D–A–CH – Mitteilungsblatt – 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

ISSN 1434–6591

Inhalt

S1 EDITORIAL

AUFSÄTZE

S2 Nicht-lineare Untersuchungen zur dynamischen Boden-Bauwerk-Interaktion, *A. Feldbusch, H. Sadegh-Azar*

S8 Überprüfung bezüglich Erdbeben von Holzbalkendecken in Bestandesbauten, *T. Wenk, R. Brunner, J. Pacheco de Almeida, K. Beyer*

S14 Stabilitätsbewertung eines Schornsteins aus Mauerwerk durch Schwingungsmessungen, *F. Telch, G. Lacidogna, O. Rösch*

S22 MELDUNGEN

Liebe Leserinnen,
liebe Leser,

am 26./27. September 2019 haben sich die Fachkolleginnen und Fachkollegen aus der Schweiz, Österreich und Deutschland zur 16. D-A-CH-Tagung Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik in Innsbruck getroffen. In dieser Ausgabe des D-A-CH-Mitteilungsblattes ist ein kurzer Bericht zu dieser Tagung gegeben.

Ebenfalls im letzten Jahr fand das erste gemeinsame D-A-CH-Doktorandenkolloquium an der Bauhaus-Universität Weimar statt. Neben dem persönlichen Austausch und vielen interessanten Vorträgen der Doktoranden, war als besonderer Vortragsgast Prof. Kausel vom MIT geladen. Die Ausgabe des Mitteilungsblattes enthält eine kleine Rückschau zu dieser neu etablierten Veranstaltung.

Die Palette der fachlichen Themen auf der Tagung und dem Doktorandenkolloquium reichten von experimentellen und numerischen Methoden zu Themen der Baudynamik, dem Erschütterungsschutz und dem Erdbebeningenieurwesen. Auch in dieser Ausgabe der D-A-CH-Mitteilungsblätter widmen sich spezielle Arbeiten diesen Fachthemen. Eine Publikation widmet sich der Überprüfung von Holzbalkendecken auf Erdbebenlasten. Speziell ältere Bestandsbauten weisen sehr oft Holzbalkendecken auf, wobei diese oft ungenügend in den Wänden gesichert sind. Der Beitrag zeigt eine Methodik zur Überprüfung dieser Decken im praktischen Alltag auf. In einem weiteren Aufsatz wird eine Stabilitätsbeurteilung eines Schornsteins aus Schwingungsmessungen vorgestellt.

Die Boden-Bauwerk-Interaktion beeinflusst die dynamische Antwort einer Baustruktur während eines Erdbebens maßgeblich. Im Beitrag zur nicht-linearen Untersuchungen zur dynamischen Boden-Bauwerk-Interaktion werden unterschiedliche Methoden hinsichtlich numerischen Aufwands von gekoppelten Simulationen zur nicht-linearen Analyse von Boden und Bauwerk untersucht. Als numerische Lösung wird die ‚Perfectly Matched Layer' Methodik, vereinfachten Ansätzen durch frequenzabhängige Impedanzfunktionen gegenübergestellt.

Wenn Sie zur Diskussion der Fachaufsätze in dieser oder früheren Ausgaben beitragen möchten, so sind Sie herzlich dazu eingeladen. Ebenso sind Sie herzlich eingeladen, mit einem eigenen Aufsatz aus dem Gebiet des Erdbebeningenieurwesens und Baudynamik den Focus auf eine spezielle Thematik zu lenken. Bitte wenden Sie sich hierzu direkt an die Herausgeber. Entsprechende Informationen über die drei Gesellschaften und deren Kontaktdaten finden Sie auf den Internetseiten:
www.dgeb.org
www.oge.or.at
www.sgeb.ch

Eine anregende Lektüre wünschen Ihnen

Frank Wuttke,
Günther Achs und
Angelo Berweger.

Frank Wuttke
(Vorsitzender DGEB)
Abb.: Christian-Albrechts-Universität zu Kiel

Günther Achs
(Generalsekretär OGE)
Abb: FCP

Angelo Berweger
(Präsident SGEB)
Abb: Privat

Nicht-lineare Untersuchungen zur dynamischen Boden-Bauwerk-Interaktion

A. Feldbusch, H. Sadegh-Azar

ZUSAMMENFASSUNG Die Boden-Bauwerk-Interaktion (BBI) hat einen wesentlichen Einfluss auf das Gesamtverhalten vieler dynamisch belasteter Strukturen und ihre Berücksichtigung in der numerischen Analyse stellt nach wie vor eine große Herausforderung dar. Selbst mit modernster Rechenleistung und ausgeklügelten Softwarelösungen ist die Simulation der Interaktion insbesondere für nicht-lineare Untersuchungen immer noch sehr zeitaufwendig, komplex und anspruchsvoll. Die Berücksichtigung dieser Interaktion ist für Berechnungen von einigen strukturdynamischen Analysen von entscheidender Bedeutung.
In diesem Beitrag werden Untersuchungen zum Einfluss der dynamischen BBI bei linearen und nicht-linearen Berechnungen am Beispiel von induzierten Schwingungen infolge einer hohen Stoßbelastung (Flugzeugaufprall) unter Verwendung von elastischen und elastoplastischen Materialmodellen vorgestellt. Der Boden wird in einem einfachen Ansatz mittels frequenzunabhängigen Impedanzen (statische Federelemente) und in einem präziseren Ansatz durch Modellierung als elastisches Medium und unter Verwendung von absorbierenden PML-Elementen („Perfectly Matched Layers“) berücksichtigt. Diese Elemente ermöglichen eine reflektionsfreie Erfassung der Energieabstrahlung im Boden. Dabei muss lediglich ein kleiner Bodenbereich mitmodelliert werden. Hierdurch ergibt sich ein enormes Einsparungspotenzial des numerischen Aufwands, das komplexe elastoplastische Berechnungen im Zeitbereich unter vertretbarem Zeitaufwand ermöglicht.

1 Einleitung

Bauwerke, die für die Gesellschaft einen bedeutenden Stellenwert einnehmen, wie zum Beispiel kritische Infrastruktur, militärische Einrichtungen, Botschaften sowie Kraftwerke, erfordern besondere Berücksichtigung bei der Konzeption und Auslegung und müssen sehr hohen Sicherheitsstandards genügen. Sie müssen starken Erdbeben, Waffenbeschuss, Aufprall von Flugzeugen sowie Explosionen standhalten können. Baustrukturen, die derart hohen dynamischen Belastungen ausgesetzt sind, verursachen Schwingungen im Boden, die sich in Form von Scher- und Druckwellen sowie deren Kombinationen (z. B. Rayleighwellen) ausbreiten (**Bild 1**).

Diese Wellen verändern ihrerseits das dynamische Verhalten der belasteten Bauwerke. Dieses Phänomen wird als dynamische Boden-Bauwerk-Interaktion bezeichnet und kann auf zur Sicherheitsbewertung relevante Faktoren erheblichen Einfluss nehmen ([2], [3]). Insbesondere bei der Analyse von hochdynamischen Belastungen (z. B. Erdbeben, Explosionen oder Flugzeuganprall) bei steifen Strukturen mit großer Masse auf weichem Boden (d. h. mit Scherwellengeschwindigkeiten von weniger als 700 m/s, [4]) ist der Einfluss der dynamischen BBI nicht zu vernachlässigen. Für die Auslegung sicherheitsrelevanter Anlagenteile (mechanische oder elektrotechnische Systeme) und die Beurteilung ihrer Gefährdung sind Gebäudeantwortspektren (Etagenantwortspektren) oder Zeitverlaufsanalysen von induzierten Schwingungen erforderlich [3].

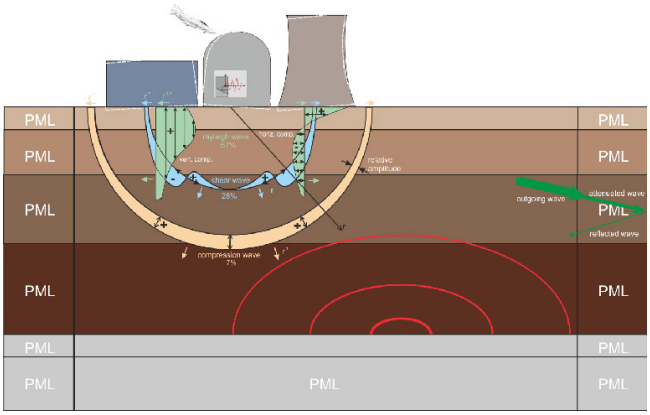


Bild 1. Prinzipdarstellung der Boden-Bauwerk-Interaktion *Abb.: A. Feldbusch*

Der Stand der Technik zur Berücksichtigung von BBI in der dynamischen Analyse für solche dynamischen Analysen ist nach wie vor SASSI [5], ein 1981 an der University of California, Berkeley, entwickeltes Programm, das inzwischen in zahlreiche Varianten weiterentwickelt wurde. Es gilt als Industriestandard und basiert auf der Thin-Layer-Methode (TLM), die im Frequenzbereich operiert ([2], [3]). Bei kleinen Verformungen im linear-elastischen Bereich sind die Berechnungen relativ präzise. Für große Verformungen ist diese Methode jedoch nur mit Einschränkungen einsetzbar. Bei Analysen, welche die Schädigung von Bauwerken (d. h. plastische nicht-lineare Effekte), wie sie beispielsweise bei einem starken Erdbeben oder Flugzeuganprall auftreten, berücksichtigen, ist das Verfahren relativ ungenau. Hierfür sind direkte transiente Zeitbereichsmethoden erforderlich, die Boden und Struktur in einem Finite-Elemente-Modell erfassen und analysieren. Der Schwerpunkt des Beitrages liegt auf der Berücksichtigung der Boden-Bauwerk-Interaktion bei der Untersuchung von hochdynamischen Belastungen, in der nicht-lineare Effekte eine wesentliche Rolle spielen. Daher wird hier der Fokus auf die beschriebene Zeitbereichsmethode gelegt.

2 Berücksichtigung der Boden-Bauwerk-Interaktion in Finite-Elemente-Berechnungen mithilfe von PML-Elementen

Bei der Berücksichtigung des Bodens in Finite-Elemente Berechnungen ergibt sich ein relativ komplexes Problem. Bei einer statischen Analyse kann der Bodenbereich mit einer Größe modelliert werden, dass die Berechnungsergebnisse durch den Rand des Finite-Elemente-Modells nicht mehr wesentlich beeinflusst

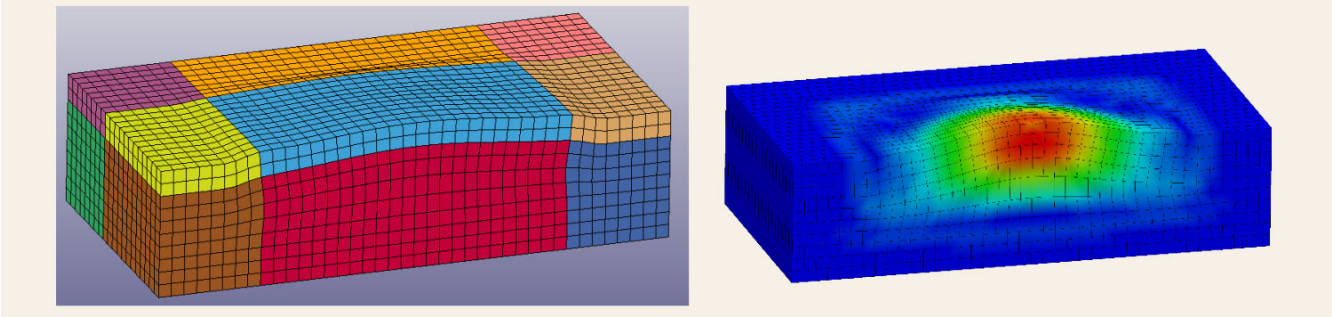


Bild 2. Finite-Elemente-Modell eines harmonisch angeregten flexiblen Fundaments auf homogenem von PML-Elementen eingehüllten Boden: numerisches Modell (links), resultierende Verschiebung (rechts) *Abb.: A. Feldbusch*

werden (z. B. bei Setzungsberechnungen). Eine dynamische Analyse ist wesentlich komplexer. Wellen, die sich im Boden ausbreiten, werden an den Rändern des Modells reflektiert und verfälschen die Berechnungsergebnisse. Aus diesem Grund wurden spezielle Elemente, die „Perfectly Matched Layers" (PML), entwickelt, um Wellen mit beliebigem Neigungswinkel und Frequenzen zu absorbieren. Diese PML-Elemente, die an den Rändern des Finite-Elemente-Modells platziert werden, verhindern die Reflektion aller Wellen, die den Bereich des Finite-Elemente-Modells verlassen und in den einhüllenden PML-Bereich eindringen (**Bild 2**).

Die Eigenschaften der PML-Elemente werden dabei an die Eigenschaften der angrenzenden Finite-Elemente so angepasst, dass keine Diskontinuitäten entstehen. Durch diese perfekte Anpassung („perfektes Matching") entstehen im Modell kaum Reflektionen. Verbleibende Reflektionen können mithilfe von Reduktionsfunktionen auf ein beliebiges Maß reduziert werden.

In der Methode kommt eine komplexwertige Koordinatenstreckung zum Einsatz, die die natürlichen Koordinaten mithilfe von Streckfunktionen auf komplexe gestreckte Koordinaten abbildet. Die PML-Methode wurde ursprünglich von Bérenger [6] für elektromagnetische Wellen entwickelt und später für elastische Wellen adaptiert ([7], [8]). Mithilfe einer verschiebungsbasierten Finite-Element-Formulierung und einer Anpassung für explizite Zeitintegration sind transiente dreidimensionale dynamische Analysen einschließlich der Einbeziehung von Nicht-linearitäten möglich [9]. Die Methode wurde in kommerzielle Programme implementiert, die breite Paletten von nicht-linearen Materialmodellen zur Verfügung stellen und sich ideal zur Simulation von hochdynamischen Ereignissen eignen.

3 Validierung und Verifizierung des Verfahrens mit PML-Elementen

Die korrekte Funktionsweise des Verfahrens mit PML-Elementen wurde mit anderen Methoden im Zeit- und Frequenzbereich verifiziert und validiert.

3.1 Validierung mit der „extended mesh"-Methode im Zeitbereich

Zur Validierung der PML-Methode wird das Verhalten eines auf homogenem Boden ruhenden Fundaments im Zeitbereich mit dem Verfahren des ausgedehnten Netzes (extended mesh) untersucht und die Ergebnisse mit den Berechnungen mittels PML-Elementen verglichen. Bei der extended mesh Methodik wird ein besonders großer Bereich des Bodens modelliert, sodass die am Modellrand auftretenden Reflektionen während der Berechnungszeit nicht zurück zum Fundament gelangen (**Bild 3**) und das dynamische Verhalten des Fundaments nicht verfälschend beeinflussen können.

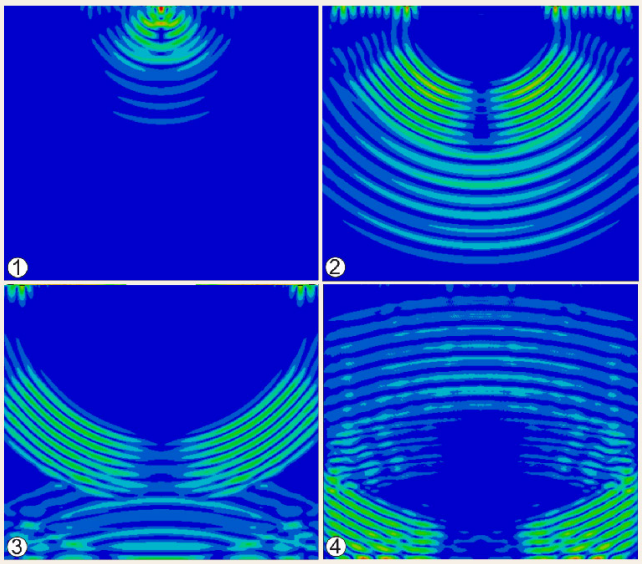


Bild 3. Wellenausbreitung im Finite-Elemente-Modell eines harmonisch angeregten flexiblen Fundaments auf homogenen Boden mit „extended mesh" *Abb.: A. Feldbusch*

Bild 3 zeigt das Modell aus der Berechnung mit der Methodik des ausgedehnten Netzes. Die Schwingungen des harmonisch angeregten Fundaments breiten sich als Wellen im Bodenbereich aus bis sie die Begrenzung des Finite-Elemente-Modells erreichen und dort reflektiert werden. Diese Reflektionen erreichen nach einer gewissen Zeit das Fundament und beeinflussen dessen dynamisches Verhalten und verfälschen auf diese Weise die Berechnungsergebnisse. Im dargestellten Modell wurden für die seitlichen Ränder einfache nicht reflektierende Randelemente auf der Basis von viskosen Dämpfern verwendet. Obwohl es sich um ein einfaches und grobes Verfahren handelt, ist die absorbierende Wirkung im Vergleich zum Modellierungsrand ohne absorbierende Randelemente auf der Unterseite des Modells deutlich erkennbar.

Dieses verhältnismäßig sehr große Modell erfordert einen enormen Speicherbedarf und führt zu einer langen Rechenzeit. Für komplexe nicht-lineare dreidimensionale dynamische Analysen ist der Rechenaufwand selbst für moderne Hochleistungsrechner nicht mehr hinzunehmen. Daher sind absorbierende Elemente wie die hier vorgestellten PML-Elemente erforderlich.

