


Bild 7. Schadensbild der Wand (a) und lokales Versagen der Mauersteine am Wandkopf und Wandfuß (b)

lich die Lagerwirkung an der Wandunterkante durch das Aufspalten der Mauersteine verloren geht (Bild 7) und sich in der Folge die Wandhälfte mit dem freien Rand nach Überschreitung der Biegezugfestigkeit parallel zu den Lagerfugen in Wandmitte als Starrkörper in Bewegung setzt. Daraus resultiert das in Bild 7 dargestellte Schadensbild mit einem durchgehenden Riss in Wandmitte. Der Versuch zeigt deutlich die starke Abhängigkeit der Traglasten von den Randbedingungen im Anschlussbereich zwischen Ausfachung und Rahmen.

3.3 Versuch BI

In dem Versuch BI erfolgt eine sequenzielle Aufbringung von Belastungen in und senkrecht zur Wandebene (Bild 8). Der Versuch startet mit einer Sinusbelastung in Wandebene bis zu einer relativen Stockwerksverschiebung von 1,25 %. Im Anschluss wird die Belastung in Wandebene ausgesetzt und es erfolgt eine stufenweise Be- und Entlastung senkrecht zur Wandebene bis zu einer äquivalenten Flächenlast von 3 kN/m². Daran schließt sich wiederum eine sinusförmige Belastung in Wandebene bis zu einer maximalen relativen Stockwerksverschiebung von 2,1 % an. Nachfolgend werden die einzelnen Belastungsphasen ausgewertet.

Bild 9 zeigt die Hysteresekurven für die aufgebrachten Belastungen in Wandebene. In der ersten Belastungsphase verhält sich die Ausfachung bis zu einer Last von 110 kN linear. In den weiteren Zyklen kommt es zu einer Steifigkeitsabnahme infolge des Auftretens erster Risse auf der Wandinnenseite. Ab einer relativen Stockwerksverschiebung von 0,5 % sind erste Lagerfugenöffnungen sichtbar, die zu einem weiteren Steifigkeitsabfall beitragen. In den weiteren Zyklen bis zur maximalen relativen Stockwerksverschiebung von 1,25 % zum Abschluss der ersten Belastungsphase steigt die Horizontalkraft auf 225 kN an. Bei diesem Lastniveau liegen bereits stufenförmige Risse entlang der Wanddiagonalen vor.

Die Auswertung der optischen Messpunkte auf der Ausfachung ergab, dass sich während der Belastung in Wandebene bereits Verformungen senkrecht zur Wand einstellen. Bild 10 zeigt die Verformungen senkrecht zur Ausfachung in fünf vertikalen Schnitten über die Wandhöhe nach Abschluss der ersten Belastungsphase. Die Verformungsverläufe zeigen deutlich einen Kippeffekt der Wand, der am Wandkopf bis zu 14 mm beträgt. Dieser Effekt ergibt sich aus der wiederkehrenden exzentrischen Belastung des Aus-

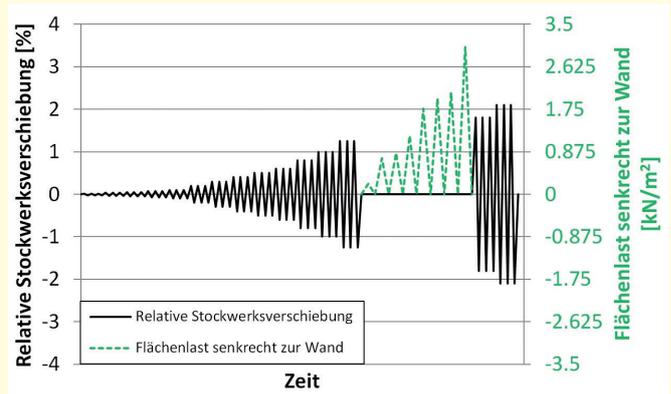


Bild 8. Lastprotokoll der relativen Stockwerksverschiebung und der Flächenlast senkrecht zur Wandebene für den Versuch BI

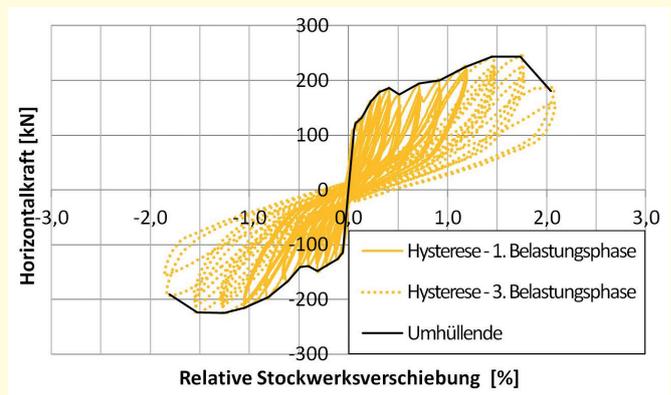


Bild 9. Hysteresekurven der ersten und dritten Belastungsphase in Wandebene

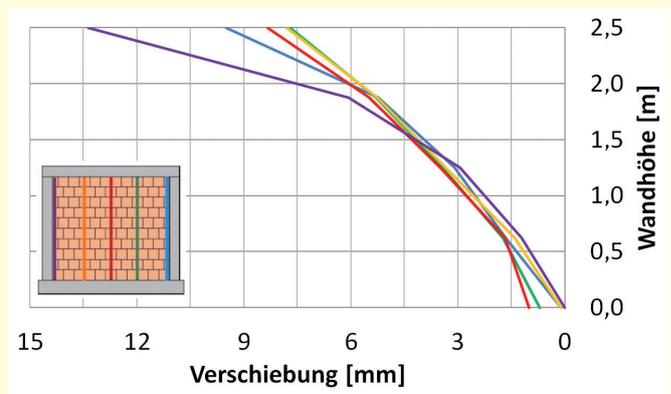


Bild 10. Seitenansicht der Verformungen senkrecht zur Ausfachung nach Abschluss der ersten Belastungsphase (relative Stockwerksverschiebung: 1,25 %)

fachungsmauerwerks, das aus Gründen der Energieeffizienz 115 mm über die Stützenabmessungen hinausragt (Bild 11). Durch die Exzentrizität entsteht eine Rotation, die sukzessive zu einem Ausweichen aus der Wandebene führt. Die anschließende zweite Belastungsphase mit acht Lastzyklen senkrecht zur Wandebene verstärkt den Kippeffekt und führt nach Abschluss des letzten Lastzyklus mit einer maximalen Flächenlast von 5 N/m² zu Verformungen am Wandkopf zwischen 45 mm und 62 mm. Bild 12 zeigt die seitliche Ansicht der Verformungen nach dem letzten Lastzyklus senkrecht zur Wand für fünf vertikale Schnitte über die Wandhöhe.

Die Tragfähigkeit senkrecht zur Wandebene beträgt trotz einer vierseitigen Lagerung nur noch 12,5% der in dem Versuch BO ermittelten Tragfähigkeit für eine dreiseitige

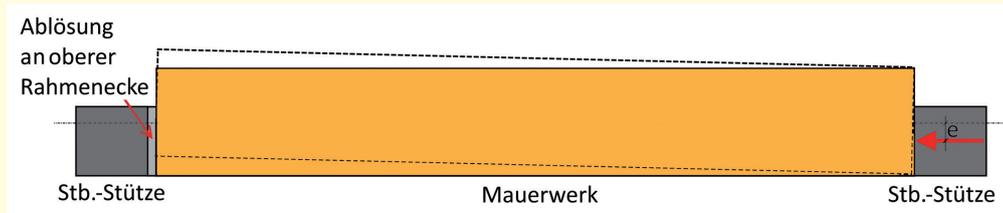


Bild 11. Draufsicht: Exzentrische Belastung der Ausfachung und Rahmenverformung

Horizontalkraft ergibt sich mit 240 kN bei 1,5 % relativer Stockwerksverschiebung (Bild 9). Das Schadensbild der Wand zeigt treppenförmige Risse entlang der Lager- und Stoßfugen sowie ein auf der Innenseite des oberen Wandbereichs konzentriertes Versagen der Außenschale

S 7

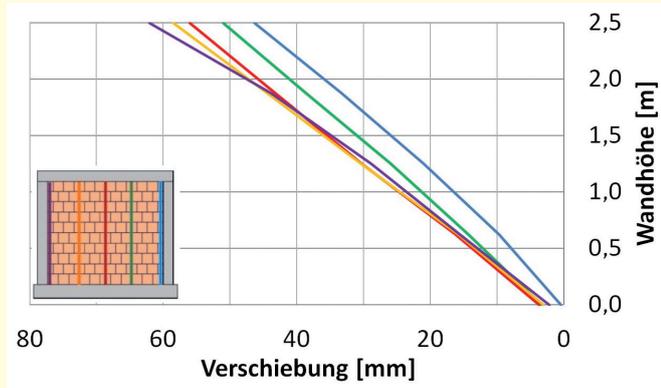


Bild 12. Seitenansicht der Verformungen senkrecht zur Wand nach Abschluss der zweiten Belastungsphase mit einer maximalen Flächenlast von 3 kN/m²

des Mauerziegels MZ 70 (Bild 13). Da die Ausfachung auf der Vorderseite wegen des Überstands nicht im direkten Kontakt zum Stahlbetonrahmen steht, sind auf der Wandvorderseite nur wenige Schäden erkennbar.

Der Versuch musste in der dritten Belastungsphase aufgrund der schnell weiter anwachsenden Verformungen senkrecht zur Ebene abgebrochen werden. Bild 14 zeigt die Verformungen senkrecht zur Wandebene zum Abschluss des Versuchs für fünf vertikale Schnitte über die Wandhöhe. Zum Zeitpunkt des Abbruchs war die Kapazität in Wandrichtung jedoch noch nicht ausgeschöpft.

Lagerung. Einen Vergleich der Tragfähigkeiten zeigt Bild 20. Der Grund für die niedrigere Tragfähigkeit liegt in der oberen Anschlussfuge zwischen Ausfachung und Stahlbetonrahmen. Die Untersuchung der Fuge ergab, dass diese durch die Belastungszyklen in Wandebene vorgeschädigt und nicht mehr vollständig mit Mörtel gefüllt war. Wegen des daraus resultierenden unvollständigen Kontaktschlusses kann sich die notwendige Bogentragwirkung nicht ausbilden, was zu einer unmittelbaren Vergrößerung des Kipp-effekts bei Aufbringung von Lasten senkrecht zur Wandebene führt. Ein ausreichender Kontaktschluss ist insbesondere bei dem verwendeten hochwärmedämmenden Ziegelmauerwerk schwierig, da der Lochanteil 62,5 % beträgt und eine gleichmäßige Verfüllung der Fuge am Wandkopf mit Mörtel schwierig ist.

In der abschließenden Belastungsphase erfolgt die Fortsetzung der sinusförmigen Belastung in Wandebene bis zu einer relativen Stockwerksverschiebung von 2,1 % und einer zugehörigen Horizontalkraft von 180 kN. Die maximale Ho-

3.4 Versuch BIO

In dem Versuch BIO erfolgt eine kombinierte Aufbringung von Belastungen in und senkrecht zur Wandebene. Im ersten Schritt wird über die Airbags eine Flächenlast von 5 kN/m² senkrecht zur Wand aufgebracht, die während der sinusförmigen Belastung in Wandebene konstant gehalten wird (Bild 15).

Die resultierenden Hysteresekurven in Bild 16 zeigen eine maximale Horizontalkraft von 255 kN bei einer relativen Stockwerksverschiebung von 0,65 %. In den darauf folgenden Lastzyklen fallen die Horizontalkräfte stark ab, es kommt zu einer fortschreitenden Kippbewegung der Ausfachung (Bild 17c).

Diese Kippbewegung wird durch ein kombiniertes Reibungs- und Steinversagen im Anschlussbereich an den Kopf- und Fußbalken des Stahlbetonrahmens initiiert (Bild 17b). Während der Lastzyklen in Wandrichtung musste der Druck in den Airbags aufgrund des Ausweichens der Wand nachgeregelt werden, was zu einer weiteren Vergrößerung der Schädigungen und Verformungen senkrecht zur Wand und schließlich zum Abbruch des Versuchs führte (Bild 17a und Bild 17c).

In Bild 18 ist die Zunahme der Verformungen über die Lastzyklen in Wandebene als seitliche Ansicht für einen vertikalen Schnitt in Wandmitte über die Wandhöhe dargestellt. Es



Bild 13. Versagensbild nach Abschluss des gesamten Lastprotokolls im Versuch BI

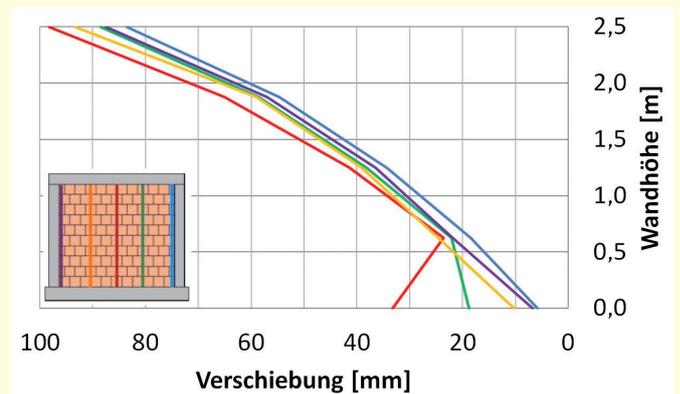


Bild 14. Seitenansicht der Verformungen senkrecht zur Wand nach Abschluss der dritten Belastungsphase

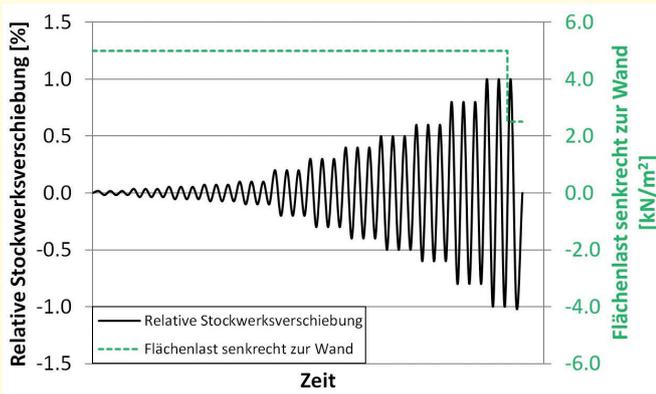


Bild 15. Lastprotokoll der relativen Stockwerksverschiebung und der Flächenlast senkrecht zur Wandebene für den Versuch BIO

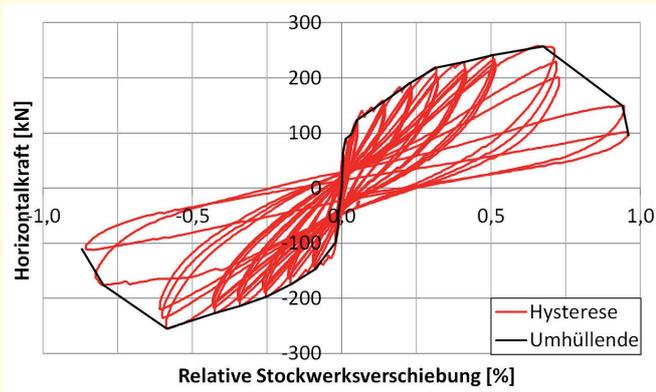


Bild 16. Hysteresekurven und einhüllende Kurve für die Belastung in Wandebene

ist gut zu erkennen, dass die Verformungen bei kleinen aufgebrauchten relativen Stockwerksverschiebungen der Biegelinie einer Bogentragwirkung entsprechen. Für eine relative Stockwerksverschiebung von 0,3 % ergibt sich lediglich eine Verschiebung auf halber Wandhöhe von 2,5 mm. In den darauf folgenden Lastzyklen wird die Bogentragwirkung durch den Verlust der Auflagerbedingungen aufgehoben und die Ausfachung reagiert mit sprunghaften und stark anwachsenden Verformungen senkrecht zur Wandebene. Die Biegelinie entspricht nun einer Kippbewegung der Ausfachung überlagert mit einer Starrkörperbewegung durch den Verlust der Lagerbedingungen sowohl am Wandkopf als auch am Wandfuß. Die Verformungen senkrecht zur Wand liegen bei einer relativen Stockwerksverschiebung von 0,8 % bereits bei 85 mm. Der Versuch musste kurz darauf abgebrochen werden, da die Wandverformungen unkontrollierbar zunahmten.

