

6. VDI-Fachtagung

Baudynamik 2018



VDI-Berichte 2321

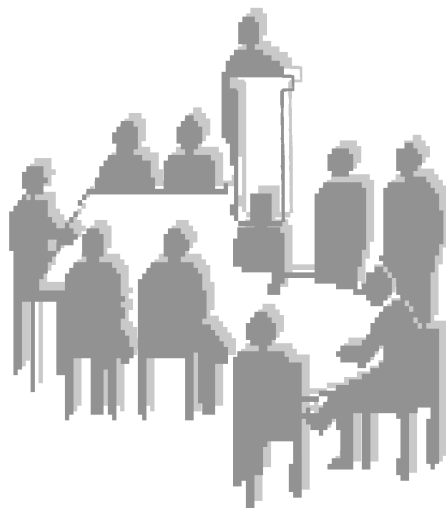
VDI-BERICHTE

Herausgeber: VDI Wissensforum GmbH

6. VDI-Fachtagung

Baudynamik 2018

Würzburg, 17. und 18. April 2018



VDI-Berichte 2321

Bibliographische Information der Deutschen Bibliothek

Die Deutsche Bibliothek verzeichnet diese Publikation in der Deutschen Nationalbibliographie; detaillierte bibliographische Daten sind im Internet unter www.dnb.de abrufbar.

Bibliographic information published by the Deutsche Bibliothek
(German National Library)

The Deutsche Bibliothek lists this publication in the Deutsche Nationalbibliographie (German National Bibliography); detailed bibliographic data is available via Internet at www.dnb.de.

© VDI Verlag GmbH · Düsseldorf 2018

Alle Rechte vorbehalten, auch das des Nachdruckes, der Wiedergabe (Photokopie, Mikrokopie), der Speicherung in Datenverarbeitungsanlagen und der Übersetzung, auszugsweise oder vollständig.

Der VDI-Bericht, der die Vorträge der Tagung enthält, erscheint als nichtredigierter Manuskriptdruck. Die einzelnen Beiträge geben die auf persönlichen Erkenntnissen beruhenden Ansichten und Erfahrungen der jeweiligen Vortragenden bzw. Autoren wieder.

Printed in Germany.

ISSN 0083-5560

ISBN 978-3-18-092321-5

Inhalt

Seite

Plenarvortrag

<i>S. A. Savidis, W. Schepers</i>	Neuaufgabe der Empfehlungen des Arbeitskreises 1.4 „Baugrunddynamik“ der DGGT	1
---------------------------------------	--	---

Einwirkungen – Personen

<i>K. Holtzendorff, M. O. Rosenquist, M. Ludwig</i>	Modifikation von Bemessungslastfällen gemäß VDI-Richtlinie 2038 zur Untersuchung personen- induzierter Schwingungen	3
<i>P. Wörndle, R. Borsutzky, H.-G. Hartmann, H. Sadegh-Azar</i>	Prognose und Messungen menscheninduzierter Schwingungen im großen Saal der Elbphilharmonie	17
<i>R. Flesch, K. Alten, B. Tappauf</i>	Abschätzung der Erschütterungs- und Sekundärschall- einwirkung auf Menschen in Gebäuden bei Bauarbeiten	27

Einwirkungen – Maschinen

<i>S. Appel, F. Kirsch</i>	Einfluss der Gerätetechnik auf die Erschütterungs- ausbreitung bei der Herstellung von Baugrund- verbesserungen mit Tiefenrüttler bzw. Aufsatzrüttler	39
<i>R. Jahnke, M. Mistler, U. Nohlen</i>	Untersuchung der Erschütterungsemissionen von Anbauverdichtern	53
<i>U. Gerhaher, A. Hofmann, T. Schönherr</i>	Maschinenlagerungen mit hochdämpfenden Elastomerlagern – Vergleich der Wirksamkeit unterschiedlicher Lagerungsvarianten	63
<i>P. D. Villamil, D. Heiland</i>	Prognose von Bauwerksschwingungen aus Maschinen- betrieb am Beispiel von historischen Webstühlen	73

Spezielle Anwendungen 1

<i>C. Meinhardt</i>	Applikation eines hybriden Tilgersystems für ein 246 m hohes Gebäude	83
<i>H. Lange</i>	Eine besondere Dynamik: „Soft-Tower“ von Windenergieanlagen (WEA)	93
<i>R. Zindler, U. Gerhafer</i>	Statische und baulastdynamische Anforderungen an Gebäudelagerungen mit hoch belastbaren PUR Materialien	101

Masse-Feder-Systeme

<i>A. Egger, M. Heim</i>	Langzeituntersuchung eines Masse-Feder-Systems – Kontrollmessung nach 30 Betriebsjahren – Nachweis der Wirksamkeit eines der ersten Schweizer Masse-Feder-Systeme	111
<i>G. Achs, B. Grass, M. Mach</i>	Langzeitverhalten von Masse-Feder Systemen an Eisenbahnstrecken in Österreich	119
<i>F. Pospischil, M. Heim, H. Loy, M. Biskup</i>	Effectiveness of Under-Sleeper-Pads – Recent measurements in comparison with previous results	137

Zustandsanalyse – Verfahren

<i>Y. Petryna, C.-M. Liao</i>	Schadigungsüberwachung in Tragwerken mittels Analyse der Wellenausbreitung – Eine Alternative für die klassischen Verfahren?	149
<i>M. Vollmering, A. Lenzen</i>	Experimentelle Schadenslokalisation auf Basis der H^∞ -Schätztheorie und State Projection Estimation Error	159
<i>P. Kähler, Y. Petryna</i>	Anwendung der Hilbert-Huang-Transformation in der Strukturüberwachung von Brücken	169

Zustandsanalyse – Anwendungen

<i>M. Häckell, A. Nuber, H. Friedmann, E. Aldoghaim, C. Ebert, M. Kohlmeier</i>	Knackpunkt – Structural Health Monitoring einer Monopile-Grout-Verbindung im Großversuch	179
<i>S. Marwitz, V. Zabel</i>	Modale Identifikation aus Langzeit-Dehnungsmessungen an einem Sendeturm	191
<i>S. Lachinger, M. Reiterer, J. Fink, S.-Z. Bruschetini- Ambro, A. Vorwagner</i>	Ermittlung dynamischer Eigenschaften von Eisenbahn- brücken mittels gezielter Kraftanregung	201
<i>A. Feldbusch, P. Agne, H. Sadegh-Azar</i>	Schwingungsmessungen, Systemidentifikation und Strukturüberwachung mit Smartphone und Tablet	213

Messen und Auswerten

<i>H. Bigelow, M. Friehe, B. Hoffmeister, M. Feldmann</i>	Experimentelle Untersuchungen zum dynamischen Verhalten von Eisenbahnschotter – Entwicklung eines neuen „Außenversuchsstandes“	223
<i>A. Firus, H. Berthold, J. Schneider, G. Grunert</i>	Untersuchungen zum dynamischen Verhalten einer Eisenbahnbrücke bei Anregung durch den neuen ICE 4	233
<i>J. Guggenberger</i>	Indirekte Bestimmung dynamischer Kräfte für die Schwingungsprognose – Aufstellung eines historischen Gasmotors im Deutschen Museum in München	249

Spezielle Anwendungen 2

<i>R. Cantieni</i>	Dynamik eines 130 Jahre alten Gebäudes unter Schalleinwirkung	261
<i>W. Schepers, E. Paraire</i>	Eigenschwingfrequenz eines schwimmenden Estrichs in der Erschütterungsschutzpraxis	271
<i>M. Friehe, C. Heinemeyer, M. Feldmann</i>	Vereinfachte Bemessung von Geschossdecken für hoch-sensible, erschütterungsempfindliche Geräte	283

Erschütterungen aus Schienenverkehr

<i>H. Töll, T. Hauser, G. Achs</i>	Untersuchung von Monoblockrädern im Wiener U-Bahnnetz – Dauermessanlagen zur Beurteilung des Langzeitverhaltens von Monoblockrädern	293
<i>K. Alten, R. Wehr, A. Fuchs, W. Wehr, T. Hauser</i>	Flächendeckende Emissionsmessungen im Wiener Linien Straßenbahnnetz: Erkenntnisse aus Befahrungen mit dem Gleismesswagen	307
<i>A. Büttner, J. H. T. Schmidt, F. Saathoff</i>	Entwicklung eines praxistauglichen Prognoseverfahrens für baustellenbedingte Erschütterungen	315

Erdbebenschutz-Systeme

<i>S. Güney</i>	Erdbebenschutz für zweigeschossige Wohn- und Geschäftshäuser in der Türkei mittels elastischer und dämpfender Elemente	325
<i>F. Weber, L. Meier, J. Distl, P. Huber, C. Braun</i>	Neues adaptives Gleitpendellager für maximale Performance im Service- und Erdbebenfall – Innovation im Bereich Erdbebenisolatoren	349

<i>P. Nawrotzki, D. Siepe</i>	Tilgersysteme zum nachträglichen Schwingungs- und Erdbebenschutz von Bauwerke	361
<i>C. Block, M. Gündel</i>	Neue Ansätze zur Erdbebenauslegung von Stahl-Leichtbaustrukturen	371

Erschütterungsschutz

<i>W. Steinhauser</i>	Aktuelle österreichische Erschütterungsschutznormen	383
<i>T. Rupp, A. Manuel</i>	Herausforderungen bei Schutzmaßnahmen an Gebäuden	393
<i>A. Wenz, M. Gündel, U. Gerhafer</i>	Bauen im Bestand – nachträgliche Installation einer hochelastischen Gebäudelagerung mit PUR-Materialien am Beispiel der ehemaligen Reichsbahndirektion in Stuttgart	401
<i>M. Gündel, C. Ebert</i>	Bauen an der Bahn – Erschütterungsschutz beim Studentenwohnheim Würzburg	411

Modellierung Bauwerke

<i>L. Auersch, S. Said</i>	Strukturschwingungen und Schwingungsminderung – Bauwerksmodelle, Messungen vor Ort und auf dem Versuchsgelände der BAM	421
<i>N. Breitsamter, H. Molzberger</i>	iSEG: imb-dynamik Simulation von Erschütterungen in Gebäuden	435
<i>C. Winter, G. Müller</i>	Prognose des Energieflusses in Massivholz-konstruktionen im tiefen, mittleren und hohen Frequenzbereich unter Verwendung einer hybriden FEM SEA Methode	451

Boden-Bauwerk-Wechselwirkung

<i>J. Freisinger, G. Müller</i>	Modellierung eines Halbraums mit sphärischem oder zylinderförmigem Hohlraum für dreidimensionale Boden-Bauwerk-Interaktion	461
<i>F. Taddei, G. Müller</i>	Numerische Methoden für die nichtlineare seismische Boden-Bauwerk-Interaktionsanalyse	473
<i>M. B. Basnet, H. D. B. Aji, F. Wuttke, P. S. Dineva</i>	Impedance Functions of Rigid Foundation on Inhomogeneous Elastic and Poroelastic Media Using Hybrid BEM-FEM Approach	483
<i>J. S. Bocherl, T. Kempen, H.-J. Krause, T. Marr</i>	Herabrechnen von Oberflächenwellen durch vorbeifahrende Züge auf beliebige Gründungsebenen für Prognosen – Teil 1 – Eine Grundlagenstudie mit Anwendungsbezug	495

Modellierung

<i>K. Kerkhof, F.-O. Henkel</i>	Großmaßstäbliche Erdbebenversuche zu den Wechselwirkungen Gebäude – Komponente	507
<i>A. Tributsch, S. Appel, B. Grass</i>	Einfluss der statischen und dynamischen Ersatzsteifigkeiten des Untergrundes auf die Wirkung einer elastischen Gebäudelagerung	517
<i>P. Steinhauser</i>	Dämmwirkungsprognosen unter der Berücksichtigung des Untergrunds	529

Programmausschuss

Dr. Daniel Albrecht, Calenberg Ingenieure GmbH, Salzhemmendorf

Dipl.-Ing. Michael Biskup, Getzner Werkstoffe GmbH, Berlin

Dr. sc. techn. ETHZ Reto Cantieni, rci dynamics, Ingenieurbüro für Baudynamik, Dübendorf, Schweiz

Dr.-Ing. Hans-Georg Hartmann, IBE Ingenieurberatung Baudynamik und Erdbeben, Frankfurt am Main

Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Haupt, Institut für Boden- und Baudynamik, Schwabach

Prof. Dr.-Ing. Helmut Kramer, baudyn GmbH, Hamburg

Prof. Dr.-Ing. Armin Lenzen, Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Leipzig

Prof. Dr.-Ing. Michael Link, Universität Kassel

Prof. Dr.-Ing. Gerhard Müller, Technische Universität München

Dr.-Ing. Peter Nawrotzki, GERB Schwingungsisolierungen GmbH & Co. KG, Berlin

Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Udo Peil, Technische Universität Braunschweig

Prof. Dr.-Ing. Yuri Petryna, Technische Universität Berlin

Prof. Dr.-Ing. Frank Rackwitz, Technische Universität Berlin

Prof. Dr.-Ing. Thomas Richter, GuD Geotechnik und Dynamik Consult GmbH, Berlin

Prof. Dr.-Ing. Raimund Rolfes, Leibniz Universität Hannover

Prof. Dr.-Ing. Werner Rücker, ehemals Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM), Berlin (Tagungsleitung)

Prof. Dr.-Ing. Hamid Sadegh-Azar, Technische Universität Kaiserslautern

Prof. Dr.-Ing. Stavros Savidis, Technische Universität Berlin

Prof. Dr.-Ing. Christos Vrettos, Technische Universität Kaiserslautern

Prof. Dr. Helmut Wenzel, Wenzel Consult, Wien, Österreich

Prof. Dr.-Ing. Horst Peter Wölfel, Wölfel Engineering GmbH + Co. KG, Höchberg

Dr.-Ing. Volkmar Zabel, Bauhaus-Universität Weimar

Neuaufgabe der Empfehlungen des Arbeitskreises 1.4 „Baugruddynamik“ der DGGT

Univ.-Prof. Dr.-Ing. **Stavros A. Savidis**,
Technische Universität Berlin, Fachgebiet Grundbau und
Bodenmechanik und GuD Geotechnik und Dynamik Consult GmbH,
Berlin;
Dr.-Ing. **Winfried Schepers**,
GuD Geotechnik und Dynamik Consult GmbH, Berlin

Kurzfassung

Es wird die Neuaufgabe, der Empfehlungen des Arbeitskreises 1.4 „Baugruddynamik“ der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik DGGT präsentiert. Der Arbeitskreis wurde im Jahr 1980, im Rahmen der Baugrunderkundung konstituiert. Ergebnisse der Arbeit wurden als Empfehlungen in der Vergangenheit vorab in der Zeitschrift „Die Bautechnik“ veröffentlicht und später auch durch Anwendungsbeispiele ergänzt. Im Dezember 2002 wurde die erste Ausgabe der Empfehlungen im Eigenverlag des Grundbauinstituts der Technischen Universität Berlin herausgegeben. Die zweite Auflage befindet sich z.Z. im Druck beim Ernst & Sohn Verlag.

Im Vortrag werden neben einer allgemeinen Einführung die wesentlichen inhaltlichen Ergänzungen der neuen Ausgabe gegenüber der ersten präsentiert. Diese sind vorwiegend in den folgenden neuen Kapiteln enthalten:

- Anwendungsbeispiele zur Bestimmung dynamischer Bodenkennwerte aus einem geotechnischen Bericht bzw. aus Labor- und Feldversuchen,
- Dynamisch belastete eingebettete starre Fundamente,
- Bleibende Verformungen,
- Dynamisch belastete Pfahlgründungen.

Modifikation von Bemessungslastfällen gemäß VDI-Richtlinie 2038 zur Untersuchung personeninduzierter Schwingungen

Vergleich Bemessungslastfälle und Koordinationsfaktoren aus der VDI-Richtlinie 2038 mit Projektbeispielen bzw. Messergebnissen

Dr.-Ing. Kira Holtzendorff, Dipl.-Ing. Marc Oliver Rosenquist, Marilena Ludwig, B.Sc., baudyn GmbH, Hamburg

Kurzfassung

Für Baudynamiker in der Praxis sind die Vorgaben der VDI-Richtlinie 2038 bezüglich der Definition von Bemessungslastfällen zur rechnerischen Vor-Abschätzung von personeninduzierten Schwingungen von Bauwerken eine gute Ausgangsbasis. Bei der Betrachtung individueller Fragestellungen sieht man sich jedoch häufiger gezwungen, eigene Vorgaben für Bemessungslastfälle zu definieren, um der realistischen Nutzung der betrachteten Konstruktion Rechnung zu tragen. Diese Vorgaben weichen zum Teil deutlich von den Vorgaben der VDI-Richtlinie 2038 ab und sind somit mit den Bauherren vorab zu vereinbaren.

Aus diesem Grund werden Vorschläge für eine differenzierte Vorgehensweise zur Definition möglichst realistischer Bemessungslastfälle angegeben. Anhand von Praxisbeispielen verschiedener Bauwerke (Büroaufstockung, Tribüne Plenarsaal, Fußgängerbrücke, Treppe Theater) werden die jeweiligen Bemessungslastfälle gemäß VDI-Richtlinie Blatt 2 bzw. gemäß differenzierter Vorgehensweise verglichen und bewertet.

Des Weiteren wurden durch verschiedene Schwingungsmessungen über viele Jahre Erfahrungen bezüglich der anzusetzenden Koordinationsfaktoren für die Anregung durch Personengruppen gesammelt, indem anhand der gemessenen Schwingungsamplituden Rückschlüsse auf die entsprechende Koordination der Personengruppe gezogen wurden. Die so ermittelten Koordinationsfaktoren werden mit den Vorgaben der VDI-Richtlinie 2038 Blatt 1 verglichen und bewertet.

1. Einleitung

Bei weit gespannten oder sehr leichten Bauwerken spielt die Schwingungsanfälligkeit durch Personen bei der Beurteilung der Gebrauchstauglichkeit und Tragsicherheit eine große Rolle. Inwieweit die Schwingungsanfälligkeit tatsächlich maßgeblich wird, hängt wesentlich von

der Nutzung des jeweiligen Bauwerks ab. Je nach Nutzung, welche in der Regel vom Bauherrn zu Projektbeginn vorgegeben oder gemeinsam definiert wird, können sehr unterschiedlich intensive Belastungsszenarien relevant sein.

In der VDI-Richtlinie 2038 „Gebrauchstauglichkeit von Bauwerken bei dynamischen Einwirkungen“ Blatt 1 [1] und Blatt 2 [2] aus den Jahren 2012/2013 sind zum ersten Mal die Erkenntnisse aus zahlreichen Veröffentlichungen, z.B. [3], [4], [5], zusammengefasst worden, um den Anwendern ein einheitliches Nachweiskonzept mit der Angabe von Bemessungslastfällen, Belastungsfunktionen und Anhaltswerten für die Bewertung der Schwingungen zur Verfügung zu stellen.

In mehreren Projekten mit individuellen Fragestellungen war es dennoch erforderlich, eigene Vorgaben für Bemessungslastfälle zu definieren, um der realistischen Nutzung der betrachteten Konstruktion Rechnung zu tragen. Diese Vorgaben weichen zum Teil deutlich von den Vorgaben der VDI-Richtlinie ab und sind somit mit den Bauherren vorab zu vereinbaren. Auf der Basis dieser festgelegten Bemessungslastfälle werden anschließend baodynamische Berechnungen zur Prognose der Schwingungsamplituden durchgeführt.

Aus dieser Erkenntnis heraus wird in diesem Beitrag ein Vorschlag für eine differenzierte Vorgehensweise zur Definition von Bemessungslastfällen in Anlehnung an die VDI-Richtlinie unterbreitet.

Darüber hinaus werden beispielhaft für das regellose Gehen ohne Taktgeber und das Hüpfen mit Taktgeber aus Schwingungsmessungen ermittelte Koordinationsfaktoren mit den Angaben der VDI-Richtlinie verglichen und bewertet.

2. Klassifizierung von Bauwerken nach Bedeutungskategorien

In der Tabelle 18 der VDI-Richtlinie 2038 Blatt 2 [2] werden die unterschiedlichen Bauwerke verschiedenen Bedeutungskategorien 0 bis III zugeordnet. Dabei kann der Begriff „Bedeutung“ in der Tabelle durchaus zweideutig verstanden werden. Einerseits wird hier eine politische bzw. gesellschaftliche Bedeutung eines Bauwerks (Prestige!) mit einer Komforterwartung verbunden, indem z.B. zwischen Brücken im innerstädtischen bzw. im ländlichen Bereich unterschieden wird. Andererseits wird durch den Begriff der Bedeutung offensichtlich auch die Empfindlichkeit der Nutzer berücksichtigt, indem in der Tabelle Bezug auf „Flächen mit sehr geringen bzw. sehr hohen Anforderungen“ genommen wird. Falls für den Anwender das zu untersuchende Bauwerk nicht direkt in der Tabelle 18 in [2] angegeben wird, muss dieser für die richtige Wahl der Bedeutungskategorie demnach beide Aspekte – gesellschaftliche Bedeutung und Empfindlichkeit - berücksichtigen.

Die Differenzierung von Geschossdecken in öffentliche und nicht öffentliche Gebäude in Tabelle 18 [2] wurde offenbar durch die intensiveren Einwirkungen in öffentlichen Gebäuden (gemäß Tabellen 25 und 26) erforderlich.

Tabelle 1: Modifikation von Tabelle 18 aus [2] - Definition von Bedeutungskategorien

Bedeutungskategorie	Geschossdecken	Tribünen	Brücken	Treppen
0	Werkstätten, Fitnessstudios, Diskotheken, Flächen mit sehr geringen Anforderungen	Temporäre Tribünen	-	Fluchttreppen
I	Arbeitsbereich mit überwiegend geistiger Tätigkeit (Büros) Sakralbauten Kantinen Kultur- und Mehrzweckräume Bahnhöfe Einkaufszentren	Steh- und Sitztribünen in Stadien und Mehrzweckhallen	Brücken in ländlichen Gebieten mit geringer Nutzung	Treppen in öffentlichen Gebäuden Bahnhöfe Einkaufszentren Theater
II	Wohnräume Museen Schulen Konzertsäle Bibliotheken	Tribünen mit erhöhten Anforderungen (Politik, Theater, Konzert, Oper)	Brücken in geschlossenen Siedlungen Bahnhöfen Parks Wohngebiet	Treppen mit Aufenthaltsmöglichkeit (z. B. Podeste)
III	Schlafräume Sanitätsräume Operationsräume Arztpraxen Ruheräume (Krankenhaus, Kurklinik) Flächen mit sehr hohen Anforderungen (Prestige)	-	Verkehrswege zu Einrichtungen, deren Nutzer eingeschränkte Beweglichkeit haben (z. B. Krankenhäuser)	Sondertreppen

Diese Differenzierung ist jedoch auch für andere Bauwerkstypen zielführend, so dass hier vorgeschlagen wird, ergänzend sogenannte *Einwirkungskategorien* in einer zusätzlichen Tabelle zu definieren, die der Intensität der erwarteten Einwirkungen Rechnung tragen, und an dieser Stelle auf die Differenzierung „öffentlich/nicht öffentlich“ zu verzichten. Die Tabelle 1 stellt demnach eine Modifikation der Tabelle 18 in [2] dar. In Abhängigkeit der Bedeutungskategorie eines Bauwerks wird in der Tabelle 17 in [2] das erforderliche Komfortniveau für unterschiedliche Häufigkeiten der auftretenden Bemessungssituationen angegeben.

3. Klassifizierung von Bauwerken nach Einwirkungskategorien

Tabelle 2: Einwirkungskategorien im Hinblick auf Intensität

Einwirkungskategorien $i = 1-7$	Geschossdecken G_i	Tribünen T_i	Brücken B_i	Treppen Tr_i
1 (gering)	Krankenhaus Arztpraxis	Politik Theater Konzertsaal (Klassik) Oper		Krankenhaus Arztpraxis Büro
2	Sakralbau Bibliothek Museum Wohngebäude Büro Gewerbe			Wohngebäude Gewerbe
3			Wohngebiet	Theater Konzertsaal (Klassik) Oper Museum
4	Schule			Schule
5	Einkaufszentrum Bahnhof		Park	
6	Diskotheek Fitnessstudio (Individualtraining)	Mehrzweckhalle (Popmusik) Fernsehsow Sportstätte	Bahnhof	Bahnhof Mehrzweckhalle Sportstätte
7 (stark)	Fitnessstudio (Gruppenräume)	Mutwillige Anregung	Mutwillige Anregung	Mutwillige Anregung

Aus zuvor genannten Gründen wird in dieser Veröffentlichung eine zusätzliche Klassifizierung der Bauwerke nach *Einwirkungskategorien* vorgeschlagen, wobei die in der dafür entwickelten Tabelle 2 angegebenen Ordnungszahlen mit der Intensität der personeninduzierten Einwirkungen ansteigen.

4. Definition von Bemessungs- bzw. Beurteilungslastfällen

Die Definition der Bemessungs- bzw. Beurteilungslastfälle erfolgt in [2] nach den Tabelle 19 bzw. 25 bis 29 für jeden Bauwerkstyp bzw. für jede Bedeutungskategorie. Im Rahmen der von uns bearbeiteten Projekte musste jedoch des Öfteren von den Vorgaben für die Bemessungssituationen in Tabelle 19 [2] abgewichen werden, wenn diese in Abhängigkeit der spezifischen Nutzung bzw. in Abstimmung mit dem jeweiligen Bauherrn als unrealistisch erach-

tet wurden (siehe dazu Projektbeispiele in Abschnitt 5). Aus diesem Grund werden in den folgenden Tabellen 3 bis 6 Bemessungs- bzw. Beurteilungslastfälle in Abhängigkeit der zu erwartenden Intensität der Einwirkungen (Einwirkungskategorien) definiert, so dass anhand dieser zusätzlichen Angaben eine realitätsnähere Bestimmung der Bemessungslastfälle erfolgen kann. Dies ist wichtig, da die Größe der prognostizierten Schwingungsamplituden direkt von den zu Grunde gelegten Bemessungslastfällen abhängt und sich an dieser Stelle oftmals entscheidet, ob Maßnahmen zur Schwingungsreduktion erforderlich werden.

Tabelle 3: Bemessungs- bzw. Beurteilungslastfälle in Abhängigkeit der Häufigkeit des Auftretens und der Einwirkungskategorie - **Geschossdecken**

Häufigkeit des Auftretens	Geschossdecken G ₁	Geschossdecken G ₂	Geschossdecken G ₄	Geschossdecken G ₅	Geschossdecken G ₆	Geschossdecken G ₇
Quasiständig	Gehen 1 Person	Gehen 2 Personen*	Gehen 2 Personen*	Gehen 0,1 Pers./m ² *	Hüpfen 1 Person	Gehen 0,2 Pers./m ² *
Häufig	Gehen 2 Personen*	Gehen 2 Personen (synchron)	Gehen 2 Personen (synchron)	Gehen 0,2 Pers./m ² *	Hüpfen 2 Personen (synchron)	Hüpfen 0,2 Pers./m ² *
Selten	Gehen 2 Personen (synchron)	Laufen 2 Personen (synchron) oder Hüpfen 1 Person	Hüpfen 2 Personen (synchron)	Gehen 0,5 Pers./m ² *	Hüpfen 0,2 Pers./m ² *	Hüpfen 0,5 Pers./m ² *

* Entsprechende Synchronisation ist z.B. nach den Abschnitten 6+7 bzw. nach der VDI-Richtlinie 2038 Blatt 1 [1] abzuschätzen

Tabelle 4: Bemessungs- bzw. Beurteilungslastfälle in Abhängigkeit der Häufigkeit des Auftretens und der Einwirkungskategorie – **Tribünen**

Häufigkeit des Auftretens	Tribüne T ₁	Tribüne T ₆	Tribüne T ₇
Quasi-ständig	Gehen 1 Person	Fußstampfen von einer Gruppe (5 Personen)*	-
Häufig	Gehen 2 Personen*	Wippen und Fußstampfen aller Personen (verminderte Syn- chronisation)*	-
Selten	Gehen 2 Personen (syn- chron)	Hüpfen aller Personen (vermin- derte Synchronisation)*	Mutwillige Anregung durch Gruppe 5 Perso- nen (synchron)

Tabelle 5: Bemessungs- bzw. Beurteilungslastfälle in Abhängigkeit der Häufigkeit des Auftretens und der Einwirkungskategorie – **Brücken**

Häufigkeit des Auftretens	Brücken B ₃	Brücken B ₅	Brücken B ₆	Brücken B ₇
Quasi-ständig	Gehen 2 Person*	Gehen 0,1 Pers./m ² *	Gehen 0,2 Pers./m ² *	-
Häufig	Gehen 0,1 Pers./m ² *	Gehen 0,2 Pers./m ² * oder Laufen 2 Personen (synchron)	Gehen 0,5 Pers./m ² *	-
Selten	Hüpfen 1 Person	Gehen 0,5 Pers./m ² * oder Laufen 4 Personen (synchron)	sehr dichter Mas- sestrom mit ein- geschränkter Be- wegungsfreiheit (1,0 ... 1,5) Pers./m ² *	Mutwillige Anre- gung durch Gruppe 5 Per- sonen (syn- chron)

Tabelle 6: Bemessungs- bzw. Beurteilungslastfälle in Abhängigkeit der Häufigkeit des Auftretens und der Einwirkungskategorie – **Treppen**

Häufigkeit des Auftretens	Treppen Tr ₁	Treppen Tr ₂	Treppen Tr ₃	Treppen Tr ₄	Treppen Tr ₆	Treppen Tr ₇
Quasi-ständig	Treppensteigen 1 Pers.	Treppensteigen 1 Person	Treppensteigen 2 Personen	Treppensteigen 0,1 Pers./m ² (≥ 1 Pers.)*	Treppensteigen 0,25 Pers./m ² (≥ 2 Pers.)*	-
Häufig	Treppensteigen 2 Pers.	Treppensteigen 2 Personen (synchron)	Treppensteigen 0,1 Pers./m ² *	Treppensteigen 0,25 Pers./m ² (≥ 2 Pers.)*	Treppensteigen 0,5 Pers./m ² (≥ 4 Pers.)*	-
Selten	Treppensteigen 2 Pers. (synchron)	Hüpfen 1 Person	Treppensteigen 0,5 Pers./m ² *	Treppensteigen 0,5 Pers./m ² * mutwillige Anregung durch 2 Personen	Treppensteigen 0,5 Pers./m ² * mutwillige Anregung durch 2 Personen	Mutwillige Anregung durch Gruppe 5 Pers. (synchron)

5. Anwendung differenzierte Vorgehensweise anhand von Projektbeispielen

Die Anwendung der im vorangestellten Abschnitt differenzierten Vorgehensweise zur möglichst realitätsnahen Definition von Bemessungslastfällen soll anhand von Projektbeispielen nachvollzogen und mit den Vorgaben in [2] verglichen werden.

5.1 Aufstockung Bürogebäude – Bedeutungskategorie I, Einwirkungskategorie G₂

Tabelle 7: Vergleich Bemessungslastfälle Aufstockung Bürogebäude

Häufigkeit des Auftretens	Gemäß VDI-Richtlinie 2038	Differenzierte Vorgehensweise
Quasi-ständig	1 Person läuft im Abstand von 3 m	Gehen 2 Personen*
Häufig	2 Personen laufen synchron im Abstand von 3 m	Gehen 2 Personen (synchron)
Selten	Hüpfen von 1 Person in 3 m Abstand	Laufen 4 Personen (synchron) Oder Hüpfen 1 Person

In diesem Projektbeispiel wurde insbesondere die Anregung durch gehende Personen auf dem Flur durch die Mitarbeiter in den angrenzenden Büros in unterschiedlicher Entfernung als störend wahrgenommen. Ein Vergleich der entsprechenden Bemessungslastfälle in Tabelle 7 ergibt, dass für eine Geschosssdecke mit Büronutzung nach VDI-Richtlinie [2] und nach der differenzierten Vorgehensweise in etwa dieselben Bemessungslastfälle zu Grunde

gelegt werden können. Im Unterschied zu den Vorgaben der VDI-Richtlinie wird hier dafür plädiert, die Angabe zur räumlichen Anordnung der anregenden Personen zueinander entfallen zu lassen, da sich dies i.A. und auch in diesem Beispiel automatisch nach den individuellen, geometrischen Randbedingungen vor Ort ergibt.

5.2 Tribüne Plenarsaal – Bedeutungskategorie III, Einwirkungskategorie T₁

Tabelle 8: Vergleich Bemessungslastfälle Tribüne Plenarsaal

Häufigkeit des Auftretens	Gemäß VDI-Richtlinie 2038	Differenzierte Vorgehensweise
Quasi-ständig	Fußstampfen von einer Gruppe (5 Personen)	Gehen 1 Person
Häufig	Wippen und Fußstampfen aller Personen	Gehen 2 Personen*
Selten	Hüpfen aller Personen	Gehen 2 Personen (synchron)

Die typische Nutzung der Tribüne dieses Projektbeispiels besteht beim Betreten oder Verlassen (Gehen bzw. Treppensteigen) der Tribüne, was bei einer vollbesetzten Tribüne sicher nur wenige Personen betrifft. Es wird angenommen, dass zu Beginn oder am Ende der Veranstaltung sich zwar alle Personen gleichzeitig (unkoordiniert) bewegen, jedoch eine Empfindlichkeit gegenüber sitzenden Personen dann eher nicht gegeben ist. Für dieses Projektbeispiel wird aus der Tabelle 8 deutlich, dass die Vorgaben aus [2] die Intensität der Schwingungsanregung durch Personen deutlich überschätzen würden, da bei der Nutzung der Tribüne eines Plenarsaals das Wippen, Fußstampfen oder Hüpfen von Personen sehr unwahrscheinlich ist. Zusätzlich wurde bei unseren Untersuchungen noch der Lastfall „Applaudieren“ aller Personen im Takt als seltenes Ereignis untersucht, welches jedoch im vorliegenden Fall nicht maßgeblich war.

5.3 Fußgängerbrücke im Park – Bedeutungskategorie II, Einwirkungskategorie B_s

Eine typische Nutzung von Fußgängerbrücken im Park erfolgt durch Jogger, so dass in der Tabelle 5 bzw. 9 die Einwirkung durch laufende Personen ergänzt wird. Im Projektbeispiel wurde eine Stahlhohlkastenbrücke als 3-Feld-Durchlaufträger und einer messtechnisch ermittelten Eigenfrequenz von 2,6 Hz insbesondere durch Laufen resonanzartig angeregt. Die Abschätzung der tatsächlichen Personendichte für Fußgängerbrücken ist schwierig und davon abhängig, ob sich die Brücke in einem belebten (städtischen) Gebiet oder in ländlicher Umgebung befindet und wie groß die begehbare Brückenfläche ist. Daher sollte die Personendichte unabhängig von den Angaben der Tabelle kritisch überprüft werden.

Tabelle 9: Vergleich Bemessungslastfälle Fußgängerbrücke im Park

Häufigkeit des Auftretens	Gemäß VDI-Richtlinie 2038	Differenzierte Vorgehensweise
Quasi-ständig	sehr schwacher Verkehr (0,2 Pers./m ²)	Gehen 0,1 Pers./m ² *
Häufig	dichter Verkehr (0,5 Pers./m ²)	Gehen 0,2 Pers./m ² * oder Laufen 2 Personen (synchron)
Selten	Sehr dichter Massestrom mit eingeschränkter Bewegungs- freiheit (1,0 – 1,5 Pers./m ²)	Gehen 0,5 Pers./m ² * oder Laufen 4 Per- sonen (synchron)

5.4 Treppe Musicaltheater – Bedeutungskategorie II, Einwirkungskategorie T₆

Tabelle 10: Vergleich Bemessungslastfälle Treppe Musicaltheater

Häufigkeit des Auftretens	Gemäß VDI-Richtlinie 2038	Differenzierte Vorgehensweise
Quasi-ständig	0,1 Pers./m ² *	Treppensteigen 0,25 Pers./m ² * (≥ 2 Pers.)
Häufig	0,25 Pers./m ² * (≥ 2 Pers.)	Treppensteigen 0,5 Pers./m ² * (≥ 4 Pers.)
Selten	0,5 Pers./m ² * mutwillige Anre- gung durch 2 Personen	Treppensteigen 0,5 Pers./m ² * oder mutwillige An- regung durch 2 Personen

Im Projektbeispiel bestand das Treppenhaus aus einer reinen Stahlträgerkonstruktion. Die berechnete Personendichte ergab sich aus der Annahme einer vollbesetzten Treppe (Treppenhänge und Podeste) zu Beginn oder zum Ende der Vorstellung. Im Vergleich beider Ansätze zur Definition der Bemessungslastfälle in Tabelle 10 ergibt sich hier für eine Treppe mit starker Nutzung (Musicaltheater) eine Belastung durch eine höhere Personenzahl, ausgedrückt durch eine höhere Personendichte. Die Bewegungsart bzw. das Szenario ist hingegen identisch.

6. Koordinationsfaktoren – regelloses Gehen oder Laufen ohne Taktgeber

Zur Abschätzung der Synchronisation, das bedeutet der bei regelloser Bewegung zufällige Gleichtakt der Personen, gibt die VDI-Richtlinie 2038 Blatt 1 [1] die Formel 9 an:

$$F_n(t) = F(t) \cdot C(n) \cdot n$$

Der Koordinationsfaktor C wird in Abhängigkeit der tatsächlichen Personenzahl n nach Formel 10 in [1] berechnet:

$$C(n) = \frac{\sqrt{n}}{n}$$

An anderer Stelle in [1] wird jedoch darauf hingewiesen, dass bis zu einer Gruppengröße von 5 Personen $C = 1$ angenommen werden kann. Im Folgenden werden eigens messtechnisch ermittelte Koordinationsfaktoren aus regellosem Gehen auf Fußgängerbrücken, weitgespannten Decken und Tribünen mit den zuvor genannten Angaben der VDI-Richtlinie verglichen.

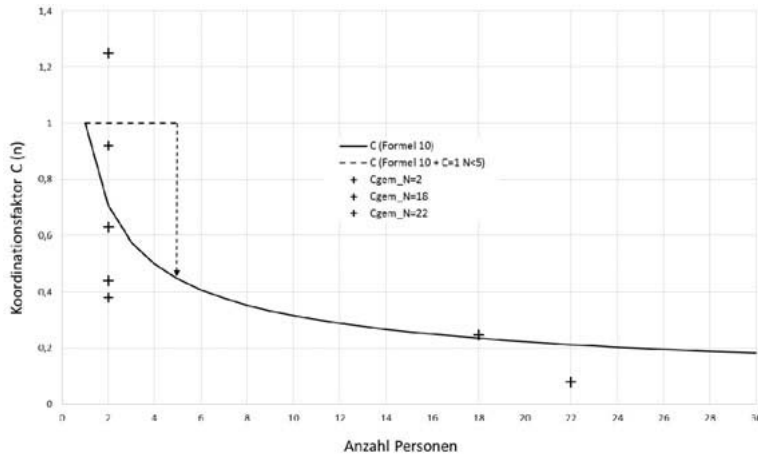


Bild 1: Vergleich Koordinationsfaktor $C(n)$ regellos: Vorgabe VDI-Richtlinie [1] – Messung

In Bild 1 sind die Koordinationsfaktoren für regelloses Gehen bzw. Laufen gemäß VDI-Richtlinie (durchgezogene Linie) und als Ergebnis eigener Auswertungen von entsprechenden Szenarien bei Schwingungsmessungen (Kreuze) zusammen getragen.

Insbesondere für regellose Bewegungen ist die messtechnische Bestimmung des Koordinationsfaktors C sehr schwierig. Wie an der begrenzten Anzahl von Messergebnissen in Bild 1 zu erkennen ist, ergeben sich eher uneinheitliche Ergebnisse, so dass die Anwendung der Formel 10 in [1] weiterhin zu empfehlen ist. Messtechnisch liegt die Schwierigkeit darin, dass durch den Koordinationsfaktor die Personenanregung, d.h. die Kraft-Einwirkung, skaliert werden soll, jedoch an den Messpunkten (welche konsequenterweise nicht direkt neben den Personen angeordnet sind) die Schwingung der Struktur, d.h. die Auswirkung der Anregung erfasst wird. Insbesondere bei regelloser Anregung kommt erschwerend hinzu, dass sich die anregenden Personen i. A. auf die Konstruktion verteilen, demnach nicht ortsfest (siehe Bild 2, Bewegung Gruppe zum Zeitpunkt t_1 , t_2 , t_3) und dadurch ggf. sogar nacheinander unterschiedliche Schwingformen anregen, so dass sich daraus eine „Verfälschung“ des Koordinationsfaktors ergeben könnte.

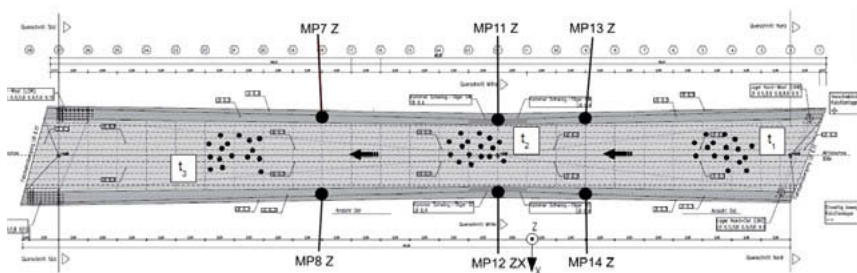


Bild 2: Messung regelloser Bewegung von Personengruppe auf Fußgängerbrücke

In der VDI-Richtlinie wird angegeben, dass sich erst bei größeren Schwingwegen von mindestens 10 mm eine Rückkopplung der Bauwerksschwingung auf die Personen („Lock-in Effekt“) erfolgt, so dass die regellose Anregung ohne Taktgeber in eine synchronisierte Anregung mit der Bauwerksschwingung als Taktgeber überführt wird. Dies kann aus eigenen Schwingungsmessungen bestätigt werden.

7. Koordinationsfaktoren – koordiniertes Springen/Hüpfen mit Taktgeber

In der Tabelle 4 in [1] werden die Koordinationsfaktoren für synchronisiertes Hüpfen differenziert nach Gymnastik, Sportereignis und Popkonzert für eine Gruppengröße von $N = 50$ angegeben. Für Gruppengrößen bis 5 Personen wird gemäß VDI-Richtlinie [1] $C = 1$ angenommen. Diese Angaben werden in Bild 3 der VDI-Richtlinie mit eigenen messtechnisch ermittelten Koordinationsfaktoren bei einer Hüpfanregung von 1, 2, 4, 10 und 18 Personen auf der in Bild 2 dargestellten Fußgängerbrücke verglichen. Im Vergleich erscheinen die in der Tabelle 4 in [1] angegebenen Koordinationsfaktoren (gestrichelte Linien bzw. Rauten bei $N = 50$ in Bild 3) sehr hoch. Ggf. setzen diese für Springen bei „Gymnastik, Sportereignis, Popkonzert“ den „Lock-in Effekt“ oder eine optimierte Taktgebung voraus.

Die in Bild 3 dargestellten Messwerte sind mit Hilfe eines akustischen Taktgebers (Metronom) sowie durch die Unterstützung eines „Vorturners“ erzeugt worden. Das Schwingungsniveau war jedoch für den „Lock-in Effekt“ nicht ausreichend hoch. Die hohen Koordinationsfaktoren der Tabelle 4 der VDI-Richtlinie konnten jedoch bei einer Messung in einem Fitnessstudio während eines Zumba-Kurses mit 26 Teilnehmerinnen nachvollzogen werden.

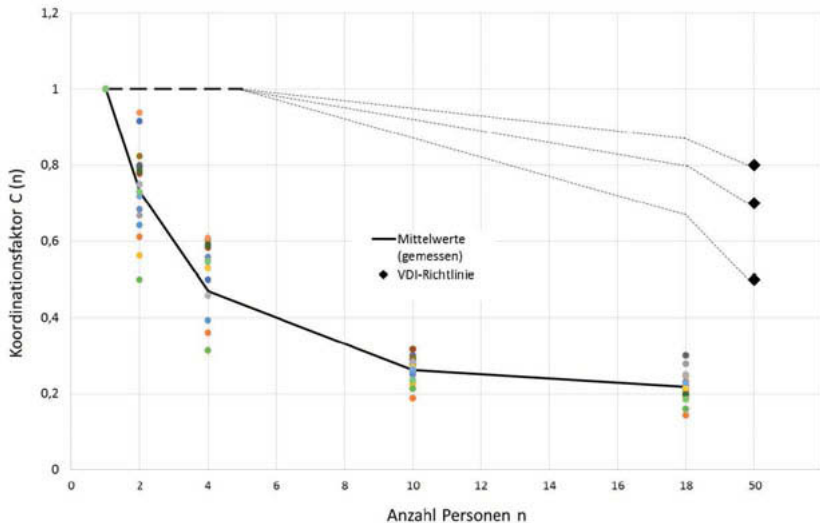


Bild 3: Vergleich messtechnisch ermittelte Koordinationsfaktoren für Springen/Hüpfen mit Taktgeber mit Angaben der VDI-Richtlinie [1]

Dabei ist ein deutlich größerer Koordinationsfaktor (nahe $C = 1$) ermittelt worden, was auf die außerordentliche Fitness der Sportlerinnen, das Durchführen offenbar gut eingeübter Bewegungen sowie die begünstigende Wirkung von taktgebender Musik, zwei anleitenden Traineerinnen sowie eines großen Wandspiegels zurückzuführen ist. Es ist daher anzunehmen, dass sich die relativ hohen Werte für den Koordinationsfaktor aus der Tabelle 4 nur unter optimalen „Synchronisationsbedingungen“ tatsächlich einstellen.

8. Zusammenfassung

Die in der VDI-Richtlinie 2038 Blatt 2 angegebenen Vorgaben zur Definition von Bemessungslastfällen wurden durch zusätzliche *Einwirkungskategorien* ergänzt, welche die Intensität der zu erwartenden Einwirkungen in Abhängigkeit der Nutzung der jeweiligen Bauwerke berücksichtigen. Die hier vorgestellte, differenzierte Vorgehensweise ermöglicht die Definition noch realistischerer, an die tatsächliche Nutzung des Bauwerks angepasster Bemessungslastfälle.

Anhand von Praxisbeispielen, in denen die Bemessungslastfälle gemäß den Vorgaben der VDI-Richtlinie mit denen gemäß der differenzierten Vorgehensweise verglichen werden, kann festgestellt werden, dass die in den Lastfällen definierten Bewegungsarten (Gehen,

Laufen, Hüpfen/Springen, Treppensteigen) aus beiden Verfahren in weiten Teilen übereinstimmt, sich jedoch je nach Nutzung sehr unterschiedliche Personenzahlen bzw. –dichten ergeben können. Für den Fall der hier vorgestellten Tribüne in einem Plenarsaal konnte zusätzlich beispielhaft gezeigt werden, dass durch die besondere - nicht öffentliche - Nutzung der Tribüne die in der VDI-Richtlinie für die Bemessungslastfälle vorgesehenen Bewegungsarten Fußstampfen, Wippen und Hüpfen als unrealistisch eingeschätzt werden müssen.

Grundsätzlich sollten die zuvor abgestimmten Bemessungslastfälle und die darauf basierenden, im Modell berechneten Schwingungsamplituden im Rahmen von Abnahmemessungen bestätigt werden. Ob sich die Bemessungslastfälle nach der Inbetriebnahme der Bauwerke tatsächlich als realistisch erweisen, kann nur nach angemessener Zeit in Rücksprache mit den Betreibern ermittelt werden. Oft wird dennoch bei der Herstellung der Konstruktionen der Einbau von Schwingungstilgern (Tribüne, Brücke) bereits vorgesehen, auch um z.B. bei einer Nutzungsänderung mit intensiveren Einwirkungen den benötigten Komfort weiterhin zu gewährleisten.

Zusätzlich wurden messtechnisch ermittelte Koordinationsfaktoren für regelloses Gehen ohne Taktgeber einerseits und für koordiniertes Springen mit Taktgeber andererseits mit den in der VDI-Richtlinie 2038 Blatt 1 angegebenen Werten für den Koordinationsfaktor verglichen. Es wurde festgestellt, dass die messtechnische Ermittlung von Koordinationsfaktoren insbesondere für die regellose Bewegung schwierig ist, was entsprechend durch eine uns bisher nur vorliegende, dünne Datenbasis und die große Streuung der Ergebnisse dokumentiert ist. Aus diesem Grund wird empfohlen, den Koordinationsfaktor weiterhin gemäß der Formel 10 der VDI-Richtlinie 2038 Blatt 1 abzuschätzen oder – falls das Bauwerk bereits existiert – den Koordinationsfaktor individuell anhand von Schwingungsmessungen zu ermitteln.

Ein Vergleich der in Tabelle 4 der VDI-Richtlinie 2038 Blatt 1 angegebenen Werte des Koordinationsfaktors für koordiniertes Hüpfen einer Gruppe von 50 Personen mit messtechnisch ermittelten Werten zeigt, dass die Synchronisation unter nicht außerordentlich optimalen Randbedingungen und in der Folge auch die Größe der erzeugten Bauwerksschwingungen wohl überschätzt würde.

Im Ergebnis dieser nicht vollständigen Untersuchung ist zusammenfassend festzustellen, dass für eine zuverlässigere, d.h. realistischere Bestimmung des Koordinationsfaktors eine deutlich größere Datenbasis aus durchgeführten Schwingungsmessungen, welche ihrerseits einer speziellen, noch zu bestimmenden Durchführung mit ggf. entsprechender Sensorik (z.B. Sensoren zur Erfassung des Bewegungszeitverlaufs der anregenden Personen) bedürfen, erforderlich ist.

- [1] VDI-Richtlinie 2038 Blatt 1: Gebrauchstauglichkeit von Bauwerken bei dynamischen Einwirkungen - Untersuchungsmethoden und Beurteilungsverfahren der Baudynamik - Grundlagen - Methoden, Vorgehensweisen und Einwirkungen, Düsseldorf 2012
- [2] VDI-Richtlinie 2038 Blatt 2: Gebrauchstauglichkeit von Bauwerken bei dynamischen Einwirkungen - Untersuchungsmethoden und Beurteilungsverfahren der Baudynamik - Schwingungen und Erschütterungen - Prognose, Messung, Beurteilung und Minderung, Düsseldorf 2013
- [3] Kramer, H., Kebe, H.-W.: Durch Menschen erzwungene Bauwerksschwingungen, Der Bauingenieur, Heft 5, 1979
- [4] Bachmann, H., Ammann, W.: Schwingungsprobleme bei Bauwerken. – Durch Menschen und Maschinen induzierte Schwingungen, Verlag IABSE, Zürich, 1987
- [5] Kramer, H.: Angewandte Baudynamik, Ernst & Sohn, 2. Auflage, Berlin, 2013
- [6] Ludwig, M.: Personeninduzierte Schwingungen – ein Vergleich zwischen Theorie und Praxis, Bachelor-Arbeit, Technische Universität Hamburg-Harburg, 2016
- [7] Heiland, D., Mistler, M.: VDI 2038 – Ein Erfahrungsbericht aus der Praxis, VDI-Bericht Nr. 2244, Düsseldorf, 2015

Prognose und Messungen menscheninduzierter Schwingungen im großen Saal der Elbphilharmonie

Dipl.-Ing. **Pierre Wörndle**, Dr.-Ing. **Robert Borsutzky**,
HOCHTIEF Engineering GmbH, Consult IKS, Frankfurt am Main;
Dr.-Ing. **Hans-Georg Hartmann**,
IBE Ingenieurberatung Baudynamik und Erdbeben, Frankfurt am Main;
Prof. Dr.-Ing. **Hamid Sadegh-Azar**,
Technische Universität Kaiserslautern, Kaiserslautern

Kurzfassung

Am Beispiel des großen Konzertsaaes der Elbphilharmonie wird die Qualität von Prognosen zu menscheninduzierten Erschütterungen erörtert. Dazu werden komplexe und vereinfachte numerische Verfahren zur Schwingungsprognose auf den Zuschauertribünen im großen Saal angewendet und die Aussagequalität der Simulationen anhand von Messungen mit bis zu 200 anregenden Personen bewertet.

1. Einleitung

Die Beurteilung von menscheninduzierten Schwingungen stellt den Planer trotz vielfältiger Richtlinien und Beispiele immer wieder vor neue Herausforderungen. Einerseits müssen die prognostizierten Schwingungen auf der sicheren Seite liegen, also tendenziell eher überschätzt werden, andererseits sollen Sie im Hinblick auf die wirtschaftlichen Randbedingungen ohne signifikante Konservativitäten vorausgesagt werden.

Um dem Planer eine Basis für seine Entscheidungen zu geben, soll in diesem Beitrag die Vorhersagesicherheit rechnerischer Prognosen von menscheninduzierten Erschütterungen beleuchtet werden. Dazu werden maximal auftretende Schwingungsamplituden zum Einen mit einer vereinfachten Berechnungsmethodik und zum Anderen mit detaillierten numerischen Analysen prognostiziert. Die Qualität der Prognosen wird anhand von gemessenen, tatsächlich auftretenden Schwingungen bewertet.

Die Bewertung findet am Beispiel des großen Konzertsaaes der Elbphilharmonie statt, in welchem ein umfangreiches Schwingungsmessprogramm zu menscheninduzierten Erschütterungen bei Anregung durch bis zu 200 Personen absolviert wurde. Über die aus dem Messpro-

gramm und den sie begleitenden detaillierten numerischen Untersuchungen gewonnenen Erfahrungen bezüglich der Prognose menscheninduzierter Schwingungen bei außergewöhnlich komplexen Tragstrukturen wird hier berichtet.

2. Großer Saal der Elbphilharmonie

Im Rahmen der Gesamtausführung der Elbphilharmonie durch HOCHTIEF waren die menscheninduzierten Schwingungen, insbesondere innerhalb der Konzertsäle, zu bewerten. Hierbei galt es zu belegen, dass die hohen Komfortanforderungen eingehalten werden und gegebenenfalls technische Maßnahmen zu planen um im Falle der Nichteinhaltung der Anforderungen die Schwingungsamplituden auf ein komfortables Maß zu verringern.

Gemäß dem Konzept eines „Konzerthauses für Alle“ finden neben klassischen Konzerten auch Jazz- und Rockkonzerte mit entsprechenden menscheninduzierten Einwirkungen im großen Saal statt, für die ebenfalls hohe Komfortanforderungen gelten.

Der große Konzertsaal der Elbphilharmonie ist nach dem sogenannten Weinberg-Konzept konzipiert. Ein Teil des Auditoriums ist dabei auf balkonartigen Tribünen platziert. Der Saal ist aus akustischen Gründen schwingungstechnisch vom restlichen Gebäude entkoppelt und als Box-in-Box-System konzipiert. Er besteht aus einer äußeren Schale, die starr mit dem Bauwerk verbunden ist, und einer inneren Schale, der eigentlichen Saalkonstruktion, welche auf Stahlfedern lagert (siehe Bild 1). Das Tragwerk der Elbphilharmonie selbst ist eine Stahlbeton- und Verbundbaukonstruktion. Die tragende Struktur des großen Saals besteht aus Stahlkonstruktionen, die auf den Federn vertikal gelagert sind. Diese sind so abgestimmt, dass die Eigenfrequenz der inneren Box des Saales möglichst niedrig gehalten wird um eine Übertragung von Schall und Erschütterungen von und nach außen möglichst gering zu halten.

Ein Querschnitt durch den Konzertsaal sowie die Darstellung eines Federpaketes ist in Bild 1 dargestellt.

Für die hier vorgestellten Prognosen werden ein idealisierter Einmassenschwinger eines betrachteten Teilsystems als auch ein numerisches Modell der Haupttragelemente des großen Saals verwendet und dynamische Zeitverlaufsanalysen für verschiedene menscheninduzierte Schwingungsanregungen durchgeführt. In Realität wurden vier verschiedene Tribünen des großen Saals gleichzeitig mit ca. insgesamt 200 Personen in mehreren Durchläufen durch unterschiedlichen Anregungsszenarien in Schwingung versetzt.

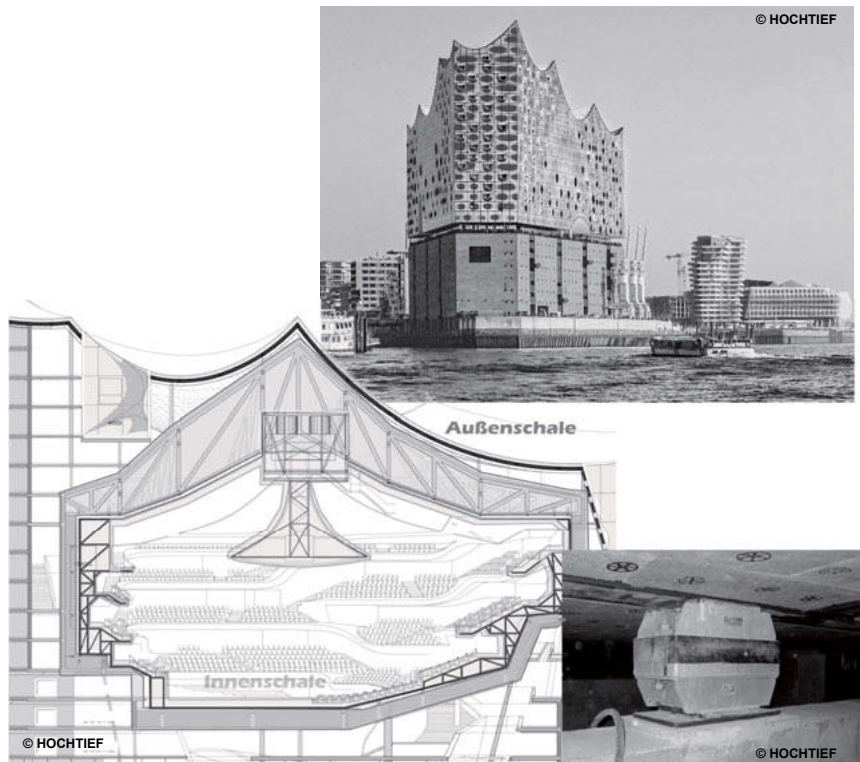


Bild 1: Lagerung des großen Konzertsaals auf Stahlfedern und Darstellung eines Federpaketes unter dem Saal

3. Anregungsszenarien

Für den großen Saal wurden als Leistungssoll drei verschiedene menschliche Anregungsszenarien (Klassik, Jazz, Rock) definiert, welche durch unterschiedliche Kombinationen von Klatsch- und Wippbewegungen in einer Menschenmenge charakterisiert sind. Neben den kombinierten Klatsch- und Wippbewegungen wurde ebenfalls eine gleichzeitige Wippbewegung aller Personen betrachtet. Diese unterschiedlichen Anregungen wurden sowohl in den numerischen Prognosemodellen als auch während den Schwingungsmessungen untersucht und im Hinblick auf definierte Grenzkriterien bewertet. Die numerische Idealisierung der Szenarien in Form von Last-Zeit Funktionen erfolgte in Anlehnung an [1]. Detaillierte Angaben zu weiteren menscheninduzierten Lasten finden sich in [4]

4. Schwingungsmessung

Die Schwingungsmessungen des großen Saals der Elbphilharmonie wurden auf den Tribünen 11, 16, 22 und 27 durchgeführt. Hierfür wurden je Tribüne mehrere Messsensoren platziert. Insgesamt waren ca. 200 Personen auf den jeweiligen Tribünen verteilt, wobei jede Person durch einen Handzettel detailliert instruiert wurde, welche Bewegungen sie bei den entsprechenden Szenarien auszuführen hat. Die Taktvorgabe erfolgte durch lautes Ansagen und Vorklatschen einer zentral platzierten Person, welche mit einem elektronischen Taktgeber ausgestattet war. Die einzelnen Szenarien wurden jeweils einmal wiederholt um die Reproduzierbarkeit der Maximalwerte zu beurteilen.

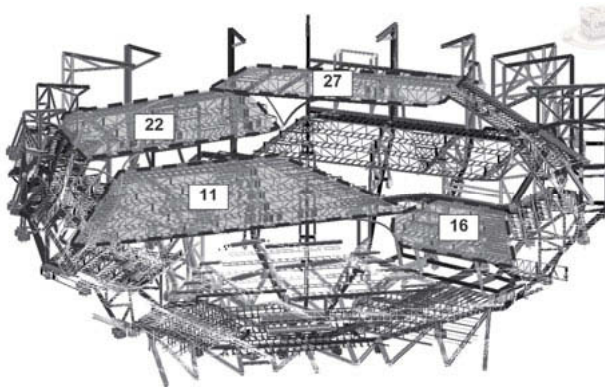


Bild 2: Darstellung der untersuchten Tribünen der Schwingungsmessung.



© HOCHTIEF

Bild 3: Mit Personen besetzte Tribünen während der Schwingungsmessung

Exemplarisch ist nachfolgend der Beschleunigungszeitverlauf für das Szenario Wippen für die Tribüne 22 (Sensor 2) inkl. dem resultierenden RMS-Wert für 1s dargestellt.

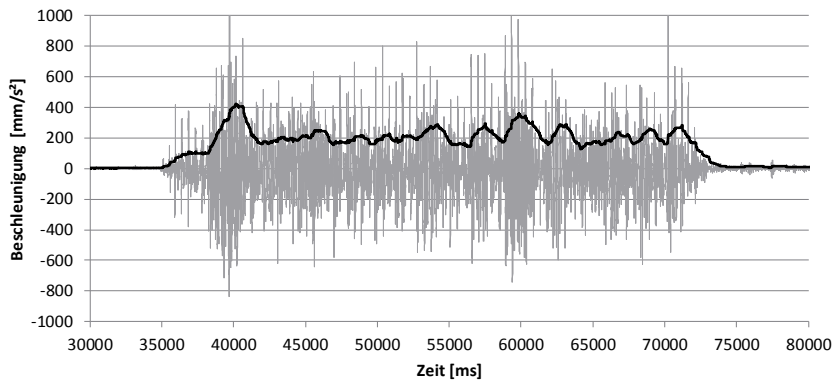


Bild 4: Beschleunigungszeitverlauf der Tribüne 22 (Sensor 2) für das Szenario Wippen

Die Ergebnisse der Tribüne 22 für die unterschiedlichen Szenarien sind in Tabelle 1 zusammengefasst. Es konnte durch die Schwingungsmessungen belegt werden, dass die definierten Grenzwerte für alle Szenarien mit Abstand eingehalten wurden.

Tabelle 1: Zusammenfassung der Schwingungsmessung für Tribüne 22

Lastszenario		max. KB_{Fmax} -Werte der Tribüne 22
Klassik	1. Durchgang	0,81
Klassik	2. Durchgang	0,76
Jazz	1. Durchgang	2,00
Jazz	2. Durchgang	2,03
Rock	1. Durchgang	1,63
Rock	2. Durchgang	1,82
Wippen	1. Durchgang	1,88
Wippen	2. Durchgang	1,59

Aus dem Abklingverhalten nach stoßartiger Sprunganregung konnte auf die Dämpfung der Struktur (inkl. der dort stehenden Personen) zurückgeschlossen werden. Offensichtlich bewirkten die anwesenden Personen sowie die vorhandenen nichttragenden Strukturen (Parkett,

weiße Haut) eine beträchtliche Erhöhung der Gesamtdämpfung. Infolge eines möglichst synchronen Sprunges von 200 Personen wurde eine Gesamtdämpfung von ca. 6% ermittelt.

5. Prognose mit vereinfachter Methode

Im Rahmen dieses Berichtes wird sich auf die Prognose einer Tribünenschwingung infolge des Wippszenarios konzentriert. Bei der vereinfachten Methode wird ein idealisierter gedämpfter Einmassenschwinger verwendet, auf den die definierte Last-Zeit Funktion wirkt. Die Auswertung wird mit Hilfe einer Excel Routine unter der Verwendung des DUHAMEL-Integrals [2] durchgeführt.

Für die Bestimmung der anzusetzenden Eigenfrequenz des Einmassenschwingers wird ein vereinfachtes Teilmodell des maßgebenden Hauptträgers erstellt. Das Eigengewicht der Struktur inkl. der Ausbaulasten und des Personengewichtes wird anteilmäßig auf den betrachteten Kragarm angesetzt. Aus der modalen Analyse ergibt sich die erste maßgebende vertikale Eigenfrequenz des Kragarmes zu 8,6 Hz. Das erstellte Teilmodell inklusive der angesetzten Belastung sowie die ermittelte Eigenform der maßgebenden vertikalen Kragarmschwingung sind in Bild 5 dargestellt.

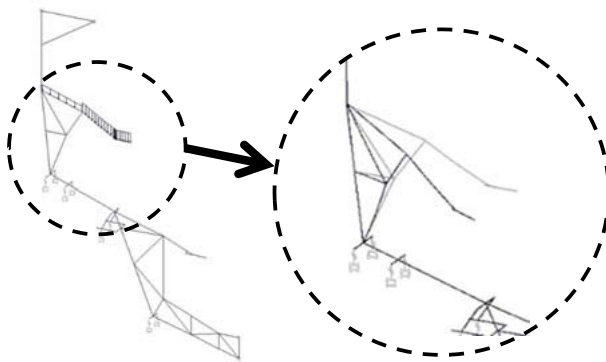


Bild 5: Vereinfachtes Teilmodell mit Tribüne 22 und Ansatz der Belastung (links) und maßgebende Modalform für eine Eigenfrequenz von 8,6 Hz (rechts)

Die effektive Masse des Einmassenschwingers wurde zu 1,4 t abgeschätzt. Infolge einer Wippanregung von 20 Personen mit 1,9 Hz, eines Koordinationsfaktors von 0,5 nach [3] sowie einer Dämpfung von 3% resultiert eine maximale Beschleunigung von $0,37 \text{ m/s}^2$ sowie ein

RMS Wert für 1s von ca. $0,2 \text{ m/s}^2$: Der resultierende Zeitverlauf des idealisierten Einmassenschwingers wird den Ergebnissen der Schwingungsmessung in Bild 6 gegenübergestellt.

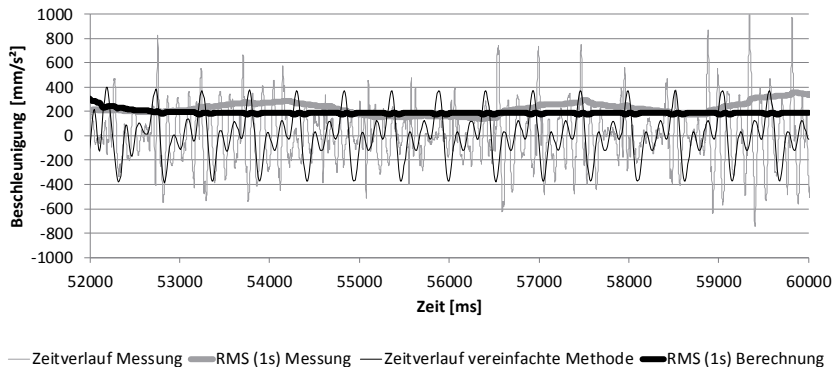


Bild 6: Beschleunigungszeitverlauf der Schwingungsmessung für Sensor 2 der Tribüne 22 inkl. RMS-Wert (1s) und Beschleunigungszeitverlauf der vereinfachten Methode inkl. RMS-Wert (1s)

Einzelne auftretende Spitzenwerte der Schwingungsmessung sind im Vergleich höher als die bei der Berechnung des Einmassenschwingers erzielten Maximalwerte. Vergleicht man jedoch den RMS-Wert der beiden Zeitsignale für ein laufendes Intervall von 1s ergibt sich eine gute Übereinstimmung zwischen Messung und Berechnung. Tendenziell liegen die Werte der vereinfachten Methode leicht unterhalb der Ergebnisse der Schwingungsmessung.

6. Prognose mit komplexer Methode

Für die Prognose mit Hilfe eines komplexeren Modells wird ein 3D Teilmodell des großen Saals erstellt. Die Primär- sowie die Sekundärstahlbaukonstruktion werden mittels Stabelementen der einzelnen Profile abgebildet. Die Verbindungen der einzelnen Profile untereinander erfolgt biegesteif. Die Lagerung der Stahlkonstruktion erfolgt gemäß den entsprechenden Federelementen. Das numerische Modell ist im Bild 7 dargestellt.

Die Anregung des numerischen Modells berücksichtigt die tatsächlich während der Schwingungsmessung an der Bewegung beteiligten Personen. Es wird eine Wippbewegung mit nicht abhebenden Fersen mit einer Frequenz von 1,9 Hz (Anregungsfrequenz während der Schwingungsmessung) unterstellt. Die Last-Zeit Funktion der Anregung wurde in Anlehnung an [1]

ermittelt und angesetzt. Weiterhin wurde angenommen, dass bei einer größeren Menschenmenge nicht alle Wippbewegungen synchron stattfinden können. Der sogenannte Koordinationsfaktor berücksichtigt diese Tatsache mit einem Abminderungsfaktor, welcher für diesen Fall analog zum vereinfachtem Verfahren zu 0,5 nach [3] angenommen wurde. Zur Berechnung der resultierenden Schwingungen wurde das modale Zeitverlaufsverfahren mit der beschriebenen Wippanregung für die dynamischen Berechnungen verwendet. Die Dämpfung der Kombination aus Baustruktur und menschlichen Körpern wurde analog zum vereinfachtem Verfahren zu 3% angenommen.

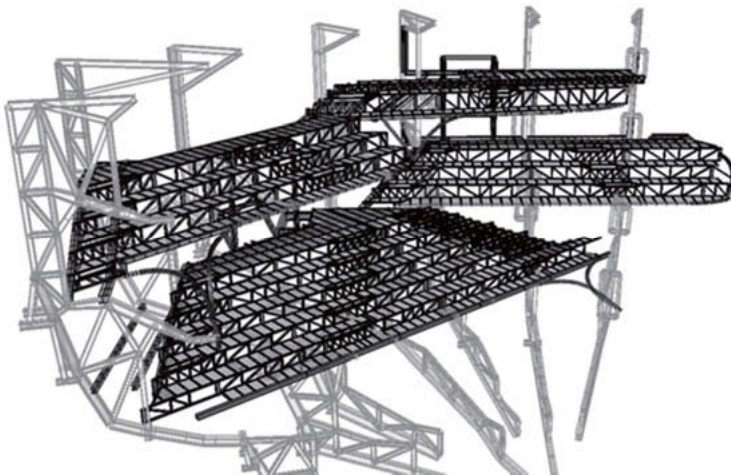


Bild 7: Erstelltes 3D Finite Elemente Modell des großen Saals (Teilmodell)

Der resultierende Zeitverlauf der komplexen Methodik wurde den Ergebnissen der Schwingungsmessung inkl. der zugehörigen RMS-Werte (1s) in Bild 8 gegenübergestellt. Einzelne auftretende Spitzenwerte der Schwingungsmessung sind wiederum im Vergleich höher als die bei der modalen Zeitverlaufsanalyse berechneten Maximalwerte, wobei der RMS-Wert der beiden Zeitsignale gute Übereinstimmung zeigt. Tendenziell liegen die Werte der komplexen Methode leicht oberhalb der Ergebnisse der Schwingungsmessung. Eine Verwendung der gemessenen Dämpfung von 6% führt zu einer noch besseren Übereinstimmung der RMS-Werte.

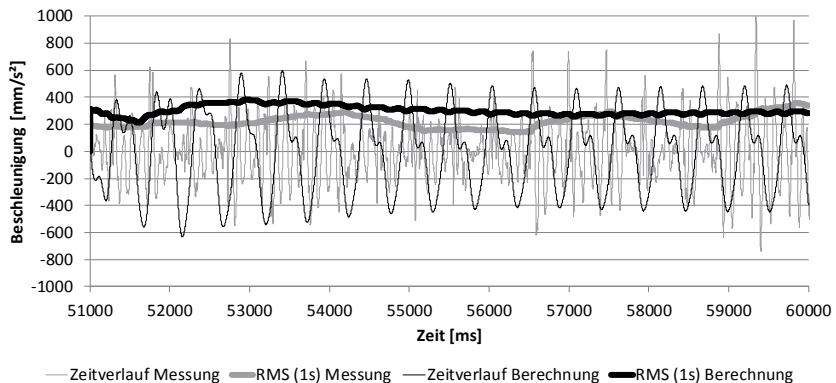


Bild 8: Beschleunigungszeitverlauf der Schwingungsmessung Tribüne 22 inkl. RMS-Wert (1s) und Beschleunigungszeitverlauf der komplexen Methode inkl. RMS-Wert (1s)

7. Fazit und Diskussion

Sowohl das vereinfachte Verfahren als auch das komplexe Verfahren liefern eine gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen der Schwingungsmessung. Einzelne Spitzenwerte, die während der Schwingungsmessung aufgetreten sind, sind durch lokale Effekte zu begründen. Diese lokalen Effekte sind, insbesondere aufgrund der Komplexität der Anregung infolge der individuellen Bewegungsabläufe jeder einzelnen Person, nicht in den numerischen Modellen abbildbar. Bei den Schwingungsmessungen hat sich gezeigt, dass die Reproduzierbarkeit der Anregung nur bedingt möglich ist. Bei den wiederholt durchgeführten Anregungsszenarien mit größeren Kraftamplituden (Rockszenario und Wippszenario) wurden Abweichungen des maximalen KB Wertes von bis zu 18% festgestellt.

Beide verwendeten Ansätze haben gemein, dass die Wahl des Koordinationsfaktors die Ergebnisse stark beeinflusst. Der Einfluss des Koordinationsfaktors ist dabei linear. Ein Ansatz des Koordinationsfaktors von 0,5 für 200 Personen spiegelt im vorliegenden Fall offenbar eine realitätsnahe Idealisierung wieder. Es ist bemerkenswert, dass trotz Instruktion der an der Schwingungsmessung beteiligten Personen und trotz Vorgabe des Taktes durch ein elektronisches Metronom offenbar keine höhere Synchronisation erzielt werden konnte. Die genaue Aussage über den während der Messung erzielten Koordinationsfaktor kann getroffen werden, da die Annahme der Dämpfung für den vorliegenden Vergleich im Bereich der Tribüne 22 keinen wesentlichen Einfluss darstellt. Der Grund hierfür ist, dass die Anregungsfrequenz von 1,9 Hz nicht im Bereich der Resonanzfrequenz der Tribüne 22 (8,6 Hz) liegt und auch keinen harmonischen Teil darstellt.

Für den Resonanzlastfall, der im Rahmen dieses Beitrages nicht dargestellt worden ist, ergibt sich natürlich sehr wohl eine Abhängigkeit von der gewählten Dämpfung. Im Rahmen der Schwingungsmessung wurden Dämpfungswerte von 6% festgestellt. Im Vergleich zur angenommenen Dämpfung von 3% können sich somit im Resonanzfall die Ergebnisse um Faktor 2 unterscheiden. Im Resonanzfall können somit die im Allgemeinen notwendigen konservativen Berechnungsergebnisse deutlich über den in der Realität zu erwartenden Schwingungen liegen. Setzt man den Koordinationsfaktor sowie die Dämpfung wie beschrieben konservativ an, sind Sicherheitsfaktoren bis zum Faktor 4 möglich. Für die meisten Fälle, wenn nicht genau die Resonanzfrequenz getroffen wird, ist ein Sicherheitsfaktor von bis zu 2 möglich.

Insgesamt ist festzustellen, dass die Prognose von menscheninduzierten Schwingungen mit deutlichen Unsicherheiten bzgl. des anzunehmenden Koordinationsfaktors und der Dämpfung behaftet sind. Die hier durchgeführten Messungen zeigen, dass der Ansatz des geringen Koordinationsfaktors 0,5 bei 200 Personen hinreichend zur Abschätzung der resultierenden Schwingungen für den konkreten Fall ist. Bei rechnerischem Ansatz einer vollen Koordination sind etwa doppelte Sicherheiten zu erwarten.

Wird aus der rechnerischen Überschreitung von einzuhaltenden Grenzwerten die Notwendigkeit schwingungsmindernder Maßnahmen abgeleitet, sind die gewählten evtl. konservativen Ansätze kritisch zu überprüfen und idealerweise durch Schwingungsmessungen zu verifizieren. Insbesondere der Resonanzfall kann durch die Kombination von groß angenommenem Koordinationsfaktor und klein gewählter Dämpfung deutlich konservativ sein.

7. Referenzen

- [1] Vogt, R., Bachmann H.: Dynamische Kräfte beim Klatschen, Fusstampfen und Wippen, Institut für Baustatik und Konstruktion ETH Zürich, September 1987, Bericht Nr. 7501-4
- [2] Meskouris, K.: Baudynamik: Modelle, Methoden, Praxisbeispiele, Ernst & Sohn, 1999, ISBN 3-433-01326-8
- [3] International Standard, ISO 10137: Bases for design of structures – Serviceability of buildings and walkways against vibrations, 2007-11-15, second edition
- [4] Sadegh-Azar, H., Wörmle, P., „Menscheninduzierte Schwingungen: Methoden, Ansätze und Beispiele zur Bewertung der Gebrauchstauglichkeit von Bauwerken, Bau-technik, Heft 7, 2012

Abschätzung der Erschütterungs- und Sekundärschall-einwirkung auf Menschen in Gebäuden bei Bauarbeiten

Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. **Rainer Flesch**,
AIT Austrian Institute of Technology GmbH,
Wien und TU-Graz, Österreich;

Mag. **Karoline Alten**,
AIT Austrian Institute of Technology GmbH, Wien, Österreich;

Dipl.-Ing. **Benedikt Tappauf**,
tappauf consultants GmbH, Graz, Österreich

Kurzfassung

Hinsichtlich des Objektschutzes sind bei erschütterungsintensiven Bauarbeiten häufig Messungen im Bereich der Gebäudefundamente durchzuführen, um eine Beurteilung gemäß ÖNORM S 9020 vornehmen zu können.

Auf Basis von Messungen bei Zugsvorbeifahrten wurde ein empirischer Zusammenhang zwischen gemessenen Schwingungen im Fundament- und im Wohnbereich ermittelt, welcher eine konservative Abschätzung der Beeinträchtigung des Wohlbefindens ermöglicht. Die Beschreibung der Schwingungen erfolgt hierbei am Fundament durch $v_{R,max}$ und im Wohnbereich gemäß ÖNORM S 9012 durch E_{max} .

Diese Abschätzung darf allerdings nicht verwendet werden, falls monofrequente Bauerschütterungen vorliegen und die Anregungsfrequenz mit Deckeneigenfrequenzen übereinstimmt.

Abstract

For the protection of buildings against vibrations during construction work, frequently measurements at the base of buildings are carried out, in order to consider standard values according to ÖNORM S 9020.

Based on measured vibrations during train passages, a correlation between vibrations at the base and on floors in living areas was elaborated, which allows a conservative environmental health impact assessment. The vibrations at the base are represented by $v_{R,max}$ (maximum of resultant vibration velocity) and E_{max} according to ÖNORM S 9012 on the floors.

The above approach must not be used in the case of one dominant excitation frequency and fundamental frequencies of floors equal to the excitation frequency.

1. Aufgabenstellung

Derzeit wird im Rahmen der AG Eisenbahnwesen – Fahrweg/ Arbeitsausschuss EF07 „Erschütterungen und Sekundärer Luftschall“ der Österreichischen Forschungsgesellschaft Straße-Schiene-Verkehr die RVE 04.02.04 „Erschütterungen und sekundärer Luftschall bei Bauarbeiten an Eisenbahnanlagen“ erarbeitet. Hierdurch wird die Serie bestehend aus RVE 04.02.01 „Messen von Erschütterungen und sekundärem Luftschall“, RVE 04.02.02 „Prognose von Erschütterungen und sekundärem Luftschall“ und RVE 04.02.03 „Maßnahmen zur Reduktion von Erschütterungen und sekundärem Luftschall“ vervollständigt.