In Bild 2 ist die gleiche Berechnung unter der Verwendung von PML-Elementen dargestellt. Hier wird lediglich ein sehr kleiner Bodenbereich modelliert (im Modell blau dargestellter Bereich). Die Berechnungen mit der Methodik des ausgedehnten Netzes und der PML-Methode liefern identisch Ergebnisse. In [9] findet sich eine detaillierte Beschreibung zu einem ähnlichen Beispiel, das mit der Methode des ausgedehntem Netz, PML und viskosen Randelementen untersucht wurde.

3.2 Verifikation im Frequenzbereich mit der Thin-Layer-Methode

Weiterhin wurde das Verfahren mit PML-Elementen mit der so genannten Thin-Layer-Methode (TLM) verifiziert. Hierzu wurde das TLM-Verfahren in MATLAB implementiert und durch andere Software, die auf der Basis von TLM arbeiten, verifiziert. Die TLM ist ein sehr effizientes und leistungsfähiges semi-analytisches Verfahren zur Berücksichtigung von BBI in linear-elastischen Berechnungen. Es wurde von Waas [10] entwickelt und für dreidimensionale Systeme von Kausel [11] und Waas-Werkle-Riggs [12] erweitert. Bei dem TLM-Verfahren wird der Boden als ein horizontal geschichtetes Medium aufgefasst, dessen Schichten sich in horizontaler Richtung unendlich weit ausdehnen. In vertikaler Richtung erfolgt eine Finite-Element-Diskretisierung. Dabei werden für die Berechnung lineare Verschiebungsansätze verwendet. Die horizontale Richtung wird analytisch gelöst durch Hankel- und Bessel-Funktionen die in Zylinderkoordinaten formuliert, die Differentialgleichungen des Kontinuums genau erfüllen und die Energieabstrahlungsbedingungen des Bodens ins Unendliche exakt erfassen [13]. Das auf der TLM-Methode beruhende entwickelte Verfahren in MATLAB ermöglicht die Berechnung der Impedanzen (frequenzabhängige Steifigkeits- und Dämpfungskoeffizienten) und der Verschiebungen, die sich infolge harmonischer Lasten für ein Oberflächenfundament ergeben. Der arithmetische Prozess des Verfahrens lässt sich wie folgt zusammenfassen: Die Berechnung beginnt mit der Zusammenstellung der Steifigkeits- und Massenmatrizen aus den Submatrizen der einzelnen Bodenschichten. Anschließend werden Eigenwertprobleme gelöst und die Orthogonalitätsbedingungen der resultierenden Eigenvektoren normiert. Zuletzt werden die Verschiebungen im Frequenzbereich mithilfe der Greenschen Funktionen berechnet, mithilfe derer die Flexibilitätsmatrix und durch dessen Inversion die dynamische Steifigkeitsmatrix (Impedanzmatrix) entwickelt wird. Als Benchmark wird ein Oberflächenfundament mit den Abmessungen 2,0 m x 2,0 m, das auf vier fiktiven Bodenschichten ruht, untersucht. Die Eigenschaften des fiktiven geschichteten Bodens sind in **Tabelle 1** dargestellt. Die Schichten ruhen auf einem homogenen Halbraum, welcher durch eine Erweiterung der Schichtung approximiert wird. Die Eigenschaften des Halbraumes entsprechen der letzten Bodenschicht.

Für eine Reihe von harmonischen Anregungen werden die vertikalen Verschiebungen bis zu einer Frequenz von 100 Hz mit dem Verfahren in MATLAB ausgewertet. Anschließend wird das gleiche System mithilfe von PML-Elementen für harmonische Anregungen im Zeitbereich berechnet. Dabei wird der geschichtete Bodenbereich mithilfe von Finite-Elementen modelliert und wie in **Bild 4** dargestellt mit PML-Elementen eingehüllt.

Die PML-Elemente absorbieren auch hier alle Wellen, die aus dem Finite-Elemente-Bereich in den PML-Bereich eindringen. In **Bild 5** werden die vertikalen Verschiebungen beider Methoden gegenübergestellt. Die Ergebnisse der TLM-Methode im Frequenzbereich weisen eine gute Übereinstimmung mit dem Verfahren mit PML-Elementen im Zeitbereich auf.

Tabelle 1. Bodenparameter der untersuchten Konfiguration

Schicht	Schichtdicke [mm]	Dichte [t/mm³]	Schubmodul [N/mm²]	Poissonzahl [-]	Dämpfung [-]
1	100	1.8e-9	100	0.1	0.00
2	200	1.9e-9	150	0.2	0.05
3	300	2.0e-9	200	0.3	0.10
4	400	2.1e-9	250	0.4	0.15

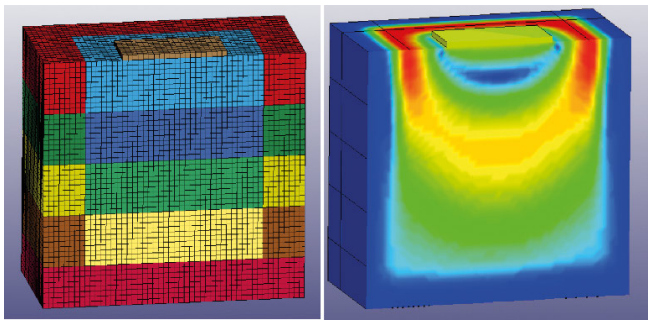


Bild 4. Finite-Elemente-Modell eines auf geschichtetem Boden ruhenden Oberflächenfundaments, eingehüllt in PML-Elemente (links), Verschiebungen infolge harmonischer Belastung (rechts) *Abb.: A. Feldbusch*

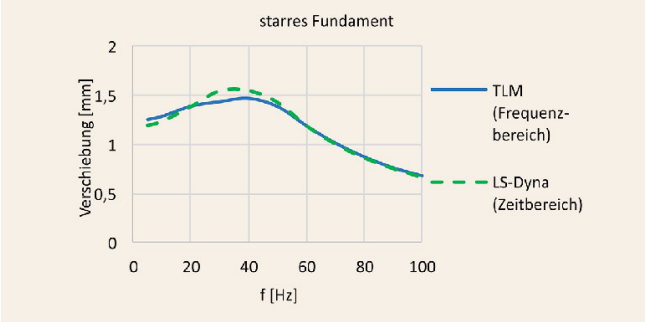


Bild 5. Vertikale Verschiebung eines harmonisch belasteten starren Fundaments berechnet im Zeit- und Frequenzbereich *Abb.: A. Feldbusch*

4 Parameterstudien mit PML-Elementen

Zur Ermittlung der Genauigkeit und Effizienz bei der Anwendung von PML-Elementen wurden Parameterstudien von einfachen Boden-Bauwerk-Konfigurationen durchgeführt und der Einfluss von Elementgröße, PML-Schichtdicke und Abstand zur Anregungsquelle analysiert. Dabei wurden starre und flexible Oberflächenfundamente auf homogenem und geschichtetem Boden untersucht, die durch harmonische Lasten angeregt wurden.

4.1 Elementgröße

Häufig wird empfohlen, für Finite-Elemente-Berechnungen eine Elementkantenlänge zu verwenden, die kleiner als 1/6–1/8 der Scherwellenlänge λ ist, um eine zufriedenstellende numerische Genauigkeit zu erreichen [4]. Die Scherwellenlänge ergibt sich durch $\lambda = v_s/f$, mit der Scherwellengeschwindigkeit v_s und der Frequenz f der Wellen, die durch die Anregung erzeugt werden. Die Scherwellengeschwindigkeit berechnet sich durch:

$$v_s = \sqrt{\left(\frac{G_s}{\rho}\right)}$$

wobei G_S den Schubmodul und ρ die Dichte des Materials darstellt. Bei der Verwendung von PML-Elementen traten mit einer Elementgröße von 1/8 λ Reflektionen aufgrund mangelhafter Absorption auf. Die Berechnungsergebnisse zeigen eine gelegentliche Überschätzung der Amplituden während der Anregung. Nach dem Ende der Anregung bleibt das System in Bewegung, die Wellen klingen nicht ab und werden immer wieder reflektiert. Gute Ergebnisse wurden mit Elementgrößen erzielt die 1/16 der Scherwellenlänge λ entsprechen.

Das System mit einer Elementgröße von 1/16 λ zeigt ein fast vollständiges Abklingen der Anregung.

4.2 Größe des Bodenbereichs und PML-Schichtdicke

Weitere Studien zur erforderlichen Größe des zu modellierenden Bodenbereichs beziehungsweise des Abstands zum angeregten Fundament für einen homogenen Boden und zur erforderlichen Anzahl der PML-Elemente (Schichtdicke) wurden durchgeführt.

In **Bild 6** sind die Ergebnisse für einen Bodenbereich, der das angeregte Fundament mit einer Dicke von 0,2 m und 0,5 m umgibt, im Zeit- und Frequenzbereich dargestellt. Der Bodenbereich selbst ist mit PML-Elementen eingehüllt. Bei einem geringen Abstand zur Anregungsquelle von 0,2 m traten für eine PML-Schicht mit bis zu acht Elementen Resonanzerscheinungen (hier im Bereich von 60 Hz) auf. Mit zehn Elementen konnte hingegen eine gute Absorption erzielt werden. Bei einem größeren Abstand zur Anregungsquelle von 0,5 m genügten acht Elemente.

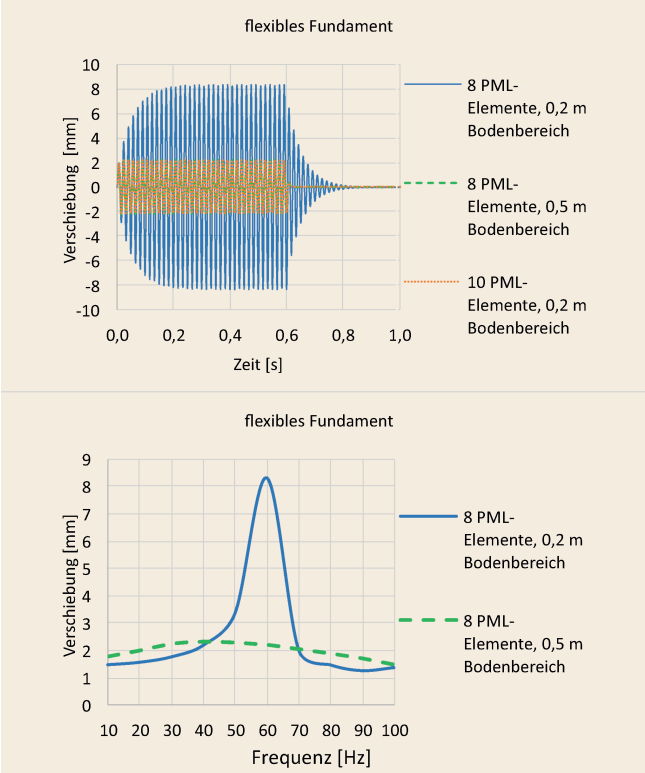


Bild 6. Vertikale Verschiebung eines harmonisch belasteten flexiblen Fundaments: Vergleich von unterschiedlichen PML-Schichtdicken und Bodenbereichen (oben), Vergleich unterschiedlicher Bodenbereiche (berechnet im Zeitbereich und dargestellt im Frequenzbereich) (unten) *Abb.: A. Feldbusch*

5 Untersuchung der nicht-linearen Boden-Bauwerk-Wechselwirkung infolge einer hohen Stoßbelastung (Flugzeuganprall)

Basierend auf den ausschnittsweise vorgestellten Validierungen, Verifikationen und Parameterstudien wurde die Konfiguration von Boden und PML-Elementen, für die dynamische Analyse von induzierten Erschütterungen infolge eines Flugzeuganpralls, für ein typisches massiges Bauwerk (Kernkraftwerk), kalibriert. Zunächst wurde die Last-Zeit-Funktion ermittelt, indem der Aufprall eines Flugzeugmodells, bestehend aus einem dreidimensionalen Schalenbalkenmodell, auf die Außenhülle des Bauwerks simuliert und die einwirkende Last über die Aufprallfläche integriert wurde. Hierbei werden die Flexibilitäts- und Plastifizierungseffekte der Betonstruktur berücksichtigt. Diese Last-Zeit-Funktion wurde dann auf ein Bauwerksmodell mit detaillierter Modellierung der inneren strukturellen Komponenten aufgebracht. Der Boden wurde mittels eines sehr vereinfachten Ansatzes durch statische Feder-Dämpfer-Elemente (frequenzunabhängige Impedanzen) gemäß Halbraumtheorie und anschließend durch Modellierung des Bodens als elastisches Medium mit angrenzenden PML-Elementen berücksichtigt.

Entscheidend für die Abschätzung von induzierten Schwingungen ist der Gesamtimpuls (Masse des Flugzeugs multipliziert mit der Aufprallgeschwindigkeit). Es wird eine linear-elastische und eine nicht-lineare elastoplastische Analyse durchgeführt und verglichen. Bei der nicht-linearen Berechnung wird die Aufprallfläche diskretisiert und die Bewehrung mit diskreten Balkenelementen modelliert und mit den Solid-Elementen des Betons gekoppelt. Für die Modellierung von Stahl wird ein elasto-plastisches Materialmodell mit linearer Plastizität verwendet. Der Beton wird durch ein plastizitäts- und schadensbasiertes konstitutives Betonmodell abgebildet. Das Modell enthält zudem Methoden zur Reduzierung von Netzabhängigkeiten, die aufgrund von Dehnungsentfestigungen auftreten. Zur Berücksichtigung von Versteifungen infolge Dehnungsgeschwindigkeitseffekten, die bei hohen dynamischen Belastungen eine wichtige Rolle spielen, wird eine spezielle Verfestigungskurve definiert [14]. Die Außenhülle außerhalb des Aufprallbereichs wird mittels nicht-linearen mehrschichtigen Shell-Elementen modelliert, die die Bewehrung je nach Lage über den Beton verschmieren. Das hierfür verwendete Betonmodell beinhaltet sowohl Betonrisse auf Zug als auch Zerstampfen bei Druck und Fließen der Bewehrung mit dehnungsabhängiger Verfestigung und Versagen. Die dynamischen Berechnungen werden im Zeitbereich mit expliziten Integrationsmethoden und an Nicht-linearitäten angepassten Zeitschritten durchgeführt. Basierend auf den oben vorgestellten Parameterstudien wird die Elementgröße von 1/16 λ gewählt. Konvergenzstudien

mit feineren Elementen zeigten kaum Veränderungen der Ergebnisse.

In **Bild 7** ist das Beschleunigungsverhalten des Bauwerkmodells als Folge eines Flugzeugaufpralls mit verschiedenen Berechnungsmodellen dargestellt. In a) und b) ist die Berechnung mit elastischem Bodenmedium und Begrenzung durch PML-Elementen bei Verwendung von elastischem und elastoplastischem Material für die Baustruktur dargestellt. Beide Modelle zeigen eine sehr gute Absorption mittels PML. Es treten keine Reflektionen an den Rändern auf. Bei den Modellen, die in d) (elastisch) und e) (elastoplastisch) dargestellt sind, wurden statische Feder-Dämpfer-Elemente zur groben Annäherung des Bodens nach Halbraumtheorie verwendet. In c) wurde die Fundamentplatte des elasto-plastischen Modells fixiert. Das Modell weist im Inneren des Gebäudes kaum Beschleunigungen auf. Diese beschränken sich auf die Sekundärabschirmung, die den hervorragenden Schutz der inneren Komponenten nachweist. Die Analysen zeigen deutlich die Übertragung der induzierten Erschütterungen von dem Aufprall auf die Sekundärabschirmung über den Boden und Fundament ins Reaktorinnere. Für eine angemessene Auswertung von induzierten Erschütterungen ist eine Berücksichtigung des Bodens wie ersichtlich unerlässlich.

In **Bild 8** ist die Beschleunigung und das Etagenantwortspektrum einer Stelle im Reaktorinneren dargestellt. Das Spektrum dient zur Auslegung der Anlagenkomponenten. Die Ergebnisse aus der nicht-linearen Berechnung mit elastoplastischem Materialmodell weisen im Verhältnis zu den linearen Berechnungen deutlich kleinere Beschleunigungen auf. Bei der Verwendung von PML-Elementen ist die Differenz zwischen der linearen und nicht-linearen Berechnung zudem deutlich größer. Die Modelle mit approximierten statischen Federn unterschätzen die Amplituden um etwa 40 % für die elastische und um 20 % für die plastische Berechnung.