3.4 Vergleich der Versuchsergebnisse

Bild 19 zeigt einen Vergleich der Hysteresekurven aller durchgeführten Versuche. Die Kurven zeigen, dass sich bei den ausgefachten Rahmen etwa doppelt so große Horizontalkräfte im Vergleich zum Stahlbetonrahmen ohne Ausfachung aufbauen (A: 120 kN, BI: 240 kN, BIO: 255 kN). Im Gegensatz dazu sind die maximalen relativen Stockwerksverschiebungen deutlich kleiner (A: 3,5 %, BI: 2,1 %, BIO: 1,0 %). Bei kombinierten Belastungen werden demnach die Traglasten schneller erreicht und die maximalen Verformungsfähigkeiten nehmen etwa um den Faktor 2 ab. Der Vergleich der Last-Verformungskurven senkrecht zur Ebene in **Bild 20** zeigt ebenfalls gravierende Unterschiede.

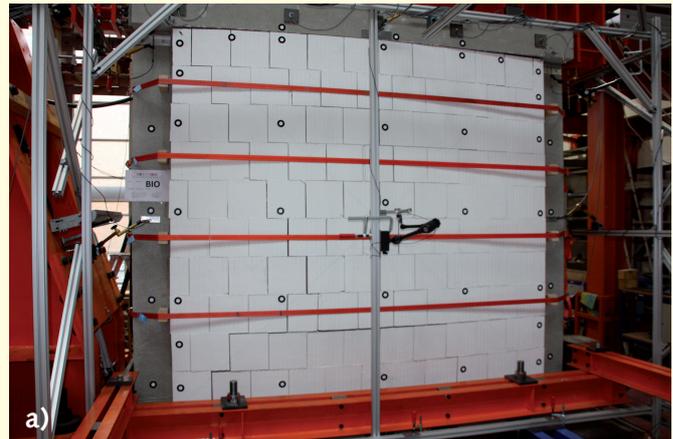


Bild 17. Schadensbild der Ausfachung (a), Versagen der Mauersteine am Wandkopf (b) und Kippbewegung der Ausfachung nach Abschluss des Versuchs (c)

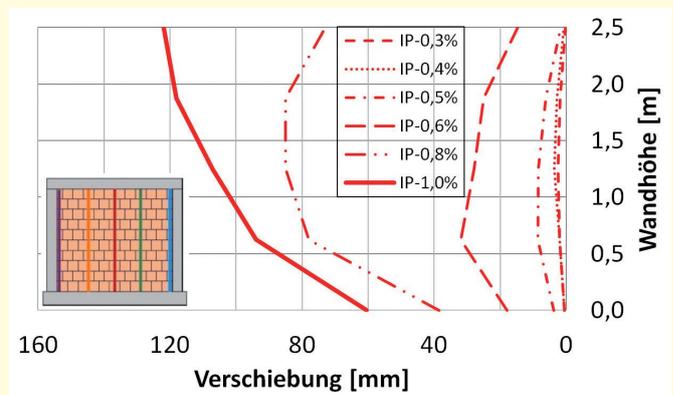


Bild 18. Seitenansicht der Verformungen senkrecht zur Wand für kombinierte Belastungssituationen für den Schnitt in Wandmitte

Der Versuch BO liefert für eine dreiseitig gelagerte Wand unter einer alleinigen Belastung senkrecht zur Wandebene eine sehr hohe Traglast von 24 kN/m². Bei einer sequenziellen oder kombinierten Aufbringung der Lasten in und senkrecht zur Wandebene reduzieren sich die Traglasten hingegen auf 3 kN/m² – 5 kN/m². Dies entspricht einer erheblichen Reduktion der Traglasten um einen Faktor von 5 bis 8, obwohl die Ausfachungen in den kombinierten Versuchen vierseitig gelagert waren.

Die Bedeutung der Berücksichtigung der Interaktion zwischen den beiden Belastungsrichtungen bei der Ermittlung der Trag- und Verformungsfähigkeiten zeigt das Interaktionsdiagramm in **Bild 21**. Für die Darstellung wurden die

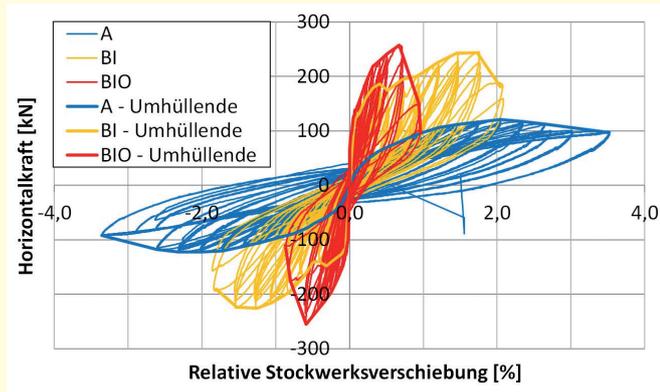


Bild 19. Hysteresekurven für die Belastungen in Wandebene

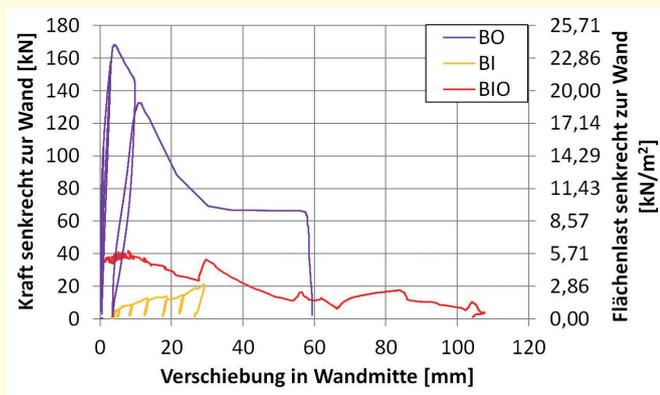


Bild 20. Last-Verformungskurven senkrecht zur Wandebene im Wandmittelpunkt

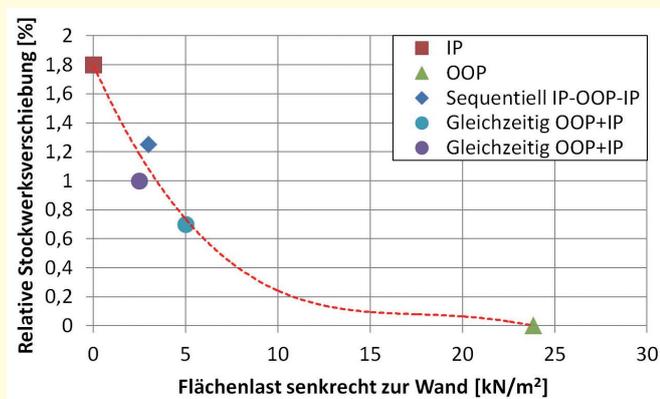


Bild 21. Interaktionsdiagramm mit Trendlinie auf Grundlage der Versuche

Wertepaare der relativen Stockwerksverschiebung und die Traglast senkrecht zur Wandebene aufgetragen. Die resultierende Trendlinie der Interaktionskurve ist konvex, was einer starken gegenseitigen Beeinflussung entspricht. Die Interaktionskurve ist jedoch nur für den Testrahmen gültig und kann nicht direkt auf andere Rahmenkonstellationen übertragen werden.

5 Zusammenfassung

Der Beitrag stellt die experimentellen Ergebnisse an mit hochwärmedämmendem Ziegelmauerwerk ausgefachten

Stahlbetonrahmen für getrennte und kombinierte Belastungen in und senkrecht zur Wandebene vor. Die Versuche erfolgten in einem speziell angefertigten Versuchsrahmen, in dem vertikale und horizontale Belastungen über Hydraulikzylinder auf den Stahlbetonrahmen aufgebracht werden. Die Belastungen senkrecht zur Ebene werden über Airbags aufgebracht, mit denen eine gleichmäßige Lastaufbringung sichergestellt wird. Der Fokus liegt auf der Untersuchung der Interaktion zwischen den Belastungen in und senkrecht zur Wandebene. Die Versuchsergebnisse liefern signifikante Unterschiede zwischen einer getrennten und kombinierter Aufbringung der Belastungen.

Aus den Ergebnissen kann abgeleitet werden, dass ein Grund für die zahlreichen Erdbebenschäden an Ausfachungswänden aus Mauerwerk in den nicht stabilen Randbedingungen im Anschlussbereich der Ausfachung zum Rahmen liegt. Aktuelle Bemessungskonzepte gehen bei der separaten Ermittlung der Traglasten senkrecht zur Ebene von einer Bogentragwirkung mit idealen Randbedingungen aus und ermitteln dadurch hohe Traglasten. Jedoch werden die Randbedingungen für die Bogentragwirkung durch Belastungen in der Rahmenebene verändert, indem durch die Verformung des Rahmens Ablöseeffekte zwischen Rahmen und Ausfachung auftreten und die Abstützung des Druckbogens am Rahmen nur noch in der Nähe zweier diagonal gegenüberliegender Wandecken erfolgt. Zudem wird in der Praxis insbesondere für Mauersteine mit hohen Lochanteilen der Lastabtrag im dann diagonal orientierten Bogen sehr fraglich. Weiterhin kommt hinzu, dass es durch die Belastungen in Rahmenebene zu Schädigungen in den Mörtelfugen am Wandfuß und Wandkopf kommt, welche die Ausbildung einer stabilen Bogentragwirkung schwächen. Damit lassen sich die Versagensformen in und senkrecht zur Ebene nicht mehr eindeutig trennen. Die Entwicklung eines Bemessungsansatzes, in dem die Interaktion der Belastungsrichtungen, die veränderlichen Randbedingungen im Anschlussbereich, die zahlreichen weiteren Einflussfaktoren wie Schlankheit, Steifigkeitsverhältnis von Rahmen und Ausfachung sowie die Eigenschaften der verwendeten Materialien berücksichtigt werden, ist äußerst komplex. Deshalb erscheint es alternativ sinnvoll, die traditionelle Ausführung von Ausfachungswänden mit einer Vermauerung im Vollkontakt durch neue innovative Systeme zu ergänzen, mit denen die erforderliche seismische Sicherheit sicher erreicht werden kann. Vielversprechende Ansätze zur Erhöhung der Verformungskapazitäten [31] oder zur Entkopplung von Rahmen und Ausfachung [32], [33] stehen bereits zur Verfügung, erfordern aber noch weitere Forschungs- und Entwicklungsarbeiten.

Danksagung

Die Autoren bedanken sich für die finanzielle Unterstützung durch die Arbeitsgemeinschaft Mauerziegel im Bundesverband der Deutschen Ziegelindustrie e. V.. Besonderer Dank gilt Dr. Udo Meyer für die Unterstützung und hervorragende Zusammenarbeit im Rahmen der Durchführung des europäischen Forschungsprojektes INSYSME.