Hinsichtlich des Objektschutzes sind bei erschütterungsintensiven Bauarbeiten häufig Messungen im Bereich der Gebäudefundamente vorzunehmen, um eine Beurteilung gemäß ÖNORM S 9020 vornehmen zu können.

Auf Basis von Messungen bei Zugsvorbeifahrten wurde ein empirischer Zusammenhang zwischen gemessenen Schwingungen im Fundament- und im Wohnbereich ermittelt, welcher eine konservative Abschätzung der Beeinträchtigung auf Basis der für den Objektschutz erforderlichen Messungen am Fundament ermöglicht. Die Beschreibung der Schwingungen erfolgt hierbei am Fundament durch $v_{R,max}$ und im Wohnbereich gemäß ÖNORM S 9012 durch E_{max} .

Für den Fall von monofrequenten Bauerschütterungen muss eine konservativere Abschätzung vorgenommen werden. Hierfür ist in dieser Arbeit ebenfalls eine Formel angegeben.

2. Beschreibung der ÖNORM S 9012

Die Beurteilung der Erschütterungseinwirkung auf den Menschen in Gebäuden gemäß ÖNORM S 9012 [1] erfolgt durch die Ermittlung von Basisgrößen (Berechnung von a_w – Werten unter Verwendung der W_m - Bewertung) in einem zweistufigen Verfahren, wobei für eine Einhaltung der entsprechenden Richtwerte eine positive Beurteilung in beiden Beurteilungsstufen Voraussetzung ist.

Die ÖNORM S 9012 enthält Beurteilungsverfahren und Beurteilungskriterien, bei deren Einhaltung in der Regel Belästigungen von Menschen vermieden oder auf ein zumutbares Maß vermindert werden können. Es sind Richtwerte für das Kriterium „guter Erschütterungs- bzw. Schallschutz“ sowie für das Kriterium „ausreichender Erschütterungs- bzw. Schallschutz“ angegeben.

Falls im Projektgebiet eine Vorbelastung durch Verkehrsinfrastruktur besteht, reicht die Einhaltung der Kriterien für den „ausreichenden Erschütterungs- bzw. Schallschutz“ aus.

Es ist anzumerken, dass selbst bei Einhaltung des Kriteriums „guter Erschütterungs- bzw. Schallschutz“ Immissionen wahrnehmbar sein können.

In der ersten Stufe wird für die Einwirkung der immissionsstärksten Zug- bzw. Fahrzeuggruppe - das Beurteilungs-Erschütterungsmaximum E_{\max} - ermittelt und den entsprechenden Richtwerten gegenüber gestellt. Die Richtwerte für E_{\max} für guten bzw. ausreichenden Erschütterungsschutz sind für die Gebietskategorien 1 bis 6 und die Zeiträume Tag bzw. Nacht in Tabelle 2 der ÖNORM S 9012 gegeben.

Tabelle 2 — Richtwerte des maximal zulässigen Beurteilungs-Erschütterungsmaximum E_{\max} (W_m -bewertete Schwingbeschleunigung in mm/s^2)

Gebiets-kategorie	Bezeichnung	E_{\max} für ausreichenden Erschütterungsschutz		E_{\max} für guten Erschütterungsschutz	
		Tag	Nacht	Tag	Nacht
1	Ruhegebiet, Kurgebiet, Kraut- und Gärtenhaus	188	18,8	94	9,4
2	Wohngebiet in Vororten, Wochenendhaus-Gebiet, ländliches Wohngebiet, Schulen	250	18,8	125	9,4
3	städtisches Wohngebiet, Gebiet für Bauten land- und forstwirtschaftlicher Betriebe mit Wohnungen	250	18,8	125	9,4
4	Kerngebiet, Gebiet für Betriebe ohne Erschütterungs- und Lärmemission	310	25,0	188	12,5
5	Gebiet für Betriebe mit geringer Erschütterungs- und Lärmemission ^a	380		250	
6	Gütererzeugungs- und Dienstleistungsstätten ^a	500		380	

^a Ausgewiesene Ruheräume sind getrennt zu betrachten, jedoch ist eine Einordnung in die Gebietskategorie 4 anzustreben.

In der zweiten Stufe wird die Einwirkung des Gesamtverkehrs aller Zug- und Fahrzeuggruppen - die Beurteilungs-Erschütterungsdosis E_r - ermittelt und ebenfalls den entsprechenden Richtwerten gegenübergestellt. Die Richtwerte für E_r für guten bzw. ausreichenden Erschütterungsschutz sind hier beispielhaft für die Gebietskategorien 1 bis 3 und die Zeiträume Tag bzw. Nacht gemäß Tabelle 3 der ÖNORM S 9012 angegeben.

Tabelle 3 — Richtwerte der maximal zulässigen Beurteilungs-Erschütterungsdosis (W_m -bewertete Schwingbeschleunigung in mm/s^2) (fortgesetzt)

Gebiets-kategorie	Bezeichnung	Richtwert für ausreichenden Erschütterungsschutz		Richtwert für guten Erschütterungsschutz	
		Tag	Nacht	Tag	Nacht
1	Ruhegebiet, Kurgebiet	1,65	1,59	0,85	0,84
2	Wohngebiet in Vororten, Wochenendhaus-Gebiet, ländliches Wohngebiet	2,2	1,59	1,12	0,84
3	städtisches Wohngebiet, Gebiet für Bauten land- und forstwirtschaftlicher Betriebe mit Wohnungen	2,2	1,59	1,12	0,84

Die Aufgabe der W_m - Bewertung besteht im Allgemeinen darin, eine quantitative Beziehung zwischen einer durch eine Messung erhaltene Erschütterungsgröße (Schwinggeschwindigkeit oder Schwingbeschleunigung) einerseits und dem subjektiven Eindruck der menschlichen Wahrnehmung andererseits herzustellen. Hierbei ist neben dem Grad der Wahrnehmung auch noch Dauer, Ort und Art der Schwingungseinwirkung zu berücksichtigen.

Die W_m - bewertete Beschleunigung ist jene Größe, welche für die Beurteilung der Einwirkung von Erschütterungen auf den menschlichen Körper zugrunde gelegt wird. Diese wird direkt aus dem Zeitsignal der Aufzeichnung durch entsprechende Filterung (vgl. ISO 2631) und anschließende Effektivwertbildung (exponentieller gleitender Effektivwert, Fensterlänge 1 s) ermittelt. Weisen die ermittelten Messsignale maßgebende Komponenten auch in mehr als nur einer Raumrichtung auf, so ist für eine Beurteilung der räumliche Vektor der bewerteten Beschleunigung heranzuziehen.

E_{\max} ist nach Gl. (2) der ÖNORM S 9012 zu berechnen.

Basis für die Berechnung der Beurteilungs-Erschütterungsdosis E_r ist die Berechnung der Einwirkungsdauer t_e der einzelnen Zug- bzw. Fahrzeugereignisse sowie die Berechnung der Vorbeifahrts- Erschütterungsdosis E_v der einzelnen Zugs- bzw. Fahrzeugvorbeifahrten. Zur Berechnung von E_v bzw. der Einwirkungsdauer t_e werden nur jene Abschnitte des gemessenen Zeitverlaufs herangezogen, bei denen $a_w \geq 3,57 \text{ mm/s}^2$ ist. Für jede Zug- bzw. Fahrzeuggattung wird zunächst der energieäquivalente und unter Verwendung der Einwirkzeiten gewichtete Mittelwert der einzelnen Vorbeifahrts- Erschütterungsdosen berechnet. Weiters wird hieraus der energieäquivalente Mittelwert $a_{w,eq}$ für den Beurteilungszeitraum T_r aus allen Zug- bzw. Fahrzeuggattungen ermittelt. Hieraus kann dann nach Gl. (8) der ÖNORM S 9012 unter Berücksichtigung der entsprechenden Beurteilungszeiträume (Tag, Nacht) die Beurteilungs – Erschütterungsdosis E_r errechnet werden.

Die Beurteilung der Immissionen aus sekundärem Luftschall erfolgt analog zur Beurteilung der fühlbaren Erschütterungen in zwei Stufen. In der ersten Stufe werden die Maximalwerte ($L_{A,S,max}$) der auftretenden Immissionen ohne Berücksichtigung der Anzahl der Ereignisse beurteilt und im zweiten Schritt wird die Gesamtimmission ($L_{A,eq}$) bewertet. Die Richtwerte für $L_{A,S,max,m}$ für „guten Schallschutz“ sind z.B. in Tabelle 4 der ÖNORM S9012 zusammengestellt. Es sind Werte für die Gebietskategorien 1 bis 6 für Werktage (Tagzeit 06:00 – 19:00 und Abendzeit 19:00 – 22:00), Sonn- und Feiertage (Tagzeit und Abend, 06:00 – 22:00) und Nachtzeit (alle Tage, 22:00 bis 06:00) angegeben.

In der zweiten Stufe der Beurteilung ist nachzuweisen, dass die Gesamtimmissionen des Verkehrs - der A-bewertete energieäquivalente Dauerschallpegel - im jeweiligen Beurteilungszeitraum den entsprechenden Richtwert, z.B. für „guten Schallschutz“ den Werte der Tabelle 5 der ÖNORM S 9012 nicht überschreitet.

Unter Verwendung der ONR 199005 [4] können die Sekundärschalleinwirkungen aus gemessenen Schwinggeschwindigkeitswerten abgeschätzt werden.

4. Erarbeitung der Abschätzungsmethode

Zur Erarbeitung wurden Datensätze herangezogen, welche aus umfangreichen Messungen von Schienenverkehrerschütterungen stammen, welche zur Beurteilung der Schwingungseinwirkung auf Menschen in Gebäuden erforderlich waren [2,3]. Es wurden 30 Objekte ausgewählt, für welche Messungen im Keller sowie in verschiedensten Wohnbereichen, z.B. im EG, 1. OG bis 3. OG, zur Verfügung standen. Insgesamt liegen allen Messergebnissen etwa 3500 Vorbeifahrten zu Grunde, welche sich auf Zugtypen mit deutlich unterschiedlichem Emissionsverhalten aufteilen.

Die Objekte sind überwiegend typische 1 bis 4 geschossige Wohnbauten aus den letzten Jahrzehnten. Zusätzlich wurden auch einige Messungen in modernen Hochhäusern vorgenommen. Für jede Decke, auf der Immissionsmessungen durchgeführt wurden, ist auch das dominante Terzband (meist das Band der ersten Deckeneigenfrequenz) bekannt. Es kann davon ausgegangen werden, dass der verwendete Datensatz Ergebnisse für die wichtigsten derzeit üblichen Deckentypen (insb. Holzdecken und Betondecken) mit unterschiedlichsten Abmessungen enthält. Bild 1 zeigt die Häufigkeitsverteilung der dominanten Terzbänder. Die Terzbänder 40 und 50 scheinen hierbei „schwach“ vertreten zu sein. Es sei jedoch angemerkt, dass viele Terzspektren neben der dominanten Frequenz deutliche Beiträge in den Bändern 40 – 60 Hz besitzen.

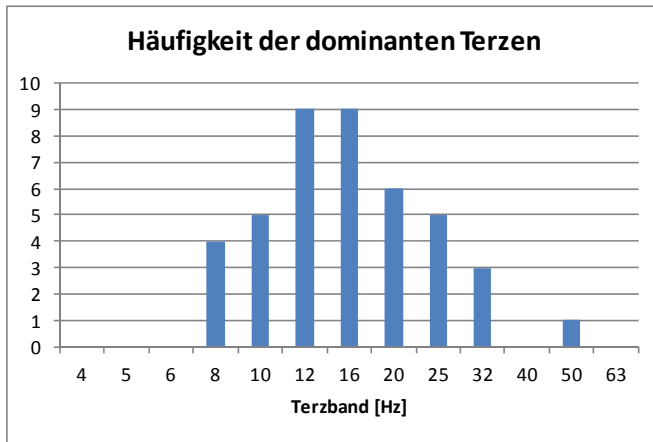


Bild 1: Verteilung der dominanten Terzbänder im verwendeten Datensatz

Für jeden Immissionspunkt wurden Auswertungen der gemessenen Schwinggeschwindigkeitszeitverläufe gemäß ÖNORM S 9012 [1] durchgeführt. Es waren sämtliche Beurteilungsparameter verfügbar, wobei für die gegenständliche Aufgabenstellung das Beurteilungs-Erschütterungsmaximum E_{\max} genutzt wurde.

Es konnte nun aus sämtlichen Daten für alle Objekte die Korrelation zwischen $v_{R,\max}$ am Fundament und E_{\max} im jeweiligen Immissionspunkt ermittelt werden (siehe Bild 2). Die gesuchte Regressionskurve wurde mittels einer Potenz - Regression bestimmt.

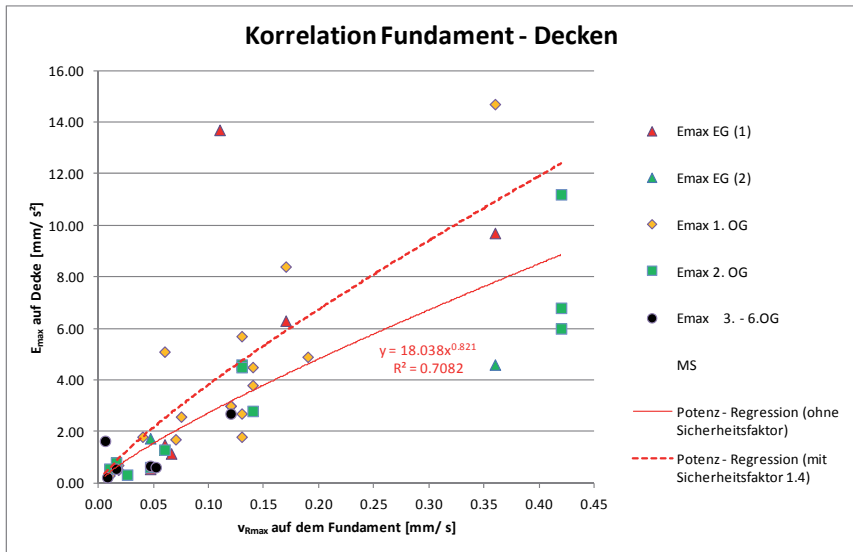


Bild 2: Korrelation Fundament – Decken. Darstellung des Datensatzes sowie Potenz-Regressionskurve ohne bzw. mit Sicherheitsfaktor 1,4 (3 dB).

Für alle untersuchten Objekte liegen vollständige Differenzspektren zwischen Fundament und Immissionspunkt vor, die das dynamische Verhalten genau repräsentieren. Mittels der Korrelation zwischen $v_{R,\max}$ am Fundament und E_{\max} im jeweiligen Immissionspunkt wird das Systemverhalten vereinfacht abgebildet.

Die Übertragbarkeit der Ergebnisse von Straßenbahnvorbeifahrten auf Bauarbeiten erscheint – abgesehen vom Fall der monofrequenten Bauerschütterungen - konservativ und zulässig. Zuzufolge der Betrachtung mehrerer Zugtypen erfolgte die Anregung über das gesamte Spektrum der üblichen Deckeneigenfrequenzen. Nachweislich traten hierbei bei Deckeneigenfrequenzen maßgebliche Resonanzverstärkungen auf.

Für jeden Decken- bzw. Fundamentmesspunkt war ferner der Variationskoeffizient COV (Standardabweichung/ Mittelwert) bekannt. Um die Anwendbarkeit der Regressionsformel aus Bild 2 zu verifizieren wurde wie folgt nachgewiesen, dass die Streuung der Ergebnisse im wesentlichen zufolge der Erregung durch die unterschiedlichen Züge auftritt und nicht durch das übertragende System Fundament – Decke bedingt ist. Es wurde hierfür das Verhältnis COV_{Decke} zu COV_{Fund} berechnet und im Bild 3 als Funktion von $v_{R,\max}$ am Fundament dargestellt.

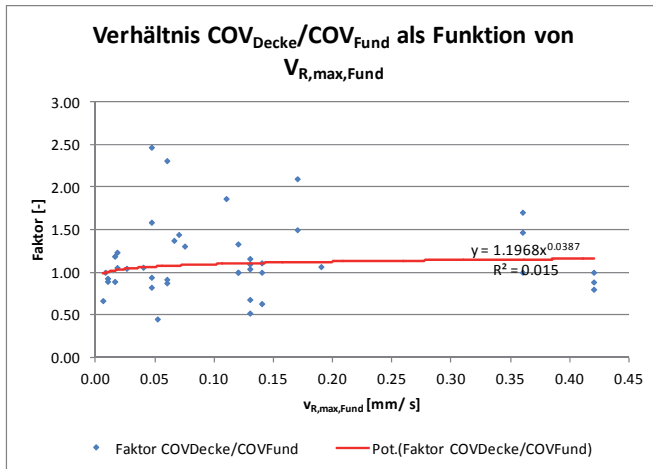


Bild 3: Verhältnis COV_{Decke} zu COV_{Fund} als Funktion von $v_{R,max,Fund}$

In Bild 3 ergibt die Regressionsrechnung nahezu eine horizontale Gerade mit einem Wert von annähernd 1. Zudem wird die Streuung der Verhältniswerte mit zunehmender Amplitude am Fundament geringer, wodurch die Extrapolation auf höhere Schwinggeschwindigkeitswerte am Fundament als zulässig erscheint.

Die in der Richtlinie RVE 04.02.04 verwendete Regressionsformel inklusive des Sicherheitsfaktors 1,4 lautet somit:

$$E_{max} = 1,4 \cdot 18,038 v_{R,max}^{0,821} = 25,253 v_{R,max}^{0,821}$$

Dieser Formel liegt ein mittlerer Verstärkungsfaktor $V = 2,5$ zwischen der Schwinggeschwindigkeit am Fundament und auf der Decke zugrunde. Falls allerdings eine monofrequente Bauerschütterung vorliegt und Gebäudedecken mit einer Eigenfrequenz gleich der Anregungsfrequenz vorhanden sind, muss von einem Verstärkungsfaktor $V = 10$ ausgegangen werden. In diesem Fall kann folgende Abschätzung vorgenommen werden:

$$E_{max} = 250 v_{R,max}$$

Für E_r gilt näherungsweise:

$$E_r = E_{\max} / 1,5 \cdot \sqrt{\frac{T_E}{T_r}}$$

mit

T_EEinwirkungsdauer [s]

T_rBeurteilungszeitraum [s] (Tag 57600 s, Nacht 28800 s).

Die Umsetzung der obigen Regressionsformel sowie die anzuwendenden Richtwerte werden im Arbeitsausschuss EF07 derzeit noch diskutiert. Folgendes Konzept wird sich vermutlich durchsetzen:

Aufbauend auf dem Verfahren der ÖNORM S 9012 sollen Immissionsrichtwerte für den Tag- und Nachtzeitraum für folgende vier unterschiedliche Baudauern angegeben werden:

1 Tag

2-5 Tage

6-25 Tage

26-78 Tage.

Jeder Baudauer werden E_{\max} Werte aus der ÖNORM 9012 zugeordnet, wobei bei Einwirkungen über einen bzw. 2 – 5 Tage unabhängig von der tatsächlichen Gebietskategorie die Werte für ausreichenden Erschütterungsschutz für die Gebietskategorie 4 einzuhalten sind. Bei den längeren Einwirkungen müssen hingegen die niedrigeren Werte für Gebietskategorie 3 eingehalten werden.

Die Baudauer wird durch die Zahl der einzelnen Arbeitstage mit erschütterungsintensiven Tiefbauarbeiten bestimmt. Arbeitstage mit erschütterungsarmen Tätigkeiten (Baustelleneinrichtung, Elektroinstallationen, Rodungen, Rekultivierung usw.) zählen dabei nicht. Da Bauvorhaben in der Regel Linienbaustellen darstellen, sind diese erschütterungsintensiven Arbeitstage immer auf die im Umkreis der Arbeitsstelle jeweils gelegene bahnnahe Bebauung (siehe RVE 04.02.02) bezogen und nicht auf die gesamte Baustellenlänge. Dabei sind alle einzelnen erschütterungsintensiven Arbeitstage eines Bauvorhabens aufzusummieren, auch wenn sie nicht unmittelbar aufeinander folgen.

Wenn erschütterungsintensive Arbeiten an einer Arbeitsstelle länger als 78 Tage dauern sind die Richtwerte E_{\max} und E_r für ausreichenden Erschütterungsschutz für die jeweilige Gebietskategorie nach ÖNORM S 9012 einzuhalten.

Die den unterschiedlichen Baudauern zugeordneten Schwinggeschwindigkeitsmaxima im Fundamentbereich sind bei strenger Auslegung der ÖNORM S 9012 nur dann zulässig, wenn sich die Einwirkungsdauer fühlbarer Erschütterungen auf wenige Sekunden (etwa 10

s) beschränkt. Um die zulässige Beurteilungs-Erschütterungsdosis E_r nicht zu überschreiten, müssen die zulässigen Erschütterungsspitzen umso stärker abgesenkt werden, je länger die Einwirkungszeit dauert. Hierfür sollen in der Richtlinie Diagramme vorgesehen werden. Nach Meinung der Autoren der vorliegenden Arbeit darf – speziell bei einer kürzeren Bau-dauer - der Dosiswert E_r etwas weniger streng als in der ÖNORM S 9012 betrachtet werden. Allerdings muss jedenfalls sichergestellt werden, dass gemäß VOLV §4 der Ganzkörper Ex-positionsgrenzwert $a_{w,8h} = 0,5 \text{ m/s}^2$ eingehalten wird. Aus Tabelle 1 ist ersichtlich, dass die-
 ser Wert bei $v_{R,max} > 60 \text{ mm/s}$ bei einer Einwirkungs-dauer von 8 Stunden (28800 s) im Beur-
 teilungs-zeitraum Nacht überschritten wird. Sämtliche in der Tabelle 1 enthaltenen Dosiswerte
 E_r sind selbstverständlich gegenüber den Richtwerten der ÖNORM S 9012 deutlich über-
 höht.

Tabelle 1: E_{max} und E_r – Werte in Abhängigkeit von $v_{R,max}$ am Fundament
 und der Einwirkungs-dauer.

Nr.	$v_{R,max,FUND}$ [mm/s]	Dauer [s]	$E_{max,Decke}$ [mm/s ²]	$E_{r,TAG}$ [mm/s ²]	$E_{r,NACHT}$ [mm/s ²]	VOLV GKS [%]
1	0.50	28800	14.3	6.74	9.53	1.9
2	1.00	28800	25.3	11.90	16.84	3.4
3	5.00	28800	94.7	44.62	63.11	12.6
4	10.00	28800	167.2	78.83	111.49	22.3
5	15.00	28800	233.3	109.97	155.52	31.1
6	20.00	28800	295.4	139.27	196.96	39.4
7	25.00	28800	354.8	167.27	236.56	47.3
8	30.00	28800	412.1	194.28	274.75	55.0
9	35.00	28800	467.7	220.49	311.82	62.4
10	40.00	28800	521.9	246.04	347.95	69.6
11	45.00	28800	574.9	271.02	383.28	76.7
12	50.00	28800	626.9	295.50	417.91	83.6
13	55.00	28800	677.9	319.56	451.92	90.4
14	60.00	28800	728.1	343.22	485.39	97.1
15	65.00	26760	777.5	353.31	499.66	99.9
16	70.00	23700	826.3	353.36	499.72	99.9
17	75.00	21180	874.5	353.51	499.94	100.0
18	80.00	19020	922.0	353.23	499.54	99.9
19	85.00	17220	969.1	353.25	499.57	99.9
20	90.00	15660	1015.7	353.06	499.30	99.9
21	95.00	14340	1061.8	353.18	499.48	99.9
22	100.00	13200	1107.4	353.43	499.82	100.0

Die RVE 04.02.04 „Erschütterungen und sekundärer Luftschall bei Bauarbeiten an Eisen-bahnanlagen“ enthält im Abschnitt 7.3 auch Angaben betreffend den Sekundären Luftschall. Bei Errichtungs-, Instandhaltungs- und Erneuerungsarbeiten auf Baustellen ober Tage ist in der Regel der direkte Luftschall dominant und der Sekundärschall bleibt meist vernachläss-

sigbar. Bei Tunnelbaustellen hingegen können Vortriebssprengungen und andere Bauarbeiten (Bohrarbeiten, Rohrschirme, Tunnelbagger, TVM etc.) deutlich Sekundärschallimmissionen bewirken, die zudem auch in größeren Entfernungen noch störender wirken als die fühlbaren Erschütterungsimmissionen. Die Abbildungen 10 und 11 der künftigen Richtlinie zeigen Sekundärschallauswertungen von Schwinggeschwindigkeitsregistrierungen nach der ONR 199005 [4] in verschiedenen Wohnhäusern getrennt für Sprengungen und sonstige Bauarbeiten.

Bei länger andauernden Bauarbeiten müssen im Fall von ernst zu nehmenden Anrainerbeschwerden Messungen im Wohnbereich vorgenommen werden.

Danksagung

Die Autoren danken der Holding Graz Linien für die Freigabe der Messdaten zur Durchführung der in dieser Arbeit beschriebenen Studie des Schwingungs-Übertragungsverhaltens zwischen Fundament und Decken in Wohnbereichen. Hierdurch wird eine überschlägige Abschätzung der Immissionen bei Bauarbeiten in Anlehnung an die ÖNORM S 9012 möglich, welche z.B. dem Humanmediziner aufzeigen kann, mit welcher Sicherheit die Expositionsgrenzwerte für Vibrationen gemäß VOLV §4 eingehalten werden.

Literatur

- [1] ÖNORM S 9012: Beurteilung der Einwirkung von Schwingungsimmissionen des landgebundenen Verkehrs auf den Menschen in Gebäuden – Schwingungen und sekundärer Luftschall. Ausgabe 2016-12-15.
- [2] Tappauf B.: Erschütterungsschutz bei Trambahnen. Internationales Symposium für Bauwerksdynamik 2013. EMPA Dübendorf
- [3] Tappauf B., Tappauf C., Cik M., Lercher P., Flesch R.: The use of vibration health response information in the framework of environmental health impact assessments. Euronoise 2015, Maastrich.
- [4] ONR 199005: Berechnung des sekundären Luftschallpegels aus Schwingungsmessungen. Ausgabe 2008-12-01.

Einfluss der Gerätetechnik auf die Erschütterungsausbreitung bei der Herstellung von Baugrundverbesserungen mit Tiefenrüttler bzw. Aufsatzrüttler

Dr.-Ing. Silke Appel, Dr.-Ing. Fabian Kirsch,
GuD Geotechnik und Dynamik Consult GmbH, Berlin

1. Veranlassung

Bei Bauvorhaben im Umfeld von baulichen Anlagen werden über die einschlägigen Landesimmissionsschutzgesetzte Vorgaben für zulässige Erschütterungen in benachbarten Gebäuden festgelegt. Dies betrifft sowohl den Schutz der Bausubstanz als auch die Einwirkungen auf Menschen bzw. empfindliche Einrichtungen in den Gebäuden. Beim Einsatz von Bauverfahren zur Bodenverbesserung treten oft relevante Erschütterungen auf. Diese sind in der Regel sogar für die Verbesserungsarbeiten notwendig. Für einen wirtschaftlichen Einsatz solcher Techniken im innerstädtischen Bereich sind möglichst genaue Prognoseverfahren zur Abschätzung der zu erwartenden Erschütterungen erforderlich.

In locker gelagerten, nicht bindigen Böden werden häufig Tiefenrüttelverfahren zur effektiven Verdichtung und Tragfähigkeitserhöhung eingesetzt. Mit der Herstellung von Schottersäulen in wenig tragfähigen bindigen Böden existiert ein effektives Verfahren, um die Verformungseigenschaften des Baugrundes zu verbessern und die Standsicherheit von Gründungskörpern zu gewährleisten. Hier werden unter Zuhilfenahme von Vibrationsenergie hochverdichtete granulare Säulen in einem regelmäßigen Raster im Untergrund hergestellt, die dann aufgrund ihrer besseren mechanischen Eigenschaften die Lasten aus überlagernden Konstruktionen konzentrieren und im Zusammenwirken mit dem umgebenden Boden im Untergrund abtragen. Wesentliches Herstellungsmerkmal ist das Abteufen eines Werkzeuges mittels Vibration und das anschließende Füllen des Hohlraumes mit granularem Material, in der Regel Schotter oder Kies, welches dann im Rahmen der Säulenherstellung durch Vibrationsenergie verdichtet wird.

Bei der Planung und Bemessung von Tiefenrüttelverfahren sind folgende Aspekte zu behandeln:

- Festlegung der Behandlungstiefe und des Verdichtungs- bzw. Säulenrasters durch entsprechende Berechnungen,
- Festlegung der zu verwendenden Gerätetechnik zur Erreichung der Verdichtungsziele bzw. der erforderlichen Säulengeometrie (Länge, Durchmesser),
- Beachtung erforderlicher Abstände zu benachbarten Bauteilen (Nachbarbauwerke, Leitungen, etc.), die durch die Erschütterungseinwirkung beeinträchtigt werden können.

Dabei entsteht ein gewisser Zielkonflikt dahingehend, dass zum einen eine hohe Vibrationsenergie notwendig ist, um eine möglichst gute Verdichtung des Bodens bzw. des eingebauten granularen Materials zu erzielen, welches wiederum für den Verbesserungseffekt und den entsprechenden Lastabtrag notwendig ist. Im Gegenzug stellt die Vibration bei entsprechender Ausbreitung ein Risiko für die Lagesicherheit und die Nutzbarkeit nachbarlicher baulicher Anlagen dar.

Auf der Basis von umfangreichen Schwingungsmessungen werden in dem Beitrag die Ergebnisse der Untersuchungen zur Herstellung von Tiefenverdichtungen sandiger Böden und von Schottersäulen zur Untergrundverbesserung weicher bindiger Böden vorgestellt. Die wesentlichen Unterscheidungsmerkmale bei der Herstellung von Schottersäulen sind hier:

- Rüttelstopfverfahren mit einem Tiefenrüttler,
- Herstellen von Schottersäulen mittels Stahlrohr und Aufsatzrüttler.

2. Verfahren zur Herstellung von Schottersäulen

Ursprünglich hat sich das Verfahren zur Herstellung von verdichteten granularen Säulen in Form von Sand- oder Schottersäulen aus den Tiefenverdichtungsverfahren zur Verbesserung nicht ausreichend gelagerter nicht bindiger Böden entwickelt. Die Anwendungsgrenze für Verdichtungsarbeiten nach dem sogenannten Rütteldruckverfahren mittels Tiefenrüttler ist in Sanden mit Feinkornanteil von mehr als 8 % bis 10 % und in bindigen Böden erreicht, da hier keine ausreichende Eigenverdichtung durch die Erschütterungsanregung des Bodens mehr erzielt wird. Diesem Umstand wird Rechnung getragen, in dem der Tiefenrüttler zur Herstellung eines Bohrloches verwendet wird, um dann durch eine im Inneren des Tiefenrüttlers angebrachte

Schleuse verdichtungsfähiges Material an der Rüttlerspitze zuzuführen und dieses Material intensiv zu verdichten.

Bei diesem sogenannten Stopfverdichtungsverfahren wird der Boden vornehmlich seitlich verdrängt. Beim abschnittweisen Verfüllen des Hohlraumes mit Schotter und der anschließenden Verdichtung wird das Zugabematerial seitlich in den Boden eingedrückt. Auf diese Weise werden vertikale Schottersäulen hergestellt, die im Verbund mit benachbarten Säulen infolge ihrer innigen Verzahnung mit dem umgebenden Boden einen tragfähigen Baugrund ergeben. Die Ausführung des Rüttelstopfverfahrens ist in der DIN EN 14731 geregelt. Dort sind auch die Anforderungen an die Geräte und die Systemtechnik beschrieben.

Eine alternative Verfahrensvariante zur Herstellung von granularen Baugrundverbesserungssäulen stellt die Herstellung mit einem Aufsatzrüttler dar. Die für das Herstellen des Bohrlochs und die anschließende Verdichtung des Einbaumaterials erforderliche Vibrationsenergie wird dabei nicht wie beim Tiefenrüttler durch eine an der Rüttlerspitze rotierende Unwucht erzeugt sondern durch einen Aufsatzrüttler. Durch Vibration und ggf. eine vertikale Aktivierkraft wird dieses Rohr im nicht tragfähigen Baugrund versenkt und im Nachgang mit Zugabematerial befüllt. Nach Erreichen der Solltiefe wird das Rohr angehoben. Dabei öffnet sich eine am unteren Ende des Rohres angebrachte Klappe. Das Material kann aus dem Stahlrohr austreten. Ähnlich wie beim Verfahren mit dem Tiefenrüttler wird nun das Material durch alternierendes Heben und Absenken des Stahlrohres verdichtet. Der wesentliche Unterschied besteht im Ort der Vibrationseinbringung, der sich hier, anders als beim Tiefenrüttler, am oberen Ende des Stahlrohres befindet und vornehmlich vertikale Schwingungen des Stahlrohres erzeugt, während die im Inneren des Tiefenrüttlers rotierende Unwucht diesen in eine rotierende, also vornehmlich seitliche bzw. horizontale Schwingung versetzt.



Bild 1: Von links: Tiefenrüttler zur Sandverdichtung, Schleusenrüttler und Stahlrohr mit Aufsatzrüttler

Weitere Details zu den hier beschriebenen Verfahren und den technischen Anwendungsgrenzen sind beispielsweise in [1] zu finden. Eine Bewertung der infolge der Arbeiten entstehenden Einwirkungen auf bauliche Anlagen oder auch auf Menschen in Gebäuden erfolgt anhand unterschiedlicher Beurteilungskriterien. Relevant sind hier die Regelungen der DIN 4150, Teil 3: „Einwirkungen auf bauliche Anlagen“. Dort werden Anhaltswerte für Schwinggeschwindigkeiten angegeben, bei deren Nichtüberschreitung nach allen bisherigen Erfahrungen keine Schäden im Sinne einer Gebrauchswertminderung an den Gebäuden auftreten. Unterschieden wird nach vertikalen und horizontalen Gebäudeschwingungen sowie Frequenzgehalt und der Art bzw. Nutzung des Bauwerkes. Die bei der vibrierenden Herstellung auftretenden Erschütterungen sind dabei als Dauererschütterungen zu bewerten. In der Schweizer Norm SN 640312a werden Richtwerte für die resultierende Schwinggeschwindigkeit im Bereich der Gründung von Bauwerken angegeben. Auch hier werden Maximalwerte des Geschwindigkeitsvektors frequenzabhängig und in Abhängigkeit von Empfindlichkeitsklassen der Bauwerke bewertet.

Zur Beurteilung der Einwirkungen auf Menschen in Gebäuden wird i.d.R. die DIN 4150, Teil 2, herangezogen. Hier werden effektive Deckenschwingungen in Form von KB-Werten, auch unter Berücksichtigung von Einwirkungszeiten, beurteilt.

Neben den unmittelbar auf angrenzende Bauwerke einwirkenden Erschütterungen ist darüber hinaus zu beachten, ob infolge der eingeleiteten Vibrationen eine Veränderung der Lagerungseigenschaften des anstehenden Bodens und damit die Gefahr von dynamisch bedingten Verformungen (Sackungen) entsteht. Sackungen sind häufig für eine Bewertung gerade von Verkehrsanlagen oder Leitungen relevant, um sicherzustellen, dass diese im Zuge der Herstellung der Baugrundverbesserungssäulen in ihrer Gebrauchstauglichkeit nicht beeinträchtigt werden.

Einen Hinweis für einzuhaltende Abstände in nicht bindigen Böden gibt der Anhang C zur DIN 4150, Teil 3, in dem unter Berücksichtigung der Eindringtiefe ein Mindestabstand für vibrierend oder rammend eingebrachte Bauteile ableitbar ist. Eine weitere Bewertung erlaubt die Betrachtung der tatsächlich auftretenden Schwingbewegungen in Form der gemessenen bzw. aus der Messung abgeleiteten Amplituden der Scherdehnungen. Die Scherdehnungen werden aus gemessenen oder prognostizierten Schwinggeschwindigkeiten und der Ausbreitungsgeschwindigkeit der Scherwellen in den anstehenden Böden berechnet:

$$\gamma = \frac{v_{eff}}{c_s} \quad (1)$$

mit: γ = Amplitude der Scherdehnung,
 v_{eff} = effektive Schwinggeschwindigkeit,
 c_s = Ausbreitungsgeschwindigkeit der Scherwelle im Untergrund.

Die Empfindlichkeit des Bodens für eine Nachverdichtung und somit die zu berücksichtigende Scherdehnungsgrenze ist von der Art des Bodens, in diesem Fall von der Plastizitätszahl, abhängig.

Eine Prognose von Schwinggeschwindigkeiten in Abhängigkeit unterschiedlicher Bauverfahren erfolgt oft anhand der allgemeingültigen Prognosefunktionen in Abhängigkeit der einzubringenden Energie und vom radialen Abstand r von der Erschütterungsquelle:

$$v(r) = k \cdot \left(\frac{\sqrt{E}}{r} \right)^n \quad (2)$$

wobei gilt: E = Energie der Erschütterungsquelle in kNm,
 r = Abstand von der Erschütterungsquelle in m,
 k, n = verfahrensabhängige Konstanten,
 v = maximale Schwinggeschwindigkeit in mm/s.

In [2] wird für die Erschütterungen bei Verwendung eines Tiefenrüttlers (Rütteldruck- oder Rüttelstopfverdichtung) bei Ansatz einer Überschreitungswahrscheinlichkeit von 2,25 % - d. h. in 97,75 % aller Fälle werden geringere Schwingungsamplituden gemessen - ein Faktor $k = 0,73$ bei $n = 1$ (für den Mittelwert: $k = 0,326$ bei $n = 1$) angegeben. Dies erfolgt unter Zugrundelegung einer Nennenergie E [Nm] des Tiefenrüttlers, wobei E in der Regel angegeben wird über die Beziehung:

$$E = \frac{W}{f} \text{ in (kNm)} \quad (3)$$

mit: f = Vibrationsfrequenz in Hz,
 W = Nennleistung in kW.

In [3] werden für übliche Tiefenrüttler mit Nennenergien zwischen 1 und 4 kNm Maximalwerte der Schwinggeschwindigkeiten ausgewertet.

In [2] wird für die Erschütterungsprognose an Fundamenten infolge Vibrationsrammungen mittels Aufsatzrüttler ein Wert $k = 0,53$ für eine Überschreitungswahrscheinlichkeit von 5 % (für den Mittelwert: $k = 0,25$) und mit einer Energie des Aufsatzrüttlers zwischen 3 und 8 kNm angegeben.

Die aus den obigen Ausführungen ersichtliche Bandbreite und eine gewisse Prognoseunsicherheit bei den unterschiedlichen Verfahren haben dazu geführt, dass umfangreiche Messungen bei der Verwendung der unterschiedlichen Technologien vorgenommen wurden, die künftig zur Bewertung herangezogen werden können.

3. Erschütterungen beim Rütteldruckverfahren

Im Rahmen einer Maßnahme zur Verdichtung locker gelagerter nicht bindiger Böden wurden Rütteldruckverdichtungen mit einem Tiefenrüttler (vgl. Abb. 1) ausgeführt. Im Rahmen von mehreren Verdichtungsfeldern wurden Erschütterungsmessungen in unterschiedlichen Abständen zum Verdichtungspunkt (3 m bis ca. 26,5 m) in einer Tiefe von 0,5 m unterhalb der Geländeoberfläche ausgeführt. Die Verdichtungstiefe betrug 7 m. Die nachfolgende Bild 2 zeigt das Ergebnis der Messungen durch Darstellung der aus der maximalen resultierenden Schwinggeschwindigkeit an der Geländeoberfläche in Abhängigkeit des Abstandes zum Tiefenrüttler abgeleiteten Scherdehnungsamplitude. Für die Rütteldruckverdichtung kam ein Tiefenrüttler mit einer Arbeitsfrequenz von 49,5 Hz zum Einsatz. Die Nennleistungen betrug 130 kW.

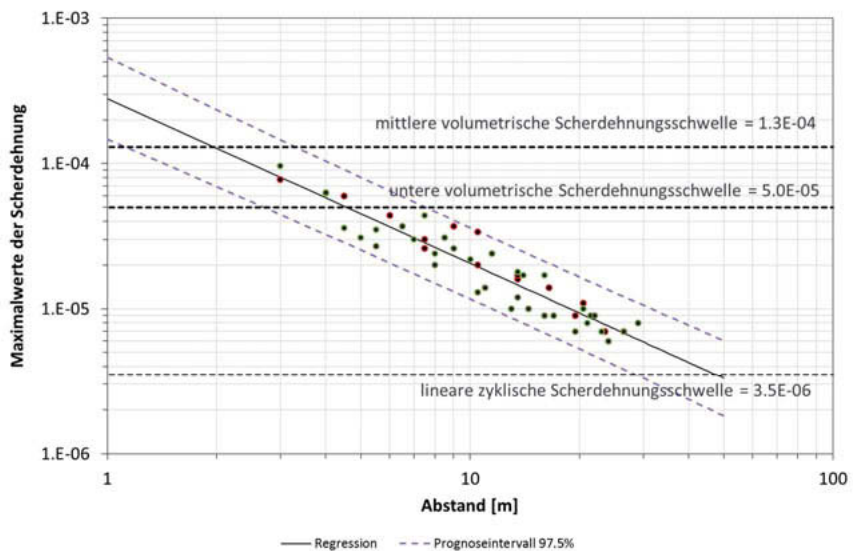


Bild 2: Maximalwerte der Scherdehnungsamplitude in Abhängigkeit vom Abstand der Erschütterungsquelle

Die unter Verwendung der Beziehungen der obigen Gleichung (1) errechneten maximalen Scherdehnungsamplituden dienen einer Einschätzung der Gefahr von Kornumlagerungen, die

in Rüttlernähe das eigentliche Ziel der Verdichtungsarbeiten sind, jedoch in größerer Entfernung zum Rüttler die Gefahr von Baugrundverformungen und ungewollten Sackungen bedingen. Den auf diese Weise prognostizierten Scherdehnungsamplituden können Erfahrungswerte für die Gefahr der Eigenverdichtung von Böden gegenübergestellt werden (vgl. [4] und [5]).

Eingetragen in Bild 2 sind die aus [4] abgeleiteten Grenzwerte für eine Einschätzung der Gefahr von Sackungen. Hier wird im Allgemeinen die untere volumetrische Scherdehnungsgrenze von 5×10^{-5} angesetzt. Für das vorliegende Beispiel zeigt sich, dass mit einer Überschreitenswahrscheinlichkeit von 2,25 % diese Grenze innerhalb eines Abstandes bis 7,5 m zum Rüttler überschritten wird. Erst in größerem Abstand werden die Grenzwerte unterschritten und eine Lagerungsdichteveränderung mit zugehörigen Sackungen ist nicht mehr wahrscheinlich.

4. Erschütterungen bei der Herstellung von Schottersäulen in weichen bindigen Böden

Auf einem Baufeld in weichem Geschiebemergel mit undränierten Scherfestigkeiten von ca. 15 kN/m^2 bis maximal 35 kN/m^2 wurden zur Verbesserung der Baugrundeigenschaften Schottersäulen mit einem Säulendurchmesser von ca. 60 cm und Längen bis 13 m unter Gelände eingesetzt. Im Rahmen von zwei Probefeldern, bestehend aus jeweils 16 Säulen in einem quadratischen Raster mit Seitenlängen von 1,50 m, wurden Messungen der Schwinggeschwindigkeiten an der Geländeoberfläche in Abständen zwischen 10 m und 75 m zum Probefeld vorgenommen. Dabei kamen im Probefeld 1 Schottersäulen durch Verwendung eines Aufsatzrüttlers zur Anwendung. Der Aufsatzrüttler vom Typ MS24HFV mit einer maximalen Leistung von 404 kW arbeitete mit einer Frequenz von ca. 38 Hz.

In einem weiteren Probefeld 2 identischer Konfiguration wurde die Herstellung der Schottersäulen mit einem Tiefenrüttler mit einer Nennleistung von 96 kW vorgenommen. Die Arbeitsfrequenz bei der Herstellung belief sich auf Werte zwischen 40 und 60 Hz mit vorherrschenden Frequenzen um 58 Hz.

Die nachfolgende Bild zeigt die bei den unterschiedlichen Verfahren gemessenen maximalen Schwinggeschwindigkeiten in Abhängigkeit des Abstandes zur Säule.

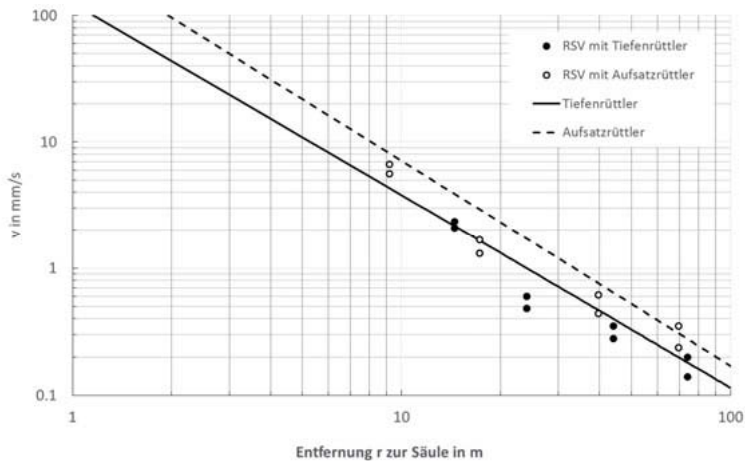


Bild 3: Entfernungsbedingte Abnahme der Maximalwerte der vertikalen Schwinggeschwindigkeit in den Probefeldern 1 „RSV mit Aufsatzrüttler“ und 2 „RSV mit Tiefenrüttler“

Die Erschütterungen bei Verwendung eines Tiefenrüttlers fallen geringer aus als bei Einsatz eines Stahlrohres mit Aufsatzrüttler. Bei Verwendung des Tiefenrüttlers wurden nur knapp halb so große Schwinggeschwindigkeiten gemessen. Unter Ansatz der eingangs genannten Beziehungen und unter Berücksichtigung einer jeweiligen Energie von $E \approx 10.000 \text{ Nm}$ für das Stahlrohr mit Aufsatzrüttler und $E = 1.700 \text{ Nm}$ für den Tiefenrüttler ergeben sich für eine obere Abschätzung gem. Gleichung (2) nachfolgende aus den hier vorgenommenen Messungen abgeleitete Faktoren für die Berechnung der maximalen Schwinggeschwindigkeit im Fundamentbereich:

$k = 0,44$ bei $n=1,52$ für die Verwendung eines Tiefenrüttlers,

$k = 0,17$ bei $n=1,62$ für die Verwendung eines Aufsatzrüttlers.

5. Vergleichsberechnungen anhand eines numerischen Modells

Folgend wurde anhand eines dreidimensionalen numerischen Modells die Wellenausbreitung infolge der Anregung durch einen Aufsatzrüttler mit Stahlrohr und einen Tiefenrüttler rechnerisch untersucht.

Bei dem zuvor in Kapitel 4 beschriebenen Projektbeispiel wurden mittels Downhole-Messungen die bodendynamischen Steifigkeitsparameter bestimmt. Die folgende Bild zeigt das erstellte Bodenprofil unter Angabe von Schubmodul und Elastizitätsmodul für kleine Verformungen (dynamische Kennwerte).

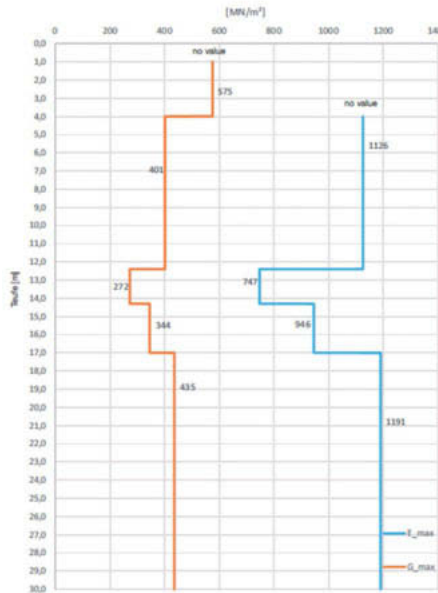


Bild 4: Tiefenabhängige Werte für den dynamischen Schub- und Elastizitätsmodul

Die Berechnungen erfolgten mittels SASSI2000. Hierbei wird der Boden nach der Thin-Layer-Method mit anschließendem Halbraum berücksichtigt, sodass die messtechnisch erfassten dynamischen Bodenparameter über Zuordnung der als unendlich angenommenen horizontalen Schichten direkt in das Modell eingepflegt werden konnten.

Es wurden zwei Modellvarianten untersucht:

1. horizontale Anregung eines im Boden befindlichen Stahlrohres an der Rohrspitze
2. vertikale Anregung eines im Boden befindlichen Stahlrohres am Kopf

Es wurde zunächst vereinfacht von gleichen Kraftamplituden für beide Anregungsarten ausgegangen. Die Modellrechnungen wurden für unterschiedliche Rütteltiefen (1 m, 5 m und 12 m unter GOK) durchgeführt. Zusätzlich erfolgten die Berechnungen für einen homogenen Boden mit einem konstanten dynamischen Schubmodul von $G_{\text{dyn}} = 40,5 \text{ MN/m}^2$. Die Ausgabe der Schwingungsantworten erfolgte an verschiedenen Knotenpunkten der Geländeoberfläche im Abstand von 10 m bis 50 m.

Die folgenden Bildern zeigen die Gegenüberstellung der Berechnungsergebnisse für eine Anregungsfrequenz von 40 Hz. Aufgetragen wurde der auf die Anregungskraft bezogene Schwingweg über dem Abstand zum Anregungsquelle.

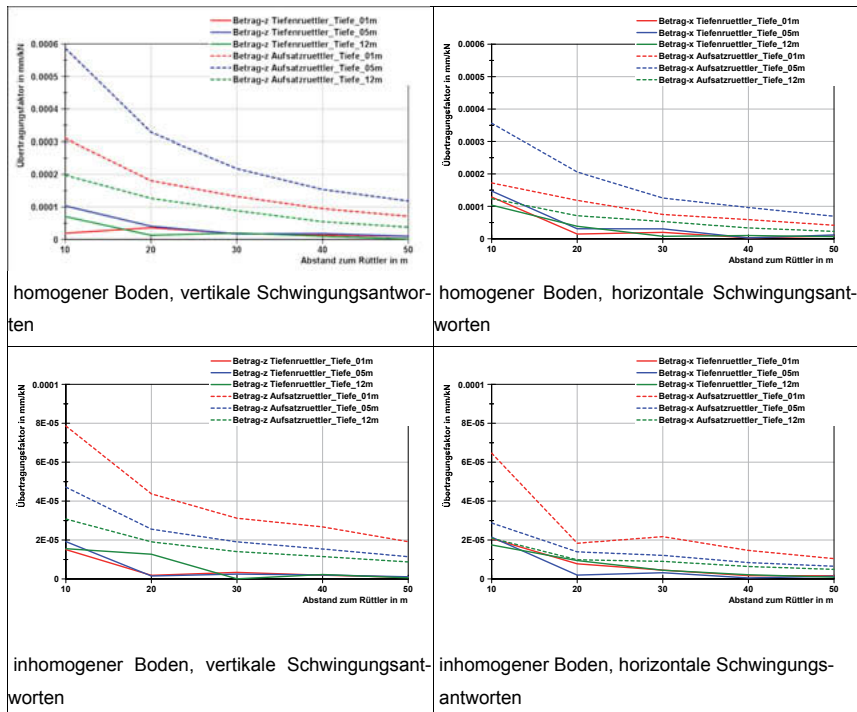


Bild 5: Ergebnisse der numerischen Berechnung, Gegenüberstellung vertikaler und horizontaler Schwingungsantworten für die Erschütterungsausbreitung im homogen (oben) und inhomogenen Boden (unten), Anregung durch Aufsatzrüttler und Tiefenrüttler

Die Analyse der Berechnungsergebnisse lässt folgende Schlüsse zu:

- Der Aufsatzrüttler mit vertikaler Schwingungsanregung am Kopf des Rohres führt grundsätzlich zu höheren Schwingungsamplituden.
- Der Unterschied der Amplituden für beide Anregungsarten fällt für die vertikalen Bodenschwingungen größer als für die horizontalen Schwingungsamplituden aus.
- Das Amplitudenverhältnis der Bodenschwingungen für beide Anregungsarten ist stark tiefenabhängig. In diesem Beispiel sind die Unterschiede bei der größten Rütteltiefe am geringsten.
- Das Amplitudenverhältnis der Bodenschwingungen für beide Anregungsarten und auch die Absolutwerte der Amplituden sind darüber hinaus stark abhängig vom Bodenprofil. Es ergeben sich höhere Schwingungsamplituden im relativ weichen homogen Boden ($G_{\text{dyn}} = 40,5 \text{ MN/m}^2$) gegenüber dem - zumindest dynamisch - steiferen geschichteten Böden.

Grundsätzlich werden die Erfahrungen aus den Messkampagnen bestätigt. Durch den Aufsatzrüttler mit vertikaler Schwingungsanregung am Kopf des Stahlrohres erfolgt eine deutlich größere Erschütterungsemission in der Umgebung der Rüttelstelle im Vergleich zum Tiefenrüttler. Zu beachten ist dabei, dass bei diesen Berechnungen und der Gegenüberstellung der Ergebnisse die geringeren Vibrationsenergien des Tiefenrüttlers gegenüber dem Aufsatzrüttler noch gar nicht berücksichtigt wurden.

6. Zusammenfassung und Ausblick

Anhand von umfangreichen Messungen, die bei der Herstellung von Baugrundverbesserungen nach dem Rütteldruckverfahren zur Verdichtung locker gelagerter nicht bindiger Böden bzw. von Schottersäulen zur Verbesserung weicher bindiger Böden vorgenommen wurden, können vorliegend an Messungen kalibrierte Prognosewerte für die untersuchten Böden abgeleitet werden. Insbesondere bei der Herstellung von Schottersäulen zeigt sich ein wesentlicher Unterschied in Bezug auf die Erschütterungseinwirkung auf umliegende bauliche Anlagen in Abhängigkeit vom verwendeten Gerät. So sind die gemessenen Schwinggeschwindigkeiten bei Herstellung von Schottersäulen unter Verwendung eines Aufsatzrüttlers etwa um den Faktor 2 größer als bei Verwendung eines Tiefenrüttlers.

Dabei ist zu beachten, dass mit Verwendung eines Tiefenrüttlers die dynamische Energie, die für die Herstellung der hochverdichteten granularen Säulen im Untergrund notwendig ist, unmittelbar im Bereich des Einbaumaterials durch eine rotierende Unwucht im Tiefenrüttler erzeugt wird. Dabei werden in den umliegenden Untergrund im Wesentlichen Raumwellen, d.h. Kompressions- und Scherwellen, in größerer Tiefe eingeleitet. Bei Verwendung des Aufsatzrüttlers wird die Rüttelenergie am oberen Ende eines Stahlrohres eingebracht, welches durch den Aufsatzrüttler in vertikale Schwingungen versetzt wird. Die Energieübertragung in den umliegenden Boden erfolgt dabei über das gesamte Rohr und wird nur zum Teil für die Verdichtung des am Säulenfuß austretenden Materials wirksam. In den Baugrund werden dabei vor allen Dingen Scherwellen und auch Oberflächenwellen eingeleitet, die für die deutlich erhöhten gemessenen Schwinggeschwindigkeiten im Umfeld der Anregungsquelle verantwortlich sein können. Numerische Modellrechnungen bestätigen die messtechnischen Erfahrungen.

Literaturverzeichnis

- [1] Kirsch, K. und Kirsch, F. (2017): Ground improvement by Deep Vibratory Methods, 2. Auflage, CRC Press.
- [2] Vrettos, C. (2008): In Witt, K.J. (Herausgeber) Grundbautaschenbuch Teil 3, Gründungen und geotechnische Bauwerke, 7. Auflage, Ernst & Sohn.
- [3] Achmus, M. et al. (2007): Untersuchungen zu Bauwerks- und Bodenerschütterung infolge Tiefenrüttlung. 3. Hans-Lorenz-Symposium, Grundbauinstitut der TU Berlin, Heft 41.
- [4] Vucetic, M. (1994) Cyclic threshold shear strains in soils, in Journal of Geotechnical Engineering 120 (12).
- [5] Massarsch, K.R. and Fellenius, B.H. (2014): Ground Vibrations from Pile and Sheet Pile Driving Part 1 – Building Damage. Proceedings of International Conference on Piling and Deep Foundations, Stockholm.

Untersuchung der Erschütterungsemissionen von Anbauverdichtern

Dipl.-Ing. **Roland Jahnke**, Dr.-Ing. **Michael Mistler**,
Baudynamik Heiland & Mistler GmbH, Bochum;
Dipl.-Geol. **Ulrike Nohlen**,
Maschinentechnik Schrode (MTS) AG, Hayingen

Kurzfassung

Anbauverdichter erzeugen, wie auch Rüttelplatten und -walzen, bei der dynamischen Bodenverdichtung Erschütterungen, die auf benachbarte Gebäude einwirken. Um sowohl Bauwerke als auch Menschen in Gebäuden vor zu hohen Erschütterungen zu schützen, ist es oft unerlässlich, die bei einem Geräteeinsatz zu erwartenden Erschütterungen möglichst genau zu prognostizieren. Inhalt dieses Beitrags sind die Ergebnisse umfangreicher messtechnischer Untersuchungen der Erschütterungen, die von Anbauverdichtern ausgehen. Dabei werden unterschiedliche Bodeneigenschaften und Maschinenparameter berücksichtigt. Neben den einwirkenden Kraftermissionen wird auch ein empirisches Modell zur Prognose der maximalen Schwinggeschwindigkeit im Baugrund vorgestellt.

Abstract

Like vibratory plates or rollers, add-on compactors induce ground vibrations, which might affect nearby buildings. This leads to the need of reliable methods for vibration prognosis, which are essential to protect buildings and humans against undesirable vibration immissions due to compaction works. This article contains the results of exhaustive measurement-based investigations on the vibration emissions of add-on compactors, performed under consideration of different soil and machine parameters. In addition to those determined dynamic force emissions, an empirical model is presented to predict the peak vibration velocity of the ground.

1. Einleitung

Anbauverdichter haben den großen Vorteil, dass sie durch die Bedienung am Bagger sehr gut in Gräben und engen Baugruben einsetzbar sind. Damit geht einher, dass sie oft auch in bebautem Gebiet nahe von Gebäuden verwendet werden. Daher ist es zum Schutz der Gebäude und Menschen wichtig, auf gute Prognosemethoden zurückgreifen zu können, um Beeinträchtigungen zu vermeiden. Da bisher im Gegensatz zu Rüttelplatten und -walzen nicht viel über die Erschütterungen durch Anbauverdichter bekannt ist, soll dieser Beitrag, basierend auf umfangreichen messtechnischen Untersuchungen, eine Grundlage schaffen, um zukünftig die Erschütterungen durch Anbauverdichter besser prognostizieren zu können.

Die Messungen werden mit den in Bild 1 beschriebenen Anbauverdichtern der Firma MTS durchgeführt. Schwerpunkt der Untersuchungen ist die Messung der Baugrundschrwingungen bei Gerätebetrieb sowie die Ermittlung der Krafftemissionen mittels Admittanzmessung. Das Augenmerk liegt auf der Maschinen-Boden-Interaktion unter Berücksichtigung verschiedener Baugrundsituationen und Maschinenparameter.

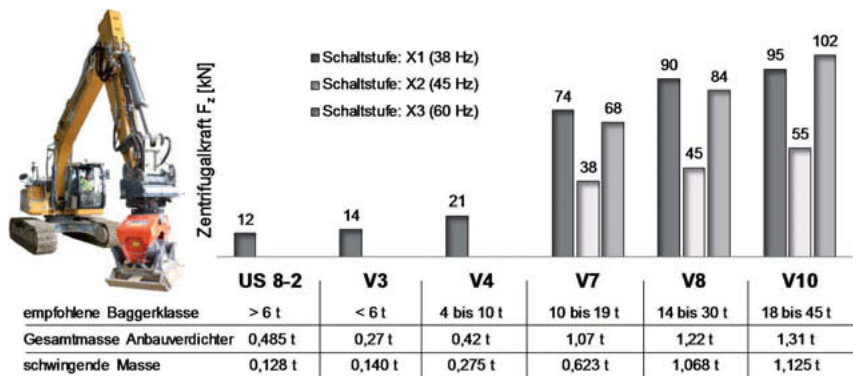


Bild 1: Technische Daten der untersuchten MTS Anbauverdichter [1]

Die Wirkungsweise von Anbauverdichtern ist grundsätzlich vergleichbar mit der von Rüttelwalzen und -platten. Der Antrieb erfolgt über drehende exzentrische Massen mit einer Erregerfrequenz f_E und der zugehörigen Zentrifugalkraft F_z . Die Maschinen-Boden-Interaktion ist für Rüttelwalzen in [2] ausführlich beschrieben. Hierin werden die zwei grundsätzlichen Bewegungsmuster der Walzenbandage beschrieben: Auf steifem Boden kommt es zum Kontaktverlust und Springen der Bandage. Springen bedeutet, dass sich Bewegungsmuster mit der doppelten Erregerperiode, d.h. mit der halben Erregerfrequenz f_E und den Oberharmoni-

schen einstellen. Bei ständigem Bodenkontakt liegen die emittierten Frequenzen dagegen bei der Erregerfrequenz f_E und den ganzzahligen Vielfachen.

Im Gegensatz zu Rüttelwalzen und -platten ist eine Besonderheit der Anbauverdichter, dass durch den Baggerarm eine vergleichsweise hohe statische Auflast F_{stat} von bis zu etwa einem Drittel des Baggergewichts wirkt, die den Anbauverdichter auf den Boden presst und so eine gewisse „Vorspannung“ aufbringt. Die im Folgenden beschriebenen Untersuchungen sollen u.a. zeigen, wie sich die Anbauverdichter auf unterschiedlich steifem Boden in Abhängigkeit der statischen Auflast verhalten und welche Auswirkungen das auf die übertragene Bodenkontaktkraft F_B hat.

2. Durchgeführte Schwingungsmessungen im Baugrund

Mit den in Bild 1 genannten MTS Anbauverdichtern werden Messungen an insgesamt drei Messorten (I, II und III) durchgeführt. An jedem Messort wird der in Bild 2 skizzierte Messaufbau installiert. Die Untersuchungen beinhalten folgende Teilmessungen:

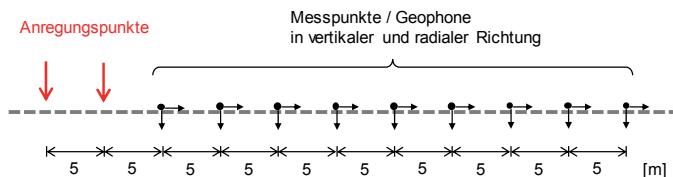


Bild 2: Messaufbau an drei unterschiedlichen Messorten

a) Messung der Schwinggeschwindigkeiten bei Betrieb der Anbauverdichter

Die Baugrundschrwingungen werden in vertikaler und radialer Richtung gemessen. Die Anregung erfolgt an mehreren Punkten auf der Geländeoberfläche sowie am Messort III zusätzlich in einem ca. 2,5 m tiefen Graben unmittelbar auf dem Felshorizont. Die statische Auflast F_{stat} beträgt bei den eingesetzten Baggern 25 bis 70 kN.

b) Messung der Übertragungsadmittanzen mittels Fallgewicht Dynpact®

Zur Messung der Übertragungsadmittanzen wird der Baugrund mit dem Fallgewicht Dynpact® impulsförmig angeregt.

c) Baugrundanalyse (MASW)

Aus den Ausbreitungsmessungen bei impulsförmiger Anregung werden die Wellengeschwindigkeiten der Oberflächenwellen (Dispersion) ermittelt. Mit Hilfe der Methode MASW

(Multichannel Analysis of Surface Waves) werden daraus das Scherwellen- und Schubmodulprofil des Bodens abgeleitet [3]. Die ermittelten Profile der drei Messorte sind in Bild 3 dargestellt. Während der Felshorizont am Messort I und III in ca. 2m Tiefe liegt, beginnt er am Messort II bei 8m Tiefe.

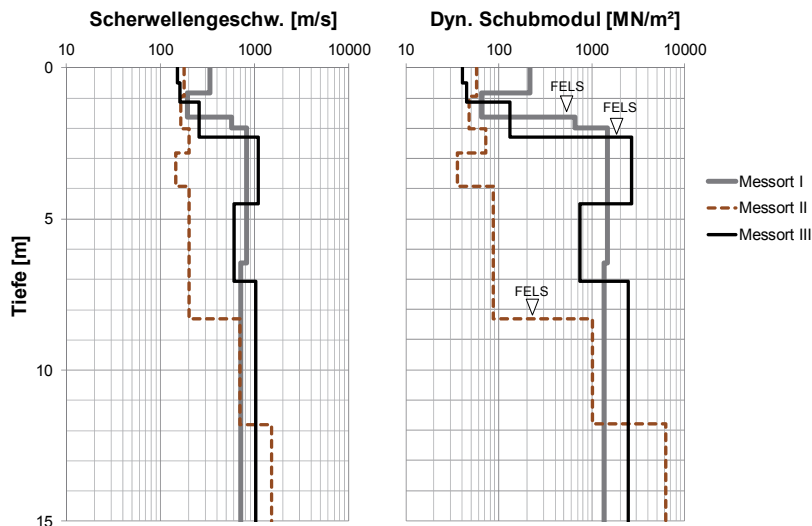


Bild 3: Scherwellen- und dynamische Schubmodulprofile an den drei Messorten

3. Ermittlung von Kraftermissionsspektren mittels Admittanzmessung

Die von den Anbauverdichtern emittierten spektralen Kraftermissionen $F_B(f)$ werden auf indirekte Weise mit Hilfe von Admittanzmessungen im Baugrund berechnet. Das angewandte Verfahren ist ausführlich am Beispiel von Rüttelplatten in [4] beschrieben.

3.1 Übertragungsadmittanzen im Baugrund

Die Übertragungsadmittanz bzw. Anregbarkeit des Baugrundes wird mittels künstlicher Impulsanregung mit dem Fallgewicht Dynpact® und synchroner Messung der Schwingungsantwort ermittelt. Die Übertragungsadmittanz $Adm(f)$ zu einem Messpunkt ergibt sich aus dem Antwortspektrum $v_{Impact}(f)$ der Schwinggeschwindigkeit und dem anregenden Kraftspektrum $F_{Impact}(f)$:

$$Adm(f) = \frac{v_{Impact}(f)}{F_{Impact}(f)}$$

In Bild 4 sind die idealisierten Übertragungsadmittanzen der drei Baugrundsituationen für verschiedene Abstände zum Anregungspunkt dargestellt.

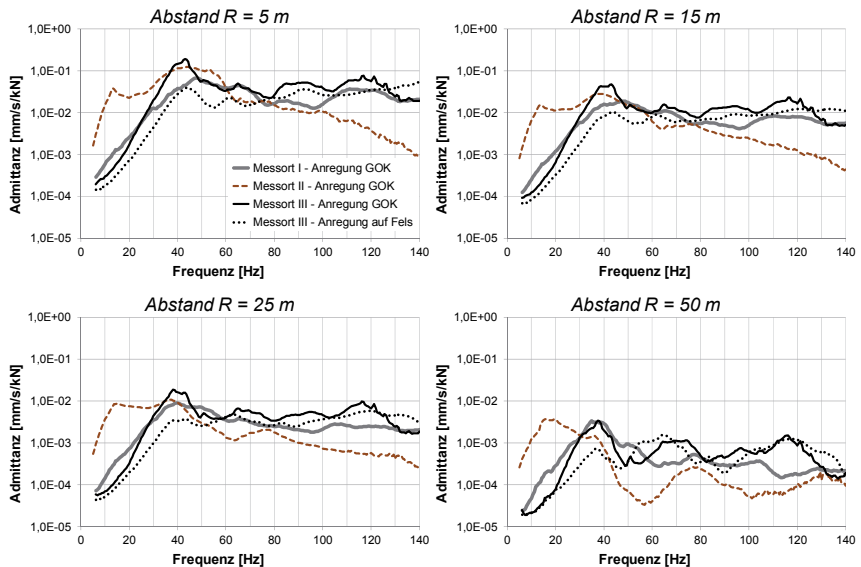


Bild 4: Übertragungsadmittanzen an den drei Messorten in unterschiedlichen Abständen R zum Anregungspunkt (vertikale Schwingrichtung)

Die Admittanzfunktionen von Messor I und III haben – wie auch die Bodenprofile (vgl. Bild 3) – einen ähnlichen Verlauf. Bei der Anregung auf dem Felshorizont am Messor III werden gegenüber der Anregung auf der Geländeoberkante reduzierte Admittanzen festgestellt. Im Vergleich zu Messor I und III sind die Admittanzen am Messor II bedingt durch den tiefer liegenden Felshorizont unterhalb von 40 Hz deutlich größer und nehmen dann zu höheren Frequenzen hin stärker ab.

3.2 Normierte Kraftamplitudenspektren

Zur Ermittlung der emittierten Kraftspektren der Anbauverdichter werden die gemessenen Schwinggeschwindigkeitszeitschriebe in die Anregungsmuster „An- und Abschalten“ und das „Verdichten“ unterteilt. Die emittierten Kraftamplitudenspektren $F_B(f)$ bzw. Spektren der in den Boden eingeleiteten Kontaktkraft werden anschließend aus den separierten Immissionsamplitudenspektren $v_{\text{Maschine}}(f)$ und der für denselben Übertragungsweg ermittelten Admittanz berechnet:

$$F_B(f) = \frac{v_{\text{Maschine}}(f)}{Adm(f)}$$

Um die emittierten Kräfte aller Anbauverdichter vergleichen zu können, werden die ermittelten Kraftamplituden $F_B(f)$ auf die anregende Zentrifugalkraft F_Z und die Frequenz auf die Drehfrequenz f_E normiert. Die normierten Kraftspektren sind in Bild 5 dargestellt. Dabei wird zwischen der Verdichtung auf im oberen Meter weichem Untergrund mit einem dyn. Schubmodul $G_{dyn} < 100 \text{ MN/m}^2$ und auf steifem Untergrund mit $G_{dyn} > 100 \text{ MN/m}^2$, sowie dem An- und Abschalten mit auf dem Boden aufgesetztem Anbauverdichter unterschieden.

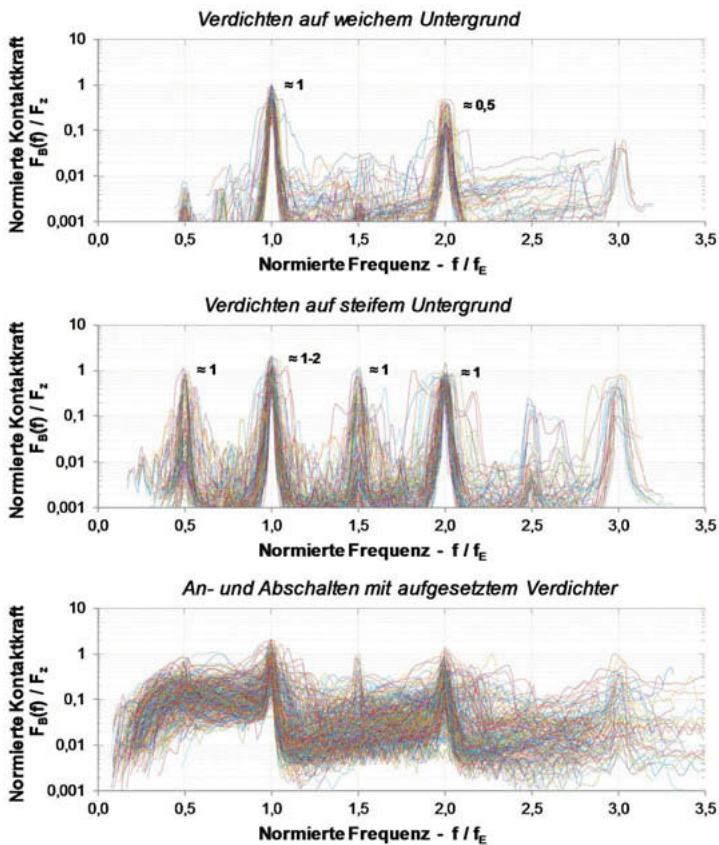


Bild 5: Normierte Kraftemissionsspektren beim Verdichten und An- / Abschalten mit auf dem Boden aufgesetztem Verdichter

Beim Verdichten auf weichem Untergrund wird der Boden in den Harmonischen der Drehfrequenz f_E angeregt. Die Streuung der Kraftamplituden ist in erster Linie auf unterschiedliche Bodensteifigkeiten zurückzuführen. Ist der Boden sehr weich, leitet der Verdichter geringe Kräfte in den Boden ein. Ist der Boden steifer, bietet der Boden einen höheren Widerstand, die Kontaktkräfte nehmen zu. Die maximalen ermittelten Kraftamplituden erreichen auf weichem Untergrund in der Grundfrequenz $f = f_E$ gerade die Zentrifugalkraft, in der 1. Oberharmonischen mit $F_B(2f_E) = F_Z/2$ die Hälfte.

Die Auswertung der Kraftspektren beim Verdichten auf steifem Untergrund zeigt zwei Effekte: Zum einen treten durch das „Springen“ (vgl. Abschnitt 1) Anregungsfrequenzen als ganzzahlige Vielfache N der halben Drehfrequenz ($f = N \cdot f_E/2$) auf, zum anderen nehmen die Kraftamplituden zu. Die ermittelten Kraftspitzen erreichen für $N = 1$ bis 4 maximal die Zentrifugalkraft F_Z , in der Drehfrequenz f_E auf sehr steifem Untergrund (auf anstehendem Fels) vereinzelt auch $2F_Z$.

Beim An- und Abschalten werden binnen weniger Sekunden breitbandig alle Frequenzen durchfahren. Hinsichtlich der Erschütterungen im Baugrund und Gebäuden werden hierbei vor allem die Frequenzen unterhalb der max. Drehfrequenz maßgebend, da üblicherweise in diesem Bereich unterhalb von etwa 30 Hz die Gebäudeeigenfrequenzen liegen und zudem tiefere Frequenzen im Baugrund weniger stark gedämpft werden. Die kurzzeitig hohen Erschütterungen während dem An- und Abschaltvorgang können vermieden werden, wenn der Verdichter in der Luft gestartet und gestoppt wird.

Zur Untersuchung des Einflusses der Baggerauflast auf das Anregungsverhalten sind in Bild 6 die spektralen Kraftamplituden in Abhängigkeit der ebenfalls auf die Zentrifugalkraft F_Z normierten statischen Auflast F_{stat} aufgetragen.

Bei weichen Böden (Bild 6 oben) tritt auch bei geringer statischer Auflast kein „Springen“ auf, es erfolgt keine Anregung bei $f = f_E/2$ (dargestellt als Rechteckkästchen). Bei hohen Bodensteifigkeiten (Bild 6 unten) kommt es zunehmend zum Kontaktverlust und „Springen“, solange die Auflast kleiner ist als die Zentrifugalkraft. Bei größeren Auflasten $F_{stat} > F_Z$ tritt kein Springen auf, die schwingende Masse wird überdrückt und die Kraftanteile bei $f = f_E/2$ verschwinden nahezu.

Die Höhe der statischen Last F_{stat} ist in Bezug auf die maximalen Kraftamplituden sowohl auf weichen als auch auf steifen Böden von untergeordneter Bedeutung.

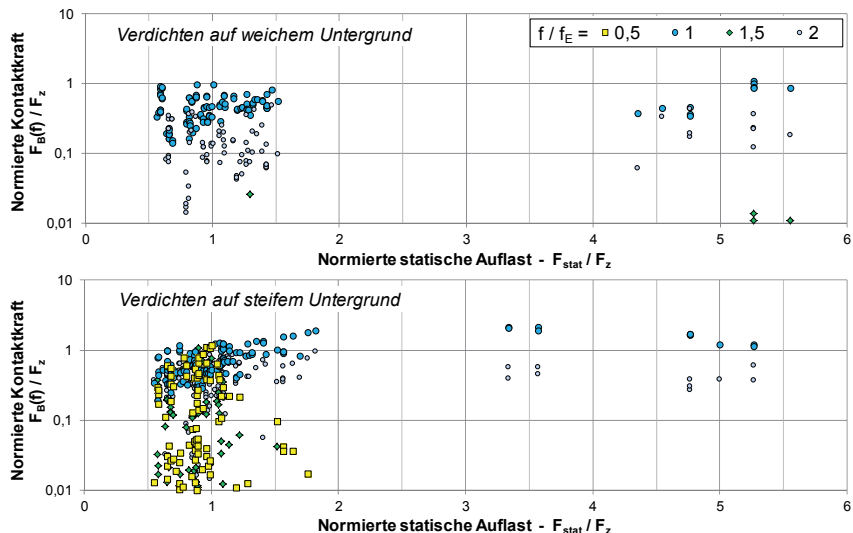


Bild 6: Harmonische Kraftanteile beim Verdichten auf weichem (oben) und steifem Untergrund (unten) in Abhängigkeit der Auflast

4. Empirische Prognose der maximalen Baugrundschrwingungen

Aus den Messdaten konnte in Anlehnung an Methoden aus [5] und [6] folgende Formel zur Prognose der maximalen Schwinggeschwindigkeiten v_{\max} im Baugrund in Abhängigkeit des Abstandes R zum Einwirkungsort abgeleitet werden:

$$v_{\max} = K \cdot \sqrt{F_z} \cdot R^{-n}$$

Die Konstante K und der Abklingkoeffizient n beschreiben das Bodenverhalten. Anders als bei Rüttelplatten und -walzen, bei denen die Maschinenmasse der maßgebende Parameter ist, hat sich für die Anbauverdichter die beste Korrelation mit der Zentrifugalkraft als Maschinenparameter ergeben. Diese geht in obiger Formel mit der Quadratwurzel ein. Tabelle 1 enthält die ermittelten Prognoseparameter. Dabei wird zum einen zwischen den Erschütterungen durch den Verdichtungs Vorgang und durch das An- / Abschalten bei auf den Boden aufgesetztem Anbauverdichter unterschieden, zum anderen zwischen der vertikalen und radialen Schwingrichtung. Die Konstanten K sind für eine Überschreitungswahrscheinlichkeit von $P = 50 \%$ und $2,25 \%$ angegeben.

In Bild 7 sind die Messwerte und entsprechenden Prognosekurven der Verdichter MTS US 8-2 und V10-X3 mit den Zentrifugalkräften von $F_z = 12 \text{ kN}$ und $F_z = 105 \text{ kN}$ dargestellt.