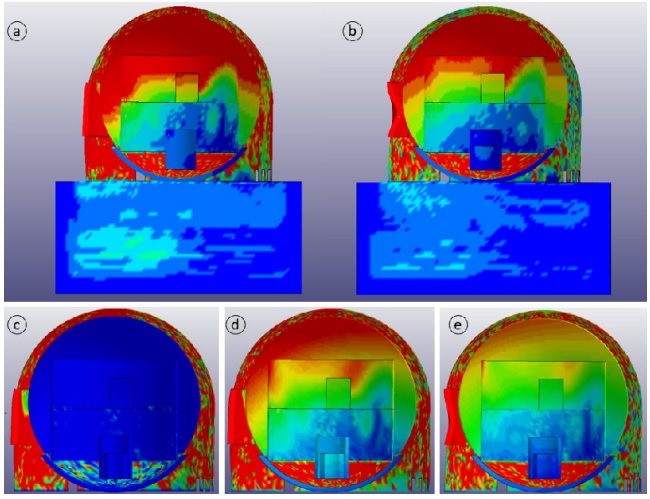


Bild 7. Beschleunigungen infolge eines Flugzeuganpralls: a) elastisch mit PML, b) elastoplastisch mit PML, c) elastoplastisch mit fixiertem Fundament, d) elastisch mit statischen Feder-Dämpfer-Elementen, d) elastoplastisch mit Feder-Dämpfer-Elementen *Abb.: A. Feldbusch*

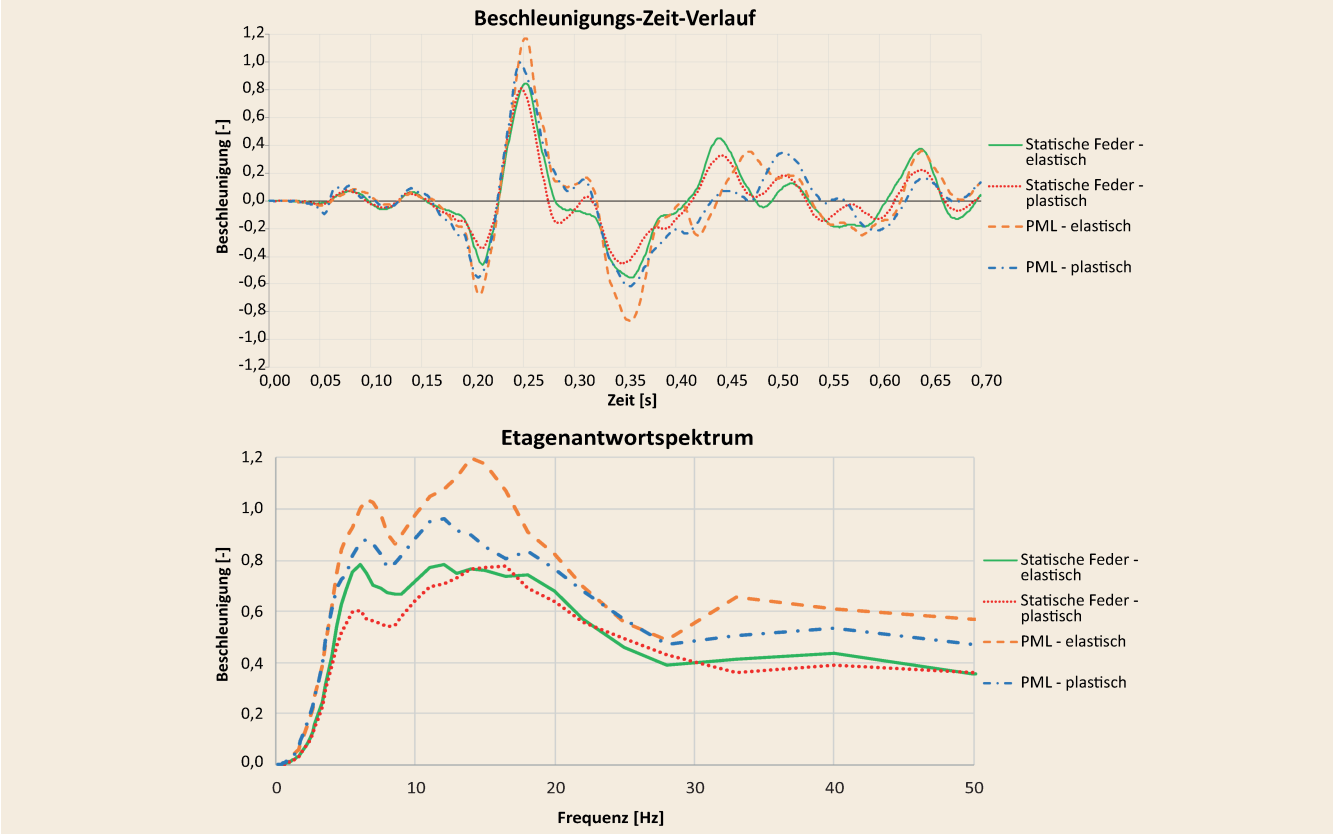


Bild 8. Beschleunigungsantwort innerhalb des Sicherheitsbehälters: Beschleunigungs-Zeit-Verlauf (oben), Etagenantwortspektrum (unten) *Abb.: A. Feldbusch*

6 Zusammenfassung und Fazit

Der Einfluss der dynamischen Boden-Bauwerk-Interaktion ist für die Sicherheitsbewertung hochdynamisch belasteter Bauwerke von entscheidender Bedeutung. Beispielsweise werden induzierte Erschütterungen infolge eines Flugzeuganpralls von der Gebäudehülle über das Fundament und den Boden ins Gebäudeinnere übertragen und können wichtige Anlagekomponenten gefährden. Diese Erschütterungen werden bei Vernachlässigung der Einflüsse der Abstrahlungsdämpfung (Boden-Bauwerk Wechselwirkung) nicht richtig erfasst. Auch die Berücksichtigung des Bodens durch stark vereinfachte Methoden, wie der Ansatz statischer Feder-Dämpfer-Elemente führen zu erheblichen Ungenauigkeiten. Für eine nicht-lineare dynamische Berechnung zum Beispiel zur Einbeziehung von Plastifizierungseffekten und Schädigungen im Bauwerk kann der Boden und das Gebäude in einem Finite-Elemente-Modell erfasst und analysiert werden. Mithilfe von PML-Elementen am Rande des Finite-Elemente-Modells werden alle Wellen, die den Finite-Elemente-Bereich verlassen und in den PML-Bereich eindringen beliebig genau absorbiert. Verfälschende Reflektionen am Rande des Modells können auf diese Weise vermieden werden. Hierzu sind keine numerischen aufwendigen Randelemente (z.B. BEM) erforderlich und die Modellierung von großen Bodenbereichen („extended mesh“) mit komplexen Dämpfungsansätzen werden nicht benötigt. Die in dem Beitrag vorgestellten dynamischen Analysen der induzierten Erschütterung infolge Flugzeuganprall mit linear-elastischen und nicht-linear elastoplastischen Materialmodellen und Modellierung des Bodens als elastisches Medium mit angrenzenden PML-Elementen zeigen plausible Ergebnisse. Dabei wurde die Konfiguration für Boden und PML basierend auf vorangegangenen Parameterstudien kalibriert. Die Methodik mit PML wurde für elastische Berechnungen durch einfache Boden-Bauwerk-Konstellationen mit Zeit- („extended mesh“) und Frequenzbereichsmethoden (TLM) validiert und verifiziert.

DANKSAGUNG

Die vorgestellten Untersuchungen wurden vom Bundesministerium für Wirtschaft und Technologie (BMWi, Projekt-Nr. 1501538A) gefördert.

Literatur

[1] *Miller, G.F.; Pursey, H.:* The field and radiation impedance of mechanical radiators on the surface of a semi-infinite isotropic solid. *In:* Proc. Royal Society, Vol. 223 (1954), Iss. 1155, pp. 521-541.
[2] *Sadegh-Azar, H.; Garg, A.:* Bautechnische Auslegung von Kernkraftwerken für Erdbeben. *In:* atw 54 (2008), Heft 12, S. 753-759.
[3] *Sadegh-Azar, H.; Hartmann, H. G.:* Grundlagen der seismischen Auslegung von Kernkraftwerken und Einfluss der Boden-Bauwerk Wechselwirkung. *In:* Bauingenieur 86 (2011), Heft 3, S. 3-10 (D-A-CH-Mitteilungsblatt).
[4] *Kausel, E.:* Advanced Structural Dynamics. Cambridge University Press, 2017.
[5] *Ostadan, F:* SASSI 2000. A system for analysis of soil-structure interaction. Theoretical Manual, Berkeley, 2006.
[6] *Bérenger, J. P:* A perfectly matched layer for the the absorption of electromagnetic waves. *In:* J. Computat. Phys., Vol. 114 (1994) Iss. 2, pp. 185-200.
[7] *Basu, U.; Chopra, A. K.:* Perfectly matched layers for time-harmonic elastodynamics of unbounded domains. *In:* Comput. Methods in Appl. Mech. and Engrg., Vol. 192 (2003), Iss. 11/12, pp. 1337-1375.
[8] *Basu, U.; Chopra, A. K.:* Perfectly matched layers for transient elastodynamics of unbounded domains. *In:* Int. J. Numer. Meth. Engng, Vol. 59 (2004), Iss. 8, pp. 1039-1074.
[9] *Basu, U.; Chopra, A. K.:* Explicit finite element perfectly matched layer for transient three-dimensional elastic waves. *In:* Int. J. Numer. Meth. Engng, Vol. 77 (2009), Iss. 2, pp. 151-176.
[10] *Waas, G.:* Linear two-dimensional analysis of soil dynamic problems in semi-infinite layered media. University of California, Berkeley, dissertation, 1972.
[11] *Kausel, E., Peek, R.:* Dynamic Loads in the interior of a layered stratum. An explicit solution. *In:* Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 72 (1982), Iss. 5, pp. 1459-1481.
[12] *Waas, G.; Riggs, H. R.; Werkle, H.:* Displacement solutions for dynamic loads in transversely-isotropic stratified media. *In:* Earthquake engineering and structural dynamics, Vol. 13 (1985), Iss. 2, pp. 173-193.
[13] *Hartmann, G.:* Pfahlgruppen in gesichertem Boden unter horizontaler dynamischer Belastung. Mitteilungen des Instituts für Grundbau, Boden- und Felsmechanik der Technischen Hochschule Darmstadt, 1986.
[14] *Malvar, L. J.; Crawford, J. E.:* Dynamic increase factors for concrete. *In:* Twenty-Eighth DDESB Seminar, Orlando, 1998.

Dipl.-Ing. Arthur Feldbusch

arthur.feldbusch@bauing.uni-kl.de

Abb.: A. Feldbusch

Prof. Dr.-Ing. Hamid Sadegh-Azar

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

Abb.: A. Feldbusch

TU Kaiserslautern
Fachbereich Bauingenieurwesen
Fachgebiet Statik und Dynamik der Tragwerke
Paul-Ehrlich-Straße 14, 67663 Kaiserslautern

Überprüfung bezüglich Erdbeben von Holzbalkendecken in Bestandesbauten

T. Wenk, R. Brunner, J. Pacheco de Almeida, K. Beyer

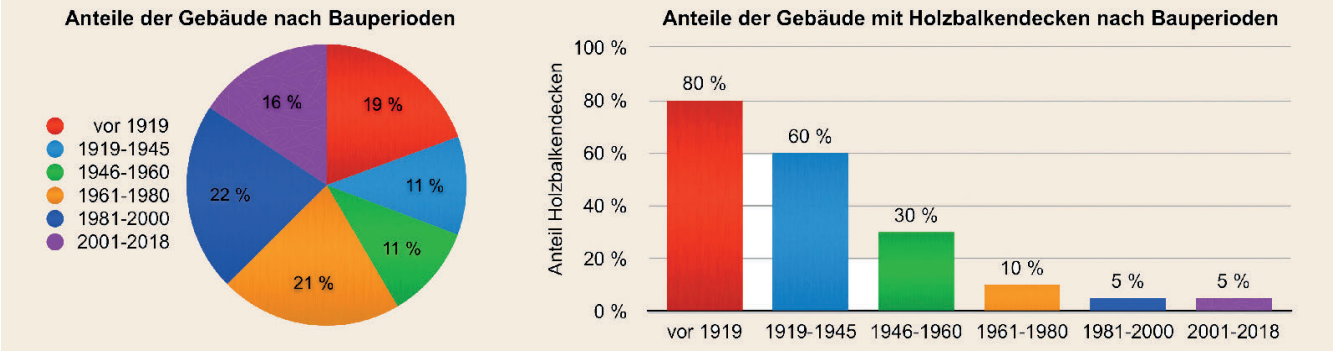


Bild 1. Anteile der Gebäude in der Schweiz nach Bauperioden (links) und geschätzte Anteile der Gebäude mit Holzbalkendecken nach Bauperioden (rechts)
Abb.: T. Wenk

1 Einleitung

Viele bestehende Mauerwerksgebäude in der Schweiz weisen Holzbalkendecken als Deckenkonstruktion auf. Dies triff vor allem für Gebäude zu, die bis in die erste Hälfte des 20. Jahrhundert erbaut wurden. Holzbalkendecken sind in ihrer Ebene sehr flexibel und in den Wänden meist ungenügend verankert, da Fassadenanker und Ringbalken in der Schweiz weitgehend fehlen. Dies kann zu einem ungünstigen Verhalten während eines Erdbebens führen, sowohl bezüglich globalem Verhalten des Gebäudes mit Beanspruchung der Wände in ihrer Ebene als auch bezüglich lokalem Verhalten der Mauerwerkswände quer zur Wandebene.

Bei den bisher üblichen kraftbasierten Überprüfungen von bestehenden Mauerwerksgebäuden mit ursprünglich für die Bemessung von Neubauten entwickelten, relativ konservativen Berechnungsverfahren resultiert in der Regel eine zu niedrige Erdbebensicherheit, so dass eine Ertüchtigung der Wände, der Decken und deren Verankerung erforderlich wird. Bei genauerer Untersuchung mit modernen verformungsbasierten Verfahren zeigt sich, dass für niedrige bis mittlere Seismizität – wie in den D-A-CH-Ländern vorherrschend – oft der Ist-Zustand mit minimaler Ertüchtigung oder sogar ganz ohne Ertüchtigung akzeptiert werden könnte, falls über Reibung horizontale Verankerungskräfte von den Holzbalken auf die Mauerwerkswände übertragen werden könnten. Rütteltischversuche an zwei zusammengebauten, 8 m hohen Basler Altstadthäusern aus Natursteinmauerwerk mit Holzbalkendecken im Massstab 1 : 2 bestätigten diesen Sachverhalt für das globale und lokale Erdbebenverhalten [1].

In diesem Beitrag werden Reibungsbeiwerte für verschiedene Verbindungsarten zwischen Holzbalken und Mauerwerkswänden basierend auf statisch-zyklischen Reibungsversuchen präsentiert, die in der Praxis für die Überprüfung von Gebäuden mit Holzbalkendecken verwendet werden können.

2 Bedeutung der Holzbalkendecken

Zur Bestimmung der Bedeutung der Holzbalkendecken in Bestandesbauten werden die im Jahre 2018 vorhandenen 1,7 Mio. Gebäude mit Wohnnutzung in der Schweiz in sechs Bauperioden eingeteilt (**Bild 1**), für jede davon wird ein relativer Anteil mit Holzbalkendecken grob abgeschätzt und anschliessend werden die einzelnen Anteile zusammengezählt. So kann berücksichtigt werden, dass in früheren Bauperioden bei einem wesentlich grösseren Anteil der Gebäude Holzbalkendecken eingebaut wurden als in neuerer Zeit. Da die Gebäudedaten des Bundesamts für Statistik keinerlei Angaben zu den Bauweisen der Decken umfassen, wird dieser indirekte Weg beschritten, um aus der zeitlichen Gliederung der Baujahre des Gesamtbestands der Gebäude den Anteil der Holzbalkendecken abzuschätzen [2].

Die betrachteten sechs Bauperioden lassen sich bezüglich Deckenbauweisen folgendermaßen charakterisieren (Bild 1):

- Vor 1919: Holzbalkendecken sind die verbreitete Bauweise der Decken der oberen Geschosse im Wohnungsbau. Für die Bodendecke des Erdgeschosses werden oft Gewölbedecken verwendet. Im Industrie- und Verwaltungsbau werden Stahlbetondecken und Deckenkonstruktionen mit Stahlträgern eingeführt. Der Anteil der Gebäude mit Holzbalkendecken wird auf 80 % geschätzt.
- 1919–1945: Der Anteil der Holzbalkendecken geht zurück. Sie bleiben jedoch die wichtigste Bauweise der Decken im Wohnungsbau. Vermehrt werden Hourdisdecken, vor allem im Nassbereich der Wohnungen, eingesetzt. Der Anteil der Gebäude mit Holzbalkendecken wird auf 60 % geschätzt.
- 1945–1960: Nach dem 2. Weltkrieg werden die Holzbalkendecken im Wohnungsbau vor allem aus Komfortgründen bezüglich Schallschutz und Deckenschwingungen mehr und mehr durch Stahlbetondecken ersetzt. Ferner wird der Brandschutz der Holzbalkendecken bei mehrgeschossigen Bauten als ungenügend eingestuft. Der Anteil der Gebäude mit Holzbalkendecken fällt auf etwa 30 %.

– 1961–1980: Der Ersatz der Holzbalkendecken durch Stahlbetondecken beschleunigt sich, da Wohnungen mit Holzbalkendecken sowohl von Mietern als auch von Eigentümern als veraltet bewertet werden. Der verbleibende Anteil von Gebäuden mit Holzbalkendecken wird auf 10 % geschätzt.
– 1981–2000: Der bisherige Trend des Ersatzes der Holzbalkendecken setzt sich fort. Der Restanteil wird auf 5 % geschätzt.
– 2000–2018: Bei den Neubauten aus der letzten Bauperiode wird angenommen, dass sie eine akzeptable Erdbebensicherheit aufweisen. Der Anteil der Holzbalkendecken wird auf 5 % geschätzt wie in der vorhergehenden Bauperiode.

Zusammengerechnet ergibt sich ein Anteil der Holzbalkendecken von 28 % am heutigen Gesamtbestand von 1,7 Mio. Gebäuden mit Wohnnutzung, das heißt ein gutes Viertel sollte zumindest bezüglich Erdeben überprüft werden und, falls erforderlich, ertüchtigt werden.