Literatur

- [1] Dazio, A.; Beyer, K.; Braune, F. et al.: Das Mw=6.3 Erdbeben von L'Aquila am 6. April 2009. Report of SGEB-Erkundungsmission vom 15–18. April 2009 (No. EPFL-REPORT-147524).
- [2] Mehrabi, A. B.; Shing, P.B.; Schuller, M.P. et al.: Experimental evaluation of masonry-infilled RC frames. In: Journal of Structural engineering, Vol. 122 (1996), Iss. 3, pp. 228–237.
- [3] Al-Chaar, G.; Issa, M.; Sweeney, S.: Behavior of masonry-infilled non-ductile reinforced concrete frames. In: Journal of Structural Engineering, Vol. 128 (2002), Iss. 8, pp. 1055–1063.
- [4] Stylianidis, K. C.: Experimental investigation of masonry infilled RC frames. In: Open Construction Building Technology Journal, Vol. 6 (2012), Iss. 1, pp. 194–212.
- [5] Morandi, P.; Hak, S.; Magenes, G.: In-plane experimental response of strong masonry infills. 9th International Masonry Conference, 2014.
- [6] Hak, S.; Morandi, P.; Magenes, G.: Prediction of inter-storey drifts for regular RC structures with masonry infills based on bare frame modeling. In: Bulletin of Earthquake Engineering, Vol. 16 (2018), Iss. 1, pp. 397–425.
- [7] Paulay, T.; Priestley, M. J. N.: Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings. John Wiley and Sons Inc., New York, NY, USA, 1992.
- [8] Crisafulli, F. J.: Seismic behaviour of reinforced concrete structures with masonry infills. Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, Ph.D. Thesis, 1997.
- [9] El-Dakhkhni, W. W.; Elgaaly, M.; Hamid, A. A.: Three-Strut Model for Concrete Masonry-Infilled Steel Frames. In: Journal of Structural Engineering, Vol. 129 (2003), Iss. 2, pp. 177–185.
- [10] McDowell, E. L.; McKee, K. E.; Sevin, E.: Arching action theory of masonry walls. In: Journal of the Structural Division, Vol. 82 (1956), Iss. 2, pp. 1–8.
- [11] Dawe, J. L.; Seah, C. K.: Out-of-plane resistance of concrete masonry infilled panels. In: Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 16 (1989), Iss. 6, pp. 854–864.
- [12] Angel, R.; Abrams, D.; Shapiro, D. et al.: Behavior of Reinforced Concrete Frames with Masonry Infills. In: Structural Research Series, No. 589, UILU-ENG-94–2005, Dept. of Civil Engineering, University of Illinois at Urbana Champaign, 1994.
- [13] Vougioukas, E.: Out-of-Plane Response of Infill Masonry Walls. In: The Open Construction and Building Technology Journal, Vol. 6 (2012), pp. 325–333.
- [14] Asteris, P. G.; Cavaleri, L.; Di Trapani, F. et al.: Numerical modelling of out-of-plane response of infilled frames: State of the art and future challenges for the equivalent strut macromodels. In: Engineering Structures, Vol. 132 (2017), pp. 110–122.
- [15] Walsh, K. Q.; Dizhur, D. Y.; Giongo, I. et al.: Effect of boundary conditions and other factors on URM wall out-of-plane behaviour: Design demands, predicted capacity, and in situ proof test results. In: SESOC Journal, Vol. 30 (2017), Iss. 1, pp. 57–81.
- [16] Calvi, G. M.; Bolognini, D. et al.: Seismic Response of Reinforced Concrete Frames Infilled with Weakly Reinforced Masonry Panels. In: Journal of Earthquake Engineering, Vol. 5 (2001), pp. 153–185.
- [17] Calvi, G. M.; Bolognini, D.; Penna, A.: Seismic performance of masonry-infilled RC frames: Benefits of slight reinforcements. Sismica 2004 – 60 Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sismica, Lisboa, Portugal, 2004.
- [18] Hashemi, A.; Mosalam, K. M.: Seismic evaluation of reinforced concrete buildings including effects of masonry infill walls. Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, PEER, Report 2007/100, 2007.
- [19] Pereira, M. P.; Pereira, M. N.; Ferreira, J. D. et al.: Behavior of damaged masonry infill panels in RC frames subjected to out of plane loads. In: Architecture Civil Engineering Environment, Vol. 5 (2012), Iss. 3, pp. 83–98.
- [20] da Porto, F.; Guidi, G.; Dalla Benetta, M.; Verlato, N.: Combined in-plane/out-of-plane experimental behaviour of reinforced and strengthened infill masonry walls. In: Proceedings of the 12th Canadian Masonry Symposium, Vancouver, British Columbia, 2013.
- [21] Furtado, A.; Rodrigues, H.; Arêde, A. et al.: Experimental evaluation of out-of-plane capacity of masonry infill walls. In: Engineering Structures, Vol. 111 (2016), pp. 48–63.
- [22] Flanagan, R. D.; Bennett, R. M.: Bidirectional behavior of structural clay tile infilled frames. In: Journal of structural engineering, Vol. 125 (1999), Iss. 3, pp. 236–244.
- [23] Kadysiewski, S.; Mosalam, K. M.: Modeling of Unreinforced Masonry Infill Walls Considering In-Plane and Out-of-Plane Interaction. Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER Report 2008/102, University of California, Berkeley, 2009.
- [24] Furtado, A.; Rodrigues, H.; Arêde, A.: Modelling of masonry infill walls participation in the seismic behaviour of RC buildings using OpenSees. In: International Journal of Advanced Structural Engineering (IJASE), Vol. 7 (2015), Iss. 2, pp. 117–127.
- [25] Yuen, T. Y.; Kuang, J. S.; Ali, B. S. M. et al.: Assessing the effect of bidirectional loading on nonlinear static and dynamic behaviour of masonry-infilled frames with openings. In: Bulletin of Earthquake Engineering, Vol. 14 (2016), Iss. 6, pp. 1721–1755.
- [26] INSYSME project: <http://www.insysme.eu/>. [Zugriff am: 18.04.2018].
- [27] 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, Dezember 2010.
- [28] Fehling, E.; Ismail, M.; Samaan, S. et al.: Flexural tensile tests with vertically perforated clay unit masonry with thin layer mortar/Biegezugversuche an Planziegelmauerwerk. In: Mauerwerk, Vol. 19 (2015), Iss. 5, pp. 355–362.
- [29] Fehling, E.; Ismail, M.; Meyer, U. et al.: Flexural strength of vertically perforated thermal insulating clay unit masonry. In: Proceedings of the 16th International Brick and Block Masonry Conference, Padova, Italy, 26–30 June 2016.
- [30] MZ 70: Optimum für energieeffizientes Bauen, Ziegelwerk Bellenberg, www.ziegelwerk-bellenberg.de [Zugriff am: 10.08.2018].
- [31] Morandi, P.; Milanesi, R. R.; Magenes, G.: Innovative seismic solution for clay masonry infills with sliding joints: principles and details. In: Proceedings of 16th International Brick and Block Masonry Conference, pp. 26–30, 2016.
- [32] Butenweg, C.; Marinković, M.; Kubalski, T.: Innovative Ansätze für die Auslegung von Stahlbetonrahmentragwerken mit Ausfachungen aus Ziegelmauerwerk. In: Tagungsband der D-A-CH Tagung – Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik 2017, Weimar, 21.–22. September 2017.
- [33] Marinković, M.; Butenweg, C.: Innovative System for Earthquake Resistant Masonry Infill Walls. In: Proceedings of the 16th European Conference on Earthquake Engineering, Thessaloniki, Greece, 2018.

Semi-aktiver Flüssigkeitssäulendämpfer zur Reduktion lateraler Schwingungen von Hochbauten

O. Altay, S. Klinkel

S 11

Zusammenfassung Hochbauten gelten aufgrund ihres filigranen Tragsystems sowie geringer Dämpfung als schwingungsanfällig. Daher können dynamische Lasten, wie Wind und Erdbeben, sowohl die Standsicherheit als auch die Gebrauchstauglichkeit dieser Bauwerke gefährden. Konstruktive Gegenmaßnahmen, beispielsweise zusätzliche Tragelemente, erfordern umfangreiche bauliche Eingriffe und werden meist auch aus architektonischen Gründen nicht erwünscht. Zudem ist die Wirkung dieser Maßnahmen begrenzt. Sie können sogar kontraproduktiv auch das Bauwerk gefährden. In solchen Fällen können Dämpfungssysteme als Alternative helfen. Im Vergleich zu den bisher angewendeten konventionell passiven Dämpfungssystemen ermöglichen die semi-aktive Systeme aufgrund ihrer Anpassungsfähigkeit eine erhöhte Flexibilität in der Anwendung sowie eine effizientere Schwingungsreduktion. Daher stehen sie im Fokus der Forschung. In diesem Zusammenhang stellt dieser Beitrag einen neuartigen semi-aktiven Flüssigkeitssäulendämpfer vor. Das Dämpfungssystem kann mithilfe von Sensoren die Anforderungen des Bauwerks sowie der Belastungssituation identifizieren und seine inhärente Dämpfung sowie Eigenfrequenz autonom anpassen. Damit wird eine robustere Wirkung als die bisher entwickelten Maßnahmen erreicht. In diesem Beitrag werden hierzu die mathematischen Grundlagen hergeleitet und die wesentlichen Ergebnisse von bisher durchgeführten experimentellen Untersuchungen zusammengestellt.

1 Einleitung

Bauwerke müssen während ihrer gesamten Nutzungsdauer natürlichen und anthropogenen Einflüssen standhalten. Im ungünstigsten Fall kommt es zu einer Überlastung des Tragsystems, welche einen Kollaps des gesamten Bauwerks auslösen kann. Die Standsicherheit wird dabei insbesondere durch dynamische Beanspruchungen, wie beispielsweise Wind und Erdbeben gefährdet. Auch durch Straßen- oder Eisenbahnverkehr sowie Bau- und Maschinenbetrieb werden dynamische Beanspruchungen verursacht. Die dabei induzierten Schwingungen führen bei Hochbauten neben der Gefährdung der Standsicherheit auch zu einem Komfortverlust bis hin zur „Seekrankheit“. Bauwerksschwingungen verursachen auch wirtschaftliche Schäden, wenn sich beispielsweise durch Materialermüdung die Lebens- und Nutzungsdauer der Bauwerke reduzieren.

Dr.-Ing. Okyay Altay

Tel. 0241 80 25863, Fax 0241 80 22303
altay@lbb.rwth-aachen.de

Prof. Dr.-Ing. habil. Sven Klinkel

Tel. 0241 80 25088, Fax 0241 80 22303
klinkel@lbb.rwth-aachen.de

RWTH Aachen University, Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik
Mies-van-der-Rohe-Str. 1, 52074 Aachen

Zur Vermeidung von Schwingungen müssen Bauwerke grundlegende konstruktive Kriterien erfüllen. Durch gestiegene architektonische, wirtschaftliche Anforderungen und zunehmend filigraner werdende Bauwerke können die konstruktiven Kriterien häufig nicht mehr eingehalten werden. Ein berühmtes Beispiel ist die Fußgängerbrücke „Millennium Bridge“ in London, die wenige Tage nach der Eröffnung wieder geschlossen wurde. Die durch Menschen beim Überqueren der Brücke ausgeübten Lasten setzten das Bauwerk in kritische Schwingungen. Um die geplante Funktionstüchtigkeit der Brücke zu gewährleisten, wurden nachträglich Dämpfungssysteme installiert, die analog zu den Automobilstoßdämpfern die Schwingungsenergie effizient minimieren. Nach Abschluss der Sanierungsarbeiten zeigte die Brücke auch unter extremen Lasten ein stabiles Bauwerksverhalten. Die umfangreiche Sanierung mit dem passiven Dämpfungssystem kostete jedoch über fünf Millionen Euro. Neben hoher Kosten ist ein weiteres Defizit, dass sich die passiven Dämpfungssysteme nicht an den Änderungen des Bauwerks anpassen können. Dabei verlieren sie im Laufe der Betriebszeit ihre Effizienz. Zudem können insbesondere die passiven Schwingungsdämpfer nur während harmonischer Schwingungen gut wirken. Im Falle einer stochastischen Anregung, beispielsweise verursacht durch Wind, verlieren die meisten passiven Dämpfungssysteme ihre Wirkung. Semi-aktive Dämpfungssysteme können sich an die Anforderungen des Bauwerks und der Belastungssituation anpassen und dadurch eine höhere Wirkung erreichen.

Semi-aktive Dämpfungssysteme verfügen über Sensoren, die die relevanten Randbedingungen identifizieren. Danach können diese adaptiven Dämpfungssysteme ihre Dämpfungsparameter und Eigenfrequenz autonom anpassen. Jedoch wurden neben dem aktiv variablen Steifigkeitssystem von Kobori [1], bisher nur wenige semi-aktive Dämpfungssysteme entwickelt, die ihre Eigenfrequenz anpassen können. Einer der wenigen Beispiele ist der adaptive Pendeldämpfer. Dieser Schwingungsdämpfer wurde von Nagaraiaiah entwickelt und bisher in den USA, Japan und China eingesetzt [2], [3].

Neben diesen mechanischen Dämpfern sind die Entwicklungen bei den Flüssigkeitssäulendämpfern immer noch in den frühen Phasen. Aufgrund seiner geometrischen Flexibilität, niedrigen Herstellungskosten und des stabilen dynamischen Verhaltens gelten die Flüssigkeitssäulendämpfer (im Englischen Tuned Liquid Column Damper – TLCD) als vielversprechend. Dennoch wurden bisher noch keine in Bauwerken einsetzbare semi-aktiven Flüssigkeitssäulendämpfer mit kontinuierlichen Frequenzadaptationsfähigkeiten entwickelt.

Flüssigkeitssäulendämpfer wurden bereits 1909 von Frahm [4] entwickelt und von Sakai in 1991 [5] für Bauwerke angepasst. Flüssigkeitssäulendämpfer bestehen aus einem U-förmigen Rohr-/Tanksystem teilweise befüllt mit einer Newtonschen Flüssigkeit, zum Beispiel Wasser. Im Falle einer Schwingung des Bauwerks beginnt die Flüssigkeit, pha-

senverschoben gegen die Bewegungsrichtung des Bauwerks zu oszillieren. Dabei entstehen Rückstellkräfte, die die Bauwerksschwingung reduzieren. Des Weiteren kann der Flüssigkeitssäulendämpfer zusätzlich zu den Rückstellkräften anders als ein Tilger auch Dämpfungskräfte generieren, indem die Schwingungsenergie der Flüssigkeit durch örtliche Reibungs- und Turbulenzeffekte dissipiert wird.

Frahm, Sakai und Matsuo regelten bereits mithilfe von Blenden die inhärente Dämpfung semi-aktiv [4], [5], [6]. Yalla sowie La haben die dadurch entstehenden Dämpfungseffekte numerisch und experimentell untersucht [7], [8].

Zur Regelung der Eigenfrequenz schlossen Forscher, wie Nomichi, Yoshimura, Kagawa, Hochrainer und Reiterer [9], [10], [11], [12], [13], [14], die beiden Vertikalenden des Dämpfers ab und generierten dadurch eine Art Luftfeder. Mithilfe des dadurch verursachten Überdrucks konnte die Eigenfrequenz des Dämpfers erhöht werden. Die Versuche zeigten, dass die Methode für verteilte Dämpfungssysteme mit kleinen Dämpfern gut geeignet ist [15]. Bei turmartigen Bauwerken zeigt sich die Anwendung jedoch aufgrund der erforderlichen Dämpferdimensionen sowie des Tieffrequenzbereichs bisher problematisch.

Weitere semi-aktive Lösungen wurden von Yoshimura sowie Ghosh und Sonmez vorgeschlagen [16], [17], [18]. Dabei wurden Flüssigkeitssäulendämpfer mit semi-aktiven Federelementen verbunden, während die Dämpfer selber weiterhin passiv funktionierte.

In diesem Beitrag wird ein neuartiger semi-aktiver Flüssigkeitssäulendämpfer vorgestellt (im Englische Semi-active Tuned Liquid Column Damper – S-TLCD). Der Schwingungsdämpfer kann sowohl seine Dämpfungsparameter als auch die Eigenfrequenz kontinuierlich anpassen und kann im Tieffrequenzbereich gut arbeiten. Damit ist er insbesondere für turmartige Bauwerke, wie Hochhäuser, Türme und Windenergieanlagen, geeignet. Die Funktionsweise des Dämpfungssystems wird im nächsten Abschnitt beschrieben. In Abschnitt 3 werden die Bewegungsgleichung sowie die Zustandsraumdarstellung hergeleitet. In Abschnitt 4 werden die Eigenfrequenz- sowie Dämpfungseffekte experimentell untersucht. Abschnitt 5 gibt ein Fazit der Forschungsarbeit.

2 Semi-aktiver Flüssigkeitssäulendämpfer

Der semi-aktive Flüssigkeitssäulendämpfer verfügt über Mechanismen, die im U-förmigen Tank des Schwingungsdämpfers installiert sind (Bild 1). Hierzu zählen bewegliche Platten, die in den beiden vertikalen Säulen des Tanks symmetrisch angeordnet sind, um die Frequenz zu regeln. Die Platten können die Querschnittsfläche der Säulen durch Schließen und Öffnen ändern. Durch die Querschnittsveränderung wird die Strömungsgeschwindigkeit der Dämpferflüssigkeit

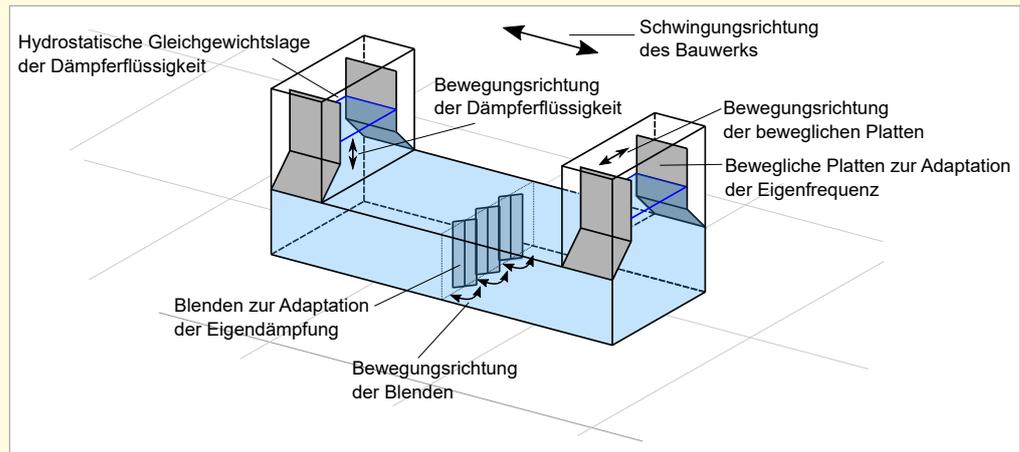


Bild 1. Der semi-aktive Flüssigkeitssäulendämpfer mit Dämpfung- und Frequenzanpassungsfähigkeiten

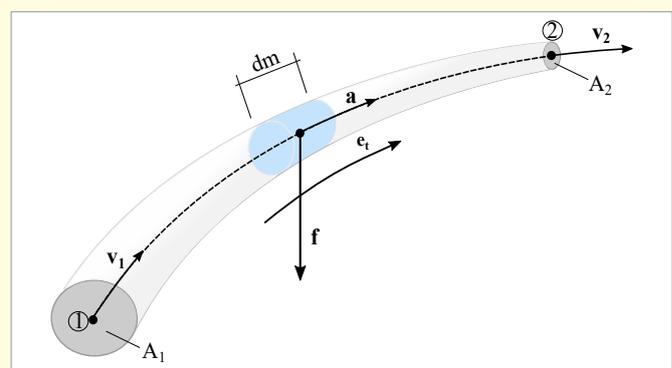


Bild 2. Homogenes reibungsloses inkompressibles Fluidpartikel in einem Rohr

beeinflusst und damit die Frequenz der Flüssigkeitssoszillation geregelt.