Tabelle 1: Parameter zur Prognose der max. Schwinggeschwindigkeit v_{max} im Baugrund, abgeleitet aus Messungen an 3 Standorten

Betrieb	Richtung der Baugrundschrwingung	K		n
		P = 50 %	P = 2,25 %	
Verdichten	Vertikal	10,0	26,6	1,86
	Radial	21,9	60,3	1,97
An / Abschalten mit aufgesetztem Verdichter	Vertikal	8,2	16,0	1,64
	Radial	15,6	29,6	1,69

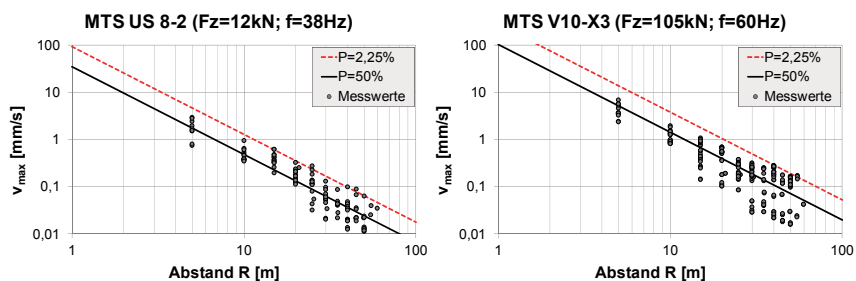


Bild 7: Messwerte und Prognosekurven der vertikalen Baugrundschrwingungen beim Verdichten mit MTS US 8-2 und V10-X3

Bei der Auswertung der maximalen Schwinggeschwindigkeiten fällt auf, dass die gemessenen Werte relativ wenig streuen. Das korreliert auch zu der Gegenüberstellung der gemessenen Übertragungsadmittanzen in Bild 4, die in einem breiten Frequenzbereich ebenfalls vergleichsweise nah beieinander liegen. Aus anderen Messungen ist allerdings bekannt, dass die Übertragungsadmittanzen bzw. Schwingwerte je nach Baugrund erheblich mehr streuen können. Insofern muss bei der Prognoseanwendung berücksichtigt werden, dass an anderen Standorten gegenüber der Prognose nach Tabelle 1 höhere oder kleinere Schwingwerte auftreten können.

5. Zusammenfassung und Ausblick

Das Emissionsverhalten der untersuchten Anbauverdichter kann wie folgt zusammengefasst werden:

- Wenn der Verdichter auf relativ weichem Untergrund verdichtet oder die statische Auflast größer ist als die Zentrifugalkraft, liegen die über die Bodenkontaktkraft angeregten Frequenzen bei ganzzahligen Vielfachen der Drehfrequenz.

- Auf steifem Boden kann es bei geringeren Auflasten $\leq F_z$ zum Springen des Verdichters kommen, wobei harmonische Schwingungen der halben Drehfrequenz emittiert werden.
- Die ermittelten spektralen Kraftamplituden erreichen maximal die Zentrifugalkraft F_z , auf sehr steifem Untergrund (hier auf anstehendem Fels) bis zu $2F_z$.

Aus den Schwingungsmessungen an den drei Messorten konnte eine Formel zur Prognose der Schwinggeschwindigkeit v_{max} (gemäß DIN 4150-3 [7]) im Baugrund abgeleitet werden.

Diese Erkenntnisse fließen in die Entwicklung eines kraftbasierten Prognoseverfahrens ein, bei dem vor Ort gemessene Übertragungsadmittanzen mit in einer Datenbasis erfassten Kraftemissionen von Verdichtungsgeräten kombiniert werden.

6. Danksagung

Die Baudynamik Heiland & Mistler GmbH dankt der MTS Maschinentechnik Schrode AG für die gute Unterstützung und Zusammenarbeit.

Der Beitrag ist im Zuge des Projektes EProg „Expertensystem zur Erschütterungsprognose bei Straßen- und Tiefbauarbeiten“ entstanden. Es wird gefördert durch das Bundesministerium für Wirtschaft und Energie aufgrund eines Beschlusses des Deutschen Bundestages.

7. Literatur

- [1] Technische Daten MTS-Anbauverdichter und MTS-Universalverdichter, Prospekt, MTS Maschinentechnik Schrode AG, 2017
- [2] Kröber, W.: Untersuchung der dynamischen Vorgänge bei der Vibrationsverdichtung von Böden, TU München Diss., 1988
- [3] Dal Moro, G.: Surface Wave Analysis for Near Surface Applications. Amsterdam: Elsevier 2015
- [4] Jahnke, R.; Heiland, D.; Mistler, M.: Kraftbasiertes Prognoseverfahren für baustelleninduzierte Erschütterungen. Vortragsband der 15. D-A-CH-Tagung Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik, Weimar 2017, S. 499-510
- [5] Achmus, M.; Kaiser, J.; Wörden, F. tom: Bauwerkserschütterungen durch Tiefbauarbeiten, Hannover: Bericht 20 der Informationsreihe des Instituts für Bauforschung e.V., 2006
- [6] DIN 4150: Erschütterungen im Bauwesen – Teil 1: Vorermittlung von Schwingungsgrößen, 2001-06
- [7] DIN 4150: Erschütterungen im Bauwesen – Teil 3: Erschütterungseinwirkungen auf bauliche Anlagen, 2016-12

Maschinenlagerungen mit hochdämpfenden Elastomerlagern

Vergleich der Wirksamkeit unterschiedlicher Lagerungsvarianten

Dr.-Ing. **Ulrich Gerhaher**,
Dipl.-Ing. **Alexander Hofmann**,
Dipl.-Ing. **Thomas Schönherr**,
Getzner Werkstoffe GmbH, Bürs

Kurzfassung

Der Betrieb von Maschinen, welche starke Vibrationen erzeugen, führt oft zu störenden Schwingungen an benachbarten Maschinen oder in Wohn- oder Arbeitsräumen. Dort können sich die Vibrationen als fühlbare Erschütterungen oder als sekundärer Luftschall bemerkbar machen. Um die Einleitung der Vibrationen aus einer Maschine in die Gebäudestruktur zu reduzieren, wird diese in der Regel auf Elastomer- oder Stahlfederlager gestellt.

Bei Maschinen, die stationäre Anregungen mit dominanten Anregungsfrequenzen erzeugen, wird die Steifigkeit der Elastomerlager so gewählt, dass die Eigenfrequenz f_0 der gelagerten Maschine wesentlich geringer ist als die geringste zu dämmende Anregungsfrequenz f (in der Praxis oft $f / f_0 \geq 2$).

Wesentlich komplexer ist die Auslegung einer elastischen Lagerung bei Maschinen mit Anregungen in einem großen Frequenzbereich. So stellt bei Maschinen mit sich periodisch wiederholender impulsartiger Anregungen, z.B. Stanzmaschinen, jeder einzelne Impuls eine mehr oder weniger breitbandige Anregung dar. Bei Maschinen mit vielen Komponenten, z.B. Turbinen mit Getrieben und Generatoren, und bei Maschinen mit variabler Drehfrequenz, z.B. bei Ventilatoren oder bei Startvorgängen, liegen die Anregungen oft nicht in einem engen, genau definierten Frequenzbereich, der die einfache Abschätzung einer Abstimmfrequenz ermöglichen würde. Bei der Lagerung dieser Maschinentypen müssen daher durch die Wahl der Abstimmfrequenz aber auch durch ausreichende Dämpfung in den elastischen Werkstoffen der Lager Resonanzen mit anderen Bauteilen vermieden werden bzw. deren Verstärkung reduziert werden. Lagerungen mit Anteilen des hochdämpfenden Werkstoffs Sylodamp stellen hierfür eine praxisgerechte Lösung dar.

1. Problemstellung beim Maschinenlagerungen

Bei der Lagerung von Maschinen stellt sich in der Praxis sehr oft das Problem, dass die Anregungen bzw. die Kräfte, die an den Fußpunkten einer Maschine auftreten, kaum bekannt sind. Bei verschiedenen Anlagen lassen sich zwar über die geometrischen Randbedingungen, wie z.B. die Anzahl der Zähne eines Zahnrades oder die Anzahl der Schaufeln einer Turbine, und die Umdrehungszahl mögliche Anregungsfrequenzen identifizieren, wobei auch die Harmonischen (ganzzahlige Vielfache) zu berücksichtigen sind. Wie stark welche Anregung dabei ins Gewicht fällt, ist in der Regel jedoch schwer abzuschätzen. Zudem werden beim Starten bzw. Abschalten von Maschinen meist große Frequenzbereiche durchfahren.

Bei Anlagen mit eher impulsartigen Anregungen wie z.B. bei Stanzen sind häufig die Dauer und die Last des Impulses nicht bekannt oder es handelt sich um eine Abfolge mehrerer Schläge, die nicht eindeutig getrennt werden können. Die Verteilung des Anregungsspektrums ist demnach oft kaum bekannt. Die Frequenzbereiche, in welchen die Störungen durch Maschinen liegen, können daher meist nur abgeschätzt werden.

Für die Auslegung einer elastischen Lagerung einer Maschine sollten – auf der Empfängerseite – die Eigenfrequenzen von Geschoßdecken oder anderen Anlagen abgeschätzt werden, um Resonanzen zu vermeiden. Seitens der Quelle fällt es aufgrund der unklaren Anregung jedoch oft schwer, eine ideale Abstimmfrequenz einer Lagerung festzulegen. Eine falsche Annahme könnte bei einer rein elastischen Lagerung mit geringer Dämpfung zu einer erheblichen Verstärkung führen. Durch eine ungünstige Abschätzung kann es passieren, dass zwar eine Störung durch die Lagerung beseitigt wird, aber andere Störungen wie z.B. Schwingungen von Decken oder Vorsatzschalen, aber auch die Schwingungen der Anlage selbst (oder benachbarter Anlagen) hinzukommen. Bei letzteren kann durch starke Vibrationen der Fertigungsprozess negativ beeinflusst werden, auch wenn die schwingungsdämmende Wirkung in einem anderen Frequenzbereich vorhanden sein mag. Auch die elastischen Einsenkungen der Lager können bei Maschinen mit produktionsbedingten, erheblichen Umlagerungen von Lasten zu einer Störung der Funktionalität führen. Dies tritt z.B. bei Webstühlen auf, bei welchen über mehrere Tage während des Webens die Last der Fäden von einer Maschinenseite auf die andere umgelagert wird, was zu einer Schrägstellung der Maschine führen kann.

Bei der Auslegung von elastischen Maschinenlagerungen ist daher in der Praxis eine ideale Lagerung meist schwierig, stattdessen muss eine Kompromisslösung gefunden werden. Dieser sollte ohne umfangreiche Untersuchungen rasch, mit ausreichenden Sicherheiten bzgl.

der Wirksamkeit und der Funktionalität und mit einer geringen Beeinträchtigung des Produktionsprozesses umsetzbar sein. Im Folgenden werden Praxisbeispiele von elastischen Lagerungen mit unterschiedlichem Anteil des hochdämpfenden Werkstoffes Sylodamp vorgestellt und deren Wirksamkeit diskutiert.

2. Messungen unterschiedlicher Lagerungsvarianten bei Stanzen

Die Wirksamkeit mehrerer Lagerungsvarianten wurde bei Versuchen an zwei verschiedenen Stanzen messtechnisch untersucht. Bei beiden Maschinen wurden die in Tabelle 1 dargestellten Lagervarianten untersucht, wobei neben der Materialauswahl die Auslastung der Sylodamp-Lager variiert wurde. Dabei beziehen sich 100% Auslastung auf den maximalen, empfohlenen statischen Einsatzbereich laut Datenblatt [1], die sogenannte „statische Dauerlast“. Diese Auslastung stellt einen Wert dar, bei welchem die Materialeigenschaften über die Dauer der Anwendung nahezu unverändert bleiben (angesetzt wird ein Zeitraum von ca. 10 Jahren), wobei vor allem die statischen Verformungen inklusive Kriechen eine Stauchung von 15 % nicht überschreiten [2]. Da bei vielen Maschinenlagerungen die statischen Verformungen eine untergeordnete Rolle spielen, wurden auch Varianten untersucht, bei welchen die Sylodamp-Lager mit 130 bis 180 % der statischen Dauerlast belastet wurden.

Tabelle 1: Darstellung der untersuchten Lagerungsvarianten, die Farbgebung und die angegebene Darstellung der Linienart entspricht den Kurven in den unten folgenden Diagrammen.

Variante	Beschreibung	Dicke	Darstellung	Anmerkung
V00	starre Lagerung (Stahl)	/	—	
V01	Sylodamp 100 % Auslastung	12	--	nicht gemessen bei Stanze Nr. 2
V02	Sylodamp 100 % Auslastung	25	—	
V03	Sylodamp 100 % Auslastung	37	...	
V04	Sylodamp erhöhte Auslastung	12	--	Stanze Nr. 1 auf 180%, Nr. 2 auf 150%
V05	Sylodamp erhöhte Auslastung	25	—	Stanze Nr. 1 auf 180%, Nr. 2 auf 150%
V06	Sylomer	12	--	
V07	Sylomer	25	—	
V08	Sylodyn / Sylodamp erhöhte Ausl.	12	--	Stanze Nr. 1 auf 150%, Nr. 2 auf 130%
V09	Sylodyn / Sylodamp 100 % Ausl.	12	--	
V10	Sylodyn / Sylodamp erhöhte Ausl.	25	—	Stanze Nr. 1 auf 150%, Nr. 2 auf 130%
V11	Sylodyn / Sylodamp 100 % Ausl.	25	—	

Die Schwingungen wurden jeweils an drei bzw. vier Punkten auf der Bodenplatte unmittelbar neben den Lagern und an jeweils zwei Punkten auf der Maschine mit Beschleunigungsaufnehmern erfasst. Bei allen Auswertungen wurden die Signale mit dem FAST-Filter bewertet und die max-Hold-Werte herangezogen. Bei allen folgenden Darstellungen mit mehreren Kurven sind die Farben der Lagerungsvariante so gewählt, wie in Tabelle 1 dargestellt.

3. Messungen an einer manuell gesteuerten Stanze für Materialproben (Stanze Nr. 1)

Bei der untersuchten Maschine handelt es sich um eine elektrohydraulische Presse zum Stanzen von Materialproben (Hawkes Swing Beam Press). Der schwenkbare Arm wird hydraulisch abgesenkt und trifft mit einstellbarer Maximalkraft auf die Probe bzw. das Stanzwerkzeug.

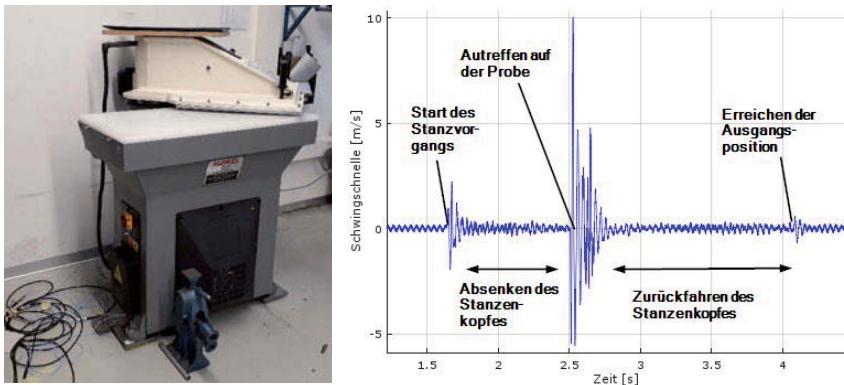


Bild 1: Links: Messsituation an der manuell gesteuerten Stanze, rechts: Zeitverlauf der Schwingschnelle auf der Bodenplatte neben dem linken vorderen Fuß, Variante V01

Ziel der Lagerung der Maschine war es, den durch den Stanzvorgang erzeugten sekundären Luftschall in den benachbarten Büros und gleichzeitig die Erschütterungen an den benachbarten Prüfmaschinen zu reduzieren. Die Schwingung der Maschine selbst ist sekundär, da keine hohe Präzision gefordert ist, solange ein sicheres Arbeiten ohne Gefahr des Wanderns der Maschine möglich ist.

Wie in Bild 1 rechts dargestellt handelt, es sich eindeutig um eine impulsartige Anregung, was sich auch in dem in Bild 2 dargestellten breiten Anregungsspektrum widerspiegelt. Die Eigenfrequenz der Bodenplatte des Raumes liegt bei ca. 26 Hz (gut sichtbar in Bild 2 links und Bild

1 rechts), die der Decken der benachbarten Räume liegen bei > 20 Hz. Ohne elastische Lagerung betragen die effektiven Schwingschnellen direkt neben der Maschine 0.5 mm/s bei 20 Hz bzw. 1.6 mm/s bei 25 Hz. Durch diese stark spürbaren Schwingungen werden die Versuche der Prüfmaschinen in der unmittelbaren Umgebung beeinträchtigt. Diese Erschütterungen sollten möglichst reduziert werden und gleichzeitig die starke Anregung im hörbaren Frequenzbereich zwischen 100 und 400 Hz gedämpft werden, Bild 2 rechts.

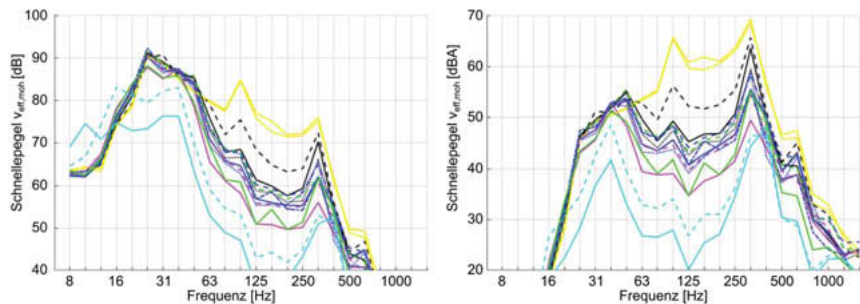


Bild 2: Schwingungsschnellen auf der Fundamentplatte, links linear- und rechts A-bewertet (energetisches Mittel der drei Punkte auf der Bodenplatte), Farben siehe Tabelle 1

Die Einfügedämmung, Bild 3, zeigt deutlich, dass die Lagerungen mit ausschließlich Sylodamp (Varianten V01 bis V05) infolge der hohen Dämpfung die geringsten Verstärkungen im tiefen Frequenzbereich zwischen 12 und 63 Hz zeigen. Aber auch kombinierte Lagerungen (Sylodyn mit Sylodamp) zeigen Verstärkungen von maximal 5 dB gegenüber der starren Lagerung. Durch diese Lagerungsvarianten kann vermieden werden, dass benachbarte Prüfmaschinen zu Eigenschwingungen angeregt werden. Im Bereich der Deckeneigenfrequenzen von ca. 20 bis 50 Hz zeigten alle Lagerungsvarianten mit erhöhtem Dämpfungsanteil kaum einen Unterschied gegenüber der starren Lagerung. Nur bei den reinen Sylomer-Lagerungen V06 (Dicke 12 mm) bzw. V07 (Dicke 25 mm) ist bereits eine erhebliche Dämmleistung zu erkennen, da die Abstimmfrequenzen dieser Lagerungen rechnerisch bei 15 Hz bzw. 10 Hz liegen (in Bild 3 links gut erkennbar).

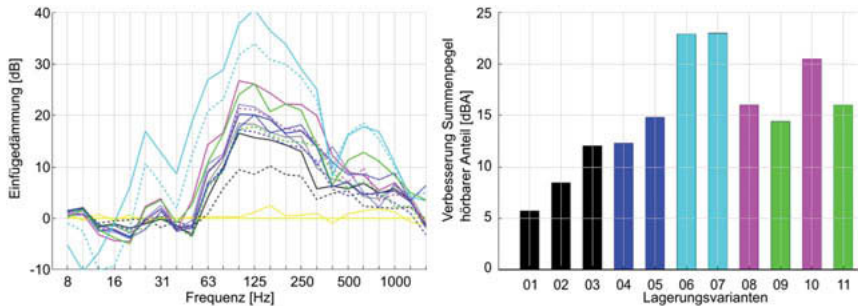


Bild 3: Links: Einfügedämmung der verschiedenen elastischen Lagerungen, rechts: Verbesserung des Summenpegels des hörbaren Frequenzbereiches von 80 bis 800 Hz (gegenüber starrer Lagerung), Farben siehe Tabelle 1

Zwar weist die reine Sylomerlagerung im hörbaren Frequenzbereich die beste Einfügedämmung auf, jedoch werden Schwingungen im Bereich < 20 Hz um bis zu 10 dB verstärkt. Da bereits bei starrer Lagerung die tieffrequenten Erschütterungen an den benachbarten Prüfmaschinen bemerkbar waren, sollte eine Verstärkung in jedem Fall vermieden werden. Gewählt wurde daher Variante V10 mit jeweils 50 % Flächenanteil Sylodyn und 50 % Sylodamp. Die rechnerische Abstimmfrequenz von V10 liegt bei 22 Hz. Durch die Dämpfung wird die Überhöhung im Terzband bei 20 Hz auf unter 5 dB begrenzt. Die Reduktion des Summenpegels im hörbaren Bereich fällt bei dieser Variante mit ca. 20 dBA nur um 2.5 dBA geringer aus als bei der Sylomerlagerung mit gleicher Dicke, Bild 3 rechts. Zudem konnte damit auch ein Schwanken der Stanze beim Schwenken des Armes, das bei der Sylomerlagerung unangenehm auffiel, stark reduziert werden.

3. Messungen an einer automatischen Stanze für Kühlregisterbleche (Stanze Nr. 2)

Das zweite Beispiel einer Maschine mit impulsartiger Anregung stellt eine automatische Stanze für Kühlregisterbleche in einer größeren Produktionshalle dar, Bild 4 links. Angrenzend an die Halle befinden sich auf derselben Fundamentplatte verschiedene Aufenthalts- und Büroräume. Durch eine elastische Lagerung soll die Lärmbelastung in diesen Räumen reduziert werden. Eine Beeinträchtigung benachbarter Maschinen durch Erschütterungen liegt nicht vor.

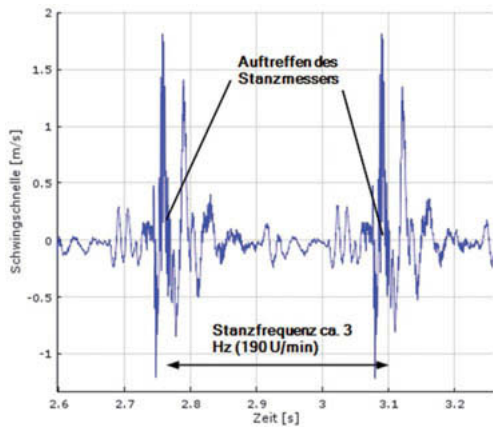


Bild 4: Links: Stanzmaschine in Einhausung, rechts: Zeitverlauf der Schwingschnelle auf der Bodenplatte (Mittelwert aller vier Sensoren), Variante V02

Das Zeitverlaufsdiagramm in Bild 4 rechts deutet auf eine überwiegend impulsartige Anregung hin, wobei durch verschiedene bewegliche Bauteile während jedes Arbeitszyklus zusätzlich mehrere kleinere Schläge erfolgen. Die Frequenz der Arbeitszyklen von 3,2 Hz legt nahe, dass die Abstimmfrequenz einer elastischen Lagerung – je nach Dämpfung – mindestens um Faktor 3 bis 5 höher liegen sollte, um eine Resonanzanregung zu vermeiden. So kann jeder Arbeitszyklus als alleinstehendes Ereignis betrachtet werden.

Problematisch war bei den Messungen, dass die Einhausung (blau in Bild 4 links) nicht entfernt worden war und einzelne Kontaktpunkte zur Maschine (grün) nicht vermieden werden konnten. Zudem konnte ein Lüfter, der über seine Befestigung auf der Bodenplatte eine gewisse, schwer einzuschätzende starre Verbindung zur Bodenplatte darstellt, nicht entfernt werden. Diese Umstände dürften die Ursache dafür sein, dass bei den meisten Lagerungsvarianten nur relativ geringe Dämmleistungen gemessen wurden. Der direkte Vergleich der Zeitsignale der Sensoren auf der Maschine zeigt jedoch, dass nahezu keine Kippschwingungen vorhanden waren; zudem sind die Schnellepegel über alle Terzbänder nahezu identisch. Es kann damit auf ein mehr oder weniger freies Schwingen der Maschine geschlossen werden.

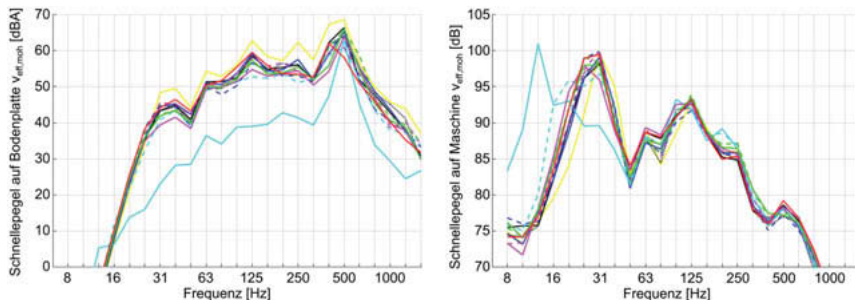


Bild 5: Schwingschnellen der Lagerungsvarianten, links: Schnellepegel auf der Bodenplatte, A-bewertet, rechts: Schnellepegel auf der Maschine, linear bewertet, Farben siehe Tabelle 1

Bezüglich der Vermeidung der Vibrationen an der Maschine selbst lassen sich folgende Betrachtungen anstellen: Die berechneten Abstimmungsfrequenzen der Sylomerlagerungen V06 und V07 liegen bei 15 Hz bzw. 11 Hz bei einer Dicke von 12 bzw. 25 mm und sind in Bild 6 links gut erkennbar. Die Abstimmungsfrequenzen aller anderen Lagerungsvarianten liegen zwischen 27 und 40 Hz. Bei der Sylomerlagerung mit 25 mm Dicke ist bei der Eigenfrequenz eine relativ starke Schwingung der Maschine erkennbar (Bild 5 rechts, Schwingschnelle 100 dB im 12 Hz Terzband), die bei starrer Lagerung nicht bemerkbar war. Inwiefern dies eine Beeinträchtigung der Betriebs zur Folge haben könnte, müsste im Detail untersucht werden; der Probebetrieb funktionierte jedoch problemlos, weshalb die Lagerungsvariante V07 nicht von vornherein verworfen wurde.

Bild 6 links zeigt, dass die Einfügedämmung der Sylomerlagerung V07 mit 25 mm Dicke nahezu über den gesamten hörbaren Frequenzbereich um rund 10 bis 15 dB höher als bei allen anderen Lagerungsvarianten liegt. Bei der dominantesten Anregungsfrequenz bei 500 Hz liegt jedoch die Dämmleistung aller Varianten nur zwischen 2 und 8 dB. Daher fällt auch die Verbesserung des Summenpegels des hörbaren Bereichs der Schwingschnellen von V07 in Bild 6 rechts nur um 5 dB besser aus, als bei der Variante V06. Gewählt wurde Lagerungsvariante V07, wobei darauf hingewiesen wurde, dass ein Wandern der Maschine infolge der verstärkten Vibrationen und der öligen Oberflächen evtl. durch Stahlwinkel mit Elastomerauflagen verhindert werden sollte.

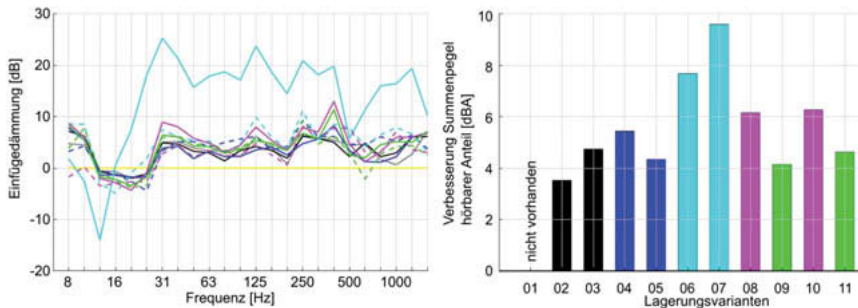


Bild 6: Ergebnisse der Lagerungsvarianten, links: Einfügedämmung, rechts: Verbesserung des Summenpegels des hörbaren Frequenzbereiches von 80 bis 800 Hz (gegenüber starrer Lagerung), Farben siehe Tabelle 1

Insgesamt ist die Abstufung der Wirksamkeit der Lagerungsvarianten der beiden Maschinen bzgl. des Reduktion des sekundären Luftschalls sehr ähnlich (jeweils rechts in Bild 3 und Bild 6). Für eine genauere Beurteilung der zu erwartenden Reduktion des sekundären Luftschalls in den angrenzenden Räumen wäre jedoch zusätzlich eine Messung der Schalldruckpegel beim Empfänger notwendig gewesen. Nur so könnte bei der Berechnung der Verbesserung des Summenpegels die tatsächlich wirkende Verteilung der Pegel der einzelnen Terzbänder korrekt berücksichtigt werden. So würde z.B. die Störung bei 500 Hz durch die größere Entfernung stärker abgemindert als tiefere Frequenzanteile, und die geringe Einfügedämmung von Variante V07 in diesem Frequenzbereich würde damit weniger stark ins Gewicht fallen.

3. Zusammenfassung

Die oben dargestellten Auswertungen der Messungen an den beiden Stanzen zeigen, dass durch die Verwendung kombinierter Lagerungen aus einem hochelastischen mit einem hochdämpfenden Werkstoff Verstärkungen durch Resonanzen stark reduziert werden können. Dadurch können Erschütterungen umliegender Bauwerksteile oder Maschinen, sowie der gelagerten Maschine selbst wirksam begrenzt werden. Infolge der höheren dynamischen Steifigkeit der hochdämpfenden Werkstoffe wird durch einen zu großen Anteil an hochdämpfenden Materialien jedoch gleichzeitig die Dämmleistung beträchtlich reduziert (vor allem im hörbaren Frequenzbereich). In den meisten Fällen muss daher ein ausgewogener Kompromiss gefunden werden zwischen der Reduktion des auftretenden Lärms und einer Begrenzung von störenden Erschütterungen. Die Messungen zeigen, dass die Verwendung eines gewissen Anteils von hochdämpfendem Sylodamp günstig wirken kann. Die ausschließliche Verwendung

von Sylodamp (Varianten V01 bis V05) oder ein Flächenanteil von 50 % (Varianten V08 bis V11) führt jedoch zu einer sehr starken Reduktion der Dämmleistung. Um einen optimalen Kompromiss der unterschiedlichen Anforderungen zu finden, sollten wenn möglich Vergleichsmessungen herangezogen werden oder konservative Abschätzungen getroffen werden.

- [1] Sylodamp SP500 Werkstoffdatenblatt, Broschüre, Getzner Werkstoffe, Bürs 2016
- [2] Sylodamp Detaildatenblatt, Broschüre, Getzner Werkstoffe, Bürs 2016

Prognose von Bauwerksschwingungen aus Maschinenbetrieb am Beispiel von historischen Webstühlen

Dr.-Ing. **Pedro D. Villamil**, Prof. Dr.-Ing. **Dieter Heiland**,
Baudynamik Heiland & Mistler GmbH, Bochum

Kurzfassung

Bei der Beurteilung der Gebrauchstauglichkeit von Gebäuden hinsichtlich der Baudynamik spielen die Einwirkungen aus Maschinenbetrieb eine große Rolle. Bei einer geplanten Neu-aufstellung von Maschinen müssen die zu erwartenden Schwingungen prognostiziert werden. Sind die dynamischen Emissionskräfte nicht bekannt, kann die Methode zielführend sein, diese messtechnisch an einem Referenzstandort zu ermitteln, an dem sich vergleichbare Maschinen bereits im Einsatz befinden.

Im vorliegenden Beitrag wird als Praxisfall die baudynamische Untersuchung zum geplanten Umzug von 25 historischen Jacquard-Webstühlen beschrieben. Diese Webstühle leiten erhebliche dynamische Kräfte in den Boden ein. Für den geplanten neuen Aufstellort (2.OG einer Immobilie mit gemischter Nutzung) wird eine Schwingungsprognose durchgeführt. Die benötigten Parameter werden anhand von Messungen unter Webstuhlbetrieb sowie unter künstlicher Shaker-Anregung messtechnisch ermittelt.

Abstract

For the evaluation of the serviceability of structures concerning the matters of structural dynamics, the influence of machine operation plays an important role. In the case of the installation of new machines, the expected vibration level has to be predicted. If the dynamic emission forces are unknown, a measurement-based calculation can lead to the desired result. The measurements needed for the application of this method are performed at a reference site in which similar machines are already in operation.

In this contribution, a practical case is presented where the move of 25 historical Jacquard looms is investigated. These looms transmit significant dynamic loads into the ground of the operation site. For the intended reinstallation site (second floor of a building with mixed commercial use) a vibration prognosis is performed. The unknown parameters are determined by means of vibration measurements due to loom operation and shaker excitation.

1. Einleitung

Die Messung und Beurteilung von dynamischen Einwirkungen von Maschinen auf Menschen und Gebäude gehört zum Alltag des Baudynamikers. Die vorhandenen Erschütterungen sollen dabei die Gebrauchstauglichkeit des Gebäudes nicht beeinträchtigen. Die Beurteilungsgrößen und Grenzkriterien sind in der Normenreihe DIN 4150 sowie in der VDI-Richtlinie 2038-2 festgelegt.

Häufig gehen Projekte über eine reine Feststellung des vorhandenen Schwingniveaus hinaus. Eine Messung ist in vielen Fällen nicht möglich, da zukünftige Szenarien beurteilt werden sollen. Beispiele dafür sind die Aufstellung von Maschinen in Neu- und Umbauten, der Umzug von Maschinen oder ihre Neuanschaffung. In solchen Fällen ist die Erstellung von Prognoseberechnungen unumgänglich, um schon frühzeitig in der Planungsphase Risiken und Kosten des Maschinenbetriebs abwägen zu können.

Für die Erstellung von Prognosen werden zum einen die dynamischen Eigenschaften des zu untersuchenden Gebäudes benötigt, insbesondere wie sich Schwingungen im Gebäude selbst oder in die benachbarten Gebäude ausbreiten. Die andere essentielle Eingangsgröße sind die dynamischen Kräfte der Maschinen, die oftmals von Herstellern nicht ausreichend untersucht werden oder gar nicht bekannt sind.

Eine mögliche Abhilfe besteht darin, die fehlenden Parameter der Krafteinwirkung messtechnisch zu ermitteln. Dabei können die dynamischen Maschinenkräfte anhand von Referenzmessungen an einem anderen Standort als dem Prognose-Standort gewonnen werden. Die genaue Vorgehensweise ist in [1] ausführlich beschrieben.

1.1 Aufgabenstellung

Im vorliegenden Praxisbeispiel wurde der Umzug von 25 historischen Webstühlen von einem Industriegebäude zu einer anderen Gewerbeimmobilie geplant. Der aktuelle Standort ist ein zweigeschossiges Industriegebäude ohne weitere Nutzer. Der geplante Aufstellort hingegen befindet sich in einer gemischt genutzten, viergeschossigen Immobilie mit Büroräumlichkeiten, Sport- und Kultureinrichtungen, einer Gastronomie und einem Feinmechanik-Betrieb. Die Webstühle sollen im 2. Obergeschoss platziert werden. Ein Überblick über die beiden Immobilien ist in Bild 1 zu sehen.

Die Aufgabenstellung bestand darin, zu prognostizieren, ob der Betrieb der Webstühle in dieser Immobilie zu Beeinträchtigungen für die übrigen Nutzer der Immobilie führen würde. Da die Schwingungsemission im Allgemeinen als „hausintern“ angesehen werden kann, ist die VDI-Richtlinie 2038-2 [2] für die Bewertung relevant.

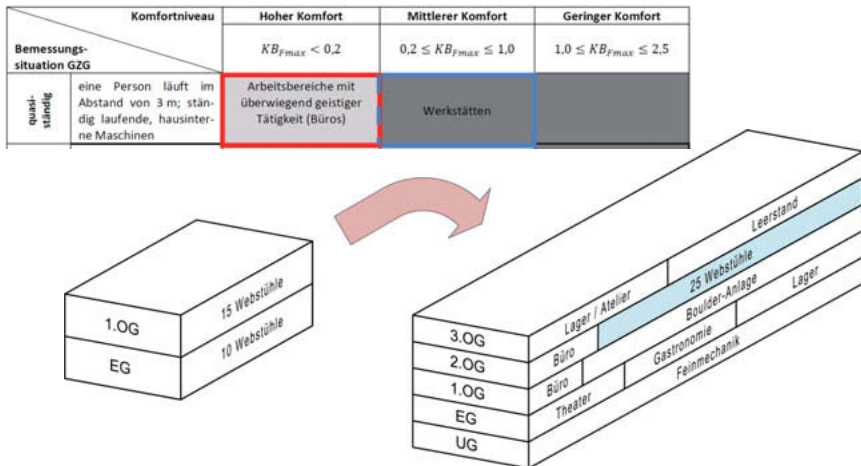


Bild 1: Anhaltswerte (aus Tab. 25) der VDI 2038-2 [2] für Geschossdecken (oben); Übersicht über Geometrie und Nutzung der aktuellen (links) und geplanten Immobilie (rechts)

Für die Beurteilung des Komforts der Menschen in den Büro-, Kultur- und Sporteinrichtungen wurde davon ausgegangen, dass der Betrieb der Webstühle eine quasi-ständige Bemessungssituation darstellt. Deswegen wird bei Bereichen mit überwiegend geistiger Tätigkeit eine maximale bewertete Schwingstärke $KB_{Fmax} = 0,2$ angesetzt, für die Sporteinrichtungen $KB_{Fmax} = 0,25$ und für den Aufstellort der Webstühle $KB_{Fmax} = 1,0$ (Bild 1 oben). Zur Einhaltung der Produktionsgenauigkeit bei den schwingungsempfindlichen Anlagen im Feinmechanik-Betrieb wird das VC-B-Kriterium zugrunde gelegt.

Zusätzlich gelten die v_{max} -Anhaltswerte aus DIN 4150-3 [3] für die Einwirkungen auf bauliche Anlagen, um Schäden am Gebäude selbst ausschließen zu können (im vorliegenden Fall, $v_{max} = 10 \text{ mm/s}$ für Dauereinwirkungen).

Eine Übersicht über die festgelegten Grenzwerte ist in Tabelle 1 (Abschnitt 3.3) enthalten.

1.2 Webstühle

Bei den untersuchten Webstühlen handelt es sich um Jacquard-Webstühle aus dem 19. Jahrhundert. Diese werden mechanisch mithilfe von Endlos-Lochkarten betrieben, auf denen die Information über das zu erzeugende Muster abgelegt ist. Die Rotationsbewegung des Motors wird mit unterschiedlichen Übersetzungsverhältnissen zu den weiteren Anlagenteilen weitergegeben, sodass die einzelnen Arbeitsschritte mit unterschiedlichen Frequenzen durchgeführt werden. Alle Webstühle sind auf starren Metallrahmen aufgestellt (vgl. Bild 3).

Der grundsätzliche Aufbau ist bei allen Webstühlen ähnlich, jedoch unterscheiden sie sich in ihren Abmessungen und in der Anzahl der Füße (zwischen 4 und 9). Zur Unterscheidung der Webstühle tragen diese individuelle Namen wie Rudi, Hein, Gloria oder Paul.

1.3 Vorgehensweise

Zur Beurteilung der Gebrauchstauglichkeit der Immobilie, in der die Webstühle zukünftig betrieben werden sollen, bedarf es einer Erschütterungsprognose. Die dafür benötigten dynamischen Eigenschaften des Gebäudes und die noch fehlenden Parameter der Kraft-einwirkung werden dabei messtechnisch ermittelt.

Am aktuellen Standort werden die Schwingungsemissionen infolge Webstuhlbetriebes $v_{\text{Webstuhl}}(f)$ sowie die Anregbarkeit bzw. die Admittanz $A_R(f)$ des Bauwerks mittels künstlicher Shaker-Anregung gemessen. Hieraus werden die Kraftspektren $F_{\text{Webstuhl}}(f)$ mit der Beziehung

$$F_{\text{Webstuhl}}(f) = \frac{v_{\text{Webstuhl}}(f)}{A_R(f)}$$

berechnet. Am geplanten neuen Aufstellort werden ebenfalls die Übertragungsadmittanzen $A_N(f)$ mittels Shakers ermittelt. Die Anregung erfolgt dabei an Punkten im Bereich der geplanten Aufstellfläche, die Schwingungsantworten werden im Bereich der zu beurteilenden Flächen gemessen. Im Anschluss erfolgt die Prognoserechnung durch Kombination der gemessenen Übertragungsadmittanzen mit den vorab ermittelten Kraftemissionsspektren:

$$v_{\text{Prognose}}(f) = A_N(f) \cdot F_{\text{Webstuhl}}(f)$$

Für die Bewertung der Erschütterungsprognose am geplanten Aufstellort ist zudem die messtechnische Erfassung des dort vorhandenen Ruhepegels von Bedeutung, da eine Zusatzbelastung der Nutzer vermieden werden soll.

Die beschriebene Vorgehensweise ist im nachfolgenden Diagramm zusammengefasst:

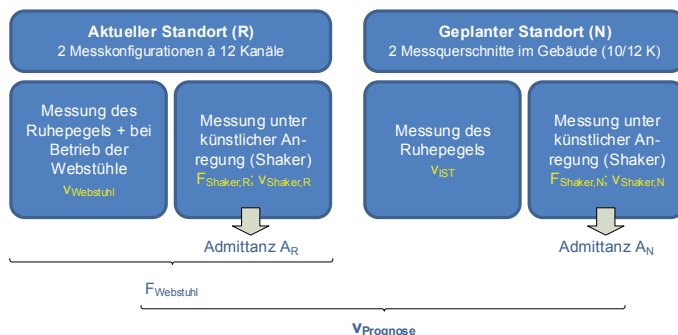


Bild 2: Übersicht über die Vorgehensweise für die Erschütterungsprognose

2. Ermittlung der dynamischen Kraftemission

2.1 Durchgeführte Messungen am aktuellen Standort

Für die Messung am aktuellen Standort der Webstühle wurden nacheinander zwei Messkonfigurationen mit je 12 Kanälen instrumentiert. Eine Messkonfiguration wurde für die Untersuchung der Schwingungen im EG verwendet, die andere für das 1.OG. Die Messpunkte wurden neben den Maschinenfüßen aufgestellt. Beide Messsets enthielten zusätzlich einen Kontroll-Messpunkt im Kellergeschoss, um mögliche Störquellen von außerhalb des Gebäudes besser identifizieren zu können.

Da die Erfassung jedes einzelnen Webstuhls aufgrund ihrer Anzahl nicht separat möglich war, jedoch ein repräsentatives Bild der Gesamtheit der Webstühle notwendig war, wurden für die Schwingungsmessungen sowohl einzelne Webstühle in Betrieb genommen, als auch Gruppen von 2, 3, 5, 6 bzw. 8 (maximale Anzahl an Webstühlen, die im Normalbetrieb parallel betrieben werden).

Die Messungen unter künstlicher Anregung mithilfe eines Shakers wurden in den Deckenfeldern durchgeführt, in denen die Messpunkte instrumentiert waren. Die Anregungsstellen entsprechen möglichst genau den tatsächlichen Standorten der Webstühle. Die Messkonfigurationen und die Anregungsorte des Shakers sind beispielhaft für das 1.OG nachfolgend dargestellt.

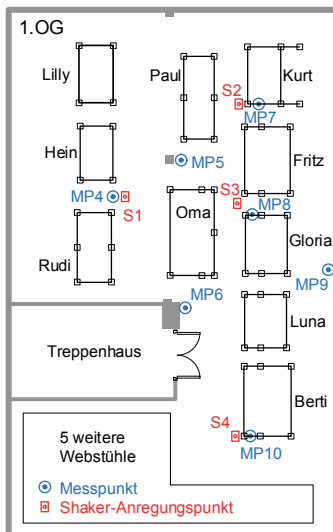


Bild 3: Übersicht über die Webstühle und Messpunkte im 1.OG des aktuellen Standortes (links), Webstuhl Gloria (rechts)

2.2 Berechnung der Kraftspektren

Die Schwinggeschwindigkeiten aus dem Webstuhlbetrieb wurden in Terzspektren ausgewertet. Für die Shaker-Messungen wurden aus dem bekannten Krafteintrag des Shakers und der Schwingungsantwort an den verschiedenen Messpunkten die Aufstell- und Übertragungsadmittanzen anhand einer Spurauswertung ermittelt. Diese Admittanzen geben Aufschluss über die Anregbarkeit des Aufstellortes bzw. über die Übertragungseigenschaften des Gebäudes. Aus diesen beiden Parametern kann man mit der bereits vorgestellten Beziehung das Kraftspektrum $F_{\text{Webstuhl}}(f)$ eines Webstuhls ermitteln.

Da bei jeder Shaker-Messung die Schwingungsantwort $v_{\text{Webstuhl}}(f)$ an verschiedenen Messpunkten gemessen wurde, können verschiedene Übertragungsadmittanzen mit gleichem Quellort berechnet werden. Die Schwinggeschwindigkeiten aus Webstuhlbetrieb liegen ebenfalls an diesen Messpunkten vor. Es ist daher möglich, anhand der Messdaten jeder Quellort-Messpunkt-Kombination ein Kraftspektrum zu ermitteln. Die sich ergebende Kurvenschar kann je nach Kohärenz eine große Streuung aufweisen. Diese Unterschiede werden besonders zwischen Messpunkten in unmittelbarer Nähe zum Shaker, Messpunkten in benachbarten Deckenfeldern und Messpunkten im Keller deutlich.

In Bild 4 sind exemplarisch die Kraftspektren für den Webstuhl „Rudi“ grafisch dargestellt. Dort kann man sehen, dass der Messpunkt MP2 (Keller) einen Ausreißer darstellt. Ein realistisches Kraftspektrum ergibt sich aus den Messpunkten mit dem besten Signal-Rausch-Verhältnis – für „Rudi“ aus den Messpunkten MP4, MP5, MP8 oder MP9.

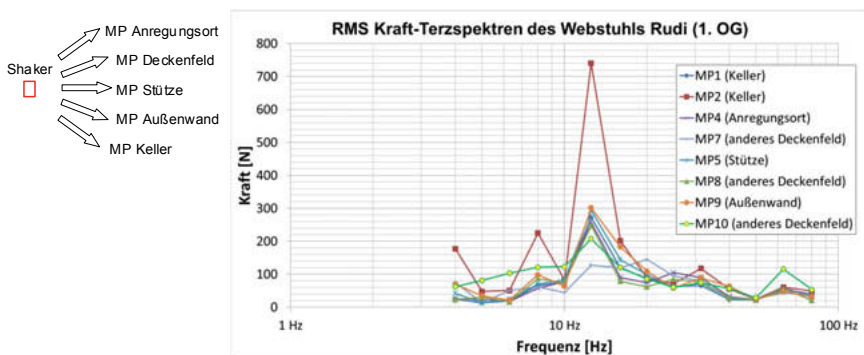


Bild 4: Unterschiede zwischen Kraftspektren eines einzelnen Webstuhls (Rudi)

Ein weiterer zu berücksichtigender Aspekt ist die Tatsache, dass es sich bei den untersuchten Webstühlen um flächige Maschinen handelt, deren Einflussbereich sich in manchen Fällen auf mehrere Deckenfelder erstreckt. Bei dem Versuch, sie als Punktquellen zu idealisie-

ren, können erhebliche Abweichungen auftreten. Außerdem sind die dynamischen Lasten unsymmetrisch verteilt, sodass die Messung unmittelbar neben einem Fuß zu anderen Ergebnissen führen kann als die Messung an einem anderen Fuß.

Unter Berücksichtigung dieser Gegebenheiten wurde für jeden Webstuhl ein plausibles Kraftspektrum ausgewählt (vgl. Bild 5).

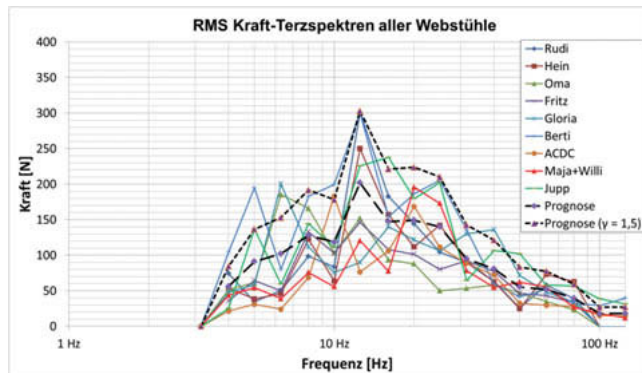


Bild 5: Kraftspektren der einzelnen Webstühle und Prognose-Kraftspektrum

Man kann erkennen, dass die Emissionskräfte und –frequenzen der einzelnen Webstühle sehr unterschiedlich sind. Für die Prognoseberechnung ist es jedoch zweckmäßig, von insgesamt einem einheitlichen Kraftspektrum für alle Webstühle auszugehen. Daher wurde aus den berechneten Einzelspektren ein Prognose-Kraftspektrum durch Mittelung berechnet. Für die Prognose am geplanten Standort der Webstühle wurde dieses Kraftspektrum mit einem Sicherheitsfaktor von $\gamma = 1,5$ beaufschlagt (Bild 5).

3. Erschütterungsprognose

3.1 Admittanzmessungen am neuen Aufstellort

Nach der messtechnischen Ermittlung des Prognose-Kraftspektrums am aktuellen Standort mussten noch die Übertragungsadmittanzen am neu geplanten Aufstellort der Webstühle ermittelt werden, d.h. wie sich die Schwingungen innerhalb dieses Bauwerks aus dem 2.OG in die darunter liegenden Ebenen ausbreiten. Zu diesem Zweck wurden zwei Messquerschnitte über alle Geschosse instrumentiert, je nach Lage der einzelnen betroffenen Nutzer. Neben einer Ruhemessung zur Erfassung des aktuellen Ruhepegels wurde im Bereich der vorgesehenen Aufstellung der Webstühle die Geschosdecke mit einem Shaker zu Schwingungen angeregt, sowohl in Feldmitte als auch neben Stützen oder Aufzugsschächten. Der prinzipielle Aufbau der Übertragungsadmittanz-Messungen ist in Bild 6 dargestellt:

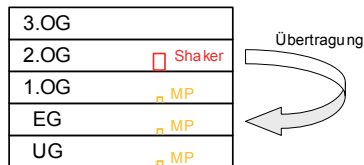


Bild 6: Schematischer Aufbau der Shaker-Messungen am neuen Aufstellort

3.2 Verteilung und Kombinationsvorschriften

Wegen der besonderen lang gestreckten Geometrie des neuen Standortes ist der Einfluss der Webstühle auf einen Bereich pro Webstuhlgruppe beschränkt. Aus diesem Grund wurde folgende Annahme für die Verteilung der Webstühle getroffen:

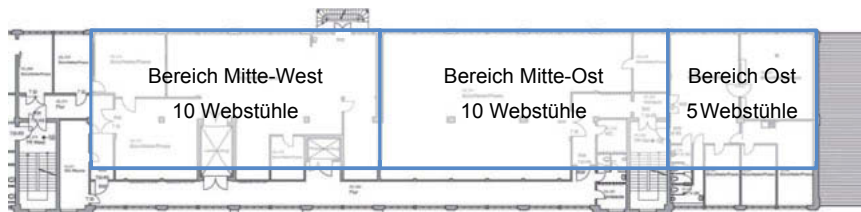


Bild 7: Annahme für die Verteilung der 25 Webstühle auf den Grundriss des 2. OG

Für jeden Immissionsort der darunter liegenden Geschosse wurde für die Prognose eine minimal und maximal zu berücksichtigende Webstuhlzahl festgelegt. Dabei wurden ebenfalls Annahmen über die genaue Aufstellung der Webstühle innerhalb eines bestimmten Bereichs getroffen (z.B. 8 Webstühle in Feldmitte, 2 Webstühle neben der Stütze). Entsprechend dieser Annahmen wurden für die Berechnung dann unterschiedliche Übertragungsadmittanzen zugrunde gelegt. Die einzelnen sich ergebenden Prognosewerte wurden quadratisch miteinander überlagert (SRSS-Regel). Das Ergebnis sind Prognose-Terzspektren für jeden relevanten Immissionsort.

3.3 Berechnung der Zielgrößen v_{\max} und $KB_{F\max}$

Da die Beurteilungsgröße für die meisten Immissionsorte ein Einzahlwert im Zeitbereich ist, mussten diese aus den Werten der Prognose-Terzspektren berechnet werden.

Zunächst wurde die Referenzgeschwindigkeit v_{SRSS} aus den einzelnen Terzwerten $v_{i, Terz}$ der Prognose-Terzspektren $v_{Prognose}(f)$ folgendermaßen berechnet:

$$v_{SRSS} = \sqrt{\sum (v_{i, Terz})^2}, \quad f_i = \{4 - 80\} \text{ Hz}$$

Anhand von Umrechnungsfaktoren kann man daraus die maximalen Geschwindigkeiten und KB-Werte ermitteln:

$$v_{max} = 4,0 \cdot v_{SRSS}$$

$$KB_{Fmax} = \sqrt{2} \cdot v_{SRSS}$$

Diese Umrechnungsfaktoren wurden an den gemessenen Schwinggeschwindigkeiten infolge des Betriebs der Webstühle am alten Standort kalibriert. Diese Korrelation ist im folgenden Bild enthalten:

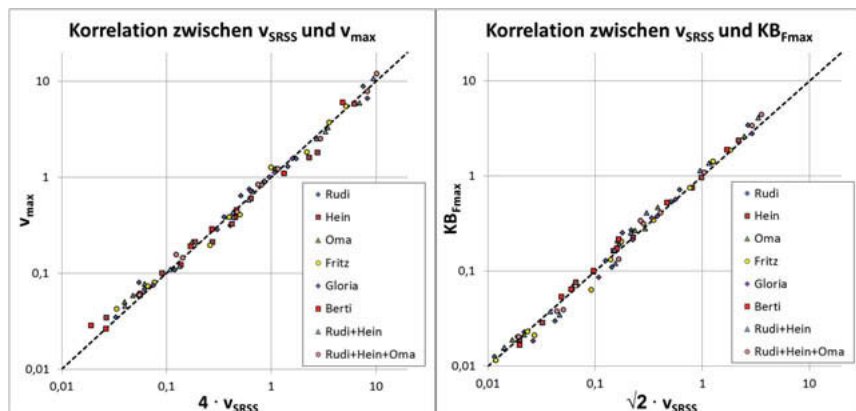


Bild 8: Korrelationsbeziehungen zwischen v_{SRSS} und v_{max} (links) bzw. KB_{Fmax} (rechts)

3.4 Ergebnis der Prognoseberechnung

Die Gesamtprognose ergab eine deutliche Überschreitung der Grenzwerte, sowohl für den Fall, dass einzelne Webstühle im Betrieb sind, als auch für den Fall, dass in jedem Gebäudereich die maximale Anzahl an Webstühlen betrieben wird. In der Tabelle 1 werden die Prognoseergebnisse den maßgebenden Grenzwerten gegenübergestellt.

Eine Aufstellung der Webstühle am vorgesehenen Standort wäre nur unter massiver Beeinträchtigung der schutzwürdigen Interessen der anderen Nutzer der Immobilie möglich. Organisatorische Maßnahmen (z.B. Beschränkung der Betriebszeiten oder Webstuhlanzahl) würden nicht zu einer ausreichenden Reduktion der Schwingungen führen. Eine schwingungs-

isolierte Aufstellung der Webstühle wurde überprüft, allerdings ließe sich diese nur unter hohem finanziellen Aufwand realisieren.

Tabelle 1: Zusammenfassung der geforderten Grenzwerte und der Prognosewerte

Ort, Nutzung	Gefordertes Kriterium	Prognosewerte [Anzahl Webstühle]	
		min [1/2]	max [10/16/25]
UG, Feinmechanik-Betrieb	VC-B	VC-B ✓	< VC-A ✗
EG, Gastronomie	$KB_{Fmax} = 0,2$	0,28 ✗	1,1 ✗
1. OG, Büro	$KB_{Fmax} = 0,2$	0,41 ✗	0,90 ✗
1. OG, Boulderhalle	$KB_{Fmax} = 0,25$	1,43 ✗	2,75 ✗
2. OG, Büro	$KB_{Fmax} = 0,2$	0,58 ✗	1,76 ✗
2. OG, Bereich der Webstühle	$KB_{Fmax} = 1,0$	4,04 ✗	6,24 ✗
	$v_{max} = 10 \text{ mm/s}$	11,43 ✗	17,65 ✗

4. Zusammenfassung

Im vorgestellten Praxisbeispiel wird die baudynamische Untersuchung zum Umzug von historischen Webstühlen behandelt. Um die zu erwartenden Schwingungen am geplanten Standort prognostizieren zu können, wurden sowohl Messungen infolge des Webstuhl-betriebs am bisherigen Standort als auch Admittanzmessungen unter künstlicher Anregung mittels Shaker an beiden Standorten durchgeführt. Die Annahmen und Berechnungsgrundlagen sowie die Besonderheiten dieser Maschinen und der untersuchten Bauwerke werden vorgestellt und dokumentiert.

5. Literatur

- [1] Heiland, D.; Mistler, M.: Prognose nutzungsbedingter Bauwerksschwingungen und deren Nachweis auf Gebrauchstauglichkeit. Berichte der Fachtagung Baustatik-Baupraxis 13, Bochum 2016, S.131-138
- [2] VDI-Richtlinie 2038: Gebrauchstauglichkeit von Bauwerken bei dynamischen Einwirkungen – Blatt 2: Schwingungen und Erschütterungen – Prognose, Messungen, Beurteilung und Minderung, 2013
- [3] DIN 4150: Erschütterungen im Bauwesen – Teil 3: Erschütterungseinwirkungen auf bauliche Anlagen, 2016

Applikation eines hybriden Tilgersystems für ein 246 m hohes Gebäude

Dr.-Ing. **Christian Meinhardt**,
GERB Schwingungsisolierungen GmbH & Co. KG, Berlin

Kurzfassung

Aufgrund der sehr schlanken Bauform des 246 m hohen Testturms in Rottweil war eine Erhöhung der Strukturdämpfung nötig, um wirbelinduzierte Schwingungen des Gebäudes zu reduzieren. Windkanaltests zeigten, dass häufig auftretende Windgeschwindigkeiten resonante wirbelerregte Querschwingungen verursachen. Die dadurch resultierenden Turmkopfbewegungen können bei längerer Einwirkungsdauer zu einer Ermüdung des Beton-Tragwerks führen und die auftretenden Beschleunigungen führen zu einer Minderung der Gebrauchstauglichkeit der sich im Gebäude befindlichen Büros und der öffentlich zugänglichen Aussichtsplattform. Zur Erhöhung der Strukturdämpfung des Gebäudes wurde ein passives Schwingungstilger-System nach Stand der Technik implementiert. Die primäre Nutzung des Turms besteht jedoch nicht nur darin, den Besuchern Zugang zu der Aussichtsplattform zu bieten. Der Turm dient hauptsächlich als Testeinrichtung für Aufzüge, die anfällig gegenüber Gebäudeschwingungen sind. Um die Aufzüge unter Bedingungen testen zu können, welche die Gebäudeschwingungen (bis +/- 200mm) bei Wind kontrolliert simulieren wurde ein aktiv geregeltes Tilgersystem entwickelt, bei dem jedoch die Reaktionsmasse nicht direkt angetrieben wird. Vielmehr handelt es sich um ein passives mit zusätzlichen Aktuatoren ausgestattetes System – ein so genanntes Hybrides Massen-Dämpfer System (Hybrid Mass Damper System). Dieses hybride Tilgersystem ist in der Lage, die auftretenden Schwingungen in einer Richtung deutlich zu reduzieren, während das Gebäude in Querrichtung künstlich in Schwingungen versetzt wird. Der folgende Beitrag erläutert den Optimierungsansatz des passiven Systems zur Gewährleistung der Gebrauchstauglichkeit sowie der Erzielung der gewünschten Turmkopfbewegungen bei künstlicher Anregung im Hinblick auf das Zusammenspiel der passiven Reaktionsmasse mit den Aktuatoren. Weiterhin erfolgt eine Beschreibung der Regelungsstrategie und des Sicherheitskonzeptes zur Vermeidung zu großer Turmkopfbewegungen. Schließlich werden die Ergebnisse von Schwingungsmessungen während verschiedener Messkampagne am Turm vorgestellt.

Abstract

The slender design of a 246 m tall tower structure requires additional structural damping to reduce wind induced vibrations. Wind tunnel tests indicate that wind speeds can produce critical accelerations at the observation deck on the tower's top level. The resulting displacements not only raise concern regarding the fatigue capacity at the concrete core of the tower, but would also lead to the discomfort of its visitors. To mitigate critical displacements, a state of the art passive Tuned Mass Damper (TMD) system was chosen to be implemented. The primary use of the tower is not only to give visitors access to its observation deck but to also serve as a test facility for equipment susceptible to building sway. To test the equipment under real life conditions the TMD system is required to be either in passive or in active mode, where in the latter it could excite the tower in its fundamental mode of vibration and cause a significant, yet controlled, building sway in any direction. To satisfy these requirements a novel dual purpose active/passive TMD system was developed. This hybrid TMD is capable of even suppressing the occurring vibrations in one direction while, with the aid of active control, synchronously exciting the tower's perpendicular direction. The following paper reports on the design approach of the passive system and describes the control strategy when switched into excitation mode. The initial optimization approach will be presented as well as the in-situ results of vibration tests during a monitoring campaign on the tower. In addition, the safety concept to avoid excessive displacements of the tower will be presented.

1. Einleitung

Untersuchungen im Windkanal für ein 246m hohes, schlankes Gebäude zeigten, dass es bei Windgeschwindigkeiten im Bereich von 50-60 km/h (Referenzhöhe 10m) zu einer resonanten Anregung des Gebäudes durch wirbelerregte Querschwingungen kommt, welche im ungünstigsten Fall zu Bewegungsamplituden von +/- 750 mm an den obersten Gebäude-Levels führt. Dies stellt hauptsächlich ein Komfortproblem für die sich auf dem Gebäude befindende Aussichtsplattform sowie die Büros innerhalb des Gebäudes dar, kann aber bei längerer Einwirkungsdauer auch zu einer Ermüdung des Beton-Tragwerks führen. Da es sich bei dem Bauwerk jedoch um ein Gebäude handelt in dem Tests an Aufzugs-Systemen durchgeführt werden, hat der Bauherr ein zusätzliches Interesse an einer Reduktion der auftretenden Schwingbewegungen. Daher wurde ein passives Schwingungstilger-System entwickelt, mit der Maßgabe die auftretenden wirbelinduzierten Querschwingungen so zu verringern, dass die Komfortkriterien nach ISO 10137 eingehalten werden. Für die Nutzung des Gebäudes als Testgebäude für Aufzugs-Systeme soll dieses jedoch auch in künstliche Schwingungen ver-

gesetzt werden können, um so Tests unter realen Bedingungen simulieren zu können. Hierfür wurden Turmkopfbewegungen der Größenordnung ± 200 mm gefordert, ein für die Ermüdungsproblematik unkritisches Verformungsniveau. Diese Forderung nach einer künstlichen Anregung bot die seltene Gelegenheit, einen Hybrid-Mass-Damper (HMD) zu implementieren. Das System, einschließlich der Optimierung des passiven Systems, der Konstruktion des Mechanismus der Aktuatoren, der Steuerungsalgorithmen und des Sicherheitskonzepts soll in den folgenden Kapiteln vorgestellt werden.

2. Beschreibung des geregelten Systems

Die Applikation eines Hybriden Systems (HMD) hat gegenüber anderen aktiv geregelten Minderungsmaßnahmen (siehe Bild 1) vor allem zwei Vorteile. Zum einen ist während des passiven Betriebs keine Energiezufuhr von außen nötig, d.h. es ist auch bei Havarien oder eventuellen Funktionsstörungen immer eine effektive Reduktionsmaßnahme vorhanden. Zum anderen ergibt sich für das Erzielen der erforderlichen Regelkraft ein deutlich geringerer Energiebedarf, da die Reaktionsmasse nicht direkt angetrieben wird. Vielmehr nutzt man Resonanzeffekte aus um entsprechende Bewegungen der Reaktionsmasse zu erreichen. Man unterscheidet dabei zwischen Systemen bei denen die Aktuatoren mit einer zusätzlichen Reaktionsmasse an der eigentlichen Reaktionsmasse angebracht werden und Systemen, bei denen die Aktuatoren zwischen Hauptstruktur und Reaktionsmasse angeordnet sind.

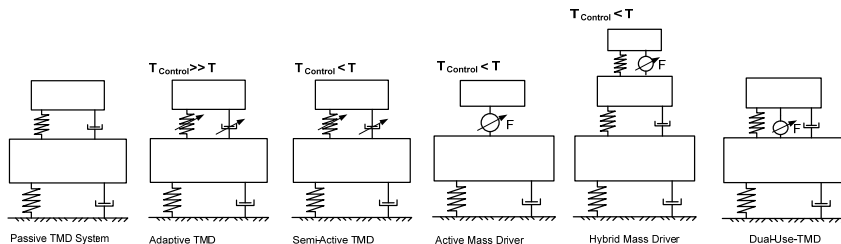


Bild 1: Arten der passiven und aktiven Schwingungskontrolle

Bei der hier beschriebenen Anwendung ist die Reaktionsmasse von 240 t des Tilgersystems als Pendelsystem aufgehängt. Die jeweils in die horizontalen Hauptrichtungen angeordneten Aktuatoren – in dem Fall Linearmotoren mit einer Maximalkraft von 40 kN in dem relevanten Frequenz- bzw. Geschwindigkeitsbereich, bei einem Maximalhub von ± 600 mm – sind gelenkig an Auflagerpunkten am Gebäude und am Schwerpunkt des Masseblocks an-

gekoppelt um eine Torsionsanregung der Reaktionsmasse zu vermeiden. Die passiven Dämpfungselemente des Tilgersystems sind dabei permanent zugeschaltet, so dass für den Fall eines Ausfalls bzw. einer Notabschaltung des Anrege-Mechanismus das passive System sofort wirksam ist.



Bild 2: Links: Passives Tilgersystem (Einfachpendel) – Rechts: Aktuator (Linearmotor)

Das System ist mit vier uniaxialen Beschleunigungssensoren (seismischer K-Beam / MEMS; einer in jede Richtung) instrumentiert, um die Turmbewegungen und die Bewegungen der Tilgermassen zu erfassen. Die Beschleunigungssignale werden innerhalb des Frequenzbereichs der fundamentalen Eigenfrequenzen des Turms (0,1 - 0,3 Hz) gefiltert und integriert, um die Schwinggeschwindigkeits- und Wegamplituden zu ermitteln. Zusätzlich werden die Bewegungen der Tilgermasse durch Potential-Wegaufnehmer (jeweils ein Aufnehmer in jede Richtung) überwacht und innerhalb des Regel-Algorithmus mit den integrierten Beschleunigungssignalen verglichen um eventuelle Signal-Drifts zu detektieren. Die Linearmotoren verfügen außerdem noch über Inkremental-Weggeber zur Überwachung des Verfahr-Weges und Anpassung der Leistung. Unabhängig von der Regelung werden die Turmkopfbewegungen zur Sicherheit zusätzlich noch von einem GNSS (Global Navigation Satellite System) erfasst (siehe Kapitel 5). Zur Anregung des Gebäudes wird eine periodische Kraft auf das Gebäude aufgebracht. Erfolgt diese Kraftanregung im Bereich der Eigenfrequenz des Gebäudes, kommt es zu einer resonanten Strukturantwort, welche – abhängig von der Strukturdämpfung des Turms- zu Gebäudebewegungen führt. Die erforderliche Kraft wird dabei durch die Trägheitskraft der Masse des passiven Tilgersystems erzeugt welche durch Aktuatoren ausgelenkt wird. Die Steuerung der Aktuatoren erfolgt durch einen Regelkreis (Force Feedback Control), welcher die Kraft, Richtung, Zeitpunkt und Einwirkungsdauer festlegt.

Der Regelkreis reagiert dabei auf die resultierenden Bewegungen des Testturms und passt die Kraftgröße entsprechend an (siehe Kapitel 4).

3. Optimierung des passiven Tilger-Systems

Die Parameter des passiven Tilger-Systems wurden unter Berücksichtigung von drei verschiedenen Aspekten bestimmt: a) der Erzielung einer ausreichend hohen zusätzlichen Strukturdämpfung, um die wirbelinduzierten Querschwingungen zu reduzieren, b) der Begrenzung der bei Wind-Anregung resultierenden Bewegungen der Tilgermasse im passiven Modus auf einem praktikablen Wert, und c) der unter Berücksichtigung der machbaren Leistungskennzahlen der Linearmotoren (40 kN/ +/- 600 mm Verfahrweg) maximal erforderlichen Reaktionskraft, welche für die gewünschte maximale Turmkopfbewegungen bei künstlicher Anregung notwendig ist. Für eine unter den drei genannten Aspekten durchzuführende Optimierung wurde ein vereinfachtes numerisches Modell entwickelt, welches die charakteristischen Strukturparameter (Massenverteilung, Biege- und Torsionssteifigkeiten) sowie die modalen Parameter des Turms (Eigenformen, Eigenfrequenzen) aus der statischen Analyse berücksichtigt. Das Tilgersystem wurde als diskretes, außermittiges Pendelsystem modelliert.

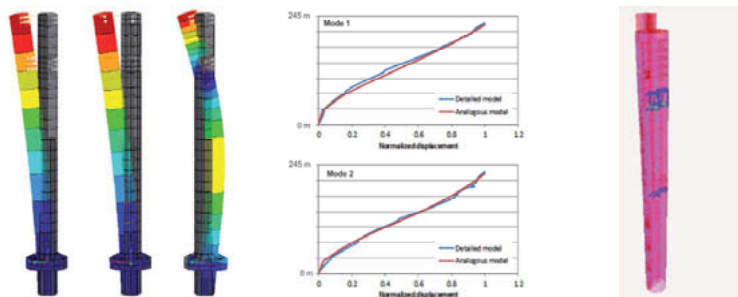


Bild 3: Vereinfachtes numerisches Modell – Vergleich der Eigenformen

Bild 3 zeigt die das detaillierte Tragwerksmodell, das Ersatzmodell mit Tilgersystem sowie einen Vergleich der relevanten Eigenformen beider Modelle. Der Vergleich der Eigenformen dient dabei der Verifizierung, dass es sich um ein identisches strukturdynamisches System handelt. Der maßgebliche Lastfall der wirbelerregten Querschwingungen ist der einer rein harmonischen Anregung sehr ähnlich. In diesem Fall können die bekannten Optimierungskriterien nach Den Hartog angewendet werden. Bei stochastischer Böenbelastung sind diese

jedoch nicht mehr applizierbar. Um diese Lastcharakteristik jedoch zu berücksichtigen – auch weil eine stochastischer Belastung zu höheren Relativbewegungen der Tilgermasse führt – wurde ein realistischer Last-Zeitverlauf generiert, der sowohl resonante, als stochastische Anteile (basierend auf einem Davenport Böen-Spektrum) beinhaltet und so skaliert wurde, dass sich die im Windkanal prognostizierten Turmkopfbewegungen ergeben. Bild 4 zeigt sowohl den generierten Last-Zeitverlauf als auch die resultierende dynamische Antwort des Gebäudes ohne Tilgersystem und mit einem - wie letztendlich implementiert - System mit einer effektiven Masse von 240 t. Die dabei zu Grunde gelegte Strukturdämpfung betrug, wie bei den Windkanaluntersuchungen - $D=0.8\%$.

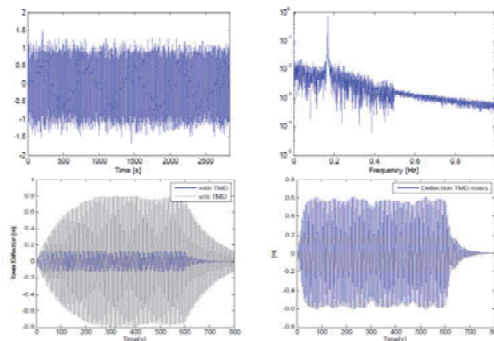


Bild 4: Oben: Generierte Lastfunktion zur Simulation der Windbelastung (Links: Zeitverlauf der Belastung, Rechts: Frequenzspektrum) – Unten: Zeitverläufe der dynamischen Antwort des Gebäudes mit und ohne passiven Tilgersystem (links) und resultierende Tilgerbewegungen (rechts)

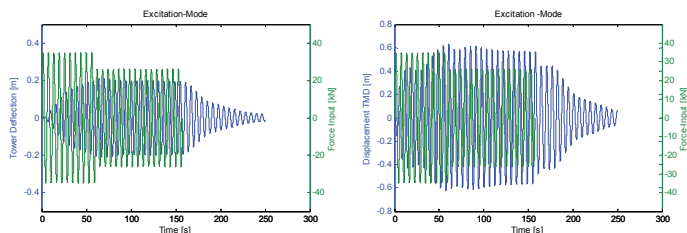


Bild 5: Gebäudebewegungen und Bewegungen der Tilgermasse bei optimierten Krafteintrag

Um eine möglichst hohe Effektivität der Aktuatoren zu erzielen, war es eine Zielsetzung den Dämpfungsgrad des passiven Systems möglichst gering, also nahe am optimalen Wert zu behalten. Um sicherzustellen, dass mit den max. möglichen Leistungsdaten der Linearmoto-

ren ein Erzielen der gewünschten Turmbewegung möglich ist wurde dies ebenfalls anhand des FE Modells untersucht. Bild 5 zeigt die Ergebnisse der resultierenden Turm- und Tilgerbewegungen bei entsprechendem optimierten Eintrag der Regelkraft.

4. Vorstellung des Regel-Algorithmus

Da das aktive Tilgersystem gleichzeitig der künstlichen Anregung als auch der Reduktion der windinduzierten Schwingungen in Querrichtung dient, gibt es auch zwei verschiedene Regel-Algorithmen. Dies unterscheidet die Regelung von anderen realisierten HMD Systemen (siehe [1],[2] & [3]). Beide Regelkreise basieren auf einem geschlossenen Regel-Kreis und da die Gebäudeschwingungen hauptsächlich in den fundamentalen Eigenformen auftreten kann ein Linear Feedback Control Regelkreis angewendet werden. Eine schematische Darstellung ist in Bild 6 gezeigt. Der Regelalgorithmus wurde in Zeitbereichsrechnungen mit dem vorgestellten FE Model entsprechend für beide Modi getestet

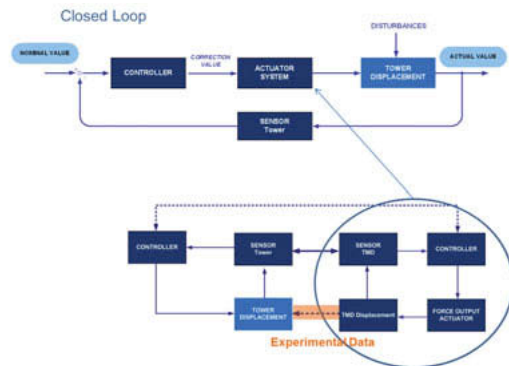


Bild 6: Schematische Darstellung Regel-Algorithmus

5. Sicherheits-Konzept

Obwohl in der Auslegungsphase festgestellt wurde, dass die durch die Aktuatoren verfügbare Kraft nur ausreicht um max. Turmkopfbewegungen in dem gewünschten Bereich zu erzielen, kann es durch äußere Windeinwirkungen in Kombination mit dem Anregungsmechanismus zu einer unerwünscht hohen, ermüdungsrelevanten Belastung des Bauwerks kommen. Daher ist in dem Regelalgorithmus eine Notabschaltung vorgesehen, welche die Aktuatoren deaktiviert und das System sofort in den passiven Modus übergeht. Die Notabschaltung basiert dabei auf der Sensorik des Regelkreises. Zur zusätzlichen Sicherheit wird jedoch ein weiteres redundantes System verwendet, welches auf einem anderen Messprinzip basiert. Hierbei handelt es sich um ein GNS-System mit einer Genauigkeit < 20 mm, welche eben-

falls ein Notabschaltungssignal auslöst. Das gesamte System wurde einer Risiko- und Sicherheitsbewertung unterzogen. Um mechanische Störung bei Nicht-Verwendung des Anrengungs-Systems zu vermeiden können die Linearantriebe auch vom Widerlager abgekoppelt werden.

6. Schwingungsmessungen am Bauwerk

Erste Schwingungsmessungen wurden am noch nicht fertiggestellten Bauwerk durchgeführt mit dem Ziel die tatsächlichen modalen Parameter sowie die vorhandene Strukturdämpfung zu ermitteln. Dabei wurde festgestellt, dass die fundamentalen Eigenfrequenzen des Turms deutlich über den zuvor vom Tragwerksplaner ermittelten Werten und dem darauf basierenden Einstellbereich des passiven Tilgersystems liegen. Das System wurde dennoch auf die höchstmögliche Frequenz abgestimmt und es wurde das dynamische Verhalten des Bauwerks mit blockiertem und aktiviertem passiven Tilgersystem speziell im Hinblick auf die Erhöhung der Strukturdämpfung, verglichen. Zur Identifikation der Eigenfrequenzen eignet sich die Averaged Normalized Power Spectral Density (ANPSD) Methode – speziell um die in der dynamischen Antwort enthaltene Hintergrundbelastung zu eliminieren [4]. Hierzu werden Segmente eines erfassten Zeitverlaufs zur Bildung von Auto-Power Spektren verwendet, Diese Spektren werden normiert und gemittelt, so dass die Zufallsschwingungen eliminiert werden. Bild 7 zeigt die bei ambianter Windbelastung aufgezeichneten Zeitverläufe und die resultierenden ANPSD Spektren mit deren Hilfe die fundamentalen Eigenfrequenzen bei 0.225 Hz und 0.245 Hz identifiziert werden konnten.

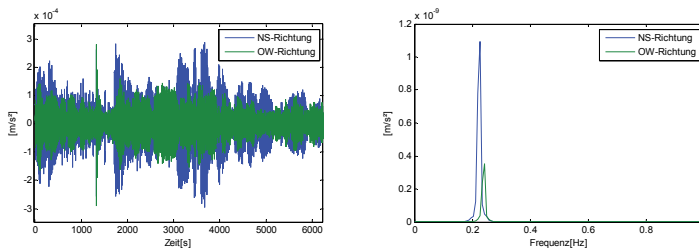


Bild 7: Links: Zeitverläufe der an der Aussichtsplattform aufgezeichneten Beschleunigungen bei ambianter Anregung des Turms und bei aktiviertem passiven Tilgersystem – Rechts: Zugehörige gemittelte APS-Spektren

Zusätzlich lässt sich anhand der gemessenen Beschleunigungs-Zeitverläufe die Strukturdämpfung für die beiden fundamentalen Eigenformen ermitteln. Hierzu werden Methoden aus der System-Identifikation (EFFD – Methode / Enhanced Frequency Domain Decomposition)

tion Methode und die SSI Methode/ Stochastic Subspace Identification Methode) bemüht. Hierzu wurde das kommerzielle Programm ARTeMIS (siehe [5]) verwendet. Bei dem Verfahren werden sogenannte Stabilitätskarten erstellt, welche kennzeichnen ob eine stabile Eigenform identifiziert werden konnte. Für diese Eigenform werden dann die Eigenfrequenzen und die zugehörige Strukturdämpfung ermittelt. Die an den verschiedenen Messtagen ermittelte inhärente Strukturdämpfung lag in N-S Richtung zwischen 1.0 % – 1.3 % und in O-W Richtung zwischen 1.2 % – 1.3 %. Bei der Auswertung zeigte sich, dass die Strukturdämpfung mit größeren Schwingbewegungen des Turms ansteigt. Die mittels der ARTeMIS Software ermittelten Eigenfrequenzen korrelieren mit denen mit der Averaged Auto Power Spectra Method ermittelten Werte. Die ermittelte Strukturdämpfung bei aktiviertem und auf 0.2 Hz abgestimmten passiven Schwingungstilger-System lagen bei $D=2.3$ % bzw 2.1%. Dieser relativ niedrige Anstieg der Dämpfung ist auf die sub-optimale Abstimmung des Tilgersystems (die optimale Abstimmfrequenz für den derzeitigen Zustand liegt bei 0.22 Hz) zurückzuführen. Vergleicht man die ermittelte Stukturdämpfung mit einem auf Grundlage der modalen Masse und dem vorliegendem Frequenzverhältnis berechneten theoretischen Wert, so ergibt sich eine gute Übereinstimmung.