3 Holzbalkendecken unter Erdbebeneinwirkung

Bei einem Mauerwerksgebäude mit Holzbalkendecken greifen die Erdbebenkräfte primär in den Wänden an, da die Wände eine große Masse im Vergleich zu den leichten Decken aufweisen. **Bild 2** veranschaulicht schematisch den Verformungszustand und den Kraftfluss unter Erdbebenbeanspruchung in Längsrichtung, das heißt parallel zur Balkenlage und zu den Fassadenwänden, für den Fall, dass keine Fassadenanker vorhanden sind. Die relativ großen Trägheitskräfte infolge der Fassadenwandmassen werden direkt von der Fassadenwand abgetragen (breite blaue Pfeile im Bild 2 rechts). Die kleinen Trägheitskräfte aus den bescheidenen Deckenmassen (durchsichtige blaue Pfeile) werden durch die Decken auf die Fassadenwände übertragen. Zu diesem Zweck müssen die Decken eine gewisse Steifigkeit und Festigkeit in der Deckenebene aufweisen. Die Trägheitskräfte infolge der Giebelwandmassen bewirken eine Beanspruchung quer zur Wandebene der Giebelwand (rote Pfeile). Die senkrecht zur Giebelwand laufenden Holzbalken übernehmen über Reibung Horizontalkräfte, die stabilisierend auf die Giebelwände wirken (rote Pfeile im Bild 2 links). Diese Horizontalkräfte müssen ebenfalls über die Decken in die Fassadenwände geleitet werden (rote Pfeile). Ohne diese Reibungskräfte würde die Giebelwand, abgesehen von der Stabilisierung über die gemauerten Eckverbindung zu den Fassadenwänden, als freistehender Kragarm über die ganze Gebäudehöhe beansprucht. Die Deckenbeanspruchung aus den horizontalen Erdbebenkräften bleibt im Allgemeinen gering, falls das Gebäude regelmässig im Grundriss und im Aufriss ausgelegt ist.

4 Konstruktionsarten von Holzbalkendecken

Die unterschiedlichen Konstruktionsarten von Holzbalkendecken in den letzten Jahrhunderten in der Schweiz können vereinfachend auf je eine Bauperiode vor und nach 1900 aufgeteilt werden. **Tabelle 1** fasst die Konstruktionsarten und deren charakteristischen Parameterbereiche, soweit für die Reibungskräfte zwischen Holzbalken und Mauerwerkswänden relevant, grob aufgeteilt auf die beiden Bauperioden zusammen. Die resultierenden vertikalen Balkenreaktionskräfte auf die Wände bleiben für beide Bauperioden im gleichen Bereich von etwa 0,6 kN bis 5 kN, wobei der Balkenquerdruck über die Einbindungslänge in der Wand

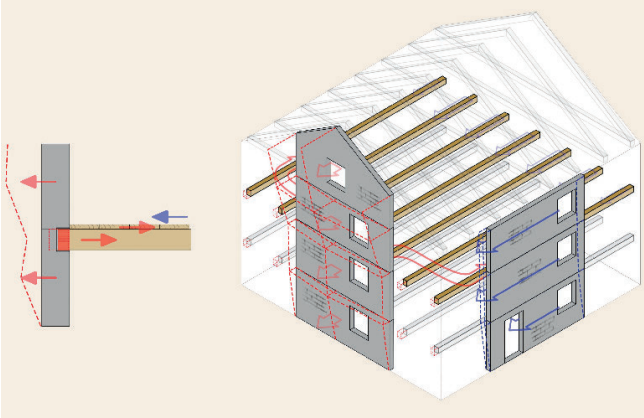


Bild 2. Mauerwerksgebäude mit Holzbalkendecken unter Erdbebeneinwirkung in Längsrichtung (rechts), Detail eines Holzbalkenauflagers in der Giebelwand (links) *Abb.: R. Brunner*

Bild 3. Holzbalken-Wand-Verbindung in mittelalterlichen Gebäuden in Basel: Direkte Einbettung der Holzbalken in der Wand (links) und Lagerung auf Steinkonsolen (rechts) *Abb.: T. Wenk*

in der neueren Bauperiode mit bis zu 500 kN/m² stark zugenommen hat.

Bei der Bauperiode vor 1900 ist die direkte Einbettung der Holzbalken in der Wand der häufigste Fall der Verbindung (**Bild 3**, links). Die Einbindungslänge liegt typischerweise zwischen 0,1 m und 0,2 m oder erreicht die halbe Wanddicke (**Tabelle 1**). Doch trifft man auch auf indirekte Lagerung der Holzbalken, nämlich der Lagerung auf Steinkonsolen in der Wand (Bild 3, rechts) oder der Lagerung auf Streichbalken. Diese laufen entlang der Wand und sind auf Steinkonsolen, die aus der Wand ragen, gelagert (**Bild 4**). Die indirekte Lagerung auf Streichbalken wird häufig in Kellergeschossen zum Schutz der Holzbalken vor der Mauerwerksfeuchte verwendet. Eine weitere Variante ist die Lagerung auf Wandvorsprüngen, die sich typischerweise durch eine geschossweise Reduktion der Wanddicke nach oben im Gebäude ergeben. Die Holzbalken werden entweder direkt auf den Wandvorsprung oder indirekt auf eine Holzschwelle gelegt, die wiederum dem Wandvorsprung entlang verläuft.

In der Bauperiode nach 1900 findet man als Lagerungsart der Holzbalken praktisch nur die direkte Einbettung in der Wand. Ein typisches Lagerungsdetail eines Gebäudes von 1960 zeigt **Bild 5**. Beim kürzlich erfolgten Rückbau, der die Holzbalkenverankerung freilegte, ist im Bildausschnitt rechts zu erkennen, dass der Holzbalken über die halbe Wanddicke des unteren Geschosses mit einer Dicke von 25 cm eingebunden ist.

Für beide Bauperioden ist typisch, dass in der Regel weder Fassadenanker noch sonstige mechanische Anker vorhanden sind.

Tabelle 1. Konstruktionsarten von Holzbalkendecken in der Schweiz mit charakteristischen Parameterbereichen aufgeteilt auf zwei Bauperioden vor und nach 1900

	Mittelalter bis 1900	seit 1900
Holzart	Balken: Fichte oder Kiefer Hauptträger: Fichte oder Eiche	Balken: Fichte oder Kiefer keine Hauptträger
Balkenspannweite l	$l \approx 3$ m bis 4 m	$l \approx 4$ m bis 6 m
Achsabstand der Balken e	$e \approx 1$ m	$e \approx 0{,}6$ m (Die 0,6 m sind noch heute eine Zimmermannsregel)
Balkenquerschnitt: h: Höhe; b: Breite; l: Spannweite	b von 0,15 m bis 0,3 m h von 0,15 m bis 0,3 m	$h/b \approx 2$ und $l/h \approx 20$ (Diese Werte sind noch heute Zimmermannsregeln)
Oberflächenbehandlung	gehackt	gesägt unbehandelt oder gehobelt
Verbindungsart mit Wand	Einbindung, Wandvorsprünge Steinkonsolen, Streichbalken	Einbindung, Wandvorsprünge
Einbindungslänge in Wand l_e	$0{,}1\,\text{m} \leq l_e \leq 0{,}2\,\text{m}$ oder halbe Wanddicke	$0{,}1\,\text{m} \leq l_e \leq 0{,}15\,\text{m}$
Deckenaufbau	50 mm bis 80 mm dicke Fichte- oder Kieferbretter auf Balkenlage, unten: offen oder unterschiedliche Schüttungen	25 mm bis 35 mm dicke Fichte- oder Kieferbretter auf Balkenlage, unten: Gips-Binsen-Matte
Eigengewicht der Decke	ohne Schüttung: 0,4 bis 0,6 kN/m² mit Schüttung: 0,6 bis 2,0 kN/m²	ohne Schüttung: 0,5 bis 1,0 kN/m² mit Schüttung: 1,0 bis 2,0 kN/m²
Nutzlast auf Decke	$\leq 0{,}3 \times 2\,\text{kN/m}^2 = 0{,}6\,\text{kN/m}^2$	$\leq 0{,}3 \times 2\,\text{kN/m}^2 = 0{,}6\,\text{kN/m}^2$
Vertikale Balkenreaktionskraft auf Wand ohne Lastverteilung zwischen Balken	0,6 bis 5,2 kN	0,6 bis 4,7 kN
Balkenquerdruck über Einbindungslänge l_e	20 bis 350 kN/m²	30 bis 500 kN/m²

Bild 4. Streichbalken zur indirekten Lagerung der Holzbalken in mittelalterlichen Gebäuden in Basel *Abb.: T. Wenk*

Bild 5. Beim Rückbau eines Gebäudes von 1960 (links) wird die typische Lagerung der Holzbalken mittels Einbettung über die halbe Dicke der Mauerwerkswand im Geschoss unterhalb des Holzbalkens sichtbar (rechts). *Abb.: T. Wenk*

Die Übertragung horizontaler Zugkräfte vom Holzbalken in die Wand kann somit fast nur über Reibung zusammen mit etwas Kohäsion erfolgen. Auf Druck können zusätzlich kleinere Kräfte von der Stirnfläche des Holzbalkens auf den äußeren Teil der Wand übertragen werden. Senkrecht zum Holzbalken erlaubt die Einbettung in die Wand eine gute Kraftübertragung horizontaler Querkräfte mittels Querdruck über die Einbindungslänge.

5 Fassadenanker

Fassadenanker sind in der Schweiz bei mittelalterlichen Gebäuden nur vereinzelt und bei neueren Gebäuden praktisch überhaupt nicht vorhanden. **Bild 6** zeigt zwei seltene Beispiele von Mauerwerksgebäuden in der Basler Altstadt mit Fassadenankern. Das Erdbebenverhalten von Gebäuden mit Fassadenankern ist im Allgemeinen wesentlich besser im Vergleich zu Gebäuden ohne Fassadenanker, was auch beim Erdbeben von Amatrice 2016 in Italien bestätigt wurde. Dass Fassadenanker bei schweren Erdbeben stark beansprucht werden können, zeigt als eher seltenes Schadenbild **Bild** 7 das lokale Durchstanzversagen eines Fassadenankers beim Erdbeben von Amatrice. Auch weitere Konstruktionsdetails zur Verbesserung der Erdbebensicherheit von Mauerwerksbauten, wie Ringbalken in der Bodenebene des Dachgeschosses, blieben in der Schweiz weitgehend unbekannt, während sie in Italien schon seit Jahrhunderten verwendet werden.

Es ist unbestritten, dass Holzbalkendecken ohne mechanische Verankerungen in den Wänden für hochseismische Gebiete unge-

Bild 6. Fassadenanker in den Längswänden von zwei Mauerwerksgebäuden in der Basler Altstadt *Abb.: T. Wenk*

Bild 7. Durchstanzversagen eines Fassadenankers in Castelsantangelo sul Nera beim Erdbeben von Amatrice in Italien 2016 *Abb.: T. Wenk*

eignet sind. Andererseits belegen Untersuchungen historischer Erdbeben in der Schweiz, dass viele Gebäude mit unverankerten Holzbalkendecken auch stärkere Erdbeben überlebt haben, ohne dass heute Spuren von Schäden oder Reparaturen zu erkennen sind [3]. Werden solche Gebäude nach heutigen Normen überprüft [4], resultiert ohne Berücksichtigung der Reibung zwischen Holzbalken und Wand praktisch immer ein Ertüchtigungsbedarf. Mit Berücksichtigung der Reibung könnten zumindest ein größerer Teil dieser Gebäude in den Zonen niedriger Seismizität im Ist-Zustand ohne Ertüchtigung als genügend erdbebensicher akzeptiert werden, soweit die Regularitätskriterien im Grundriss und im Aufriss eingehalten sind.

6 Zyklische Reibungsversuche

Zur Bestimmung der Reibungsbeiwerte für die typischen Kontaktflächen von Holzbalkendecken, nämlich Holz auf Holz und Holz auf Mörtel, wurden zyklische Reibungsversuche an sogenannten „Triplet"-Versuchskörpern durchgeführt [5], [6]. Ähnliche Versuche wurden bereits zur Bestimmung der Reibungsbeiwerte zwischen OSB-Platten und Brettschichtholzplatten durchgeführt [7]. **Bild 8** zeigt die Testmaschine für die Reibungsversuche Holz auf Mörtel mit dem eingebauten „Triplet"-Versuchskörper bestehend aus einem zentralen Holzblock 175 mm × 70 mm, der zwischen zwei seitlichen Mörtelblöcken in vertikaler Richtung hin- und herbewegt wird. Die zyklische Reibungskraft wird durch die vertikale Presse erzeugt, während die konstant gehaltene Druckkraft durch die horizontale Presse auf den Versuchskörper aufgebracht wird.

Insgesamt wurden 187 Versuche durchgeführt [5]. Davon fallen je etwa die Hälfte auf Holz-Holz- und auf Holz-Mörtel-Versuchskörper. Weitere Versuchsparameter waren die Größe des Kontaktdrucks auf die Reibungsflächen sowie das Alter und die Oberflächenbehandlung des Holzes, wobei beim antiken Eichenholz eine gehackte Oberfläche verwendet wurde, während beim modernen Fichtenholz sowohl eine unbehandelte gesägte Oberfläche als auch eine gehobelte Oberfläche zum Einsatz kamen. Als Mörtel wurde ein hydraulischer Kalkmörtel im Kontakt mit dem antiken Eichenholz und ein moderner Zementmörtel im Kontakt mit dem modernen Fichtenholz verwendet.

Eine typische Kraft-Verschiebungs-Hysteresekurve eines Versuches mit einem Versuchskörper aus modernem gehobeltem Holz mit Mörtel ist in **Bild 9** dargestellt. Die aufgebrachte Druckkraft von 2 kN entspricht einem Kontaktdruck von 0,168 MPa. Dieser Wert liegt im mittleren Bereich des typischen Balkenquerdrucks, wie er in Tabelle 1 für die Bauperiode nach 1900 angegeben ist. Aus dem niedrigsten Wert der Gleitreibungskraft entlang des flachen Verlaufs der Hysteresekurve in Bild 8 von 2,3 kN kann zusammen mit der Druckkraft von 2 kN ein Gleitreibungsbeiwert von $\mu = 2{,}3/(2 \times 2) = 0{,}6$ berechnet werden. Der zusätzliche Faktor zwei im Nenner ergibt sich dadurch, dass im „Triplet"-Versuche jeweils zwei Reibungsflächen zusammen aktiviert werden.

Eine Zusammenfassung der gemessenen Gleitreibungsbeiwerte für verschiedene Oberflächenbedingungen findet sich in **Tabelle 2**. Neben Mittelwert und Standardabweichung ist jeweils auch der untere charakteristische Wert gemäss Tragwerksnormen angegeben [8]. Er entspricht dem 5 %-Fraktilwert, der unter Annahme einer Normalverteilung der Versuchsresultate berechnet wurde. Die Mittelwerte variieren je nach Oberflächenbedingung zwischen 0,3 und 0,8. Auffallend sind die niedrigen Werte für gehobeltes modernes Holz aufeinander, die etwa die Hälfte der Werte für die übrigen Oberflächenbedingungen betragen. Für alle untersuchten Holzarten liegen die Gleitreibungsbeiwerte im Kontakt mit Mörtel signifikant höher als im Kontakt untereinander. Dage-

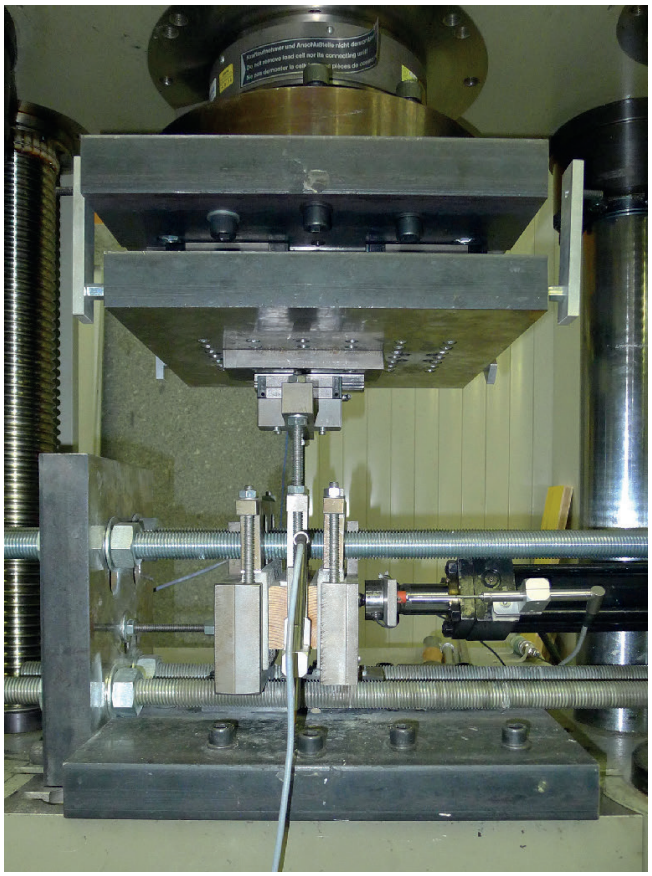


Bild 8. Testmaschine für zyklische Reibungsversuche an Holz-Holz- und Holz-Mörtel-Versuchskörpern [5] *Abb.: T. Wenk*

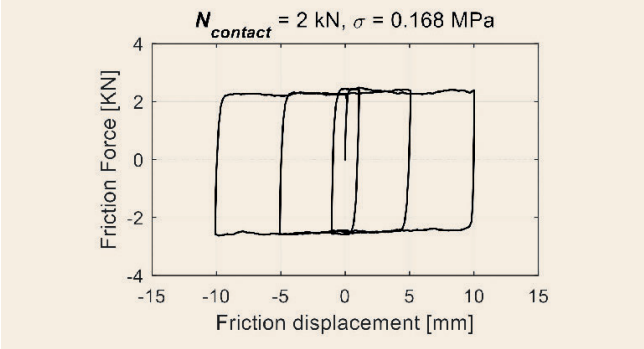


Bild 9. Kraft-Verschiebungs-Hysteresekurven eines Versuchskörpers aus modernem gehobeltem Holz in Kontakt mit einer Mörtelschicht [5] *Abb.: J. Pacheco de Almeida*

gen hatten die Variation des Kontaktdrucks, der Belastungsgeschwindigkeit, der zyklischen Beanspruchung sowie der Faserrichtung des Holzes praktisch keinen Einfluss auf die Gleitreibungsbeiwerte [5].