Zur Dämpfungsregelung verfügt der Schwingungsdämpfer über rotierbare Blenden, die im horizontalen Tankabschnitt installiert sind. Durch Schließen und Öffnen der Blenden können lokale Reibungseffekte und Strömungsturbulenzen verursacht werden, die die Schwingungsenergie der Flüssigkeitsbewegung dämpfen. Weitere Informationen über die Funktionsweise des Schwingungsdämpfers sind in Abschnitt 4.1 dokumentiert.

3 Mathematische Beschreibung

3.1 Bewegungsgleichung

Zur Herleitung der Bewegungsgleichung des semi-aktiven Flüssigkeitssäulendämpfers betrachten wir zunächst die Bewegung eines einzelnen Fluidpartikels. In der Fluidodynamik gilt für homogene reibungslose inkompressible Flüssigkeiten die in Gleichung (1) dargestellte Eulersche Impulsgleichung. Hier sind dm die infinitesimale Masse, a die Beschleunigung und dV das infinitesimale Volumen des Partikels. f ist das auf den Partikel einwirkende Kraftfeld, zum Beispiel die Gravitationskraft, und $\text{grad}p$ ist der Druckgradient.

$$dm \mathbf{a} = dm \mathbf{f} - dV \text{grad}p \quad (1)$$

Als Nächstes muss die Gleichung (1) für den in Bild 2 gezeigten Rohrabschnitt integriert werden. Hier sind ① und ②, die Anfangs- und Endpunkte sowie A_1 und A_2 die dazuge-

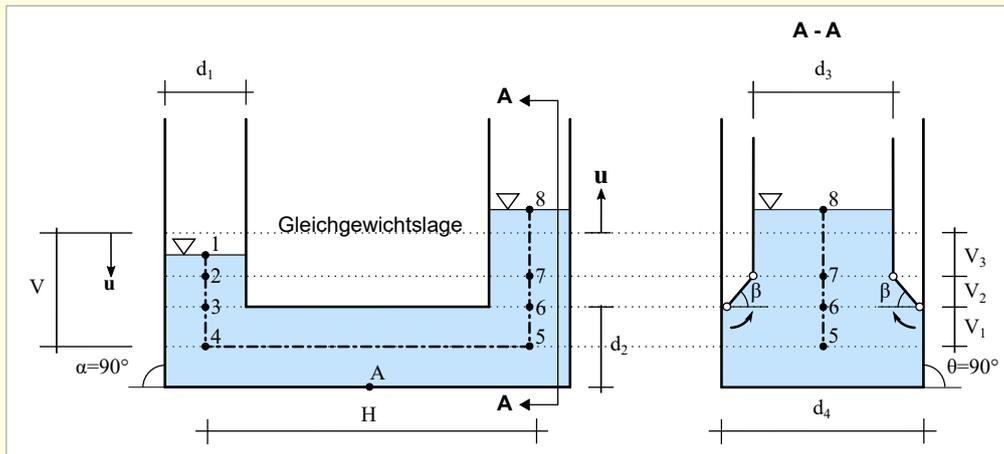


Bild 3. Systemskizze des semi-aktiven Flüssigkeitsdämpfers mit den relevanten Parametern. Links: Ansicht. Rechts: Schnitt A-A

hörigen Querschnittsflächen. v_1 und v_2 sind die Geschwindigkeiten der Fluidströmung. Des Weiteren ist e_t ein Basisvektor parallel zum Strömungsabschnitt. Für den semi-aktiven Flüssigkeitssäulendämpfer wird dieser Schritt über die gesamte Länge s entsprechend Gleichung (2) durchgeführt. Hier ist g die Erdbeschleunigung.

$$\int \mathbf{a} \cdot \mathbf{e}_t ds = \int \mathbf{g} \cdot \mathbf{e}_t ds - \frac{1}{\rho} \int \text{grad} p \cdot \mathbf{e}_t ds \quad (2)$$

Die Beschleunigung besteht aus zwei Anteilen. Der erste Anteil \mathbf{a}_s ist die absolute Beschleunigung des Bauwerks. Der zweite Anteil \mathbf{a}' ist die relative Beschleunigung der Dämpferflüssigkeit. Für den semi-aktiven Dämpfer gibt es, wie in Bild 3 dargestellt, insgesamt sieben relevante Integrationsabschnitte. Hier sind V die vertikale und H die horizontale Länge der Dämpferflüssigkeit. A_{V1} , A_{V2} und A_H sind Querschnitte einzelner Tankabschnitte. β ergibt die Position der beweglichen Platten. \mathbf{u} ist die zeitabhängige Auslenkung der Dämpferflüssigkeit. $d_1 - d_4$ sind weitere relevante Tankabmessungen. Das Integral der Beschleunigungsterme ergibt sich demnach für ein horizontal schwingendes Bauwerk zu Gleichung (3). Hier wird das Bauwerk durch ein Einfreiheitsgradsystem idealisiert.

$$\int \mathbf{a} \cdot \mathbf{e}_t ds = \int \mathbf{a}_s \cdot \mathbf{e}_t ds + \int \mathbf{a}' \cdot \mathbf{e}_t ds = H\ddot{x} + L_1\ddot{u} \quad (3)$$

Hier sind \ddot{x} und \ddot{u} sind jeweils die Beschleunigungen des Bauwerks sowie der Dämpferflüssigkeit. Der Skalierungsfaktor L_1 wird effektive Länge der Dämpferflüssigkeit genannt und kann mit der Gleichung (4) berechnet werden. Hiernach kann die effektive Länge durch eine Änderung der Querschnittsfläche A_{V1} , also durch bewegliche Platten, geändert werden.

$$L_1 = 2V_3 + V_2 + (2V_1 + V_2) \frac{A_{V1}}{A_{V2}} + H \frac{A_{V1}}{A_H} \quad (4)$$

Nach Durchführung der Integration werden die einzelnen Terme in Gleichung (3) zusammengestellt. Eine weitere Umformung ergibt uns die nicht-lineare Bewegungsgleichung des semi-aktiven Flüssigkeitsdämpfers gemäß Gleichung (6).

$$L_1\ddot{u} + 2gu + \frac{1}{\rho} \Delta p = -H\ddot{x} \quad (5)$$

$$\Leftrightarrow \ddot{u} + \omega_D^2 u + \delta |\dot{u}| \dot{u} = -\gamma_1 \ddot{x} \quad (6)$$

Hier ist ω_D die Eigenkreisfrequenz des Dämpfers (Gleichung (7)) und γ_1 der sogenannte Geometriefaktor des Dämpfers (Gleichung (8)). Ein weiterer Geometriefaktor,

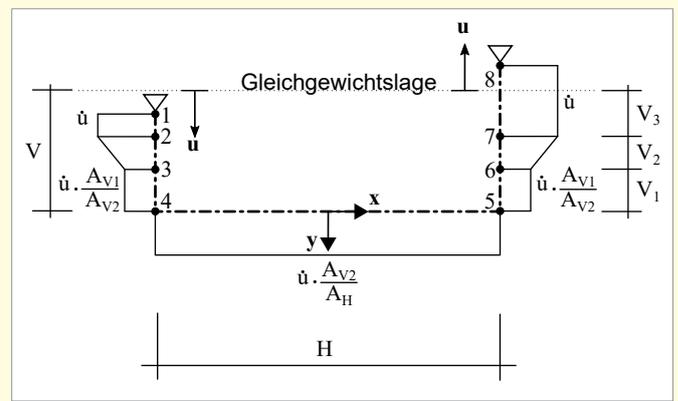


Bild 4. Geschwindigkeitsprofil der Flüssigkeitsströmung im Dämpfertank

der später bei den experimentellen Untersuchungen gebraucht wird, ist γ_2 gemäß Gleichung (9), wobei L_2 eine weitere effektive Länge gemäß Gleichung (10) ist. Des Weiteren ist δ ein Verlustkoeffizient des Dämpfers, der sich aus der inhärenten Dämpfung ergibt und nachfolgend in das Dämpfungsmaß umgerechnet wird.

$$\omega_D = \sqrt{\frac{2g}{L_1}} \quad (7)$$

$$\gamma_1 = \frac{H}{L_1} \quad (8)$$

$$\gamma_2 = \frac{H}{L_2} \quad (9)$$

$$L_2 = 2V_3 + V_2 + (2V_1 + V_2) \frac{A_{V2}}{A_{V1}} + H \frac{A_H}{A_{V1}} \quad (10)$$

Gemäß Gleichung (5) und (7) kann damit die Eigenkreisfrequenz durch eine Änderung der Querschnittsfläche A_{V1} angepasst werden. Die Frequenzgleichung wird in Abschnitt 4.2 experimentell validiert.

Die Frequenzanpassung kann physikalisch mit Bild 4 näher erläutert werden. Hier ist das Geschwindigkeitsprofil der Flüssigkeitsströmung dargestellt. Demnach erhöht eine Reduktion der Querschnittsfläche die Strömungsgeschwindigkeit in den oberen Bereichen der Säulen. In den unteren Bereichen reduziert sich die Geschwindigkeit entsprechend dem Querschnittsverhältnis A_{V1}/A_{V2} . Hieraus wird ersichtlich, dass die Querschnitte einen direkten Einfluss auf die Strömungsgeschwindigkeit und damit auf die Eigenfrequenz des Dämpfers haben.

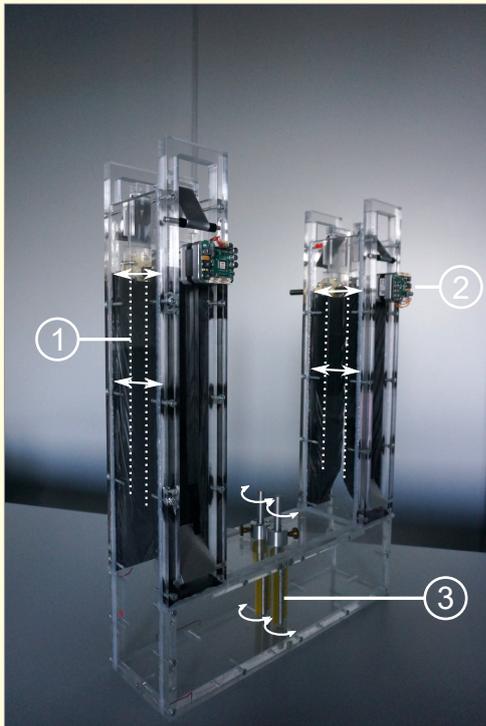


Bild 5. Labormodell des Schwingungsdämpfers. ①: Bewegliche Platten zur Frequenzanpassung. ②: Aktoren zur Steuerung der beweglichen Platten. ③: Rotierbare Blenden zur Dämpfungsanpassung

Die in Gleichung (6) gezeigte nicht-lineare Bewegungsgleichung kann gemäß [19] linearisiert werden. Unter der Voraussetzung, dass die dissipierte Energiemenge für jeden Schwingungszyklus gleich sein muss (Gleichung (11)), lässt sich das äquivalente Dämpfungsmaß D_D gemäß Gleichung (12) herleiten. Dabei wird die Flüssigkeitsauslenkung u durch die harmonische Funktion ersetzt. Demnach hängt das äquivalente Dämpfungsmaß D_D von der Flüssigkeitsauslenkung ab. Dieser Effekt wird in Abschnitt 4.3 näher untersucht.

$$\int_0^T |(\omega_D^2 u + \delta |\dot{u}| \dot{u}) \dot{u}| dt = \int_0^T |(\omega_D^2 u + 2D_D \omega_D \dot{u}) \dot{u}| dt \quad (11)$$

$$D_D = \frac{4U_0 \delta}{3\pi} \quad (12)$$

Die linearisierte Bewegungsgleichung ergibt sich zu Gleichung (13).

$$\ddot{u} + \omega_D^2 u + 2D_D \omega_D \dot{u} = -\gamma \ddot{x} \quad (13)$$

3.2 Zustandsraumdarstellung

Nach Herleitung der Bewegungsgleichung kann die Zustandsraumdarstellung des Bauwerk-Dämpfungssystems ermittelt werden. Hierfür werden zunächst die Bewegungsgleichungen des Bauwerks mit n Freiheitsgraden und k -Flüssigkeitssäulendämpfern in Matrizenform zusammengestellt (Gleichung (14)).

$$\mathbf{M}_M \cdot \begin{bmatrix} \ddot{\mathbf{x}} \\ \ddot{\mathbf{u}} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{C}_S & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{C}_D \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \dot{\mathbf{x}} \\ \dot{\mathbf{u}} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{K}_S & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{K}_D \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \mathbf{x} \\ \mathbf{u} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{f}_A \\ \mathbf{0} \end{bmatrix} \quad (14)$$

Hier ist \mathbf{M}_M eine Hypermatrix gemäß Gleichung (15) und \mathbf{f}_A ist die dynamische Anregungskraft. In Gleichung (15) ist \mathbf{L} eine Inzidenzmatrix, die die Verteilung der Dämpfer zu den Bauwerksfreiheitsgraden berücksichtigt, und Γ_1 sowie Γ_2

umfassen die Geometriefaktoren aus Gleichung (8) und (9). Des Weiteren ist \mathbf{I} eine $k \times k$ -Einheitsmatrix.

$$\mathbf{M}_M = \begin{bmatrix} \mathbf{M}_S + \mathbf{L} \cdot \mathbf{M}_D \cdot \mathbf{L}^T & \mathbf{L} \cdot \mathbf{M}_D \cdot \Gamma_2 \\ \Gamma_1 \cdot \mathbf{L}^T & \mathbf{I} \end{bmatrix}_{(n+k) \times (n+k)} \quad (15)$$

Der Zustandsvektor ist in Gleichung (16) gezeigt. Die Zustandsraumgleichung ist in Gleichung (17) dargestellt.

$$\mathbf{z}^T = (\mathbf{x}, \mathbf{u}, \dot{\mathbf{x}}, \dot{\mathbf{u}})_{2(n+k) \times 1} \quad (16)$$

$$\dot{\mathbf{z}} = \mathbf{A}_r \cdot \mathbf{z} + \mathbf{E} \cdot \mathbf{f}_A \quad (17)$$

Die Systemmatrix \mathbf{A}_r und die Anregungsmatrix \mathbf{E} ergeben sich dabei aus Gleichung (18) und (19).

$$\mathbf{A}_r = \mathbf{A} + \mathbf{B} \cdot \mathbf{R} \quad (18)$$

$$\mathbf{E} = \begin{bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{0} \\ \mathbf{M}_M^{-1} \begin{bmatrix} \mathbf{I} \\ \mathbf{0} \end{bmatrix} \end{bmatrix}_{2(n+k) \times n} \quad (19)$$

Die zur Ermittlung der vollständigen Zustandsraumdarstellung benötigten weiteren Matrizen \mathbf{A} , \mathbf{B} und \mathbf{R} ergeben sich aus Gleichung (20) bis (22).

$$\mathbf{A} = \begin{bmatrix} \mathbf{0} & \mathbf{I} \\ -\mathbf{M}_M^{-1} \cdot \begin{bmatrix} \mathbf{K}_S & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} \end{bmatrix} & -\mathbf{M}_M^{-1} \cdot \begin{bmatrix} \mathbf{C}_S & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} \end{bmatrix} \end{bmatrix}_{2(n+k) \times 2(n+k)} \quad (20)$$

$$\mathbf{B} = \begin{bmatrix} \mathbf{0} & \mathbf{I} \\ -\mathbf{M}_M^{-1} \cdot \begin{bmatrix} \mathbf{I} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{I} \end{bmatrix} & -\mathbf{M}_M^{-1} \cdot \begin{bmatrix} \mathbf{I} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{I} \end{bmatrix} \end{bmatrix}_{2(n+k) \times 2(n+k)} \quad (21)$$

$$\mathbf{R} = \begin{bmatrix} \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{K}_D & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{C}_D \end{bmatrix}_{2(n+k) \times 2(n+k)} \quad (22)$$

4 Experimentelle Untersuchungen

4.1 Versuchsvorrichtung

Die Versuchsvorrichtung besteht aus einem Labormodell des Dämpfers, einem uniaxialen Schwingtisch sowie einer Pendelkonstruktion.