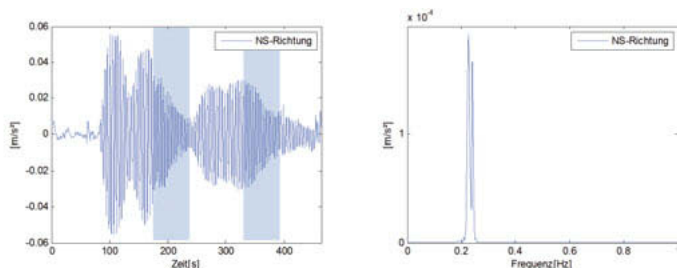


Bild 8: Links: Zeitverläufe der an der Aussichtsplattform aufgezeichneten Beschleunigungen bei aktiver Anregung des Turms, markiert sind die Phasen des freien Ausschwingens- Rechts: Zugehörige gemittelte APS-Spektren

Im Rahmen der Inbetriebnahme des Anrege-Mechanismus wurde der Turm künstlich zu Schwingungen angeregt. Bild 8 zeigt die bei der Anregung in N-S Richtung am Level 220 m ermittelten Beschleunigungen. Man erkennt die dynamische Antwort des Gebäudes in seinen Eigenfrequenzen sowie einen schnellen Anstieg der Gebäudebewegungen. Nach einem Zeitraum von ca. 180 s und nach 350s wurde die Anregung jeweils unterbrochen und es erfolgt ein freies Ausschwingen des Turms. Das Ausschwingverhalten kann zur Ermittlung des logarithmischen Dämpfungsdekrements verwendet werden, hierzu wird die gemessene Abklingkurve (siehe Bild 8) herangezogen. Die ermittelte Strukturdämpfung für das System

mit passiven Schwingungstilgersystem liegt bei $D=2.4\%$ und damit im Bereich der zuvor ermittelten Werte.

7. Zusammenfassung und Ausblick

Mit dem aktiven Tilgersystem im Testturm Rottweil ist in Deutschland erstmals ein derartiges System von solcher Größenordnung implementiert worden. Vorangegangene theoretische Untersuchungen dienten der Dimensionierung des erforderlichen Systems unter dem Aspekt der max. verfügbaren Aktuatorkraft beim Einsatz von Linearmotoren und dem Aspekt der Kostenreduzierung. Die numerischen Untersuchungen wurden auch verwendet um einen Regelalgorithmus zu entwerfen und mittels Zeitbereichsrechnungen zu testen. Nach Einbau des passiven Tilger-Systems und der Inbetriebnahme von Regelungstechnik und Linearmotoren wurden erste experimentelle Tests durchgeführt um eine Funktionsprüfung und Parametrisierung vorzunehmen. Da die experimentell ermittelten Eigenfrequenzen weit von den zuvor berechneten Werten entfernt sind, erfolgt derzeit eine Anpassung des passiven Systems. Erst nach erfolgter Anpassung kann eine vollständige experimentelle Erfassung der Regelungsparameter erfolgen.

Literatur

- [1] T.T. Soong, B.F. Spencer, "Active, Semi-Active and hybrid control of structures", Int. 12th World Conference for Earthquake Engineering, No 2834, 2000.
- [2] M. Watakabe, M. Tohdo, O. Chiba, N. Izumi, H. Ebisawa, T. Fujita, "Response control performance of a hybrid mass damper applied to a tall building", Earthq. Eng. Struct. Dyn. 30 (2001) 1655–1676.
- [3] P. Tan, Y. Liu, F. Zhou, J. Teng, "Hybrid Mass Dampers for Canton Tower", CTBUH J, 1 (2012) 24–29.
- [4] H. Wenzel, D. Pichler, R. Schedler, „Ambiente Schwingungsmessungen zur System und Schadenserkennung an Tragwerken“, Bauingenieur 74 (1999) 115-123.
- [5] M. Döhler, P. Andersen, L. Mevel, "Operational Modal Analysis using a Fast Stochastic Subspace Identification Method", Conference Proceedings of the Society for Experimental Mechanics Series, 2012.
- [6] C. Meinhardt, N. Nikitas, D. Demetriou, "Application of a 245 metric ton Dual-Use Active TMD system", X International Conference on Structural Dynamics, EURO DYN 2017, Elsevier, 2017
- [7] H. Hinz, W. Sobek, "Deutschlands höchste Aussichtsplattform- der Testturm in Rottweil"

Eine besondere Dynamik: „Soft-Tower“ von Windenergieanlagen (WEA)

- **Erhöhung der aerodynamischen Dämpfung**
- **Gezieltes Arbeiten mit Resonanzen**
- **Maßnahmen zur Steigerung der Ermüdungsfestigkeit**

Prof. Dr.-Ing. **Holger Lange**, P.E. Concepts GmbH, Essen

Kurzfassung

In der Windenergie übernimmt der Turm eine immer wichtigere Rolle, da er mit dem Fundament zusammen für bis zu 45% der Gesamtkosten verantwortlich ist. Für weitere Ertragssteigerungen werden in Zukunft Türme bis auf 160m anwachsen. Um dem immer weiter steigenden Kostendruck in der Windenergie entgegenzuwirken, werden Türme entwickelt, die sehr weich ausgelegt sind und sich mit ihrer Eigenfrequenz gezielt im Resonanzbereich der drehenden Windenergieanlage (WEA) befinden. Hierdurch übernimmt der Turm eine Schlüsselrolle bei der Entwicklung der Anlagensteuerung und der damit einhergehenden Lasten. In diesem Vortrag wird beschrieben, wie der weiche Turm mit der Windenergieanlage zusammen als eine Einheit die zukünftigen Windenergieanlagen mit bestimmen wird.

Dimensionierung von WEA Rohrtürmen

WEA-Türme galten bis vor 20 Jahren noch als „Übergangskonstruktion“ zwischen Maschine und Baugrund und hatten keinen großen Stellenwert. Dieses Image hat sich stark verändert, da Turm und Fundament mittlerweile 40% der gesamten Kosten ausmachen und Höhen von 140m der Normalität entsprechen. Der klassische geschweißte Stahlrohrturm kommt mit seinem transportbedingt auf 4,3m beschränkten Durchmesser bei Höhen über 100m an seine Grenzen, da gerade die Dimensionierung der Eigenfrequenzen und die Auslegung gegen Ermüdung und Stabilität nach [1][2][8] für diese Bauform entscheidend ist.

Da Türme gerade an Binnenlandstandorten in Höhen von 140m und höher gebraucht werden ist neben anderen Bauformen als der Rohrturm eine weiche Frequenzauslegung die Lösung, um diese Höhen zu realisieren. In Bild 1 ist das Campbell-Diagramm dargestellt, das

beschreibt, wie weit die Eigenfrequenz von den anregenden Frequenzen, wie z.B. der Unwucht des Rotors ($1n$) und dem Turmvorstau ($3n$), entfernt ist. Das Campbell-Diagramm beschreibt die typische Auslegung einer WEA mit einer Eigenfrequenz, die oberhalb des Betriebsbereiches der einfachen Anregung (steif, rote Linie) liegt. Hier werden im Betriebsdrehzahlbereich keine Resonanzen erzeugt. Die blaue Linie zeigt eine resonanzweiche oder weiche Auslegung, bei der im Betriebsdrehzahlbereich die erste Turmeigenfrequenz angeregt wird.

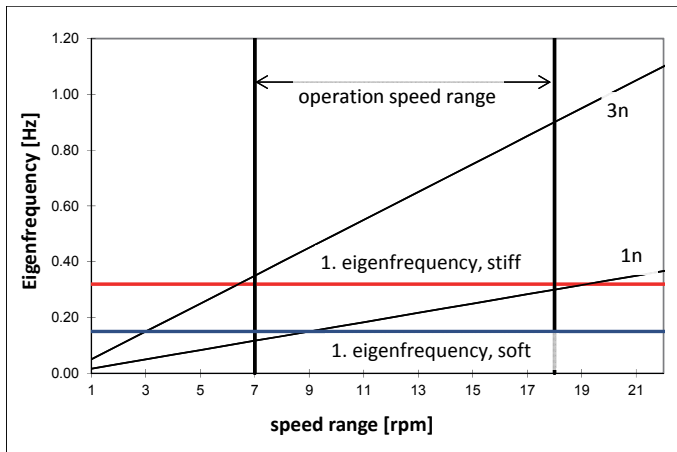


Bild 1: Auslegungsarten einer WEA im Campbell-Diagramm [12]

Um eine Turmdimensionierung zu finden, die dieser steifen Frequenz gerecht wird, muss die Steifigkeit mitunter deutlich erhöht werden. In der folgenden Gleichung aus [13] ist die Frequenzberechnung eines Einmassenschwingers aufgeführt, bei der ersichtlich ist, dass bei einer Verdopplung der Steifigkeit sich die Frequenz nur um 41% vergrößert.

$$f = \sqrt{\frac{K}{M}} \cdot \frac{1}{2\pi}$$

mit: K = Steifigkeit, M = Masse

Eine steife Auslegung ist demnach für Rohrtürme über 100m Höhe aus wirtschaftlichen Gesichtspunkten fast ausgeschlossen.

Vor- und Nachteile einer Frequenzweichen Auslegung

Um einen Rohrturm optimiert auszulegen, muss eine weiche Auslegung gewählt werden. Dabei muss aber akzeptiert werden, dass die Anlage im Resonanzbereich betrieben wird. Es ist natürlich zu beachten, dass der kritische Bereich nur bei kleinen Drehzahlen der Anlage, demnach nur bei geringen Windgeschwindigkeiten auftritt, und daher auch die Lasten gering ausfallen. Dazu kommt, dass solche kritischen Bereiche von Reglersystemen umfahren werden, so dass keine Gefahr besteht, dass die Anlage längere Zeit in einer kritischen Drehzahl verharret.

Folgende Vorteile, neben der deutlichen Gewichtsreduzierung, ergeben sich aus dynamischen Gesichtspunkten bei einer weichen Turmauslegung:

- Die mechanische Vergrößerungsfunktion Bild 2 befindet sich bei den hohen Drehzahlen und den höheren Windgeschwindigkeiten auf dem absteigenden Ast, bei dem die dynamischen Lasten kleiner als die statischen Lasten werden können.
- Die aerodynamische Dämpfung Bild 3, die Relativgeschwindigkeit zwischen Wind und Strukturgeschwindigkeit, ist bei weichen Konstruktionen wesentlich ausgeprägter als bei steifen.
- Niedrige Frequenzen erzeugen weniger Lastspiele als höhere. Da die Gesamtlastspielzahl einer 20-jährigen Lebensdauer gegen 10^9 geht, ist dieser Anteil erheblich.
- Steif ausgelegte Türme haben eine größere mitschwingende Masse als weiche, wodurch es zu einer stärkeren Lastenzunahme entlang des Turmes kommt.

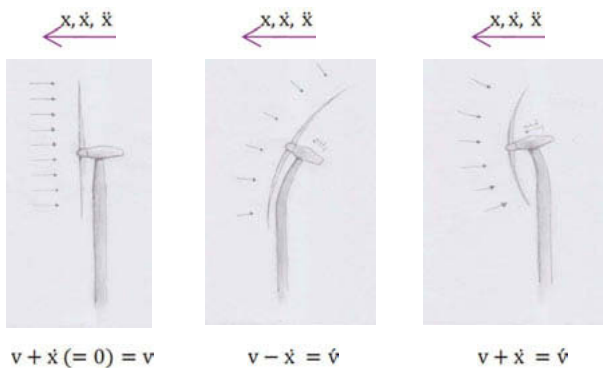
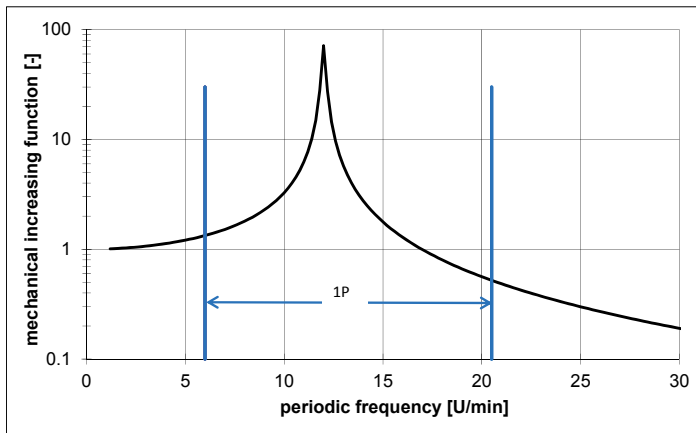


Bild 2: Mechanische Vergrößerungsfunktion mit einer weichen Turmauslegung [12]

Bild 3: Beschreibung der aerodynamischen Dämpfung [12] (v =Windgeschwindigkeit, \dot{v} =relative Windgeschwindigkeit, x =Verschiebung, \dot{x} =Geschwindigkeit, \ddot{x} =Beschleunigung)

Folgende Nachteile ergeben sich aus dynamischen Gesichtspunkten bei einer weichen Turmauslegung:

- Wie in der Bewegungsdifferentialgleichung dargestellt nimmt durch eine weiche Turmauslegung der Anteil Kx deutlich zu, da die Verformungen stark steigen und die Absolutwerte von $F(t)$ hiermit auch. Das führt bei dynamischen Lasten zu höheren lokalen und globalen max. und min. Werten.

$$M\ddot{x} + D\dot{x} + Kx = F(t)$$

Mit: M = Masse, D = Dämpfung, K = Steifigkeit, \ddot{x} = Beschleunigung, \dot{x} = Geschwindigkeit, x = Bewegung

- Im Stillstand der WEA fehlt die aerodynamische Dämpfung, wobei es dann zu großen Auslenkungen kommen kann, die nicht gedämpft werden. Dieser Umstand ist gerade bei Servicearbeiten sehr schwierig, da das Servicepersonal den schwingenden Turm hochsteigen muss.

Optimierungspotentiale

Es ergeben sich bei einer weichen Auslegung deutliche Einsparpotentiale, wenn an allen Nachweis- und Konstruktionskonzepten optimiert wird. In Bild 4 ist zu erkennen, dass dadurch Einsparpotentiale von 60% möglich sind.

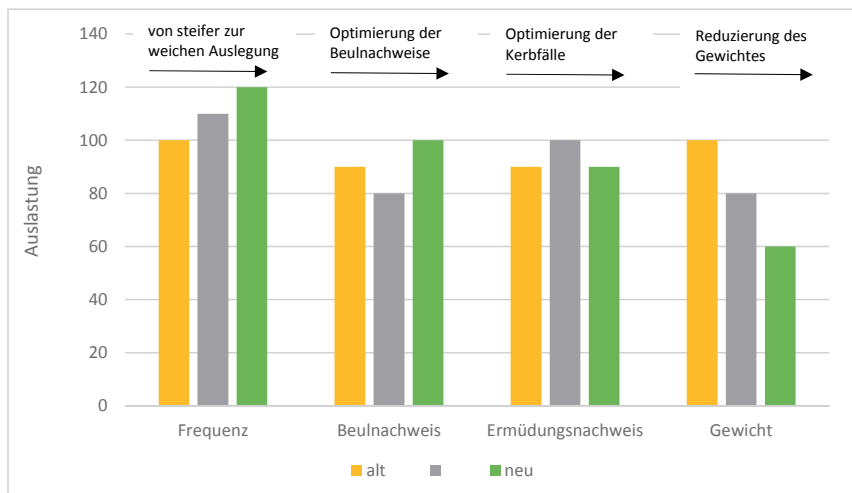


Bild 4: Entwicklung der Turmoptimierung

Hierfür muss der Beulnachweis vom analytischen auf einen numerischen Ansatz umgestellt werden, um die Genauigkeit zu erhöhen. Durch die hohe aerodynamische Dämpfung werden die Ermüdungslasten reduziert. In Kombination mit sinnvollen Konstruktionsdetails können auch hierbei deutliche Optimierungen realisiert werden. In Bild 5 ist ein Anschweißdetail dargestellt, mit dem Kabel-, Leiterwege und Serviceplattformen befestigt werden. Hier reicht eine kleine Veränderung, nämlich die Verjüngung der Wandstärke zur Anschweißstelle, um eine deutlich Steigerung des Kerbfalls von 80 auf 90 zu erzielen.

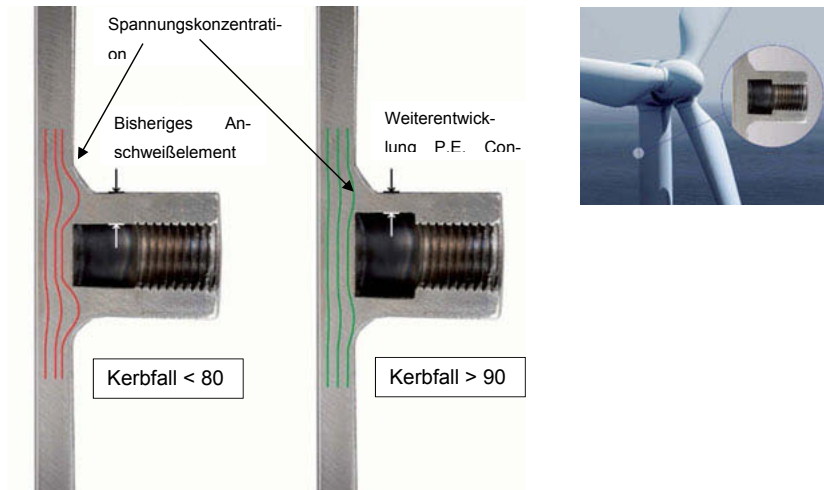


Bild 5: Möglichkeit zur Optimierung des ermüdungsrelevanten Kerbfalles (Anschweißelement für die Befestigung der Anbauteile)

Literatur

- [1] DIBt: Richtlinie für Windkraftanlagen. Einwirkungen und Standsicherheitsnachweise für Turm und Gründung, Reihe B, Heft 8, Version Oktober 2012.
- [2] DIN EN 1993-1-9:2010-12: Eurocode 3: Design of steel structures –Part 1-9: Fatigue.
- [3] Gasch, R.: Windkraftanlagen, Grundlagen und Entwurf. Stuttgart: Teubner 1996.
- [4] GL Guideline IV-1: Guideline for the Certification of Wind Turbines, Version 2010.
- [5] Hau, E.: Windkraftanlagen. 2. Aufl.: Grundlagen, Technik, Einsatz, Wirtschaftlichkeit. Heidelberg: Springer 1996.
- [6] Heier, S.: Windkraftanlagen im Netzbetrieb. Stuttgart: Teubner 1996.
- [7] IEA: Recommended practices for wind turbine testing and evaluation. 3. Fatigue loads: 2. Edition 1990.
- [8] IEC 61400-1:2005 Ed. 3.0: Wind turbines – Part 1: Design requirements.
- [9] Jason M. Jonkman, Marshall L. Buhl Jr.: FAST User's Guide, Technical Report NREL/EL-500-38230 August 2005.
- [10] Lange, H.: Ermüdungsbeanspruchung stählerner Rohrtürme von Windenergieanlagen an Binnenlandstandorten, Dissertation Essen Februar 2002.
- [11] Lange, H.: Finding the optimum tower concept for each WEC: Final results of the research project UTUBI, Wind Turbine Towers, 5th International Conference, 30. August – 1. September 2016.
- [12] Lange, H., Elberg, C.: Entwicklung von weichen Türmen für Windenergieanlagen – Softtower. Stahlbau 4/2017.
- [13] Petersen, C.: Dynamik der Baukonstruktionen: Braunschweig, Wiesbaden: Vieweg 1996.

Statische und baulastdynamische Anforderungen an Gebäudelagerungen mit hoch belastbaren PUR Materialien

Dipl.-Ing. **Rainer Zindler**, Getzner Werkstoffe GmbH, Grünwald;
Dr.-Ing. **Ulrich Gerhaher**, Getzner Werkstoffe GmbH, Bürs, Österreich

Kurzfassung

Die elastische Gebäudelagerung wird seit etwa 3 Jahrzehnten ausgeführt. Die Maßnahme ist heute Stand der Technik. Die Trennung erfolgt üblicherweise vollflächig unterhalb der Bodenplatte. Zum Einsatz kommen i.d.R. flächige PUR oder NR Lager. Grundsätzlich kann die elastische Trennung in jeder Gebäudeebene erfolgen. Gezeigt werden soll hier eine Trennung im Gebäude, dargestellt an einem Projekt in München Moosach.

Bei dem Projekt befindet sich im EG und im 1. OG ein Einkaufszentrum. Oberhalb des Einkaufszentrums wird das Gebäude in einem Teilbereich als Hotel genutzt. Direkt neben dem Gebäude verläuft eine viel befahrene Bahntrasse.

Zum Schutz gegen Körperschall und Erschütterungen ist der Hotelbereich durch eine elastische Lagerung unterhalb der Decke des 2. OG getrennt. Bedingt durch die für die Lagerung zur Verfügung stehende, sehr geringe Wandbreite, werden die Lager sehr hoch belastet.

In dem Vortrag sollen die Anforderungen an die Lager aufgezeigt und diskutiert werden. Betrachtet werden soll dabei insbesondere das normative Umfeld für den Einsatz von elastischen PUR Lagern, die Lagerbemessung auf Basis der aktuell gültigen abZ sowie die für das Projekt geforderten statischen und dynamischen Anforderungen [1]. Im Detail betrachtet werden soll zudem das Alterungs- bzw. Langzeitverhalten. Nach Fertigstellung des Rohbaus wurde für die Beurteilung des Langzeitverhaltens die tatsächlich auftretenden Einfederungen durch ein externes Monitoring gemessen und mit den Sollwerten gemäß Datenblatt verglichen.

Abstract

The elastic bedding of buildings has been carried out for more than 3 decades. The measure is state of the art today. Usually the separation is carried out as a full surface bedding under the base plate using flat PUR or NR bearings. In principle, the elastic separation can be situated in each level of the building. In the shown project the separation is situated partly below the ceiling of the 2nd and partly below the 1st floor slab. The elastic separation will be demonstrated on a new building in Munich-Moosach.



Bild 1: BV Hotel und Shopping Mall, München-Moosach, Gesamtansicht, Foto Getzner

The project shows a new building with a shopping center on the ground and on the first floor. Above the shopping center, the building is partly used as a hotel in a section. Right next to the building runs a busy railway line and a terminal loop of a tram.

Due to the available areas for storage the bearings are also very small which in turn leads to heavily loaded bearings. In the lecture the requirements of the bearings are to be pointed out and discussed. In particular, the normative requirements for the use of elastic PUR bearings, the bearing design based on the currently valid abZ as well as the static and dynamic requirements required for the project are to be considered. In addition, the aging and long-term behavior should be considered in detail.

After completion of the shell construction, the actually occurring deflections were measured by an external monitoring and compared with the nominal values according to the data sheet for the assessment of the long-term behavior.



Bild 2: BV Hotel und Shopping Mall in München-Moosach. Ansicht Hotel, Foto Getzner

Einbausituation

Im neuen Zentrum von München-Moosach war ein Einkaufszentrum mit integriertem Hotel zu errichten. Das Gebäude grenzt im Westen an eine fünfgleisige Bahntrasse. Im Süden befindet sich unmittelbar neben dem Gebäude eine Wendeschleife der Straßenbahn. Die Bahntrasse wird von Regionalzügen der Deutschen Bahn sowie auf jeweils einem Gleis von S-Bahnen der Flughafenlinie S1 befahren. Zum Schutz gegen Erschütterungen und sekundär erzeugten Luftschall war das Gebäude elastisch zu lagern [2].

Eine elastische Trennung kann prinzipiell in jeder Lagerebene erfolgen. Üblich sind Lagerungen unterhalb der Bodenplatte oder zwischen Kellerwand und Kellerdecke. Die vollflächige Lagerung unterhalb der Bodenplatte bietet dem Planer dabei eine vergleichsweise einfache Ausführung. Die Lager werden dabei als Matte auf einer bauüblichen Sauberkeitsschicht ausgelegt. Je nach baulichen Gegebenheiten sollte die Sauberkeitsschicht nach Möglichkeit vergleichsweise dick (≥ 10 cm) ausgeführt werden. Bei einer Trennung im Gebäude erfolgt die Lagerung auf Lagerstreifen bzw. Punktlagern. Durch die gegenüber der vollflächigen Lagerung kleineren Lagerflächen reduziert sich die benötigte Gesamtmenge bei einer teilflächigen

Lagerung u.U. erheblich (Lagerfläche hier 35 m² gegenüber ca. 1500 m²). Bei gleich bleiben der Gesamtlast steigt allerdings die spezifische Lagerbelastung erheblich. Entsprechend kommen bei der teilflächigen Lagerung höher belastbare und damit teurere Lager zum Einsatz. Insgesamt können die reinen Lagerkosten auf ca. 1/3 der Kosten für eine vollflächige Lagerung abgeschätzt werden. Zudem erfordert eine teilflächige Lösung in der Regel einen höheren Planungsaufwand sowie einen höheren Aufwand bei der Bauausführung. Diese Kosten sind im vorliegenden Fall nicht bekannt.



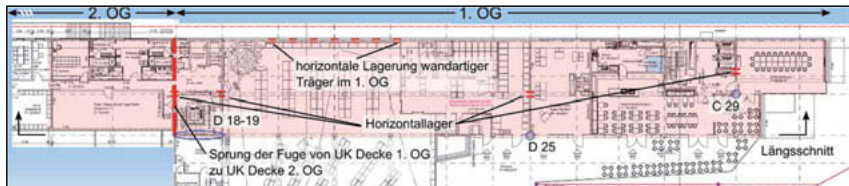
Bild 3: BV Hotel und Shopping Mall in München-Moosach. Lagerebene, 3 D Animation, Pletscherer PE FMZ 1 GmbH & Co. KG; Eurasburg. Architektur
Quelle: yes architecture Munich



Längsschnitt durch das Gebäude mit PUR Lagern auf Stützenkopferweiterungen.

Quelle: yes architecture Munich

Nach Diskussion aller Für und Wider entschied sich der Bauherr bei diesem Projekt für eine teillächige Lagerung im Gebäude. Elastisch entkoppelt wird damit der komplette Hotelbereich. Die Trennfuge liegt je nach Bauabschnitt unterhalb der Decke des 1. und 2. OG. Die unterhalb der Lagerebene liegenden Bereiche mit Restaurants, Läden sowie Aufenthaltsräumen und Büros werden durch die Lagerung nicht entkoppelt.



Draufsicht - Entkoppelungsebenen im 1. und 2. OG; Kennzeichnung der durch Monitoring überwachten Lager; Quelle: yes architecture Munich

Statische Bemessung

Maßgeblich für die statische Lagerbemessung sind die tatsächlichen in vertikaler Richtung zu erwartenden Pressungen. Angesetzt werden dabei üblicherweise die volle Belastung aus Eigengewicht sowie bei Büro und Wohnflächen 30% der zu erwartenden Verkehrslasten. Für die Lagerbemessung stehen dem Planer 10 verschiedene Sylomer® und 5 verschiedene Sylodyn® Typen mit einer jeweils abgestuften Belastbarkeit zur Verfügung.

Für jeden Typ gibt der Hersteller einen statischen Bemessungswert an. Bei diesem Wert haben die Lager bei gleicher Einfederung in etwa die gleiche Abstimmfrequenz. Die Bemessung erfolgt nach dem Prinzip gleicher Einfederungen. Lastverschiebungen durch ungleich belastete Lager können für Sylomer® / Sylodyn® Lager bei richtiger Bemessung ausgeschlossen werden.

Dynamische Bemessung

Charakteristische Größe für die dynamische Beurteilung der Maßnahme ist die so genannte Abstimmfrequenz. Die Abstimmfrequenz ergibt sich für den eindimensionalen Masse-Feder-

Schwinger nach der Formel

$$f_0 = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{c}{m}}$$

mit der dynamischen Steifigkeit c und der abgefederten Masse m .

Die dynamische Steifigkeit ist je nach Werkstoff u.U. Funktion der Anregungsamplitude. Die Steifigkeit steigt dabei mit abnehmender Anregungsamplitude. Für eine gleich bleibende Wirksamkeit dürfen die Lager auch bei extrem kleinen Amplituden nicht versteifen. Das ist für Sylomer® / Sylodyn® gegeben.

Ausführung

Die Lager werden horizontal auf den aufgehenden Wänden bzw. auf geeigneten Pfahlköpfen positioniert. Dabei kommen, je nach Belastung, verschiedene Lagertypen zur Anwendung. Bei dem gezeigten Projekt wurden hochbelastbare Lager aus Sylodyn® NF und Sylodyn® HRB HS 3000 eingesetzt. Die Lagerdicke beträgt einheitlich 37,5 mm. Die Abstimmfrequenz liegt rechnerisch bei 10 Hz. Die Lager wurden unter Berücksichtigung des Formfaktors so bemessen, dass die Belastung jeweils möglichst nahe an der statischen Dauerlastgrenze liegt. Die Bemessungslast als Funktion von Materialtyp und Dichte zeigt Diagramm 1. Der Formfaktor errechnet sich aus dem Verhältnis von belasteter Fläche geteilt durch die Summe der offenen Seitenflächen. Der Wert beschreibt physikalisch das seitliche Ausbauchen unter Last.

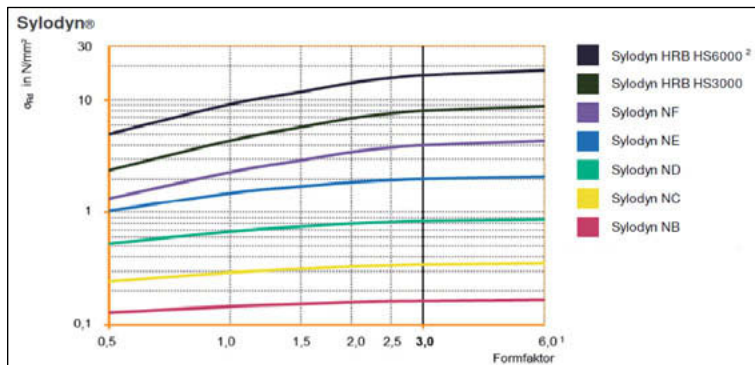


Diagramm 1: Belastbarkeit von Sylodyn®. Quelle: Getzner

Horizontalkräfte

Sämtliche Horizontalkräfte konnten hier über Reibung und Schubwiderstand der Lager abgetragen werden. Erhöhte Windlasten in Querrichtung werden über konstruktive Maßnahmen wie aussteifende Wände und Horizontallager abgetragen. Eine Abtragung aller Horizontallasten allein über den Schubwiderstand der Elastomerlager wäre möglich gewesen, hätte aber zu einer Biegebeanspruchung der Stützen geführt.

Tabelle1: Durch Monitoring überwachte Lager; Position; Abmessungen; Belastung [3]

Quelle: TU München; Prüfamf für Bau von Landverkehrswegen - Prüfbericht Nr. 3247.

Bezeichnung	Anzahl der Lager	Abmessungen [mm³]	Formfaktor [-]	Pressung ständig [N/mm²]	Bemerkungen
C 29	1	1500 x 950 x 37,5	7,8	3,85	Konsole
D 25	1	1100 x 440 x 37,5	4,2	3,28	Konsole
D 18 - 19	7	790 x 200 x 37,5	2,1	2,58	Treppenhaus

Normative Situation

Grundsätzlich ist in Deutschland für alle Lager im Bauwesen, die der Erfüllung erheblicher Anforderungen an die Sicherheit baulicher Anlagen dienen und die keiner Norm entsprechen, die statische Tragfähigkeit durch eine Zulassung (AbZ, AbP, ETA oder Zulassung im Einzelfall) nachzuweisen. Das trifft für Streifen- oder Punktlager aus Sylomer® / Sylodyn® zu.

Ob die Tragfähigkeit des Bauwerks bei Versagen eines Lagers nicht mehr gegeben ist und die gefährdeten Lager damit einer Zulassung bedürfen, entscheidet der Tragwerksplaner, ggf. in Absprache mit dem Prüfstatiker.

Bei dem vorgestellten Projekt wurde vom Prüfstatiker eine Zustimmung im Einzelfall (ZiE) gefordert. Eine ZiE erteilt dabei nach Vorlage geeigneter Prüfunterlagen die für das Bundesland zuständige Oberste Baubehörde. Zentrales Dokument zum Nachweis der Eignung ist dabei immer ein Nachweis der Dauerstandfestigkeit. Gemessen wird dabei i.d.R. im Labor das Kriechverhalten für vergleichbare Lastsituationen.

Auf Grundlage umfangreicher Referenzen sowie einer bereits zum vergleichbaren Projekt Hedderichstraße durch das Hessische Innenministerium erteilten ZiE konnte die Maximalforderung nach einer ZiE abgemindert werden. Gefordert wurde jetzt ein Nachweis zur Dauerstandstabilität in Form eines Langzeitmonitorings der eingebauten Lager über einen Zeitraum von mehr als 100 Tagen.

Ziel des Lagermonitorings war es, nachzuweisen, dass keine unerwartet großen Lastverformungen auftreten und die Kriechverformungen im Rahmen der Messgenauigkeit vollständig abklingen. Die Messungen wurden von der TU-München – Prüfamf für Bau von Landverkehrswesen durchgeführt. Gemessen wurden die in Tabelle 1 zusammengefassten Einzellager C29 und D25 sowie die Lagergruppe D18-19. Die Formfaktoren der untersuchten Lager waren im unteren, im mittleren und im oberen Bereich der bei dem BV Moosach vorkommenden Werte.



Bild 4: Meßpunkte C29 und D18-19. Quelle: Prüfbericht 3247 [3], TU München Prüfamf für Bau von Landverkehrswegen

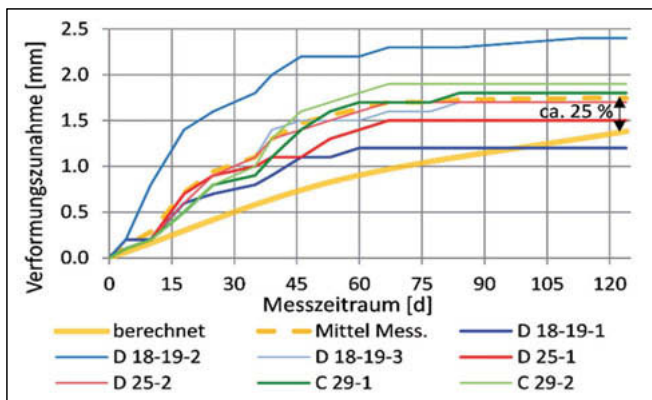


Diagramm 2: Gemessene Zunahme der Verformungen [3] nach Fertigstellung des Rohbaus.

Da die Messungen erst nach Fertigstellung des Rohbaus und den damit auftretenden Lagerwirkungen begonnen werden konnten, können die Verformungsmessungen nur relativ zum Startzeitpunkt ausgewertet werden. Die Gesamtverformung der Lager kann – allein aufgrund der unebenen Betonoberflächen – nachträglich nicht mehr mit ausreichender Genauigkeit ermittelt werden. Diagramm 2 zeigt die aus den Messdaten berechnete Zunahme der Verformung.

Dabei ergab sich als Schwierigkeit, dass vom Start der Messungen bis zur Fertigstellung des Gebäudes die Lasten aus dem Ausbau hinzukamen. Nach Auskunft des Tragwerkplaners waren zu Beginn etwa 70% der ständigen Lasten im August 2016 vorhanden. Bei einem geschätzten Anteil von 15% der Verkehrslasten an den Gesamtlasten und davon einem quasi-ständigen Anteil von 30% ergeben sich für das fertige Gebäude ohne Verkehrslasten circa 90% der ständigen Lasten.

Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung

Für die PUR Werkstoffe Sylomer® und Sylodyn® ist für den Einsatz im Hochbau im August 2016 eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung (abZ) durch das DIBt erteilt worden [4]. Mit der Zulassung kann das gemäß EN 1990 geforderte Sicherheitsniveau nachgewiesen werden. Zentrales Element ist dabei der durch Labormessungen ermittelte und beim DIBt hinterlegte Bemessungswert für die Tragfähigkeit. Der Nachweis erfolgt dabei über die zu erwartende maximalen Lagerbeanspruchung senkrecht zur Lagerebene im Verhältnis zum Bemessungswert der Tragfähigkeit auf Design Niveau. Die Lagerkennwerte wurden sowohl intern als auch extern geprüft und sind beim DIBT hinterlegt.

Zulassung Sylomer® DIBt (Z-16.8.467)

Zulassung Sylodyn® DIBt (Z-16.8.468)

Zusammenfassung

Das aufwändige Monitoring hat bei den Beteiligten zusätzliches Vertrauen in das gewählte Lagermaterial geschaffen. Die Wirksamkeit der Maßnahme konnte durch Nachmessungen des betreuenden Ingenieurbüros imb-dynamik [5] bestätigt werden. Zur Handhabung der Zulassung bietet Getzner ein detailliertes Bemessungskonzept an. Die Beurteilung von dynamischen Kennwerten ist nicht Bestandteil der Zulassung.

Das aufwändige Monitoring hätte bei rechtzeitigem Vorliegen der abZ entfallen können.

Tabelle 2: Bemessungswert für die Tragfähigkeit als Funktion von Material Typ und Formfaktor [4]

Tabelle 1: Tragfähigkeit des Lagers bei Beanspruchung senkrecht zur Lagerebene								
Standardtyp		NB	NC	ND	NE	NF	HRB 3000	HRB 6000 ²⁾
Bemessungswert der Tragfähigkeit für die optimale Schwingungsisolierung [kN/m ²]		75	150	350	750	1500	3000	6000
Bemessungswert der Tragfähigkeit R_{Ld} [kN/m ²]	Formfaktor 0,5 ¹⁾	130	243	527	1029	1338	2400	5000
	Formfaktor 1,0	146	292	675	1496	2308	4400	9167
	Formfaktor 1,5	153	315	746	1720	2940	5740	11824
	Formfaktor 2,0	159	331	794	1872	3482	6889	14230
	Formfaktor 2,5	162	339	822	1958	3813	7589	15722
	Formfaktor 3,0	163	345	838	2009	4015	8018	16643
	Formfaktor 3,5	165	348	848	2042	4145	8292	17233
	Formfaktor 4,0	165	350	855	2062	4231	8474	17627
	Formfaktor 4,5	166	352	859	2077	4290	8599	17898
	Formfaktor 5,0	166	353	863	2087	4332	8688	18091
	Formfaktor 5,5	167	353	865	2094	4362	8753	18230
	Formfaktor 6,0	167	354	867	2100	4385	8800	18333
	Formfaktor $\geq 6,0$	167	354	867	2100	4385	8800	18333
¹⁾ Lager mit Formfaktoren $S < 0,7$ nur für verklebte Lager.								
²⁾ Verklebte Lager des Typs HRB 6000 sind gegenüber den Tabellenwerten um 25 % abzumindern.								

- [1] U. Gerhaher, R. Zindler, B. Grass, Artikel im Bauingenieur Heft 1 (2017), Schwingungs-
isolation von Gebäuden mittels hochbelastbarer elastischer Punkt- und Streifenlager,
dargestellt am Projekt NB Einkaufszentrum und Hotel München Moosach.
- [2] N. Breitsamter, BV Hotel mit Einkaufszentrum Moosach, Bahn-Immissionen, Erschüt-
terungs- und Sekundärluftschalltechnische Untersuchung, imb-dynamik Bericht Nr.
B8301541, imb-dynamik GmbH, Herrsching 2013
- [3] S. Freudenstein, W. Stahl, Bericht Nr.3247, Technische Universität München, Prüfamt
für Bau von Landverkehrswegen, München 2015.
- [4] DIBt Allgemeine Bauaufsichtliche Zulassung Z-16.8.468 Berlin 04.08.2016.
- [5] N. Breitsamter, BV Hotel mit Einkaufszentrum Moosach, Nachmessung der Wirksam-
keit der elastischen Lagerung, imb-dynamik- Bericht Nr. B301542, imb-dynamik GmbH,
Herrsching 2015.

Langzeituntersuchung eines Masse-Feder-Systems – Kontrollmessung nach 30 Betriebsjahren

Nachweis der Wirksamkeit eines der ersten Schweizer Masse-Feder-Systeme

Dr. sc. nat. **Adrian Egger**, Trombik Ingenieure AG, Zürich, Schweiz;
Dipl.-Ing. **Markus Heim**, Getzner Werkstoffe GmbH, Bürs, Österreich

Kurzfassung

Im Jahr 1985 wurde in Zürich Schwamendingen ein Tunnel für zwei Straßenbahnlinien erbaut. Zum Schutz der Anwohner vor Erschütterungen und sekundärem Luftschall in obliegenden Wohnhäusern haben die Verkehrsbetriebe Zürich im Tunnel ein Masse-Feder-System (MFS) mit einer elastisch gelagerten Gleistragplatte installieren lassen. 2015 wurden Messungen durchgeführt, um die Wirksamkeit des Systems nach 30 Jahren Betriebsdauer zu überprüfen. Das Ergebnis: die erschütterungsreduzierende Wirkung des Masse-Feder-Systems ist noch voll intakt. Auch stehendes Wasser konnte der elastischen Lagerung der Fahrbahnplatte nichts anhaben.

Abstract

In 1985 a tram tunnel to Zurich Schwamendingen was built. To ensure that residents enjoy a high quality of life when the tramway line is operating, Verkehrsbetriebe Zürich (VBZ) opted for a ballastless track system with an elastically mounted track slab to protect the residents from vibrations and structure born sound. After 30 years of operation, vibration measurements were enforced in 2015 to carry out the effectiveness of the vibration measures. Result: the vibration-reducing mass-spring systems is still performing without faults, despite the elastic bearing of the slab now being partially submerged in water.

1. Systembeschreibung

Im Bereich des vor über 30 Jahren erbauten, ca. 2,2 km langen Tunnels der Züricher Straßenbahn (Linien 7 und 9) zwischen Milchbuck und Schwamendingen (Bild 2) liegen sensible Wohngebäude sehr nahe am Tunnel – die Fundamente befinden sich unmittelbar über der

Messpositionen ermöglicht eine Aussage zur Langzeitwirksamkeit der Erschütterungsschutzmaßnahme MFS, maßgeblich beeinflusst durch die verbauten elastischen Matten aus Sylomer.

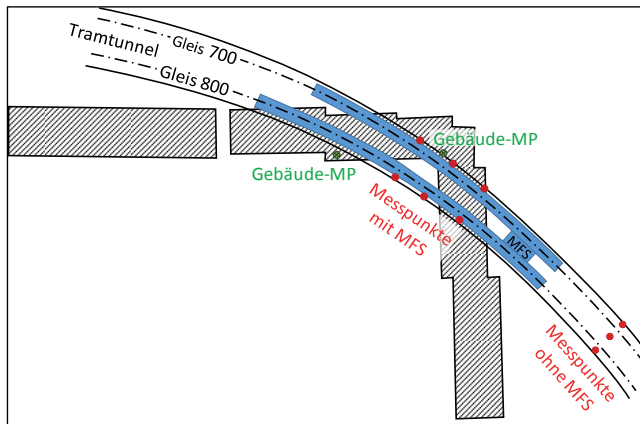


Bild 3: Situationsplan, Messpunktpositionen

Im Tunnel wurden an neun Messstellen die vertikalen Schwinggeschwindigkeiten bei regulärem Tramverkehr gemessen, sowohl im mit MFS ausgestatteten Bereich als auch in einem angrenzenden Gleisabschnitt ohne einer erschütterungsreduzierenden Maßnahme (Bilder 3 und 4). Im Bereich des MFS wurden am Tunnelboden neben der Tunnelwand dieselben Messpunkte wie bei der Messung 1985 verwendet. Zusätzlich zum historischen Messpunkt wurden zwei weitere Messpunkte, 12 m links und 12 m rechts davon installiert, um Aussagen zur Dämmleistung des MFS statistisch besser absichern zu können. Im Gleisbereich des Tunnels ohne MFS wurde ebenfalls ein Messquerschnitt eingerichtet.



Bild 4: Messgeräte im Messquerschnitt mit MFS



Bild 5: Gleisaufbau

Zur Bestätigung der nachhaltigen Wirksamkeit der Schutzmaßnahme wurden in den Keller-räumlichkeiten zweier Wohngebäude, die sich sehr nahe über dem Tunnel befinden, an denselben Messpunkten wie bei der Messung im Jahre 1985, die Erschütterungen der Tramvor-beifahrten erfasst – und zwar in allen drei Raumrichtungen.

Insgesamt wurden über 50 Vorbeifahrten mit aktuell verkehrenden Straßenbahntypen (Be 4/6 Tram 2000, Be 4/8 Tram 2000 „Sänfte“ (teilweise niederfluriger Typ), Be 5/6 Tram „Cobra“ gemessen.

3. Erschwerte Bedingungen – stehendes Wasser im Tunnel

Die Trassengradiente des in einem Bogenbereich liegenden Tunnels fällt von beiden Richtungen leicht ab, wodurch sich in Tunnelmitte eine Senke bildet. Bei einem Lokalausganschein wurde in der Längsrinne der tieferliegenden Strecke (Gleis 800) in einem Großteil des Streckenbereiches mit MFS Wasser mit einer Höhe von bis zu ca. 20 cm festgestellt (Abb. 6).



Bild 6: Stehendes Wasser im Bereich des MFS in der Längsrinne. Der Wasserstand beträgt ca. 20 cm

Das Wasser stand somit ca. 15 cm über dem Niveau der elastischen Lagerung. In diesem Bereich der Senke war keine voll wirksame Querentwässerung der Fahrbahn vorhanden. Beim Gleis 700 herrschten hingegen trockene Verhältnisse. Dadurch eröffnete sich die Möglichkeit, in ein und demselben Messquerschnitt im Bereich des MFS – neben der Untersuchung der Langzeitwirksamkeit der Erschütterungsschutzmaßnahme „MFS über 30 Jahre Betriebsdauer“ – den „Einfluss des stehenden Wassers“ auf die Dämmwirkung des MFS zu untersuchen.

4. Ergebnisse aus den Messungen in den Wohngebäuden

Zum Nachweis der Wirksamkeit des MFS wurden Immissionsmessungen in den Kellerräumlichkeiten zweier direkt über dem Tunnel liegenden Wohngebäude durchgeführt. Im Jahr 1985 wurden als Beurteilungskriterium die maximalen Schwinggeschwindigkeiten während der Tramvorbeifahrten an den diversen Messpunkten in den Gebäuden und im Tunnel herangezogen. Damals mussten die Werte noch von Hand aus analogen Aufzeichnungen auf Papierstreifen herausgemessen werden, während heutzutage durch die weiterentwickelte Messtechnik die Auswertungen digital erfolgen.

Um einen aussagekräftigen Vergleich der Messdaten von 1985 und 2015 zu erhalten, wurden zur Auswertung ausschließlich Fahrten des Tramtyps „Tram 2000“ herangezogen, da diese bereits bei der früheren Messung aufgezeichnet wurden.

Tab. 1 zeigt eine Gegenüberstellung der gemessenen maximalen Schwinggeschwindigkeiten von 1985 und 2015 an den Messpunkten in den Untergeschoßen der zu schützenden Gebäude. Dargestellt sind die Ergebnisse in den drei Raumrichtungen x, y, z sowie die Resultierende R.

Tabelle 1: Gegenüberstellung der maximalen Schwinggeschwindigkeiten von 1985 und 2015, gemessen an den Fundamentbereichen der zu schützenden Gebäude

	Gebäude 1 - Untergeschoß				Gebäude 2 - Untergeschoß			
Jahr	x mm/s	y mm/s	z mm/s	R mm/s	x mm/s	y mm/s	z mm/s	R mm/s
1985	0,02	0,05	0,05	0,06	0,01	0,04	0,02	0,05
2015	0,008	0,006	0,010	0,011	0,006	0,006	0,011	0,012

Im Untergeschoß der Wohngebäude liegen die maximalen Schwinggeschwindigkeiten aller Richtungskomponenten und deren Resultierende deutlich unter der Fühlbarkeitsgrenze, die (streng genommen auch in Abhängigkeit von der Frequenz und dem Faktor Mensch) im Bereich von etwa 0,1 mm/s bis 0,2 mm/s liegt. Zur Beurteilung der Erschütterungsimmissionen für Menschen in Gebäuden – was aber nicht das Ziel dieser Untersuchung war – hätte allerdings auf Geschoßdecken von Wohnräumen der Gebäude gemessen werden sollen, da sich die Erschütterungen üblicherweise innerhalb der Gebäude vom Fundament auf die Geschoßdecken verstärken.

Wie die Ergebnisse zeigen, ist das MFS nach 30 Jahren im Einsatz noch vollkommen wirksam. Die gemessenen Schwinggeschwindigkeiten liegen, absolut betrachtet, in einer betragsmäßig sehr geringen Größenordnung. Es ist festzustellen, dass sich einerseits die gemessenen Immissionswerte an keinem Ort und in keiner Raumrichtung erhöht haben; die heute ermittelten Werte sind sogar noch deutlich geringer. Dieser Anschein einer Verbesserung liegt aber mit hoher Wahrscheinlichkeit an der heute verwendeten genaueren Mess- und Auswertetechnik. Insgesamt konnte eindrucksvoll bestätigt werden, dass die erschütterungsreduzierende Wirkung am Immissionsort nach wie vor vorhanden ist. Nach 30 Jahren im Einsatz ist das untersuchte MFS in Zürich Schwamendingen noch immer voll intakt.

5. Bestimmung der Einfügungsdämmung des Masse-Feder-Systems

Für den Nachweis der derzeitigen Wirksamkeit des MFS wurde das Einfügungsdämm-Maß anhand der Differenz zwischen den Terzpegelspektren der beiden Oberbauformen „mit MFS“ und „ohne MFS“ bestimmt. Das Einfügungsdämm-Maß ist eine Größe, welche die Wirkung eines eingefügten elastischen Elements, im vorliegenden Fall die elastische Lagerung der Fahrbahnplatten mit Sylomer, in einer gegebenen Situation von Fahrzeug, Oberbau und Unterbau beschreibt.

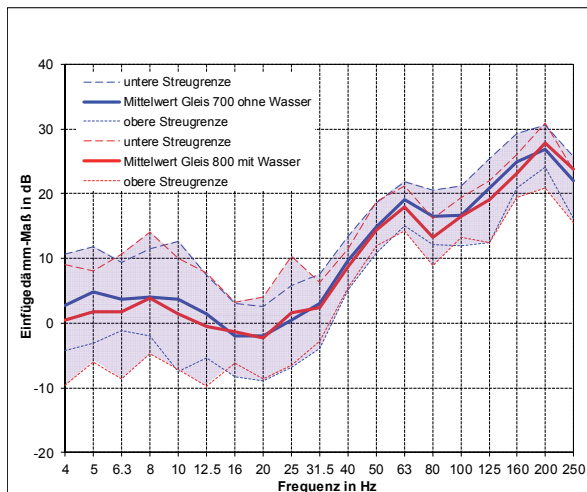


Bild 7: Einfügungsdämm-Maß des MFS für das Gleis 700 (ohne Wasser) und das Gleis 800 (mit Wasser) gemittelt über alle Messquerschnitte

Bild 7 zeigt das über alle Tramvorbeifahrten gemittelte Einfügungsdämm-Maß des MFS für das Gleis 700 (ohne Wasser) mit dem zugehörigen Streubereich, sowie das Einfügungsdämm-Maß des MFS für das Gleis 800 (mit Wasser). Die Grund-Eigenfrequenz des MFS wurde in der Planungsphase der Fahrbahn auf eine Zahl von ca. 18,5 Hz seinerzeit errechnet. Aus der Vielzahl der vorgenommenen Messungen ließ sich damals für das unbelastete System (ohne Tram) eine Grund-Eigenfrequenz von rund 20 Hz ablesen.

Die Nachmessung nach nunmehr 30 Jahren ergab im Mittel für die pro Gleis ausgewerteten Tramfahrten im Terzbandspektrum ein Wert mit maximaler Überhöhung zwischen dem 16- und 20-Hz-Terzband (Bild 7) für das belastete System (mit Tramüberfahrt). Die Grund-Eigenfrequenz des MFS hat sich demnach in den vergangenen 30 Jahren kaum verändert.

6. Beurteilung der Untersuchungsergebnisse

Ein Vergleich der Messresultate von 1985 mit denjenigen von 2015 zeigt bei den ermittelten maximalen Schwinggeschwindigkeiten im Tunnel und den Gebäuden, dass keine Zunahme der Emission bzw. Immission zu verzeichnen ist. Die Untersuchung zeigt auch, dass die Lagerung des Sylomer Materials im Wasser keinen negativen Einfluss auf die Dämmleistung des Systems hat.

Der Streubereich beim Einfügungsdämm-Maß resultiert aus variierenden Parametern, wie unterschiedlich erfasste Tramtypen, variierendes Rollmaterial, differierende Fahrgeschwindigkeiten und diversen anderen schwierig zu erfassenden Faktoren.

Leichte Unterschiede der Einfügungsdämm-Kurven beider Gleise können auf Einflussgrößen, wie etwa unterschiedliche Schienenrauigkeiten, Schweißstöße usw. zurückgeführt werden.

Die ermittelte Einfügungsdämmung des MFS mit Sylomer im Straßenbahntunnel Zürich-Schwamendingen zeigt eine sehr gute Dämmwirkung. Das 30 Jahre im Einsatz befindliche MFS würde auch dem heutigen Stand der Technik gerecht werden. Die installierte Maßnahme zum Schwingungsschutz funktioniert einwandfrei.

7. Literaturangaben

- [1] Egger, A. und Heim, M.: "Messung eines Masse-Feder-Systems nach 30 Jahren Betriebsdauer". Der Eisenbahningenieur (EI) – Sonderheft Oberbau, Nov. 2017
- [2] Egger, A. und Heim, M.: "Quality control measurement of a MSS after 30 years of operation". European Railway Review, Volume 22, Issue 6, 2016, 59-61
- [3] Trombik Ingenieure AG: Messbericht "Erschütterungsmessungen Masse-Feder-System (MFS) beim Tram Schwamendingen, Zürich". Nr. 12.03487.001.A, 24.09.2015 unveröffentlicht

Langzeitverhalten von Masse-Feder Systemen an Eisenbahnstrecken in Österreich

DI Dr. **Günther Achs**,

FCP Fritsch, Chiari & Partner ZT GmbH, Wien, Österreich;

DI **Bertram Grass**,

Getzner Werkstoffe GmbH, Bürs, Österreich;

DI Dr. **Michael Mach**,

ÖBB Infrastruktur AG, Wien, Österreich

Kurzfassung

Um Anrainer im Bereich von Schienenneubaustrecken zu schützen, haben die Österreichischen Bundesbahnen ÖBB bereits sehr früh den Einsatz von erschütterungsmindernden Maßnahmen forciert. Mit dem Ziel, entstehende Erschütterungen bereits nahe an der Quelle zu reduzieren, werden seit über 30 Jahren Masse-Feder Systeme im Streckennetz der ÖBB eingebaut. Die ÖBB Infrastruktur AG überwacht kontinuierlich den Zustand und die Wirksamkeit der Masse-Feder Systeme. In den vergangenen Jahren wurden dazu vermehrt auch umfangreiche Verifikationsmessungen an bestehenden Streckenabschnitten durchgeführt. Dabei wurde nachgewiesen, dass Masse-Feder Systeme auch nach Jahrzehnten im Betrieb einwandfrei funktionieren und die erforderliche Wirksamkeit aufweisen.

1. Einleitung

Um den Schutz der Anrainer hinsichtlich Schall und Erschütterungen zu maximieren, wurde bei der ÖBB Infrastruktur AG bereits sehr früh nach wirkungsvollen Maßnahmen am Fahrweg selbst gesucht. Ziel war es, die Schwingungsanregung und Schwingungsausbreitung bereits möglichst nahe am Verursacher selbst zu so gering als möglich zu halten.

Daher werden seit über 30 Jahren im Netzbereich der ÖBB Masse-Feder Systeme zur Reduktion von Erschütterungen und sekundärem Luftschall eingebaut. Um die Wirksamkeit dieser Masse-Feder Systeme zu verifizieren und damit auch wichtige Erkenntnisse für zukünftige Schutzmaßnahmen zu gewinnen, wurden die Masse-Feder Systeme im Römerbergtunnel und im Sittenbergtunnel messtechnisch und visuell untersucht.

Die Positionen der untersuchten Masse-Feder Systeme sind in Bild 1 dargestellt.



Bild 1: Übersicht der untersuchten Masse-Feder Systeme.

Masse-Feder System im Römerbergtunnel

Das untersuchte Masse-Feder System im Römerbergtunnel wurde im Jahr 1996 geplant (Inbetriebnahme 1997) und auf die Anforderungen des Erschütterungsschutzes dimensioniert. Dieses System auf Einzellager gehört zu den ersten Masse-Feder Systemen im Vollbahnbereich und wurde mit dem damals neu entwickelten Werkstoff Sylodyn® von Getzner Werkstoffe GmbH ausgerüstet.

Der Bereich mit Einzellagern umfasst eine Länge von 192 m, an den beidseitig ein Bereich mit Flächenlagern zur Ausbildung eines Übergangs angrenzt. Der Oberbau im Tunnelbereich wurde größtenteils als Feste Fahrbahn ausgeführt und geht dann in Schotteroberbau über.

Zur dynamischen Auslegung des Systems wurden im Zuge der Planung einerseits Untersuchungen von Prof. Steinhauser [1] durchgeführt und andererseits eine Dimensionierung der elastischen Lager durch das Ingenieurbüro Rutishauser [2] erstellt.

Aus diesen Untersuchungen und Festlegungen des Büros Rutishauser [2] ergab sich auf der sicheren Seite liegend für das System Typ 1 (entspricht dem untersuchten Masse-Feder System) eine Eigenfrequenz von 11 Hz.

In Bild 2 wird der zugehörige Querschnitt des Masse-Feder Systems auf Basis des Eisenbahn-Operats dargestellt.

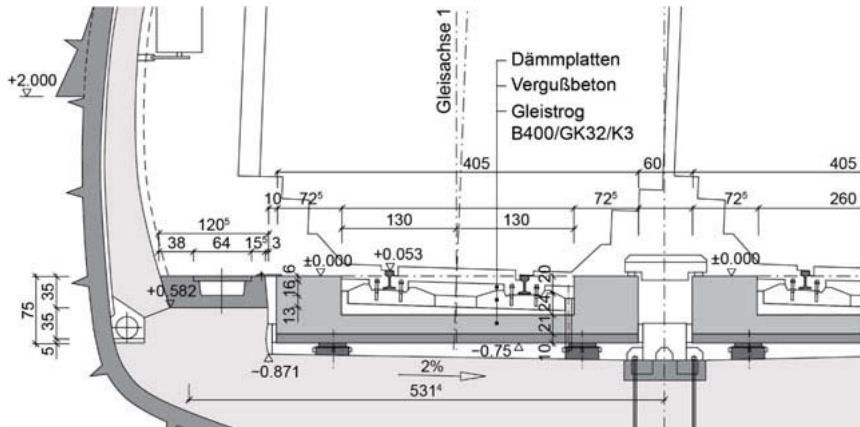


Bild 2: Ausschnitt aus [3]. Darstellung der elastischen Lager (Einzellager) und Querverfestigungen (elastische Lager in horizontaler Richtung).

Masse-Feder System im Sittenbergtunnel

Das untersuchte Masse-Feder System im Sittenbergtunnel wurde im Jahr 1993 geplant und auf die Anforderungen des Erschütterungsschutzes dimensioniert. Aus den vorliegenden Dokumenten und Plänen kann die ursprünglich geplante Abstimmfrequenz abgeschätzt werden. Die Oberbaueigenfrequenz lag im Regelbereich bei 25 Hz (unter Zuglast) bzw. bei 33 Hz ohne Zuglast. Das Masse-Feder System im Sittenbergtunnel besteht aus einer vollflächig elastisch gelagerten Festen Fahrbahn (Bauart Rheda), siehe Bild 3.

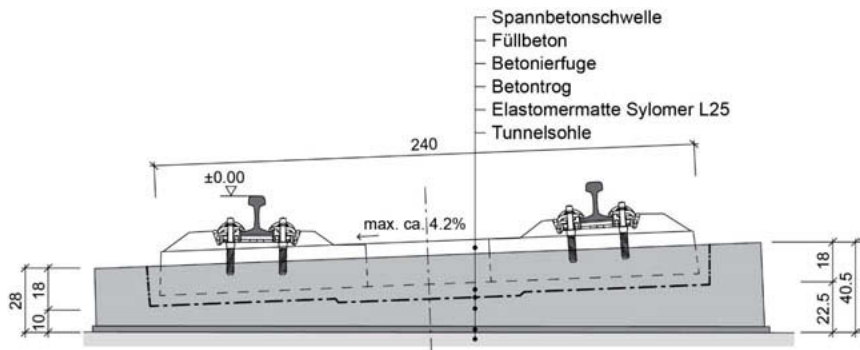


Bild 3: Masse-Feder System im Sittenbergtunnel, Abschnitt mit elastischer Flächenlagerung Typ Sylomer® L25.

2. Methode

Als Methodik zur Verifikation der Wirksamkeit der Masse-Feder Systeme wurde die Bestimmung des Einfügedämm-Maßes der Systeme verwendet. Konkret wurde die so genannte „Links-Rechts“ Methode der DIN SPEC 45673-3 eingesetzt [5].

Das Einfügedämm-Maß bezeichnet ein technisches Maß zur Beschreibung der Dämmwirkung der elastischen Komponenten innerhalb des untersuchten Oberbaus. Dabei wird das Einfügedämm-Maß $D_e(f_{Tn})$ entsprechend DIN SPEC 45673-3 als die relative Reduktion des Körperschall-Terzpegelspektrums des untersuchten Oberbaus zu einem Referenzoberbau definiert. Die Ermittlung des Einfügedämm-Maßes ist abhängig von den Untergrundbedingungen an den Positionen des Test-Oberbaus und des Referenzoberbaus. Um dies zu berücksichtigen wird bei der Bestimmung des Einfügedämm-Maßes $D_e(f_{Tn})$ ein Korrekturterm eingeführt:

$$D_e(f_{Tn}) = [L_{v1}(f_{Tn}) - L_{F1}(f_{Tn}) - L_{V1}(f_{Tn})] - [L_{v2}(f_{Tn}) - L_{F2}(f_{Tn}) - L_{V2}(f_{Tn})] \quad (1)$$

mit:

$L_{v1}(f_{Tn})$... Körperschall-Terzpegelspektrum am Referenzoberbau ($i = 1$) und am Versuchsoberbau ($i = 2$),

$L_{V1}(f_{Tn})$... Terzpegel der Übertragungsadmittanz des Untergrunds am Referenzoberbau ($i = 1$) und am Versuchsoberbau ($i = 2$),

$L_{F1}(f_{Tn})$... Kraftpegel (Terzspektrum) des Referenzoberbaus ($i = 1$) und des Versuchsoberbaus ($i = 2$).

Dieselbe Gleichung kann auch wie folgt geschrieben werden:

$$D_e(f_{Tn}) = [L_{v1}(f_{Tn}) - L_{F1}(f_{Tn})] - [L_{v2}(f_{Tn}) - L_{F2}(f_{Tn})] + [L_{V2}(f_{Tn}) - L_{V1}(f_{Tn})] \quad (2)$$

In Gleichung (2) repräsentiert der erste Term in der eckigen Klammer die Transfermobilität des Referenzsystems, der zweite Term die Transfermobilität des Testsystems und der dritte Term die Korrektur zufolge der unterschiedlichen Untergrundbedingungen.

Verifikation der Methode

Um die Methodik der DIN SPEC 45673-3 unter möglichst eindeutigen Bedingungen zu verifizieren wurde das Einfügedämm-Maß eines Oberbaumodells im Maßstab 1:1 untersucht [6]. Dazu wurde ein Feste Fahrbahn System ohne elastische Lagerung und als Masse-Feder System mit verschiedenen elastischen Lagern an der freien Oberfläche errichtet und untersucht, siehe Bild 4, 5 und 6. Das Referenzsystem gemäß DIN SPEC 45673-3 entspricht einem Oberbau mit Fester Fahrbahn, Typ STA Slab Track Austria. Die beiden untersuchten Systeme sind Oberbauformen desselben Fahrbahntyps, ausgebildet als Masse-Feder System mit vollflächiger elastischer Lagerung und einer Abstimmungsfrequenz von 18,7 Hz, so wie einem Masse-Feder System mit diskreten Punktlagern und einer Abstimmungsfrequenz 6,0 Hz.

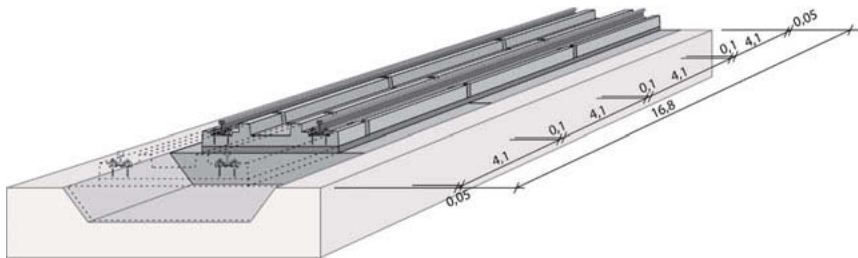


Bild 4: Referenzsystem des untersuchten Oberbaus mit Fester Fahrbahn Typ Slab Track Austria.

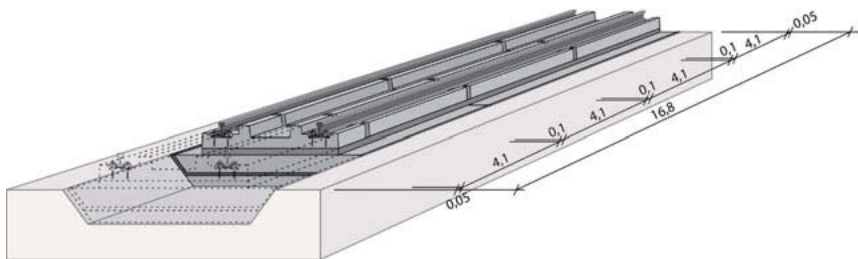


Bild 5: Untersuchtes Masse-Feder System mit vollflächiger elastischer Lagerung und einer Abstimmungsfrequenz von 18,7 Hz

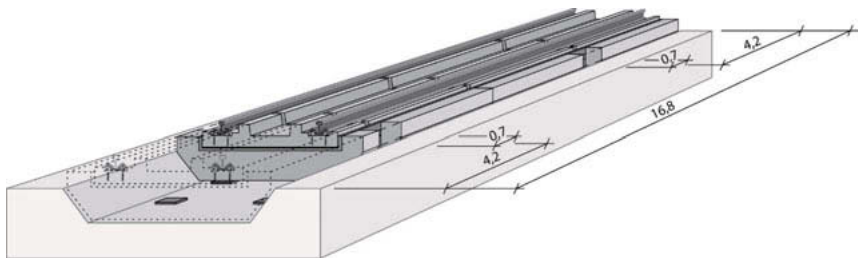


Bild 6: Untersuchtes Masse-Feder System mit vollflächiger elastischer Lagerung und einer Abstimmungsfrequenz von 6,0 Hz

Für die Testuntersuchung wurden die einzelnen Systeme mittels schweren Impulshammers an 3 unterschiedlichen Positionen angeregt und die Impulsantwort an jeweils 3 Messpositionen aufgenommen, siehe Bild 7. Für jede Position wurden zumindest 10 Impulse ausgeführt und gemessen. Anschließend wurden die gemessenen Körperschall-Terzpegelspektren der drei untersuchten Systeme ausgewertet und entsprechend DIN SPEC 45673-3 ausgewertet.

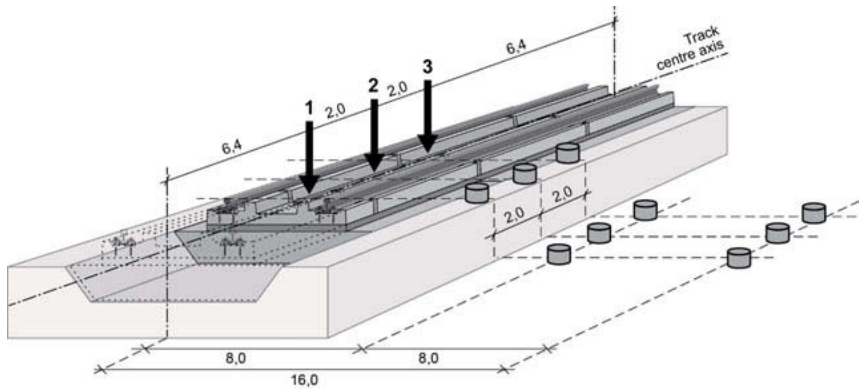


Bild 7: Messlayout, inklusive Positionen der Impusanregung (1-3), sowie der Positionen der Schwinggeschwindigkeitsaufnehmer.

Für die Verifikation der Methode und die Validität des Messaufbaus für weitere Messungen, wurde die Korrekturfunktion des Untergrunds ausgewertet und dargestellt. In Bild 8 ist diese Korrektur als Funktion der Frequenz dargestellt. Daraus ist ersichtlich, dass die Korrekturen von den untersuchten Systemen (Abstand längs der Gleisachse ca. 15-25 m) vor allem in den niedrigen Frequenzbereichen gering sind.

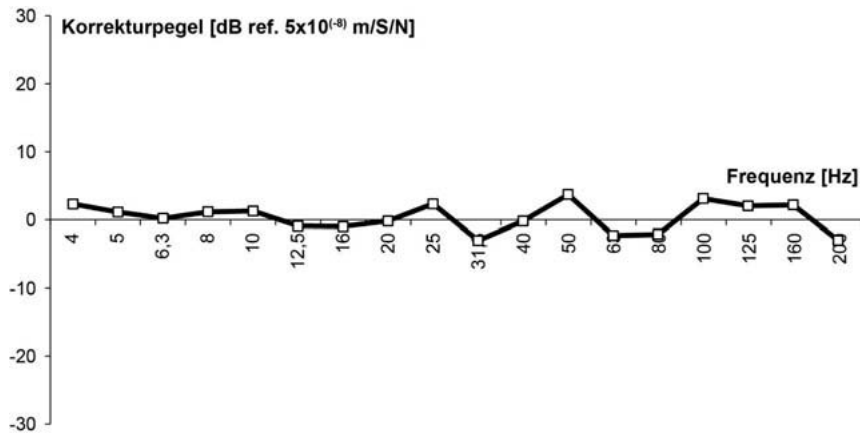


Bild 8: Korrekturfunktion des Untergrunds (dargestellt als Pegel ref. 5×10^{-8} m/s/N), als Vergleichswert zwischen den Messaufstellungen an den Masse-Feder Systemen und dem Referenzsystem (Mittelwert aus den beiden untersuchten Masse-Feder Systemen).

Die vollständigen Ergebnisse der Verifikationsmessungen sind in [6] dargestellt, in Tabelle 1 ist ein Vergleich der erzielten Eigenfrequenzen der Systeme mit den ursprünglich prognostizierten Abstimmfrequenzen dargestellt.

Tabelle 1: Ergebnisse der Verifikationsmessungen, Messtechnische und prognostizierte Eigenfrequenzen der Systeme.

	Masse-Feder System mit Abstimmfrequenz 18,7 Hz		Masse-Feder System mit Abstimmfrequenz 6,0 Hz	
	Prognose [Hz]	Messung [Hz]	Prognose [Hz]	Messung [Hz]
Eigenfrequenz	18,7	16,1	6,0	5,4

Anhand der Ergebnisse [6] und der dargestellten Parameter der Korrekturfunktion des Untergrunds kann geschlossen werden, dass die Methode plausibel und für weitere Untersuchungen anwendbar ist. Vor allem für Untersuchungen bei Masse-Feder Systemen in Tunnelquerschnitten, bei denen die Korrekturfunktion aufgrund der Platzverhältnisse nur eingeschränkt ermittelt werden kann, liefert die durchgeführte Verifikationsmessung wichtige Hinweise hinsichtlich der Interpretierbarkeit der Ergebnisse.

3. Verifikationsuntersuchungen

Römerbergtunnel

Die Verifikationsuntersuchungen im Römerbergtunnel setzten sich aus der messtechnischen Ermittlung der Eigenfrequenz, der messtechnischen Bestimmung der Einfügedämm-Maß nach DIN SPEC 45673-3 und einer visuellen Untersuchung der elastischen Lager zusammen. Im Folgenden werden diese Untersuchungen beschrieben und die wesentlichen Ergebnisse dargestellt.

Einfügedämm-Maß

Für die Bestimmung des Einfügedämm-Maßes wurden messtechnische Untersuchungen während des Regelbetriebs durchgeführt. Die Bestimmung der Einfügedämmung des Masse-Feder Systems erfolgt anhand der Methodik der DIN SPEC 45673-3. Da im Fall des Römerbergtunnels zwei Streckenabschnitte mit einheitlichen Oberbauformen, einer mit und einer ohne elastische Elemente vorhanden sind, kann das Links/Rechts-Messverfahren der DIN SPEC 45673-3 angewandt werden. Als Basis für die Ermittlung der Einfügedämmung wurden in den beiden Messquerschnitten die Erschütterungen durch den Regelverkehr aufgezeichnet und analysiert. Die Instrumentierung der beiden Messquerschnitte ist in Bild 9 dargestellt.

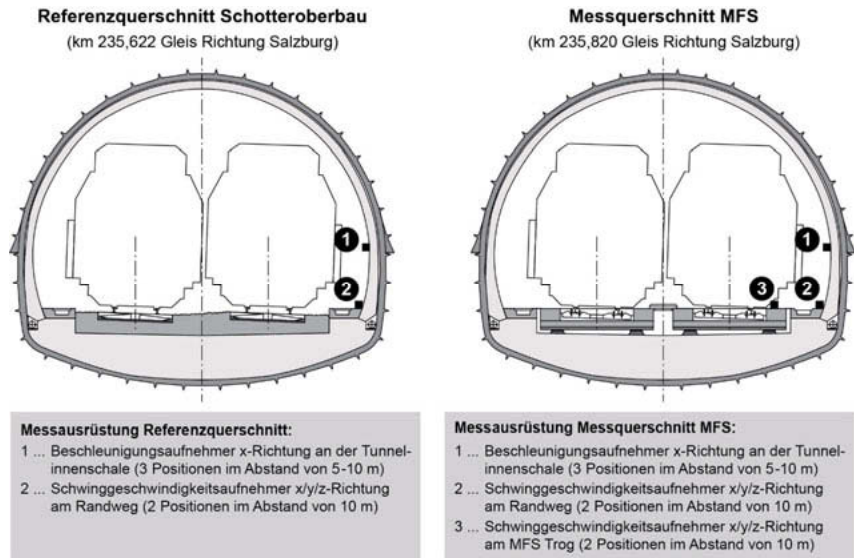


Bild 9: Instrumentierung des Referenzquerschnitts und des Messquerschnitts im Römerbergtunnel. Als x-Richtung wird die horizontale Richtung in Längsrichtung des Gleises, als y-Richtung die horizontale Richtung in Querrichtung zum Gleis und als z-Richtung die vertikale Richtung bezeichnet [4].

Die messtechnische Untersuchung im Römerbergtunnel fand am 14. Juli 2015 statt. Die Messausrüstung wurde in einer Nachtsperre (Gleis Richtung Salzburg) vom 13. auf den 14. Juli 2015 instrumentiert. Im untersuchten Abschnitt besteht das Masse-Feder Systems aus Einzel- bzw. Punktlagern, die auf einer Länge von 192 m hergestellt wurden (Syldodyn® NF, Dicke 45 mm, Abmessungen: 430 mm x 375 mm), siehe Bild 10.

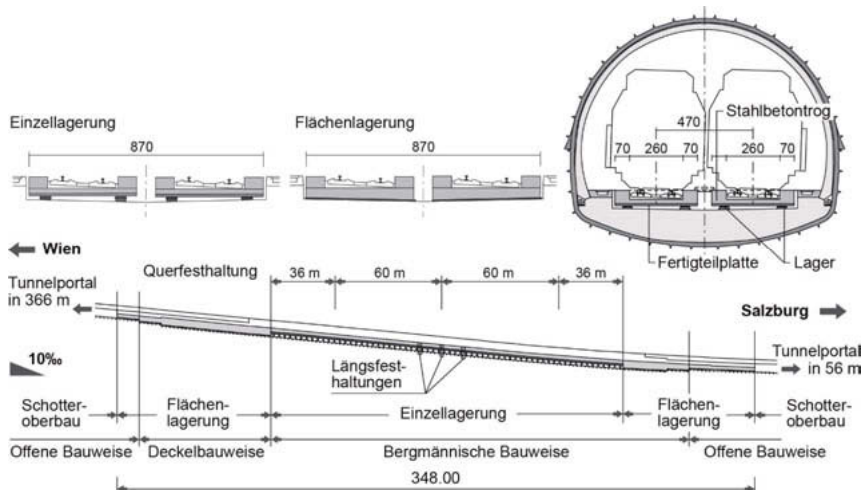


Bild 10: Masse-Feder System im Römerbergtunnel [4].

Aus den gesamten aufgezeichneten Überfahrten wurden aufgrund der Gleichförmigkeit (Vergleichbarkeit unterschiedlicher Überfahrten) in weiterer Folge die Terzbandspektren aus den Überfahrten der folgenden Zugsgarnituren ausgewertet:

- Personenzug / Fernreisezug Typ RailJet – 14 Überfahrten
- Personenzug / Fernreisezug Typ Intercity – 14 Überfahrten
- Personenzug / Reisezug Typ Westbahn – 10 Überfahrten

In Bild 11 sind die Einfügedämm-Maßkurven jeweils aus den Emissionsspektren der Messungen für verschiedene Zugstypen dargestellt. Der Vergleich der messtechnisch ermittelten Einfügedämmung sowie der numerisch bestimmten, theoretisch vorhandenen Einfügedämmung und der Angabe aus der Prognose von Prof. Steinhauser sind in Bild 12 dargestellt. Daraus ist ersichtlich, dass die Streuung der Messergebnisse in den sehr tiefen Frequenzbereichen sehr hoch ist, jedoch wesentlich immer deutlich über der Prognose und Rechnung liegt (keine messtechnisch feststellbare Verstärkung im tieffrequenten Bereich). In dem besonders interessanten Frequenzbereich von ca. 31,5 bis 80 Hz ist die Streuung der messtechnisch ermittelten Einfügedämmung relativ gering und liegt im Bereich der prognostizierten und berechneten Einfügedämmung.