7 Überprüfungswerte der Gleitreibungsbeiwerte

Für eine normgemässe Überprüfung werden sogenannte Überprüfungswerte der Gleitreibungsbeiwerte $\mu_{d,act}$ erforderlich, die ungünstige Abweichungen vom charakteristischen Wert μ_k berücksichtigen [8]. Zu deren Bestimmung kann analog zu den Festlegungen der Bemessungswerte der Gleitreibungsbeiwerte von Lagern unter Erdbebeneinwirkung vorgegangen werden. In [9] werden dazu Teilsicherheitsbeiwerte von γ_m = 1,2 für Stahl auf Beton und von γ_m = 2,0 für Stahl auf Stahl festgelegt. Für die Gleitreibungsbeiwerte von Holz auf Holz sowie Holz auf Mörtel wird ein Teilsicherheitsbeiwert von γ_m = 1,5 empfohlen, der im mittleren Bereich der Werte in [9] für Stahl und Beton liegt.

Die Überprüfungswerte des Gleitreibungsbeiwerts berechnen sich somit zu $\mu_{d,act} = \mu_k/\gamma_m$. Bei Rundung von $\mu_{d,act}$ auf eine Kommastelle ergeben sich in **Tabelle 3** nur noch drei unterschiedliche Werte für die sechs Oberflächenbedingungen in Tabelle 2, nämlich $\mu_{d,act}$ = 0,4 für Holz auf Mörtel unabhängig von der Art und der Oberflächenbehandlung des Holzes, $\mu_{d,act}$ = 0,3 für gesägtes oder gehacktes Holz aufeinander sowie nur $\mu_{d,act}$ = 0,1 für gehobeltes Holz aufeinander.

Die horizontale Reibungskraft wird mit dem kleinsten Überprüfungswert der Normalkraft zugehörig zur betrachteten horizontalen Erdbebeneinwirkung bestimmt. Dabei sollte auch die vertikale Erdbebenanregung berücksichtigt werden.

8 Modellierung der Holzbalkendecken

Wichtig bei der Modellierung der Holzbalkendecken ist, dass die Flexibilität in ihrer Ebene berücksichtigt wird. Bei einer Modellierung mit starren Decken könnten nämlich die Beanspruchungen in den Decken, in den Verbindungen zur Wand und in aussen liegenden Wänden stark überschätzt werden. Erfolgt die Berechnung mit einer Modellierung mit flexiblen Decken, dann können die Wände mittels verformungsbasierter Nachweisen meist im Istzustand als genügend erdbebensicher akzeptiert werden [10]. Da der Verschiebungsbedarf der Antwortspektren in der revidierten Norm SIA 261 tendenziell kleiner wird, gewinnen verformungsbasierte Nachweise in Zukunft noch weiter an Bedeutung [11].

Bei der Modellierung der Verbindungen zwischen Decken und Wänden sollte eine gewisse Nachgiebigkeit der Verbindungen be-

Tabelle 2. Gleitreibungsbeiwerte für verschiedene Oberflächenbedingungen gemittelt aus 187 Versuchen.

Gleitreibungsbeiwert	gehobeltes modernes Holz auf Mörtel	gesägtes modernes Holz auf Mörtel	gehacktes antikes Holz auf Mörtel	gehobeltes modernes Holz aufeinander	gesägtes modernes Holz aufeinander	gehacktes antikes Holz aufeinander
Mittelwert μ	0,64	0,77	0,70	0,29	0,63	0,56
Standard-abweichung	0,07	0,08	0,09	0,08	0,09	0,08
charakteristischer Wert μ_k	0,52	0,64	0,55	0,16	0,48	0,43

Tabelle 3. Überprüfungswerte der Gleitreibungsbeiwerte für verschiedene Oberflächenbedingungen

Gleitreibungsbeiwert	Holz auf Mörtel	gesägtes oder gehacktes Holz aufeinander	gehobeltes Holz aufeinander
Teilsicherheitsbeiwert γ_m	1,5	1,5	1,5
Überprüfungswert $\mu_{d,act}$	0,4	0,3	0,1

rücksichtigt werden. In Berechnungsprogrammen werden Verbindungen ohne spezielle Modellierung oft als starr angenommen und deren Kräfte werden in den Resultaten nicht aufgeführt. Dies bedeutet jedoch a priori nicht, dass sie den Anforderungen genügen würden.

9 Ertüchtigungsstrategien

Die effizienteste Ertüchtigungsstrategie ist keine Ertüchtigung, wenn also der Ist-Zustand dank ohne Massnahmen akzeptiert werden kann. Dies gilt im besonderen Masse für denkmalgeschützte Bauten. Die primäre Ertüchtigungsstrategie ist die Verstärkung der Verbindungen zwischen Decken und Wänden mit Ankern, soweit die Reibungskräfte nicht ausreichen. Sekundär sollte die Steifigkeit und die Tragfähigkeit der Decke in ihrer Ebene, zum Beispiel mit einer Beplankung der Balkenlage mit Holzwerkstoffplatten, soweit erhöht werden, damit sichergestellt ist, dass einerseits das Gebäude als Ganzes zusammenwirkt, um die Erdbebenbeanspruchungen abzutragen, und andererseits die Wände quer zur Wandebene gehalten sind.

10 Zusammenfassung

Bei der Überprüfung bezüglich Erdbeben von Holzbalkendecken in Bestandesbauten sind oft die Verbindungen zwischen Decken und Wänden die kritischen oder sogar fehlenden Bauteile. Für Bauten in niedriger bis mittlerer Seismizität genügen oft die Reibungskräfte als Verbindungen, doch fehlten bisher Angaben zu den Reibungsbeiwerten. Im vorliegenden Beitrag werden Überprüfungswerte der Gleitreibungsbeiwerte für Holz-Holz- und Holz-Mörtel-Verbindungen vorgestellt, die in der Praxis für die Überprüfung von Gebäuden mit Holzbalkendecken verwendet werden können. Die Gleitreibungsbeiwerte basieren auf der Auswertung von 187 statisch-zyklischen Versuchen. Mit diesen Gleitreibungsbeiwerten kann eine wichtige Lücke bei den Nachweisen von Gebäuden mit Holzbalkendecken bezüglich Erdbeben geschlossen werden.

DANKSAGUNG

Dieses Projekt wurde realisiert mit Unterstützung des schweizerischen Bundesamts für Umwelt (BAFU) im Rahmen des Aktionsplans Holz.

Literatur

[1] *Beyer, K.; Penna, A.; Wenk, T.:* Erdbebenüberprüfung von Natursteinmauerwerksgebäuden – das Basel-Projekt. *In: Zabel, V.; Beinersdorf, S. (Hrsg.):* Vortragsband der 15. D-A-CH-Tagung Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik. Weimar, 2017.

[2] Bundesamt für Statistik (BFS): Gebäude- und Wohnungsstatistik 2018, www.bfs.admin.ch/bfs/de/home/statistiken/bau-wohnungswesen/gebaeude.gnpdetail.2019-0315.html [Zugriff am: 04.03.2020].

[3] *Fäh, D.; Gisler, M.; Jaggi, B. et al.:* The 1356 Basel Earthquake: an Interdisciplinary Revision. *In:* Geophysical Journal International, Vol. 178 (2009), Iss. 1, pp. 351-374.

[4] Norm SIA 269/8: Erhaltung von Tragwerken – Erdbeben. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich 2017.

[5] *Pacheco de Almeida, J.; Beyer, K.; Brunner R. et al.:* Überprüfung und Ertüchtigung von Holzbalkendecken in Bestandesbauten bezüglich Erdbeben. Interim Report, Earthquake Engineering and Structural Dynamics Laboratory (EESD) École Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL), Lausanne 2018.

[6] *Pacheco de Almeida, J.; Beyer, K.; Wenk T. et al.:* Characterization of mortar-timber and timber-timber cyclic friction in timber floor connections of masonry building. Submitted for publication to Mater. and Struct., 2019.

[7] *Steiger, R.; Fink, G.; Nerbano, S. et al.:* Experimental investigation of friction stresses between adjacent panels made of Oriented Strand Board (OSB) and between OSB panels and glued laminated timber (GLT) frame members. *In:* Materials and Structures, Vol. 51 (2018), Iss. 1.

[8] Norm SIA 260: Grundlagen der Projektierung von Tragwerken. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich 2013.

[9] Bundesamt für Straßen: Richtlinien für konstruktive Einzelheiten von Brücken, Kapitel 1: Lager. ASTRA 12 004, Bern, 2011.

[10] *Vanin, F.; Zaganelli, D.; Penna, A. et al.:* Estimates for the stiffness, strength and drift capacity of stone masonry walls based on 123 quasi-static cyclic tests reported in the literature. *In:* Bulletin of Earthquake Engineering, Vol. 15 (2017), pp. 5435-5479.

[11] Norm FprSIA 261:2020: Einwirkung auf Tragwerke, Einspracheverfahren, Schlussentwurf des Kapitels 16 Erdbeben. Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich, 2020.

Dr. sc. techn. Thomas Wenk

Gehrenholz 2h, 8055 Zürich, Schweiz

Abb.: S. Baumgartner

Roland Brunner

Lignum, 8008 Zürich, Schweiz

Prof. Dr. João Pacheco de Almeida

Université catholique de Louvain (UCLouvain)
Institute of Mechanics, Materials and Civil Engineering (iMMC)
1348 Louvain-la-Neuve, Belgien

Prof. Dr. Katrin Beyer

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

Stabilitätsbewertung eines Schornsteins aus Mauerwerk durch Schwingungsmessungen

F. Telch, G. Lacidogna, O. Rösch

ZUSAMMENFASSUNG Heutzutage können Gebäude auf verschiedene Arten dynamisch beansprucht werden. Schienen- und Straßenverkehr, Abbrucharbeiten, Maschinen, Glocken, Wind und die menschliche Fortbewegung selbst können Strukturen belasten und Menschen belästigen. Nicht nur eine Schwingungsprognose, sondern auch eine Überwachung bei bestimmten Arbeiten ist wichtig, um die Stabilität von Gebäuden zu gewährleisten. Ein Schornstein aus Vollziegeln wurde bei Abbrucharbeiten der umliegenden Hallen mit einer neuen Schwingungsmesstechnik überwacht. Dieser Artikel beschreibt kurz diese neue Technik und ihre Anwendung während des Monitorings. Zur Beurteilung der Messwerte wurden die Anhaltswerte der deutschen Norm DIN 4150–3 verwendet und die Ereignisse, bei denen diese Referenzwerte überschritten wurden, eingehend untersucht. Eine dynamische Analyse der Struktur, bei der die Eigenfrequenzen und ihre modalen Massen ermittelt wurden, zeigt, dass die frequenzabhängigen Referenzwerte der DIN 4150–3 zum Schutz von Bauwerken einen relativ hohen Sicherheitsfaktor beinhalten. Eine mögliche Überschreitung der Werte führt nicht sofort zu einem Stabilitätsverlust.

1 Einleitung

Statische und dynamische Lasten beeinflussen die Tragfähigkeit von Ingenieurbauwerken. Gebäude müssen vor schädlichen Erschütterungen geschützt werden. Deshalb ist heutzutage ein Structural Health Monitoring (SHM) notwendig. Das SHM wurde erstmals in den frühen 1990er-Jahren eingeführt, nachdem sich die Technologie signifikant weiterentwickelt hatte. In den letzten Jahren wurde auch die Verarbeitung von Messdaten durch neu entwickelte Software deutlich erleichtert. Das Monitoring wurde ursprünglich speziell für Brücken, sowie für Bauwerke von besonderer Bedeutung, wie Staudämme oder andere öffentliche Gebäude konzipiert. Heutzutage ist das Monitoring von Gebäuden nicht zuletzt durch geringere Anschaffungskosten für die Hardware auch bei kleineren Projekten möglich.

Auf der Basis eines Monitorings möchte man meist modale Eigenschaften der Struktur analysieren. Die modalen Parameter hängen vom Zustand des Gebäudes ab. Wenn sich diese im Laufe der Zeit verändern, ist dies ein Zeichen dafür, dass sich die Struktur ändert: sie könnte beschädigt sein. Es kann auch möglich sein, den Schaden zu lokalisieren und manchmal zu quantifizieren. [1], [2], [3], [4], [5].

Die Erschütterungen variieren je nach Art der Quelle und der dynamischen Eigenschaften der Gebäude. Um ein korrektes Monitoring durchführen zu können, das sich zum Beispiel für die Vorhersage von Rissbildungen eignet, müssen folgende Aspekte näher betrachtet werden:

Mechanismus und Fortbewegung der Erschütterung

Erschütterungen sind die Freisetzung von Energie, die sich in Luft, Flüssigkeiten und Böden ausbreiten kann. Die Art der Quelle beeinflusst das Verhalten der verschiedenen Bauteile.

Deterministische und stochastische Natur des Phänomens

Deterministische Schwingungen sind solche, die durch mathematische Formeln, wie harmonische und periodische Schwingungen, bestimmt werden, während stochastische Schwingungen durch probabilistische statistische Parameter, zum Beispiel stationäre und instationäre Schwingungen, bestimmt werden. In Wirklichkeit bestehen die gemessenen Schwingungen oft aus einer Überlagerung mehrerer der oben genannten Schwingungsarten [6].

Dauer des Phänomens

Zwei grundlegende Effekte einer Erschütterung sind das Erreichen von Resonanz und Materialermüdung. Resonanz wird nur mit langen, kontinuierlichen Anregungen erreicht. Die Mindestdauer hängt hauptsächlich von der ersten Eigenfrequenz f_0 der Gebäude und von ihrem Dämpfungsgrad ς_0 ab. Wenn die Dauer von Erschütterungen länger als fünfmal die Konstante der Zeit τ_0 ist, kann dieser Effekt erreicht werden. In diesem Fall wird τ_0 (t_0) wie folgt bestimmt:

$$\tau_0 = \frac{1}{2 \cdot \pi \cdot \varsigma_0 \cdot f_0} \qquad (1)$$

Wenn die Anregungsdauer fünfmal τ_0 nicht überschreitet, spricht man von kurzzeitigen Erschütterungen. In diesem Fall erreicht man keine Resonanz. Mehrere nachfolgende kurzzeitige Schwingungen können jedoch ebenfalls Probleme mit Materialermüdung verursachen.

Spektrale Verteilung von Frequenzen

Jede Quellenart ist durch ein Amplitudenspektrum über einen bestimmten Frequenzbereich präzise definiert.
In dieser Arbeit wurde ein Schornstein während Abbrucharbeiten umliegender Hallen mit einer neuen Schwingungsmesstechnik untersucht. Dafür haben die Autoren eine neue Methodik zur Überwachung eines hohen Bauwerks aus Mauerwerk entwickelt.

2 Bauwerksbeschreibung

In der Gemeinde Bretten, etwa 23 km nordöstlich der Stadt Karlsruhe in Baden-Württemberg, liegt das stillgelegte Harsch-Steinzeugwerk, das 1926 erbaut wurde (**Bild 1** und **Bild 2**). Die-

ses sollte abgebrochen werden, um das Areal in eine neue Wohn- und Gewerbezone umzuwidmen. Nur der große gemauerte Schornstein sollte erhalten bleiben, um an das ehemalige Steinzeugwerk zu erinnern und einen architektonischen Akzent zu setzten.

Gemäß Ausführungsplänen [7] ragt der 54 Jahre alte Schornstein 30 Meter aus dem Boden. Sein Durchmesser beträgt unten 2,56 m und oben 1,36 m. Die Wand hat über die Höhe vier Dickensprünge. Zwischen den Sprüngen bleibt die Dicke konstant, sie beträgt unten 50 cm und oben nur 18 cm. **Tabelle 1** zeigt die Abschnitte mit den einzelnen Wandstärken.

Die Basis ist konisch und 3,55 m tief in den Boden eingebunden. Sie liegt auf einer 0,8 m dicken Bodenplatte mit einem Durchmesser von 4,8 m auf. Im Sockel befindet sich eine 1,00 m breite und 2,25 m hohe Zuluftöffnung. Im unteren Bereich wurde später eine 12 cm dicke und 2,30 m hohe, schwach bewehrte Manschette angebracht, um den Turm zu verstärken und zu schützen.

Baugrundgutachten, Statik und Materialuntersuchungen waren nicht auffindbar. Daher gibt es keine genauen Informationen über die angesetzten Lasten, die Druckfestigkeit des Mauerwerks, den zulässigen Bodendruck und die Boden- und Materialsteifigkeit.