Das Labormodell besteht aus einem U-förmigen Plexiglas-tank mit den beweglichen Platten sowie Blenden (Bild 5). Der Tank ist 430 mm lang, 570 mm hoch und 130 mm breit. Die Querschnitte der Säulen sind 50 mm x 100 mm. Der Querschnitt des horizontalen Abschnitts ist 100 mm x 100 mm.

Die beweglichen Platten (① in Bild 5) bestehen aus zwei Segmenten, die mit einer elastisch dehnbaren Membran abgedichtet sind. Die Segmente werden am oberen Ende über Gewindestangen mit Aktoren verbunden (② in Bild 5). Die Aktoren sind in der Lage, die Platten symmetrisch im Bereich von $\beta = [45^\circ, 72^\circ]$ zu positionieren.

Das Labormodell verfügt im horizontalen Tankabschnitt über zwei rotierbare Blenden. Die Blenden sind über ein Zahnradsystem mit einem Aktor verbunden. Der Aktor ist in der Lage die Blenden vollständig zu öffnen ($\varphi = 90^\circ$) und zu schließen ($\varphi = 0^\circ$) (③ in Bild 5).

Die Pendelkonstruktion ermöglicht, das dynamische Verhalten des Dämpfers in dem für das Bauwesen relevanten Tieffrequenzbereich zu testen (Bild 6). Die Konstruktion besteht aus einer Pendelplattform sowie einem Rahmen.

Die Plattform ist über Seildrähte an dem Rahmen aufgehängt. Die Eigenfrequenz der Plattform kann bei Bedarf über die Seillänge variiert werden. Das Dämpfermodell kann dabei entweder direkt auf dem Schwingtisch oder auf der Pendelplattform getestet werden.

Die Pendelkonstruktion wird auf dem uniaxialen Schwingtisch kraftschlüssig angeschlossen. Der Schwingtisch kann im Frequenzbereich 0,1 Hz bis 50 Hz harmonische Schwingungen mit bis zu ± 80 mm Amplitude sowie Erdbebenzeitverläufe durchführen.

Die Bewegung der Dämpferflüssigkeit wird mit einem kapazitiven Sensor aufgezeichnet. Die Beschleunigungen des Pendels und des Schwingtisches werden mit einem MEMS-Beschleunigungsaufnehmer erfasst. Die Abtastfrequenz des Messsystems liegt bei 100 Hz. Der Schwingtisch, die Aktoren des Dämpfers sowie die Sensoren des Messsystems werden am Rechner über Matlab/Simulink gesteuert.

Die relevanten Parameter der Experimente sind in **Tabelle 1** zusammengestellt. f_D ist der Frequenzbereich des Labormodells, f_S die Pendelfrequenz, m_D die gesamte Flüssigkeitsmasse und m_S die Summe der schwingenden Pendelmasse und des Tanks. Die Eigenfrequenz des Rahmens liegt bei 9,20 Hz und befindet sich damit außerhalb des für die Untersuchungen relevanten Tieffrequenzbereichs. Das Dämpfungsmaß des Pendels liegt bei $D_S \approx 1,0\%$.

4.2 Eigenfrequenz

Um die Frequenzanpassung näher zu untersuchen und die Frequenzgleichung (Gleichung 7) zu validieren, wurden experimentelle Frequenzuntersuchungen durchgeführt. Vier Dämpferkonfigurationen mit unterschiedlichen Flüssigkeitsmengen wurden getestet: 4,69 l, 4,77 l, 4,83 l und 4,95 l. Dabei wurde das Dämpfermodell direkt auf dem Schwingtisch installiert und harmonisch mit unterschiedlichen Frequenzen im Bereich von 0,50 Hz bis 2,00 Hz ange-

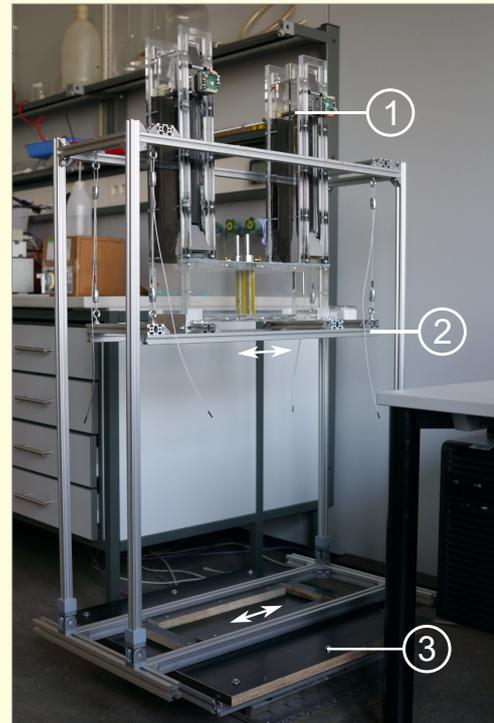


Bild 6. Pendelkonstruktion mit Dämpfermodell installiert auf einem Schwingtisch. ①: Dämpfermodell. ②: Pendelplattform gehängt an einem starren Rahmen, der in horizontaler Richtung durch Schwingtisch angeregt wird. ③: Uniaxialer Schwingtisch

Tabelle 1. Parameter der experimentellen Effizienzuntersuchungen

| β [°] | $f_D(\beta)$ [Hz] | f_S [Hz] | m_D [kg] | m_S [kg] |
|----------------|----------------------|---------------|---------------|---------------|
| 45 - 72 | 0,97 - 1,07 | 1,15 | 4,950 | 10,860 |

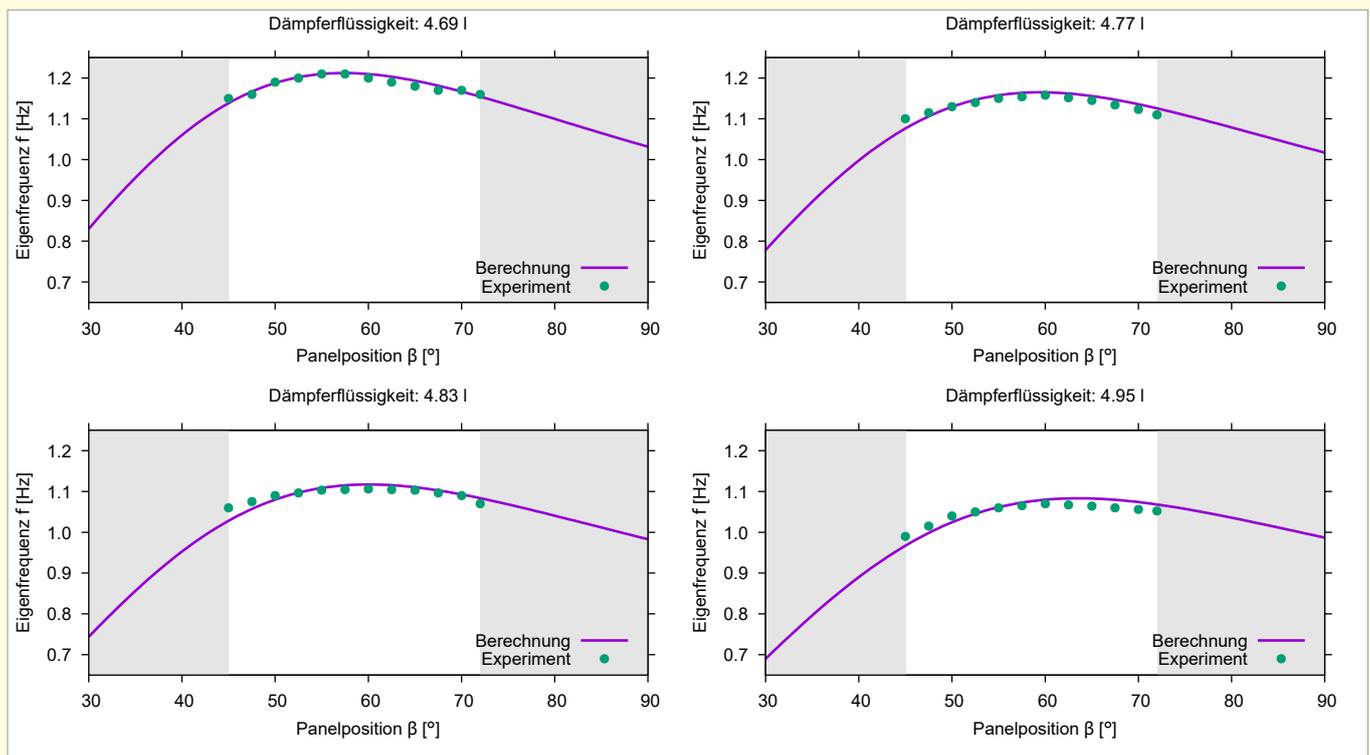


Bild 7. Ergebnisse der Validierungsuntersuchungen von Frequenzgleichung für die vier Dämpferkonfigurationen mit Flüssigkeitsvolumen: 4,69 l, 4,77 l, 4,83 l und 4,95 l. Die nicht-grauen Bereiche zeigen den Betriebsbereich der beweglichen Platten $\beta = [45^\circ, 72^\circ]$. Die Blendenposition ist $\varphi = 0^\circ$ (geschlossen).

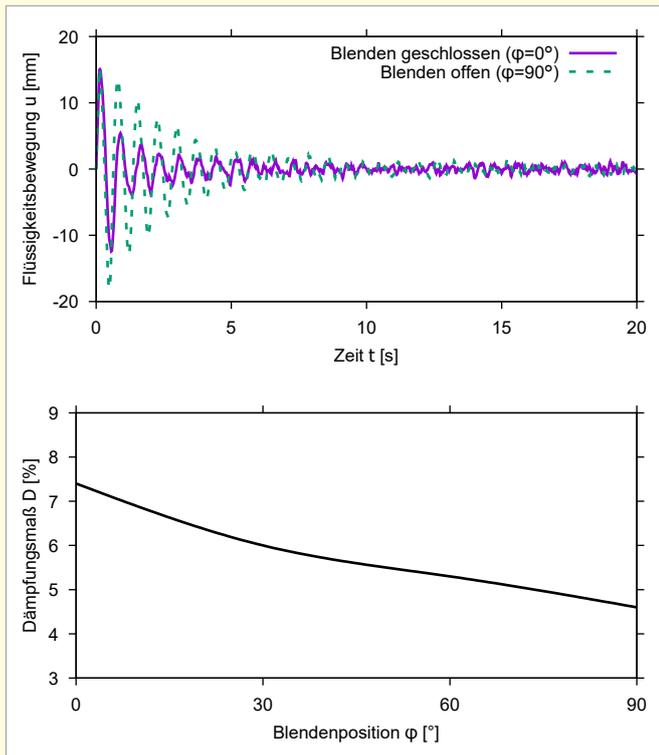


Bild 8. Oben: Zeitverlauf der Flüssigkeitsbewegung mit den Blendenpositionen $\varphi = 0^\circ$ und $\varphi = 90^\circ$. Unten: Änderung des Dämpfungsmaßes in Abhängigkeit von der Blendenposition. Die Plattenposition ist für die beiden Diagramme $\beta = 45^\circ$.

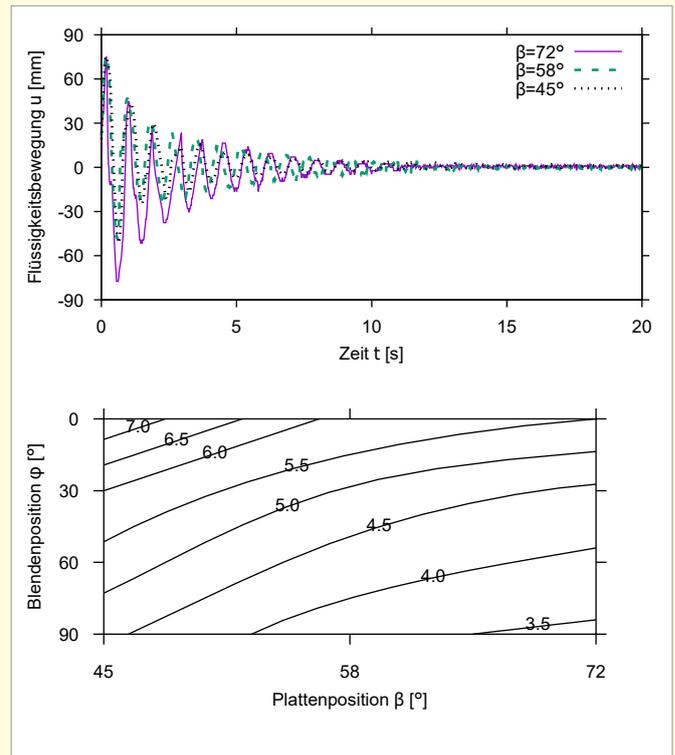


Bild 9. Oben: Zeitverlauf der Flüssigkeitsbewegung mit den Plattenpositionen $\beta = 45^\circ$, $\beta = 58^\circ$ und $\beta = 72^\circ$. Blendenposition ist $\varphi = 90^\circ$ (offen). Unten: Änderung des Dämpfungsmaßes [%] in Abhängigkeit von den Blenden- und Plattenpositionen.

regt. Die Frequenzschrittweite lag bei 0,10 Hz. Die Versuche wurden für verschiedene Plattenpositionen zwischen 45° und 72° wiederholt. Aus den maximalen Auslenkungen des Fluids wurden die Frequenzantwortkurven gezeichnet und die Eigenfrequenzen des Dämpfers ermittelt.