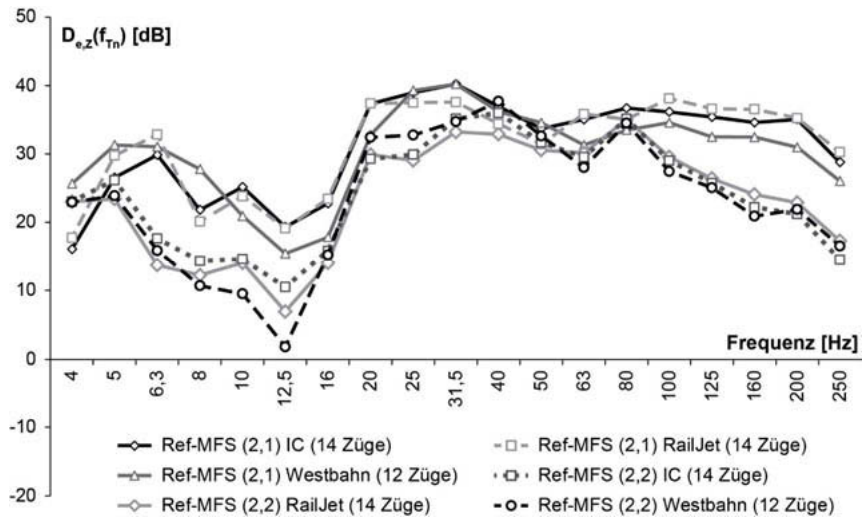


Bild 11: Mittlere Einfügedämm-Maßkurven aus Emissionsspektren am Randweg aus den Überfahrten der unterschiedlichen Zugtypen.

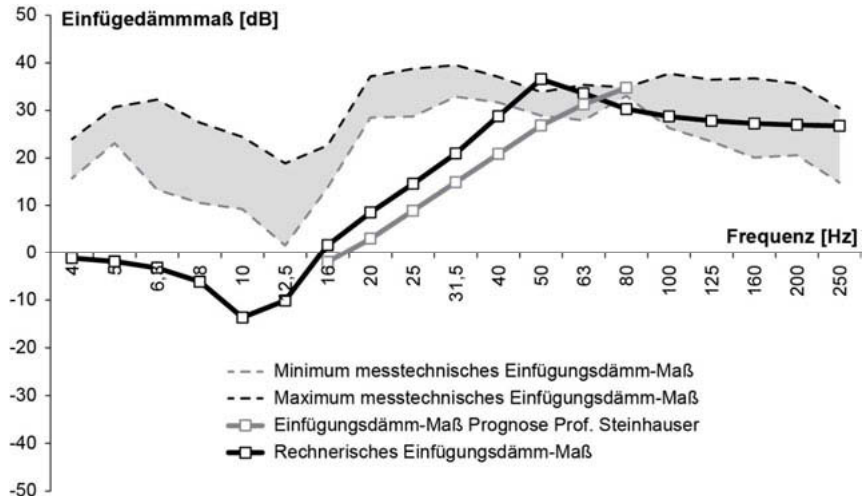


Bild 12: Vergleich der Einfügedämmung Masse-Feder System Römerbergtunnel (Rechnung, Messung, Prognose).

Visuelle Untersuchung der Lager

Im Rahmen der messtechnischen Verifikationsuntersuchung im Römerbergtunnel wurde zusätzlich eine visuelle Inspektion des Masse-Feder Systems durchgeführt. Dabei wurde ein 60 m langer Abschnitt des Masse-Feder Systems inspiziert und dokumentiert, siehe Bild 13.

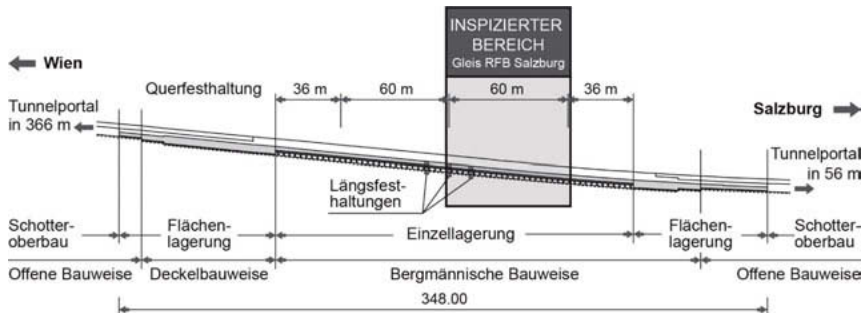


Bild 13: Inspizierter Bereich des Masse-Feder Systems im Römerbergtunnel.

Im Zuge der visuellen Inspektion wurden die Lage und der Zustand der Einzellager aus Sylodyn® (Troglager) kontrolliert, siehe Bild 14. Die elastischen Einzellager wiesen keine erkennbaren Anzeichen von Verschiebungen, Verzerrungen oder unsachgemäßen Deformationen auf.

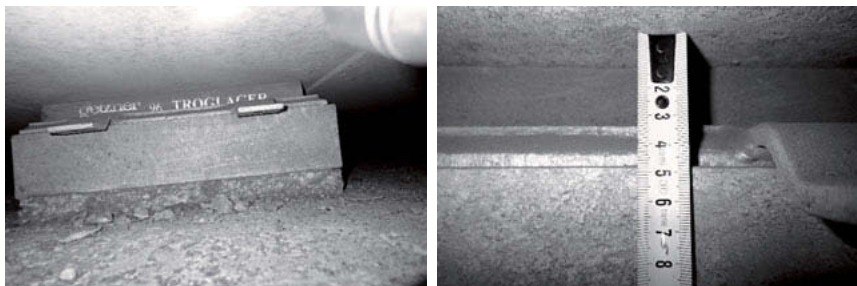


Bild 14: Visuelle Kontrolle der Einzellager im Römerbergtunnel.

Im Zuge der visuellen Inspektion konnte ein allgemein guter Zustand festgehalten werden (keine Korrosion). Die elastischen Lager der Querfesthaltung befanden sich in einem allgemein guten Zustand (fester Sitz der Lager, keine Deformationen, Verschiebungen oder Verzerrungen).

Eigenfrequenzmessungen

Das Masse-Feder System im Römerbergtunnel wurde im Zuge der Messungen in der betriebsfreien Zeit mit Hilfe von unterschiedlichen Anregungsmethoden und der daraus resultierenden Bestimmung der maßgeblichen translatorischen Eigenfrequenz untersucht [4].

Dazu wurde bei jedem Messpunkt ein Beschleunigungsaufnehmer auf dem System positioniert. Das Masse-Feder System wurde anschließend mit Hilfe der unterschiedlichen Anregungsmethoden zu Schwingungen angeregt (Ausschwingversuch). Mittels Fast-Fourier-Transformation (FFT) kann das gemessene Signal in den Frequenzbereich transformiert werden und die Eigenfrequenz aus dem ermittelten Spektrum abgelesen werden. Die Anregung des Systems erfolgte mit Hilfe eines Sandsacks, Fallgewichts (Lastplatte) sowie Einzelsprüngen.

Die Zusammenstellung der ermittelten Eigenfrequenz und der zugehörigen modalen Dämpfung aus den einzelnen Versuchen mit unterschiedlichen Anregungen ist in Tabelle 2 dargestellt. Die Bestimmung der modalen Dämpfung erfolgte mit Hilfe des logarithmischen Dämpfungsdekrements.

Tabelle 2: Ergebnisse der Eigenfrequenz und Dämpfungsbestimmung bei unterschiedlichen Anregungsmethoden – Masse-Feder System Römerbergtunnel.

Lfd. Nr.	Anregung	Eigenfrequenz [Hz]	Dämpfung [%]
Versuch 1	Lastplatte	11,1	9,3
Versuch 2	Sandsack	11,0	9,5
Versuch 3	Sandsack	11,0	9,5
Versuch 4	Springen	11,0	8,6
Versuch 5	Springen	11,0	9,4
Versuch 6	Sandsack	11,0	9,0
Versuch 7	Sandsack	11,0	7,2
Versuch 8	Springen	11,0	8,9
Versuch 9	Springen	11,0	8,7

Die messtechnisch bestimmte Eigenfrequenz wird mit der in der Auslegung des Systems geplanten Eigenfrequenz verglichen. Die geplante Abstimmungseigenfrequenz ergibt sich rechnerisch auf Basis des Ersatzmodells zu $f_0 = 11,5$ Hz [4].

Da die messtechnisch bestimmte Eigenfrequenz ohne Zugbelastung ermittelt wurde, wird diese unter Berücksichtigung der fehlenden dynamisch wirksamen Masse korrigiert und

ergibt sich zu 10,9 Hz. Aus dem Vergleich der messtechnisch bestimmten Eigenfrequenz mit der rechnerisch bestimmten Eigenfrequenz ergibt sich eine sehr gute Übereinstimmung.

Aus den durchgeführten messtechnischen Verifikationsmessungen am Masse-Feder System mit Sylodyn® Einzellagern im Römerbergtunnel der ÖBB können wertvolle Erkenntnisse hinsichtlich des Langzeitverhaltens von Masse Feder-Systemen gezogen werden.

Aus den messtechnischen Ergebnissen ergibt sich eine sehr gute Übereinstimmung der ersten Eigenfrequenz (Abstimmungsfrequenz) und des Einfügedämm-Maßes mit den prognostizierten Größen der Planung aus 1996. Darüber hinaus ist auf Basis der durchgeführten Untersuchungen visuell keine Materialalterung und messtechnisch keine Abnahme der Wirksamkeit der elastischen Lager aus Sylodyn® erkennbar. Die Schwankungen der Einfügedämm-Maßkurven liegen im erwarteten Bereich. Die Schutzwirkung für die umgebenden Anrainerbauten ist auch bei einer täglichen Gleisbelastung von etwa 60.000 Bruttotonnen noch immer im vollen Ausmaß vorhanden.

Sittenbergtunnel

Analog zu den Verifikationsuntersuchungen im Römerbergtunnel wurde das Masse-Feder System im Sittenbergtunnel mit Hilfe einer messtechnischen Ermittlung der Eigenfrequenz, der Einfügedämm-Maßes nach DIN SPEC 45673-3 und einer visuellen Untersuchung der elastischen Lager verifiziert [7]. Diese Untersuchungen werden im Folgenden beschrieben und die wesentlichen Ergebnisse dargestellt.

Eigenfrequenzmessung

Das im Sittenbergtunnel errichtete Masse-Feder System wurde mit Hilfe von unterschiedlichen Anregungsmethoden und der daraus resultierenden Bestimmung der maßgeblichen Eigenfrequenz untersucht.

Dazu wurde ein Beschleunigungssensor an der Gleistragplatte positioniert. Das Masse-Feder System wurde anschließend mit Hilfe unterschiedlicher Anregungsmethoden zu Schwingungen angeregt (Ausschwingversuch). Mittels Fast-Fourier-Transformation (FFT) kann das gemessene Signal in den Frequenzbereich transformiert werden und die Eigenfrequenz aus dem ermittelten Spektrum abgelesen werden. Aus den ermittelten Spektren konnte keine eindeutig dominierende erste Biegeeigenfrequenz des Systems identifiziert werden. Vielmehr treten mehrere Frequenzspitzen im Bereich von ca. 30 bis 40 Hz auf. Als Folge dessen kann auch die der ersten Biegeeigenfrequenz des Systems zugehörige modale Dämpfung nicht zuverlässig bestimmt werden.

Die aus der Prognose bestimmte Auslegungseigenfrequenz des Masse-Feder Systems ohne Berücksichtigung der Zugmasse beträgt 33 Hz. Die messtechnisch bestimmte Eigenfrequenz bzw. das aus den Messungen identifizierte dominierende Frequenzband liegt somit zumindest im Bereich der Auslegungseigenfrequenz.

Bestimmung der Einfügedämmung

Im Untersuchungsabschnitt des Sittenbergtunnels, in dem zwei Streckenabschnitte mit bzw. ohne elastische Lagerung vorhanden sind, wird wiederum das Links/Rechts-Messverfahren gemäß DIN SPEC 45673-3 angewandt. Im vorliegenden Fall wurden die Körperschall-Terzpegelspektren bei Zugsvorbeifahrten des Regelbetriebs am Randweg der beiden Messquerschnitte gemessen und mit den Körperschall-Terzpegelspektren an der Gleistragplatte normiert um damit die Krafteintragung an beiden Messquerschnitten vergleichbar zu machen.

In Bild 15 ist das messtechnisch bestimmte Einfügedämm-Maß dem berechneten Einfügedämm-Maß gegenübergestellt.

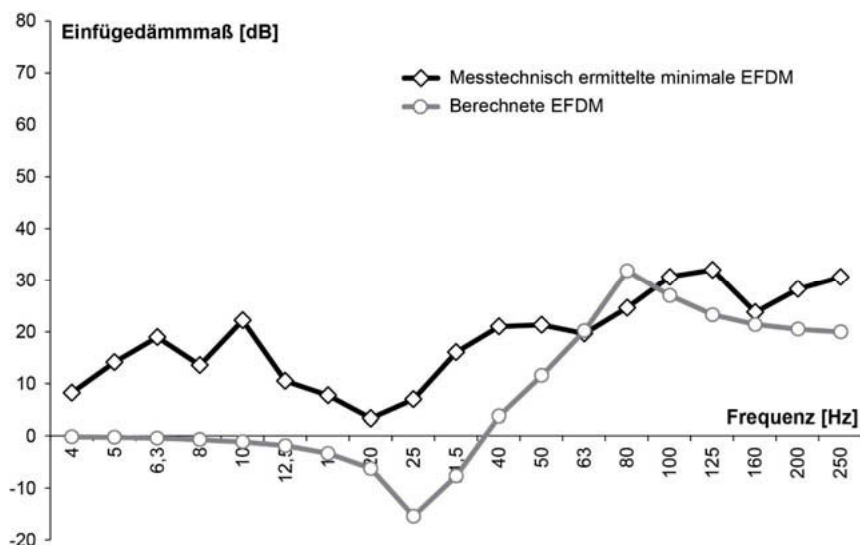


Bild 15: Vergleich messtechnisch bestimmte Einfügedämmung mit rechnerischer Einfügedämmung Sittenbergtunnel.

Aus der Gegenüberstellung der messtechnisch bestimmten Einfügedämmung (Minimalwert der untersuchten Zugsvorbeifahrten) mit der berechneten Einfügedämmung kann festgestellt werden, dass das Masse-Feder System im Bereich des untersuchten Querschnitts eine gute Dämmleistung besitzt. Analog zu den Untersuchungen im Römerbergtunnel ist wiederum keine Verstärkung im tiefen Frequenzbereich erkennbar.

Die minimale Dämmleistung tritt im Vergleich zur rechnerischen Einfügedämmung bei einer etwas tieferen Frequenz auf (Terzband 20 Hz), wobei hierbei darauf hingewiesen werden muss, dass die Terzbänder einen energetischen Mittelwert zwischen unterer und oberer Terzbandmittelfrequenz darstellen (der Unterschied zwischen dem Minimum der Einfügedämmung bei 20 Hz bzw. 25 Hz muss im Schmalbandspektrum nicht notwendigerweise 5 Hz betragen).

In den höheren Frequenzbereichen besteht generell eine gute Übereinstimmung zwischen der messtechnisch bestimmten Einfügedämmung und der berechneten Einfügedämmung.

Visuelle Untersuchung

Zur Kontrolle des Flächenlagers des Masse-Feder Systems wurde der Schotter im Zwischenraum und seitlich neben der Feste Fahrbahn ausgehoben. In Bild 15 und 16 sind die vorgefundenen Schichten des Masse-Feder Systems im Sittenbergtunnel dargestellt.

Im Bereich des Messquerschnitts des Flächenlagers bei km 97,387 konnte die elastische Matte identifiziert werden. Eine seitliche Matte wurde lediglich im Außenbereich der Gleis-
tragplatte festgestellt. Die Steifigkeit dieser seitlichen Matte ist auf Basis des heutigen Wissensstands wesentlich zu steif (derzeit werden schubweichere Materialien eingesetzt z.B. Typ Enkadrain oder das noch schubweichere Sylomer®). Das seitlich an die Gleis-
tragplatte anstehende Material (ursprünglich Schotter) ist besonders im unteren Bereich sehr stark verfestigt und beeinträchtigt damit die vertikale Schwingungsfähigkeit des Systems.

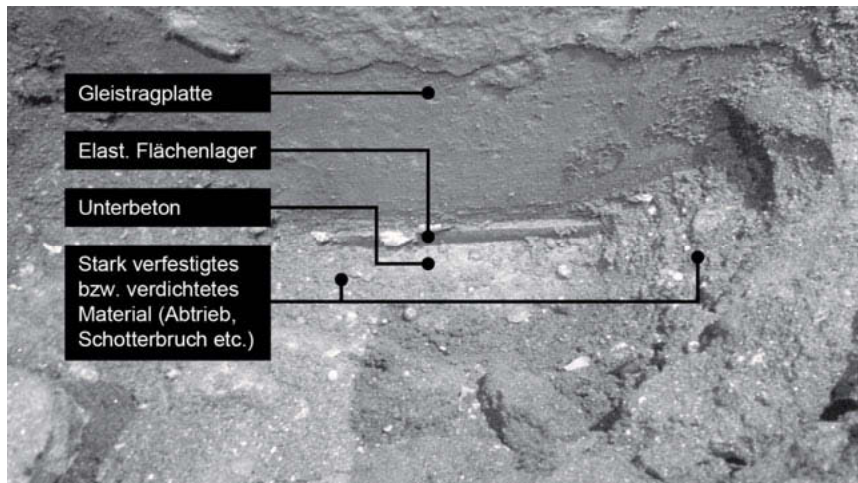


Bild 16: Visuelle Kontrolle der elastischen Lagerung im Sittenbergtunnel, Innenseite des Masse-Feder Systems (zwischen Gleis 1 und Gleis 2), Aufbau der vorgefundenen Schichten.

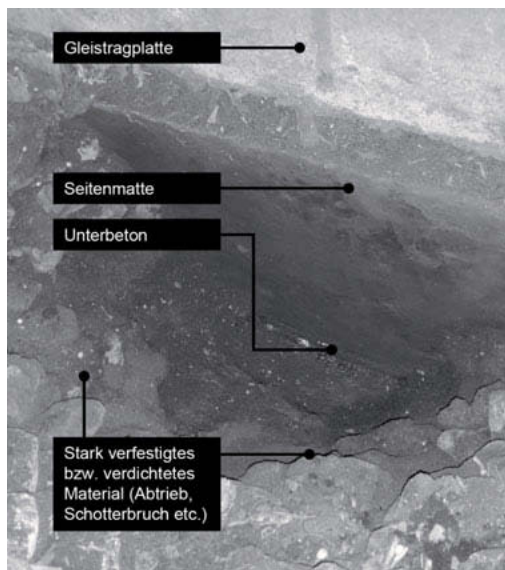


Bild 17: Visuelle Kontrolle der elastischen Lagerung im Sittenbergtunnel, Außenseite MFS (zwischen Gleis und Randweg), Aufbau der vorgefundenen Schichten.

Zusammenfassung und Interpretation

In den vergangenen Jahren wurden vermehrt umfangreiche Verifikationsmessungen an bestehenden Streckenabschnitten mit Masse-Feder-Systemen durchgeführt. Dabei wurde nachgewiesen, dass diese auch nach Jahrzehnten im Betrieb einwandfrei funktionieren und die erforderliche Wirksamkeit aufweisen.

Die messtechnische Bestimmung des Einfügedämm-Maßes zeigt in beiden untersuchten Fällen eine gute Dämmleistung des Systems. Der Vergleich mit dem rechnerischen Einfügedämm-Maß zeigt darüber hinaus eine gute Übereinstimmung. Sämtliche Ergebnisse lassen darauf schließen, dass die Wirksamkeit des Systems als Erschütterungsschutzmaßnahme voll funktionsfähig ist.

- [1] Univ.Prof. Dr. Peter Steinhauser, Ergebnisse der Vibroscan-Untersuchung, EB-Operat Masse-Feder System Römerbergtunnel, Bericht Nr. 487/9601 bzw. Plannummer 2129-03, 07. August 1996.
- [2] Ingenieurbüro für Bau, Verkehr und Umwelt Rutishauser, Untersuchungen zur Ermittlung der geeigneten elastischen Lagerung des Masse-Feder Systems Römerbergtunnel, 2. April 1996.
- [3] Fritsch, Chiari & Partner Ziviltechniker GmbH, Planunterlagen, EB-Operat Masse-Feder System Römerbergtunnel, Plannummern 2129-51, 2129-52, 2129-53, 2129-54, 2129-55, 2129-56, 2129-57, 2129-58, 27. Juni 1996.
- [4] Fritsch, Chiari & Partner Ziviltechniker GmbH, Technischer Bericht „Wirksamkeit Masse-Feder System – Verifikationsuntersuchungen, km 235,452 bis km 235,800 Römerbergtunnel“. GZ 15/1159, Rev. 00, Wien, 14.12.2015.
- [5] DIN SPEC 45673-3 Mechanische Schwingungen – Elastische Elemente des Oberbaus von Schienenfahrwegen – Teil 3: Messtechnische Ermittlung der Einfügedämmung im eingebauten Zustand (Versuchsaufbau und Betriebsgleis): August 2014.
- [6] Pistone, E., Töll, H., Achs G., Performance, Reliability and Validation of Mass Spring Systems by means of vibration-based excitation sources, 11th International Workshop on Structural Health Monitoring, September 12-14, 2017, Stanford, California, USA.
- [7] Fritsch, Chiari & Partner Ziviltechniker GmbH, Technischer Bericht „Wirksamkeit Masse-Feder System – Verifikationsuntersuchungen, km 97,310 bis km 97,454 Sittenbergtunnel“. GZ 15/1159, Rev. 01, Wien, 24.11.2016.

Effectiveness of Under-Sleeper-Pads

Recent measurements in comparison with previous results

Dr. **Ferdinand Pospischil**, Dipl.-Ing. **Markus Heim**, Dr. **Harald Loy**,
Getzner Werkstoffe GmbH, Bürs, Österreich
Dipl.-Ing. **Michael Biskup**, Getzner Werkstoffe Deutschland, Berlin

Abstract

In the railway superstructure, Under-Sleeper-Pads (USP) are primarily used for ballast protection and therefore to improve the track quality. They increase the contact area between concrete sleepers and the top ballast layer, reduce the formation of hollowness beneath sleepers, and lower superstructure settlements. However elastic USP can also represent a cost-effective way to reduce the transmission of vibration and structure-borne noise. Therefore the formation of a vibration system is created. Both effects, improvement of track quality and formation of a vibratory system have an impact on the measured Insertion Loss.

To gain firsthand information of the behavior of the system, in-track vibration measurements have been carried out in compliance with the Department of Railways in Krakow / Poland near the Krakow Łobzów train station. The measurements include a direct left/right comparison of un-padded and padded track.

The frequency-dependent vibration-reducing effect of elastic elements is quantified by the Insertion Loss describing the relative effect of a mitigation measure compared with a reference situation. It shows in this case, how the structure-borne noise changes if USP are installed. Ideally, all other emission influences remain constant here, i.e. the same vehicle, the same speed and identical track roughness, etc. are considered. Having these circumstances a significant reduction of vibrations with USP could be measured.

Additionally the vertical sleeper deflections were measured. The gained results fit very well with the achieved vibration mitigation of the track with USP and confirms the statement that higher elasticity in the track leads to higher effectiveness in terms of mitigation of annoying vibrations. Besides that, dynamic forces and subsequently the long term quality of the ballasted track will be improved.

The paper will first give detailed information about the background of this high quality superstructure system. Continue with the basis of vibration measurement interpretation and conclude with the interpretation of recent measurement results in comparison with the previous calculations.

1. Introduction

As an innovative company, Getzner Werkstoffe is using information about hotspots in the railway superstructure to create products to solve these problems together with the railway track operators. Especially with economic growth and increasing wealth the need to transport goods and passengers on railways increases rapidly across the globe. To compensate these developments, railway lines are being upgraded to higher axle loads and the frequency of running trains is enhanced. At the same time, due to



population growth and the fact that railway lines often connect city-centers, areas next to railway lines are needed for housing or office buildings. Two main foci can therefore be lead, not excluding one another: ballast protection / the increase of the track stability and the mitigation of vibration. This article will first describe the benefits of ballast protection and an enhanced track stability with USP and continue with the possible vibration mitigation using USP, discussed on basis of recent measurements in Poland.

2. Maintenance as a hint for development

With the introduction of elasto-plastic materials for Under-Sleeper-Pads (USP) the superstructure is more even, and therefore the force excitation of passing trains can be reduced, even with higher axle loads. The track panel itself is "floating" in the track superstructure. Without USP, the forces generated alter the track bed quality quickly. Hollow areas below the sleepers and signs of wear on the wheel and rail surface, both of which arise over time, increase these processes as well as being a result of them. The system vibrates more and more, thereby also increasing emissions of vibration and noise. By tamping and adjusting, the superstructure must be returned into its original position. The timespan of this deterioration is largely dependent on the initial quality of the track superstructure [1]. The more worn a superstructure gets the more often a realignment has to take place. Next to this repositioning of the track, the wear of the ballast has to be checked and from time to time replaced, since worn ballast accelerates the

deterioration. The creation of the conditions necessary for a good, durable line that is as inherently stable as possible should therefore be the primary goal when installing new track. In this context, evenness and resilience are important starting points for a high-quality superstructure system. Through the defined arrangement of elastic elements the railway track edges nearer to achieving this goal.

3. Track quality and ballast protection

Having the feedback of railway operators, that removed unpadded concrete sleepers show only a small contact area to the ballast, and as its result the ballast wear is high, the arrangement of USP under the concrete sleepers prevents a hard impression directly on the ballast. The uppermost layer of ballast can bed into the padding material, increasing the contact area (from 2-5% without padding or EVA (Ethylen Vinyl Acetat) padding, up to 35% with elasto-plastic polyurethane (PUR) USP) and thereby also avoiding excessive ballast contact pressures. The enlarged ballast contact area and the more even bedding, lead to an increased stability of the ballast bed, less track settlement and reduced wear of significant track components. Investigations not only in Austria have proven these effects since 2001 [2]. With elasto-plastic material properties the USP gets integrated in the load distribution path of the track superstructure. The bending line of the rail is activated and therefore the loads can be distributed to a greater number of sleepers.

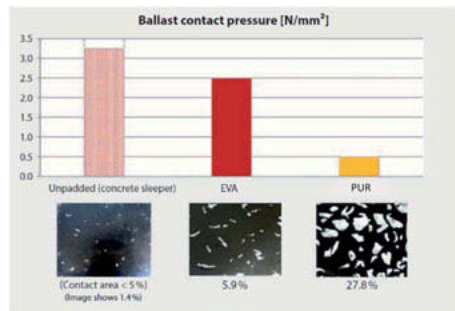


Fig. 1: Mean ballast contact pressures under the concrete block representing the sleeper. Comparison between a concrete sleeper without pads, with EVA pads and with PUR pads. The principal influence reducing the ballast contact pressure is the greater contact area.

If trying to increase the track stability one approach is to increase the lateral track resistance (LTR). Next to other positive effects the track can compensate higher longitudinal rail stresses resulting in a smaller lateral track movement mainly in curves. Especially when installing continuously welded track these lateral movements have to be considered. When installing welded track in curves the needed LTR of the track and therefore of the sleeper is appraised by the superstructure regulations, based on in track and laboratory measurements. If this value is not

to be reached with the sleeper itself additional measures have to be taken into account. Some of them like safety caps do not only have high acquisition and installation costs but do also need to be serviced and retightened from time to time especially after tamping. With the installation of elasto-plastic polyurethane USP there are no such problems. In addition to the contact area itself the material property allows the ballast to be embedded within the USP and a bigger construct is created consisting of USP and the top ballast layer and the sleeper can interlock with the ballast bed. With these possibilities to enlarge the contact area of the sleeper bottom to the ballast and the fact that 45-50% of the LTR is resulting in sleeper bottom friction with the ballast it is possible to increase the LTR up to 17% just with installing elasto-plastic USP and as a result using the interlocking of the ballast itself [3]. This interlocking effect in these high numbers can only be reached by the special Getzner polyurethane recipe. Other USP made of e.g. rubber granulate shows less effective behaviour [4].

Knowing a USP is not only specified by its static bedding modulus but especially by its elasto-plastic material behaviour Getzner Werkstoffe created the Elasto-Plastic Material Index (EPM-Index). It presents a single value by adapting a constant force for several hours to a USP-specimen resting on a geometric-base-plate (GBP). After relief of the pressure the recovery of the specimen is recorded. The material can thereby be specified by its time relevant (elastic) and a time independent (plastic) behaviour. The higher the EPM-Index the higher the plasticity and the contact area.

4. Vibration mitigation using Getzner USP

Next to the above described benefits of USP regarding ballast protection, track stability and life cycle costs the residents need protection from vibrations, causing secondary noise (Fig. 2). A railway line with an improved, long-term track bed behaviour due to USP emits less vibrations causing secondary noise and fewer vibrations thanks to the trains running more smoothly. In addition to this the use of elastic materials can significantly reduce emissions to the environment by making use of the physical principle of mass force compensation for vibration isolation. The effectiveness of elastic components in the railway superstructure is dependent on variables such as mass, stiffness and damping. A vibratory system is formed, the natural frequency of which is ideally much lower than the excitation frequency, based on the operating principle of a single/multi degree of freedom system. The materials Sylomer® and Sylodyn® have proven themselves as essential elastic components for the reduction of emissions. Depending on the requirements, these materials can be provided with a more or less pronounced damping property, especially for avoiding excessively high resonance peaks. With a dynamic

stiffness that can be accurately adjusted for any application, USP can be used to their desired potential for track vibration insulation. As a rule, the higher the dynamic efficiency of the chosen PUR, the better the vibration protection performance.

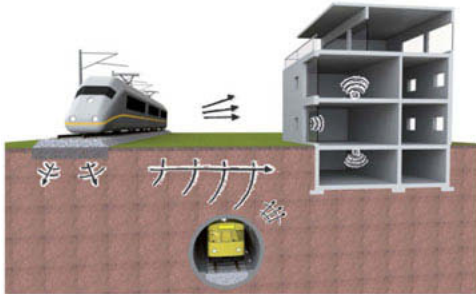


Fig. 2: Transmission of vibrations in the area around railway lines

5. Measured Insertion Loss

The vibration-reducing mode of elastic elements is quantified by the so-called Insertion Loss in accordance with the standard [5]. The Insertion Loss describes the relative effect of a mitigation measure compared with a reference situation. It e.g. shows how the 1/3-octave-band spectrum of structure-borne noise changes if USP are installed. As the elastic element influences the railway system as a whole, the frequency-dependent Insertion Loss may vary with other track superstructure properties, other subgrade properties and/or other vehicle fittings. Fig. 3 shows a series of measured Insertion Loss curves on different railway lines with various USP made from Polyurethane material.

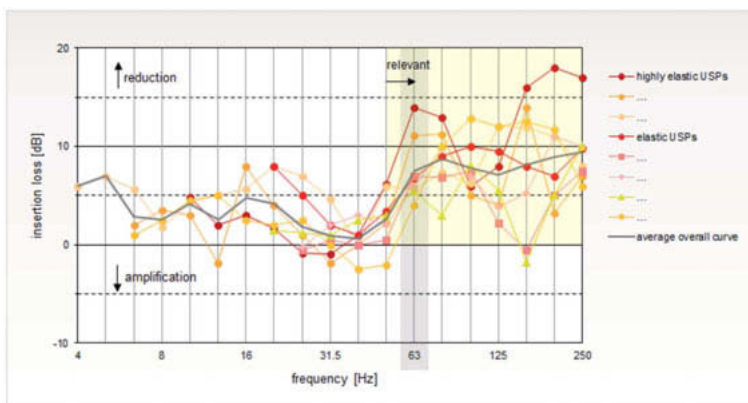


Fig. 3: Measured Insertion Loss with various Under-Sleeper-Pads

As can be seen from the measured Insertion Loss curves, the natural frequencies of the superstructures with USP generally lie between 30 - 40 Hz. In the range relevant for emitted structure-borne noise, above 50 Hz (secondary airborne noise constitutes the decisive criterion here) the insulation efficiency ranges between approx. 4-14 dB (63 Hz) across all types of USP. With regular elastic USP 4-7 dB are attainable values. Compared with this, there are the highly-elastic USP, which should be considered particularly in conjunction with structure-borne noise insulation. They demonstrate the potential of the technology in an exemplary manner: with a ballast superstructure optimised acoustically in this way, maximum damping efficiencies of 11-14 dB can be achieved (63 Hz)! Measurements prove the performance of these types of USP that significantly exceeded expectations. For ease of understanding: 10 dB already corresponds to an insulation rate (reduction) of 69%.

With frequencies below 50 Hz there is hardly any amplification (-1 to -3 dB), whilst below 25 Hz a further reduction of up to 2 - 8 dB is apparent. This is probably largely due to the better bedding of the sleepers in the ballast (fully embedded, no sleeper hollowness).

A lowered efficiency that vibration insulation theory leads us to expect occurs at 100-160 Hz (influence of soft rail pads). Nevertheless, it almost always remains a positive effect (reduction) without the feared amplification effect.

6. Options for Forecasting Mitigation Performance

The above findings from track measurements (Fig. 3) show the frequency-dependent effect of USP. One relatively simple option for mathematically forecasting such a vibration mitigation performance is the impedance model [5, 6, 7]. Originally designed for ballast mats, this model can in principle also be used for calculations involving USP. The Insertion Loss also indicates the ratio of the vibration velocity amplitudes in the ground, without elastic components, to the amplitudes in the ground with elastic components installed. In addition to the spring impedance of the elastic material, the terminating impedance of the subgrade is taken into account - with a softer subgrade in the frequency range > 125 Hz this can typically lead to a declining curve with a decreased effect in the 1/3-octave-band spectrum (Figure 4: Impedance Model - left-hand diagram). A possible reduction in the damping efficiency at 100-160 Hz with the existing of soft rail pads is not being shown. Similarly, the positive mode of operation frequently determined in the measurements for the frequency range < 25 Hz, due to the improved track bed using USP, could not be seen.

One possibility for better reflecting the behaviour measured in the track with a forecast model would be to use a "semi-empirical" approach. A model partly based on empirical values - using

multiple ranges, could more closely describe the reality (Fig. 4: 'Semi-Empirical' Approach - right-hand diagram → Range 1: Offset for improved track bed quality. Range 2: Analytical Model considering the alleviative influence of soft rail pads if present. Range 3: Optional declining curve taking in account e.g. the decreasing effect due to the influence of the subgrade). It must be noted that use of such an empirical approach may, under certain circumstances, require more in-situ measurements, in order to enable further accurate statements in future concerning the mode of USP operations with regard to vibration protection. This is intended merely to provide food for thought here, however it is highly probable that the accuracy of a forecast concerning USP could be improved by using empirical data.

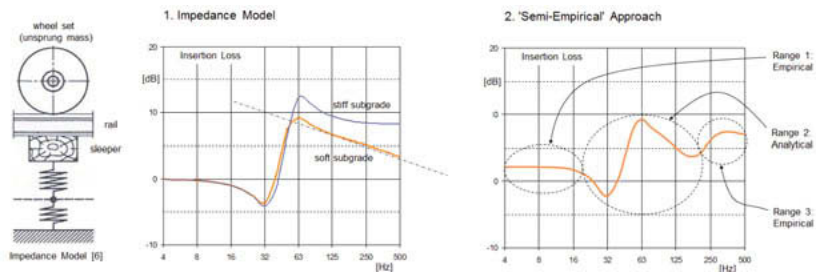


Fig. 4: Model approaches for forecasting the Insertion Loss of Under-Sleeper-Pads

To gain more knowledge about the system and to compare calculations to real track data measurements of the mitigation potential of Getzner's cost-effective USP type SLS1308G on the airport rail link in Cracow were performed by the Railway Institute at Wrocław University of Science and Technology.

7. Track measurements in Poland

Railway line no. 118 run by the Polish state rail operator PKP PLK connects Cracow central station to Cracow airport and was modernised in 2015. The tender text PB Uklad torowcy i podtorze demanded [8]: "To reduce negative influences on the surroundings (reduction of disruptive vibrations) pads should be used under the sleepers of new sections of track. These should represent a cost-effective alternative to under ballast mat solutions ... In addition to reducing vibrations emitted to the surrounding area the use of Under-Sleeper-Pads can also reduce dynamic forces". To accomplish these needs the USP SLS1308G was selected. It is only possible for padded sleepers to yield their full vibration-isolating effect in the track if the superstructure behaviour has been precisely calibrated to the application at hand. Although a



Fig. 5: EN77 approaching the test site

higher dynamic efficiency of the chosen polyurethane material (PU) also increases the vibration protection performance, correctly calculating the design of the entire system (including taking consideration of the rail vehicles used on the respective track section) is crucial. The elastically optimised airport track is predominantly served by type EN77

trains travelling at frequent intervals and at an average speed of 70 km/h.

To verify the effectiveness of the used USP a reference section without USP was as well installed within the newly laid track and measured accordingly.

As a first step, to obtain a representative picture, the vertical deflections of specific sleepers due to passing trains were measured. Predictable the unpadded section showed a very stiff behaviour; the measured vertical movement of the sleepers was only approximately 0.3 mm. In comparison, the track section with SLS1308G Under-Sleeper-Pads, showed a much more elastic behaviour. Vertical deflections of approximately 1.5 mm confirmed the mathematical prognosis. With these results a reduction of the propagation of disruptive vibrations of the USP track can be estimated.

With enhanced track elasticity the dynamic forces are, as described above, reduced and the ballast is protected. This improves the long-term quality of the railway superstructure.

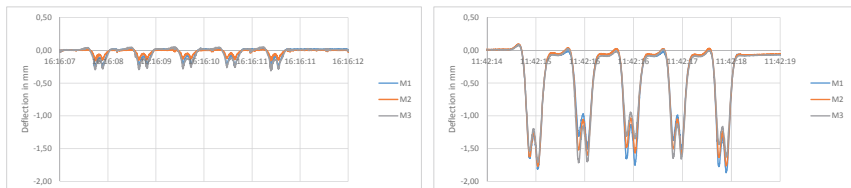


Fig. 6: Sleeper deflections without (left) and with Under-Sleeper-Pads (right)

The vibration measurements were performed with acceleration sensors on driven piles next to the track at three measurement points in the unpadded section and three in the padded section (distance from track centre 6-8 m, measurement point spacing in the track's longitudinal direc-

tion 25 m). A total of twelve passing trains were recorded dynamically at each point. Measurements were taken and evaluated in accordance to relevant standards that apply to elastic elements in the railway superstructure [9, 10].

The frequencies can be seen in the one-third octave band diagram (Fig. 7). The difference spectrum demonstrates the effectiveness of the USP through what is known as Insertion Loss. The Insertion Loss describes the relative effect of the mitigation measure compared with the reference situation [10]. It shows how the one-third octave band spectrum of structure-borne noise changes if type SLS1308G Under-Sleeper-Pads are installed, as in this case. Ideally, all other emission influences remain constant here e.g. the same vehicle, the same speed and identical rail roughness etc. are considered. As the elastic element influences the railway system as a whole, the frequency-dependent Insertion Loss may vary with other track superstructure properties, other subsoils and/or other vehicle types.

8. Vibration reduction of up to 74%

The Insertion Loss is shown in Fig. 7 as the difference between section 1 (without USP) and section 2 (with USP) expressed in decibels (dB). Positive dB-values represent a reduction in vibrations, due to the improvement of the track superstructure.

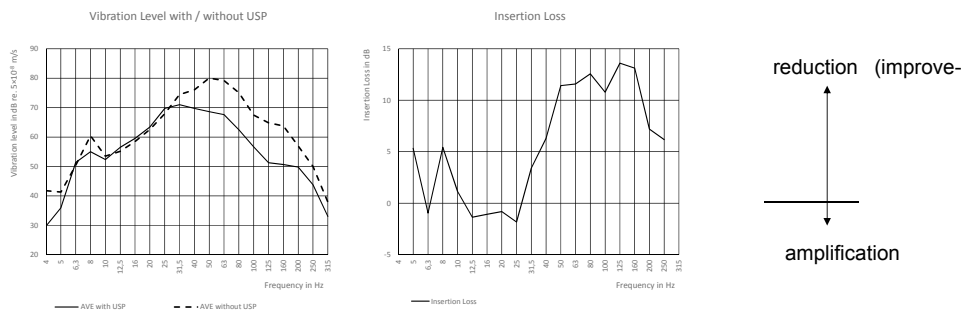


Fig. 7: Measured one-third octave band of the vibration velocities with and without SLS1308G Under-Sleeper-Pads (left), and associated Insertion Loss as a difference spectrum (right).

As can be seen from the measured Insertion Loss, the vibrations in the track with USP are reduced at frequencies above 31.5 Hz compared to the track without any additional elastic polyurethane elements. Frequencies from 40 Hz to 200 Hz are primarily responsible for secondary airborne noise in adjacent buildings.

To highlight some specific results: Vibrations between 50 Hz and 63 Hz yield a sound level of 80 dB without USP, while the level with USP is reduced to less than 69 dB at train speeds of 70 km/h. The dominant one-third octave band of passing trains can generally be found at approximately 63 Hz. The use of type SLS1308G Under-Sleeper-Pads results in an Insertion Loss of 11.6 dB which is equal to an average vibration reduction of 74%. In the natural frequency range only a very small resonance amplification can be seen.

These investigations, especially at the relevant frequency range of 63 Hz, demonstrate the fundamental suitability of USP in reducing vibrations and secondary airborne noise.

9. Backlink to Calculation

As a final step of the measurement information yield a backlink to the original calculations was made. Comparing the Insertion Loss, the in track measurements shows a better performance than the calculation prognosis in the relevant frequency's above 50 Hz. Next to others this is due to the first described protection of the ballast and track components through the USP and therefore a better track geometry which leads to a better bedding of the sleepers and as described to less destructive vibrations.

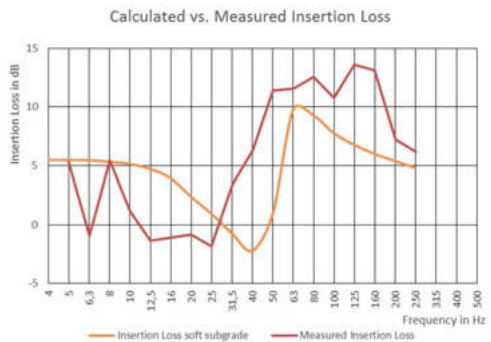


Fig. 8: Comparison of calculated and measured Insertion Loss

10. Summary and conclusions

Using highly elastic Polyurethane Under-Sleeper-Pads not only the track stability can be improved while life cycle costs are reduced but furthermore vibrations can be mitigated to a minimum.

This study showed the vibration-isolating effect of USP in ballasted track. The measurements were performed on the airport rail link in Cracow, Poland. The Insertion Loss shows that the use of SLS1308G elastic Under-Sleeper-Pads made from Sylomer® by Getzner Werkstoffe significantly reduces the transmission of vibrations. At a frequency of 63 Hz in the one-third octave band an average Insertion Loss of 11.6 dB was measured which is equal to a 74% reduction in vibrations. In addition to the described effect of vibration mitigation, the use of USP

also improves the long-term quality of the railway superstructure. The results are lower maintenance efforts and thus lower costs for the rail operator.

These findings should be sufficient to prove the fundamental suitability of USP for reducing vibrations and secondary airborne noise. However, selecting the correct system is vital.

- [1] Veit, P.; Marschnig, S.: Towards a more sustainable track. *Railway Gazette International*, pp. 42-44, January 2011
- [2] Schilder, R.: Schwellenbesohlungen. *Getzner Bahnfachtagung, Schwarzenberg / Vorarlberg*, pp. 26-33, Nov. 2007
- [3] Pospischil, F.: Längsverschweißtes Gleis im engen Bogen – Eine Betrachtung der Gleislagestabilität. *Schriftenreihe des Arbeitsbereichs Intelligente Verkehrssysteme der Universität Innsbruck*, Band 1, Innsbruck, 2015
- [4] Iliev D.: Die horizontale Gleislagestabilität des Schotteroberbaus mit konventionellen und elastisch besohlenen Schwellen. *Mitteilungen des Lehrstuhl und Prüfamts für Verkehrswegebau der technischen Universität München*, Heft 86, 2012
- [5] DIN V 45673-4 (2008-07): Mechanical vibration – Resilient elements used in railway tracks – Part 4: Analytical evaluation of Insertion Loss of mounted track systems
- [6] Müller, G.; Möser, M.: *Taschenbuch der Technischen Akustik*. 3. edition, 2003, p. 545
- [7] Wettschureck, R. G.; Kurze, U. J.: Einfügungsdämm-Maß von Unterschottermatten. *ACUSTICA*, 58, 1985, p. 177-182
- [8] Kwiatkowska, E.: Measurement results of vibration isolation performance, under-sleeper pads SLS1308G at Krakow Lobzow. *Wroclaw University of Science and Technology*, Report No. 126/2017
- [9] DIN 45669: Measurement of vibration immission, DIN 45672: Vibration measurement associated with railway traffic systems
- [10] DIN 45673-3: Mechanical vibration - Resilient elements used in railway tracks - Part 3: Experimental evaluation of Insertion Loss of mounted track systems

Schädigungsüberwachung in Tragwerken mittels Analyse der Wellenausbreitung

Eine Alternative für die klassischen Verfahren?

Prof. Dr.-Ing. **Yuri Petryna**, M.Sc. **Chun-Man Liao**,
Technische Universität Berlin, Berlin

Kurzfassung

In diesem Beitrag wurden Grundlagen der Ermittlung von Wellengeschwindigkeiten in Bauwerken anhand von ambienten Schwingungsmessungen erläutert. Die Eignung der Wellenausbreitung zur Detektion von Strukturänderungen oder Schäden wurde anhand von zwei realen Bauwerken illustriert.

1. Einleitung

Das Structural Health Monitoring (SHM), oder zu Deutsch Strukturüberwachung, bezieht sich traditionell auf dynamische Eigenschaften des Tragwerks wie Eigenfrequenzen und Schwingungsformen oder einige daraus abzuleitende Indikatoren [1]. Es ist allerdings gut bekannt, dass die globalen Eigenschaften wie Eigenfrequenz wenig empfindlich gegenüber lokalen Schäden sind und allein für die Schadensdetektion und -identifikation nicht ausreichen. In diesem Beitrag wird ein alternatives Verfahren beleuchtet, das auf dem Phänomen der Wellenausbreitung im Tragwerk basiert. Die Grundidee besteht darin, dass die Deformationswelle in ihrem Durchgang längs der Tragstruktur mit geschädigten lokalen Gliedern ihre Eigenschaften ändert und den Schaden messtechnisch erfassen lässt.

Ausbreitung der elastischen Wellen wird bereits ziemlich intensiv in der zerstörungsfreien Prüfung genutzt, beispielhaft in den Ultraschallmessungen, Schallemissionsanalysen usw. [2], naturgemäß auf lokale Bereiche eines Bauteils angewendet. Bezogen auf ein Gebäude würde eine solche Prüfung beispielsweise auf der Ebene einer einzelnen Stütze stattfinden können. Der Aufwand für alle Tragglieder im gesamten Bauwerk wäre nicht zu vertreten.

Auf der anderen Seite ist die Ausbreitung von elastischen Wellen im Boden eines der wichtigsten Werkzeuge der Geophysik. Seit einigen Jahren übertragen die Geophysiker diese Untersuchungsmethoden auf Gebäude und versuchen Schäden infolge von Erdbeben zu erfassen, siehe beispielsweise [3]. Dabei wird jedes Stockwerk des Bauwerks als eine homogene Bodenschicht betrachtet. Der Einfluss der Steifigkeitsverteilung innerhalb eines Stockwerks auf die Wellenausbreitung wird üblicherweise ignoriert, und nur der Steifigkeits-

änderung an den Stockwerksgrenzen, in Betracht gezogen. In diesem Beitrag wird die Wellenausbreitung in einem Gebäude und einer Fußgängerbrücke anhand von Schwingungsmessdaten analysiert und hinsichtlich ihrer Eignung für die Schadensdetektion in Tragwerken im Vergleich zu den Eigenfrequenzen und Schwingungsformen diskutiert.

2. Experimentelle und numerische Modalanalyse

Dynamische Antwort eines Tragwerks auf externe Anregung kann im Rahmen der Finite-Elemente-Methode mit folgendem System der gewöhnlichen Differentialgleichungen 2. Ordnung modelliert werden:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{V}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{V}} + \mathbf{K}\mathbf{V} = \mathbf{P}(t), \quad (1)$$

wo $\ddot{\mathbf{V}}, \dot{\mathbf{V}}, \mathbf{V}$ die Vektoren der Knotenbeschleunigungen, -geschwindigkeiten und Verschiebungen bezeichnen; und \mathbf{M}, \mathbf{C} und \mathbf{K} für die Massen-, Dämpfungs- und Steifigkeitsmatrizen stehen.

Fundamentale dynamische Eigenschaften der Tragstruktur - wie Eigenfrequenzen und Eigenschwingungsformen - werden entweder numerisch durch ein Eigenwertproblem zweier Matrizen \mathbf{K} und \mathbf{M}

$$(\mathbf{K} - \omega_i^2 \mathbf{M}) \boldsymbol{\phi}_i = \mathbf{0} \quad (2)$$

oder aus den Schwingungsmessungen mittels Methoden der experimentelle (EMA) oder Operativen Modalanalyse (OMA) ermittelt. Hierbei bezeichnen $\boldsymbol{\phi}_i$ den Vektor der i-er Schwingungsform und ω_i die dazugehörige Eigenkreisfrequenz. In diesem Beitrag werden die ambienten Schwingungsmessungen und die Software MACEC für die experimentelle Modalanalyse verwendet (<https://bwk.kuleuven.be/bwm/macec>). Da diese Aufgabe standardmäßig abläuft, wird auf eine detaillierte Beschreibung verzichtet.

3. Seismische Interferometrie und Wellenausbreitung

Alternativ zu (1) kann die Antwort des Systems (Boden bzw. Struktur) $V(t)$ als eine Transformation der äußeren Einwirkung $P(t)$ mittels einer Übertragungsfunktion $h(t)$, die von den Eigenschaften des Systems abhängig ist. Aus mathematischer Sicht ist diese äquivalent der Faltung zweier Funktionen $h(t)$ und $P(t)$:

$$V(t) = h(t) \cdot P(t). \quad (3)$$

Wenn $P(t)$ und $V(t)$ messbar sind, kann die Ermittlung der Übertragungsfunktion $h(t)$ als die Entfaltungsoption betrachtet werden. Für lineare Systeme entspricht die Faltung (3) im Frequenzbereich, d.h. für die Fourier-Koeffizienten $\hat{V}(\omega_i)$, einem Produkt zweier Vektorfunktionen aus Fourier-Koeffizienten $\hat{h}(\omega_i)$ und $\hat{P}(\omega_i)$:

$$\hat{V}(\omega_i) = \hat{h}(\omega_i) \cdot \hat{P}(\omega_i), \quad i = 0, \dots, N - 1, \quad (4)$$

wobei N die Länge der Messdatenreihe bezeichnet. Daraus wird ersichtlich, dass das Fourier-Spektrum der Übertragungsfunktion $h(t)$ aus (4) durch die Entfaltung direkt ermittelt werden kann:

$$\hat{h}(\omega_i) = \frac{\hat{V}(\omega_i)}{\hat{P}(\omega_i)}, \quad i = 0, \dots, N - 1. \quad (5)$$

Offensichtlich beschreiben $\hat{h}(\omega_i)$ und $h(t)$ die Nachgiebigkeit der Tragstruktur. Dieses Verfahren eignet sich gut für Impulsbelastungen auf Gebäude, beispielsweise infolge Erdbeben. Bei ambienten Schwingungen kann ein gemessenes Zeitsignal $f(t)$ an dem Referenzpunkt A_R als eine virtuelle Impulsbelastung und ein anderes gemessenes Signal $g(t)$ am Punkt A_i als die Strukturantwort auf diesen Impuls betrachtet werden. Die virtuelle Übertragungsfunktion $H(\omega_i)$ im Frequenzbereich kann in diesem Fall ähnlich zu (5) berechnet werden:

$$H(\omega_i) = \frac{G(\omega_i)}{F(\omega_i)}, \quad i = 0, \dots, N - 1, \quad (6)$$

wobei $G(\omega_i)$ und $F(\omega_i)$ die Fourier-Koeffizienten von $g(t)$ und $f(t)$ darstellen. Dieses Verfahren kann als Kreuzkorrelation zweier gemessener Signale von $f(t)$ und $g(t)$ betrachtet und als das Verfahren der seismischen Interferometrie bezeichnet werden. Offensichtlich hängt $H(\omega_i)$ allein von den Eigenschaften des Systems ab und kann deshalb den Zusammenhang zwischen einer beliebigen Einwirkung $F(\omega_i)$ und ihrer Auswirkung $G(\omega_i)$ abbilden. Steht die Übertragungsfunktion $H(\omega_i)$ aus den Schwingungsmessungen zur Verfügung, so kann damit die Wellenausbreitung im Bauwerk studiert werden. Dafür stehen verschiedene Verfahren zur Verfügung, denen eine Betrachtung des Gebäudes als Kontinuum mit homogenen Schichten (Stockwerken), ähnlich wie im Boden, gemein ist (vgl. Bild 1). In diesem Beitrag wird die normalisierte Input-Output-Methode (NIOM) nach [4, 5] verwendet. Dabei gehören die Fourier-Koeffizienten $F(\omega_i)$ bzw. $G(\omega_i)$ zu den Messsignalen von einem festen Referenzpunkt und einem variierten Messpunkt mit Abstand D dazwischen (Bild 1).

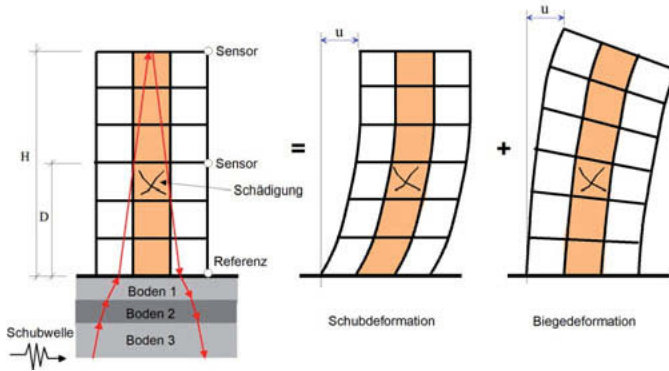


Bild 1: Ausbreitung der Deformationswelle in einem Gebäude

Normalisiert man das Referenzsignal bei $t=0$ zu Eins, verwendet die Methode der Langrange-Multiplikatoren und minimiert das Leistungsspektrum der Summe aus zwei Signalen, so liefert die NIOM-Methode [4, 5] eine vereinfachte Approximation der Fourier-Koeffizienten eines virtuellen Impulses am Referenzpunkt und der dazugehörigen Strukturantwort am aktuellen Punkt:

$$F(\omega_i) = N\Delta t \frac{\frac{1}{(1 + \frac{k_0}{c_0}\omega_i^2) + (c_0 + c_1|H(\omega_i)|^2)}}{\sum_{n=0}^{N-1} \frac{1}{(1 + \frac{k_0}{c_0}\omega_i^2) + (c_0 + c_1|H(\omega_i)|^2)}}, \quad (7)$$

$$G(\omega_i) = N\Delta t \frac{\frac{H(\omega_i)}{(1 + \frac{k_0}{c_0}\omega_i^2) + (c_0 + c_1|H(\omega_i)|^2)}}{\sum_{n=0}^{N-1} \frac{1}{(1 + \frac{k_0}{c_0}\omega_i^2) + (c_0 + c_1|H(\omega_i)|^2)}}, \quad (8)$$

wobei k_0 , c_0 , c_1 als Wichtungsfaktoren für die Steuerung der Einträge aus verschiedenen Frequenzbereichen zum Einsatz kommen.

Die entsprechenden Zeitsignale an zwei beliebigen räumlichen Punkten können mittels inverser Fourier-Transformation von $F(\omega_i)$ bzw. $G(\omega_i)$ gewonnen werden und dienen zum räumlichen und zeitlichen Aufbau des Wellenfeldes. Verfolgt man die Zeitverzögerung τ eines Impulses zwischen zwei Punkten in Abstand D voneinander (Bild 1), so kann die Wellengeschwindigkeit leicht ermittelt werden:

$$V_w = \frac{D}{\tau}. \quad (9)$$

Diese Analyse gibt allerdings keine Auskunft darüber, zu welcher Art die betrachtete Deformationswelle gehört. In einem geschichteten Boden wird üblicherweise die Ausbreitung der

Schubwelle untersucht (Bild 1). Geophysiker übertragen die gleiche Vorgehensweise auch auf Gebäude und verwenden dabei das schubweiche Balkenmodell nach Timoshenko als Referenz [3], obwohl die Steifigkeits- wie Massenverteilung innerhalb eines Stockwerks keineswegs homogen ist und ein Balkenmodell die Mischung aus Biege- und Schubdeformation bei üblichen Gebäuden nicht zwangsweise korrekt wiedergeben kann (Bild 1). Unabhängig von diesen Bedenken gilt, dass die Wellengeschwindigkeit in einer Tragstruktur proportional der Steifigkeit dieser Struktur sein soll, welcher Art auch immer die entsprechende Deformationswelle gehört. Daraus folgt, dass die Schädigung der Struktur, welche unter anderem die Steifigkeitsreduktion bewirkt, beeinflusst auch die Wellengeschwindigkeit. Dieser Effekt wird hier anhand von Messungen an zwei realen Bauwerken untersucht.

4. Anwendungsbeispiele

4.1. 14-stöckiges Gebäude

Das erste Objekt ist ein 14-stöckiges Gebäude in Bischkek (Kyrgyzstan), an dem ambiente Schwingungsmessungen in 2014 in Zusammenarbeit mit dem Geoforschungszentrum Potsdam durchgeführt worden sind. Das Tragwerk besteht aus einem Stahlbetonrahmen mit 4 x 4 Stützen, einem steifen Treppenhaus, einigen Betondiapragmen für horizontale Aussteifung und Ausfachungswänden aus Mauerwerk (Bild 2). Der Grundriss mit der Abmessung von ca. 20 m x 20 m ist nahezu doppelsymmetrisch, von der Lage des Treppenhauses abgesehen. Das Gebäude ist 47 m hoch und besitzt in dem Kellergeschoss und den ersten drei Stockwerken eine höhere Steifigkeit im Vergleich zu den restlichen 11 Stockwerken (Bild 2).

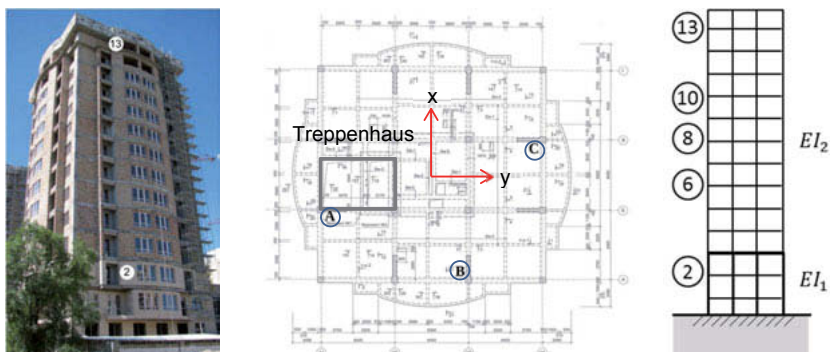


Bild 2: MIR-Gebäude in Bischkek

Ambiente Schwingungsmessungen wurden mit Hilfe von 40 handelsüblichen, energieautarken 3D-Geophonen durchgeführt, die je mit einem 24 Bit-Umwandler DSS-CUBE3 [XX] verbunden und durch ein GPS-Signal synchronisiert waren. Die Abtastrate betrug 400 Hz, die Messungsdauer ca. 10 Stunden über Nacht. In den Stockwerken 2 bis 13 wurden je 3 Sensoren (Position A, B und C in Bild 2) stationiert, ein Sensor wurde auf dem Boden außerhalb des Gebäudes platziert. Dabei steht Sensor A neben dem steifen Kern des Treppenhauses, während Sensoren B und C neben einer äußeren Stütze stehen.

Die experimentelle Modalanalyse wurde mittels MACEC-Software und der Methode der Frequency Domain Decomposition (FDD) durchgeführt. Ein Finite-Elemente-Modell lieferte angesichts der vielen unbekannten Werkstoff- wie Strukturparameter eine sehr gute Übereinstimmung mit der Messung für die ersten Eigenfrequenzen und Schwingungsformen (Bild 3). Wegen der Doppelsymmetrie besitzen die zwei Biegeschwingungsformen in x- und y-Richtung nahezu gleiche Frequenzen von 1.29 Hz und 1.39 Hz. Die dritte Schwingungsform entspricht einer Torsionsbewegung.

Für die Analyse der Wellenausbreitung wurden Schwingungsmessdaten im Frequenzbereich 0÷20 Hz verwendet (vgl. Bild 4, links). Als Referenzpunkt für die Entfaltungsanalyse der Messsignale wurde das Stockwerk 2 ausgewählt. Das Wellenfeld in x-Richtung ist exemplarisch für die Sensorposition A über die Höhe des Gebäudes in Bild 4, rechts dargestellt.

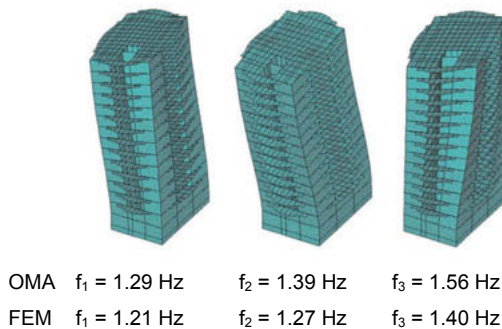


Bild 3: Schwingungsformen und Eigenfrequenzen des Gebäudes

Einige Ergebnisse der Untersuchungen sind in Tab. 1 und 2 zusammengefasst. Daraus lassen sich folgende Rückschlüsse hinsichtlich der Zielsetzung dieser Arbeit ziehen. Die gemessene Wellengeschwindigkeit in Tab. 1 ist immer eine über die Messstrecke (2-6, 2-8, 2-10, 2-12) gemittelte Geschwindigkeit. Die Unterschiede hinsichtlich der Messstrecke lassen

sich durch verschiedene Steifigkeiten des Gebäudes in den Geschossen 2,3 und 4-12 erklären (vgl. Bild 2). Daher wäre auch ein Steifigkeitssprung infolge einer substanziellen Schädigung in einem Stockwerk wahrscheinlich gut messbar.

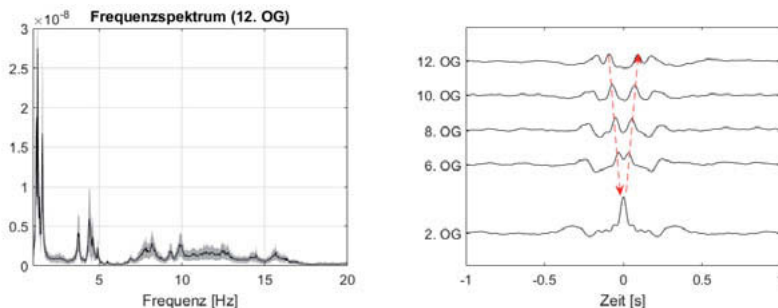


Bild 4: Frequenzspektrum (links) und Wellenfeld (rechts) des Gebäudes für Sensor-Position A (x-Richtung).

Tabelle 1: Ermittelte Wellengeschwindigkeit in x-Richtung

Referenzpunkt	Messpunkt	Wellengeschwindigkeit V_x [m/s]		
		Position A	Position B	Position C
2	6	391.10	377.14	-
2	8	368.37	360.00	360.00
2	10	377.14	346.22	346.22
2	12	361.64	347.36	334.17

Tabelle 2: Eigenfrequenzen und Wellengeschwindigkeiten in x- und y-Richtung

	Position A		Position B		Position C	
	x	y	x	y	x	y
f_1 [Hz]	1.29	1.39	1.29	1.39	1.29	1.39
V [m/s]	361.64	400.00	347.36	388.23	334.17	394.02

Die Unterschiede in der Wellengeschwindigkeit für verschiedene Sensorpositionen A, B und C lassen sich durch verschiedene lokale Steifigkeitsverhältnisse erklären. So, liegt der Sensor A neben einem Steifen Kern und zeigt dementsprechend die größte Geschwindigkeit. Umgekehrt gilt, die Sensorposition in einem Stockwerk beeinflusst die Ergebnisse der Wel-

lengeschwindigkeit und muss daher sorgfältig ausgewählt werden. Eine günstige Wahl kann die Sichtbarkeit eines Schadens in den Messdaten erhöhen bzw. vermindern.

Tab. 2 zeigt darüber hinaus, dass die mittlere Geschwindigkeit über (fast) die Gesamthöhe des Gebäudes die Steifigkeitsverhältnisse in x- und y-Richtung gut widerspiegelt, wenn man diese anhand von Eigenfrequenzen ermittelt. Dabei muss berücksichtigt werden, dass V linear und f quadratisch von der Steifigkeit abhängt.

4.2. Volksparksteg in Berlin

In dem folgenden Abschnitt wird eine mit Seilen abgespannte Fußgängerbrücke aus Stahl namens Volksparksteg (Bild 5). Die Brücke besteht aus zwei kastenartigen Längsträgern, verbunden mit Querbalken, auf beiden Seiten in Längsrichtung gelenkig gelagert und durch Seile zusätzlich unterstützt. Das statische System ist Bild 5 zu entnehmen.

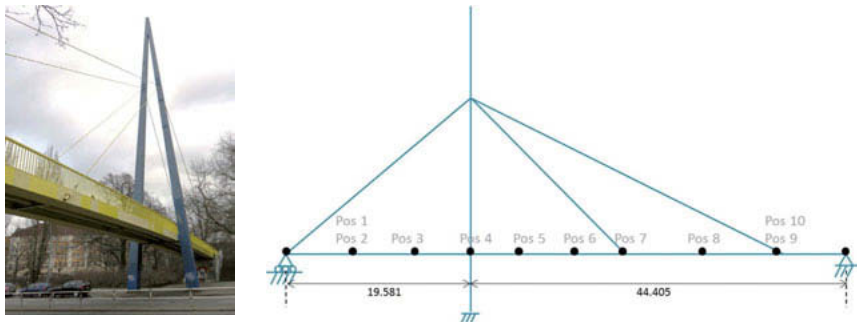


Bild 5: Volksparksteg in Berlin

Die ambienten Schwingungsmessungen wurden mit den gleichen 3D-Geophonen durchgeführt, wie oben beschrieben, allerdings mit der Abtastrate von 800 Hz. Die Positionen der Sensoren sind in Bild 5 eingezeichnet. Die Brücke ist schwingungsanfällig und zeigt empfindliche Amplituden schon bei Durchquerung von Einzelpersonen. Der Grund dafür ist die niedrigste Biegeeigenfrequenz von 2.15 Hz, die der typischen Anregungsfrequenz der Fußgänger um 2 Hz nahe liegt. Die ersten vier Biegeschwingungsformen und die dazugehörigen Frequenzen der Brücke, ermittelt aus ambienten Schwingungen, sind in Bild 6 dargestellt. Es ist auffällig, dass das linke und das rechte Feld eine schwache Verbindung haben. Wahrscheinlich spielt der steife Pylon die Rolle einer Art Einspannung für die beiden Felder. Nur wenn der Pylon sich biegt, wird auch die Biegung aus einem Feld in das andere übertragen, wie bei $f = 4,35$ Hz in Bild 6.

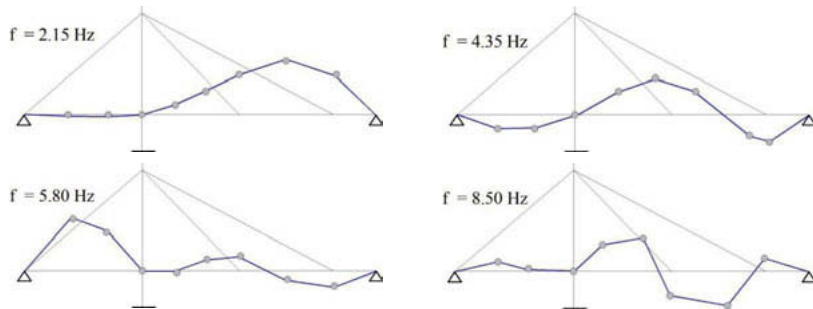


Bild 6: Eigenschwingungsformen und -frequenzen der Fußgängerbrücke

Die Brücke unterscheidet sich von einem Gebäude mit regelmäßigem Grundriss, wie im vergangenen Kapitel untersucht. Die Längsträger sind gelenkig gelagert und die Seile stellen zusätzliche elastische Lager dar, die ein Eigenleben im Sinne der Wellenausbreitung aufweisen können. Es ist also ein kompliziertes Wellenverhalten zu erwarten. Trotz dieser Herausforderungen wurde das Verfahren der seismischen Interferometrie auf die Ausbreitung der vertikalen Biegewelle in Längsrichtung angewendet. Da eine Schädigung der Brücke nicht vorliegt, wurde eine Zusatzmasse von 8 Personen an Position 8 punktuell eingesetzt, um eine Systemänderung (virtuellen Schaden) zu erhalten.

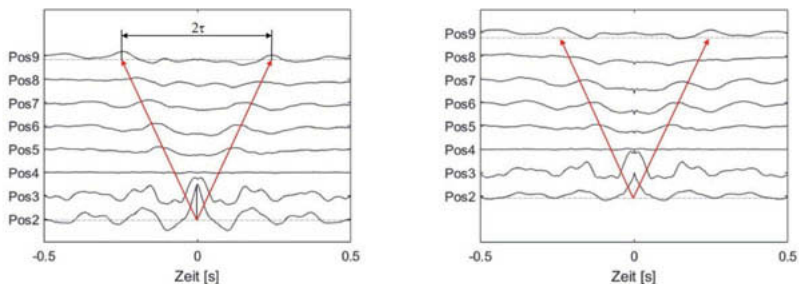


Bild 7: Wellenfelder der Fußgängerbrücke ohne (links) und mit Zusatzmasse (rechts)

Tabelle 3: Vergleich der Eigenfrequenzen und Wellengeschwindigkeiten der Brücke

	Ohne Zusatzmasse	Mit Zusatzmasse: 8 Pers. an Pos 8
V [m/s], (Pos. 2 - Pos. 9)	200.5	212.0
Eigenfrequenz f_1 , [Hz]	2.15	2.09

Die aus der seismischen Interferometrie gewonnenen Wellenfelder für die Brücke zwischen Pos. 2 und 9 mit und ohne Zusatzmasse sind in Bild 7 dargestellt. Es sind Ähnlichkeiten aber auch Unterschiede festzustellen. Tab. 3 liefert den quantitativen Beweis, dass die Systemänderung in Form einer Zusatzmasse die Wellenausbreitung beeinflusst. Allerdings steigt die Wellengeschwindigkeit mit der Zusatzmasse an (von 200 auf 212 m/s), während die Eigenfrequenz (von 2.15 Hz auf 2.09 Hz) wie erwartet absinkt. Die Gründe dafür müssen noch untersucht werden, weil die Arbeit an der Brücke erst vor kurzem begonnen wurde.

5. Schlussfolgerungen

Die erzielten Ergebnisse und die gewonnenen Erkenntnisse lassen darauf schließen, dass die ambienten Schwingungsmessungen für die Analyse der Wellenausbreitung in Tragwerken verwendet werden können. Die Wellenphänomenen im gesamten Tragwerk sind recht komplex, dafür zeigen sie eine gute Empfindlichkeit gegenüber der lokalen Strukturänderungen. Diese Eigenschaft kann für die Schadensdetektion genutzt werden.

Danksagung

Die Autoren bedanken sich recht herzlich bei dem Deutschen Akademischen Austauschdienst (DAAD) für die finanzielle Unterstützung der zweiten Autorin im Rahmen eines Promotionsstipendiums.

- [1] Doebling, S.W., Farrar, C.R., Prime, M.B., Shevitz, D.W.: Damage Identification and Health Monitoring of Structural and Mechanical Systems from Changes in Their Vibrational Characteristics: A literature Review. Technical Report LA-13070-MS. Los Alamos National Laboratory, 1996.
- [2] Rogge, M. D., Leckey, C.A.C.: Characterization of impact damage in composite laminates using guided wavefield imaging and local wavenumber domain analysis. *Ultrasonics*, 53, 2013, S. 1217–1226.
- [3] Todorovska, M. I., Trifunac, M.D.: Earthquake damage detection in the Imperial County Services Building III: Analysis of wave travel times via impulse response functions. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 28, 2008, S. 387–404.
- [4] Haddadi, H. R., Kawakami, H.: Modeling wave propagation by using normalized input–output minimization (NIOM) method for multiple linear systems. *Struct. Eng./Earthquake Eng.*, JSCE, 15(1), 1998, S. 29–39.
- [5] Kawakami, H., Oyunchimeg, M.: Wave propagation modeling analysis of earthquake records for buildings. *J. Asian Arch. and Building Eng.*, 3(1), 2004, S. 33–40.

Experimentelle Schadenslokalisierung auf Basis der H^∞ -Schätztheorie und State Projection Estimation Error

M.Sc. **Max Vollmering**, Prof. Dr.-Ing. **Armin Lenzen**,
Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Leipzig

Kurzfassung

Dieser Beitrag behandelt die neuentwickelte Schadenslokalisationsmethodik State Projection Estimation Error (SP2E) und diskutiert experimentelle Laborergebnisse. Ausgehend von der Stochastic Subspace Identification und der H^∞ -Schätztheorie wird die Anwendung schiefer Projektionen zur Verbesserung der Schadensidentifikationsergebnisse aufgezeigt. Die abschließend gezeigten Laborergebnisse bestätigen die Anwendbarkeit zur Lokalisation veränderter Steifigkeiten und Massen einer realen Laborstruktur nur auf Basis algebraischer und numerischer Methoden.

Abstract

The authors elaborate the recently proposed damage localization method state projection estimation error (SP2E) and discuss experimental laboratory results. Based on the stochastic subspace identification method and H^∞ estimation, the application of oblique projections to enhance damage identification results is shown. Finally, laboratory results are given, which confirm the method's applicability for the localization of altered stiffnesses and masses of a real laboratory structure based on algebraic and numerical methods only.

1 Einleitung

Der Lebenszyklus technischer Strukturen (Infrastrukturbauwerke, Wohn- und Geschäftsgebäude, technische Anlagen etc.) umfasst die Phasen Entwurf (Design), Konstruktion, Betrieb (Operation) und Rückbau (Demolition). Gemessen an den Gesamtkosten ist dabei die Betriebsphase der kostenintensivste Teil. In dieser können durch Beobachtungen und Messungen an den technischen Konstruktionen neue Informationen während der Nutzung erfasst werden, die eine zukunftsorientierte, Ressourcen und Kapital schonende, planbare Nutzung, Wartung und Unterhaltung unterstützen. Eine zentrale Anwendung der Zustandsidentifikation während der Nutzungsphase ist die Schadensfrüherkennung.

Messdaten werden klassisch infolge deterministischer Versuchslasten (z.B. Impuls, Sweep) aufgezeichnet. Da diese aufwendig und kostenintensiv sind, werden hier ambiante Erregungen (z.B. Wind, Verkehr, Wellen) genutzt. Diese sind i.d.R. nicht messbar, wodurch die Identifikation erschwert wird. Hier ist die H^∞ -Schätztheorie sehr vorteilhaft, da diese auch bei unbekannter Erregung angewendet werden kann.

Während die H^∞ -Theorie in der Regelungstechnik eingesetzt wird, ist diese in der System- und Schadenslokalisierung weitestgehend unbekannt. In diesem Beitrag wird die H^∞ -Schätztheorie aufbauend auf der Stochastic Subspace Identification (SSI) angewendet, um Zustandsraumsysteme für den Referenz- und den potentiell geschädigten Zustand zu bestimmen. Diese Systeme werden dann genutzt, um einen Differenzprozess zu definieren, welcher sensitiv gegenüber Strukturveränderungen ist. Zur Rauschunterdrückung wurde der Differenzprozess theoretisch weiterentwickelt, indem schiefe Projektionen von Zuständen eines definierten Strukturfehlersystems eingeführt werden. Dies führte zur Entwicklung der neu entwickelten Methodik State Projection Estimation Error (SP2E) [1][2][3][4], welche lediglich auf Strukturantwortmessdaten eines mechanischen Systems infolge ambianter Erregung basiert und kein analytisch-mechanisches Modell (z.B. FE-Modell) benötigt.

Zum Abschluss werden umfassende experimentelle Sensitivitätsstudien diskutiert, in denen die strukturellen Veränderungen einer Laborstruktur sukzessiv erhöht und die jeweiligen Messungen wiederholt wurden. So wurde in über 100 Laborversuchen die Anwendbarkeit von SP2E zur Lokalisation struktureller Veränderungen untersucht. Es zeigte sich, dass die Ergebnisse wiederholbar und plausibel sind, d.h. eine Vergrößerung der strukturellen Veränderung führt zu einer Erhöhung des definierten Indikators an der korrekten Position. Damit ist die entwickelte Methodik SP2E zielführend experimentell überprüft.

2 System- und Schadensidentifikation

2.1 Vergleich zweier struktureller Zustände

Zur Überwachung einer großen mechanischen Struktur (z.B. Brücke, Windenergieanlage) können Methoden des Structural Health Monitoring (SHM) angewendet werden. Dieses kann als ‘four-step statistical pattern recognition paradigm’ angesehen werden [5]. Zudem wurden Axiome hierfür definiert [6]. Ein zentrales Element hierfür ist die *Schadensidentifikation*.

Da strukturelle Veränderungen nicht direkt gemessen werden können, müssen gewonnene strukturelle Informationen verarbeitet werden, z.B. mit Methoden der *Signalverarbeitung*, *Sys-*

temidentifikation und *Schätztheorie* [6]. Weitverbreitet ist die Anwendung gemessener Beschleunigungsmessdaten (mehrkanaig). Daher definieren wir Vektor y mit p Elementen (respektive p Messkanäle).

Zur Schadensidentifikation werden zwei Zustände miteinander verglichen (Axiom II SHM):

1. Referenzzustand und
2. Potentiell geschädigter Zustand.

Im Folgenden werden Messdaten und daraus abgeleitete Modelle des jeweiligen Zustandes mit einem Index gekennzeichnet, beispielsweise Messdaten des Referenzzustandes y_1 .

2.2 Output-Only Identifikation

Klassisch werden Strukturen infolge deterministischer Versuchslasten (Sweeps, Impulse) untersucht. Da eine Anwendung dieser bei großen, weitgespannten Strukturen sehr aufwändig (oder unmöglich) ist, müssen stochastische Anregungen genutzt werden. Das *ambiente Rauschen* umfasst nicht messbare Erregungen, beispielsweise Wind, Verkehr, Wellen.

Ist nur die Strukturantwort bekannt, müssen Output-Only Identifikationsmethoden verwendet werden. Auf Basis stochastischer Annahmen, empfiehlt sich die *Stochastic Subspace Identification* (SSI) [7]. Weitverbreitet ist hier eine Unterscheidung in ‚Covariance-based‘ und ‚Data-driven‘ SSI. Im Ergebnis beider Ansätze wird ein Zustandsraumsystem H parametrisiert:

$$y(z) = H(z)n(z): \quad y_k = Cx_k + [0 \quad I]n_k, \quad x_{k+1} = Ax_k + [I \quad 0]n_k \quad \text{mit } n_k = \begin{bmatrix} w_k \\ v_k \end{bmatrix}.$$

Aus den Matrizen A und C können modale Daten ermittelt werden. Dies wird im Folgenden explizit nicht getan, da System $H(A, C)$ vorteilhaft zur Schätztheorie und darauf aufbauend zur Schadenslokalisation genutzt werden soll.