Der Schornstein wurde 1995 restauriert, nachdem sich aufgrund von Stürmen Risse gebildet hatten. Es wird angenommen, dass die oben beschriebene Manschette nach diesem Ereignis angebracht wurde. Ab 1995 diente der Schornstein auch als Träger einer inzwischen abmontierten Mobilfunkantenne. Aus diesem Grund wurden als Verstärkung alle 110 cm Zugbänder installiert, die etwa 3,70 m über der Manschette beginnen. Insgesamt wurden 23 Zugelemente montiert.

Es gibt mehrere deutlich sichtbare Risse, auch bis zu 1cm breit, an der verstärkten Betonmanschette und an verschiedenen Stellen darüber.

3 Beschreibung der Abbrucharbeiten

Die umliegende Steinzeugfabrik wurde mit einem Abbruchhammer und hydraulischen Abbruchzangen abgebrochen. Beide Geräte erzeugen Abbruchmassen, die bis zu einer maximalen Höhe von circa 5 m herunterfallen können und so kurzzeitige Erschütterungen verursachen. Ihre Größen variieren: sie können von einigen Kubikzentimetern bis zu einem halben Kubikmeter reichen [8], [9].

4 Messgerät

Schwingungen werden vollständig durch die Parameter Amplitude, Frequenz und Nullphasenwinkel beschrieben. Die Schwingungsmesstechnik befasst sich daher mit der Messung von Strecken, Geschwindigkeiten, Beschleunigungen, Kräften, Frequenzen und Phasenwinkeln [10]. Neuere Messgeräte wandeln mechanische Messungen in eine proportionale elektrische Größe um, verstärken diese und geben sie als digitale Größe aus.

Die Hauptvorteile einer elektrischen Messung im Gegensatz zu einer mechanisch wirkenden Vorrichtung sind die folgenden:

- Messgerät kann leicht und klein gehalten werden
- Hohe Messgenauigkeit
- Mehrere Messgrößen gleichzeitig
- Fernmessungen und automatisches Speichern der Daten möglich [11].

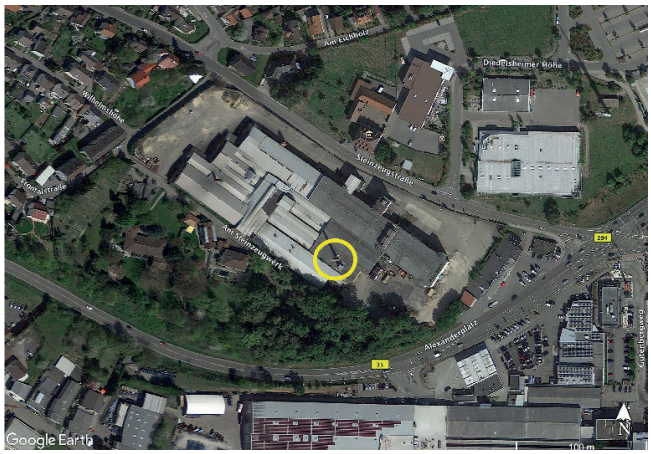


Bild 1. Satellitenbild des Harsch-Steinzeugwerkes mit dem Schornstein (gelber Kreis) *Abb.: Google Earth Satelittenbild Stand 19/04/2015*

Bild 2. Der Schornstein *Abb.: F. Telch, G. Lacidogna, O. Rösch*

Tabelle 1. Geometrische Eigenschaften des Schornsteins

Abschnitt	Höhe [m]	Segmenthöhe [m]	Stärke [m]
1	0–1	1	0,50
2	1–4	3	0,38
3	4–14	10	0,31
4	14–22	8	0,25
5	22–30	8	0,18

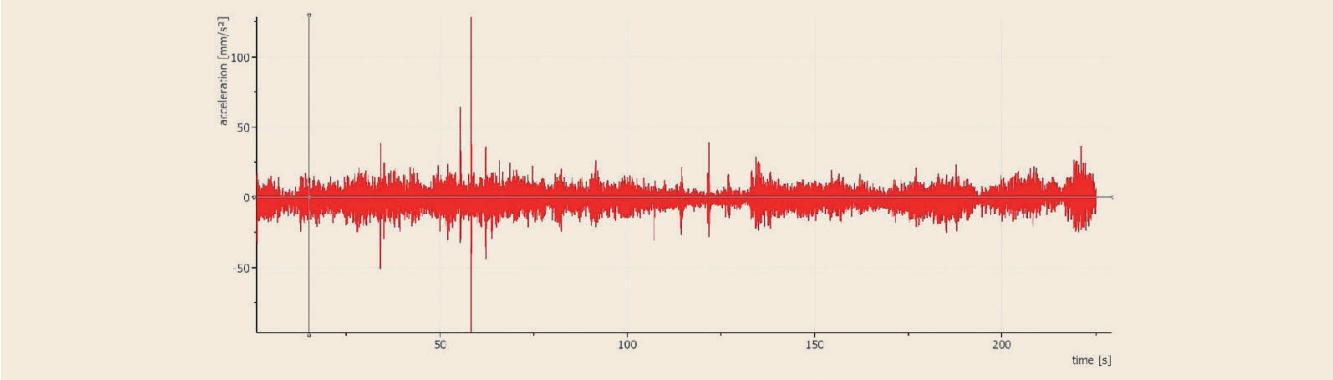


Bild 3. Schwingungsmessung zur Bestimmung der Eigenfrequenz *Abb.: F. Telch, G. Lacidogna, O. Rösch*

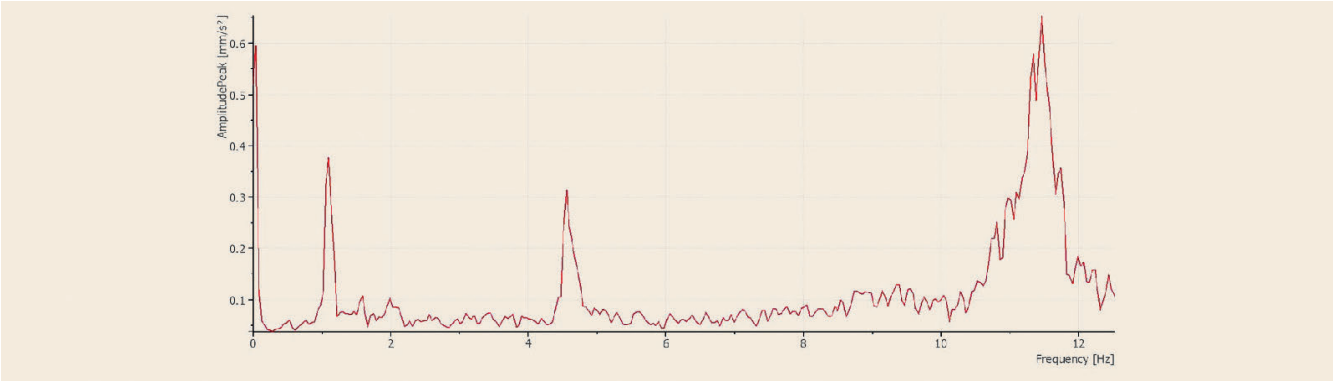


Bild 4. Amplitudenspektrum der Schwingungsmessung *Abb.: F. Telch, G. Lacidogna, O. Rösch*

Eine Neuheit bei dieser Studie ist der Einsatz einer neuen Messtechnik, die speziell für diese Art von Problemen entwickelt wurde.

Im Falle des Schornsteins wurde ein „SM6 Sensor Nederland" Geschwindigkeitssensor verwendet, der gleichzeitig drei Richtungen messen kann: zwei Messrichtungen sind horizontal ($H1 = v_x$ und $H2 = v_y$) und eine ist vertikal ($V3 = v_z$). Der Sensor war mit einer Messkarte des Herstellers „National Instruments" verbunden, welche an einen Computer angeschlossen wurde, der mit der National Instruments Software DIAdem ausgestattet war. Mit dieser interaktiven Software kann man Daten aufzeichnen, verarbeiten und verwalten.[12], [13], [14].

Für diese Überwachung wurden an der „DIAdem-DAC"-Schaltfläche vordefinierte Schaltpläne mit Daten-, System- und Steuerleitungen verknüpft, sodass das gewünschte Ergebnis erreicht wurde [14]. Ziel war es, einzelne Vibrationsereignisse während der kontinuierlichen Messung in verschiedenen Dateien zu speichern und gleichzeitig ein akustisches und optisches Alarmsignal abzugeben, um die Arbeiter und die Bauleitung zu warnen, falls die zulässige Erschütterung überschritten wird. Danach kann geprüft werden, ob ein Schaden aufgetreten ist. Zusätzlich können Anwohner alarmiert und gegebenenfalls evakuiert werden.

Über die Schaltpläne im Programm wurde die Abtastrate, also die Anzahl der Messungen pro Sekunde, auf 500 Werte pro Sekunde eingestellt. Bei sechs Sekunden Aufnahmezeit ergeben sich so 3 000 Werte pro Messkanal. Eingehende elektrische Größen werden mithilfe eines weiteren Schaltplans in nutzbare Geschwindigkeitsgrößen transformiert. Diese werden geprüft und sobald sie den vorgegebenen Grenzwert überschreiten, beginnt die Speicherung und der Alarm wird ausgelöst. DIAdem-DAC erstellt eine Datei und sobald ein Ereignis ausgelöst wird, werden alle Daten bis zu einer Sekunde vor dem Referenzwert gelöscht. Nach fünf Sekunden des Grenzübertritts wird die Messung gestoppt. Über ein Skript wurde dann eine Endlosschleife implementiert, mit der die Messung immer wieder neu gestartet und gleichzeitig eine neue Datei angelegt wird. Die Namen dieser so angelegten Dateien enthalten Uhrzeit und Datum [16].

5 Monitoring

Bevor die oben beschriebene Messung gestartet wurde, wurde die Eigenschwingung des Schornsteins mit einem Beschleunigungssensor ermittelt. Dieser wurde in einer Höhe von circa 19 m installiert. In **Bild 3** ist die Messung dargestellt [17].

Die gemessenen Daten stammen aus zeitdiskreten, endlichen Signalen, also Signalen, die nur zu bestimmten äquidistanten Zeiten definiert sind. Das Amplitudenspektrum wurde mithilfe einer Fast-Fourier-Transformation (FFT) erzeugt. Es gibt verschiedene Arten von FFT, die den Namen ihrer Entwickler tragen. In diesem Fall wurde die FFT-Hanning-Methode verwendet [18].

Das Amplitudenspektrum ist in **Bild 4** dargestellt. Man kann erkennen, dass die Eigenfrequenzen des Schornsteins näherungsweise bei 1,10 Hz, 4,55 Hz und 11,46 Hz liegen.

In [19], [20] wird beschrieben, wie dynamische Parameter aus Messungen unter Verwendung verschiedener Vibrationsmesstechniken bestimmt werden. Andere, wie [6] und [21], identifizieren und beschreiben diese Parameter in numerischer Weise.

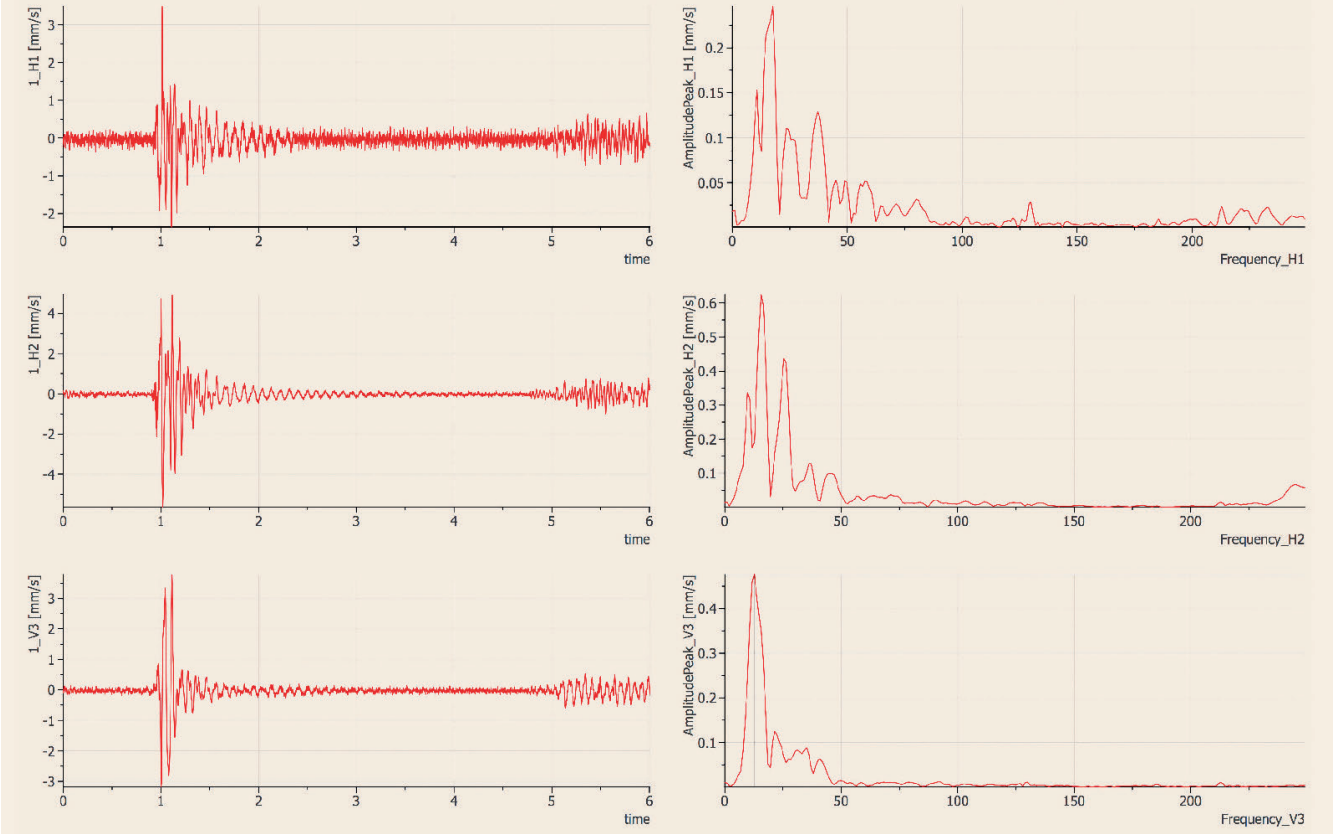


Bild 5. Ereignis vom 6. Juni 2017 um 10:30 Uhr mit dem Frequenzspektrum auf der rechten Seite *Abb.: F. Telch, G. Lacidogna, O. Rösch*

Wenn die erste Eigenfrequenz f_0 = 1,10 Hz und der Dämpfungsgrad gleich ς_0 = 0,02 ist, kann die Konstante der Zeit τ_0 aus Gleichung 1 wie folgt bestimmt werden:

$$\tau_0 = \frac{1}{2 \cdot \pi \cdot \varsigma_0 \cdot f_0} = \frac{1}{2 \cdot \pi \cdot 0{,}02 \cdot 1{,}10} = 7\ sec \qquad (2)$$

Eine fallende Masse verursacht eine Erschütterung, die unter $5\tau_0 = 5 \cdot 7 = 35$ Sekunden dauert; daher können die Anhaltswerte für kurzzeitige Erschütterungen verwendet werden [23].

Der Schornstein ist ein Gebäude mit besonderer Erschütterungsempfindlichkeit. Gemäß DIN 4150–3 sind die frequenzabhängigen zulässigen Schwinggeschwindigkeiten am Fundament wie folgt definiert:

– für $f_{vib} \leq 10$ Hz

$$\rightarrow\ v_i \left[\frac{mm}{s}\right] = 3 \qquad (3)$$

– für 10 Hz < $f_{vib} \leq 50$ Hz

$$\rightarrow\ v_i \left[\frac{mm}{s}\right] = 0{,}125 \cdot f_{vib} + 1{,}75 \qquad (4)$$

– für 50 Hz < $f_{vib} \leq 100$ Hz

$$\rightarrow\ v_i \left[\frac{mm}{s}\right] = 0{,}04 \cdot f_{vib} + 6 \qquad (5)$$

– für f_{vib} > 100 Hz

$$\rightarrow\ v_i \left[\frac{mm}{s}\right] = 10 \qquad (6)$$

Diese Werte wurden mit der größten der drei gemessenen Schwinggeschwindigkeits-komponenten x, y, z verglichen [10].

Das oben beschriebene Programm kann die Erregerfrequenz nicht sofort berechnen und kann daher die Grenzwerte während der Überwachung nicht ändern. Aus Sicherheitsgründen wurde hier der kleinste Anhaltswert von 3 mm/s angesetzt, da bis zu dieser Schwinggeschwindigkeit, egal welche Erregerfrequenz vorliegt, nicht mit Schäden zu rechnen ist. Eine genauere Auswertung wurde am Ende der Überwachung durchgeführt. Die Abbrucharbeiten mit Abbruchhammer und -zange dauerten etwa zweieinhalb Monate. In diesem Zeitraum wurden 34 Ereignisse aufgezeichnet, bei denen die Schwinggeschwindigkeit von 3 mm/s überschritten wurde.

6 Auswertung

In einem ersten Schritt galt es zu prüfen, ob die 34 Ereignisse die Anhaltswerte der DIN 4150–3 auch unter Berücksichtigung der Erregerfrequenz wirklich überschritten haben. Zur Ermittlung der maßgebenden Frequenzen wurde in DIAdem eine Fast-Fourier-Transformation für den Bereich zwischen 0,5 Sekunden und 1,5 Sekunden durchgeführt. Als Ergebnis erhält man ein Amplitudenspektrum aus dem man die Frequenz mit der höchsten Amplitude herauslesen kann. Dieser Wert wurde dann verwendet, um den neuen Anhaltswert zu ermitteln (Gleichung 3 bis 6).