In Bild 7 sind die ermittelten Eigenfrequenzen für die vier untersuchten Dämpferkonfigurationen in Abhängigkeit von der Plattenposition dargestellt. Hier sind zudem die gemäß Gleichung 7 berechneten Eigenfrequenzen gezeigt. Die experimentellen Ergebnisse stimmen mit den berechneten Frequenzen überein und validieren damit die Frequenzgleichung. Des Weiteren wird gezeigt, dass durch eine Änderung der Plattenpositionen tatsächlich die Eigenfrequenz des Dämpfers angepasst werden kann.

4.3 Inhärente Dämpfungseffekte

In dieser Testreihe wurden Ausschwingversuche durchgeführt, um die Effekte der inhärenten Dämpfung zu untersuchen. Dabei wurde das Dämpfermodell direkt auf dem Schwingtisch installiert und mit 4,69 l Wasser befüllt. Der Schwingtisch wurde dann nach Erreichen einer bestimmten Geschwindigkeit plötzlich gestoppt. Aus der exponentiellen Abklingkurve der Flüssigkeitsauslenkung wurde das logarithmische Dekrement und daraus das Dämpfungsmaß ermittelt. Insgesamt wurden vier Blendenpositionen getestet: $\varphi = \{0^\circ, 30^\circ, 60^\circ, 90^\circ\}$.

Während der ersten Versuche wurde die Plattenposition zunächst bei $\beta = 45^\circ$ konstant gehalten. Die Geschwindigkeit des Schwingtisches wurde so gewählt, dass die Flüssigkeitsauslenkung im Dämpfer bei $u_{max} \approx 15$ mm bleibt. Die Ausschwingversuche wurden für die vier Blendenpositionen wiederholt. Aus der Ausschwingkurve wurde das Dämpfungsmaß ermittelt.

In Bild 8 sind die Ergebnisse dargestellt. Im oberen Diagramm sind die Zeitverläufe für die Blendenpositionen Offen ($\varphi = 90^\circ$) und Zu ($\varphi = 0^\circ$) gezeigt. Die maximale Flüssigkeitsauslenkungen sind hier $u = 14,97$ mm und $u = 15,24$ mm. Im unteren Diagramm sind die ermittelten Dämpfungsmaße in Abhängigkeit von den Blendenpositionen dargestellt. Die Dämpfungsmaße werden für die ersten fünf Zyklen durchgeführt. Dabei liegen die Dämpfungswerte zwischen 4,6 % und 7,4 %. Damit wird gezeigt, dass das Dämpfungsverhalten mithilfe der Blenden geregelt werden kann.

Um die nicht-linearen Effekte der Dämpfung zu untersuchen, wurde die Dämpferflüssigkeit um $u = 75,12$ mm ausgelenkt. Die Blenden- und Plattenpositionen blieben dabei konstant bei $\varphi = 90^\circ$ (offen) und $\beta = 45^\circ$. Das Dämpfungsmaß wurde aus der Auswertung verschiedener Amplitudenpaare ermittelt. Demnach wurde für die Amplitudenpaare 75,12 mm bis 9,64 mm ein Dämpfungsmaß von 6,5 % und für die Amplitudenpaare 15,12 mm bis 3,60 mm ein Dämpfungsmaß von 4,6 % ermittelt. Damit wurde gezeigt, dass das Dämpfungsverhalten sich tatsächlich amplitudenabhängig ändert.

In einer weiteren Testreihe wurden die Dämpfungseffekte der beweglichen Platten untersucht. Dabei wurden die Ausschwingversuche für die Plattenpositionen $\beta = \{45^\circ, 58^\circ, 72^\circ\}$ wiederholt.

Die Ergebnisse sind in Bild 9 zusammengestellt. Das obere Diagramm zeigt hier Ausschwingkurven für die drei Plattenpositionen. Das untere Diagramm zeigt die ermittelten Dämpfungsmaße in Abhängigkeit von sowohl Platten- als auch Blendenpositionen. Die Dämpfungsauswertungen werden einheitlich ab einer Flüssigkeitsauslenkung von $u_{max} \approx 15$ mm und für die danach kommenden ersten fünf

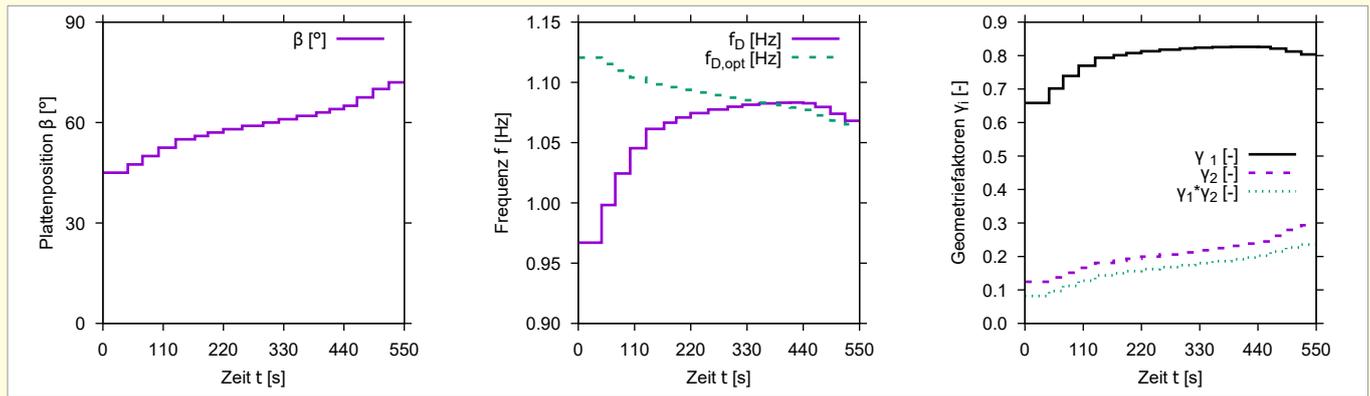


Bild 10. Links: Zeitverlauf der Plattenposition. Mitte: Zeitverläufe der Eigenfrequenz und der optimalen Eigenfrequenz. Rechts: Zeitverläufe der Geometriefaktoren.

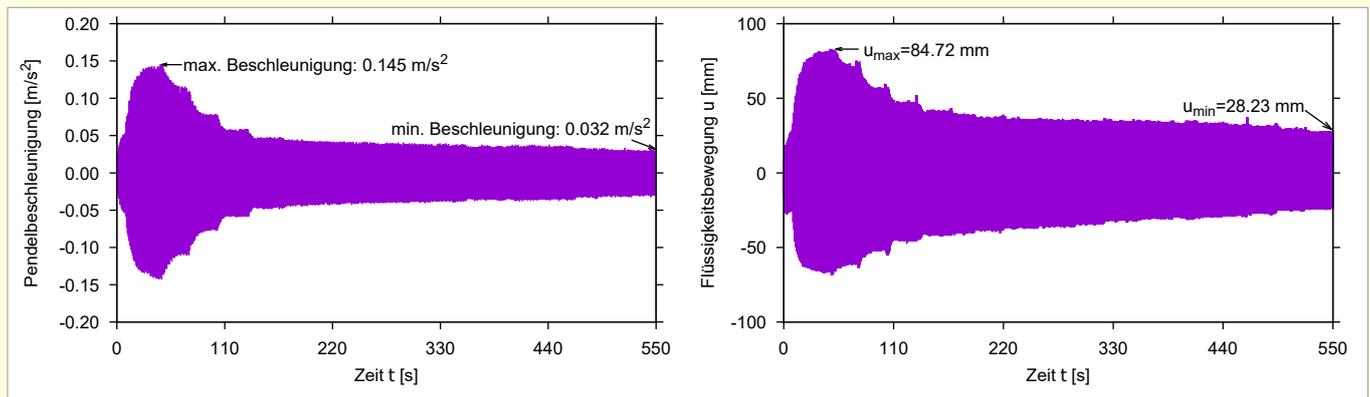


Bild 11. Links: Zeitverlauf der Pendelbeschleunigung während einer Resonanzanregung. Rechts: Zeitverlauf der Flüssigkeitsbewegung während der gleichen Anregung.

Zyklen durchgeführt. Demnach ändert sich das Dämpfungsverhalten auch geringfügig in Abhängigkeit von der Plattenposition. Mithilfe dieses Mappings können Regelalgorithmen entwickelt werden, die die optimalen Blenden- und Plattenpositionen ermitteln.

4.4 Einflüsse der Frequenzabstimmung auf die Dämpfungseffizienz

Im Vergleich zu den bisher entwickelten semi-aktiven Dämpfungssystemen wird erwartet, dass ein S-TLCD insbesondere durch seine optimale Frequenzeinstellung eine höhere Effizienz erreicht. Die optimale Eigenfrequenz des Dämpfers kann gemäß Den Hartog [12], [20] entsprechend den Gleichungen (25)-(26) berechnet werden. Dabei ist \bar{m}_D ein Massenanteil des Dämpfers, der an der Schwingungsreduktion aktiv teilnimmt. m_D ist die Gesamtmasse des Dämpfers und γ_1 sowie γ_2 sind Geometriefaktoren gemäß Gleichungen (8) und (9). \bar{m}_S ist die Summe der kinetisch äquivalenten Masse des Bauwerks und der passiven Masse des Dämpfers. Dementsprechend sind $\bar{\mu}$ und μ die Massenverhältnisse. Die optimale Eigenfrequenz hängt neben der Eigenfrequenz des Bauwerks f_S von dem Massenverhältnis $\bar{\mu}$ ab.

$$\bar{m}_D = m_D \gamma_1 \gamma_2 \tag{25}$$

$$\bar{\mu} = \frac{\bar{m}_D}{\bar{m}_S} = \frac{m_D \gamma_1 \gamma_2}{m_S + m_D (1 - \gamma_1 \gamma_2)} = \frac{\mu \gamma_1 \gamma_2}{1 + \mu (1 - \gamma_1 \gamma_2)} \tag{24}$$

$$\mu = \frac{m_D}{m_S} \tag{25}$$

$$f_{D,opt} = \frac{f_S}{1 + \bar{\mu}} \tag{26}$$

Um die Einflüsse der Frequenzabstimmung experimentell zu untersuchen, wurde das Dämpfermodell auf der Pendelplattform befestigt. Das Pendel wurde mithilfe des Schwingtisches in seiner Eigenfrequenz angeregt. Zu Beginn der Messung lag die Eigenfrequenz des Dämpfers weit weg von der optimalen Eigenfrequenz. Während des Versuchs wurde dann die Plattenposition schrittweise im Bereich von $\beta = [45^\circ, 72^\circ]$ geändert, sodass der Dämpfer der optimalen Eigenfrequenz immer näherkommt. Die Dämpferflüssigkeitsmenge lag dabei bei 4,95l. Um die Effekte der beweglichen Platten isoliert betrachten zu können, wird die Blendenposition bei $\varphi = 0^\circ$ (geschlossen) konstant gehalten.

In Bild 10 ist die Veränderung der Plattenposition über die Messdauer von 550s dargestellt. Im mittleren Diagramm sind des Weiteren die Eigenfrequenz des Dämpfers sowie die optimale Eigenfrequenz dargestellt. Da sich durch eine Änderung der Querschnittsfläche die effektiven Längen L_1 und L_2 ändern, werden dadurch die Geometriefaktoren γ_1 sowie γ_2 und damit verbunden auch die optimale Eigenfrequenz beeinflusst. Im rechten Diagramm ist daher die Änderung der Geometriefaktoren dargestellt.

In Bild 11 sind die Zeitverläufe der Pendelschwingung sowie der Flüssigkeitsauslenkung dargestellt. Hier ist zu erkennen, dass sich die Effizienz des Dämpfers mit einer näher zum optimalen Wert kommenden Eigenfrequenz erhöht. Demnach hat der Dämpfer bei einer Plattenposition von $\beta = 45^\circ$ eine Eigenfrequenz von 0,97Hz. Die optimale Eigenfrequenz ist hier 1,12Hz. Bei $\beta = 62^\circ$ erreicht der Dämpfer die optimale Eigenfrequenz und die Pendelbeschleunigung reduziert sich auf 0,037 m/s². Bei $\beta = 72^\circ$ reduziert sich die Beschleunigung geringfügig weiter auf

0,032 m/s². Diese sekundäre Reduktion ergibt sich durch eine weitere Steigerung des zweiten Geometriefaktors γ_2 , welche die Rückstellkraft des Dämpfers skaliert. Insgesamt erreicht der semi-aktive Flüssigkeitsdämpfer durch die Anpassung der Eigenfrequenz eine Effizienzsteigerung um über 77 %.

5 Fazit

In diesem Beitrag wird ein neuartiger semi-aktiver Flüssigkeitssäulendämpfer vorgestellt. Das Dämpfungssystem kann sowohl seine Dämpfungsparameter als auch die Eigenfrequenz autonom anpassen. Die nicht-lineare Bewegungsgleichung wird hergeleitet und eine Linearisierungs-

methode dargestellt. Dabei werden die physikalischen Hintergründe der Frequenzadaptation erläutert und eine Gleichung zur Berechnung der Eigenfrequenz wird hergeleitet. Aus der Bewegungsgleichung wird die Zustandsraumdarstellung für ein Bauwerk mit mehreren Freiheitsgraden und Dämpfern ermittelt. Des Weiteren werden in diesem Beitrag die Ergebnisse von experimentellen Untersuchungen, die an einem Labormodell des Dämpfers durchgeführt wurden, präsentiert. Dabei wird die mathematisch hergeleitete Frequenzgleichung experimentell validiert. Des Weiteren werden die inhärenten Dämpfungseffekte sowie die Einflüsse der Frequenzabstimmung auf die Effizienz des Schwingungsdämpfers untersucht.