2.3 H^∞ -Schätztheorie: ‚Filtering Signals in additive Noise‘

Zentrales Element dieser Arbeit ist die Anwendung der Schätztheorie zur Schadensidentifikation. Da die Identifikation großer Strukturen unbekannte Erregungen voraussetzt, muss eine Methodik gewählt werden, welche möglichst unempfindlich gegenüber *Unsicherheiten der Strukturerrregung* ist. Hierfür eignet sich die H^∞ -Schätztheorie hervorragend.

Wir definieren ein geschätztes Signal \hat{y} , welches das (Beschleunigungs-)Signal von einem möglichen Rauschprozess trennt. Es folgt ein Schätzer K ,

$$\hat{y}(z) = K(z)y(z): \quad \hat{x}_{k+1} = A_p \hat{x}_k + K_p y_k, \quad \hat{y}_k = L \hat{x}_k, \quad A_p = A - K_p C$$

mit Schätzfehler e :

$$e(z) = T_{ey}(z)y(z): \quad e_k = -C\hat{x}_k + y_k, \quad \hat{x}_{k+1} = A_p\hat{x}_k + K_p y_k, \quad e_k = y_k - \hat{y}_k.$$

Hier wird die allgemeine Wichtungsmatrix L definiert. Zum Schätzen eines Signals in Rauschumgebung empfiehlt sich $L = C$.

Zentrales Element zur Schätzung kann die Bestimmung einer Gain K_p entsprechend eines gewählten Gütekriteriums sein. Dafür wird die H^∞ -Norm verwandt:

$$e(z) = T_{ey}(z)H(z)n(z) = T_{en}(z)n(z): \quad \|T_{en}\|_\infty = \sup_n \frac{\|e\|_2}{\|n\|_2} = \max_\omega \bar{\sigma}(T_{en}(e^{j\omega})) < \gamma.$$

Demnach wird die maximale Übertragung des Schätzfehlers durch γ begrenzt. Vorteilhaft kann dies durch den *maximalen Singulärwert* $\bar{\sigma}$ der Matrixübertragungsfunktion $T_{en}(z)$ untersucht werden.

Aus dem Gütekriterium können verschiedene Ansätze zur numerischen Bestimmung eines Schätzers K abgeleitet werden. Im Rahmen dieses Beitrages kann kein umfassender Überblick gegeben werden. Daher wird lediglich kurz ein Riccati-Gleichungs-Ansatz auf Basis *indefiniten quadratischer Schätzung* [8] gezeigt:

$$P = AP \left(I - \begin{bmatrix} L \\ C \end{bmatrix}^* \left(\begin{bmatrix} L \\ C \end{bmatrix} P \begin{bmatrix} L \\ C \end{bmatrix}^* + \begin{bmatrix} -\gamma^2 & 0 \\ 0 & I \end{bmatrix} \right)^{-1} \begin{bmatrix} L \\ C \end{bmatrix} P \right) A^* + Q.$$

Diese Gleichung wird vorteilhaft auf Basis eines Extended Symplectic Pencil (ESP) gelöst [9]. Zur Steigerung der Robustheit sollte dabei die Fehlerschranke γ minimiert werden. Hingegen führt $\gamma \rightarrow \infty$ zur Berechnung des Kalman Filters. Nach lösen obiger Gleichung berechnen wir die Gain mit

$$K_p = APC^*(CPC^* + I)^{-1}.$$

3 Schiefe Projektionen zur Schadenslokalisierung

Wie in Abschnitt 2.1 beschrieben werden Messdaten des *Referenzzustandes* (1) und des *potentiell geschädigten Zustandes* (2) als Basis zur Schadensidentifikation verwandt. Diese Auswertung führt entsprechend der oben beschriebener Methodik zu den Schätzern $T_{ey,1}$ und $T_{ey,2}$, welche aufgrund von Rauschprozessen wenig zur Schadenslokalisierung geeignet sind. Deshalb haben Lenzen und Vollmering [3][4] einen *Differenzprozess* zur Schadenslokalisierung definiert:

$$d = (T_{ey,1} - T_{ey,2})y_2.$$

Dieser Prozess kann mit einem Zustandsraummodell T_{dn} dargestellt werden:

$$d(z) = T_{dn}(z)n(z): \quad d_k = \begin{bmatrix} -C_1 & C_2 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x_{1,k} \\ x_{2,k} \\ x_{3,k} \end{bmatrix},$$

$$\begin{bmatrix} x_{1,k+1} \\ x_{2,k+1} \\ x_{3,k+1} \end{bmatrix} = \underbrace{\begin{bmatrix} A_{p,1} & 0 & K_{p,1}C_2 \\ 0 & A_{p,2} & K_{p,2}C_2 \\ 0 & 0 & A_2 \end{bmatrix}}_{A_d} \begin{bmatrix} x_{1,k} \\ x_{2,k} \\ x_{3,k} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 & K_{p,1} \\ 0 & K_{p,2} \\ I & 0 \end{bmatrix} n_k.$$

Zur Verbesserung der Schadensidentifikation wird die *State Projection Estimation Error* (SP2E) Methodik [3][4] verwendet. Diese von den Autoren entwickelte Technik definiert *schiefe Projektionen* um den Differenzprozess zu optimieren.

Zur Definition von Projektionen, definieren wir die Spektralzerlegung obiger Systemmatrix

$$A_d = \sum_{i=1}^3 X_i \Lambda_i \bar{X}_i.$$

Auf Basis von X werden dann Basen U, V zur Beschreibung von Räumen U, V definiert und zur Projektion eingesetzt:

$$P_V = \begin{bmatrix} 0 & V \end{bmatrix} \begin{bmatrix} U & V \end{bmatrix}^{-1} = X_3 \bar{X}_3 \quad \text{mit } U \cap V = 0 \quad \text{und } U = \text{span}(X_1, X_2), V = \text{span}(X_3).$$

Dies führt zu einem optimierten Differenzprozess d_V :

$$\text{Schadenslokalisierung:} \quad \bar{P}_{dV} = \text{diag}(\langle d_V, d_V \rangle), \quad d_V = \begin{bmatrix} -C_1 & C_2 & 0 \end{bmatrix} P_V \begin{bmatrix} x_{1,k} \\ x_{2,k} \\ x_{3,k} \end{bmatrix}.$$

Die *mittlere Prozessleistung* \bar{P}_{dV} des optimierten Differenzprozesses ist ein hervorragender Schadensindikator. Eine umfassende Darstellung der Methodik zeigen die Autoren in [3][4].

4 Reale Laborversuche

4.1 Die Struktur

Die aufgezeigte Schadenslokalisationsmethodik SP2E wurde einem Praxistest unterzogen. Hierzu werden die Ergebnisse einer realen Laborstruktur diskutiert (s. Bild 1). Die Struktur wurde als Kragarm (Länge $2,45\text{m}$) aus einem Stahlhohlprofil ($80 \times 40 \times 2,9\text{mm}$) gebaut. Diese Struktur wurde stochastisch angeregt (technisch realisiert mit lautem akustischem Rauschen) und die Strukturantwort wurde mit acht uniaxialen, äquidistant angeordneten (30cm) Beschleunigungssensoren aufgezeichnet ($p = 8$). Die Messsignale wurden analog tiefpassgefiltert und digitalisiert ($\Delta t = 10^{-3}\text{s}$).

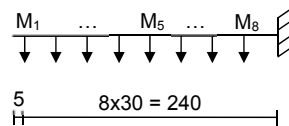
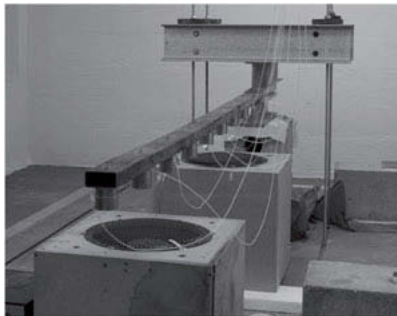


Bild 1: Laborstruktur

Da stochastische Größen genutzt werden, ist für eine zufriedenstellende statistische Grundgesamtheit eine *ausreichend lange Messdauer* notwendig. In den Versuchen zeigte sich eine Messdauer von 30min als angemessen. Die Messdaten wurden anschließend genutzt um mit der Methode nach Welch eine *spektrale Leistungsdichte* zu schätzen. Mittels inverser Fouriertransformation konnten so gemittelte Kovarianzmatrixfunktionen erzeugt werden. Diese wurden in der ‚Covariance based SS!‘ angewendet und zur Parametrisierung eines Zustandsraumsystems genutzt. Anschließend folgte, wie beschrieben, die Berechnung eines H^∞ -Schätzers. Dieses System repräsentiert jeweils einen strukturellen Zustand.

Die Versuche wurden für den Referenzzustand und für applizierte strukturelle Veränderungen wiederholt. So wurden Massen appliziert und Steifigkeiten reduziert, wie Bild 2 zeigt.

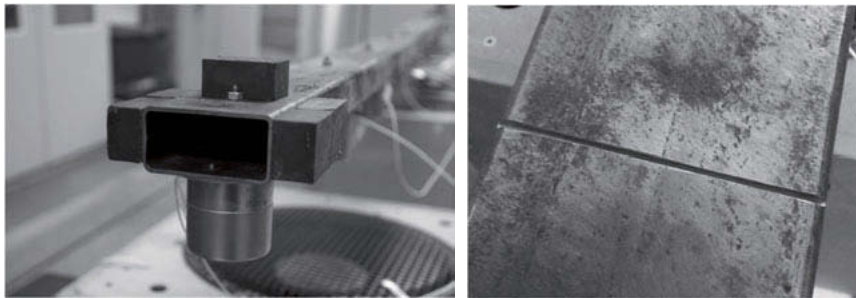


Bild 2: Strukturveränderung: 1kg an M₁ (li.) und Sägeschnitt zwischen M₅ und M₆ (re.)

4.2 Lokalisation Masseveränderung

Zunächst wurden Massen appliziert, welche mittels SP2E lokalisiert werden sollten. Dazu wurden umfangreiche experimentelle Sensitivitätsstudien durchgeführt: Es wurde sukzessive die Masse an den Messpunkten M₁, M₃, M₅ und M₇ erhöht (100g, 200g, 400g, 600g, 1.000g, 1.600g). Zudem wurden auch Messungen mit Masseerhöhungen zwischen Messpunkten durchgeführt und Messungen wiederholt. In der Gesamtheit wurden so *über 100 Messungen* vergleichend ausgewertet [3][4].

Es zeigte sich, dass 100g (ca. 0.5% der Strukturgesamtmasse) lokalisiert werden konnten. Dazu wird zunächst ein *Threshold-value* definiert ($\bar{P}_{dv} < 10^{-8} m^2/s^4$), beispielsweise über einen Abgleich zweier Messungen des Referenzzustandes. Ein Überschreiten dieses Wertes zeigt eindeutig eine Veränderung an (Bild 3).

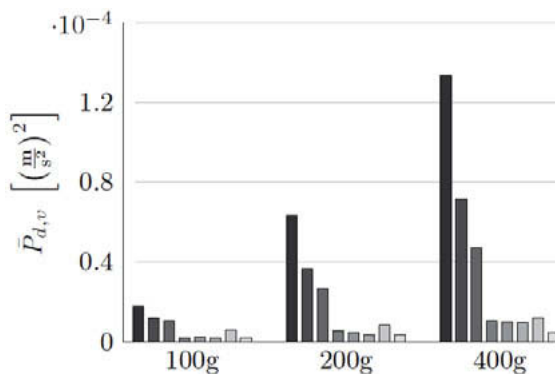


Bild 3: Lokalisation Masseveränderung an M₁

4.3 Lokalisation Steifigkeitsveränderung

In Anschluss an die reproduzierbaren Masseveränderungen der Struktur wurden sukzessiv vertiefte Sägeschnitte eingebracht (Bild 2). Auch hier wurde zunächst ein *Threshold-value* definiert (linkes Diagramm: $\bar{P}_{dV} < 10^{-9} \text{m}^2/\text{s}^4$). Ein Vertiefen des Sägeschnittes kann so zweifelnsfrei lokalisiert werden (Bild 4) und dieser führt folgerichtig zu einer Erhöhung des Schadensindikators \bar{P}_{dV} bei M_5 und M_6 .

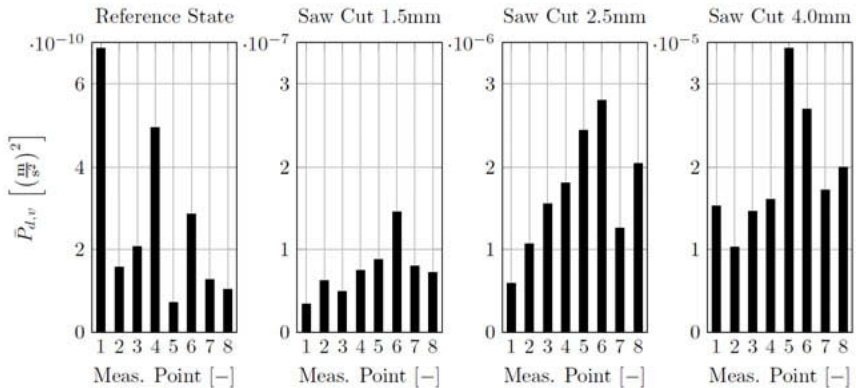


Bild 4: Lokalisation Sägeschnitt zwischen M_5 und M_6

5 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

Mit diesem Beitrag haben die Autoren die neuentwickelte Schadenslokalisationsmethodik *State Projection Estimation Error* (SP2E) beschrieben. Diese basiert auf der Stochastic Subspace Identification und der H^* -Schätztheorie. Auf Basis dessen wurden schiefe Projektionen genutzt um einen definierten Differenzprozess im Sinne der Schadenslokalisierung zu verbessern. Abschließend wurde ein kleiner Teil einer großen experimentellen Sensitivitätsstudie gezeigt. In dieser wurden in realen Laborversuchen zahlreiche strukturelle Zustände gemessen und zur Verifikation der Methodik SP2E genutzt. Es zeigte sich die gute Anwendbarkeit von SP2E zur Schadenslokalisierung. Für eine detailliertere Darstellung verweisen die Autoren auf die Veröffentlichungen [3] und [4].

Die Autoren möchten der DFG für die gute Zusammenarbeit und Unterstützung danken.

6 Ausblick

Auf Basis der sehr guten Forschungsergebnisse, soll die entwickelte Methode SP2E langfristig an großen Strukturen angewendet werden. Hierzu sind Großversuche an beispielsweise Brücken, Windenergieanlagen, etc. geplant. Die theoretischen und anwendungsorientierten Voraussetzungen hierzu werden im *Projekt der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) LE 1107/4-1* (Prof. Dr.-Ing. Armin Lenzen) an der Leipzig University of Applied Sciences geschaffen.

Ein wichtiges Element ist die theoretische und praktische Normalisierung von Umgebung- und Betriebseinflüssen (EOC), z.B. des Temperatureinflusses auf identifizierte Systemparameter. Hierzu wird ein Versuchsturm auf dem Dach des Nieperbaus (Leipzig University of Applied Sciences) gebaut (Bild 5). Dieser wird lediglich ambient angeregt und ist einer direkten Bewitterung ausgesetzt. Neben Beschleunigungen werden auch Umweltfaktoren, wie die Temperatur, gemessen. An der Versuchsstruktur können durch spezielle Konstruktionselemente Steifigkeiten und Massen reproduzierbar verändert werden. Dies ist die Basis zur weiteren Verifikation und Entwicklung der Schadenslokalisationsmethode SP2E.

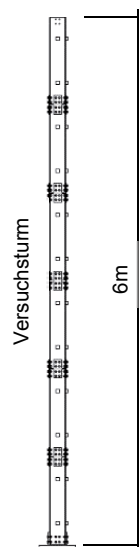


Bild 5: Versuchsstand auf Nieperbau, Leipzig

Referenzen

- [1] A. Lenzen, M. Vollmering. A new technique for damage localisation using estimates in krein spaces. Proceedings of the 6th International Operational Modal Analysis Conference, 2015.
- [2] A. Lenzen, M. Vollmering. Eine neue Methodik zur schwingungsbasierten Schadensidentifikation. 5. VDI Fachtagung Baudynamik, 2015.
- [3] A. Lenzen, M. Vollmering. An output-only damage identification method based on H-infinity theory and state projection estimation error (SP2E). Structural Control and Health Monitoring, Vol. 24, No. 11, 2017.
- [4] A. Lenzen, M. Vollmering. On Experimental Damage Localization by SP2E: Application of H-infinity Estimation and Oblique Projections. Mechanical Systems and Signal Processing, Vol. 104, S.648-662, 2018.
- [5] C.R. Farrar, S.W. Doebling, D.A. Nix. Vibration-based structural damage identification. Philosophical Transactions of the Royal Society of London A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences, Vol. 359, No. 1778, S. 131-149, 2001.
- [6] K. Worden, C.R. Farrar, G. Manson, G. Park. The fundamental axioms of structural health monitoring. Proceedings of the Royal Society of London A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences. Vol. 463, No. 2082, S. 1639-1664, 2007.
- [7] P. van Overschee, B. de Moor. Subspace Identification for Linear Systems: Theory, Implementation, Applications. Kluwer Academic Publishers, 1996.
- [8] B. Hassibi, A.H. Sayed, T. Kailath. Indefinite-Quadratic Estimation and Control: A Unified Approach to H2 and H-infinity Theories. Vol. 16. SIAM, 1999.
- [9] V. Ionescu, C. Oară, M. Weiss. Generalized Riccati Theory and Robust Control: A Popov Function Approach. Wiley, 1999.

Anwendung der Hilbert-Huang-Transformation in der Strukturüberwachung von Brücken

M.Sc. **Philipp Kähler**, Prof. Dr.-Ing. **Yuri Petryna**,
Technische Universität Berlin, Berlin

Kurzfassung

In dem Artikel wird die Anwendung der Hilbert-Huang-Transformation (HHT) für die Aufgaben der Strukturüberwachung gezeigt. Anhand von theoretischen Beispielen und Schwingungsmessungen an einer realen Fußgängerbrücke wurden die Vorteile und Herausforderungen der HHT erläutert. Es wurde gezeigt, dass die HHT die momentanen, amplitudenabhängigen modalen Eigenschaften des Tragwerks, wie Eigenfrequenz und Dämpfung, liefern kann. Diese sind deutlich empfindlicher gegenüber der Systemänderungen als die traditionell ermittelten Eigenschaften im Zuge der experimentellen Modalanalyse.

1. Einleitung

Strukturüberwachung an Bauwerken, insbesondere an Brücken, wird seit langem sowohl in der Forschung als auch in der Praxis intensiv vorangetrieben. Trotz der sichtlichen Erfolge in der Methodenentwicklung und eines enormen Fortschritts der Mess- und IT-Technologie sind Aufgaben der Strukturüberwachung in zwei Gruppen klassifizierbar. Die erste, kleinere Gruppe umfasst Aufgaben, die bereits heute in der Praxis zuverlässig und mit vertretbarem Aufwand bewältigt werden können. Beispielhaft sei die Ermittlung von Eigenfrequenzen und Schwingungsformen des Bauwerks im Rahmen von Operational Modal Analysis (OMA) erwähnt. Die andere, wesentlich größere Gruppe umfasst Aufgaben der Schadensdetektion, -Lokalisation, -Identifikation und -Vorhersage einerseits sowie die Aufklärung des Bauwerkszustandes einschließlich nichtlinearer Effekte in Bezug auf Dämpfung, Lagerbedingungen, usw. Die Hilbert-Huang-Transformation besitzt ein großes Potenzial für den Informationsgewinn über die strukturelle mechanischen Zustandsgrößen aus üblichen Schwingungsmessungen. Damit können neue, praxisorientierte Aufgaben der Strukturüberwachung zuverlässig und kosteneffizient bewältigt werden.

In diesem Beitrag wird die Anwendung der Hilbert-Huang-Transformation auf die Strukturüberwachung einer Fußgängerbrücke in Berlin exemplarisch demonstriert. Die Messdaten wurden in einem eintägigen Messeinsatz mittels zehn handelsüblicher 3D-Geophone gewonnen. Zunächst wurde die experimentelle Modalanalyse durchgeführt. Die identifizierten

Schwingungsformen und Frequenzen liefern erste wichtige Erkenntnisse über das Verhalten der Brücke.

Das Konzept der Strukturüberwachung enthält in der Regel eine Kurzzeit- und eine Langzeitkomponente. Das Ausschwingverhalten der Brücke, zum Beispiel nach einer Impulsbelastung, wird genutzt, um wichtige Detailinformationen über die Brückenparameter zu gewinnen. So ermöglicht die Hilbert-Transformation in Verbindung mit der s.g. „*Empirical Mode Decomposition*“ (EMD) die Identifikation der momentanen Eigenfrequenzen, Schwingungsphasen und Dämpfungsgrade für individuelle Schwingungsformen und ihrer nichtlinearen Veränderung in Abhängigkeit der Schwingamplitude und der Zeit. Diese Parameter sind nachweislich wesentlich empfindlicher gegenüber lokalen Systemveränderungen als die globalen Formen und Frequenzen. Die Überwachung der gleichen Kurzzeit-Parameter lässt für regelmäßige Zeitintervalle (Stunden, Tage, Wochen und Monate) ein Langzeit-Monitoring konzipieren, das mit wenigen Sensoren eine zuverlässige Aussage über den aktuellen Zustand und seine Veränderungen liefern kann.

2. Hilbert-Huang-Transformation (HHT)

Die Hilbert-Huang-Transformation bietet die Möglichkeit nichtlineare und nichtstationäre Signale mit mehreren spektralen Komponenten zu analysieren, sie in Teilsignale mit nur einer spektralen Komponente zu zerlegen und deren momentane, zeitabhängige Frequenzen zu ermitteln. Dabei besteht die Methode aus zwei voneinander getrennt erstellten Verfahren, welche an dieser Stelle einzeln betrachtet werden sollen.

2.1. Hilbert-Transformation (HT)

Die reine Hilbert-Transformation ist ähnlich wie die Laplace- oder Fourier-Transformation eine lineare, integrale Umwandlung von Zahlenreihen und geht zurück auf den deutschen Mathematiker David Hilbert. Die nachfolgende Darstellung folgt im Wesentlichen der Publikation [1], die Umsetzung der Auswertungsalgorithmen wurde in Matlab [4] vorgenommen. So wird die Hilbert-Transformation H der Zahlenreihe $x(t)$ durch die in (1) dargestellte Formel beschrieben.

$$H(x(t)) = \frac{1}{\pi} \cdot \int_{-\infty}^{\infty} \frac{x(\tau)}{t - \tau} d\tau \quad (1)$$

Dieses Integral ist lösbar, wenn der Cauchy'sche Hauptwert existiert.

Eine der wichtigsten Folgen der HT ist, dass sie die Phase des Originalsignals um $\frac{\pi}{2}$ verschiebt bei gleich bleibender Amplitude. Dieser Umstand wird in der analytischen Signaltheo-

rie verwendet, um aus gemessenen realen Signalen besondere, komplexe Zahlenfolgen, s.g. analytische Signale zu konstruieren. Der Realteil des analytischen Signals $a(t)$ in (2) besteht demnach aus dem originalen Signal $x(t)$ und der Imaginärteil aus der Hilbert-Transformierten $H(x(t))$. Dieses analytische Signal besitzt besondere Eigenschaften, was sowohl große Anwendung in der Erstellung von Signalfiltern, als auch in der Auswertung von Messsignalen findet.

$$a(t) = x(t) + i \cdot H(x(t)) \quad (2)$$

Es ist im Umkehrschluss festzuhalten, dass jedes Signal, welches eine Hilbert-Transformation besitzt, nur ein Teil eines analytischen Signals ist. Die Bedeutung dessen und das Ergebnis der HT werden im Folgenden anhand eines einfachen Beispiels erläutert. Betrachtet wird das in (3) gegebene, künstlich erzeugte Signal.

$$x(t) = \begin{cases} 2 \cdot e^{(-0,47 \cdot t)} \cdot \sin(2\pi f_1 t) & 0 \leq t \leq 4, f_1 = 10\text{Hz} \\ 0,72 \cdot e^{(-0,97 \cdot t)} \cdot \sin(2\pi f_2 t) & 4 \leq t \leq 8, f_2 = 10,3\text{Hz} \end{cases} \quad (3)$$

Es handelt sich um ein abklingendes Signal, welches bei $t = 4\text{s}$ einen weiteren Impuls erhält und dabei die Frequenz von $f_1 = 10\text{Hz}$ auf $f_2 = 10,3\text{Hz}$ ändert. Wird nun die HT auf das Signal angewendet und das analytische Signal erstellt, so ergibt sich der in Bild 1 zu sehende Verlauf.

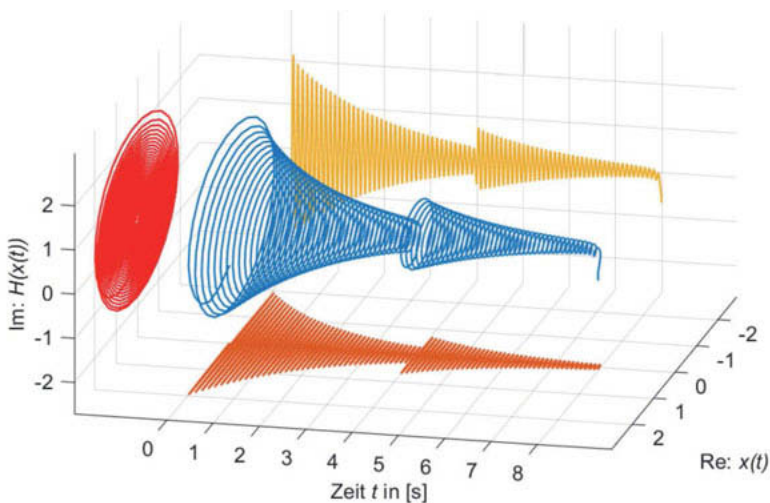


Bild 1: Analytisches Signal $a(t) = x(t) + i \cdot H(x(t))$

Aufgrund dessen, dass die HT eine Phasenverschiebung hervorruft, hängt der Imaginärteil von $a(t)$ dem Realteil hinterher. Dies führt bei einem Ausschwingversuch zu einer abklingenden Spirale über die Zeit. Das analytische Signal besitzt demnach zu jedem Zeitpunkt t eine Information über die aktuelle Amplitude und Phase. Deutlicher wird dies, wenn $a(t)$ in der Real-Imaginärteil-Ebene geplottet wird (vgl. Bild 2).

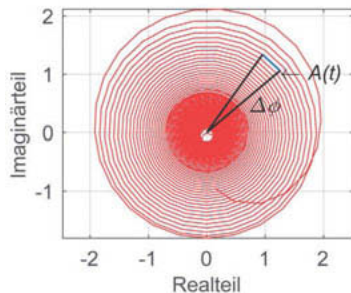


Bild 2: Analytisches Signal in der Real-Imaginärteil Ebene

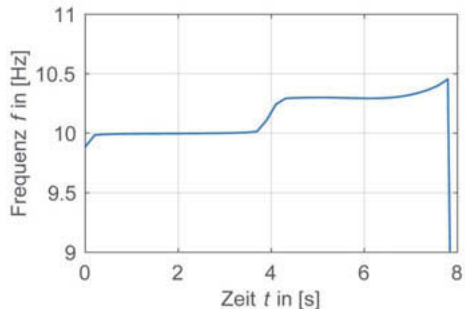


Bild 3: Momentane Frequenzen des analytischen Signals

Jede komplexe Zahl lässt sich über die Amplitude und den Phasenwinkel beschreiben. Werden nun zwei benachbarte, diskrete Zeitpunkte betrachtet, so kann die Änderung des Phasenwinkels bezogen auf die verstrichene Zeit als momentane Winkelgeschwindigkeit ω_{mom} aufgefasst werden:

$$\omega_{\text{mom}} = \frac{\Delta\phi}{\Delta t} \quad (4)$$

Auf diese Art und Weise kann die momentane Frequenz zu $f_{\text{mom}} = \frac{\omega_{\text{mom}}}{2\pi}$ ermittelt werden. In Bild 3 ist das Ergebnis der Untersuchung dargestellt. Es fällt auf, dass bei $t = 4\text{s}$ der Sprung im Frequenzverlauf deutlich sichtbar ist. Dies wäre mit der einfachen *Fast Fourier Transform (FFT)* nicht möglich gewesen, da diese nur für die Auswertung stationärer Prozesse geeignet ist und somit einen Mittelwert der Frequenzen über die Zeit bildet. Weiterhin ist die Auflösung im Zeitbereich identisch mit der Abtastzeit Δt , was ein großer Vorteil gegenüber der *Short-time Fourier Transform (STFT)* ist.

Zu beachten sind jedoch die Randbereiche. In allen drei Bildern ist zu sehen, dass die HT an den Rändern das Originalsignal nicht gut umwandeln kann. Diese Ränder sollten deshalb in der weiteren Analyse der Daten eliminiert werden.

2.2. Empirische Zerlegung der Zeitsignale (EMD)

Das zweite Verfahren, aus dem die HHT besteht, ist die *Empirical Mode Decomposition* (EMD), welche von dem chinesischen Forscher Dr. Norden E. Huang entwickelt wurde. Es dient der Zerlegung eines Signals im Zeitbereich.

Im Allgemeinen bestehen die gemessenen Signale aus mehreren Teilsignalen verschiedener Frequenzen. Würde die HT auf ein solches Signal $x(t)$ angewendet werden, so ergibt sich in dem Frequenzplot über die Zeit nur ein oszillierender Graph zwischen allen vorhandenen Frequenzkomponenten. Aus diesem Grund muss das ursprüngliche Signal in seine einzelnen Komponenten zerlegt werden, sodass mehrere Teilsignale entstehen, welche nur eine Frequenz besitzen und deren Summe wieder das ursprüngliche Signal ergibt. Diese Teilsignale $y_j(t)$ werden Intrinsic Mode Functions (IMF) genannt und lassen sich auf folgende Art und Weise ermitteln.

1. Finden der lokalen Extrema von $x(t)$
2. Erzeugen von einer umhüllenden Kurve durch die lokalen Maxima $e_+(t)$ und einer umhüllenden Kurve durch die lokalen Minima $e_-(t)$ mit Hilfe von kubischen Splines
3. Berechnen des lokalen Mittelwertes $m(t) = \frac{e_+(t) + e_-(t)}{2}$
4. Bestimmen einer vorläufigen IMF durch $z_i(t) = x(t) - m(t)$
5. Prüfen, ob $z_i(t)$ eine stabile IMF ist. Ggf. erneute Iteration der Schritte 1-5.
6. Wenn stabile IMF gefunden, setze $y_j(t) = z_i(t)$

Wurde die erste IMF $y_1(t)$ extrahiert, wird diese von dem ursprünglichen Signal abgezogen und der Rest als neues Ausgangssignal betrachtet. Dieser Prozess wird so lange wiederholt, bis das Signal keine weitere IMF besitzt bzw. bis eine festgesetzte Maximalanzahl an zu extrahierenden IMFs erreicht ist.

Um die Wirkungsweise der EMD zu verdeutlichen wird ein neues Beispielsignal erstellt, welches mehrere Frequenzanteile besitzt:

$$\begin{aligned}
 x(t) &= x_1(t) + x_2(t) + x_3(t) \\
 x_1(t) &= 7 \cdot e^{(-2\pi f_1 \xi_1 t)} \cdot \sin(2\pi f_1 t) & f_1 &= 10\text{Hz}, \xi_1 = 0,55 [\%] \\
 x_2(t) &= 7 \cdot e^{(-2\pi f_2 \xi_2 t)} \cdot \sin(2\pi f_2 t) & f_2 &= 4\text{Hz}, \xi_2 = -0,09375t + 1,5 [\%] \\
 x_3(t) &= 7 \cdot e^{(-2\pi f_3 \xi_3 t)} \cdot \sin(2\pi f_3 t) & f_3 &= 20\text{Hz}, \xi_3 = 0,3 [\%]
 \end{aligned} \quad (5)$$

Dabei soll das Teilsignal $x_2(t)$ eine linear veränderliche Dämpfung über die Zeit aufweisen.

Wird die EMD auf das Signal $x(t)$ angewendet, so ergibt sich das in Bild 4 zu sehende Ergebnis. Zunächst wird die IMF₁ erzeugt. Aus dem Rest: $\text{Res}_1(t) = x(t) - \text{IMF}_1(t)$ wird im Anschluss die IMF₂ bestimmt und der neue Rest ergibt sich aus $\text{Res}_2(t) = \text{Res}_1(t) - \text{IMF}_2(t)$.

Dies wird so lange weitergeführt, bis aus dem Residuum nach IMF_3 keine weitere IMF extrahiert werden kann. Bei dem Prozess der EMD werden die Signale mit der höchsten Frequenz immer zuerst aus dem Originalsignal entfernt. Deshalb entspricht die IMF_1 dem Teilsignal $x_3(t)$, welches die größte Eigenfrequenz aufweist.

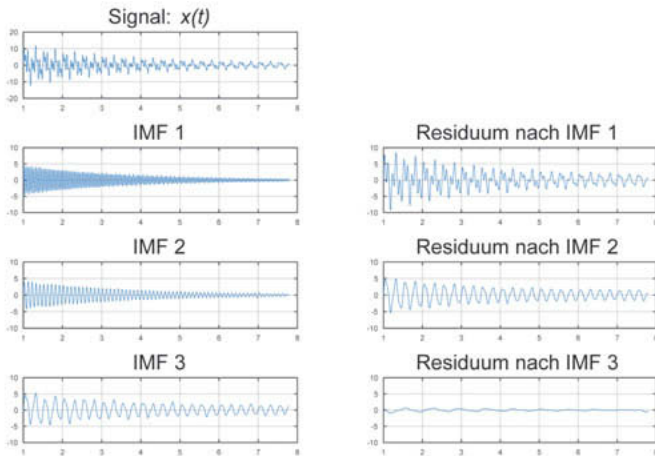


Bild 4: EMD des in (5) beschriebenen Signals

Der Algorithmus der EMD ist zwar leicht zu verstehen, birgt aber einige nicht offensichtliche Schwierigkeiten. So sind geeignete Stopkriterien zu definieren, die sowohl die Iteration zur Findung einer IMF unterbrechen, als auch die Anzahl der zu extrahierenden IMFs beschränken. Des Weiteren existieren Randprobleme bei der Erzeugung der Umhüllungsfunktionen durch die kubischen Splines, welche sich schnell in den mittleren Bereich des Signals fortsetzen. Außerdem tritt bei Signalen, welche für das Bauingenieurwesen relevant sind, das s.g. Mode-Mixing auf, was unter allen Umständen vermieden werden muss.

3. Zustandsindikatoren für die Strukturüberwachung

Werden die genannten Probleme erkannt und gelöst, so lassen sich zwei maßgebliche Zustandsindikatoren eines dynamischen Systems bestimmen. Zunächst kann wie bereits gezeigt die HT auf die einzelnen IMFs angewendet werden, wodurch die zeitlichen Verläufe der Frequenzen dargestellt werden können, um etwaige Veränderungen in dem Frequenzverlauf festzustellen. Somit wäre ein erster Indikator für die Strukturüberwachung die Eigenfrequenz. Wie zu erkennen ist, sind die Frequenzen aller drei Teilsignale in dem Beispiel richtig identi-

fiziert worden (Bild 5). Da die Eigenfrequenzen jedoch sehr spät auf Systemänderungen reagieren, muss ein zweiter wichtiger Zustandsindikator aus den IMFs abgeleitet werden.

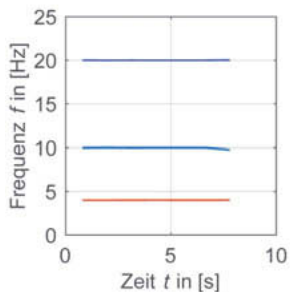


Bild 5: Momentane Frequenzen der IMFs

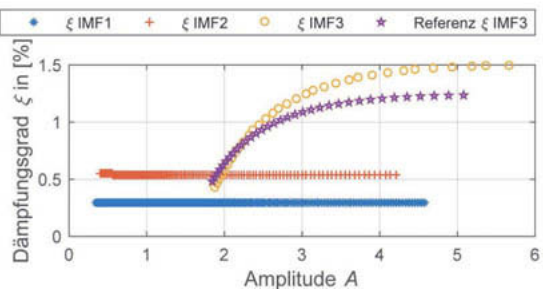


Bild 6: Dämpfungsgrade der einzelnen IMFs

Dieser zweite Zustandsindikator ist die modale Dämpfung. Werden mit der EMD Messsignale ausgewertet, die einem Ausschwingen der Struktur entsprechen, so zeigen die entstehenden IMFs das Ausschwingen der Struktur in der entsprechenden Frequenz. Bei diesen Frequenzen handelt es sich um die Eigenfrequenzen der Struktur, welche bei dem Ausschwingversuch angeregt wurden. Durch die Berechnung des logarithmischen Dekrements kann im Anschluss für jede IMF ein amplitudenabhängiger Dämpfungsgrad ermittelt werden, was der modalen Dämpfung des Systems in der entsprechenden Eigenform entspricht. In Bild 6 sind die identifizierten Dämpfungsgrade aus dem Signal (5) gezeigt. Es ist zu sehen, dass die konstanten Dämpfungsgrade sehr gut erkannt worden sind. Lediglich bei dem über die Zeit veränderlichen Dämpfungsgrad, kommt es zu kleineren Abweichungen. Dies liegt sowohl maßgeblich an der Genauigkeit der extrahierten IMF als auch an der gewählten Kurvenanpassung durch die Amplituden, um das logarithmische Dekrement zu bestimmen.

4. Anwendungsbeispiel: Volksparksteg in Berlin

In dem folgenden Abschnitt wird die HHT auf ein reales Bauwerk angewendet. Dabei handelt es sich um eine mit Seilen abgespannte Fußgängerbrücke aus Stahl (Bildern 7, 8). Die Brücke besteht aus zwei kastenartigen Längsträgern, verbunden mit Querbalken, auf beiden Seiten in Längsrichtung gelenkig gelagert und durch Seile zusätzlich unterstützt.



Bild 7: Volksparksteg

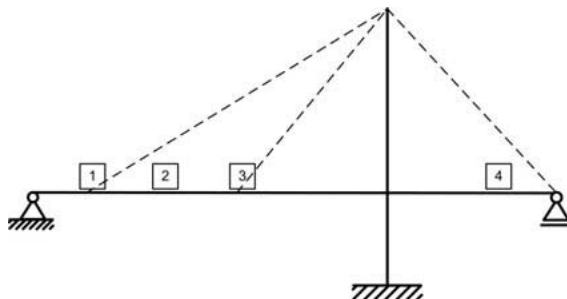


Bild 8: Statisches System der Brücke

Es wurden an einem eintägigen Messeinsatz mehrere Belastungsszenarien (Impulsanregung durch Springen, Resonanzanregung und ambiente Anregung) realisiert und die Messdaten mit zehn handelsüblichen 3D-Geophonen gewonnen. Als eine Systemänderung wurde eine punktuelle Zugabe von Masse durch Ansammlung von 20 Personen realisiert.

Zunächst wurden durch übliche Verfahren der experimentellen Modalanalyse die Eigenfrequenzen und Eigenformen als Referenzlösung ermittelt (Bilden 9, 10). Für die weitere Auswertung sollen nun vor allem die Ausschwingversuche im Fokus stehen, da sich daraus die modale Dämpfung am besten ermitteln lässt. Dafür wurden auf die Brücke Impulslasten zu mehreren Zeitpunkten im großen Feld an den Orten 1, 2 und 3 aufgebracht (siehe Bild 8).

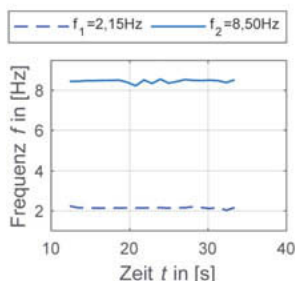
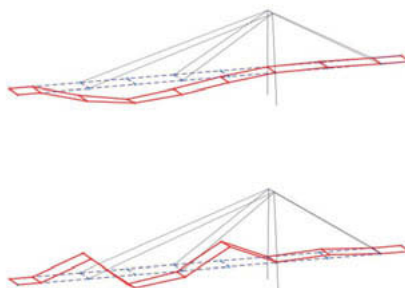


Bild 9: Momentane Frequenzen nach Impulslasten im großen Feld

Bild 10: Erste und Dritte Biegeeigenform im großen Feld bei $f_1 = 2,15\text{Hz}$ und $f_2 = 8,50\text{Hz}$

Für alle Messorte im großen Feld ergeben sich dann durch die HHT Frequenzplots ähnlich zu dem in Bild 9. Es ist ersichtlich, dass durch die Impulslast nur zwei Eigenfrequenzen der Brücke angeregt wurden ($f_1 = 2,15\text{Hz}$, $f_2 = 8,50\text{Hz}$). Wie zu sehen ist, handelt es sich dabei um die erste und die dritte Biegeeigenform des großen Feldes. Auffällig ist, dass sich das kleine Feld rechts quasi nicht mitbewegt. Eine Schlussfolgerung dessen ist, dass sich beide Felder kaum gegenseitig beeinflussen.

Von den beiden extrahierten IMFs können nun die Dämpfungsgrade ermittelt werden, solange es sich bei den Messsignalen um Ausschwingversuche handelt. Da durch die Impulsbelastung jedoch vor allem die erste Biegeeigenform angeregt wurde, werden nur die Ergebnisse der Dämpfung für die erste Biegung im großen Feld betrachtet. Die Messsignale für die dritte Biegung liegen im Bereich vom Rauschen, was auch den leicht zackigen Verlauf der momentanen Frequenz in Bild 9 erklärt.

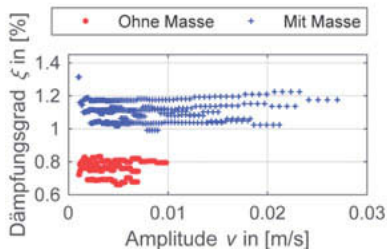


Bild 11: Vergleich vom Dämpfungsgrad ξ für die erste Biegeeigenform im großen Feld mit Masse im großen Feld und ohne Masse

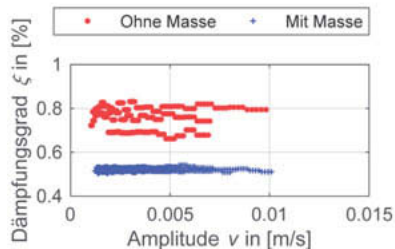


Bild 12: Vergleich vom Dämpfungsgrad ξ für die erste Biegeeigenform im großen Feld mit Masse im kleinen Feld und ohne Masse

Im Folgenden sollen zwei verschiedene Situationen untersucht werden. Als erstes wird der Dämpfungsgrad für die erste Biegeeigenform ohne zusätzliche Masse bestimmt und mit dem Dämpfungsgrad mit einer zusätzlichen Masse von $m \approx 1 \dots 1,5t$ an den Punkten 2 bzw. 3 (aus Bild 9) verglichen. Für die Auswertung der Dämpfung werden die Messsignale von mehreren Sensoren im großen Feld betrachtet. In Bild 11 ist zu sehen, dass sich die Dämpfung im Zuge einer zusätzlichen Masse im großen Feld von $\xi \approx 0,8\%$ auf $\xi \approx 1,1\%$ vergrößert. Weiterhin ist ersichtlich, dass keine Amplitudenabhängigkeit des Dämpfungsgrades vorliegt, was entweder daran liegt, dass die Amplituden in der Messung zu klein waren oder dass die Brücke aufgrund ihrer Beschaffenheit keine Nichtlinearitäten aufweist.

Die Systemänderung war jedoch nicht nur in der Dämpfung, sondern auch im Frequenzspektrum sichtbar. Die Eigenfrequenz für die 1. Biegeeigenform ist nach Zugabe der Masse von $f_{1,\text{ohne Masse}} = 2,15\text{Hz}$ auf $f_{1,\text{mit Masse}} = 2,03\text{Hz}$ gesunken.

Interessanter ist die zweite untersuchte Situation. Hier ist die zusätzliche Masse auf Punkt 4 (aus Bild 9) aufgebracht worden. Werden die gleichen Sensoren im großen Feld ausgewertet, so ist zunächst keine Veränderung in der Frequenz festzustellen. Dies bedeutet, dass die Systemänderung nur anhand der Eigenfrequenz nicht mehr festzustellen wäre. Auch hier ist die scheinbare Unabhängigkeit beider Felder wieder zu sehen. Wird allerdings die Dämpfung untersucht, so kann eine Änderung des Dämpfungsgrades für die erste Biegeeigenform festgestellt werden (vgl. Bild 12). Dies zeigt, dass die modale Dämpfung ein sensiblerer Zustandsindikator ist als die Eigenfrequenz und Systemveränderungen detektieren lässt, die nach der Auswertung von Messdaten mit herkömmlichen Methoden verborgen geblieben wären.

5. Schlussfolgerungen und Ausblick

In dem Beitrag wurden die theoretischen Grundlagen der Hilbert-Huang-Transformation erläutert und deren Wirkungsweise an mehreren Beispielen gezeigt. Im Vergleich zu den traditionellen Verfahren der EMA liefert die HHT die momentanen, amplitudenabhängigen modalen Eigenschaften des Tragwerks, wie Eigenfrequenz und Dämpfung. Diese sind deutlich empfindlicher gegenüber den Systemänderungen als die gemittelten modalen Eigenschaften. Anhand von Messungen an einer realen Fußgängerbrücke wurden diese Vorteile aufgezeigt und für die Detektion einer Systemänderung infolge einer lokalen Massenzugabe verwendet. Die Ergebnisse zeigen deutlich, dass die Detektion der Systemänderungen anhand von einigen wenigen Sensoren mit recht flexibler Position erfolgreich durchgeführt werden könnte, da viele Sensoren praktisch das gleiche Ergebnis lieferten. Die HHT eröffnet darüber hinaus weitere Möglichkeiten in der Strukturüberwachung, die während der Tagung zusätzlich erläutert werden können.

- [1] M. Feldman: *Hilbert Transform Applications in Mechanical Vibration*, Wiley, 2011
- [2] I. Gonzalez, R. Karoumi: *Analysis of the annual variations in the dynamic behavior of ballasted railway bridge using Hilbert transform*, Elsevier, 2014
- [3] O. Fosso, M. Molinas: *Method for Mode Mixing Separation in Empirical Mode Decomposition*, IEEE, 2017
- [4] MATLAB R2017a

Knackpunkt – Structural Health Monitoring einer Monopile-Grout-Verbindung im Großversuch

Dr.-Ing. **M. Häckell**,

Wölfel Engineering GmbH + Co. KG, Hamburg;

Dr.-Ing. **A. Nuber**, Dr.-Ing. **H. Friedmann**, Dr.-Ing. **E. Aldoghaim**,

Dr.-Ing. **C. Ebert**,

Wölfel Engineering GmbH + Co. KG, Höchberg;

Dr.-Ing. **M. Kohlmeier**,

Fraunhofer-Institut für Windenergiesysteme IWES

Kurzfassung

Im Forschungsvorhaben "Qualitätssicherung und Structural Health Monitoring von Grout-Verbindungen an Unterwasser-Tragstrukturen von Offshore-Windenergieanlagen (QS-M Grout) hat Wölfel zusammen mit dem Fraunhofer IWES und weiteren Projektpartnern großmaßstäbliche Versuche an Grout-Verbindungen im Testzentrum für Tragstrukturen der Leibniz Universität Hannover durchgeführt. Zwei Grout-Verbindungen wurden durch zyklische Biegebeanspruchungen bis zum Eintreten von Schädigungen belastet. Vor Beginn, zwischen den zyklischen Beanspruchungen und nach Abschluss des Versuchs ist die Tragstruktur mit Grout-Verbindung und Monopile im Spannungsfeld und in der Grundbauversuchsgrube detailliert untersucht worden.

In dem Beitrag sollen neben der detaillierten Versuchsbeschreibung insbesondere die experimentellen Ergebnisse vorgestellt werden. Die Strukturen waren umfangreich mit Messtechnik, u.a. mit elektrischen und faseroptischen Dehnungssensoren, mit Neigungs- und Beschleunigungssensorik ausgerüstet. Für die Schadenserkenkung wird sich auf die Analyse von statischen und dynamischen Mess- und Zustandsgrößen fokussiert. Unter anderem werden globale Steifigkeiten und modale Größen betrachtet. Ergänzend wird auf die Validierung der experimentellen Ergebnisse anhand eines numerischen Rechenmodells eingegangen.

1. Einleitung

Schwingungsbasierte Structural-Health-Monitoring (SHM) -Systeme für Gründungsstrukturen von Offshore-Windenergieanlagen (OWEA) müssen einerseits den rauen maritimen Umgebungsbedingungen trotzen, zum anderen ist eine robuste und automatisierte Datenverarbeitung eine notwendige Voraussetzung, um Schäden zuverlässig zu erkennen.

Im vom Bundesministerium für Wirtschaft und Energie geförderten F+E-Projekt QS-M Grout (vgl. dazu [1]) wurde die Entwicklung eines SHM-Systems für OWEA-Tragstrukturen vorangetrieben. In diesem Projekt hat Wölfel zusammen mit dem Fraunhofer IWES einen Großversuch im Maßstab 1:10 in der Grundbauversuchsgrube und im Spannungsfeld des Testzentrums für Tragstrukturen (TTH) der Leibniz Universität Hannover durchgeführt.

Das Forschungsprojekt hat sich dabei auf Grout-Verbindungen, einem neuralgischen Punkt von Offshore-Tragstrukturen, fokussiert. Diese bei Ölplattformen sehr bewährte Betonverbindung zwischen zwei Pfählen unterschiedlichen Durchmessers stellt die Lastübertragung zwischen dem im Boden eingebetteten Pfahl und der aufgehenden Tragstruktur sicher. Die Verbindung ermöglicht zudem die vertikale Ausrichtung des Turms bzw. der Plattform. Im Vergleich zu Ölplattformen sind die Grout-Verbindungen von OWEA, insbesondere von Monopile Gründungsstrukturen, stark dynamischen und zyklischen Lasten durch Wind, Wellen, Tidenstrom und vor allem den Betrieb der WEA ausgesetzt. Diese besondere Belastungssituation birgt Herausforderungen für die projektierte Lebensdauer der OWEA von mindestens 20 oder 25 Jahren. Die frühzeitige Erkennung von Schäden bzw. Veränderungen an dieser Strukturkomponente ist im Fokus des durchgeführten Forschungsprojekts. Die folgenden Abschnitte beschreiben die Versuchsdurchführung im TTH sowie die Datenauswertung und Betrachtung von Zustandsindikatoren. Der letzte Abschnitt schließt mit der Beschreibung der Nachbildung der Grout-Verbindung im numerischen Finite-Element-Modell.

2. Versuchsdurchführung

Ziel der in 2017 am TTH durchgeführten Versuche war es, großmaßstäbliche Grout-Verbindungen an Monopile Tragstrukturen gezielt zu schädigen und den Schadensfortschritt messtechnisch zu erfassen. Der Schädigungsverlauf wurde hierbei durch unterschiedliche Messsysteme aufgezeichnet und verfolgt. Während die Grout-Verbindung gezielt einer Schädigung unterzogen wurde, mussten die anderen Bestandteile der Struktur weitestgehend unverändert bleiben. Zu diesem Zweck wurde die Struktur in drei Hauptkomponenten unterteilt, die jeweils mit einer Flanschverbindung verbunden wurden. Bild 1 zeigt den gesamten Versuchsaufbau in der Grundbauversuchsgrube. Hier sind die drei wesentlichen Teile, der Pfahl im Boden, das Transition-Piece (TP) mit Grout-Verbindung in der Mitte (orange) und darüber der Turm mit elektrodynamischem Shaker, zu sehen. Zudem sind die unterschiedlichen Messsysteme an Turm und Pfahl eingezeichnet. Der Shaker am Kopf der Struktur wurde genutzt, um Sweep- und stochastische Rausch-Anregungen auf die Struktur aufzubringen. Die stochastischen Anregungen dienen dem SHM-System als (Mess-)Grundlage.

Die gezielte Schädigung der Grout-Verbindung musste im Spannungsfeld des TTH realisiert werden, da die notwendigen Lasten zu einer dauerhaften Veränderung im Baugrund der Grube geführt hätten. Zu diesem Zweck konnte die Struktur zwischen TP und Pfahl getrennt und mitsamt dem Messsystem in das Spannungfeld verbracht werden.

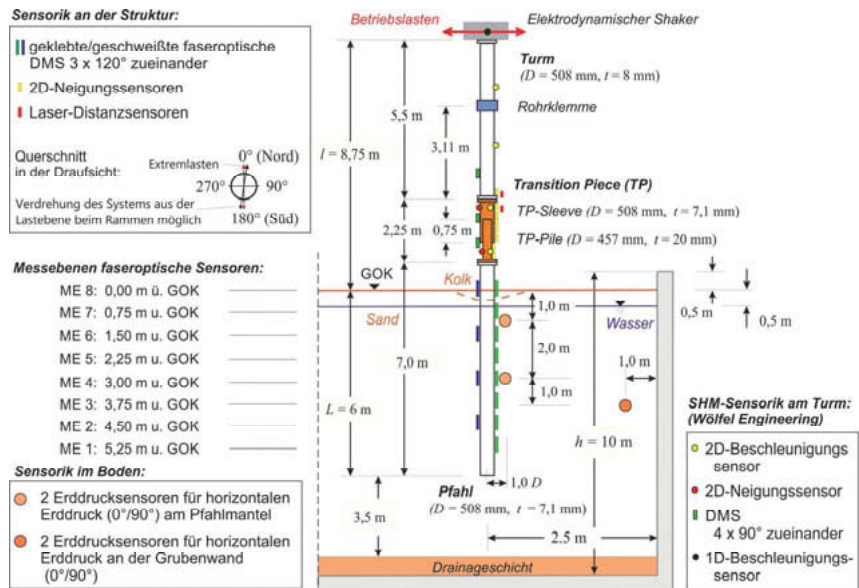


Bild 1: Messaufbau des Versuchs in der Grundbauversuchsgrube mit den am Turm, dem Transition-Piece und Pfahl angebrachten Sensoren sowie Hauptabmessungen des Aufbaus [3].

Insgesamt wurden zwei TP's mit einer 18,4 mm dicken Grout-Fuge hergestellt und gezielt geschädigt. Die Wandstärke des innenliegenden Rohrs betrug 20 mm, die des außenliegenden 7,1 mm. Um ein möglichst realitätsnahes Tragverhalten zu verwirklichen, sind sowohl am innenliegenden als auch am äußeren Rohr sechs bzw. sieben Schubrippen über Schweißnähte hergestellt worden.

Da in vorangegangenen Untersuchungen eine schadensbeeinflussende Wirkung von Wasser an der Grout-Fuge beschrieben wurde (siehe [5]), ist eine Wasserhaltung für das zweite TP unterhalb und auch oberhalb der Grout-Verbindung im Versuch umgesetzt worden.

Bild 2 zeigt Bilder des Versuchsaufbaus in der Grundbauversuchsgrube (links) und im Spannungsfeld (mittig und rechts). Die schadensrelevanten Lastzyklen wurden mittels eines Hy-

drailikzylinders verschiebungsgesteuert aufgebracht. Dabei wurden jeweils 980 Zyklen konstanter Verschiebungsamplitude mit einer Frequenz von 0,1 Hz in einer Laststufe aufgebracht.



Bild 2: Messaufbau des Versuchs in der Grundbauversuchsgrube (links) und im Spannungsfeld (Mitte und rechts) [3].

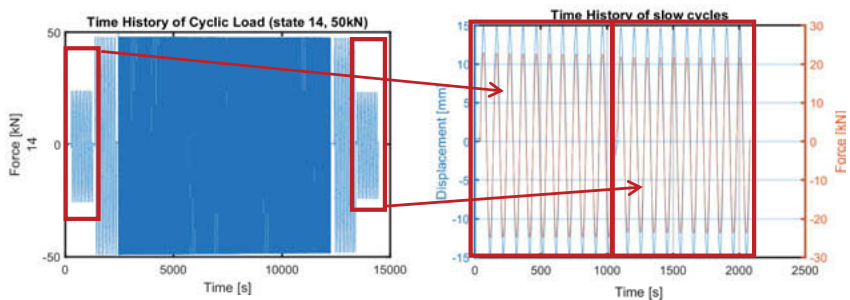


Bild 3: Zeitlicher Verlauf von Last und Verschiebung eines Belastungsschrittes zur gezielten Schädigung der Struktur. Links der gesamte Zyklus mit 1020 Lastwechseln, rechts die jeweils 10 Referenz-Lastwechsel vor und nach dem Zyklus.

Vor und nach diesem Block wurden 20 Zyklen langsamer, bei 0,01 Hz, aufgebracht - 10 Zyklen mit einer Referenz-Lastamplitude und 10 Zyklen mit der vollen Lastamplitude. Dieser Vorgang ist exemplarisch in Bild 3 für die Laststufe 50 kN (30 mm) dargestellt. Die beiden

Blöcke der Referenzlast von 25 kN sind rechts vergrößert dargestellt. Zur Bestimmung der globalen Systemsteifigkeit wurden aus den Messdaten der Referenzblöcke Last-Verschiebungsdiagramme erstellt und deren Steigung durch eine Regressionsanalyse bestimmt. Die Ergebnisse dieser Auswertung sind in Bild 4 für das TP 2 dargestellt. Es ergibt sich für kleinere Lastamplituden in den Referenzyklen eine Reduzierung der Steifigkeit um ca. 15 %. Es ist auch zu sehen, dass die Steifigkeit der Struktur nach den Pausen zwischen den Durchläufen wieder leicht stieg. Diese mithilfe externer Sensorik des TTH ermittelten Steifigkeiten dienen als Referenz für die Betrachtungen auf Basis dynamischer Strukturantworten im folgenden Kapitel.

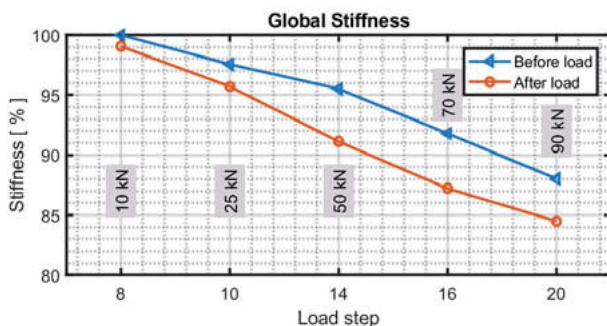


Bild 4: Globale Struktursteifigkeit für das TP 2 basierend auf Kraft-Verformungsmessungen der Referenz-Lastzyklen mit 25 kN (15 mm) jeweils vor und nach den Lastpaketen. Lastamplituden als Textfelder.

3. Ergebnisse der Datenanalyse

Ziel des SHM-Systems zur Strukturüberwachung ist es, anhand von dynamischen Strukturantworten Veränderungen der Struktur, in diesem Fall der Grout-Verbindung des Versuchskörpers, zu detektieren. Eine Veränderung der Steifigkeit bzw. der Masse der Struktur wirken sich auch immer auf deren dynamisches Verhalten aus. Diese gilt es systematisch und robust zu detektieren.

Zur Gewinnung der Datengrundlage wurde der Versuchsaufbau vor und nach den zyklischen Belastungen im Spannungsfeld sowie in der Grundbauversuchsgrube durch den am Turmkopf installierten elektrodynamischen Shaker mit weißem Rauschen angeregt. Die gemessenen Zeitreihen wurden anschließend in einminütige Blöcke unterteilt, die jeweils getrennt voneinander analysiert wurden.

Jedes SHM-System besteht dabei aus drei Komponenten: dem maschinellen Lernen, Zustandsparametern (engl. Condition Parameter, CP) sowie Hypothesentests (vgl. [2]). Zur Umsetzung steht dem Anwender jeweils eine Vielzahl an Möglichkeiten zur Verfügung.

In der vorliegenden Untersuchung wurde das maschinelle Lernen durch manuelles Clustern der Datensätze anhand der Versuchsdurchführung realisiert. Aus den Datensätzen wurden anschließend unter anderem zwei Zustandsparameter gebildet:

- Der erste Zustandsparameter beruht auf der Stochastic Subspace Identification (SSI, CP-SSI). Dabei werden Veränderungen in den stochastischen Zustandsraummodellen niedriger Ordnung betrachtet. Das Modell selbst wird aus den gemessenen Zeitreihen erzeugt. Veränderungen können physikalisch als Änderung der Moden betrachtet werden. Der Algorithmus ist bei technischen Anwendungen als Covariance-driven Stochastic Subspace Identification algorithm, SSI-COV, bekannt und wird für die Schwingungsidentifikation im Kontext einer Output-Only Modalanalyse verwendet [4].
- Der zweite Indikator stützt sich auf akkumulierte Energie (AE, CP-AE). Die AE ist definiert als das Integral einer Leistungsspektraldichte, die auf der Grundlage einer Auto- oder Kreuzkorrelation zwischen einem oder zwei verschiedenen Sensoren berechnet wird. Dieser Parameter verknüpft jedes Frequenz-Bin im Spektrum mit einem Energieniveau, das jene Energie repräsentiert, die im Signal bis zu dieser Frequenz vorhanden ist. Es wurden mehrere Energieniveaus verfolgt. Eine Änderung der Frequenzen zeigt eine Energieumverteilung im Signal und damit eine Strukturänderung an [2].

Für jeden der einminütigen Datensätze wurde also jeweils der CP-SSI sowie der CP-AE berechnet. Um einen Schwellenwert für die Hypothesentests der späteren Zustände (nach der gezielten Schädigung) zu erhalten, wurde das 95 %-Perzentil anhand aller gültigen Datensätze im Referenzzustand berechnet und als Grenze festgelegt. Die Werte der Schadensparameter wurden hier jeweils auf das 95 %-Perzentil der Referenz normiert.

Bild 5 und Bild 6 zeigen die Ergebnisse dieser Analysen für die beiden TPs jeweils für einen Parameter. Alle CPs innerhalb eines Zustands sind hier zusammengefasst und als Box-Plots dargestellt, um die Verteilung der Parameter besser sichtbar zu machen. Die beiden oberen Abbildungen zeigen dabei die Ergebnisse für Analysen in der Grundbauversuchsgrube, die beiden unteren die für das Spannfeld. An beiden TPs wurden zyklische Lasten bis 90 kN aufgebracht, für das TP 2 auch Lasten darüber hinaus, welche hier nicht dargestellt sind [3].

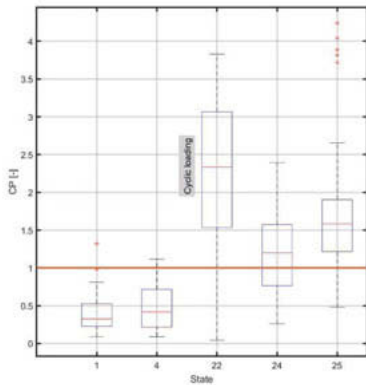


Diagramm 1 TP 1 Grundbauversuchsgrube

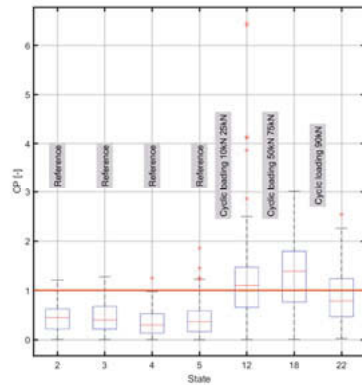


Diagramm 2 TP 2 Grundbauversuchsgrube

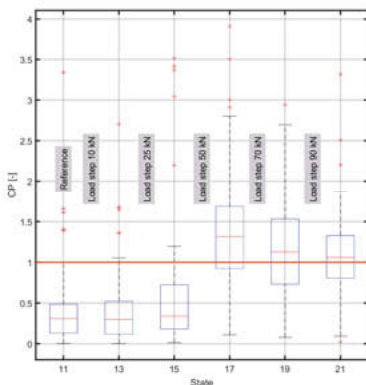


Diagramm 3 TP 1 Spannungsfeld

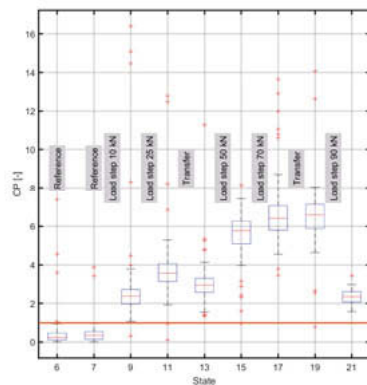


Diagramm 4 TP 2 Spannungsfeld

Bild 5: Schadensindikator SSI-COV, gemessen am TP 1 (Diagramme (1) und (3)) und TP 2 (Diagramme (2) und (4)) bei Anregung mit weißem Rauschen. Die Diagramme (1) und (2) entstanden auf der Grundlage der in der Grundbauversuchsgrube vor und nach der zyklischen Belastung gemessenen Daten, die Diagramme (3) und (4) basieren auf Daten, die im Spannungsfeld vor, zwischen und nach den zyklischen Belastungen ermittelt wurden.

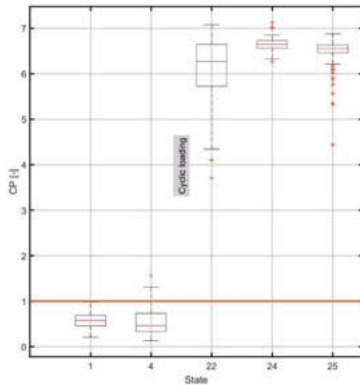


Diagramm 1 TP 1 Grundbauversuchsgrube

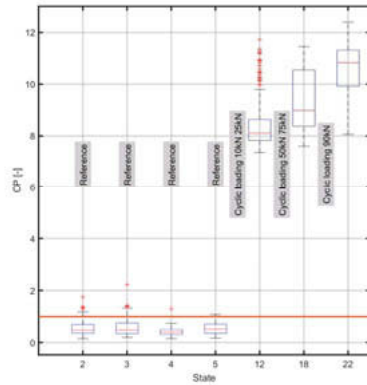


Diagramm 2 TP 2 Grundbauversuchsgrube

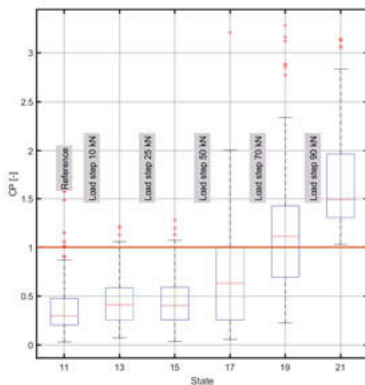


Diagramm 3 TP 1 Spannfeld

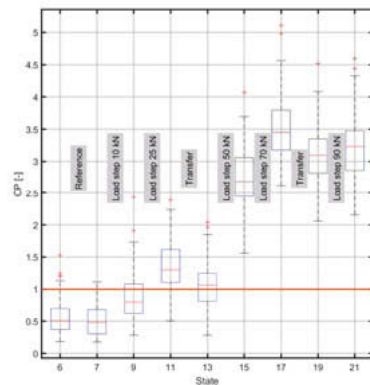


Diagramm 4 TP 2 Spannfeld

Bild 6: Schadensindikator AE, gemessen am TP 1 (Diagramme (1) und (3)) und TP 2 (Diagramme (2) und (4)) bei Anregung mit weißem Rauschen. Die Diagramme (1) und (2) entstanden auf der Grundlage der Daten, die in der Grundbauversuchsgrube vor und nach der zyklischen Belastung gemessen wurden, die Diagramme (3) und (4) basieren auf Daten, die im Spannfeld vor, zwischen und nach den zyklischen Belastungen ermittelt wurden.

Es zeigt sich, dass der Schadensfortschritt im Spannungsfeld grundsätzlich durch beide CPs angezeigt wird. Für CP-SSI (Bild 5) zeigt sich ein deutlicher Anstieg nach dem 50 kN Lastschritt für TP1, für TP 2 ist bereits nach dem 10 kN Lastschritt eine deutliche Steigerung zu erkennen. Für CP-AE (Bild 6) resultiert bei TP 1 ein signifikanter Anstieg nach der 70 kN Laststufe, für TP 2 bereits nach der 25 kN Laststufe. Der Unterschied zwischen den TPs wird nicht zuletzt der bei TP 2 vorhandenen Wasserhaltung zugeschrieben, welche einen bei den zyklischen Lastwechseln erhöhten Materialtransport innerhalb der Risse zur Folge hat. Insgesamt resultieren Veränderungen der CP-Mediane (rote Linien im Box-Plot) von ca. 350 bzw. 650 % bei einem Steifigkeitsverlust von maximal 15 %. Auch in der Grundbauversuchsgrube wird ein Unterschied nach den zyklischen Belastungen sichtbar.

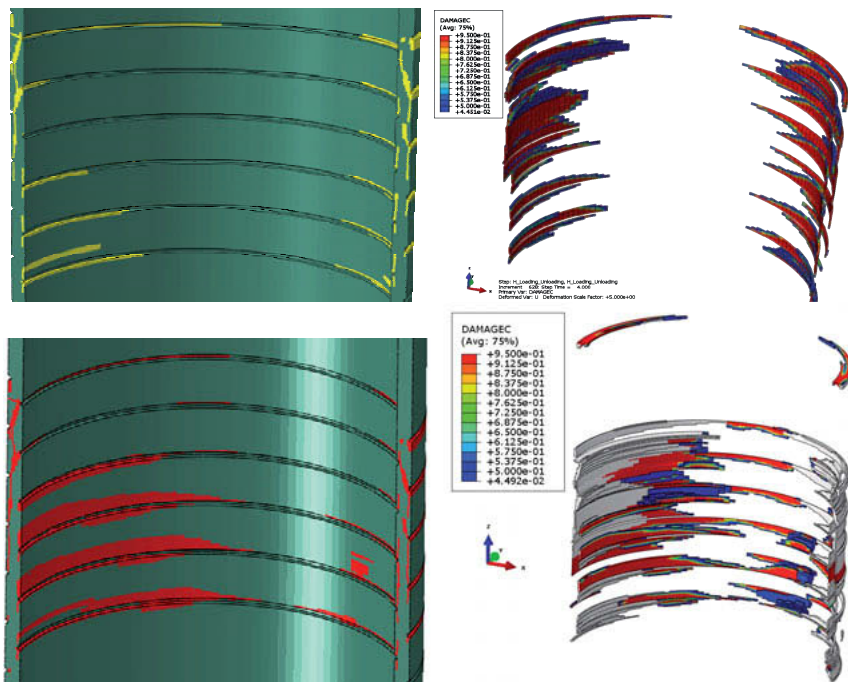


Bild 7: Nachbildung des Schadensfortschrittes im numerischen Modell. Erste Laststufe (70 kN) in den oberen Abbildungen, der zweiten Laststufe (90 kN) in den unteren. In den linken Abbildungen sind die Bereiche mit reduzierter Steifigkeit markiert, in den rechten Abbildungen sind die geschädigten Bereiche ohne umgebendes Material dargestellt und nach Schadensgrad farbig markiert.

3. Umsetzung im numerischen Modell

Ein weiteres Ziel des Forschungsprojekts war die Nachbildung des Schädigungsvorgangs innerhalb der Grout-Fuge im numerischen Modell. Zu diesem Zweck wurde die Struktur im Spannungsfeld mittels Schalenelementen abgebildet, die Grout-Fuge wurde über Volumen-Elemente realisiert. Bild 7 zeigt auf der linken Seite jeweils das modellierte Grout-Material. Die Aussparungen der Schubrippen sind hier deutlich zu erkennen. Das Gesamtmodell wurde über den Abgleich modaler Frequenzen kalibriert, welche aus den Messungen vor der Belastung ermittelt wurden. Die Definition der Materialschädigung erfolgte über die nichtlineare Spannungs-Verformungskurve des Grout-Materials. Die Ermittlung des Schadensmaßes erfolgte über die Simulation von Lastzyklen. Unter der Annahme, dass nach 1000 Zyklen die Schädigung voll ausgeprägt ist, wurde der Elastizitätsmodul derer Elemente reduziert, die einen festgelegten Schädigungsgrat überschritten hatten. Bild 7 zeigt das Fortschreiten der geschädigten Bereiche für zwei Laststufen. Zur Validierung wurden der Laststufe mit 70 kN (oben) und 90 kN (unten) simuliert und jeweils die Last-Verformungskurve vor und nach den Laststufen simuliert und mit den gemessenen verglichen. Es ergaben sich gute Übereinstimmungen zwischen Versuch und Simulation. Auch das im numerischen Modell entstandene Schadensmuster, mit dem Entstehen der Schädigung an den Schubrippen und einem Anwachsen entlang dieser, diagonal zwischen den Rippen, sowie in horizontaler Richtung zum äußeren Rohr, konnte im Versuch nachvollzogen werden. Zu diesem Zweck wurden die geschädigten Grout-Verbindungen nach erfolgreicher Versuchsdurchführung aufgetrennt, um das geschädigte Grout-Material zu inspizieren (siehe hierzu auch [3]).

4. Ausblick

Im vorliegenden Beitrag wurde gezeigt, dass die gezielte Schädigung in der Grout-Fuge durch ein schwingungsbasiertes SHM-System sicher erkannt werden konnte. Der Schadensfortschritt konnte zudem im numerischen Modell nachgebildet und quantitativ nachvollzogen werden. Zukünftige Arbeiten haben die Weiterentwicklung der SHM-Systeme und einer Umsetzung in speziellen Produkten zum Ziel. Es gilt außerdem die Schadensmechanismen in diesen neuralgischen Systemkomponenten, besonders auch unter Wassereinfluss, detailliert zu analysieren.

5. Literatur

- [1] Friedmann, H.; Eppler, J.; Häckell, M. W.; Huhn, H.; Kohlmeier, M.; Weihnacht, B.; QSM Grout – QualitätsSicherung und Structural Health Monitoring von Grout-Verbindungen an Unterwasser-Tragstrukturen von Offshore-Windenergieanlagen, Tagungsband der Statustagung Maritime Technologien 2017, S. 155-178, Schriftenreihe Projektträger Jülich, Hrsg. Forschungszentrum Jülich GmbH, 2017
- [2] Häckell, M. W.: „A Holistic Evaluation Concept for Long-Term Structural Health Monitoring“, Mitteilung des Instituts für Statik und Dynamik der Leibniz Universität Hannover 25/2015, Hannover 2015.
- [3] Kohlmeier, M.; Spill, S.; Häckell, M. W.; Schenk, A; Friedmann, H.: Physikalische Modellversuche an Monopile-Tragstrukturen mit Grout-Verbindungen zur Bewertung von Structural-Health-Monitoring-Systemen. Messen in der Geotechnik, 2018
- [4] Kraemer, P.; Friedmann, H.: Vibration-based structural health monitoring for offshore wind turbines-Experimental validation of stochastic subspace algorithms, Wind Struct., Bd. 21, Nr. 6, S. 693–707, 2015.
- [5] Schaumann, P.; Lochte-Holtgreven, S.; Lohaus, L.; Lindschulte, N.; Durchrutschende Groutverbindungen in OWEA – Tragverhalten, Instandsetzung und Optimierung, In: Stahlbau, Vol. 79, Heft 9, S.-637-647, 2010

Modale Identifikation aus Langzeit-Dehnungsmessungen an einem Sendeturm

Simon Marwitz, M.Sc., Dr.-Ing., Volkmar Zabel,
Bauhaus-Universität Weimar, Weimar

Kurzfassung

In den letzten Jahren wurde in mehreren Veröffentlichungen über die Anwendung von Methoden der Operational Modal Analysis auf gemessene Dehnungszeitreihen berichtet. Im Fokus standen dabei oft Dehnungsmessungen mit Faser-Bragg-Gitter-Sensoren.

Im vorliegenden Beitrag wird über ein Langzeitmonitoring an einem Sendeturm berichtet. Für die Identifikation modaler Parameter wurden am Bauwerk Beschleunigungssensoren in mehreren Ebenen angeordnet. Für die Erfassung der Beanspruchungen in einem Bauwerksquerschnitt sind mehrere Faser-Bragg-Gitter (FBG)-Sensoren installiert worden. Sowohl aus den gemessenen Beschleunigungszeitreihen als auch aus den Dehnungsmessungen sind modale Parameter identifiziert worden.

Ein Vergleich der aus den mit unterschiedlichen Sensoren gemessenen Strukturantworten identifizierten modalen Parameter zeigt Grenzen sowie Vor- und Nachteile der beiden Vorgehensweisen auf. Wesentliche Aspekte dabei sind die jeweils aufgezeichneten Amplituden, die einen Einfluss auf das Signal-Rausch-Verhältnis haben, und der auswertbare Frequenzbereich. Dabei zeigt sich erwartungsgemäß, dass sich aus den gemessenen Beschleunigungszeitreihen deutlich mehr Eigenschwingungen in einer relativ guten Qualität identifizieren lassen. Allerdings darf nicht unerwähnt bleiben, dass die Dehnungssensoren nicht mit der primären Zielstellung einer modalen Identifikation installiert wurden, sondern zur Beanspruchungsaufzeichnung.

Danksagung: Diese Untersuchungen wurden im Rahmen des Graduiertenkollegs 1462 gefördert. Die Autoren danken der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) für die finanzielle Unterstützung.

1. Einleitung

Viele Infrastrukturbauwerke, wie Brücken oder Türme, die in den 1960er und 1970er Jahren errichtet wurden, erreichen in den kommenden Jahren das Ende ihrer geplanten Lebensdauer. Darüber hinaus können häufig aufgrund der Normenentwicklung für Bestandsgebäude notwendige Nachweise nicht mehr erfüllt werden. Eine weitere Nutzung ist jedoch oft sinnvoll und notwendig, so dass eine alternative Einschätzung der Resttragfähigkeit erfolgen muss. Eine Strukturüberwachung bietet in diesen Fällen eine wirtschaftliche Möglichkeit zur Abschätzung bestimmter Strukturparameter und Messung lokaler Beanspruchungen. Insbesondere bei vorwiegend dynamisch beanspruchten Tragwerken wie Brücken und Masten/Türmen sind sowohl die globalen dynamischen Eigenschaften als auch die Intensität und Häufigkeit lokaler Beanspruchungen von Interesse.

Für diese Studie wurde ein Monitoringsystem an einem Sendeturm bestehend aus Beschleunigungs-, Dehnungs- und Temperatursensoren sowie Anemometern eingerichtet. Um einen Einfluss des Sendebetriebs auf die Messtechnik zu minimieren wurde zur Erfassung der Dehnungen faseroptische Messtechnik (engl. *Fibre Bragg Gratings*, FBG) verwendet.