In **Bild 5** ist als Beispiel das Ereignis vom 6. Juni 2017 um 10:30 Uhr dargestellt. In diesem Fall wird die vorgegebene Schwinggeschwindigkeit von 3 mm/s in der horizontalen Richtung H2 überschritten. Betrachtet man die Richtung H2 mit v_y = 5,549 mm/s und nur den Bereich zwischen 0,5 und 1,5 Sekunden (Bild 5, Mitte), so erhält man eine Erregerfrequenz von 15,63 Hz. Nach Gleichung (4) kann die folgende Schwingungsgeschwindigkeit bestimmt werden:

Tabelle 2. Schwinggeschwindigkeit, die den Alarm ausgelöst haben und die frequenzabhängigen Referenzwerte überschritten haben

Ereignis	Höchstge-schwindigkeit	H1 [mm/s]	H2 [mm/s]	V3 [mm/s]	f [Hz]	$v_{max,neu}$ [mm/s]
Mai 30, 07:54	V3	2,086	0,095	- 3,579	11,719	3,215
Juni 02, 09:40	H1	- 4,575	- 4,246	- 0,371	9,766	3,000
Juni 06, 10:30	H2	0,752	- 5,549	1,673	15,625	3,703
Juni 06, 12:57	H1	3,092	0,752	0,011	9,766	3,000
Juni 07, 11:57	H1	3,304	- 0,413	- 0,752	10,742	3,093
Juni 07, 14:49	H1	- 5,951	2,404	- 1,334	17,578	3,947
Juni 08, 08:58	H2	- 4,501	8,620	- 3,304	16,602	3,825
Juli 14, 07:51	H1	3,918	- 1,779	2,203	9,766	3,000
Juli 18, 08:02	H2	3,908	- 6,671	- 1,313	35,156	6,145
Juli 18, 08:03	H1	12,919	- 8,588	0,275	222,656	10,000

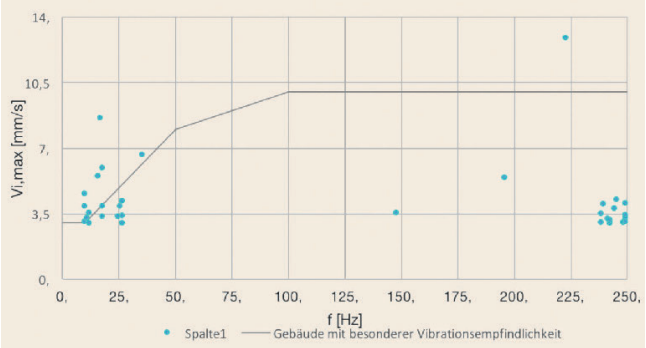


Bild 6. Grafische Darstellung der Ereignisse
Abb.: F. Telch, G. Lacidogna, O. Rösch

$$v_{max,neu} = 0{,}125 \cdot 15{,}63 + 1{,}75 = 3{,}704\ {}^{mm}/_{s} < 5{,}549\ {}^{mm}/_{s} \qquad (7)$$

Wie zu sehen ist, ist die vorhandene Schwinggeschwindigkeit höher als der Anhaltswert. Daher müssen weitere Untersuchungen durchgeführt werden. Diese Berechnungsmethode wurde für alle gespeicherten Ereignisse durchgeführt. In **Tabelle 2** sind alle Ereignisse aufgelistet, welche effektiv den neuen errechneten Grenzwert überschritten haben.
In 23 Fällen war die Schwinggeschwindigkeit unter 4 mm/s und in fünf Fällen über 5 mm/s. Fünf Ereignisse hatten eine Schwingungsgeschwindigkeit zwischen 4 mm/s und 5 mm/s, von denen nur eine Messung relevant war.

Zusammenfassend: Der Alarm wurde in 34 Fällen ausgelöst. Von diesen waren nur zehn relevant, da der frequenzabhängige Anhaltswert der DIN 4150–3 überschritten wurde. Alle anderen können als Fehlalarme klassifiziert werden.

In **Bild 6** sind alle Ergebnisse zum besseren Verständnis grafisch dargestellt. Grundsätzlich kann man eine klare Trennung in zwei große Gruppen erkennen. Die erste zwischen 9 Hz und 28 Hz und die zweite zwischen 230 Hz und 250 Hz. Daraus lässt sich schließen, dass die Erschütterungen von zwei unterschiedlichen Quellen verursacht werden. Die erste Gruppe ist auf fallende Massen zurückzuführen. Dies wird auch bei Betrachtung der Schwinggeschwindigkeitszeitverläufe deutlich. Es ist eindeutig nur ein Peak vorhanden. Die zweite Gruppe wurde durch die Hydraulikhämmer verursacht. Wie in **Bild 7** dargestellt, sind im Zeitsignal eine Vielzahl von aufeinanderfolgenden Spitzen mit einem gleichmäßigen zeitlichen Abstand zu erkennen.

Darüber hinaus ist in Bild 6 zu sehen, dass drei Punkte keinem der beiden Fälle zuzuordnen sind. Auch nach genaueren Untersuchungen war es nicht möglich, die Quelle eindeutig zu identifizieren.

7 Numerische Modalanalyse

Die zehn maßgebenden Ereignisse wurden genauer untersucht. Zu diesem Zweck wurden sie als statische Ersatzlasten auf das Gebäude angesetzt. Zunächst wurden die gemessenen Schwinggeschwindigkeiten mit DIAdem in Beschleunigungen umgewandelt. Die Eigenfrequenzen und ihre assoziierte modale Masse wurden mit einem FE-Modell unter Verwendung der Software LUSAS bestimmt. Zur Modellierung wurden Elemente vom Typ „Thick Beam“ verwendet. Der Durchmesser des Turms ändert sich entlang der Höhe. Näherungsweise ist der Turm daher in mehrere Abschnitte mit konstantem Durchmesser und 1 m Höhe unterteilt worden.

Die Steinfestigkeit wurde mit dem Schmidt-Hammer, einem Rückprallhammer, geschätzt. Es stellte sich heraus, dass die Ziegel eine relativ hohe Druckfestigkeit von über 10 N/mm² aufweisen. Der Mörtel war ein Zementmörtel mit ähnlicher Festigkeit. So wurde gemäß dem deutschen Nationalen Anhang des Eurocode 6 ein Standardmauermörtel III gewählt. Der Schornstein wurde aus Vollziegeln gebaut. Bei Einsteinmauerwerk ergibt sich aus der Tabelle NA.D.3 der DIN EN 1996–3/NA eine charakteristische Druckfestigkeit f_k von 6,0 N/mm². Dieser Wert muss noch mit 0,8 multipliziert werden. So erhält man eine Druckfestigkeit des Schornsteinmauerwerks von $f_k = 6{,}0 \times 0{,}8 = 4{,}8$ N/mm². Basierend auf der Druckfestigkeit wurde der Elastizitätsmodul nach dem deutschen Nationalen Anhang DIN EN 1996–1–1/NA ermittelt: $E = 4{,}8 \times 1\,100 = 5280$ N/mm² [23], [24]. Mit einer Dichte von $\rho = 1\,800$ kg/m³ können die ersten vier in **Tabelle 3** aufgelisteten Eigenfrequenzen mit den zugehörigen modalen

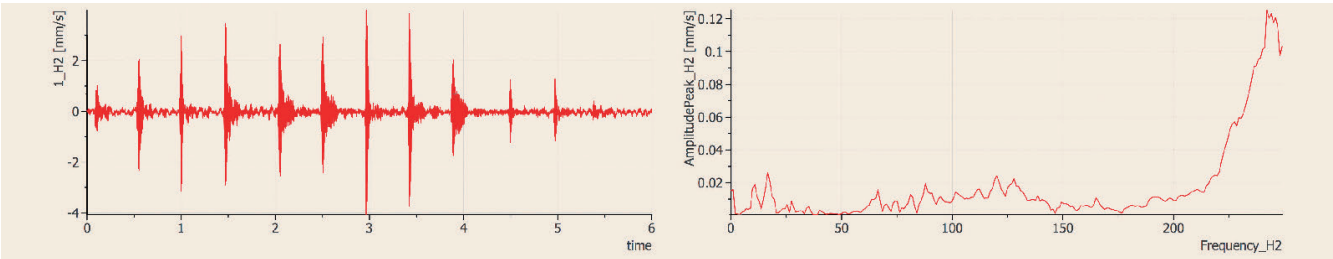


Bild 7. Horizontale Schwinggeschwindigkeit des Ereignisses 12. Juni um 10:47 Uhr *Abb.: F. Telch, G. Lacidogna, O. Rösch*

Tabelle 3. Eigenfrequenzen und dazugehörige modale Massen des Schornsteins

Eigenform	Eigenfrequenz [Hz]	Modale Masse M_m [%]
1	1,13	44,1
2	4,60	20,9
3	10,85	10,0
4	19,40	6,1

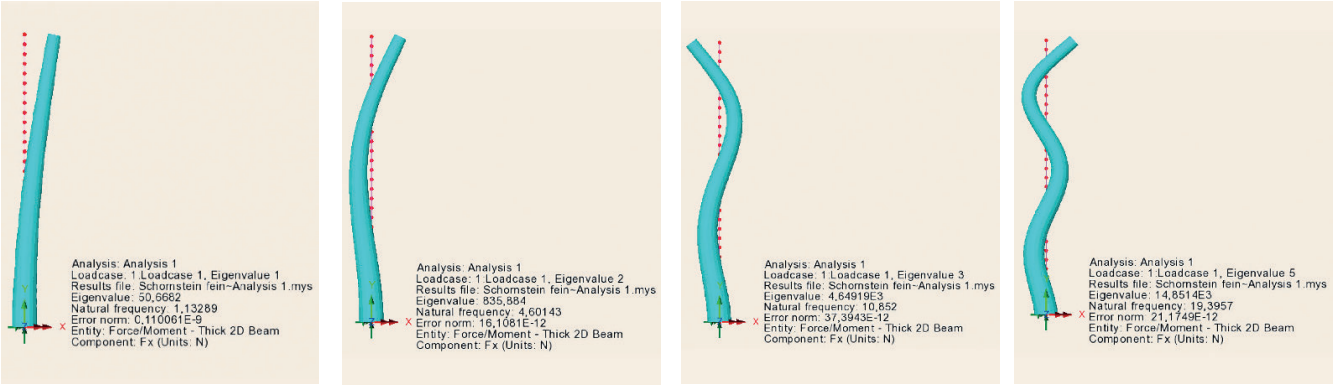
Massen bestimmt werden. Die modalen Formen und Frequenzen sind in **Bild 8** dargestellt.

Wie in Tabelle 3 zu sehen ist, stimmen die berechneten Eigenfrequenzen nahezu mit den gemessenen Werten überein, sodass davon ausgegangen werden kann, dass die angenommenen Materialeigenschaften korrekt sind. Die Gesamtmasse des Schornsteins für die gegebene Geometrie beträgt 81 388 kg.

Aufgrund der vorhandenen Geometrie treten nicht nur Druckspannungen, sondern auch Ringzugspannungen auf, die die zulässige Zugfestigkeit nicht überschreiten dürfen. Die Rissebene ist senkrecht zu den horizontalen Fugen. Deshalb wurde in den Untersuchungen die Zugfestigkeit des Mauerwerks vernachlässigt.

Die Stahlbetonmanschette ist gerissen. Somit kann nur die Bewehrung die Zugkräfte in Umfangsrichtung aufnehmen. Gemäß dem Ausführungsplan [7] und wie in **Bild 9** gezeigt, wurde eine geschweißte Stahlmatte ø6/15 x 15 cm mit einem Querschnittswert von = 1,88 cm²/m in die 12 cm dicke Manschette durch U-förmiges Biegen eingebaut. Dies führt zu zwei Bewehrungslagen. Am Fuß waren 2 ø16 (A_s = 4,02 cm²) Bst 500, also unter Berücksichtigung eines Sicherheitsfaktors von 1,15 beträgt die zu verwendende Streckgrenze f_{yd} = 435 MPa. Da die vorhandene Bewehrungsquerschnittsfläche A_s = 778 mm² beträgt, kann sie eine Zugkraft von 338 kN aufnehmen.

Basierend auf den zuvor berechneten Eigenfrequenzen, den zugehörigen Modalen Massen, der Gesamtmasse M_{tot} und den Amplitudenspektren der Beschleunigung wurde für jede Eigenfrequenz die statische Last F_i ermittelt. Die vorhandene Schwingung kann als seismische Aktion gesehen werden. Nach dem deutschen Eurocode [25] kann für Mauerwerk ein Dämpfungsmaß von q = 2 verwendet werden. Daraus ergibt sich folgende Formel für die statischen Ersatzlasten:



a) Erste Eigenfrequenz **b) Zweite Eigenfrequenz** **c) Dritte Eigenfrequenz** **d) Vierte Eigenfrequenz**

Bild 8. Modale Formen und Frequenzen des Schornsteins *Abb.: F. Telch, G. Lacidogna, O. Rösch*

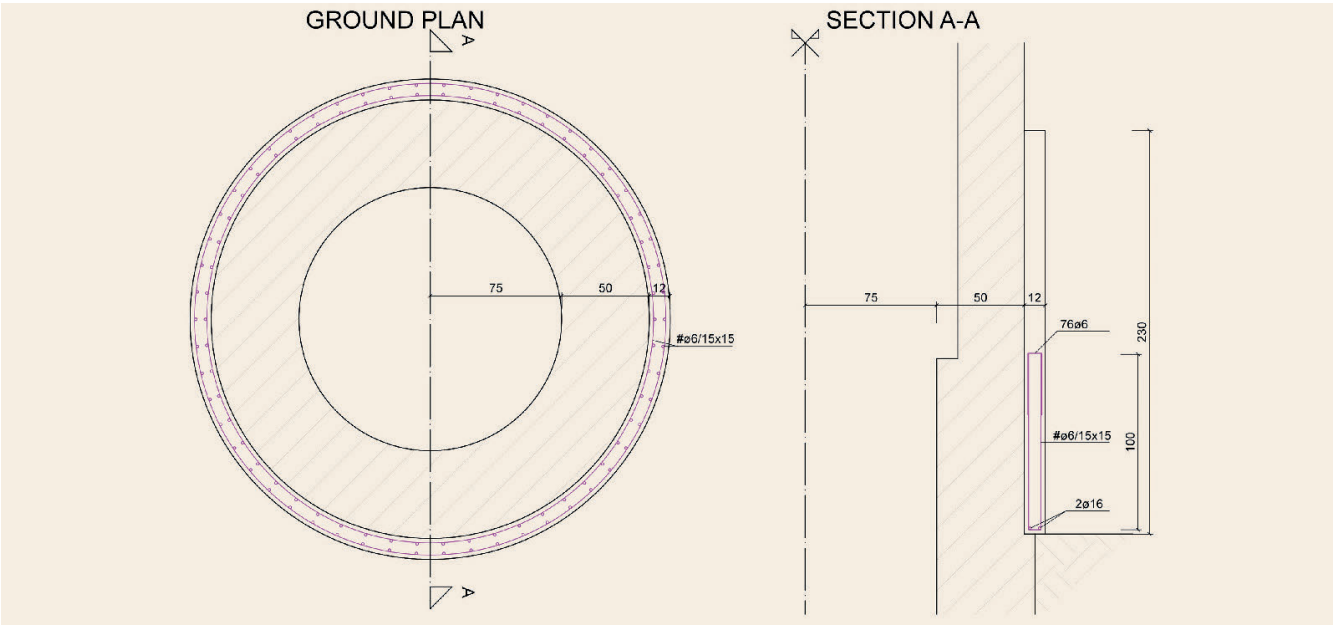


Bild 9. Detail der Betonmanschette *Abb.: F. Telch, G. Lacidogna, O. Rösch*

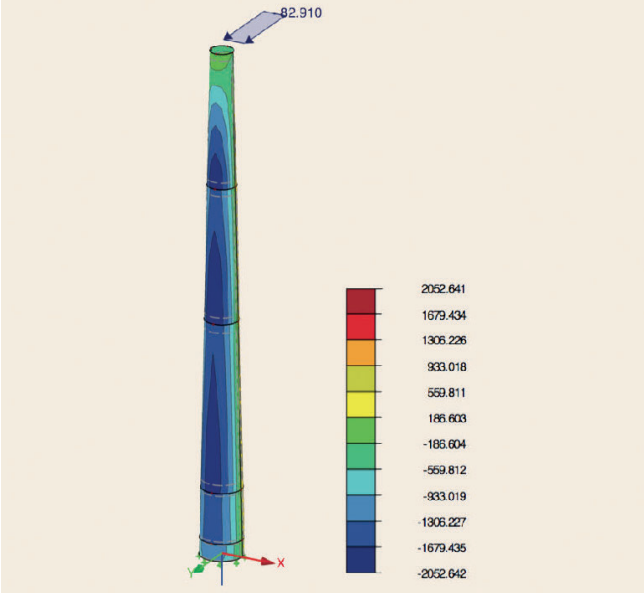


Bild 10. 3D–Modell mit den durch die dritte Eigenfrequenz der Schwingung am 07.06 um 11:57 Uhr verursachten Druckspannungen
Abb.: F. Telch, G. Lacidogna, O. Rösch