Literatur

- [1] Kobori, T.; Takahashi, M.; Nasu, T. et al.: Seismic response controlled structure with active variable stiffness system. In: Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 22 (1993), Iss. 11, pp. 925–941.
- [2] Nagarajaiah, S.: Adaptive passive, semiactive, smart tuned mass dampers: Identification and control using empirical mode decomposition, Hilbert transform, and short-term Fourier transform. In: Structural Control and Health Monitoring, Vol. 16 (2009), Iss. 7–8, pp. 800–841.
- [3] Sun, C.; Nagarajaiah, S.: Study on semi-active tuned mass damper with variable damping and stiffness under seismic excitations. In: Structural Control and Health Monitoring, Vol. 21 (2014), Iss. 6, pp. 890–906.
- [4] Frahm, H.: Means for damping the rolling motion of ships. US-Patent 970368, 1909.
- [5] Sakai, F.; Takaeda, S.; Tamaki, T.: Damping device for tower-like structure. US-Patent 5070663, 1991.
- [6] Matsuo, M.: U-Shaped tank type dynamic vibration absorbing device. JP-Patent 09151986, 1986.
- [7] Yalla, S. K.; Kareem, A.: Semiactive tuned liquid column dampers: Experimental Study. In: Journal of Structural Engineering, Vol. 129 (2003), Iss. 7, pp. 960–971.
- [8] La, V. D.; Adam, C.: General on-off damping controller for semi-active tuned liquid column damper. In: Journal of Vibration and Control (2016), pp. 1077546316648080.
- [9] Nomichi, T.; Yoshida, H.: Vibration-proof structure in long span construction. JP-Patent 01239205, 1989.
- [10] Yoshimura, M.; Yamazaki, K.: Vibration damping device for vertical vibration. JP-Patent 10220522, 1998.
- [11] Kagawa, K.; Fujita, K.: Vibration isolation tank. JP-Patent 02278033, 1990.
- [12] Hochrainer, M. J.; Ziegler F.: Control of tall building vibrations by sealed tuned liquid column dampers. In: Structural Control and Health Monitoring, Vol. 13 (2006), Iss. 6, pp. 980–1002.
- [13] Mousavi, S. A.; Bargi, K.; Zahrai, S. M.: Optimum parameters of tuned liquid column-gas damper for mitigation of seismic-induced vibrations of offshore jacket platforms. In: Structural Control and Health Monitoring, Vol. 20 (2013), Iss. 3, pp. 422–444.
- [14] Reiterer, M.; Kluibenschedl, A.: Liquid damper for reducing vertical and/or horizontal vibrations in a building or machine structure. US-Patent 20100200348A1, 2010.
- [15] Reiterer, M.; Altay, O.; Wendner, R. et al.: Adaptive tuned liquid column dampers for structures, part II: Field tests. In: Stahlbau, Vol. 77 (2008), Iss. 3, pp. 205–212.
- [16] Yoshimura, M.; Fujita, K.; Teramura, A.: Hydrostatic anti-vibration system and adjusting method therefor. US-Patent 5542220A, 1996.
- [17] Ghosh, A.; Basu, B.: Seismic vibration control of short period structures using the liquid column damper. In: Engineering Structures, Vol. 26 (2004), Iss. 13, pp. 1905–1913.
- [18] Sonmez, E.; Nagarajaiah, S.; Sun, C.; Basu, B.: A study on semi-active tuned liquid column dampers (sTLCDs) for structural response reduction under random excitations. In: Journal of Sound and Vibration, Vol. 362 (2016), pp. 1–15.
- [19] Reiterer, M.; Ziegler, F.: Control of pedestrian-induced vibration of long-span bridges. In: Structural Control and Health Monitoring, Vol. 13 (2006), Iss. 6, pp. 1003–1027.
- [20] Hartog, J. P. D.: Mechanical Vibrations. McGraw-Hill Book Company, Inc., 1956.

16. D-A-CH-Tagung 2019 Erdbebeningenieurwesen & Baudynamik

26. und 27. September 2019, Universität Innsbruck – Aufruf zur Beitragseinreichung

Die Universität Innsbruck und die Österreichische Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik (OGE) laden herzlich zur D-A-CH-Tagung 2019 Erdbebeningenieurwesen & Baudynamik ein. Diese Veranstaltung ist die 16. Fortsetzung der erfolgreichen Serie von D-A-CH-Tagungen, die alle zwei Jahre abwechselnd von den Deutschen, Schweizer und Österreichischen Schwes-ternesellschaften für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik organisiert werden. Die Tagung findet diesmal am 26. und 27. September 2019 in den wunderschönen Barocksälen der Katholisch-Theologischen Fakultät der Universität Innsbruck direkt im Stadtzentrum von Innsbruck statt.

Themen:

- Erdbebensicherheit von Bestandsbauten
- Numerische Modellierung & Simulation
- Experimentelle Untersuchungen & Datenanalyse
- Verkehrsinduzierte Schwingungen
- Schwingungsreduktion
- Erfassung & Beurteilung dynamischer Belastungen
- Boden-Bauwerks Interaktion
- Bodendynamik
- Ingenieurseismologie
- Risikoanalysen & Risikomanagement
- Gesetzliche Vorgaben, Normen & Richtlinien

Die D-A-CH-Tagung richtet sich an in der Ingenieurpraxis und Wissenschaft tätigen Personen sowie Studierende aus dem Umfeld des Erdbebeningenieurwesens, der Seismologie sowie der Bau- und Bodendynamik. Interessierte kön-

nen vom 1. Oktober bis 15. Dezember Vorschläge für Beiträge beim Veranstalter einreichen. Damit besteht die Möglichkeit, im Rahmen eines Vortrags die neuesten Entwicklungen, Projekte und Erkenntnisse zu diesen Themengebieten vorzustellen und zu diskutieren. Es bietet sich die Gelegenheit eines intensiven interdisziplinären Austauschs zwischen Wissenschaft und Praxis, auch während der Abendveranstaltung am 26. September.

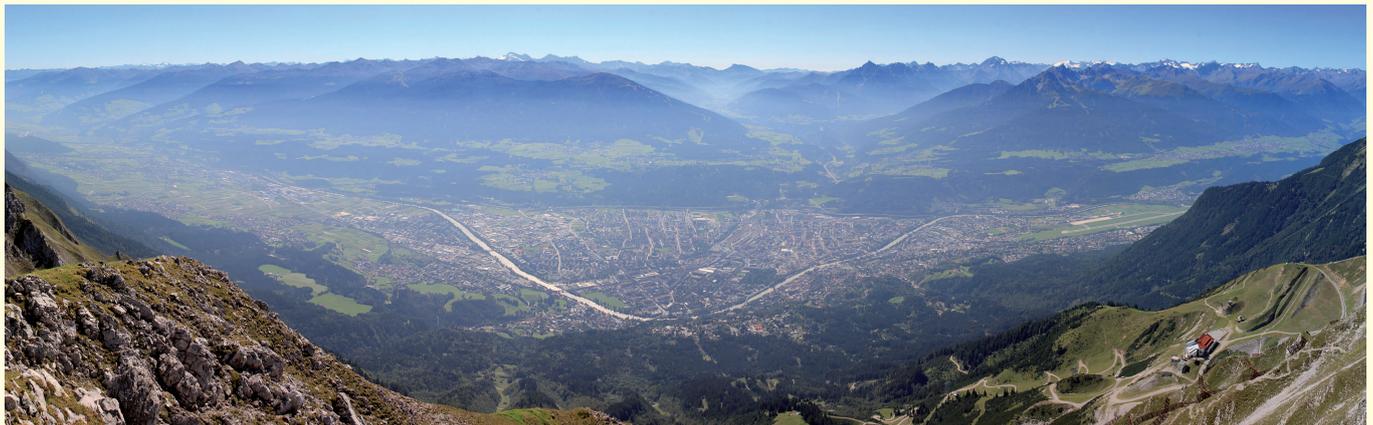
In Kürze wird die Webseite der Tagung aktualisiert (www.oge.or.at/files/d-a-ch2019.html) und Interessierte mit Informationen versorgen. Die Zeitschiene für die Beitragseinreichungen wurde wie folgt festgelegt:

- Abgabe der Kurzfassungen (200 bis 300 Wörter): 1. Oktober 2018 bis 15. Dezember 2018
- Benachrichtigung über Annahme der Beiträge: 15. Januar 2019
- Abgabe der Manuskripte: 15. Januar 2019 bis 31. März 2019
- Benachrichtigung über das Ergebnis der Begutachtung der Manuskripte: 06. Mai 2019
- Abgabe der endgültigen Manuskripte: 31. Mai 2019

Innsbruck bietet als Landeshauptstadt von Tirol eine alpin-urbane Mischung aus Berg und Tal, Natur und Stadt. Teilnehmer haben die Chance, am Rande der 16. D-A-CH-Tagung die kulturellen Sehenswürdigkeiten von Innsbruck zu besuchen und die einmalige Naturkulisse Tirols zu erleben.

www.oge.or.at/files/d-a-ch2019.html

Christoph Adam und Günther Achs (Tagungsleitung)



SGEB-Generalversammlung 2018 im Felslabor Mont Terri

Besichtigung des Felslabors Mont Terri

Die diesjährige SGEB-Generalversammlung fand am 21. August 2018 im Besucherzentrum des Felslabors Mont Terri des Bundesamts für Landestopografie (swisstopo) in St.-Ursanne im Kanton Jura statt. Das Felslabor Mont Terri selbst befindet sich in einer Opalinustonsschicht 300m unter der Erdoberfläche und ist durch den Sicherheitsstollen des vier Kilometer langen Mont-Terri-Autobahntunnels der Transjurane A 16 erschlossen. Der Opalinuston zeichnet sich unter anderem durch eine hohe Wasserdichtigkeit und Selbstabdichtungsfähigkeit aus und steht bei der Auswahl geeigneter Standorte für die geologische Tiefenlagerung von radioaktiven Abfällen im Vordergrund.

Nach Einführungsreferaten von David Jaeggi, swisstopo, und Heinz Sager, Nationale Genossenschaft für die Lagerung radioaktiver Abfälle (Nagra), ging es zuerst in Kleinbussen durch den Sicherheitsstollen zum unterirdischen Eingangsportal des Felslabors und anschließend zu Fuß durch das ausgedehnte Stollensystem vorbei an zahlreichen Forschungsversuchen in Felsnischen. Unter kundiger Führung wurden laufende Experimente besichtigt, darunter die Versuchsstollen zur Messung seismischer Aktivität und zur Tunnelsicherung im Opalinuston sowie das Modell eines Behälters mit verbrauchten Brennelementen (**Bild 1**).

Generalversammlung

Anschließend an die Besichtigung des Felslabors fand die SGEB-Generalversammlung statt, an der als wichtigstes Traktandum der Vorstand erneuert wurde. Nach 14 Jahren als Präsident der SGEB wurde Dr. sc. techn. Thomas Wenk durch das bisherige Vorstandsmitglied Angelo Berweger, MSc ETH Bau-Ing., Aschwanden & Partner Ingenieure & Planer in Rüti ZH, abgelöst. Da sich auch Dr. sc. techn. Kerstin Lang nach dreizehnjähriger erfolgreicher Tätigkeit im Vorstand zurückzieht, waren zwei Vorstandsmitglieder zu ersetzen. Neu in den SGEB-Vorstand gewählt wurden Pia Hannewald, dr ès sc., Résonance Ingénieurs-Conseils SA, Carouge GE, und Dr. sc. techn. ETH Oliver Kübler, Swiss Re Management Ltd., Zürich. Die bisherigen Vorstandsmitglieder Prof. Dr. Katrin Beyer, Blaise Duvernay, Dr. Daniel Gsell, Prof. Dr. Donat Fäh, Ehrfried Kölz, Eric Lattion, Dr. Tadeusz Szczesiak wurden für weitere zwei Jahre bestätigt.

SGEB-Reisestipendium

Die Schweizer Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik (SGEB) stiftet zur Förderung der Teilnahme an der nächsten D-A-CH-Tagung am 26. und 27. September 2019 in Innsbruck ein Reisestipendium als Auszeichnung einer Studentin oder eines Studenten im Doktorats- oder Masterstudium im Fachgebiet Baudynamik und Erdbebeningenieurwesen an einer Schweizer Hochschule. Das SGEB-Reisestipendium im Betrage von 500 Schweizer Fran-

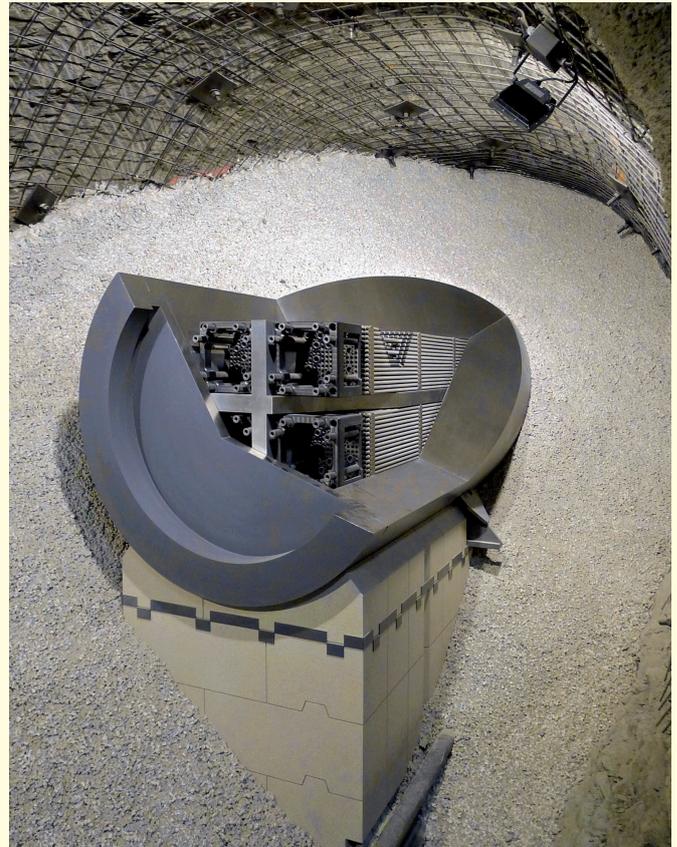


Bild 1. Modell im Maßstab 1:1 der Einlagerung eines Behälters mit verbrauchten Brennelementen, wie es in einem zukünftigen geologischen Tiefenlager für radioaktive Abfälle vorgesehen ist.

Ferner wurden die beiden Rechnungsrevisoren Oliver Gassner (bisher) und Christoph Berger, Emch+Berger AG, Bern, (neu) gewählt. Letzterer ersetzt den bisherigen Rechnungsrevisor Oliver Kübler, der in den Vorstand aufgerückt ist. Zum Abschluss der Generalversammlung kündigte der neue SGEB-Präsident zur allgemeinen Überraschung eine Ansprache von Prof. Dr. sc. techn. Dr. h.c. Hugo Bachmann an, die in einem separaten Beitrag wiedergegeben ist.

Thomas Wenk

ken wird zusammen mit einer Ehrenurkunde verliehen. Als Voraussetzung muss die Empfängerin oder der Empfänger des SGEB-Reisestipendiums einen Fachbeitrag eingereicht haben, der von der D-A-CH-Tagung akzeptiert worden ist. Weitere Information dazu finden sich im Reglement des SGEB-Reisestipendiums: www.sgeb.ch/mitgliedschaft.

Thomas Wenk

Thomas Wenk geehrt

An der Generalversammlung der Schweizer Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik (SGEB) vom 21. August 2018 in St. Ursanne ist Dr. Thomas Wenk nach 14-jähriger, höchst erfolgreicher Tätigkeit als Präsident zurückgetreten. Für seine großen Verdienste wurde er zum Ehrenmitglied der SGEB ernannt. Die von Prof. Hugo Bachmann gehaltene Laudatio wird hier im Wortlaut wiedergegeben.

Herr Präsident, liebe Kolleginnen und Kollegen, lieber Thomas

Ich habe die Ehre und die große Freude, Thomas Wenk ein wenig zu würdigen für seine großen Verdienste für die SGEB und für das Erdbebeningenieurwesen in der Schweiz und in Europa. Ja, tatsächlich nur ein wenig, es kann nur ein wenig sein, ich kann nur Weniges von dem berichten, was Thomas in den letzten etwa 20 Jahren alles geleistet und erreicht hat. Der neue Präsident, Angelo Berweger, hat sich von mir einen kleinen Vortrag gewünscht.