Die Verwendung von FBGs zur Bauwerksüberwachung ist vielfach erprobt [1], eine Verwendung der erfassten Messdaten zur output-only Modalanalyse (engl. *Operational Modal Analysis*, OMA) erfolgt jedoch nur in seltenen Fällen [z. B. [2, 3]. Im vorliegenden Beitrag wird die

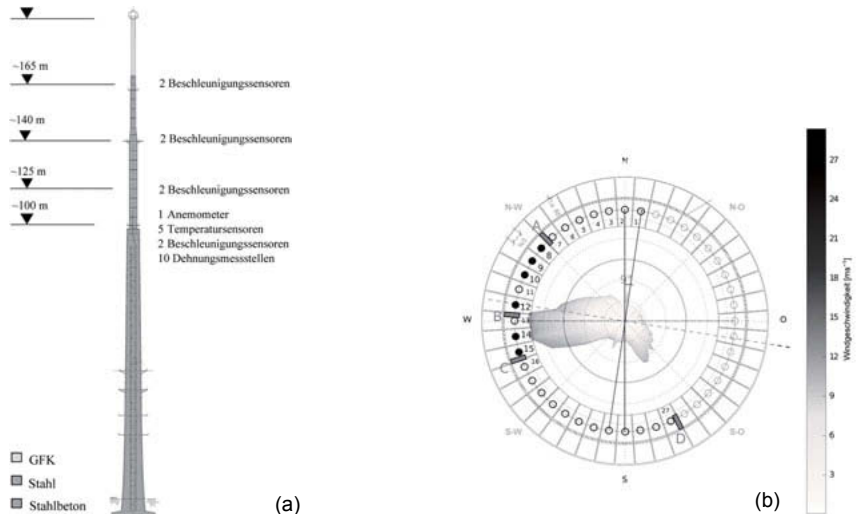


Bild 1: Übersicht über das Monitoringsystem: (a) Beschleunigungs- und Umweltsensoren über die Höhe des Sendeturms (b) Anordnung der Dehnungssensoren an der Wandung des Stahlquerschnitts (Rechtecke) und den Verbindungsbolzen (Vollkreise)

Eignung der Dehnungsmessdaten zur OMA untersucht und die ermittelten modalen Parameter denen aus der Analyse der Beschleunigungsmessdaten gegenübergestellt. Es werden Einschränkungen sowie Vor- und Nachteile benannt und Empfehlungen für ähnliche Strukturüberwachungsaufgaben gegeben.

2. Beschreibung des Monitoringsystems

Im Rahmen der Monitoringaufgabe wurde ein ca. 200 m hoher, in den 1970er Jahren erbauter Sendeturm instrumentiert. Es handelt sich um einen freistehenden Spannbetonturm mit einem rotationssymmetrischen Querschnitt, der sich nach oben hin verjüngt und auf dem ein weiterer Stahlzylinder sowie ein GFK-Zylinder montiert sind. Bedingt durch seine exponierte Lage und Bauweise wird der Turm hauptsächlich durch Windlasten beansprucht.

Mit Hilfe eines Monitoringsystems sollte das dynamische Verhalten des Turms in Abhängigkeit von den Umgebungsbedingungen untersucht werden. Zunächst wurden sukzessive Beschleunigungssensoren über die Höhe verteilt angeordnet, welche die horizontalen Schwingbeschleunigungen messen. Zur Erfassung der Umgebungseinflüsse, wurden Temperatursensoren sowie Anemometer (Windgeschwindigkeit und -richtung) montiert (Bild 1 a).

Anschließend wurden mehrere faseroptische Dehnungssensoren zur Erfassung lokaler Beanspruchungen am Übergangsbereich des Spannbetonschafts zum Stahlzylinder installiert. Dabei wurden sechs der 44 Verbindungsbolzen mit einaxialen Dehnungssensoren sowie vier Punkte an der Stahlhülle mit Dehnungsrosetten instrumentiert (Bild 1 b). Die Mehrzahl der Messstellen liegt in der durch Windeinwirkung bedingten Hauptbeanspruchungsrichtung. Die Befestigung erfolgte mittels aufgeklebter textiler Trägermatten (vgl. Bild 2). Zur Temperaturkompensation dienen dehnungsfrei aufgebrachte Fasern an den Messpunkten.

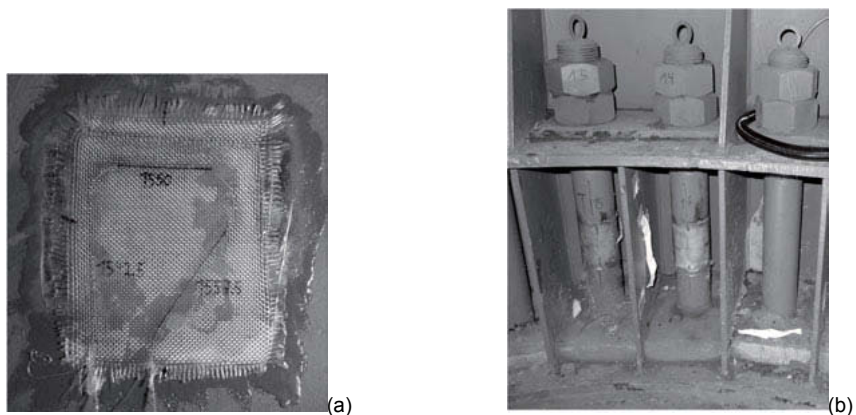


Bild 2: Applikation der FBG: Dehnungsrosette (a), instrumentierte Verbindungsbolzen (b)

3. Messprinzip faseroptischer Dehnungssensoren

Das Faser-Bragg-Gitter (FBG) ist eine periodische Mikrostruktur, die als wellenlängenselektiver Spiegel wirkt. Licht aus einer Breitbandquelle im nahen Infrarotbereich wird durch die optische Faser übertragen und am Bragg-Gitter, innerhalb einer sehr schmalen spektralen Breite reflektiert. Die zentrale Wellenlänge des reflektierten Lichtes ist dabei abhängig von der Gitterweite des FBG, welche wiederum durch den Dehnungszustand beeinflusst wird. Mehrfachgitter können innerhalb einer einzelnen Faser verwendet werden, solange jedes FBG eine andere Wellenlänge aufweist.

Wird die Faser gestreckt oder komprimiert, führt dies zu einer der Bragg-Wellenlänge sowie zu einem geringen Teil auch zur Variation des Brechungsindex durch den photoelastischen Effekt. Die Temperaturempfindlichkeit von FBGs wird hauptsächlich bestimmt durch eine Änderung des Brechungsindex des Siliziumdioxids, die durch den thermooptischen Effekt hervorgerufen wird. Insbesondere die starke Sensitivität des Brechungsindex auf Temperaturänderungen erfordert bei Dehnungsmessungen mittels FBGs immer eine zuverlässige Temperaturkompensation, die i.A. mittels zusätzlicher, dehnungsfrei aufgebrachteter FBG oder aber externer Temperaturmessung erfolgen kann.

Da die gemessenen Spektren i.A. relativ grob aufgelöst sind (niedrige absolute Genauigkeit), erfolgt eine Approximation der Spitzenwellenlängen durch eine geeignete mathematische Kurve, aus der dann der Spitzenwert bestimmt wird. Dieser korrespondiert dann mit der zentralen Wellenlänge des jeweiligen FBGs.

Der verwendete Interrogator (FOS&S FBG Scan 804D) besitzt 4-Kanäle die nach dem Zeitmultiplexverfahren im Wellenlängenbereich 1510 - 1590 nm abgetastet werden. Bedingt durch das Messprinzip ist die Anwendung eines analogen Anti-Aliasing Filters nicht möglich. Die sehr geringen dynamischen Amplituden von max. $\pm 45 \mu\text{m/m}$ (RMS: 0,01 ... 12 $\mu\text{m/m}$) sind jedoch in erster Linie den niedrigeren Eigenschwingungen im Bereich bis 1,3 Hz zuzuschreiben.

4. Datenaufzeichnung und -verarbeitung

Die Aufzeichnung der Daten erfolgte für die Beschleunigungs- und Umgebungsdaten mittels eines robusten Messsystems mit eigenständigem Controller, bei einer Abtastrate von 100 Hz (Temperaturdaten ein Wert alle zehn Minuten). Das faseroptische Messsystem wurde an einem separaten PC betrieben. Die Datenaufzeichnung erfolgte mittels einer Eigenentwicklung auf LabVIEW-Basis, bei einer Abtastrate von 20 Hz.

Eine Abschätzung der zu erwartenden Datenmengen ergab, dass eine kontinuierliche Aufzeichnung der Reflexionsspektren aufgrund der Speicher und Übertragungskapazitäten nicht

möglich ist. Somit wurden nur die identifizierten Spitzenwellenlängen aufgezeichnet und übertragen, was eine nachträgliche Korrektur evtl. auftretender Probleme wie Sprünge in den Verläufen der Zeitreihen oder zeitweise fehlende Messwerte, erschwert.

Nach der Übertragung und Speicherung auf einem zentralen Server wurden aus den Spitzenwellenlängen die Dehnungswerte berechnet. Dabei zeigten sich drei Unzulänglichkeiten:

- Bedingt durch eine Überschreitung des Intensitätsmaximums des Lichtsensors agierte die Online-Spitzenerkennung des Interrogators auf „abgeschnittenen“ Spitzen. Sprünge in den Verläufen der Zeitreihen waren die Folge, welche jedoch „korrigiert“ werden konnten.
- Die Reflexionsspektren waren sehr ungleichmäßig, einige Spitzen lagen nahe dem Rauschpegel, während andere das Intensitätsmaximum erreichten. Der Grenzwert für die Spitzenerkennung musste daher sehr niedrig gewählt werden, was mitunter zu fälschlich erkannten Spitzenwellenlängenwerten führte, welche aussortiert werden mussten.
- Die Fasern zur Temperaturkompensation waren, obwohl berührungsfrei aufgehängt, nicht frei von Strukturdehnungen, was sich bei einer Analyse der Frequenzspektren dieser Kanäle zeigte. Zur Temperaturkompensation wurden daher die Temperaturmessdaten des zweiten Messsystems herangezogen.

5. Signalverarbeitung / Modalanalyse

Die Ermittlung modaler Parameter, Eigenfrequenzen, Dämpfungswerte und Eigenformen, bei ausschließlicher Kenntnis der dynamischen Strukturantworten erfolgt mittels der output-only Modalanalyse [4] (OMA). Hierfür existieren parametrische und nicht-parametrische Methoden, die im Frequenz- oder Zeitbereich arbeiten. Für diese Studie wurde eine parametrische Zeitbereichsmethode, die referenzbasierte, datengesteuerte *Stochastic Subspace Identification* (SSI) [5] verwendet. Diese identifiziert aus den gemessenen Signalen ein lineares Zustandsraummodell, aus dem sich die modalen Parameter bestimmen lassen. Eine Erweiterung dieser Methode [6] erlaubt unter Anwendung eines Kalman Filters die Abschätzung der modalen Anteile jeder Eigenschwingung zum gemessenen Signal.

Bei der Verwendung parametrischer OMA Methoden werden neben den Lösungen mit physikalischem Bezug auch sogenannte mathematische Lösungen berechnet, die manuell unterschieden werden können. Für eine kontinuierliche Bauwerksüberwachung ist eine automatisierte Auswertung nötig. Dafür wurde ein dreistufiger Cluster-Algorithmus [7] angewendet.

Bei allen parametrischen Methoden der OMA sind vorab Analyseparameter festzulegen, die einen Einfluss auf die Identifikation und die Qualität der zu identifizierenden modalen Parameter haben können [8]. Für die SSI Methode sind dies: die Dimension der Block-Hankel Matrix, die aus den Messdaten aufgebaut wird, und die Modellordnung des identifizierten Systems.

Zur Bestimmung der Anzahl der Blockzeilen p existieren wenig Angaben. In [9] wird das Verhältnis aus Abtastrate f_s und niedrigster Eigenfrequenz f_0 vorgeschlagen: $p = f_s/(2 f_0)$. Für die vorliegende Studie wurde dieser Wert empirisch über die Maximierung der modalen Anteile für verschiedene Anregungssituationen (schwacher, mäßiger, starker Wind) ermittelt.

Bei Verwendung der Beschleunigungsmessdaten ergeben sich die besten Ergebnisse bei niedrigen Windgeschwindigkeiten und einer Anzahl der Blockzeilen von $p = 20 \dots 25$. Eine Identifikation bei starkem Wind liefert in jeder Konfiguration niedrigere modale Anteile. Als Referenzsensoren wurde das Sensorpaar auf ca. 100 m, basierend auf den mit einem FE Modell ermittelten Eigenformen, ausgewählt.

Für die Dehnungsmessdaten wurden die diagonal angeordneten FBG der Dehnungsrosetten als Referenzsensoren verwendet. Die höchsten modalen Anteile konnten bei mäßigem bis starkem Wind und $p = 18 \dots 23$ erzielt werden. Bei niedrigen Windgeschwindigkeiten war in keiner Konfiguration eine zuverlässige Identifikation möglich.

Für die Analyse wurden nur die Dehnungsmessdaten der vier Rosetten verwendet, da die Messwerte an den Bolzen nur sehr niedrige dynamische Amplituden aufweisen. Die Auswertung der Dehnungs- und Beschleunigungsmessdaten erfolgte getrennt. Für die *Stochastic Subspace Identification* wurde die Anzahl der Blockzeilen zu $p = 23$, sowie die maximale Modellordnung zu $n_{max} = 60$ festgelegt.

Es wurden jeweils Zeitabschnitte mit einer Länge von einer Stunde analysiert. Dazu wurden

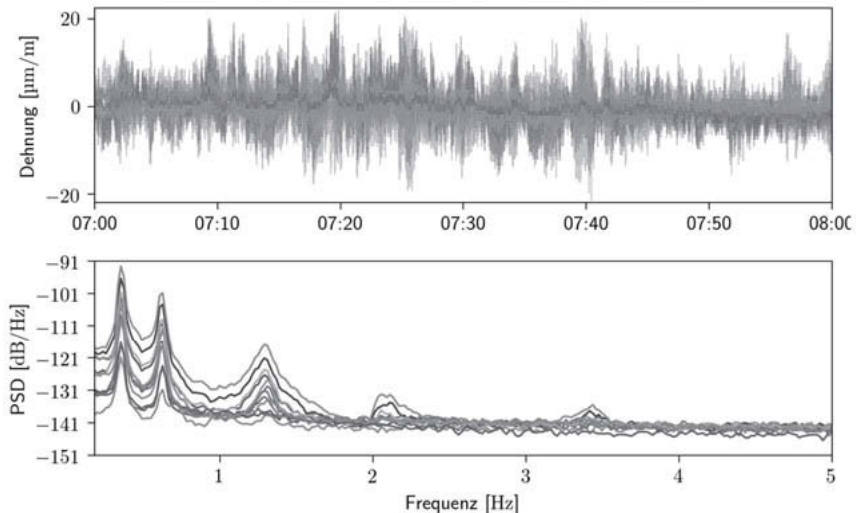


Bild 3: Zeitverlauf und Frequenzspektrum d. korrigierten u. gefilterten Dehnungssignale

zunächst statistische Merkmale wie Minimum, Maximum, Varianz, RMS und Kurtosis berechnet. Anschließend wurden in jedem Datensatz Kanäle mit Messbereichsüberschreitungen, Ausfällen oder zu hohen/niedrigen Kurtosis-Werten¹ als fehlerhaft markiert und anschließend nur fehlerfreie Datensätze weiterverwendet. Auf diese Signale wurde ein doppeltes (vorwärts/rückwärts) Bandpassfilter (Butterworth, 4. Ordnung) mit den Grenzfrequenzen (0,1 ... 5 Hz) angewendet und die Abtastrate auf 10 Hz verringert (Beispiel: Bild 3).

6. Ergebnisse und Diskussion

Mithilfe der beschriebenen Methoden wurden aus 2650 (Dehnungsdaten) bzw. 6668 (Beschleunigungsdaten) Datensätzen die modalen Parameter ermittelt. Bild 4 zeigt die ermittelten Eigenfrequenzen im Zeitverlauf, sowohl aus den Beschleunigungszeitreihen, als auch aus den Dehnungszeitreihen. Im betrachteten Frequenzbereich weist der Sendeturm 5 Eigenfrequenzen auf, die jeweils als Paar bei sehr eng-beieinanderliegenden Eigenfrequenzen auftreten. Aus den Dehnungszeitreihen lassen sich nur drei dieser paarweisen Eigenfrequenzen zuverlässig ermitteln, da die Schwingungsamplituden der Dehnungen mit zunehmender Frequenz stark abnehmen. Auch ist eine sehr viel stärkere Streuung über den gesamten Frequenzbereich zu beobachten, die vor allem in Zeiträumen niedrigerer Windgeschwindigkeiten auftreten.

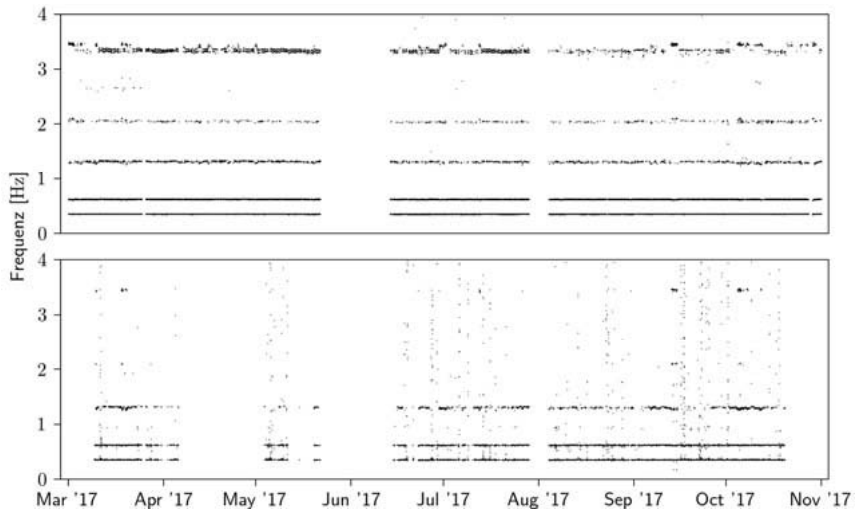


Bild 4: Gegenüberstellung: Ermittelte Eigenfrequenzen im Zeitverlauf aus den Beschleunigungs- (oben) und Dehnungszeitreihen(unten)

¹ Unter natürlicher Anregung aufgenommene Messdaten sollten annähernd normalverteilt sein. Zu hohe oder niedrige Kurtosis Werte können auf fehlerhafte Aufzeichnungen hindeuten.

Signifikante Zusammenhänge zeigen sich vor allem zwischen den Eigenfrequenzen und der Temperatur (Bild 5) sowie den Dämpfungswerten und der Windgeschwindigkeit (Bild 6). Als Grund für die Änderung der Eigenfrequenzen mit der Temperatur wird eine temperaturabhängige Zunahme der Bauteilsteifigkeit vermutet. Für die Abhängigkeit der Dämpfungswerte von der Windgeschwindigkeit sind mehrere Faktoren denkbar: Steigerung der aerodynamischen Dämpfung mit steigender Windgeschwindigkeit, erhöhte Aktivierung innerer Reibung mit erhöhtem Schwingungslevel oder eine Aktivierung des Schwingungsdämpfers bei starken Schwingungen.

Bezüglich der Analyse ergeben sich folgende Beobachtungen: Die *Stochastic Subspace Identification* Methode in Verbindung mit einem automatischen Auswertalgorithmus ist zur Identifizierung modaler Parameter sowohl aus qualitativ hochwertigen Beschleunigungssignalen als auch aus Dehnungssignalen niedrigerer Qualität sehr gut geeignet. Die Methode liefert auch bei eng-beieinanderliegenden Eigenschwingungen zuverlässige Ergebnisse.

Die Beschleunigungssensoren liefern erwartungsgemäß sowohl bei niedrigen als auch bei hohen Schwingungsamplituden hochwertige Messdaten. Voraussetzung ist, dass ihre Sensitivität ausreichend ist und der Messbereich sowohl Windstille als auch Starkwindereignisse ab-

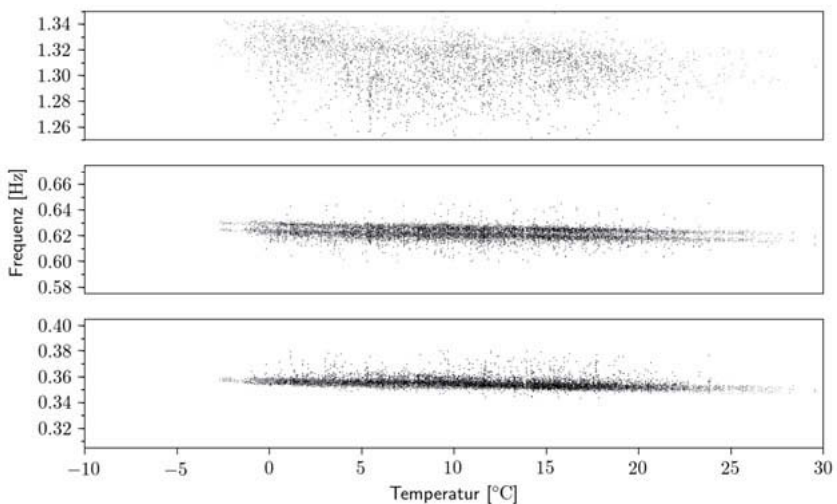


Bild 5: Temperaturabhängigkeit der aus den Beschleunigungen (grau) und Dehnungen (schwarz) ermittelten Eigenfrequenzen für die ersten drei Eigenschwingungen (Pearsonsche Korrelationskoeffizienten: -0,649; -0,329; -0,345)

deckt. Eine Abschätzung dazu ist im Voraus nötig. Die Messdaten der verwendeten faseroptischen Dehnungssensoren können ab mäßigen Windgeschwindigkeiten auch für eine output-only Modalanalyse verwendet werden. Die Ergebnisse streuen erwartungsgemäß sehr viel stärker und aufgrund der Frequenzabhängigkeit der Dehnungen sind nur die niedrigen Eigenfrequenzen, d.h. die Eigenfrequenzen mit hohen modalen Anteilen, identifizierbar. Trotz der Unterschiede in der Qualität der Messdaten zwischen den Beschleunigungen und Dehnungen stimmen die ermittelten modalen Parameter hinreichend gut überein.

7. Zusammenfassung

An einem freistehenden, rotationssymmetrischen Sendeturm wurde ein Monitoringsystem betrieben, dass sowohl Schwingbeschleunigungen in mehreren Ebenen als auch lokale Dehnungen erfasst. Über einen Zeitraum von einem Jahr wurden beide Messgrößen und die Umgebungsbedingen Temperatur und Wind erfasst. Mithilfe einer automatisierten Modalanalyse wurden aus den Beschleunigungs- und Dehnungsmessdaten die modalen Parameter ermittelt. Eine Gegenüberstellung ergibt eine gute Übereinstimmung der aus beiden Messgrößen ermittelten Eigenfrequenzen und Dämpfungswerte. Erwartungsgemäß streuen die aus den Dehnungen ermittelten Ergebnisse, insbesondere bei geringen Schwingungsamplituden, stärker.

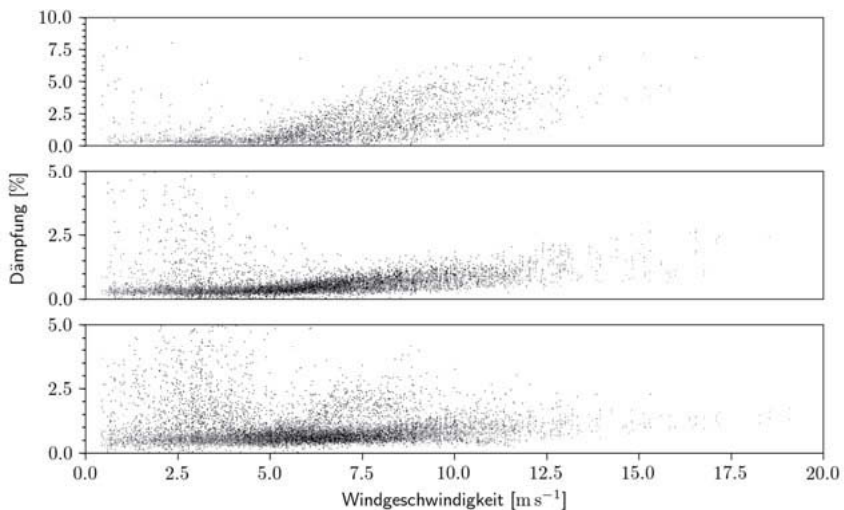


Bild 6: Aus den Beschleunigungen (grau) und Dehnungen (schwarz) ermittelte Dämpfungswerte in Abhängigkeit der Windgeschwindigkeit für die ersten drei Eigenschwingungen; (Pearsonsche Korrelationskoeffizienten: 0,422; 0,673; 0,648)

Die dehnungsbasierte output-only Modalanalyse stellt in dieser Hinsicht eine alternative Möglichkeit zur Ermittlung modaler Parameter dar, wenn bereits vorhandene Dehnungsmesstechnik genutzt werden soll oder keine Beschleunigungsaufnehmer installiert werden können. Im Rahmen einer Strukturüberwachung können die Dehnungsmessdaten, neben der Lebenszyklusanalyse und der Abschätzung von lokalen Bauteilspannungen und -dehnungen, auch zur Ermittlung globaler Strukturparameter genutzt werden.

Dennoch sind im Allgemeinen für eine Identifikation modaler Parameter aus gemessenen Beschleunigungen, geeignete Sensoren vorausgesetzt, geringere Unsicherheiten zu erwarten. Das trifft insbesondere auf höhere Frequenzen zu.

8. Referenzen

- [1] X. W. Ye, Y. H. Su, and J. P. Han. Structural health monitoring of civil infrastructure using optical fiber sensing technology: A comprehensive review. *The Scientific World Journal*, 2014:1–11, 2014.
- [2] T. J. Arsenault, A. Achuthan, P. Marzocca, C. Grappasonni, and G. Coppotelli. Development of a fbg based distributed strain sensor system for wind turbine structural health monitoring. *Smart Materials and Structures*, 22(7):075027, 2013.
- [3] D. Anastasopoulos, M. D. Smedt, L. Vandewalle, G. D. Roeck, and E. P. Reynders. Damage identification using modal strains identified from operational fiber-optic bragg grating data. *Structural Health Monitoring: An International Journal*, dec 2017.
- [4] R. Brincker and C. Ventura. *Introduction to Operational Modal Analysis*. Wiley, 2015.
- [5] B. Peeters and G. de Roeck. Reference-based stochastic-subspace identification for output-only modal analysis. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 1999.
- [6] F. J. Cara, J. Juan, E. Alarcón, E. Reynders, and G. De Roeck. Modal contribution and state space order selection in operational modal analysis. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 38(2):276–298, 2013.
- [7] E. Neu, F. Janser, A. A. Khatibi, and A. C. Orifici. Fully automated operational modal analysis using multi-stage clustering. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 84:308 – 323, 2017.
- [8] V. Zabel, F. Magalhães, and C. Bucher. The influence of parameter choice in operational modal analysis - a case study. In *Proceedings of the IMAC XXXIV: a Conference and Exposition on Structural Dynamics*, 2016.
- [9] E. Reynders and G. de Roeck. Reference-based combined deterministic-stochastic subspace identification for experimental and operational modal analysis. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 22:617–637, 2008.

Ermittlung dynamischer Eigenschaften von Eisenbahnbrücken mittels gezielter Kraftanregung

DI Dr. **Stefan Lachinger**, DI Dr. **Alois Vorwagner**,
AIT – Austrian Institute of Technology, Wien, Österreich;
DI Dr. **Michael Reiterer**,
REVOTEC zt gmbH, Wien, Österreich;
Univ. Prof. DI Dr. **Josef Fink**,
Technische Universität Wien, Wien, Österreich;
DI Dr. **Sebastian-Zoran Bruschetini-Ambro**,
ÖBB-Infrastruktur AG, Wien, Österreich

Kurzfassung

Die gezielte und genaue Ermittlung dynamischer Eigenschaften von Eisenbahnbrücken (Eigenfrequenzen, Dämpfung) stellt einen wichtigen Beitrag für die Bewertung und Nachrechnung von kritischen Bestandsstrukturen dar. Vor allem in Bezug auf geänderte Randbedingungen (z.B. neue Zugstypen, höhere Regelgeschwindigkeiten) kann es notwendig werden, den Brückenbestand neu zu bewerten. Neben der Ermittlung von Eigenfrequenzen und –formen kann vor allem die genaue messtechnische Ermittlung der Dämpfung eine herausfordernde Fragestellung sein, da hier die derzeit in der Praxis verbreiteten Methoden der Anregung (z.B. Ambient, Sandsack, Zugsüberfahrt) mit Unwägbarkeiten behaftet sind welche zu großen Streuungen in den Ergebnissen führen können. Vor allem bei Tragwerken mit geringer Spannweite und hoher Steifigkeit ist es schwierig die Dämpfungsparameter ausreichend genau zu ermitteln.

Basierend auf dieser Problemstellung befasst sich das Forschungsprojekt KOMET mit der zuverlässigen Ermittlung der relevanten dynamischen Parameter. Hierzu werden im Rahmen einer groß angelegten Messkampagne an einer Vielzahl von Tragwerken neben den klassischen Anregungsmethoden verschiedene Schwingungserreger eingesetzt, um gezielt die in die Strukturen eingeleiteten Erregungskräfte zu kontrollieren. Besonders zur Ermittlung der gesuchten Dämpfungsparameter kann hier mittels der so genannten Bandbreitenmethode eine ausreichend genaue und wiederholbare Bestimmung durchgeführt werden. Die Messungen konzentrieren sich auf Rahmentragwerke verschiedener Spannweiten. Die Projektergebnisse sollen in weiterer Folge in die Überarbeitung von Richtlinien zur dynamischen Messung und Nachrechnung von Eisenbahnbrücken Eingang finden.

1. Einleitung und Projektvorstellung

Geänderte Rahmenbedingungen wie z.B. erhöhte zugelassene Zuggeschwindigkeiten oder neue Zugtypen (z.B. ICE4) an Bestandsstrecken können eine dynamische Nachrechnung von Bestandsbrücken erforderlich machen. Im Zuge der Nachrechnung ist unter anderem die Einhaltung von zulässigen Grenzwerten für die Beschleunigung des Brückenüberbaues in Gleisachse bei Überfahrt nachzuweisen. Für Neubauten sind hier im EN 1990/A1 [1] Grenzbeschleunigungen von $\gamma_{bt} = 3,5 \text{ m/s}^2$ bei Brücken mit Schotterüberbau bzw. von $\gamma_{df} = 5 \text{ m/s}^2$ für Brücken mit direkt auf dem Überbau befestigten Gleisen festgelegt. In der, sich derzeit in Überarbeitung befindlichen, ONR 24008 [2] „Richtlinie zur Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Eisenbahn- und Straßenbrücken“ wird für Bestandsbrücken in gutem Erhaltungszustand eine Erhöhung dieser Grenzbeschleunigungen auf $\gamma_{bt} = 6 \text{ m/s}^2$ bzw. $\gamma_{df} = 8 \text{ m/s}^2$ zugelassen. In der Berechnung sind nach [1] Frequenzen bis zum Größtwert der folgenden Werte zu berücksichtigen:

- 30 Hz
- 1,5-fache Frequenz der ersten Eigenform des Tragwerkes
- Eigenfrequenz der dritten Eigenform des Tragwerkes

Maßgebend für die Berechnung der auftretenden Beschleunigungen ist der angesetzte Dämpfungswert ζ (als %-Satz der kritischen Dämpfung definiert). Falls keine genaueren Informationen vorliegen, kann dieser Wert gemäß Tabelle 6.6 in EN 1991-2 [3] in Abhängigkeit der Brückenspannweite L bestimmt werden. Für Stahlbetontragwerke wird die Dämpfung z.B. gemäß Formel (1) definiert.

$$\zeta = \begin{cases} 1,5 + 0,07(20 - L), & \text{für } L < 20 \text{ m} \\ 1,5, & \text{für } L \geq 20 \text{ m} \end{cases} \quad (1)$$

Es ist jedoch bekannt, dass die Dämpfungswerte gemäß [3] teilweise, z.B. bei steifen Rahmentragwerken, konservativ sind und real in der Regel höher liegen. Wenn sich bei der dynamischen Berechnung mit den normativen Dämpfungswerten der Nachweis der Grenzbeschleunigung nicht erfüllen lässt, so kann die maßgebende Dämpfung mittels insitu Messung ermittelt werden. Die maßgebende Dämpfung ist jener Schwingungsform bzw. jener Eigenfrequenz zuzuordnen, bei der bei Zugüberfahrt die maßgebenden Schwingbeschleunigungen auftreten.

Die Messung der realen Dämpfungen ist grundsätzlich von qualifiziertem Personal durchzuführen. In Österreich regelt dies die ÖBB-Richtlinie „Dynamische Messung von Eisenbahnbrücken“ [4], welche im Rahmen des Forschungsprojektes „ComTest“ im Jahr 2007 erstellt wurde. Um die Vergleichbarkeit von Messungen unterschiedlicher Auftragnehmer zu verbessern und um auch die technische Weiterentwicklung z.B. von tragbaren

elektromechanischen Schwingungserregern zu berücksichtigen, soll diese Richtlinie überarbeitet und erweitert werden. Hierfür wurde das derzeit noch laufende Forschungsprojekt „KOMET – Kombination von Anregungs-, Messungs- und Auswertemethoden zur Ermittlung dynamischer Kennwerte von Eisenbahnbrücken“ gestartet. Auftraggeber ist die ÖBB-Infrastruktur AG und Auftragnehmer das Ziviltechnikerbüro REVOTEC ZT GmbH, die außeruniversitäre Forschungseinrichtung AIT – Austrian Institute of Technology GmbH und die Technische Universität Wien. Im Projekt wurden von allen Partnern über 18 verschiedene Tragwerke mit unterschiedlichen Methoden dynamisch angeregt, die Tragwerksreaktion gemessen, ausgewertet und verglichen. Basierend auf diesen Messungen sollen Empfehlungen für die Überarbeitung der Richtlinie ausgearbeitet werden. Der Fokus der Messungen wurde im Projekt auf steife Rahmentragwerke unterschiedlicher Geometrien gelegt, welche sich vor allem bei der messtechnischen Erfassung der Dämpfung in der Praxis oftmals als schwierig erweisen. Eine numerische Analyse der Tragwerke mittels FE-Berechnungen welche in der Praxis einer Messung vorausgehen sollte, wurde hier jedoch nicht untersucht. Die Anregung erfolgte mit den folgenden Methoden, wobei die Anwendung von den Bedingungen beim jeweiligen Tragwerk abhängig war:

- Ambiente Schwingungsmessungen
- Impulsanregung mittels Sandsack bzw. Impulshammer
- Anregung durch Zugüberfahrt
- Gezielte Kraftanregung mit verschiedenen Schwingungserregern

Die Ermittlung der Tragwerksdämpfung erfolgte einerseits im Zeitbereich beim Ausschwingvorgang nach einer Impulsanregung mittels des logarithmischen Dekrements und andererseits durch eine gezielte Frequenzanregung mit den Erregern mittels der so genannten Bandbreitenmethode („Half-Power Bandwidth Method“) im Frequenzbereich. Die Ergebnisse der einzelnen Methoden wurden für jedes Tragwerk verglichen, mit dem Ziel die Anwendungsgrenzen der einzelnen Methoden festzulegen. Bei fünf Tragwerken wurden auch Wiederholungsmessungen im Winter durchgeführt, um Temperatureinflüsse auf das Tragwerk zu bestimmen. Auf diese Messungen wird in diesem Paper nicht eingegangen.

2. Anregungs- und Auswertemethoden

Ambiente Schwingungsmessung

Die ambienten Schwingungsmessungen wurden über einen Zeitraum von mindestens 10 Minuten durchgeführt. Ausgewertet wurden hier nur die Eigenfrequenzen mittels Fast-Fourier Transformation (FFT). Auf eine Ermittlung der Dämpfungswerte wurde bei der ambienten Schwingungsmessung im Projekt verzichtet.

Impulsanregung mittels Sandsack bzw. Impulshammer

Impulsanregungen wurden mittels eines Sandsackes (Gewicht ca. 22 kg) bzw. eines Impulshammers (Modell Dytran 5802A, $m = 1,36$ kg) durchgeführt. Die Messungen wurden in der Regel sowohl mittig am Tragwerk als auch seitlich im Bereich der Randbalken durchgeführt. Jede Messung bestand aus mehreren Anregungen aus welchen anschließend der Mittelwert gebildet wurde. Bei Anregung mittels Sandsack wurden jeweils mindestens 5 Versuche und bei Anregung mittels Impulshammer mindestens 10 Versuche je Messung durchgeführt. Die Auswertung erfolgte, soweit möglich, getrennt für alle am Tragwerk angebrachten Beschleunigungssensoren durch Auswertung des logarithmischen Dekrements entsprechend Formel (2). x_1 ist die Amplitude des ersten Referenzpeaks und m bezeichnet den jeweiligen Bezugspeak mit der Amplitude x_m .

$$\zeta_m = \frac{1}{2\pi m} \cdot \ln \frac{x_1}{x_m} \quad (2)$$

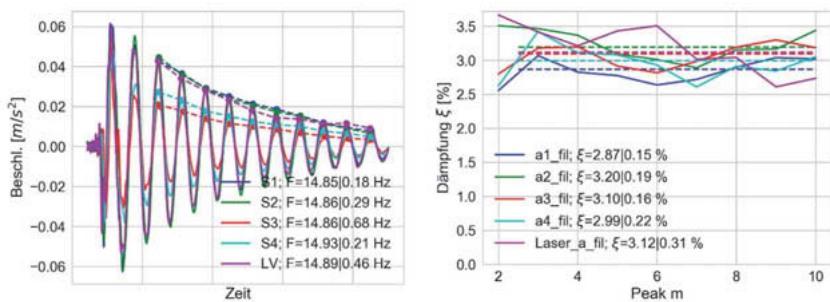


Bild 1: Beispielhaftes Ergebnis eines Sandsackversuches mit gut auswertbarer Tragwerksreaktion; (links) Zeitverlauf; (rechts) Dämpfungen mit Bezug auf unterschiedliche Peaks (gestrichelte Linie: Mittelwert)

Einen Sandsackversuch mit einem gut auswertbaren Abklingverlauf ist in Bild 1 dargestellt. Die Auswertung erfolgte hier für fünf Sensoren gleichzeitig. Auf der linken Seite ist der Zeitverlauf dargestellt. Die ermittelten Peaks sind als Punkte eingezeichnet und zur Veranschaulichung mit einer strichlierten Linie linear verbunden. Betrachtet man die Frequenz des Ausschwingvorganges zwischen den einzelnen Peaks in Bild 1, so zeigt sich, dass diese sehr konstant über alle Peaks verläuft. Für Sensor S1 ergibt sich für die 10 betrachteten Peaks hier z.B. eine mittlere Frequenz von 14,85 Hz mit einer Standardabweichung von 0,18 Hz, also einem Variationskoeffizienten von 1,2%. Dies zeigt, dass das Tragwerk hier mit einer stabilen ersten Eigenmode ausschwingt. Betrachtet man die ermittelten Dämpfungen für die Peaks 2

bis 10 mit Bezug auf den ersten Peak, so zeigt sich auch hier ein sehr gleichmäßiges Bild über alle Peaks hinweg. Die gestrichelte Linie zeigt den Mittelwert der ermittelten Dämpfungen für die Peaks 3 bis 10 zum Referenzpeak an. Die für den zweiten Peak ermittelte Dämpfung wird hier in der Regel aus der Mittelwertbildung ausgenommen, da diese die höchsten Streuungen aufweist. Auch bei den Dämpfungen zeigen sich hier relativ geringe Streuungen. Für den Sensor S1 beträgt die Standardabweichung z.B. 0,15% bei einer mittleren Dämpfung von 2,87%. Dies entspricht einem Variationskoeffizienten von 5,2%.

Im Verlauf der Messkampagne konnten jedoch nicht alle Impulsversuche so gut ausgewertet werden. Damit ein Versuch auswertbar war, musste der Ausschwingvorgang mit einer klaren Eigenfrequenz stattfinden. Anschließend wurde manuell kontrolliert, ob die Dämpfungen der einzelnen Bezugsspeaks große Streuungen aufwiesen. Falls ja, wurde dieser Versuch aus der Auswertung entfernt. Für die zu überarbeitende Richtlinie wird hierfür eine standardisierte Methodik vorgeschlagen. Im Anschluss an die Auswertung der einzelnen Versuche wurden die Ergebnisse aller Versuche einer Brückenmessung zusammengefasst und sowohl für die ermittelten Eigenfrequenzen als auch die Dämpfungen die statistischen Kennwerte (Mittelwert, Standardabweichung, Variationskoeffizient) bestimmt.

Gezielte Krafterregung

Die Versuche mit gezielter Krafterregung wurden mit unterschiedlichen Erregern durchgeführt, wobei das Anregungsprinzip grundsätzlich gleich war. Hier wurde mit definierter Kraft der betrachtete Frequenzbereich angeregt und die Tragwerksreaktion im Frequenzbereich mittels Bandbreitenmethode analysiert. Die Erregung wurde einerseits mittels kontinuierlichen Sweeps, andererseits auch in diskreten Frequenzschritten, durchgeführt wobei das Tragwerk in jedem Frequenzschritt Zeit hatte, einen eingeschwungenen Zustand zu erreichen.



Bild 2: Long Stroke Shaker APS 400; Zwei Shaker bei gleichzeitiger Erregung in Gleisachse

Bei allen Tragwerken wurden jeweils zwei mobile Erreger, so genannte APS 400 Long Stroke Shaker (LSS) der Firma APS eingesetzt, wie in Bild 2 dargestellt. Mit diesen (gerade noch) tragbaren Geräten können Kräfte von bis zu 445N je LSS in

das Tragwerk eingeleitet werden. Durch die flexible Platzierung z.B. am Randbalken können

die Messungen auch parallel zu laufendem Zugbetrieb stattfinden. Bei Platzierung auf gegenüberliegenden Tragwerksseiten konnten durch phasenverschobene Anregung auch gezielt Torsionsmoden angeregt werden. Wo aufgrund der Anlageverhältnisse durchführbar (kein Zugbetrieb, Befahrbarkeit) wurden die Tragwerke auch mit größeren Erregern, siehe Bild 3, wie dem hydraulischen Erreger MoSeS von AIT bzw. einem großen mechanischen Unwuchterreger der TU Wien angeregt.



Bild 3: (links) Hydraulischer Erreger MoSeS [AIT]; (rechts) mechanischer Unwuchterreger [TU Wien]

Für die Anwendung der Bandbreitenmethode nach Formel (3) müssen im Frequenzbereich die oberen ($f_{1,2}$) und unteren ($f_{1,1}$) Frequenzen, bei welchen die Amplitude, der maximalen Amplitude der Eigenfrequenz (f_1) dividiert durch $\sqrt{2}$ entspricht, gefunden werden.

$$\zeta = \frac{f_{1,2} - f_{1,1}}{2 * f_1}; x_{f_{1,1}} = x_{f_{1,2}} = \frac{x_{f_1}}{\sqrt{2}} \quad (3)$$

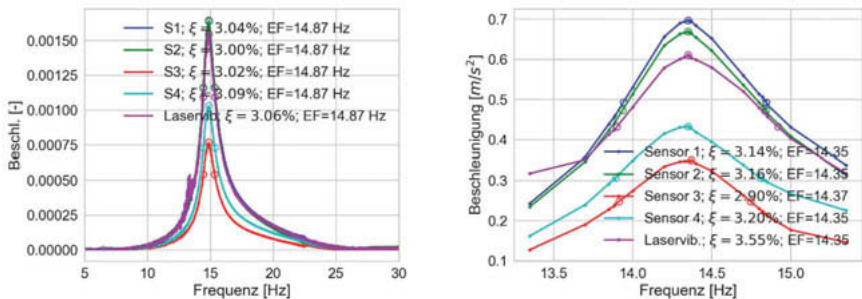


Bild 4: Beispiele für die Auswertung im Frequenzbereich mit der Bandbreitenmethode; (links) Auswertung kontinuierlicher Sweep mit den LSS mittels FFT; (rechts) Auswertung diskreter Frequenzschritte mit dem MOSES Erreger. Die Ringe stellen jeweils die ermittelten Punkte für die Anwendung der Bandbreitenmethode dar.

In Bild 4 sind beispielhaft Ergebnisse für ein ausgewähltes Tragwerk dargestellt. Auf der linken Seite die Ergebnisse der FFT Analyse eines kontinuierlichen Sweeps mit den beiden LSS und auf der rechten Seite die Ergebnisse bei Anregung mit diskreten Frequenzschritten mit dem MOSES Erreger. Die ermittelten Eigenfrequenzen unterscheiden sich etwas, dies liegt hauptsächlich im Zusatzgewicht durch den MoSeS Erreger (ca. 4 to) begründet.

Diskussion der Ergebnisse anhand ausgewählter Tragwerke

Die in Bild 1 und Bild 4 gezeigten Ergebnisse stammen von einem geschlossenen Rahmentragwerk entlang der neu gebauten Koralm-Bahnstrecke in der Steiermark. Das Tragwerk ist eingleisig, hat eine lichte Spannweite von 14,9 m, eine Tragwerksbreite von 6,56 m (ohne Randbalken) und eine Schiefe von 62,73°. Das Tragwerk war zum Zeitpunkt der Messung noch ohne Schotterüberbau und konnte somit auch befahren und mit dem MOSES Erreger gemessen werden. Bild 5 zeigt das Tragwerk während den Messungen.



Bild 5: Beispieltragwerk Koralmbahn

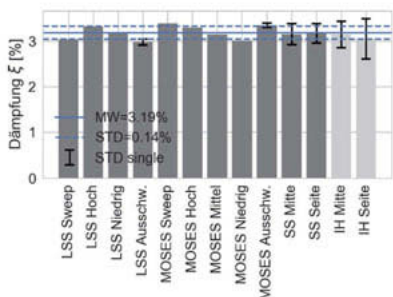


Bild 6: Tragwerk Koralmbahn - Vergleich der Ergebnisse für die Dämpfung verschiedener Anregungsmethoden an einer Sensorposition

Das Tragwerk zeigt eine klar ausgeprägte Biegemode als erste Eigenfrequenz im Bereich von 14,9 Hz und eine zweite Eigenfrequenz mit einer Torsionsmode bei ca. 29,7 Hz. In Bild 6 sind für eine

Sensorposition (in Brückenmitte) die sich aus den unterschiedlichen Anregungsmethoden ergebenden Dämpfungen dargestellt. Diese Methoden sind kontinuierliche Sweeps und Anregung mit diskreten Frequenzschritten mit den LSS sowie dem MOSES Erreger auf verschiedenen Kraftniveaus. Des Weiteren wurde das Ausschwingverhalten nach Ausschalten

(und Abklingen der Erregerkraft) der Erreger sowie bei Sandsack- und Impulshammeranregung beurteilt. In Bild 6 sind auch die Standardabweichungen der multiplen Ausschwingversuche dargestellt. Es zeigt sich hier, dass bei diesem Tragwerk alle Methoden zu vergleichbaren Ergebnissen führen, wobei die Streuung bei der Anregung mittels Impulshammer aufgrund der geringen in das Tragwerk eingebrachten Energie am größten war. Jedoch zeigen sich einige Tragwerke der Messkampagne auch als schwierig auszuwerten. Vor allem bei sehr breiten und schiefen Tragwerken zeigen sich nahe beisammen liegende Eigenmoden, welche aufgrund hoher Dämpfungen nicht immer klar trennbar waren. In Bild 7 sind Ergebnisse zweier Sweeps (LSS auf den Randbalken, einmal mit Anregung beider LSS synchron zueinander und einmal mit beiden LSS asynchron, also um 180° phasenverschoben) eines anderen Tragwerkes an der Koralmbahn dargestellt, welches mit einer lichten Spannweite von 6,3 m und einer Tragwerksbreite von 12,6 m mehrere Eigenmoden nahe zusammen aufweist. Aufgrund der Tragwerksgeometrie sind hier Schwingungsformen in Querrichtung dominant. Die klassische Biegemode bei 31 Hz stellt zwar die erste Eigenfrequenz dar, ist jedoch mit einer hohen Dämpfung über 8,4% nur schwach ausgeprägt. Die zweite Eigenfrequenz, welche sich bei asynchroner Anregung zeigt, liegt bei ca. 40 Hz und ist eine klassische Torsionsmode. Die Dämpfungen liegen hier um die 6%. Die dritte Eigenmode lässt sich bei synchroner Anregung auch sehr gezielt anregen. Hier ergeben sich mit der Bandbreitenmethode Dämpfungen von ca. 3,74% (nicht im Diagramm eingetragen), was folgend als maßgebende Dämpfung aus der Messung angesehen wird.

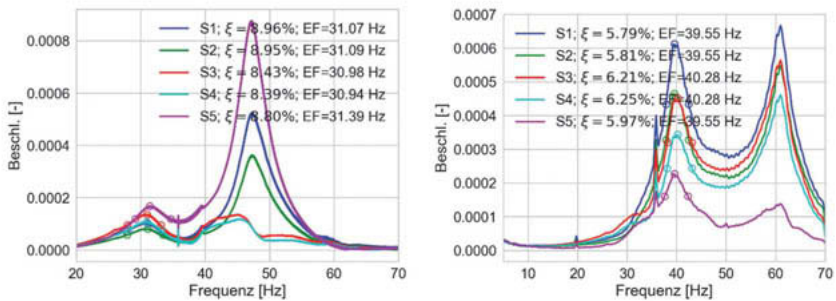


Bild 7: Beispiel für ein Tragwerk mit nahe beisammen liegenden Eigenmoden. (links) FFT eines Sweeps mit LSS synchron; (rechts) FFT eines Sweeps mit LSS asynchron

Teilweise wäre es notwendig die Position der Shaker zu ändern um spezifische Eigenmoden eindeutig messen zu können. Dies bedingt jedoch eine genaue numerische Analyse des Tragwerkes vor der Messung. Auch können Randbedingungen der Messung eine freie

Positionierung der Shaker unmöglich machen (z.B. bei Zugbetrieb). Des weiteren beeinflussen sich nahe zusammenliegende Eigenmoden zu einem gewissen Grad gegenseitig, sodass die Anwendung der Bandbreitenmethode mit Unsicherheiten behaftet ist. Dies wurde z.B. in [6] ausführlich behandelt. Es wird derzeit noch diskutiert, wie diese Punkte in der künftigen Richtlinie zu behandeln sein werden. Auch bei der Analyse des Ausschwingvorganges ist darauf zu achten, mit welcher Schwingungsform das Tragwerk nach der Erregung ausschwingt. Bei hoch gedämpften Tragwerken konnte mit Impulserregung durch Sandsack bzw. Impulshammer nicht immer genügend Energie in das Tragwerk eingeleitet werden, um einen „sauber“ auswertbaren Ausschwingvorgang auszulösen. Um die Vergleichbarkeit der Auswertung von Ausschwingvorgängen zu erhöhen, wird vorgeschlagen, für die Auswertung mehrere hintereinanderliegende Peaks zu berücksichtigen und vor der Mittelwertbildung Ausreißer mit statistischen Methoden (z.B. nach *Grubbs* [5]) zu entfernen. Die genaue Vorgehensweise ist hier noch in Diskussion.

3. Ergebnisse

Insgesamt waren von den gemessenen 18 Brücken 13 Rahmentragwerke, wovon 12 in die finale Auswertung aufgenommen wurden, ein Tragwerk wurde aufgrund spezieller Randbedingungen ausgenommen. Aus Messungen im Zuge eines anderen Projektes konnten auch Daten von fünf anderen Rahmentragwerken berücksichtigt werden.

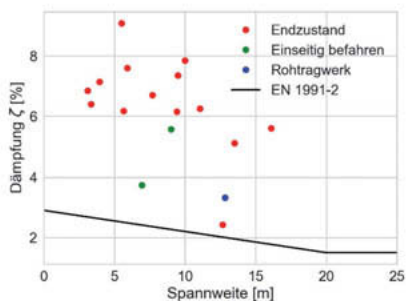


Bild 8: Vergleich der gemessenen Dämpfungen mit den Vorgaben gemäß EN 1991-2 [3]

In Bild 8 werden die aus der Messung als maßgeblich beurteilten Dämpfungen der 17 betrachteten Tragwerke in Abhängigkeit der Spannweite mit der Normdämpfung nach EN 1991-2 [3] verglichen. Es zeigt sich hier, dass der Großteil der Tragwerke eine wesentlich höhere Dämpfung, im Vergleich zur normativen Vorgabe, aufweist. Von den drei Rahmentragwerken, welche Dämpfungen unter 4 % aufweisen, ist eines das in Abschnitt 3 gezeigte Tragwerk, welches sich noch im Rohzustand ohne Überbau befindet. Hier ist eine Erhöhung der Dämpfung im Endzustand zu erwarten. Das einseitig befahrene Tragwerk wurde ebenfalls in Abschnitt 3 bereits dargestellt und zeichnet sich durch eine kurze Spannweite und eine im Verhältnis sehr hohe Tragwerksbreite

aus. Hier ist die geringe Dämpfung der dritten identifizierten Eigenmode zugeordnet, welche eine Querschwingungsform ist. Auch das sich bereits im Endzustand befindliche Tragwerk, welches die geringste gemessene Dämpfung von 2,43% der betrachteten Tragwerke aufweist, hat eine gedrungene Form mit einer lichten Spannweite von 12,7m und eine Breite von 15 m bei einer Tragwerksschiefe von 68°. Auch hier ist die geringste Dämpfung bei der dritten Eigenmode, welche eine Querschwingungsform darstellt. Bei den restlichen Tragwerken, bei denen die berücksichtigte Eigenmode in der Regel die erste Biegemode war, zeigten sich durchgehend hohe Reserven zur normativen Vorgabe.

4. Zusammenfassung

Im Projekt KOMET wurden viele Erfahrungen für die Anwendung erweiterter Anregungsmethoden zur Messung dynamischer Eigenschaften von Eisenbahnbrücken gesammelt. Diese Erfahrungen werden Eingang in einer Überarbeitung einer bestehenden Richtlinie finden. Es konnte im Rahmen des Projektes gezeigt werden, dass herkömmliche Methoden der Impulsanregung (Sandsack) bei einer Vielzahl von Tragwerken gute Ergebnisse liefern, jedoch gerade bei hoch gedämpften Strukturen bzw. bei Strukturen mit nahe liegenden Eigenmoden an ihre Anwendungsgrenzen stoßen. Hier können durch Anwendung der Bandbreitenmethode bei gezielter Kraftanregung mittels Erregern auch noch Aussagen zu den gesuchten dynamischen Kennwerten getroffen werden, wo dies mittels Impulsanregung nicht mehr möglich ist. Es zeigte sich auch, dass ein Großteil der betrachteten Rahmentragwerke wesentlich höhere maßgebliche Dämpfungen (aus der Messung beurteilt) haben, im Vergleich zur normativen Vorgabe. Jedoch zeigten sich Tragwerke mit dominierenden Querschwingungsformen teilweise auch als niedrig gedämpft. Basierend auf den Ergebnissen werden auch Empfehlungen für die wiederholbare und vergleichbare Auswertung von Messungen, sowohl für Impulsanregung als auch für gezielte Kraftanregung, ausgearbeitet.

- [1] ÖNORM EN 1990/A1: Eurocode – Basis of structural design; Amendment 1: Application for bridges; Austrian Standards Institute; 2013
- [2] ONR 24008: Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Eisenbahn- und Straßenbrücken; Austrian Standards Institute; 2014
- [3] ÖNORM EN 1991-2: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke; Teil 2: Verkehrslasten of Brücken; Austrian Standards Institute; 2004
- [4] Richtlinie – Dynamische Messung von Eisenbahnbrücken; ÖBB Infrastruktur; 2007
- [5] F. Grubbs: Procedures for Detecting Outlying Observations in Samples; Technometrics 11; Taylor & Francis; 1969
- [6] J. Wang et al: Estimation error of the half-power bandwidth method in identifying damping for multi-DOF systems; Soil Dynamics and Earthquake Engineering 39; 2012

Schwingungsmessungen, Systemidentifikation und Strukturüberwachung mit Smartphone und Tablet

Vibration measurements, system identification and structural health monitoring with smartphone and tablet

Dipl.-Ing. **Arthur Feldbusch**, **Patric Agne**,
Prof. Dr.-Ing. **Hamid Sadegh-Azar**,
Technische Universität Kaiserslautern

Kurzfassung

Viele mobile Geräte (Smartphones und Tablets) verfügen heute über leistungsfähige Schwingungssensoren, die für Schwingungsmessungen und -analysen eingesetzt werden können. Zu diesem Zweck wurde am Fachgebiet Statik und Dynamik der Tragwerke der TU Kaiserslautern die App "iDynamics" entwickelt.

Dieser Beitrag untersucht und beschreibt die Möglichkeiten mobiler Geräte zur Messung und Analyse von Schwingungen mit "iDynamics". Anhand zahlreicher Anwendungsfälle aus der Praxis werden die Einsatzmöglichkeiten eruiert und die Ergebnisse mit denen aus professionellen Schwingungsuntersuchungen verglichen. Die Unterschiede zwischen der Qualität von Messungen hochempfindlicher professioneller Sensoren und Smartphones werden aufgezeigt. Es werden Anforderungen für eine aussagekräftige Schwingungsuntersuchung formuliert und Einschränkungen von Smartphonemessungen im Allgemeinen aufgezeigt. Mehrere Signalverarbeitungs- und Auswertungstools sind in die App integriert, die Systemidentifikation (z.B. Bestimmung von Eigenfrequenz und Dämpfung), Strukturüberwachung (Structural Health Monitoring) und die Detektion von Grenzwertüberschreitungen ermöglichen.

Aktuell eignen sich Smartphones lediglich für einfache und grobe Schwingungsanalysen und können professionelle Schwingungsmessungen nicht ersetzen. Mit der fortschreitenden Entwicklung der Geräte wird auch die Erfassung von Gebäudeschwingungen bei kleineren Amplituden, womöglich schon in naher Zukunft, realisierbar sein.

Abstract

Many mobile devices (smartphones and tablets) possess powerful vibration sensors today, which can be used for vibration measurements and analysis. For this propose, a specialized

app "iDynamics" has been developed at the Institute of Structural Analysis and Dynamics at the University of Kaiserslautern.

This paper investigates and describes the capabilities of mobile devices to measure and analyze vibrations with "iDynamics". Using practical examples, it shows the differences between the quality of signal recordings of high sensitive professional sensors and smartphone recordings. Requirements for accurate vibration analysis with mobile devices have been proposed as well as the constraints and limits of measurements with mobile devices in general. Several signal processing and evaluation algorithms have also been integrated in the app, which enable System Identification (e.g. determination of natural frequency and damping), Structural Health Monitoring and detection of vibration limit exceedance.

Accelerometers integrated in modern mobile devices are only capable of simple and rough vibration analysis and cannot replace professional vibration measurements. Nevertheless, with further rapid advancement of smartphones (especially regarding the sensors and processors) exact and accurate measurements will be possible presumably soon.

1. Einleitung

In den letzten Jahren haben Smartphones und Tablets weltweit starke Verbreitung gefunden. Etwa ein Drittel der Weltbevölkerung nutzt heute ein Smartphone [1] und die Verkaufszahlen steigen stetig an. Um einer Sättigung des Marktes entgegenzuwirken und neue Kaufanreize zu schaffen, wird die Leistung der Prozessoren und die Speicherkapazitäten ständig weiterentwickelt. Zusätzlich werden Beschleunigungssensoren und Gyroskope verbessert, um anspruchsvolle Anwendungen, wie Indoor-Navigation, Sport-Apps oder optische Bildstabilisierung zu ermöglichen.

Die in Smartphones verbauten Beschleunigungssensoren erreichen mittlerweile eine Empfindlichkeit, die für semiprofessionelle Schwingungsanalyse genutzt werden kann. Um dies zu realisieren, hat das Fachgebiet Statik und Dynamik der Tragwerke der Universität Kaiserslautern die sogenannte "iDynamics"-App entwickelt.

Die App kann für einfache Schwingungsmessungen eingesetzt werden und ist dank der implementierten Auswertemodule auch in der Lage eine strukturdynamische Systemidentifikation (z.B. Bestimmung von Eigenfrequenz und Dämpfung) und Structural Health Monitoring (durch Änderung von Eigenfrequenzen) durchzuführen. Außerdem sind in der App mehrere Schwingungsgrenzwerte aus Normen und Richtlinien integriert, die eine Abschätzung der Auswirkungen auf Menschen [2] und Gebäude ermöglichen. Die Anwendung und Nutzung der „iDynamics“ App ist ausschließlich für Lehr- und Lernzwecke gedacht und vorgesehen. Andere Nutzungsarten sind ausgeschlossen und nicht zulässig.

2. Professionelle Sensoren und Sensoren von Smartphones

Die Eigenschaften der in Smartphone verbauten Sensoren unterscheiden sich von professionellen Beschleunigungsaufnehmern entsprechend der unterschiedlichen Anforderungen. Hochsensible Sensoren können eine Auflösung von bis zu 10^{-9} g aufweisen. Der Messbereich bewegt sich für gewöhnlich unter ± 1 g. Für die Smartphone-Technologie spielt die Miniaturisierung eine wichtige Rolle sowie eine hohe Robustheit, geringer Energieverbrauch und niedriger Preis. Dies bringt Einschränkungen der Genauigkeit mit sich. In neueren Smartphones sind sogenannte MEMS-Beschleunigungssensoren (Mikroelektromechanische Systeme) mit einer Auflösung von 0,1 bis 15 mg und einem Messbereich von ± 4 g (und mehr) installiert. Detaillierte Informationen über den eingebauten Sensortyp und die digitale Auflösung können mit der App "iDynamics" ermittelt werden. Die Auflösung gibt die theoretisch kleinste messbare Änderung an. Leider vermindern andere Faktoren wie das Rauschen diesen theoretischen Wert. Sodass die tatsächliche effektive Auflösung viel niedriger sein kann. Bei älteren Smartphones war die Auflösung häufig sehr grob, sodass das vom Sensor registrierte Signal nicht vollständig aufgelöst werden konnte. Seit der Android-Version 6.0 (2015) fordert Google für Smartphones mit Beschleunigungssensoren den Verbau eines 12-bit Beschleunigungssensors und empfiehlt die Verwendung eines 16-bit Sensors [3]. Durch Einhaltung dieser Kompatibilitätsbedingungen sind die meisten Smartphones heute genügend hoch aufgelöst. Für aktuelle Geräte ist der Effektivwert des Eigenrauschens aussagekräftiger zur Bewertung der Tauglichkeit von Smartphones zur Schwingungsanalyse.

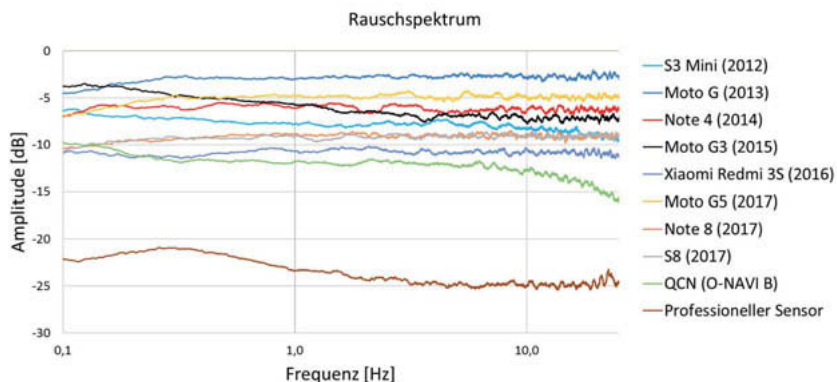


Bild 1: Rauschspektrum einiger Smartphones, einem QCN Sensor und professionellem Beschleunigungssensor mittlerer Sensitivität

In Bild 1 sind die Rauschspektren von einigen Smartphones und einem professionellen Sensor mittlerer Sensitivität (100 mV/g) dargestellt. Das Diagramm beinhaltet außerdem einen low-cost MEMS-Sensor, der in einem weltweiten seismischen Netzwerk (QCN - Quake Catcher Network) zur Registrierung von Erdbeben und Erschütterungen eingesetzt wird [4]. Die Spektren wurden durch längere Messungen auf einer sehr ruhigen Oberfläche erzeugt. Es zeigt sich die Tendenz, dass neuere Smartphones und Oberklassen-Geräte geringeres Rauschen aufweisen.

3. Schwingungsmessungen per „iDynamics“ App

Eine vollwertige Studenten-/Testversion der „iDynamics“ App kann von der Webseite des Lehrstuhls Statik und Dynamik der Tragwerke der TU Kaiserslautern heruntergeladen werden [5]. Zur Installation müssen Apps aus unbekannten Quellen freigegeben werden. Nach Bestätigung der Lizenzbedingungen ist die Anwendung einsatzbereit (Bild 2 a).

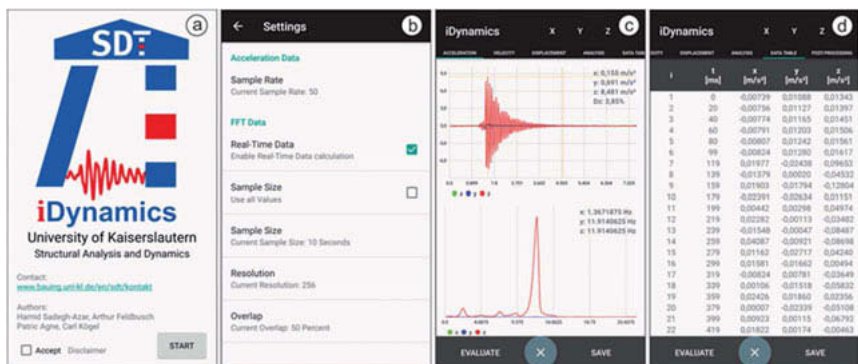


Bild 2: (a) Begrüßungsbildschirm mit Lizenzbedingungen, (b) Default-Einstellungen, (c) Beschleunigungs-Zeitverlauf und Fourierspektrum, (d) Tabelle einer Schwingungsaufzeichnung

In der App wurden Voreinstellungen gewählt, die für die meist verbreiteten Geräte möglichst präzise und in Bezug auf die Abtastrate hochauflösende Ergebnisse liefern, ohne dass ein flüssiges Arbeiten beeinträchtigt wird (Bild 2 b). Je nach Gerät und Messsituation, kann eine Anpassung der Einstellungen die Ergebnisse erheblich verbessern. Für die Beschleunigungsaufnahme ist eine Abtastrate (Sample Rate) von 50 Hz voreingestellt. Für die Erfassung von höherfrequenten Signalen ist eine Erhöhung der Abtastrate jedoch unbedingt anzuraten.

Wird die Messung durch einen Klick auf den Start-Button gestartet, werden die Daten des Sensors aufgezeichnet und der Beschleunigungs-Zeit-Verlauf dargestellt. Parallel dazu wird das mittels schneller Fouriertransformation (FFT) generierte Fourierspektrum angezeigt (Bild 2 c). Bedingt durch den FFT-Algorithmus wird das entsprechende Spektrum von 0 Hz bis zur Hälfte der gewählten Abtastrate in Hz berechnet. Bei der für die FFT eingesetzte Methode werden parallel Split-radix und Mixed-radix Algorithmen verwendet [6]. Das für symmetrische Multiprozessorsysteme verwendete Verfahren ist sehr effizient und ermöglicht eine simultane Darstellung des Zeitsignals und des korrespondierenden Frequenzspektrums.

4. Schwingungsanalyse per „iDynamics“ App

Nach der Messung stehen dem Nutzer verschiedene Auswertungsmöglichkeiten zur Verfügung. Die aufgezeichneten Daten liegen in Tabellenform vor und können als Textdatei zur weiteren Auswertung abgespeichert werden. Die Eigenfrequenz bzw. die Hauptfrequenz des Signals, die maximale Beschleunigungs- und Geschwindigkeitsamplitude sowie die gewichtete Schwingstärke $KB_{F_{max}}$ können ermittelt werden. Außerdem sind Bewertungen der Schwingungen gemäß DIN 4150-2 [7] und DIN 4150-3 [8] sowie Klassifizierungen des Komfortniveaus nach VDI 2038 [9] implementiert und über den Analysebutton zugänglich. Durch die integrierte Berechnung des Effektivwerts der Beschleunigung (RMS – Root Mean Square) ist auch eine Beurteilung von Vibrationen in Stadien und Schwingungen auf Fußböden von Versammlungsräumen auf Basis des Komfort- oder Panikkriteriums nach ISO 10137 [10] möglich.

Im dargestellten Zeitsignal kann der Nutzer nach dem Stoppen der Messung eine Dämpfungsbestimmung vornehmen. Mittels des Verfahrens der abklingenden Amplitude wird die Dämpfung (LEHRsches Dämpfungsmaß) durch das Verhältnis zweier Peaks bestimmt [11]. Der Bereich in dem die Dämpfung ermittelt wird kann durch Antippen zweier Punkte im Zeitsignal festgelegt werden. Die Anwendbarkeit des Verfahrens ist allerdings auf deutlich unterscheidbare Eigenmoden beschränkt.

Die ebenfalls implementierte Filterfunktion kann zur Separierung der Moden genutzt werden. Diese steht im Post-Processing Menü zur Verfügung und beinhaltet einen Hoch-, Tief- und Bandpassfilter 1. Ordnung mit Butterworth-Charakteristik gemäß DIN 45699-1 [12], der im einstellbaren Frequenzbereich angewendet werden kann. Bild 3 zeigt die Anwendung des Filters auf eine Schwingung eines Zwei-Massen-Schwingers. Hier kann für die erste Eigenform die Dämpfung mit 1,19% und für die zweite mit 0,32% bestimmt werden. Die Filterfunktion kann zur Verbesserung des Geschwindigkeitssignals beitragen, indem es die durch den Integrationsprozess verursachte Fehler reduziert.

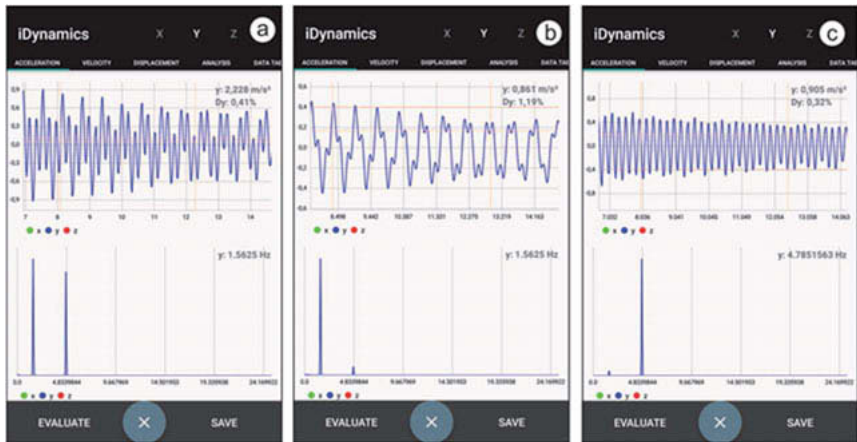


Bild 3: (a) Ungefiltertes Schwingungssignal, (b) Tiefpassgefiltertes Signal, (c) Hochpassgefiltertes Signal

Bei kleinen Schwingungsamplituden weist die Signalaufzeichnung ein niedriges Signal-Rausch-Verhältnis auf. Um die Qualität der Signalaufzeichnung zu erhöhen, wurden unterschiedliche Techniken untersucht. Zur Reduzierung von anomalen Peaks hat sich eine einfache Glättung des Signals als vorteilhafter gegenüber komplexeren Verfahren herausgestellt. Hierzu wurde ein einfacher 5-Punkte-Glättungsalgorithmus umgesetzt, der in jedem Punkt den Mittelwert der vier nächstgelegenen Werte berechnet. Der Nutzer kann im Post-Processing bis zu drei Iterationsschritte durchführen. Allerdings ist Vorsicht geboten, da Signale mit hochfrequentem Anteil bei geringer Abtastrate verfälschend „weggeglättet“ werden.

5. Verifizierung mit professionellen Schwingungsmessungen

Anhand von praktischen Beispielen wurden die Möglichkeiten und Grenzen von Smartphone-messungen mit der „iDynamics“ App untersucht. Hierzu wurden Schwingungsmessungen parallel mit Smartphones unterschiedlicher Hersteller und hochsensiblen Sensoren (ACF24, ZINSZIEGLER Instruments GmbH) durchgeführt und miteinander verglichen.

Zur Verifizierung wurden zunächst unter Laborbedingungen Benchmarkuntersuchungen anhand von zwei einfach aufgelagerten Stahlbalken mit unterschiedlicher Steifigkeit durchgeführt (Tabelle 1 a+e). Die erste Eigenfrequenz des weicheren Balkens befindet sich mit 1,8 Hz im Bereich der relevanten Gebäudefrequenzen. Der steifere Balken mit einer Eigenfrequenz von

12,5 Hz dient als Referenz für höherfrequente Schwingungen, wie sie beispielsweise bei Decken auftreten. Die Balken wurden durch einfaches Antippen angeregt und die Beschleunigung bis nach dem Abklingen der Schwingung aufgezeichnet. Durch Analyse einzelner Messabschnitt von 1000 mm/s² bis 5 mm/s², kann die Qualität der Messungen mit dem Smartphone quantifiziert werden. Die für sachgemäße Schwingungsmessungen erforderlichen Amplituden werden im folgenden Abschnitt präzisiert.

Die vielseitigen Einsatzmöglichkeiten sowie Grenzen der „iDynamics“ App wurden durch praktische Anwendung ausgelotet. Einen Überblick der Anwenderbreite gibt die Zusammenstellung von Erfahrungswerten in Tabelle 1.

Tabelle 1: Erfahrungswerte bei Schwingungen und Tauglichkeit von Smartphones

Quellen	Frequenz [Hz]	Anregung und Beschleunigung [mm/s ²]	mit Smartphone messbar		Quellen	Frequenz [Hz]	Beschleunigung [mm/s ²]	mit Smartphone messbar	
			Frequenz	Amplitude				Frequenz	Amplitude
 1,8Hz-Stahlbalken	1,8	Antippen: 1000 100 25 15	ja ja ja ja	ja ja ja nein	 12,5Hz-Stahlbalken	12,5	Antippen: 1000 150 100 50	ja ja ja ja	ja ja ja nein
 Verkehrsstraße (PKW, LKW)	20	Verkehr: 50	nein	nein	 Fußgängerbrücke	3	ambient: 35 Fußgänger: 800	ja ja	nein ja
 Bahnbrücke	10	S-Bahn: 70 Güterzug: 1000	nein ja	nein nein	 Gebäude mit 4 Stockwerken	2,2 (x), 3,2 (y)	ambient: 2 (x,y)	nein	nein
 Verkehrsbrücke	2	ambient: 170	ja	nein	 Gebäude mit 12 Stockwerken	2 (x), 1,2 (y)	ambient: 3,5 (x), 4,5 (y)	nein	nein

6. Bewertung der Tauglichkeit von Schwingungsmessungen mit dem Smartphone

Zur Bewertung der Tauglichkeit des Smartphones ist die Ermittlung des Effektivwerts des Rauschens sinnvoll. Hierzu ist mit dem Smartphone lediglich eine Messung von einigen Minuten auf einer sehr ruhigen Oberfläche (z.B. Fundament im Keller) durchzuführen. Unter dem Tab Analysis kann der ermittelte Effektivwert über die gesamte Messdauer $RMS(t = \infty)$ abgelesen werden. In Tabelle 2 sind Effektivwerte von einigen untersuchten Geräten aufgelistet.

Tabelle 2: Rauschwerte und Messbereich einiger Smartphone-Accelerometer

Smartphone	Sensor (Hersteller)	Rausch-Effektivwert $a_{RMS,Noise}$ [mm/s ²]	Messbereich [g]
Moto G	- (Bosch)	36	±4
Moto G4 Plus	- (Bosch)	22	±16
Samsung Galaxy Note 4	ICM 20610 (Inven- sense)	14	±4
Samsung Galaxy Note 8 + S8	LSM6DSL (ST Micro- electronics)	7	±8
Samsung Galaxy S3 mini	MPU-6000 (Inven- sense)	9	±4
Xiaomi Redmi 3S	LSM6DS3 (ST Micro- electronics)	6	±4

In Praxistests hat sich gezeigt, dass Eigenfrequenzen bei klaren harmonischen Schwingungen gut zu identifizieren sind wenn die Amplituden über dem Effektivwert des Rauschens liegen. Das Eigenrauschen entspricht einer Gaußschen Normalverteilung. Daher kann ein Erwartungswert für die Rauschmaxima aus dem Effektivwert des Rauschens $a_{RMS,Noise}$ berechnet werden. Mit $a_{RMS,Noise} \cdot 3,89$ erhält man die Amplitude die erwartungsmäßig bei 10.000 Werten einmal überschritten wird. Bei einer Abtastrate von 100 Hz wird der Wert folglich etwa 1-mal in 100 Sekunden überschritten. Nach ISO 4866 [13] muss die zu messende Größe um ein Faktor 10 über dem Rauschen liegen.

Für eine Einordnung gemäß VDI [9] basierend auf dem maximal gemessenem Beschleunigungswert a_{max} (Tribünen und Brücken vertikal) ist eine Messung von Beschleunigungswerten unter 500 mm/s² (hoher Komfort) sinnvoll. Die integrierte Bewertung basierend auf dem $KB_{F,max}$ -Wert sowie die Einschätzung nach DIN 4150-3 [8], die die maximale Geschwindigkeit heranzieht ist hingegen nur geeignet, wenn das Geschwindigkeitssignal plausibel ist (keine Null-

linienfehler durch Integration). Die implementierte Hochpass-Filterfunktion oder Mittelung können zur Verbesserung des Signals beitragen. Der Nutzer sollte sich dabei bewusst sein, dass hierbei wesentliche Signalanteile verloren gehen können.

Die DIN 45669-1 [12] fordert als untere Messbereichsgrenze einen Wert 10 dB (Faktor 3,16) über dem Eigenrauschen und eine Nachweisgrenze für die Ermittlung der maximalen Geschwindigkeit von höchstens $v_{max} = 0,05 \text{ mm/s}$. Die Nachweisgrenze stellt dabei die Anzeigegröße dar, die Faktor 2 über dem Effektivwert des Eigenrauschens des Schwingungsmessers liegt. Unter Annahme der Beziehung $a_{max} = v_{max} \cdot \omega$ müsste der Effektivwert des Rauschens $a_{RMS,Noise}$ bei einer 1 Hz Schwingung unter $0,16 \text{ mm/s}^2$ liegen. Selbst die aktuell hochwertigsten Smartphonesensoren sind weit von dieser Anforderung entfernt. Für Messungen nach DIN 45669-1 eignen sich Smartphones somit bis dato nicht.

7. Fazit und Ausblick

Durch die Entwicklung der „iDynamics“ App werden vereinfachte und grobe Schwingungsmessungen und Schwingungsuntersuchungen ermöglicht. Hierfür sind keine teuren und umfangreichen Messgerätschaften mit zugehöriger Software erforderlich. Ein Smartphone oder Tablet trägt mittlerweile fast jeder mit sich. Es sind jederzeit und überall spontane Feldmessungen möglich.

Schwingungsamplituden, Eigenfrequenzen und Dämpfung können bestimmt werden. Der Anwender kann somit Resonanzprobleme feststellen, Grenzwertüberschreitungen registrieren und entsprechende Maßnahmen zur Reduzierung bzw. Beseitigung einleiten. Es ist eine grobe Systemidentifikation oder Zustandsüberprüfung und -überwachung „Structural Health Monitoring“ mit geringstem Aufwand möglich. Die Messergebnisse können gespeichert und ggf. mithilfe weiterer Programme zusätzlich ausgewertet werden.