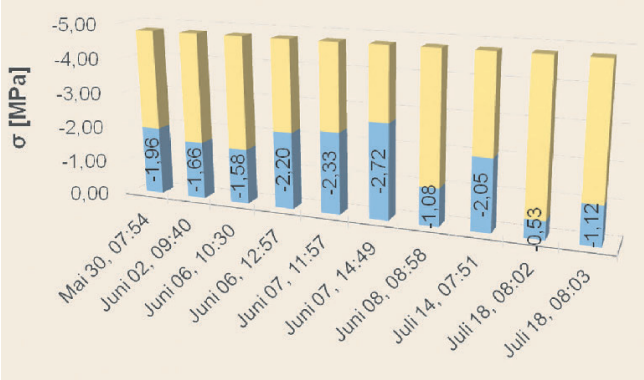


Bild 11. Vorhandene Druckspannung (blau), fehlende Druckspannung zum Erreichen der zulässigen (gelb) *Abb.: F. Telch, G. Lacidogna, O. Rösch*

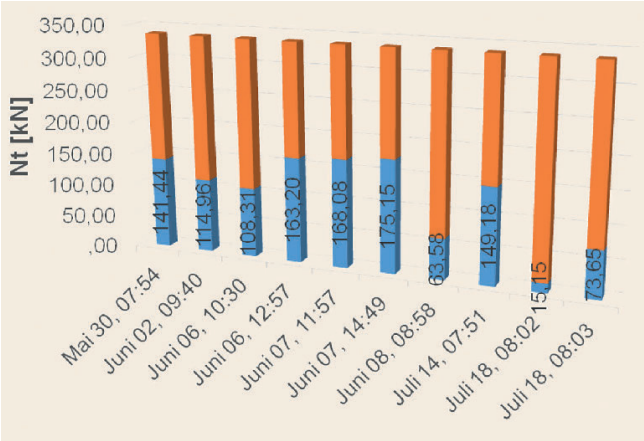


Bild 12. Vorhandene Zugkraft (blau), fehlende Zugkraft zum Erreichen der zulässigen (orange) *Abb.: F. Telch, G. Lacidogna, O. Rösch*

$$F_i = a \cdot \frac{M_m}{q} \cdot M_{tot} \tag{8}$$

Zur Berechnung der Druckspannungen und der Zugkräfte wurde mit der Software RFEM von Dlubal Software ein neues FE-Modell mit den oben beschriebenen Eigenschaften erstellt. Für jedes Ereignis ergaben sich vier Werte, ein Wert je Eigenfrequenz. Die maßgebende Spannung am Fuß des Schornsteins wurde mit der SRSS-Methode (Square Root Sum of Squares) bestimmt:

$$\sigma = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 + \sigma_4^2} \tag{9}$$

Tabelle 4 zeigt für ein Ereignis die Beschleunigungen gemäß dem Amplitudenspektrum für jede Eigenfrequenz. Für jede einzelne Beschleunigung wurde die statische Ersatzlast nach (8) bestimmt. In **Bild 10** ist das 3D-Modell dargestellt. Es zeigt die Druckspannungen aufgrund der dritten Eigenfrequenz beispielhaft für ein Ereignis. Es wird darauf hingewiesen, dass die Ersatzlasten im Modell als Linienlasten eingegeben wurden, daher wurden die Kräfte F durch den Durchmesser des Schornsteinkopfes geteilt. Dieser Vorgang wurde für alle vier Schwingungsmoden unter Verwendung von (9) durchgeführt und es wurden die effektiven Druckspannungen bestimmt.
Nach Gleichung (9) wird eine Druckspannung von 2,3 MPa und eine Zugkraft von 168 kN am Schornsteinfuß ermittelt. Die Ergebnisse liegen jeweils unter der angenommenen Mauerwerksfestigkeit von 4,8 MPa beziehungsweise der plastischen Normalkraft der Bewehrung von 338 kN.

Wie zu sehen ist, überschreiten die resultierenden Lasten die zugehörigen zulässigen Werte nicht, und somit ist bewiesen, dass dieses Ereignis dem Schornstein nicht geschadet hat.

In **Bild 11** und **Bild 12** sind die Druckspannungen und die Zugkräfte der maßgebenden Erschütterungsereignisse dargestellt. Wie man sieht, wurden die zulässige Druckspannung und die vorhandene zulässige Zugkraft nie erreicht. Es fällt auf, dass die Lasten trotz höherer Schwinggeschwindigkeit niedriger sind.

8 Schlussfolgerung

Abbrucharbeiten sind eine von vielen Erschütterungsquellen, die auf Gebäude einwirken. Für eine Beurteilung kann unter anderem die DIN 4150–3 verwendet werden. Die Norm gibt frequenzabhängige Anhaltswerte der Schwinggeschwindigkeit an. Wenn diese überschritten werden, können Schäden an Gebäuden auftreten. Diese Werte basieren jedoch auf Messungen, die in der Vergangenheit durchgeführt wurden, was dazu führt, dass sie einen hohen Sicherheitsfaktor aufweisen, um verschiedene Variablen, wie die mechanischen Eigenschaften des Untergrundes und die Gebäudestruktur, zu berücksichtigen. Zur Überwachung des Schornsteins wurde ein speziell entwickelter Algorithmus verwendet, bei dem einzelne Ereignisse bei Grenzwertüberschreitung in einzelnen Dateien gespeichert wurden. In etwa drei Monaten Monitoring wurden 34 Ereignisse aufgezeichnet. Davon überschritten zehn Erschütterungen die frequenzabhängigen Referenzwerte.

Diese zehn Ereignisse wurden näher untersucht, indem die Druckspannungen und die Ringzugspannungen berechnet wurden. Die Ergebnisse zeigen, dass die zulässige Druckspannung und die maximale Zugkraft selbst bei Schwinggeschwindigkeiten über den Anhaltswerten nach DIN 4150–3 nicht überschritten wurden. Auch bei den Begutachtungen des Schornsteins vor Ort

konnte keine Veränderung des Rissbildes beobachtet werden. Somit wurde gezeigt, dass ein Überschreiten der Anhaltswerte der DIN 4150–3 nicht unmittelbar zu einem schwerwiegenden Stabilitätsverlust führt.

9 Schlussbemerkung

Dieser Artikel entstand aus einer Masterarbeit, die 2017 an der Polytechnischen Universität Turin und an der Materialprüfungs- und Forschungsanstalt Karlsruhe (MPA) des Karlsruher Instituts für Technologie (KIT) entstanden ist. Autor der Arbeit war M. Sc. Ing. F. Telch, während Prof. G. Lacidogna und Dipl. Ing. O. Rösch [16] als Betreuer zur Seite standen.

Dieser Artikel erschien am 31. Dezember 2018 in der Zeitschrift „International Journal of Architectural Engineering Technology", mit dem Titel „Structural stability assessment of a masonry chimney subjected tonshocks vibration measurements".

Literatur

[1] *Adams, R. D.; Cawley, P.; Pye, C. J. et al.:* A vibration technique for non-destructively assessing the integrity of structures. *In:* Journal of Mechanical Engineering Science, Vol. 20 (1978), Iss. 2.
[2] *Andersen, J. E.; Fustinoni, M.:* Structural Health Monitoring Systems. COWI-Futurtec, Lyngby, Denmark, 2006.
[3] *Brownjohn, J. M. W.; Carden, E. P.; Goddard, R. C. et al.:* Real-time performance monitoring of tuned mass damper system for a 183m reinforced concrete chimney. *In:* Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Vol. 98 (2010), Iss. 3, pp. 169-179.
[4] *Brownjohn, J. M. W.; Carden, P.:* Real-time operation modal analysis of Tamar Bridge. *In:* 26th International Modal Analysis Conference (IMAC XXVI), 2008.
[5] CIGB ICOLD: Dam monitoring General considerations. International Commission on Large Dams, Bulletin 60, Paris, 1988.
[6] *Kramer, H.:* Angewandte Baudynamik. Grundlagen und Praxisbeispiele. edition 2, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 2013.
[7] Ausführungspläne vom 1962, gezeichnet von Ooms Ittner & Cio, Köln.
[8] *Schröder, M.; Pocha, A.:* Deutscher Abbruchverband e. V.. Abbrucharbeiten, Grundlagen, Planung, Durchführung. edition 3, Verlaggesellschaft Rudolf Müller GmbH & Co. KG., Köln, 2015.
[9] *Korth, D.; Lippok, J.:* Abbrucharbeiten.Vorbereitung und Durchführung. edition 2, VEB Verlag für Bauwesen, Berlin, 1987.
[10] *Kuttner, T.:* Praxiswissen Schwingungsmesstechnik. Fakultät für Maschinenbau Universität der Bundeswehr München, Springer Vieweg, Neubiberg, 2015.
[11] *Hübner, E.:* Technische Schwingungslehre in ihren Grundzügen. Springer Verlag, Berlin/Göttingen/Heidelberg, 1957.
[12] National Instruments, NI DIAdem. Erste Schritte mit DIAdem, National Instruments Corporation, München, 2014.
[13] National Instruments, NI DIAdem. Daten finden, analysieren und dokumentieren, National Instruments Corporation, München, 2014.
[14] National Instruments, NI DIAdem. Daten erfassen und visualisieren, National Instruments Corporation, München, 2014.
[15] DIN 4150–3 rules: Vibrations in buildings – Part 3: Effects on structures, 2016.
[16] *Telch, F.:* Vibration measurements and their assessment concerning the effect on a masonry chimney. Department of Structural, Geotechnical and Building Engineering (DISEG), Politecnico di Torino, and Materials Testing and Research Institute (MPA), Karlsruher Institute of Technology, Masterthesis, 2017.
[17] *Rösch, O.:* Prüfbericht: Schwingungsmessung und Erschütterungsüberwachung an einem bestehenden Ziegelschornstein im Zuge der Rückbaumaßnahmen am Steinzeugpark in Bretten. Karlsruhe, 2017.
[18] *Das, A.:* Signal Conditioning. An Introduction to Continuous Wave, Communication and Signal Processing. Springer Verlag, Berlin – Heidelberg, 2012.
[19] *Haupt, W.:* Bodendynamik – Grundlagen und Anwendung. Friedr. Vieweg & Sohn, Braunschweig/Wiesbaden, 1986.
[20] *Korenev, B. G.; Rabinovic, I. M.:* Baudynamik. Handbuch, VEB Verlag für Bauwesen, Berlin, 1980.
[21] *Stempniewski, L.; Haag, B.:* Baudynamik-Praxis. Bauwerk Verlag GmbH, Berlin, 2010.
[22] UNI 9916 rules, Criteri di misura e valutazione degli effetti delle vibrazioni sugli edifici, 2004.
[23] DIN EN 1996–1–1/NA, National Annex – Nationally determined parameters – Eurocode 6: Design of masonry structures – Part 1–1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures. 2012.
[24] DIN EN 1996–3/NA, National Annex –Nationally determined parameters –Eurocode 6: Design of masonry structures – Part 3: Simplified calculation methods for unreinforced masonry structures. 2012.
[25] DIN EN 1998–1, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings; German version EN 1998–1:2004 + AC:2009.

Abb.: F. Telch

Dr. Ing. Fabian Telch

fabian.telch@gmail.com

Ehemaliger Student der Politechnischen Universität Turin (Politecnico di Torino)
Ehemaliger ERASMUS-Student des Karlsruher Institut für Technologie
Kaltentalstraße 7, Salurn, 39040, Italien

Prof. Giuseppe Lacidogna

giuseppe.lacidogna@polito.it

Politechnische Universität Turin (Politecnico di Torino)
DISEG (Department of Structural Engineering, Construction and Soil Mechanics)
Corso Duca degli Abruzzi 24, Torino, 10129, Turin

Dipl. Ing. Oliver Rösch

oliver.roesch@kit.edu

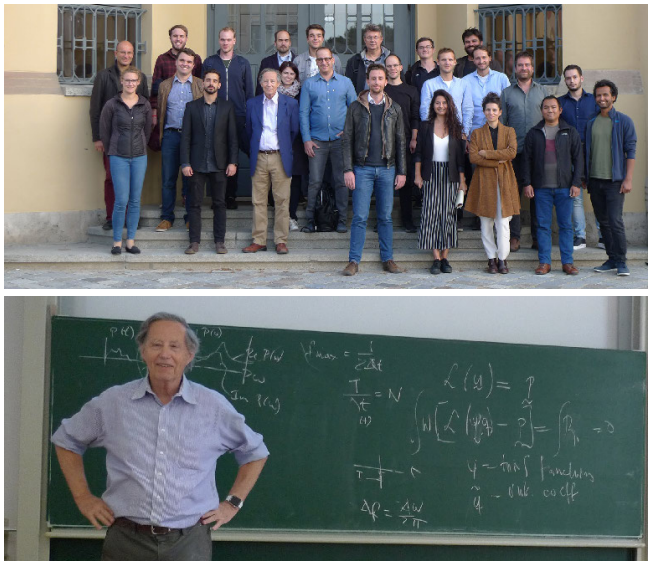
Karlsruher Institut für Technologie
MPA Karlsruhe
Gotthard-Franz-Straße 3, 76131, Karlsruhe

16. D-A-CH-Tagung

Die 16. D-A-CH Tagung fand im September 2019 in Innsbruck statt.
Abb.: Adam/Achs

Am 26. und 27. September 2019 fand die 16. D-A-CH-Tagung „Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik" in den Räumlichkeiten der Katholisch-Theologischen Fakultät der Universität Innsbruck statt. Die D-A-CH-Tagung 2019 war mit zwei Plenarvorträgen, 84 eingereichten Vorträgen und circa 230 Teilnehmenden die mit Abstand größte aller bisherigen D-A-CH-Tagungen, die im Zweijahresrhythmus abwechselnd von der DGEB, SGEB und OGE ausgetragen werden. Als Plenarvortragende konnten mit Prof. Eduardo Kausel vom MIT und Prof. Dimitrios Vamvatsikos von der Nationalen Technischen Universität Athen zwei weltweit hochkarätige Wissenschaftler in den Fachgebieten gewonnen werden. Von vielen Anwesenden wurde die hohe wissenschaftliche Qualität sowie die Praxisnähe der Beiträge besonders hervorgehoben. Der Tagungsband in Form eines E-Books umfasst insgesamt 741 Seiten. Es hat sich auch diesmal wieder die ausgezeichnete Gelegenheit geboten, Kontakte zu Kolleginnen und Kollegen vor allem aus Deutschland, Österreich und der Schweiz zu pflegen. Die Firmenausstellung fand ebenso regen Anklang. Im Rahmen der Abendveranstaltung in der Villa Blanka wurde dem vormaligen langjährigen Generalsekretär Univ. Prof. Dipl.-Ing. Dr. Rainer Flesch feierlich die Urkunde über seine Ehrenmitgliedschaft bei der OGE überreicht. Abgerundet wurde die Veranstaltung durch die Verleihung der Ehrenmitgliedschaft an Prof. Dr. rer. nat. Gottfried Grünthal bei dem DGEB für seine Verdienste im Erdbebeningenieurwesen, der Ingenieurseismologie und insbesondere den richtungsweisenden Arbeiten zu seismischen Gefährdungsanalysen.
Besonderer Dank geht an die vielen Mitgliedern der DGEB, SGEB und OGE, die mit ihren Vorträgen und Diskussionsbeiträgen sowie ihrer Teilnahme zum Erfolg der D-A-CH-Tagung 2019 beigetragen haben!
Christoph Adam und Günther Achs

1. D-A-CH-Doktoranden-kolloquium



In Weimar trafen sich 25 Teilnehmer zum ersten Doktorandenkolloquium „Erbebeningenieurwesen und Baudynamik". *Abb.: Zabel*

Vom 11. bis zum 13. September 2019 trafen sich auf Einladung der DGEB und der Bauhaus-Universität Weimar 25 Doktorandinnen und Doktoranden aus zehn Universitäten und Hochschulen der D-A-CH-Länder zum 1. D-A-CH-Doktorandenkolloquium „Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik". Mit dieser Veranstaltung wollten die drei Schwesterorganisationen DGEB, OGE und SGEB den fachlichen Austausch sowie die Netzwerkbildung des wissenschaftlichen Nachwuchses auf dem Gebiet der Baudynamik und des Erdbebeningenieurwesens fördern.
Flankiert von Vorträgen von Prof. em. Eduardo Kausel vom Massachusetts Institute of Technology haben die Teilnehmerinnen und Teilnehmer die Gelegenheit genutzt, ihre Arbeiten vorzustellen und sich gegenseitig in angeregten Diskussionen zu inspirieren. Neben dem fachlichen Austausch bestand auch hinreichend Gelegenheit zum Kennenlernen der Gebäude, in denen vor 100 Jahren das Bauhaus gegründet wurde, sowie Thüringer Spezialitäten.
Die Teilnehmerinnen und Teilnehmer haben den Veranstaltern ein außerordentlich positives Feedback gegeben. Der Vorstand der DGEB dankt allen, die durch ihre Beiträge und ihr Engagement zum Gelingen der Veranstaltung beigetragen haben und hofft, damit den Auftakt für eine Reihe von Kolloquien gelegt zu haben, die Doktorandinnen und Doktoranden, die an Universitäten in Deutschland, Österreich und der Schweiz auf den Gebieten der Baudynamik und des Erdbebeningenieurwesens promovieren, sich in regelmäßigen Abständen auszutauschen.
PD Dr.-Ing. habil. Volkmar Zabel, Bauhaus-Universität Weimar

2. D-A-CH-DOKTORANDENKOLLOQUIUM

Vom 13. bis 15. Juli 2020 findet an der Christian-Albrechts-Universität zu Kiel das 2. D-A-CH-Doktorandenkolloquium statt. Gast und Diskussionspartner wird Prof. D. Beskos der Universität Patras sein.