Zuerst mal das: Wie ist Thomas Wenk zur Baudynamik und zum Erdbebeningenieurwesen gekommen? Es hat sozusagen angefangen mit Aluminium, mit dem Baustoff Aluminium, und das ging so: Thomas hat an der EPFL studiert, der ETH Lausanne, und er hat anschließend an der Lehigh University in Bethlehem, Pennsylvania, USA, ein Masterdiplom erworben. Anschließend hat er in Basel im Ingenieurbüro der Gebrüder Schmidt im Brückenbau gearbeitet. Dann ging er nach Zürich zur Alusuisse, also zum Aluminium. Dort packte ihn erstmals das Dynamikfieber, als es galt, die starken Schwingungen von Eisenbahnwagen aus Aluminium zu untersuchen und zu reduzieren. Schwingende Eisenbahnwagen waren aber doch ein spezielles und eher enges Gebiet, aber die Dynamik ließ ihn nicht mehr los. So bewarb sich Thomas Wenk 1987 für die Stelle eines wissenschaftlichen Mitarbeiters für Baudynamik und Erdbebeningenieurwesen an meinem Lehrstuhl an der ETH. Das war der Beginn einer sehr intensiven und erfolgreichen Zusammenarbeit mit Thomas in der Forschung und in der Lehre, die auch zum Doktorat führte. Diese sehr fruchtbare Zusammenarbeit dauerte bis im Jahr 2000, also 13 Jahre lang, bis zu meiner Emeritierung. Dabei hat sich Thomas immer voll engagiert und mit viel Herzblut eingesetzt. Das war bei unseren Arbeiten im Rahmen von Forschungsprojekten, bei statischen und dynamischen Großversuchen im Labor, bei Computermodellierungen, im Unterricht in Vorlesungen und Übungen und bei der Betreuung von Semester- und Diplomarbeiten, bei Fortbildungskursen für Ingenieure in der Praxis und, und, und – bei vielen anderen Unternehmungen und Veranstaltungen. Thomas hat sich dabei als ein hervorragender, ausgezeichnete Allrounder erwiesen.

Thomas Wenk und die SGEB: Sozusagen den endgültigen Einstand zu wichtigen Funktionen in der SGEB hat Thomas 1997 gegeben, bei der Erarbeitung des grundlegenden Dokumentes mit dem Titel „Handlungsbedarf von Behörden, Hochschulen, Industrie und Privaten zur Erdbebensicherung der Bauwerke in der Schweiz“, kurz „Handlungsbedarf“ genannt. Im Vorstand der SGEB unternahm wir während mehr als einem Jahr eine Riesenanstrengung, eine Parforceleistung. Der Vorstand wirkte als Arbeitsgruppe, die sich alle paar Wochen traf und mit größtmöglichem Einsatz den „Handlungsbedarf“ vorantrieb. Thomas Wenk war

damals Oberassistent und Lehrbeauftragter in unserem Team an der ETH, und ich bat ihn, sozusagen als Verstärkung des Vorstandes, am Handlungsbedarf mitzuwirken und auch an allen der vielen Sitzungen teilzunehmen. Er tat dies mit großem Elan, und er sorgte auch für viele treffliche Bilder. Die meisten dieser Bilder, viele waren themenspezifische Schadensbilder, hatte er auf Erkundungsmissionen nach Erdbeben und in unserem Labor an der ETH aufgenommen – Thomas ist immer ein ausgezeichnete Fotograf gewesen. Die 1998 publizierte Dokumentation „Handlungsbedarf“ ist dann – auch dank der vielen guten Bilder von Thomas – zu einem regelrechten „Aufrüttler“ geworden. Der Handlungsbedarf war ein politisches Dokument, das Vieles in Bewegung brachte, vor allem bei den Bundesbehörden und auch bei kantonalen und städtischen Behörden. Unter anderem war die Gründung der Koordinationsstelle des Bundes im Bundesamt für Umwelt (BAFU) eine Folge dieser Publikation „Handlungsbedarf“.

Stichwort Erkundungsmissionen: Die SGEB hat immer wieder Erkundungsteams geschickt nach schweren Erdbeben in das betreffende Schadensgebiet. Die Teams bestanden meist aus etwa drei bis sechs Teilnehmern, Erdbebeningenieuren und Seismologen. Von 1995 bis 2012 wurden die meisten Missionen der SGEB von Thomas Wenk geleitet, so nach Kobe, Japan 1995, nach Assisi, Italien 1997, nach Adana-Ceyhan, Türkei 1998, nach Centro-Sur, Chile 2010, und nach Emilia-Romagna, Italien 2012. Man kann nur erahnen, was es jeweils alles brauchte, und was alles nötig war, um eine solche Erkundungsmission innert weniger Tage auf die Beine zu stellen und erfolgreich durchzuführen. Thomas hat diese Missionen immer mit großer Umsicht und sehr souverän organisiert und geleitet.

Ein weiteres Gebiet, um das sich Thomas Wenk große Verdienste erworben hat, ist das schweizerische und auch das europäische Normenwesen in den letzten zwei Jahrzehnten. 1989 erschienen die ersten modernen Erdbebenbestimmungen der Schweiz in der damaligen Norm SIA 160 „Einwirkungen auf Tragwerke“. Etwa gleichzeitig gab es erste Bestrebungen für eine Koordination der Normen unter den Ländern mit mäßiger Seismizität und für die Erarbeitung einer europäischen Norm im Sinne des späteren Eurocode 8. Die Ausarbeitung dieser schweizerischen Erdbebennormen hatte ich während fast zehn Jahren geleitet und sie gegen große Widerstände erkämpft und vertreten, und ich wollte nun jüngeren Kräften Platz machen. So habe ich Thomas gebeten, als Vertreter der Schweiz bei der Erarbeitung des Eurocode 8 mitzuwirken. Das hat er dann mit großem Erfolg getan. Vor allem hat er darauf hingewirkt, dass praxistaugliche und möglichst kurz gefasste Bestimmungen entstanden. So konnte er in den Eurocode 8 das Konzept des nicht-duktilen Tragwerksverhaltens mit konventioneller Bemessung einbringen. Das war ein großer Fortschritt.

Thomas Wenk hat auch in der Schweiz im Normenwesen Entscheidendes bewegt und mitgestaltet, so zum Beispiel – bei den Swisscodes 2003 hat er es fertig gebracht, dass die Erdbebenbestimmungen voll integriert wurden in die bauweisespezifischen Normen SIA 260–267, also in die Normen für Betonbau, für Stahlbau, für Mauerwerksbau, für Holzbau usw., das war ein großer Erfolg!

- er sorgte für die Anpassung der schweizerischen Erdbebenbestimmungen an den Eurocode 8,
- und bekanntlich leitete Thomas auch die Erarbeitung der Norm SIA 269/8 „Erhaltung von Tragwerken – Erdbeben“, die kürzlich erschienen ist, als Fortsetzung und Ersatz des Merkblatts SIA 2018.

Aber nun nochmals zurück zur SGEB. Thomas Wenk ist seit dem 25. März 2004 bis heute Präsident der SGEB gewesen. Das sind also 14 Jahre, 14 Jahre lang hat er uns allen gedient. Er hat in dieser Zeit 58 Vorstandssitzungen geleitet! Vieles ist in dieser Zeit geschehen. Bereits am Anfang, nach seinem Amtsantritt, nahm er tatkräftig das Heft in die Hand. Er reorganisierte den Vorstand und führte verschiedene Neuerungen ein. Vor allem begründete er Arbeitsgruppen mit spezifischen Aufgaben. Bereits 2004 gab es die folgenden Arbeitsgruppen:

- Aufsicht Erkundungsmissionen
- Baudynamik / Schwingungsprobleme
- Öffentlichkeitsarbeit
- Weiterbildung
- Actions pour les membres romands
- Europäische Erdbebenkonferenz in Genf 2006

Den Arbeitsgruppen konnten auch Nicht-Vorstandsmitglieder, also sozusagen „normale“ Mitglieder der SGEB, angehören. So konnten auch altgediente und inzwischen pensionierte Kräfte, ich sage mal, „reanimiert“ oder „reaktiviert“ werden. Mit diesem schönen Trick holte Thomas auch mich zurück, und ich war dann wieder – wie früher schon – verantwortlich für die Öffentlichkeitsarbeit.

Ich komme jetzt noch zu einem weiteren Bereich, das ist das Tagungswesen: Unter der Leitung von Thomas Wenk hat die SGEB in den 14 Jahren von 2004 bis 2018 etwa 50 (!) Tagungen organisiert und durchgeführt. Ich kann sie nicht alle aufzählen. Ich möchte nur erwähnen:

- die internationalen, zweitägigen D-A-CH-Tagungen Deutschland-Österreich-Schweiz in den Jahren 2009 und 2015,
- zahlreiche Tagungen zur Einführung neuer Erdbeben-normen, vom Merkblatt SIA 2018 bis zu den Swisscodes SIA 260–267 und deren Revisionen,
- spezielle Tagungen zur Erdbebensicherheit von bauweisespezifischen Gebäuden, so Tagungen zu Mauerwerks-

bauten, Stahlbauten, Holzbauten, chemischen Anlagen usw.

- Und last but not least, nicht zu vergessen sind die hervorragenden und noch laufenden Basler Erdbebenkurse zum seismischen Verhalten von Naturstein-Mauerwerksbauten.

Es ist jeweils eine Riesenarbeit, solche Tagungen für meist 100 bis 200 Teilnehmer auf die Beine zu stellen und durchzuführen. Bis alle Vortragsthemen und die Referenten bestimmt sind, bis die Räumlichkeiten gefunden und reserviert sind, das Rechnungswesen funktioniert, der Tagungsband zusammengestellt und gedruckt ist usw. usw. – alles in allem eben eine Riesenarbeit. Diese hat Thomas für viele Tagungen der SGEB immer wieder geleistet – mit großer Sachkompetenz und mit großer Sorgfalt – und deshalb auch immer sehr erfolgreich.

Ein Indikator für das hervorragende Wirken von Thomas Wenk als Präsident der SGEB ist auch die Entwicklung der Mitgliederzahlen. Im Jahr 2004 zählte die SGEB ziemlich genau 300 Mitglieder, Einzel- und Kollektivmitglieder – also Firmen – zusammen. Heute sind es rund 500 Mitglieder, also ein Zuwachs um 200 Mitglieder. Es hat sich eben herumgesprochen, dass die SGEB für ihre Mitglieder ausgezeichnete Leistungen erbringt, und so sind immer mehr Einzelpersonen und Firmen beigetreten. Mit 500 Mitgliedern ist die SGEB zu einer der größten Fachgesellschaften des Schweizerischen Ingenieur- und Architektenvereins (SIA) geworden.

Wie gesagt, es ließe sich noch Vieles mehr aufzählen, aber mein kleiner Vortrag ist jetzt zu Ende, ich komme zum Schluss:

Lieber Thomas, im Namen der ganzen schweizerischen „Erdbebengemeinde“, und damit im Namen aller Mitglieder der SGEB, danke ich Dir ganz herzlich für Deinen jahrelangen, sehr kompetenten und sehr erfolgreichen Einsatz für die Erdbebensicherheit der Bauwerke in der Schweiz und in Europa. Durch Dein hervorragendes Wirken hast Du entscheidende Beiträge geleistet. Ohne Dein Wirken wären wir längst nicht so weit wie wir heute sind.

Ganz herzlichen Dank!

Prof. Dr. sc. techn. Dr. h.c. Hugo Bachmann

16. Europäische Konferenz für Erdbebeningenieurwesen

Vom 18. bis zum 21. Juni 2018 fand in Thessaloniki die 16. Europäische Konferenz für Erdbebeningenieurwesen (ECEE) statt. Die von den griechischen Kollegen mit viel Engagement organisierte Veranstaltung war ein großer Erfolg. Die über 1 500 Teilnehmerinnen und Teilnehmer konnten sich an den vier Vortragstagen umfangreich über ein breites thematisches Spektrum austauschen. Das Programm umfasste ungefähr 1 500 Beiträge, von denen 900 in Vorträgen und 400 mit Postern vorgestellt wurden. Auch viele Beiträge von Kolleginnen und Kollegen aus Deutschland, Österreich und der Schweiz sind auf starke Resonanz bei den Anwesenden der Konferenz gestoßen. Neben den vielfältigen Themen zu einzelnen Fachaspekten weckte vor allem der Austausch zu den aktuellen Entwicklungen des EURO-CODE 8 das Interesse der Teilnehmer.

Am Ende der Konferenz konnten die Veranstalter eine sehr positive Bilanz ziehen. Die hohe Teilnehmerzahl hat die ursprünglichen Erwartungen übertroffen. Etwas mehr Engagement hatten sich die Organisatoren von der Bauindustrie erhofft. Bei der Vorbereitung der nächsten Europäischen Konferenz für Erdbebeningenieurwesen sollte versucht werden, verstärkt Kolleginnen und Kollegen aus Bauunternehmen und Ingenieurbüros für diese Veranstaltung zu interessieren. Die nächste Konferenz, die gemeinsam von Ingenieuren und Seismologen organisiert wird, findet 2022 in Bukarest statt. Die abschließende Entscheidung darüber wird Anfang September auf der Generalversammlung der Europäischen Seismologischen Kommission (ESC) fallen. Im Zusammenhang mit der ECEE fand am Abend des 19. Juni 2018 die Mitgliederversammlung der Europäischen Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen (EAEE) statt. Nach den Berichten des Leitungsgremiums erfolgte die Wahl der neuen Vorstandsmitglieder sowie der Rechnungsprüfer als der bedeutendste Tagungsordnungspunkt der Versammlung. Aus der Wahl sind Kyriazis Pitilakis aus



Bild 1. Fachlicher Austausch am Rande der 16. ECEE in Thessaloniki

Griechenland als neuer Präsident und Atila Ansal aus der Türkei als neuer Vize-Präsident hervorgegangen. Im Amt des Generalsekretärs wurde Andreas Kappos aus Großbritannien bestätigt. Darüber hinaus wurden in den Vorstand der EAEE Alain Pecker aus Frankreich, Rita Bento aus Portugal, Christoph Butenweg aus Deutschland, Mauro Dolce aus Italien sowie Katrin Beyer aus der Schweiz gewählt. Die Mitgliederversammlung hat weiterhin dem Vorschlag, Rainer Flesch aus Österreich und Emil Sever Georgescu aus Rumänien als Rechnungsprüfer für den Zeitraum 2018 bis 2022 einzusetzen, zugestimmt. Allen Kolleginnen und Kollegen, die in der neuen Amtszeit in den Gremien der EAEE ehrenamtlich tätig sein werden, wünschen die Vorstände der DGEB, der OGE und der SGEB viel Erfolg und alles Gute.

Volkmar Zabel, Christoph Adam und Thomas Wenk

DGEB-Förderpreis – Master/Diplom 2018

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 Master- und Diplomarbeiten, die in den Jahren 2017 und 2018 abgeschlossen wurden, sind bis zum **31. Januar 2019** mit Kurzlebenslauf, einem Exemplar der Arbeit und einem Empfehlungsschreiben in elektronischer Form (alle Dokumente im PDF-Format) an den Vorstand der DGEB zu richten (kontakt@dgeb.org).

DGEB-Förderpreis – Promotion 2018

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 Dissertationen, die in den Jahren 2017 und 2018 abgeschlossen wurden, sind bis zum **31. Januar 2019** mit Kurzlebenslauf, einem Exemplar der Arbeit und einem Empfehlungsschreiben in elektronischer Form (alle Dokumente im PDF-Format) an den Vorstand der DGEB zu richten (kontakt@dgeb.org).