Neben einer hohen Auflösung (vorzugsweise mit 16-bit) ist ein geringes Rauschen des Sensors fundamental für die Tauglichkeit des Smartphones zur Schwingungsmessung. Zudem kann eine höhere Abtastrate gerade bei höherfrequenten Schwingungen die Genauigkeit einer Messung deutlich erhöhen.

Maßgeblich für die Verwertbarkeit der Ergebnisse sind hierbei die Schwingungsamplituden. Grundsätzlich sind bei größeren Amplituden genauere Resultate erzielbar. Bei weichen Strukturen wie Fußgängerbrücken, hohe Türme oder allgemein weitgespannte Bauteile, kann die Systemidentifikation mit Smartphones bereits unter ambienten Bedingungen (ohne Anregung) erfolgen.

Mit fortschreitender Entwicklung der Geräte wird auch die Erfassung von Gebäudeschwingungen bei kleineren Amplituden, womöglich schon in naher Zukunft, realisierbar sein. Durch den

Einzug der VR-Technologie (Virtual Reality) ist eine deutliche Verbesserung der in Smartphone integrierten Sensoren wahrscheinlich.

8. Literatur

- [1] Statista – The Statistics Portal. Number of smartphone users worldwide from 2014 to 2020 <https://www.statista.com/statistics/330695/number-of-smartphone-users-worldwide/>, 2018-02-05
- [2] Sadegh-Azar H., Wörndle P.: Menscheninduzierte Schwingungen - Methoden, Ansätze und Beispiele zur Bewertung der Gebrauchstauglichkeit von Bauwerken. Bautechnik Heft 7 (2012)
- [3] Android: Android Compability Definition, <https://source.android.com/compatibility/>, 2018-02-05
- [4] Cochran E.S., Lawrence J.F., Christensen C., Jakka R.S.: The Quake-Catcher Network: Citizen science expanding seismic horizons. Seismological Research Letters Vol. 80 (2009) S. 26-30
- [5] Webseite: Institute of Structural Analysis and Dynamics, University of Kaiserslautern, <http://www.bauing.uni-kl.de/en/sdt>, 2018-02-05
- [6] Chu E., George A.: Inside the FFT Black Box: Serial and Parallel Fast Fourier Transform Algorithms. Computational Mathematics (1999).
- [7] DIN 4150-2: Erschütterungen im Bauwesen– Teil 2: Einwirkungen auf Menschen in Gebäuden, Juni 1999
- [8] DIN 4150-3: Erschütterungen im Bauwesen– Teil 3: Einwirkungen auf bauliche Anlagen, Dez. 2016
- [9] VDI 2038 Blatt 2: Gebrauchstauglichkeit von Bauwerken bei baulastdynamischen Einwirkungen, Juni 2012
- [10] ISO 10137: Bases for design of structures – Serviceability of buildings and walkways against vibrations, Sept. 2007
- [11] Chopra A.K.: Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering. Prentice Hall (2014)
- [12] DIN 45669-1: Messungen von Schwingungsimmissionen – Teil 1: Schwingungsmesser – Anforderungen und Prüfungen, Sept. 2010
- [13] ISO 4866: Mechanical vibration and shock – Vibration of fixed structures – Guidelines for the measurement of vibrations and evaluation of their effects on structures, Mai 2010

Experimentelle Untersuchungen zum dynamischen Verhalten von Eisenbahnschotter

Entwicklung eines neuen „Außenversuchsstandes“

Dipl.-Ing. **Hetty Bigelow**, Dipl.-Ing. **Mirko Friehe**,
Prof. Dr.-Ing. **Benno Hoffmeister**, Prof. Dr.-Ing. **Markus Feldmann**,
RWTH Aachen University, Aachen

Kurzfassung

Bei Eisenbahnbrücken, die als „Zwillingsbrücken“ (durch eine Längsfuge getrennte Überbauten mit durchgängiger Schotterschicht) ausgeführt werden, tritt eine gegenseitige Beeinflussung über die gemeinsame Schotterschicht auf. Eine Zugüberfahrt auf einem Überbau führt auch am unbelasteten Überbau zu Durchbiegungen und Beschleunigungen.

An einer neu entwickelten Versuchsbrücke wird dieser Koppel Effekt nun isoliert von anderen Effekten betrachtet, beispielsweise wird eine Überlagerung mit Biegeeffekten im Schotter ausgeschlossen. Verglichen mit vorangegangenen Versuchen ist es nun möglich, nicht nur Beiträge zur Systemsteifigkeit, sondern auch das Dämpfungsverhalten zu untersuchen.

Abstract

On railway bridges constructed as twin bridges (decks are divided by a longitudinal gap but share a joint ballast bed) interaction between the decks occurs via the joint ballast bed. A train passage on one deck also leads to vertical accelerations and deflections of the otherwise unloaded deck.

A newly developed experimental set-up isolates the interaction from other effects, e.g. superposition with bending effects in the ballast bed. Compared to previous tests, the new set-up allows not only the investigation of contributions of the ballast to system stiffness but also to damping behavior.

1. Einleitung

Der Austausch von Eisenbahnbrücken unter laufendem Betrieb stellt eine besondere Herausforderung dar. Der Verkehrsfluss soll möglichst aufrechterhalten werden; vollständige Streckensperrungen gilt es auf ein Minimum zu reduzieren. Bei zweigleisigen Eisenbahnbrücken bietet sich hierzu eine Ausführung als sogenannte „Zwillingsbrücke“ an. Dabei werden zwei

identische oder sehr ähnliche Überbauten in Längsrichtung parallel angeordnet, wobei auch ein Versatz in Längsrichtung möglich ist. Jeder „Zwilling“ trägt i.d.R. ein Gleis. Der Austausch der Überbauten kann so separat erfolgen. Über den jeweils verbleibenden Überbau kann der Verkehr im Bauzustand in beide Fahrrichtungen geführt werden. Im Normalbetrieb wird jeder Überbau lediglich in eine Fahrrichtung befahren. Die exemplarische Darstellung eines Walzträger-in-Beton (WiB-) Querschnitts in Bild 1 zeigt, wie sich die beiden durch eine Längsfuge getrennten Überbauten dann ein gemeinsames Schotterbett teilen.

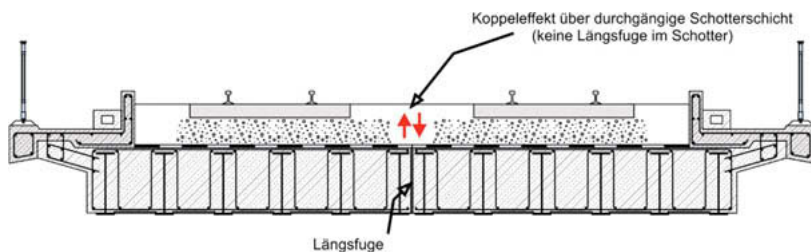


Bild 1: Typischer Querschnitt einer WiB-Brücke mit durchgängiger Schotterschicht [1]

Über die gemeinsame Schotterschicht kommt es zu einer gegenseitigen Beeinflussung der beiden Überbauten, welche auch als Koppeleffekt bezeichnet wird. Zur Verdeutlichung werden in Bild 2 vertikale Durchbiegungen gegenübergestellt, die im Rahmen eines Monitorings an einer WiB-Brücke während einer ICE 3-Überfahrt erfasst worden sind [1][2][3][4][5]. Erwartungsgemäß ergeben sich am belasteten Überbau größere Durchbiegungen als am unbelasteten Überbau. Ein weiteres Beispiel für den Koppeleffekt wird in [6] gegeben, wo Ergebnisse einer Messung an einer VFT-Rahmenbrücke gezeigt werden.

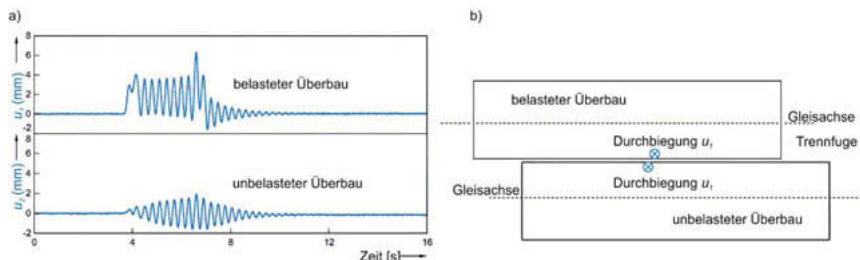


Bild 2: Gemessene Durchbiegungen während einer ICE 3-Überfahrt b) zugehöriger Messstellenplan [1][2][3][4]

2. Versuchskonzept

Im Rahmen des RFCS Projektes Details [7] wurden bereits erste (quasi-statische) Laborversuche zum beschriebenen Koppeleffekt durchgeführt, welche unter [1][2][3] detailliert beschrieben worden sind. Die erzielten Verformungsamplituden waren allerdings verhältnismäßig gering, sodass Fragen nach dem Verhalten des Schotters in der Fuge bei höheren Verschiebungs- bzw. Beschleunigungsamplituden offen blieben. Gemäß z.B. [8] lässt sich bei höheren Beschleunigungsamplituden nämlich eine Beeinflussung des Schotterverhaltens durch die dynamische Destabilisierung des Schotterbettes erwarten. Weiterhin konnten mit dem damaligen Versuchsstand keine Versuche durchgeführt werden, welche Rückschlüsse auf die wirkliche Dämpfungswirkung in der Schotterfuge zuließen.

Für eine isolierte Untersuchung der Kopplung durch Schubübertragung, bei der eine Überlagerung mit möglichen Biegeeffekten ausgeschlossen sind, wurde nun der in Bild 3 schematisch dargestellte Versuchsaufbau [1][9] gewählt. Untersuchungen zum Beitrag des Schotters zum Systemverhalten unter Biegebeanspruchungen sind z.B. in [10][11][12] zu finden.

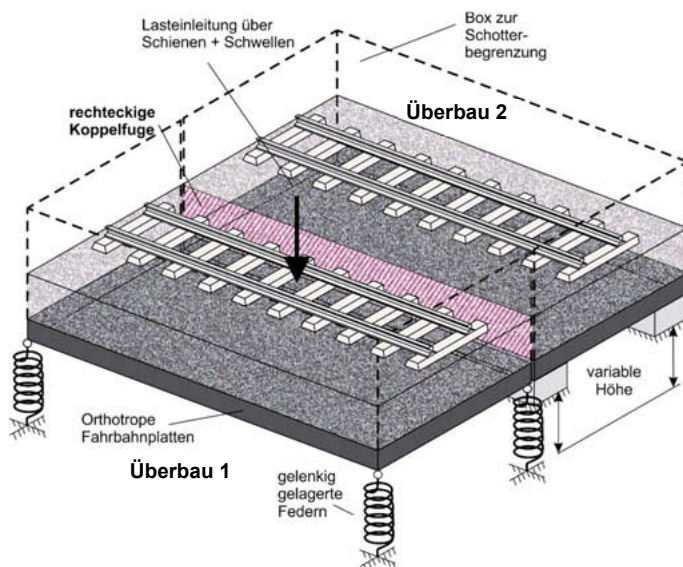


Bild 3: Versuchskonzept [1][9]

Überbau 1 wird auf Federn gelagert; die gelenkige Lagerung stellt sicher, dass nur Vertikalkräfte in die Federn eingeleitet werden. Überbau 2 ist unverschieblich gelagert und bewegt

sich im Versuch nicht, während Überbau 1 in vertikaler Richtung ausgelenkt wird. Um die Durchbiegungen in den Brückenplatten auf ein vernachlässigbar kleines Maß zu begrenzen, wurden zwei orthotrope D-Brückenplatten mit flachem Stahldeck eingebaut, siehe z.B. [13]. Im gesamten Fugenbereich (rechteckige Koppelfuge in Bild 3) ergibt sich so eine gleichmäßige Relativverschiebung zwischen den beiden Überbauten. Der Schotter wird auf diese Weise in der Fuge ausschließlich auf Schub beansprucht. Biegeeffekte im Schotter werden so ausgeschlossen.



Bild 4: Orthotrope Fahrbahnplatten [1][9]

Bild 4 zeigt die Brücke vor Anbringung der Schotterbegrenzungsbox und Einbau des Schotterbettes. Der dort sichtbare Höhenversatz zwischen den Überbauten wurde erst kurz vor Einbau des Basaltschotters (Körnung 31,5-63) angepasst, da das exakte Schottergewicht während der Versuchsplanung noch unbekannt war. Die Federelemente wurden so ausgelegt, dass sich auch infolge geringer Lasten relativ große Federwege erzielen lassen.

Gemäß den Empfehlungen von [8] wurde ein Versuchsaufbau im 1:1 Maßstab gewählt. Aus Platzgründen wurde der Versuchsstand im Außenbereich der Versuchshalle des Instituts für Stahlbau der RWTH Aachen errichtet. Weiterhin ermöglicht ein Außenversuchsstand die Erforschung temperatur- und witterungsabhängiger Effekte.

4. Erste Ergebnisse

Bild 5a zeigt den Messstellenplan. Es wurden vier Laserwegaufnehmer (DISPL-1 bis DISPL-4), vier Beschleunigungsaufnehmer (ACC-1 bis ACC-4) und zwei Geschwindigkeitsaufnehmer (VEL-1 und VEL-2) verwendet, welche die Reaktionen des Versuchstandes in vertikaler Richtung erfasst haben. In Bild 5b und c werden exemplarisch Ergebnisse von Verformungsmessungen an der Fuge (DISPL-1) und am freien Rand (DISPL-4) der dynamisch angeregten Brücke gegenübergestellt. Ein Ziel der Messungen war zunächst die experimentelle Ermittlung

der Eigenfrequenzen und der zugehörigen Dämpfungswerte. Hierzu wurde das System einerseits mit einem Unwuchterreger harmonisch in unterschiedlichen Frequenzen angeregt und andererseits ließ sich das System durch harmonisches Hüpfen einer Person zu deutlichen sicht- und spürbaren Schwingungsamplituden anregen, so dass auch aus dieser Messung Rückschlüsse auf die dynamischen Parameter erfolgen können. In Bild 5b ist die Anregung mithilfe eines Unwuchterregers (Lastamplitude etwa 260 N, Erregerfrequenz 2,3 Hz), sowie der anschließende freie Ausschwingvorgang dargestellt. Die so erhaltenen Verformungsamplituden sind verhältnismäßig klein. Etwas größere Verformungsamplituden ließen sich durch Anregung durch Hüpfen einer Person (ca. 80 kg) auf der Brücke erzielen (Bild 5c). Die gesuchten dynamischen Parameter wurden an den jeweiligen Ausschwingvorgängen ermittelt.

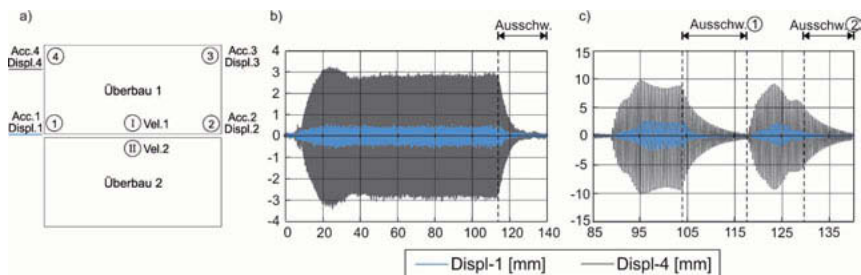


Bild 5: a) Messstellenplan b) Verformungsmessungen Anregung durch Unwucht c) Verformungsmessungen bei Anregung durch Hüpfen [1][9]

Zur Ermittlung von Eigenfrequenz- und Dämpfungswerten anhand aufgezeichneter Messschriebe eignen sich grundsätzlich Methoden wie:

- Halbwertsbreitenmethode am Amplitudengang,
- „Abzählkriterium“,
- „Ortskurvenmethode“, d.h. anhand der kreisähnlichen Kurve im Re - Im Diagramm.

Für jede der aufgelisteten Methoden gibt es Anwendungsgrenzen, auf deren Diskussionen verzichtet wird. Vielmehr wird auf weiterführende Literatur verwiesen, z.B.: [14]. Im vorliegenden Fall wurde eine Methode verwendet, die auf einen Vergleich der Messdaten mit einer Vielzahl künstlich erzeugter Abklingkurven mit unterschiedlichen Frequenzen und Dämpfungen beruht. Die Kurve mit der besten Übereinstimmung zum Messsignal ergibt die Abschätzung der Eigenfrequenz und zugehörigen Dämpfung. Der Vergleich der numerisch erzeugten

Abklingkurven mit den Messschrieben erfolgt durch die Ermittlung der Kreuzkorrelationsfunktion bzw. der Kreuzkorrelationskoeffizienten. Die künstliche Abklingkurve mit dem höchsten Kreuzkorrelationskoeffizienten ist der gemessenen Abklingkurve statistisch am ähnlichsten. Diese Vorgehensweise ist z.B. in [15] detailliert beschrieben. Da die Auswertung der Eigenfrequenzen und Dämpfungen des Prüfstandes mit der Kreuzkorrelationsmethode bestimmt worden sind, werden im Folgenden auch immer die zugehörigen Kreuzkorrelationskoeffizienten mit angegeben.

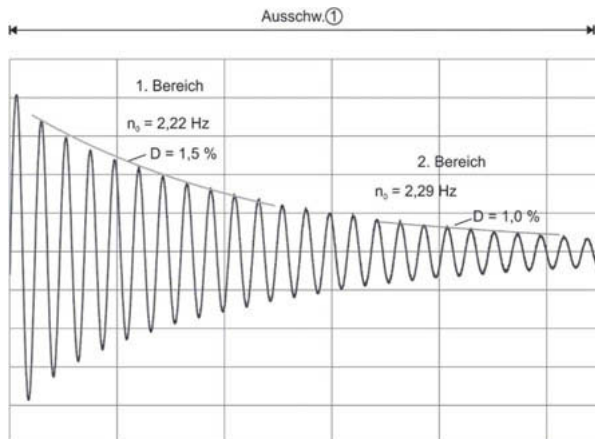


Bild 6: Verschiedene Auswertungsbereiche Versuch Nr. 1 Displ 4 [9]

Bild 6 zeigt einen Detailausschnitt aus Bild 5c. Es lassen sich zwei Bereiche mit etwas voneinander abweichenden Eigenfrequenzen und Dämpfungswerten identifizieren.

Die Auswertung der Ausschwingvorgänge der ersten durchgeführten Versuche ergab Eigenfrequenzen im Bereich von 2,2 Hz bis 2,5 Hz (mit Korrelationen über 0,7). In Bild 7 werden exemplarisch die Ergebnisse der Frequenzermittlung mit dem Wegaufnehmer DISPL-1 an der Fuge in Abhängigkeit der maximalen Verformungsamplitude dargestellt. Dort berücksichtigt werden fünf Versuche, bei denen eine Lastanregung durch Hüpfen erzielt wurde, sowie 16 Versuche, bei denen die Ausschwingvorgänge im Anschluss an eine Anregung mit dem Unwuchterreger ausgewertet wurden. Die Amplituden nach Anregung durch Hüpfen einer Person sind z.T. deutlich größer als die Amplituden in den Ausschwingvorgängen nach Anregung mit dem Unwuchterreger. Bei der Auswertung ergaben sich für letztere teilweise deutlich schlechtere Korrelationswerte.

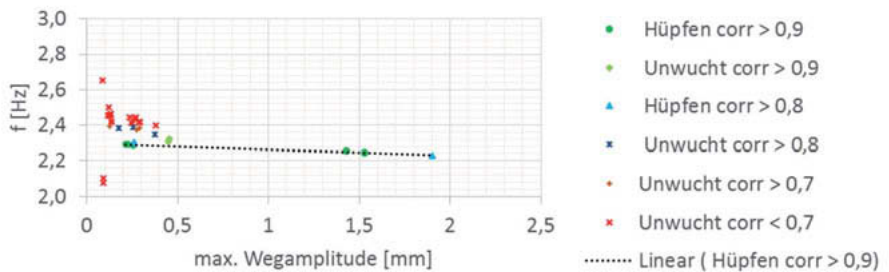


Bild 7: Eigenfrequenzen DISPL-1 [9]

Erste Berechnungen unter Berücksichtigung der in [1][2][3] anhand quasi-statischer Versuche ermittelten Koppelsteifigkeit $c_{\text{coup}} = 4350 \text{ kN/m}^3$ liefert eine Eigenfrequenz im Bereich von 2,1 Hz. Das verwendete Modell wird in [9] detailliert beschrieben, c_{coup} wurde auf die Koppelfläche von $6 \times 0,55 \text{ m}$ bezogen (Fugenlänge \times Einfüllhöhe des Schotters). Wird die Koppelsteifigkeit im Modell nicht zum Ansatz gebracht, ergibt sich die Eigenfrequenz zu 1,8 Hz. Der Einfluss der Fuge ist also groß. Die bisherigen Versuchsergebnisse verifizieren die im Rahmen des DETAILS-Projektes [7] ermittelten Ergebnisse [1][2][3] für kleine Relativverschiebungen und geringe Beschleunigungsamplituden.

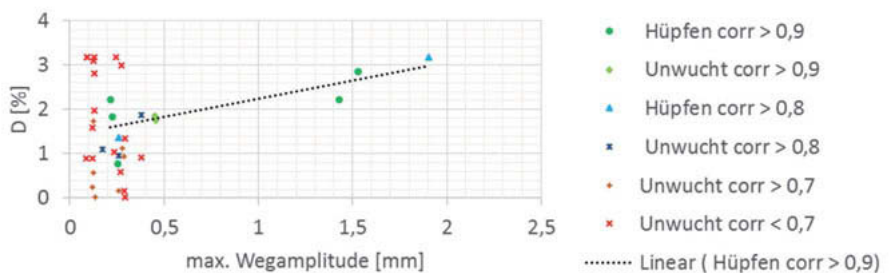


Bild 8: Dämpfungswerte DISPL-1 [9]

In Bild 8 werden die zugehörigen Dämpfungswerte dargestellt. Insbesondere bei kleinen Wegamplituden lässt sich eine starke Streuung der Dämpfungswerte feststellen. Sowohl bei den ermittelten Frequenzen, als auch bei den Dämpfungswerten lässt sich die Tendenz einer geringfügigen Schwingungsamplitudenabhängigkeit vermuten, dergestalt, dass bei kleinen Wegen $< 0,5 \text{ mm}$ insbesondere durch Unwuchtanregung dynamische Energie sich stochastisch

im Schotter verteilt. Aufgrund der geringen Anzahl an Messergebnissen lässt sich dies allerdings noch nicht zweifelsfrei belegen. Weitere Versuche, insbesondere mit höheren Amplituden sind erforderlich.

5. Ausblick auf künftige Versuche

In einem nächsten Schritt soll zunächst die Fuge in ihren Abmessungen reduziert werden, um so durch den reduzierten Einfluss der Fuge höhere Relativverschiebungen erzielen zu können. Weiterhin wurden häufiger jahreszeitliche Effekte bei der messtechnischen Untersuchung von Eisenbahnbrücken beobachtet, siehe z.B. [16]. Tendenziell ergeben sich bei kalten Temperaturen im Winter etwas höhere Systemsteifigkeiten als in den wärmeren Monaten in Frühling bis Herbst. Anhand des neuen Außenversuchsstandes soll das temperatur- und witterungsabhängige Verhalten in der Schotterfuge untersucht werden. Weiterhin gilt es zu untersuchen, ob durch Setzungen im Fugenbereich eine Horizontalverschiebung des beweglichen Überbaus 1 verursacht wird und ob dadurch eine Beeinflussung der gemessenen Werte entstehen kann.

Danksagungen

Die Autoren möchten sich an dieser Stelle für die Unterstützung durch SSF Ingenieure AG, Berlin und die Österreichischen Bundesbahnen ÖBB bei der Umsetzung des Versuchsstandes bedanken.

Literatur

- [1] *Bigelow, H., Rauert, T., Hoffmeister, B., Feldmann, M.*: Steifigkeitsbeiträge durchgängiger Schotterschichten auf Eisenbahnbrücken mit Längsfugen - Interaktion zwischen baulich getrennten Überbauten durch ein gemeinsames Schotterbett, Stahlbau 87 (2018), DOI: 10.1002/stab.201810577.
- [2] *Rauert, T.; Bigelow, H.; Hoffmeister, B.; Feldmann, M.*: On the prediction of the interaction effect caused by continuous ballast on filler beam railway bridges by experimentally supported numerical studies. Engineering Structures (2010), H. 12, S. 3981-3988, DOI: 10.1016/j.engstruct.2010.09.009
- [3] *Rauert, T.*: Zum Einfluss baulicher Randbedingungen auf das dynamische Verhalten von WiB-Eisenbahnbrücken, D 82 (Dissertation RWTH Aachen University), Shaker Verlag (2011), ISBN 978-3-8440-0360-4
- [4] *Rauert, T., Bigelow, H., Hoffmeister, B., Feldmann, M., Patz, R., Lippert, P.*: Zum Einfluss baulicher Randbedingungen auf das dynamische Verhalten von WIB-Eisenbahnbrücken, Teil 2: Numerische Untersuchungen und Bemessungsvorschläge. Bau-technik 87 (2010) H. 12, S. 751-760, DOI: 10.1002/bate.201010049
- [5] *Rauert T, Hoffmeister B.* Long-term Monitoring of a twin composite filler beam railway bridge with continuous ballast. In: Proceedings of the ISEV'09 conference (International symposium on environmental vibrations) 2009.
- [6] *Bigelow, H., Pak, D., Herrmann, R., Schneider, S., Marx, S., Petraschek, T., Feldmann, M.; Hoffmeister, B.*, Dynamische Messungen an einer Eisenbahnbrücke als Stahlbetonverbundrahmen. Stahlbau 86 (2017): S. 778–788.
doi:10.1002/stab.201710524
- [7] *RFCS-project DETAILS*: Design for optimal life cycle costs (LCC) of high-speed railway bridges by enhanced monitoring systems, RFSR-CT-2006-00032, Laufzeit 2006–2009.
- [8] *Baeßler Matthias* Lageveränderung des Schottergleises durch zyklische und dynamische Beanspruchungen, D 83 (Dissertation TU Berlin), 2008.
- [9] *Bigelow, H.*: Vereinfachte dynamische Bemessung von WiB-Eisenbahnverbundbrücken für den Hochgeschwindigkeitsverkehr, D 82 (Dissertation RWTH Aachen University) Dissertation, unveröffentlicht, geplante Veröffentlichung 2018.
- [10] *Mähr, T.* Theoretische und experimentelle Untersuchungen zum dynamischen Verhalten von Eisenbahnbrücken mit Schotteroberbau unter Verkehrslast, Dissertation TU Wien, 2009.

- [11] *Fink J. und Kirchhofer J.* Experimentelle Untersuchungen zum dynamischen Verhalten von Eisenbahnbrücken mit Schotteroberbau, Stahlbau 80 (2011), H.5, S. 317-323. DOI: 10.1002/stab.201101427.
- [12] *Kirchhofer J. und Fink J.* Analyse des dynamischen Verhaltens des Stahlbau 82 (2013), H. 5, S. 370-377. DOI: 10.1002/stab.201310050
- [13] *Minten, J., Sedlacek, G., Paschen, M., Feldmann, M., Geßler, A.*: SPS - ein neues Verfahren zur Instandsetzung und Ertüchtigung von stählernen orthotropen Fahrbahnplatten. Stahlbau76 (2007), Heft 7, S. 438-454. DOI: 10.1002/stab.200710048
- [14] *Verein Deutscher Ingenieure u. Gesellschaft Entwicklung, Konstruktion, Vertrieb: Werkstoff- und Bauteildämpfung.* VDI-Richtlinien, Bd. 3830,4. Berlin: Beuth 2005.
- [15] *Bergmeister, K., Fingerloos, F. u. Wörner, J.-D.* (Hrsg.): Beton Kalender 2015. Bauen im Bestand, Brücken. Beton-Kalender, Bd. 104.2015. Berlin: Ernst & Sohn 2015.
- [16] *Gonzales, I., Ülker-Kaustell, M., Karoumi, R.*: Seasonal effects on the stiffness properties of a bal-lastest railway bridge. Engineering Structures 57 (2013), S. 63–72. DOI: 10.1016/j.engstruct.2013.09.010

Untersuchungen zum dynamischen Verhalten einer Eisenbahnbrücke bei Anregung durch den neuen ICE 4

Andrei Firus, M.Eng., **Hagen Berthold**, M.Sc.,
Prof. Dr.-Ing. **Jens Schneider**, Technische Universität Darmstadt;
Dipl.-Ing. **Günther Grunert**, DB Netz AG, Berlin

Kurzfassung

Seit Fahrplanwechsel am 10. Dezember 2017 ist das neue Flaggschiff der Deutschen Bahn AG (DB) – der Hochgeschwindigkeitstriebzug ICE 4 (BR412) – mit bis zu 250 km/h im Regelbetrieb. Der ICE 4 soll sukzessive die bisherigen Fernverkehrszüge ICE 1 und ICE 2 ersetzen. Die ICE 4-Fahrzeuge heben sich durch eine innovative Radsatzanordnung hervor, welche sich von den zur Zeit der Bemessung der meisten Brücken im deutschen Hochgeschwindigkeitsstreckennetz angenommenen Fahrzeugmodellen unterscheidet. Das Anregungsfrequenzspektrum des ICE 4 wird daher von bisherigen Bemessungsspektren nicht abgedeckt. Dies mündet in der Notwendigkeit einer Neubewertung der bestehenden Brücken auf den Hochgeschwindigkeitsstrecken hinsichtlich des dynamischen Verhaltens unter realen ICE 4 Beanspruchungen. Dieser Beitrag gibt einen Überblick über die Besonderheiten der Anregung durch den ICE 4 und stellt ausgewählte Ergebnisse der umfangreichen numerischen und experimentellen Untersuchung des Resonanzverhaltens einer Eisenbahnbrücke bei ICE 4 Überfahrten vor. Im Zuge dieser Untersuchung wurden 52 Hochtastrfahrten mit vorgegebenen Geschwindigkeiten durchgeführt. Neben der messtechnischen Aufzeichnung des dynamischen Verhaltens der befahrenen Brücke, wurden auch ausgewiesene Bereiche des Fahrzeugs (Radsatz/Drehgestell/Wagenkasten) messtechnisch erfasst. Die Messergebnisse werden mit den Ergebnissen detaillierter Strukturmodelle in Vergleich gesetzt. Darüber hinaus wird ein Mehrkörpermodell zur Berücksichtigung der Zug-Struktur-Interaktion für den ICE 4 vorgestellt und dessen Einfluss auf die Ergebnisse der Berechnung untersucht.

1. Einleitung

Infrastrukturbauwerke, allen voran Brückenbauwerke, werden während ihrer angedachten Nutzungsdauer durch unterschiedlichste Neuerungen in der Fahrzeugtechnik fortlaufend neuen Belastungsszenarien ausgesetzt. Die neue Fahrzeuggeneration der DB für den Hochgeschwindigkeitsverkehr, bezeichnet als ICE 4 (Bild 1a) wird bei der DB ab Ende 2017 im

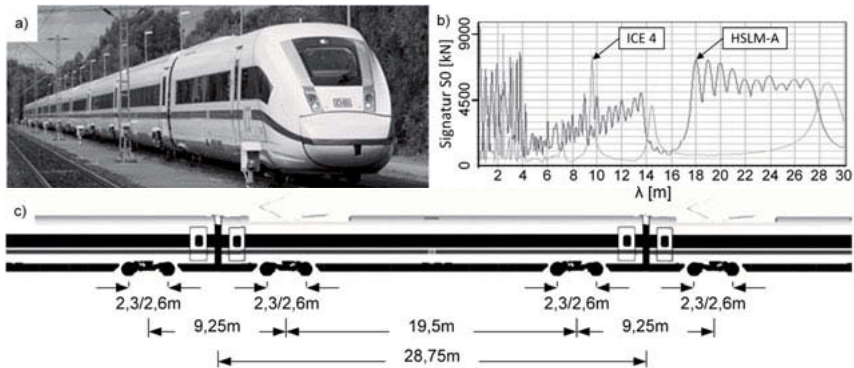


Bild 1: Das neue Fahrzeug ICE 4: a) Bildaufnahme; b) Zugsignatur; c) Radsatzanordnung;
[Quelle: DB / Siemens AG]

Regelbetrieb eingesetzt. Das neue Fahrzeug besticht durch ein innovatives modulares Konzept unter Minimierung der Instandhaltungskosten. So wurden durch die Verlängerung der Wagenkästen die Anzahl der Drehgestelle reduziert. Während der Planungsphase wurde festgestellt, dass der ICE 4 mit der geänderten Radsatzanordnung (Bild 1c) ggf. eine andere dynamische Belastung auf Eisenbahnbrücken erzeugt. Auch sind die durchschnittlichen Radsatzlasten höher als bei den Vorgängermodellen. Die HSLM-Tauglichkeit (HSLM – High Speed Load Model als Eingangsgröße für dynamische Berechnungen nach TSI-INF [1], Eurocode 1-2 [2] bzw. Ril 804.3301 [3]) konnte nicht nachgewiesen werden. Für einen ersten Vergleich eignet sich die sogenannte Signatur des Zuges, welche die Anregungskapazitäten der Modelle in Abhängigkeit der Anregungswellenlänge λ darstellt (Bild 1b). Hieran ist ersichtlich, dass der ICE 4 vor allem bei $\lambda \approx 9,6$ m und $\lambda \approx 28,6$ m eine höhere Anregungskapazität als das HSLM aufweist. Somit erzeugt der Zug bei gegebener Brückeneigenfrequenz Resonanz bei anderen und sogar geringeren Geschwindigkeiten.

Im eigens von DB Netz eingerichteten Projekt Brückenbefahrbarkeit wurden daher die Bestandsbrücken der DB Netz AG hinsichtlich ihrer dynamischen Antwort überprüft und der Einsatz des ICE 4 abgesichert. Dafür wurde ein mehrstufiger Prozess erarbeitet und das Gesamtnetz planmäßig zur Inbetriebnahme nachgewiesen. Es wurden datenbankgesteuerte automatisierte Berechnungsverfahren genutzt, aber auch Einzelbewertungen an komplexeren Brückenbauwerken vorgenommen. In vielen Fällen musste der Neubewertungsprozess durch experimentelle Untersuchungen ergänzt werden. Dies begründet sich darin, dass die tatsächlichen Strukturantworten sich oft von den auf der sicheren Seite liegenden rechnerischen Ergebnissen unterscheiden [4-6].

Insgesamt wurden ca. 50.000 Teilbauwerke bewertet. Mit der Einführung der Ril 810.0200A81 [7] als netzzugangsrelevantes Regelwerk (siehe Technischer Netzzugang der DB Netz AG) wurde mittlerweile der Nachweisprozess implementiert, um Weiterentwicklungen der Eisenbahnfahrzeuge (Geschwindigkeiten, Abmessungen, Achslasten) für die verschiedenen Zugtypen abzusichern.

2. Experimentelle Untersuchungen

Im Rahmen einer Forschungskooperation, die zwischen der DB und der Technischen Universität Darmstadt besteht, wurden Messungen an einer realen Struktur unter ICE 4 Anregung durchgeführt, wobei auch das dynamische Verhalten des Fahrzeugs an ausgewählten Stellen miterfasst wurde. Ziele dieser Messung waren, den Anregungsmechanismus des ICE 4 zu überprüfen, die Resonanzspitze des Bauwerks experimentell zu bestimmen sowie die Modelle für dynamische Nachrechnungen von Brückenbauwerken zu überprüfen und ggf. Sicherheiten in der Bewertung zu ermitteln. Darüber hinaus soll der Einfluss der Schotterlängsfuge und Schotterbettteileinspannung auf das dynamische Verhalten der Brücke analysiert werden. An der Untersuchung waren Messteams der Fachstelle Brückenmessung (DB Netz AG) und der TU Darmstadt für die Messungen an der Struktur sowie von DB Systemtechnik für Erfassung des Fahrzeugverhaltens involviert.

2.1. Messobjekt

Die untersuchte Eisenbahnüberführung (EÜ) über die Schmutter (Bild 2a) befindet sich bei Km. 17,316 der Strecke 5302 (Augsburg-Ulm) mit einer zugelassenen Geschwindigkeit von 200 km/h. Sie besteht aus zwei nebeneinanderliegenden Stahl-Hohlkastenquerschnitten,

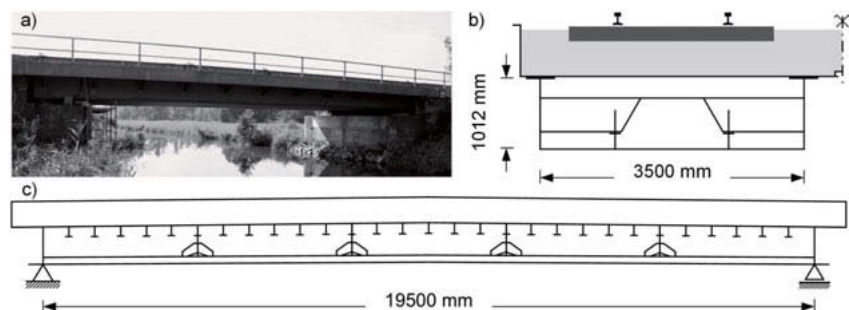


Bild 2: Eisenbahnbrücke über die Schmutter: a) Aufnahme in Blickrichtung Süden; b) Querschnitt in Feldmitte; c) Längsschnitt

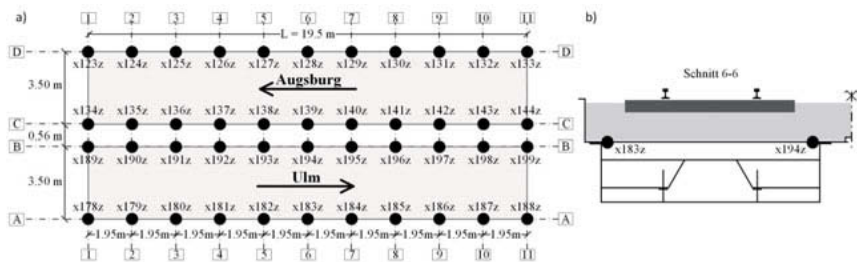


Bild 3: Instrumentierung des Überbaus: a) Draufsicht; b) Querschnitt 6-6

über die jeweils ein Gleis mittig führt. Beide Teilbrücken sind über den Schotteroberbau miteinander verbunden (Bild 2b). Das statische System der beiden gekoppelten Überbauten kann einzeln und im Gesamten als ein gelenkig gelagerter Einfeldträger beschrieben werden. Die Spannweite der Brücke beträgt 19,5 m (Bild 2c), wobei sie eine leichte Überhöhung (2,5 cm in Feldmitte) aufweist.

2.2. Instrumentierung der Struktur

Die unterschiedlichen zu beantwortenden Fragestellungen erforderten einen komplexen Messaufbau, der aus über 100 Beschleunigungs- und Wegsensoren sowie Dehnmessstreifen besteht. Sie wurden an unterschiedlichen Stellen sowohl am Überbau als auch an dem Oberbau angeordnet. Die Positionen der für diesen Beitrag relevanten Sensoren werden in Bild 3 gezeigt. Es handelt sich hierbei um 44 empfindliche Beschleunigungsaufnehmer mit einem Messbereich von $\pm 2,5$ g (7 Kanäle), ± 5 g (32 Kanäle) sowie ± 10 g (5 Kanäle). Das dichte Raster an Sensoren auf beiden Überbauten wurde gewählt, um sowohl das globale, als auch das lokale Verhalten der gekoppelten Strukturen möglichst realitätsnah erfassen zu können.

2.3. Instrumentierung des Fahrzeugs

Insgesamt wurden 16 Beschleunigungssensoren an zwei benachbarten, sich im Konstruktionstyp unterscheidenden Drehgestellen (LDG: Laufdrehgestell, TDG: Triebdrehgestell) angebracht. Hierfür wurden Wagen 8 (hinten) und Wagen 9 (vorne), gemäß der Nummerierung in Bild 8 gewählt, weil sich an diesen Stellen die größten Bewegungsgrößen im Rahmen einer vorhergehenden Berechnung ergeben haben [8]. Alle acht Radsätze der beiden benachbarten Drehgestelle wurden instrumentiert. Zudem wurden auf den Drehgestellen jeweils drei Sensoren angebracht, um die Bewegungsformen Tauchen, Nicken und Wanken erfassen zu

können. Abgeschlossen wird das Setup des Fahrzeugs mit jeweils einem Beschleunigungs-aufnehmer in den beiden Wagenkästen über den Drehgestellen.

2.4. Modalanalyse

Eine kombinierte Modalanalyse wurde mit Schwingungsdaten durchgeführt, die während einer Reihe von Impulshammerschlägen am Messpunkt x181z erfasst wurden. Die Impulshammerschläge stellen den deterministischen Anteil der Anregung dar, der sich dem stochastisch modellierten Anregungsanteil aus ambienter Anregung überlagert. Hierbei wurde die Systemidentifikation mittels des sogenannten „Reference-Based Combined Deterministic-Stochastic Subspace Identification (CSI/ref)“ Verfahrens [9, 10], der in die Software MACEC v3.3 [11] implementiert ist, durchgeführt. Die ersten drei sich daraus ergebenden Eigenfrequenzen und die entsprechenden Eigenformen werden im Bild 4 dargestellt. Man erkennt die erste Biegeeigenform und zwei Torsionseigenformen der gekoppelten Struktur. Dies bestätigt, dass das Schotterbett – trotz der statischen Entkopplung – für eine Zusammenwirkung der zwei Teilstrukturen sorgt, deren Effekte sich in den dynamischen Struktureigenschaften eindeutig widerspiegeln. Die den dargestellten Eigenformen zugehörigen aus CSI/ref ermittelten Dämpfungsmaße betragen $\xi_1 = 1,35 \%$, $\xi_2 = 1,02 \%$, $\xi_3 = 0,46 \%$. Hierbei ist jedoch zu beachten, dass die der Modalanalyse zugrundeliegenden modalen Amplituden recht niedrige Werte aufweisen. Eine eventuelle Amplitudenabhängigkeit der Dämpfung ist hierin nicht berücksichtigt. Die Analyse der Dämpfungsgrade mit dem Ansatz des logarithmischen Dekrements aus den Signalen der Ausschwingvorgänge (nach Zugüberfahrt) lieferte hingegen bei üblichen Überfahrtsamplituden eine modale Dämpfung von 2,74 %. Diese wird den späteren Berechnungen zugrunde gelegt.

Des Weiteren wurden Modalanalysen mit Signalen aus Ausschwingvorgängen (freie

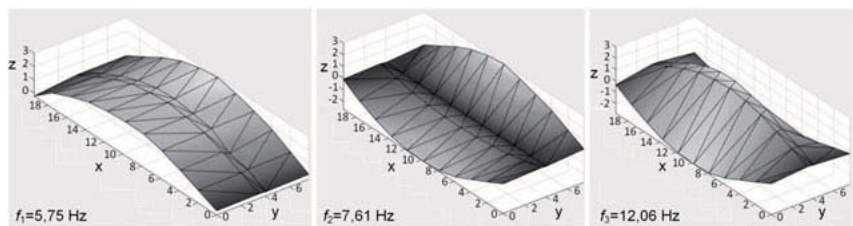


Bild 4: Messtechnisch ermittelte Eigenfrequenzen und die zugehörigen Eigenformen (Anregung durch Impulshammer)

Schwingung) und aus Zugüberfahrten durchgeführt. Hierfür wurde die „Reference-Based Stochastic Subspace Identification (SSI/ref)“ [10] eingesetzt. In beiden Fällen konnte lediglich die erste Eigenform verlässlich identifiziert werden, deren Eigenfrequenz 5,11 Hz (Aus-schwingvorgang) bzw. 4,95 Hz (Zugüberfahrt) beträgt. Dies zeigt, dass während einer Zug-überfahrt die erste Eigenform überwiegend angeregt wird. Die Absenkung der ersten Biege-eigenfrequenz könnte auf eine Reduktion der Steifigkeit aufgrund der Auflockerung der Schottersteinverzahnung bei hohen Schwingungsamplituden zurückgeführt werden [12, 13]. Des Weiteren könnten sich die zusätzliche Zugmasse und die Zug-Struktur Interaktion an der Absenkung der Eigenfrequenz auswirken [14]. Dieser Effekt ist jedoch in einem geringen Maße zu erwarten, da die von den Wagenbeschleunigungen hervorgerufenen Massenkkräfte in der Regel gering sind.

2.5. Überfahrten ICE 4

Insgesamt wurden 52 Überfahrten, 26 je Richtung, vom ICE 4 messtechnisch erfasst. Im Folgenden wird lediglich Bezug auf Ergebnisse für Überfahrten in Richtung Ulm genommen. Der Zug ist mit vorgegebenen Geschwindigkeiten gefahren, wobei er auf 80% der vollen Be-ladung durch Stahlgewichte und Sandsäcke beladen wurde. Die genauen Radsatzlasten wurden im Rahmen einer Verwiegung messtechnisch bestimmt. Das Ziel der Hochtastast-fahrten war unter anderem, die Spitze der Resonanzkurve in dem für die befahrene Strecke üblichen Geschwindigkeitsbereich messtechnisch zu erfassen. Gemäß Ril 804 [3] wird die Resonanzgeschwindigkeit für die erste Eigenfrequenz n_0 in Abhängigkeit der Länge über Puffer $L_{\text{üP}}$ wie folgt bestimmt:

$$v_{\text{res}} = n_0 \cdot \frac{L_{\text{üP}}}{i} \quad \text{mit } i = 1, 2, 3 \text{ oder } 4. \quad (1)$$

Setzt man in Gleichung (1) die aus der kombinierten Modalanalyse ermittelten Frequenz von 5,75 Hz (Bild 4) und die dem ICE 4 entsprechende Länge über Puffer von 28,75 m (Bild 1c) ergibt sich für $i = 3$ (Anregungswellenlänge $\lambda \approx 9,6$ m) eine Resonanzgeschwindigkeit von ca. 198 km/h. Sie wird jedoch in der im Bild 5a dargestellten experimentell ermittelten Reso-nanzkurve nicht bestätigt. Hierbei ist zu erwähnen, dass die der Resonanzkurve zugrunde-liegenden Zeitverläufe einer Tiefpassfilterung mit der Grenzfrequenz 10 Hz unterworfen wur-den. Der Grund dafür ist auf der einen Seite die im vorherigen Abschnitt erwähnte überwie-gende Anregung der ersten Eigenform und auf der anderen Seite das Anstreben, die ledig-lich durch den Anregungsmechanismus vom ICE 4 induzierten Resonanzerscheinungen von anderen Effekten zu isolieren, wie z.B. unrunder Rädern oder Fahrbahnunebenheiten, die höhere und höherfrequente Beschleunigungen hervorrufen. Die tatsächliche Resonanzge-

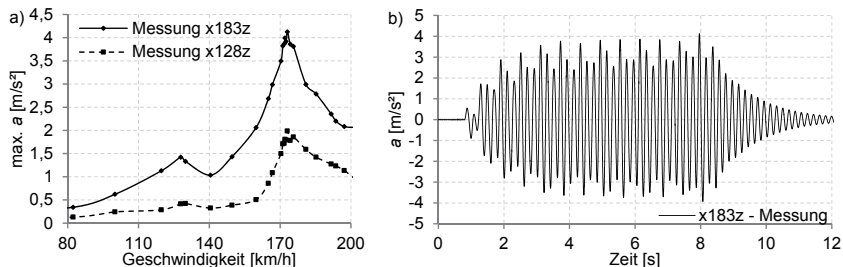


Bild 5: a) Messtechnisch ermittelte Resonanzkurve für Überfahrten in Richtung Ulm;
b) gemessener Zeitverlauf bei einer Überfahrt in Richtung Ulm mit Resonanzgeschwindigkeit ($v = 173 \text{ km/h}$)

schwindigkeit liegt gemäß Bild 5a bei ca. 173 km/h . Setzt man jedoch in Gleichung (1) die aus Überfahrtsignalen bestimmte Eigenfrequenz von 4,95 Hz ein, erhält man eine Resonanzgeschwindigkeit von 171 km/h , die mit dem Wert von der experimentellen Resonanzkurve nahezu identisch ist. Dies deutet auf eine maßgebliche Reduktion der Struktursteifigkeit während der Überfahrt hin. Des Weiteren spiegelt die Resonanzkurve im Bild 5a die Kopplungseffekte des Schotters wieder. Der Messpunkt x128z, der dem Punkt x183z spiegelsymmetrisch auf dem nicht befahrenen Überbau angeordnet ist, weist Beschleunigungswerte von bis zu 50% der am Messpunkt x183z gemessenen Werte auf. Bild 5b zeigt einen typischen Zeitverlauf der Beschleunigung am Messpunkt x183z für eine Überfahrt mit Resonanzgeschwindigkeit. Dieser zeigt eine eindeutige Resonanzeinstellung durch die dem ICE 4 typische kurzweilige Drehgestellanregung. Zwei aufeinanderfolgende Schwingungen werden verstärkt, die nachfolgende entspricht einer freien Schwingung (s. negativen Bereich im Bild 5b). Trotz der ersichtlichen Überschreitung des in [2, 3] empfohlenen Beschleunigungsgrenzwertes von 3,5 m/s^2 , konnten keine sich negativ auf die Schotterstabilität auswirkenden Einflüsse aufgezeigt werden (anhand optischer Überwachung).

3. Numerische Untersuchungen

3.1. Strukturmodell

Das numerische Modell der EÜ Schmutter wurde mit der Finiten Element Software ANSYS erstellt. Die Struktur wurde als Falwerk (Schalenelemente SHELL181) modelliert (Bild 6a). Es wurden die an der globalen Strukturantwort maßgebenden Bestandteile der Struktur berücksichtigt. Zwischen den Querschotts und den darunterliegenden halben I-Trägern (s. Bild 2b) wurden Zwischenbleche angeordnet, die mit den beiden genannten Bauteilen über Kon-

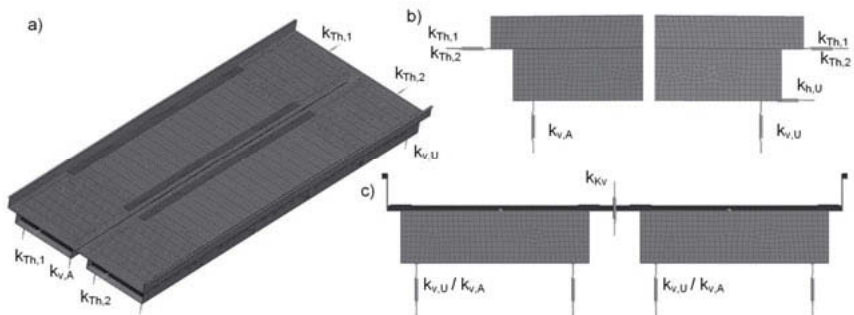


Bild 6: Numerisches Modell (Faltwerk) der Eisenbahnüberführung Schmutter

taktelemente (CONTA175, TARGE170) verbunden sind. Die Kontaktdefinition kann entsprechend der am Bauwerk vorgefundenen Merkmale variiert werden sowie ein- und ausgeschaltet werden.

Die Lagerbedingungen, ausgenommen des festgehaltenen translatorischen Freiheitsgrads des zweiwertigen Lagers (in Brückenlängsrichtung), wurden mit Translationsfedern (Federelement COMBIN14) abgebildet. Neben der durch die konstruktive Durchbildung des einwertigen Lagers als Polymerlager notwendigen Federn, wurden aufgrund der sich bei der experimentellen Modalanalyse festgestellten Vertikalverschiebungen der beiden Auflager, auch deren vertikalen Steifigkeiten durch lineare Translationsfedern abgebildet ($k_{v,A}$ und $k_{v,U}$ in Bild 6b und c). Darüber hinaus wurden für jeden Überbau Federelemente mit Wirkungslinien in Brückenlängsrichtung an beiden Enden des oberen Flansches des Hohlkastens angeordnet, um die durch das kontinuierliche Schotterbett und die Schiene einzustellenden Teileinspanneffekte abbilden zu können ($k_{Th,1}$ und $k_{Th,2}$ im Bild 6a und b). Zur Erfassung der durch den Schotteroberbau entstehenden Kopplung der zwei Teilbauwerke wurden ebenfalls lineare Federelemente verwendet, die eine Verbindung der Randknoten der Hohlkastenstege in vertikaler Richtung herstellen (k_{Kv} – Bild 6c). Auf eine explizite Modellierung des Schotters und der Schiene wurde im Rahmen der vorliegenden Untersuchung verzichtet. Deren Masse wurde jedoch durch die Zuweisung zusätzlicher Knotenmassen an den oberen Flanschen der Hohlkästen berücksichtigt. Dasselbe gilt für die weiteren Ausbauelemente. Die Schotterhöhe wurde anhand der Messungen vor Ort zu 0,61 m und dessen Wichte zu 20 kN/m³ angenommen. Alle o. g. Federsteifigkeiten wurden im Modell parametrisch definiert, um deren Einbindung in einer Optimierung zwecks Modellanpassung zu ermöglichen. Diese wird im nächsten Abschnitt diskutiert.

3.2. Modellanpassung

Die Frage nach den anzusetzenden Federsteifigkeiten wird durch Formulierung und Lösung eines Optimierungsproblems beantwortet. Die zu minimierende Zielfunktion wird gemäß Gleichung (2) beschrieben:

$$\min_{s_i} \mathcal{F} = \sum_{i=1}^n \beta_{i,f} \cdot (f_i - \tilde{f}_i)^2 + \sum_{i=1}^n \sum_{k=1}^n \beta_{i,MAC} \cdot (MACR_{i,k} - MAC_{i,k})^2 \quad (2)$$

wobei f_i die i -te berechnete und \tilde{f}_i die i -te gemessene Eigenfrequenz darstellen. MAC beschreibt die aus den berechneten und gemessenen Eigenvektoren ermittelte MAC-Matrix („Modal Assurance Criterion“) und $MACR$ die ideelle MAC-Matrix, die der Einheitsmatrix der Größe $n \times n$ entspricht. Die MAC-Matrix stellt ein Maß für die Stärke der linearen Korrelation zwischen zwei Vektoren dar. Deren Einträge werden gemäß Gleichung (3) als das Quadrat des normierten Skalarprodukts zwischen den zwei Vektoren berechnet, wobei ϕ_i den i -ten berechneten und $\tilde{\phi}_k$ den k -ten gemessenen Eigenvektor widerspiegelt. Sie nehmen daher Werte zwischen 0 (orthogonale Vektoren) und 1 (lineare Abhängigkeit) an.

$$MAC_{i,k} = \frac{(\phi_i^T \cdot \tilde{\phi}_k)^2}{(\phi_i^T \cdot \phi_i) \cdot (\tilde{\phi}_k^T \cdot \tilde{\phi}_k)} \quad \text{mit } i, j = 1, 2, \dots, n \quad (3)$$

Die $\beta_{i,f}$ und $\beta_{i,MAC}$ Faktoren in Gleichung (2) stellen die Gewichtungsfaktoren der i -ten Eigenfrequenz bzw. der i -ten Eigenform dar. Im vorliegenden Fall wurden die erste Eigenfrequenz und der zugehörige Eigenvektor aufgrund deren überwiegenden Beteiligung an der Schwingungsantwort mit höheren Gewichtungsfaktoren versehen. Somit wurden $\beta_{1,f} = 3$ und $\beta_{2,f} = \beta_{3,f} = 1$ gewählt, während die Gewichtungsfaktoren der Eigenvektoren $\beta_{1,MAC} = 30$ bzw. $\beta_{2,MAC} = \beta_{3,MAC} = 10$ betrugen. Die Anzahl der bei der Optimierung herangezogenen Eigenfrequenzen und –vektoren ist $n = 3$. Der zu optimierende Vektor der Entwurfsvariablen ist $s = [k_{Th,1} \quad k_{Th,2} \quad k_{KV}]^T$ (s. Bild 6). Die Translationsfedern an den einwertigen und zweiwertigen Auflagern wurden, aufgrund deren im Vergleich zu den anderen Parametern signifikant niedrigeren Sensitivitäten, bei der Optimierung vernachlässigt und im Modell als unendlich steif angenommen. Die Optimierung wurde in einer MATLAB/ANSYS Routine ausgeführt, die den optimierten Vektor der Entwurfsvariablen $s = [84 \cdot 10^6 \quad 86 \cdot 10^6 \quad 28 \cdot 10^5]^T$ kN/m/m lieferte. Die sich damit ergebenden Eigenfrequenzen und Eigenformen sind in Bild 7 dargestellt. Die relativ kleinen Abweichungen (max. 15% bei der dritten Eigenfrequenz) zu den gemessenen Eigenfrequenzen (Bild 4) und die MAC-Werte von 0,97 für den ersten, 0,95 für den zweiten sowie 0,97 für den dritten Eigenvektor bestätigen die gute Anpassung des



Bild 7: Rechnerisch ermittelte Eigenfrequenzen und –formen mit optimierten Parametern – Optimierung mit Bezug auf die kombinierte Modalanalyse (mit Impulshammer)

numerischen Modells. Eine nahezu starre Kopplung der zwei Teilbauwerke ist sowohl anhand der hohen Federsteifigkeiten als auch der im Bild 7 dargestellten Eigenformen zu vermuten. Eine Relativbewegung der zwei Überbauten in der ersten Eigenform ist in diesem Modell nicht vorhanden. Dieser Effekt entspricht ebenfalls dem Messergebnis (s. Bild 4).

3.3. Berechnungsverfahren

Im Rahmen der numerischen Untersuchungen wurden zwei Berechnungsansätze verwendet: die Abbildung der Einwirkung durch bewegte Lasten (BL) und Berechnungen mit Berücksichtigung der Zug-Struktur Interaktion. In beiden Fällen wurde die Belastungsstrecke durch die Mittellinie des oberen Flansches des befahrenen Überbaus festgelegt.

Das dynamische Interaktionsmodell besteht aus einem Teilsystem für das Fahrzeug und einem für die Brücke. Das Fahrzeug wird durch ein Mehrkörpersystem (MKS) abgebildet, dessen Parameter dem Bild 8 zu entnehmen sind. Das Zugmodell besitzt je Wagen drei Freiheitsgrade. Diese sind die vertikale Verschiebung des Wagenkastens und die vertikalen Verschiebungen der beiden Drehgestelle. Die beiden Teilsysteme werden durch Kopplung der Verschiebungsbeziehung zwischen Rad und Brücke verknüpft. Hierbei wird ein perfekter

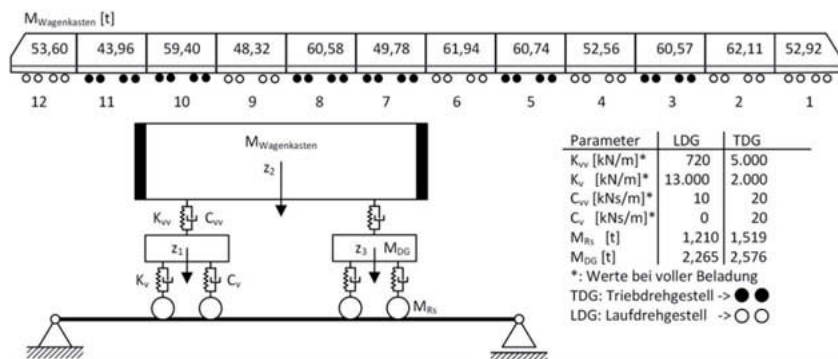


Bild 8: Mehrkörpermodell des ICE 4 [Quelle: Siemens AG / Bombardier Inc.]

Kontakt zwischen Rad und Brücke vorausgesetzt. Die Effekte aus Fahrbahnebenheiten und unrunder Rädern wurden ebenfalls im Rahmen dieser Untersuchung vernachlässigt. Die Bewegungsgleichungen für jedes Teilsystem werden separat in einem iterativen Prozess gelöst. Zur Formulierung der Systemmatrizen und der entsprechenden Bewegungsgleichungen wird an dieser Stelle auf [15] verwiesen.

Die Zeitverlaufsberechnungen für das Brückensystem wurden für beide Berechnungsansätze mithilfe einer Modalanalyse durchgeführt. Dabei wurden zwei Eigenformen der Brücke berücksichtigt, deren Eigenfrequenzen sich innerhalb des Frequenzgehalts der vorgestellten Messergebnisse befinden. Die Integration der modalen Gleichungen erfolgte jeweils mit einem MATLAB-Skript.

3.4. Berechnungsergebnisse

Den numerischen Untersuchungen wird erstmal das im vorherigen Abschnitt optimierte Modell zugrunde gelegt. Die damit erhaltenen Resonanzkurven für die äußeren Messpunkte in Feldmitte sind im Bild 9 dargestellt. Die maximale Beschleunigung am befahrenen Überbau (Messpunkt x183z) beträgt ca. $3,4 \text{ m/s}^2$ und unterschätzt somit die gemessenen Werte. Der nicht befahrene Überbau (Messpunkt x128z) erfährt eine ähnlich große Beschleunigung wie die befahrene Struktur, was die Messergebnisse widerspricht (vgl. Bild 5a). Darüber hinaus wird die gemessene Resonanzgeschwindigkeit signifikant überschätzt. All dies deutet auf eine zu hohe Systemsteifigkeit hin. Dieses Modell gilt daher nur für kleine Amplituden und ist für die Nachrechnung der Zugüberfahrten nicht geeignet. Anhand dessen Ergebnisse kann jedoch rückgeschlossen werden, dass die MKS Berechnung eine Reduktion der maximalen Strukturantwort verursacht. Deren Betrag von ca. 2% am Messpunkt x183z ist jedoch in diesem Fall vernachlässigbar klein.

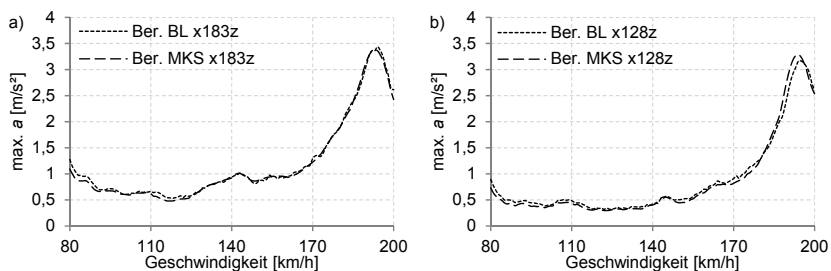


Bild 9: Rechnerische Resonanzkurven (Modelloptimierung mit Bezug auf die kombinierte Modalanalyse): a) Messpunkt x183z; b) Messpunkt x128z (BL – bewegte Lasten, MKS – Mehrkörpersystem)

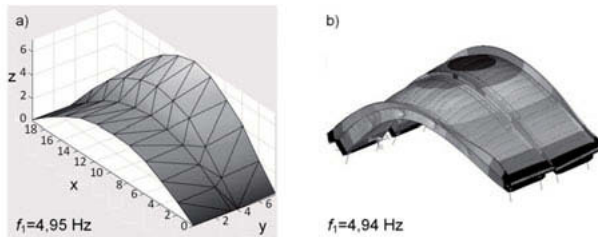


Bild 10: Messtechnisch bestimmte erste Eigenform aus Zugsanregungssignalen (a) und zugehörige rechnerisch ermittelte Eigenform am optimierten Modell (b)

Um die Absenkung der Resonanzgeschwindigkeit im numerischen Modell abzubilden, wurde ein weiterer Optimierungsdurchlauf ausgeführt, dessen Zielfunktion sich auf die aus Zugsanregungssignalen ermittelten Eigenfrequenz und –form bezieht (s. Bild 10a). Der optimierte Vektor der Entwurfsvariablen ist $s = [9,96 \cdot 10^5 \quad 1,74 \cdot 10^5 \quad 7735]^T \text{ kN/m/m}$. Die sich damit ergebende Eigenfrequenz beträgt 4,94 Hz, die dem gemessenen Wert entspricht. Die zugehörige rechnerische Eigenform ist im Bild 10b dargestellt (MAC-Wert: 0,97). Die Werte der Federsteifigkeiten sind in diesem Fall deutlich geringer. Dies ist auch an der Relativbewegung der zwei Teilbauwerke in der ersten Eigenform ersichtlich, die ebenfalls messtechnisch erfasst wurde. Darüber hinaus ergeben sich, wie erwartet, erhebliche Unterschiede zwischen $k_{\text{Th},1}$ und $k_{\text{Th},2}$, die die Teileinspanneffekte des Schotterbettes und der Schiene für den jeweiligen Überbau abbilden sollen.

Die Ergebnisse der beiden Berechnungsmethoden an dem aktualisierten Modell können der experimentell ermittelten Resonanzkurven gegenübergestellt werden (Bild 11). Hierbei zeigt sich, dass der Ansatz der bewegten Lasten mit einem Maximalwert von ca. $4,44 \text{ m/s}^2$ die maximal gemessene Strukturantwort am Messpunkt x183z (am befahrenen Überbau) von ca. $4,12 \text{ m/s}^2$ um ca. 8% überschätzt (Bild 11a). Durch die Berechnung mit dem Mehrkörpermodell wird auch in diesem Fall eine geringfügige Reduktion der Strukturantwort im Vergleich zu dem BL Ansatz erzielt. Die maximale Beschleunigung von $4,37 \text{ m/s}^2$ liegt in diesem Fall nur ca. 6% über dem gemessenen Wert. Bild 12a zeigt einen typischen berechneten Zeitverlauf der Beschleunigung. Auf Basis der beiden Berechnungen kann eine für den ICE 4 äquivalente Zusatzdämpfung $\Delta\xi$ ermittelt werden. Sie soll bei einer Berechnung mit bewegten Lasten die Wechselwirkungseffekte zwischen Zug und Brücke abbilden [2, 3]. In dem vorliegenden Fall ergibt sie sich zu $\Delta\xi = 0,07 \%$, ein Wert, der von der Empfehlung in [2, 3] von 0,34 % deutlich überschätzt wird. Des Weiteren ist zu erwähnen, dass eine Berechnung mit Unterdrückung der Schotterkopplung ($k_{\text{KV}} = 0$) maximale Beschleunigungen von

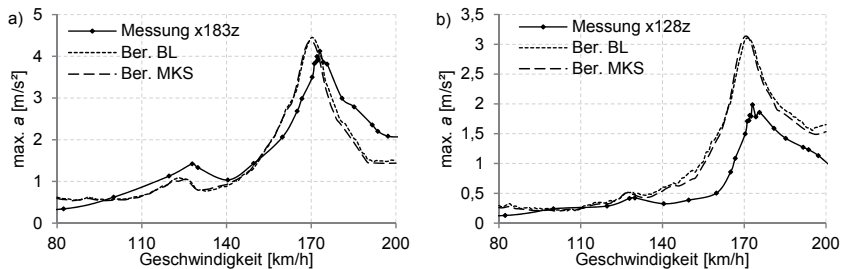


Bild 11: Resonanzkurven (Modelloptimierung mit Bezug auf die Modalanalyse mit Zuganregungssignalen): a) Messpunkt x183z; b) Messpunkt x128z

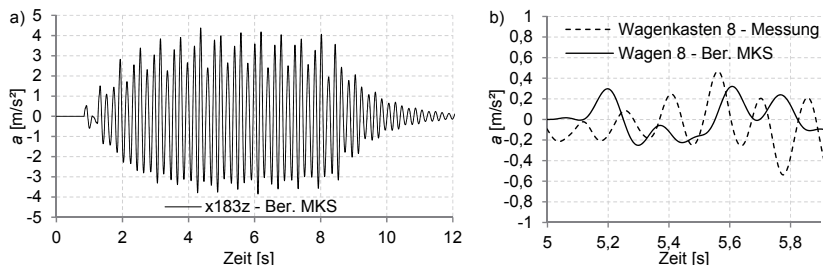


Bild 12: a) Berechneter Zeitverlauf des Punktes x183z bei einer Überfahrt mit $v = 170$ km/h;
 b) Zeitverläufe der Wagenkastenbeschleunigungen am Wagen 8 bei einer Überfahrt mit $v = 173$ km/h : Rechnung und Messung

ca. 7 m/s^2 lieferte. Dies zeigt, dass die Beanspruchung in dem belasteten Überbau aufgrund des durch die Koppelfeder bedingten Energieeintrags in den Nachbarüberbau signifikant reduziert wird. Dies entspricht den messtechnisch festgestellten Effekten. Die Resonanzkurven am nicht befahrenen Überbau (Messpunkt x128z - Bild 11b) zeigen, dass das Modell im Mittel die Lastabtrageeffekte zwischen den Überbauten zwar widerspiegelt, die berechneten Werte liegen jedoch mit den maximalen Werten von ca. 3 m/s^2 ungefähr 50 % Prozent über den gemessenen Werten. Dies lässt vermuten, dass der Wert der Eigenform am Punkt x128z (am nicht belasteten Überbau) noch nicht ausreichend genau erfasst wird.

Der Einfluss der Berechnung mit Berücksichtigung der Zug-Struktur Interaktion auf die Strukturantwort erwies sich in diesem Fall, im Vergleich zu dem Ansatz bewegter Lasten, als sehr gering. Eine solche Berechnung ist jedoch sinnvoll, wenn Bewegungsgrößen des Fahrzeugs ausgewertet werden sollen. Eine Gegenüberstellung der rechnerischen und gemessenen

Wagenkastenbeschleunigungen des Wagens 8 für eine Überfahrt mit Resonanzgeschwindigkeit wird in Bild 12b gezeigt. Es ist ersichtlich, dass die Größenordnung der Beschleunigung stimmt, die gemessenen Werte jedoch unterschätzt werden. Beide Maximalwerte liegen jedoch unter dem in [2, 3] angegebenen Grenzwert von 1 m/s^2 . Die sich ergebende Unterschätzung könnte auf die rechnerische Vernachlässigung der Fahrbahnebenenheiten zurückgeführt werden, die sich auf das dynamische Verhalten des Fahrzeugs erwartungsgemäß wesentlich auswirken. Darüber hinaus könnte die Modellannahme einer reinen Tauchbewegung des Wagenkastens ebenfalls nicht zutreffen. Hierbei könnte das MKS Modell durch Verdrehungsfreiheitsgrade am Wagenkasten und Drehgestellen leicht erweitert werden, um ebenfalls Nickbewegungen abbilden zu können.

4. Schlussfolgerungen

Um die Modelle für dynamische Nachrechnungen von Brückenbauwerken zu überprüfen und ggf. Sicherheiten in der Bewertung zu ermitteln, führte die DB Netz AG mit Unterstützung der TU Darmstadt Hochtastfahrten mit dem ICE 4 an einer Stahlbrücke auf der Strecke Augsburg-Ulm durch. Innerhalb von 3 Tagen wurden Überfahrten mit verschiedenen Geschwindigkeiten realisiert und damit die Brücke gezielt angeregt. Es konnte gezeigt werden, dass die Prognosen grundsätzlich richtig sind, jedoch zeichnen sich auch Abweichungen ab, welche in den weiteren Auswertungen und Modellabgleichen untersucht werden. Ein bisher wenig untersuchter Anregungsmechanismus, der sich durch eine Anregungswellenlänge von ca. 9,6 m kennzeichnet (basierend auf den Abständen der Drehgestelle), wurde für den ICE 4 sowohl messtechnisch als auch rechnerisch festgestellt.

Die Untersuchung ergab, dass sich das komplexe dynamische Verhalten der Struktur, die aus zwei durch das Schotterbett gekoppelten Teilbauwerken besteht, mit relativ einfachen Mitteln ausreichend genau numerisch abbilden lässt. Hierfür wurde ein FE-Modell, das die komplexen Teileinspanneffekte des Schotterbetts sowie die vertikale Schotterkopplung der zwei Überbauten durch parametrisch definierte lineare Federelemente abbildet, genutzt. Ausgehend von den Ergebnissen der experimentell identifizierten Modalparameter wurden zwei Optimierungsprobleme zur Identifikation optimaler Federkennwerte formuliert und gelöst. Sie beziehen sich auf der einen Seite auf das Verhalten der Struktur bei kleinen Amplituden und auf der anderen Seite auf das Strukturverhalten bei großen Amplituden, wie sie bei Zugüberfahrten üblich sind. Das Modell für große Amplituden weist eine deutlich niedrigere Steifigkeit als das Modell für kleine Amplituden auf, die sich möglicherweise aufgrund der Auflockerung der Schottersteinverzahnung einstellt. Das dafür angepasste Modell weist geringfügige Unterschiede in den modalen Parametern im Vergleich zu den Messergebnis-

sen von unter 1% (bei der ersten Eigenfrequenz) und ein MAC-Wert von 0,97 (bei dem ersten Eigenvektor) auf. Die Nachrechnung der gemessenen Überfahrten mit dem Ansatz der bewegten Lasten zeigte grundsätzlich einen richtigen Trend der Ergebnisse, die maximalen Messwerte wurden jedoch leicht überschätzt. Die Abweichungen liegen mit Bezug auf die maximalen Bauwerksbeschleunigungen bei ca. 8%. Die Berechnungsergebnisse verbessern sich geringfügig durch die Berücksichtigung der Feder- und Dämpfungseigenschaften des Fahrzeugs. Ein Mehrkörpersystem für das Fahrzeug ICE 4 wurde hierbei vorgestellt. Die damit erzielten Berechnungsergebnisse zeigen eine leichte Reduktion der dynamischen Bauwerksantwort, deren Maximalwerte lediglich 6% über den gemessenen Beschleunigungen liegen. Eine äquivalente Zusatzdämpfung von 0,07% konnte auf Basis der Ergebnisse beider Berechnungsansätze ermittelt werden.

Darüber hinaus wurden ebenfalls die gemessenen Wagenkastenbeschleunigungen mit den entsprechenden mit dem Mehrkörpersystem berechneten Werten in Vergleich gesetzt. Die rechnerischen und die gemessenen Beschleunigungen liegen in derselben Größenordnung, jedoch unterscheiden sich die Maximalwerte um einen Faktor von ca. 1,5, wobei die Messung die höheren Werte liefert. Dies könnte möglicherweise auf die Vernachlässigung der Fahrbahnebenheiten bei der Berechnung oder auf die Annahme einer reinen Tauchbewegung des Wagenkastens zurückgeführt werden.

Literatur

- [1] Verordnung (EU) Nr. 1299/2014 der Kommission vom 18. November 2014 über die technische Spezifikation für die Interoperabilität des Teilsystems „Infrastruktur“ des Eisenbahnsystems in der Europäischen Union (TSI-INF).
- [2] DIN EN 1991-2. Verkehrslasten auf Brücken; Deutsche Fassung EN 1991-2:2003 + AC:2010
- [3] DB Richtlinie 804 (Ril 804): Eisenbahnbrücken (und sonstige Ingenieurbauwerke) planen bauen und instand halten. DB Netz AG, 2013.
- [4] Bigelow, H., Feldmann, M., Hoffmeister, B. u. Zabel, V.: Zur Einspannung von Eisenbahngleisen. Die Auswirkung auf die erste Biegeeigenfrequenz bei Einfeldträgerbrücken. Bautechnik 93 (2016) 7 S. 462-469.
- [5] Rauert, T., Bigelow, H., Hoffmeister, B., Feldmann, M., Patz, R. u. Lippert, P.: Zum Einfluss baulicher Randbedingungen auf das dynamische Verhalten von WiB-Eisenbahnbrücken, Teil 1: Einführung und Messuntersuchungen an WiB-Brücken. Bautechnik 87 (2010), 11, S. 665-672.

- [6] Zabel, V. u. Brehm, M.: Das dynamische Verhalten von Eisenbahnbrücken mit kurzer Spannweite – numerische und experimentelle Untersuchungen. Bauingenieur 83 (2008) S. 9-14.
- [7] DB Richtlinie 810 (Ril 804): Technischer Zugang für Fahrzeuge. DB Netz AG, 2013.
- [8] Capewell, P.: Einflussfaktoren der Belastung und Strukturmodellierung bei der Berechnung von durch den Fahrzeugtyp ICE 4 induzierten Eisenbahnbrückenschwingungen. Masterarbeit. Institut für Statik und Konstruktion, TU Darmstadt. 2017
- [9] Reynders, E. u. De Roeck, G.: Reference-based combined deterministic-stochastic subspace identification for experimental and operational modal analysis. Mechanical Systems and Signal Processing 22 (2008), 3, S. 617-637.
- [10] Peeters, B. u. De Roeck, G.: Reference-based deterministic-stochastic subspace identification for output only modal analysis. Mechanical Systems and Signal Processing 13 (1999), 6, S. 855-878.
- [11] MACEC 3.3. A Matlab Toolbox for experimental and operational modal analysis – User Manual. KU Leuven – Structural Mechanics Section. Leuven, Belgien 2014.
- [12] Rigueiro, C., Rebelo, C. u. Da Silva S. L.: Influence of ballast models in the dynamic response of railway viaducts. Journal Sound Vibration 329 (2010), S. 3030–3040.
- [13] Rauert, T., Bigelow, H., Hoffmeister, B. u. Feldmann, M.: On the prediction of the interaction effect caused by continuous ballast on filler beam railway bridges by experimentally supported numerical studies. Engineering Structures 32 (2010), S. 3981–3988.
- [14] ÖBB Infrastruktur: Richtlinie für dynamische Berechnung von Eisenbahnbrücken, 2011.
- [15] Liu, K.: Analysis and Monitoring of dynamic effects on train-bridge interaction. Dissertation. KU Leuven, Belgien, 2010.

Indirekte Bestimmung dynamischer Kräfte für die Schwingungsprognose

Aufstellung eines historischen Gasmotors im Deutschen Museum in München

Dr.-Ing. **Johannes Guggenberger**, Müller-BBM GmbH, Planegg

Kurzfassung

Werden Maschinen oder Geräte in Gebäuden oder Fahrzeugen eingebaut, ist vorab oftmals der Schwingungs- bzw. Körperschalleintrag zu prognostizieren. Als Prognosegrundlage werden dazu Mess- oder Berechnungsdaten der Einzelkomponenten in Form von spektralen Impedanzfunktionen und Betriebsschwingdaten herangezogen. In der VDI-Richtlinie 2038, Teil 1 [1], sind hierzu Verfahren zur Bestimmung dynamischer Kräfte angegeben, welche auf vereinfachten Modellen für die Praxisanwendung basieren. Anhand des Beispiels der Aufstellung eines historischen Gasmotors auf einer schlanken Gebäudedecke werden die Verfahren diskutiert.

Abstract

When machines or machine components are mounted on building or vehicle structures the noise and vibration impact must be limited. For prediction, measurement or analytical data is used and combined. In VDI guideline 2038, part 1, several methods are given to determine dynamic forces, which are based on simplifying assumptions for practical use. The methods are discussed based on the theoretical background (frequency based assembly, FBA). As an example, the experimental verification of the mounting of an historical gas motor on a wide span slab is presented.

1. Grundlagen

Um den Schwingungs- bzw. Körperschalleintrag ausgehend von einer Maschine genauer zu untersuchen, müssen vorab Prüfstandsuntersuchungen bei Betrieb durchgeführt werden und die an den Aufstellpunkten auftretende Anregung auf eine Einbausituation unter Berücksichtigung von Impedanzverhältnissen übertragen werden. Die Verwendung von Impedanzspektren für die Prognose der Körperschalleinleitung von Erregern z.B. für die Aufstellung haustechnischer Anlagen ist von Kurze [2] und Saalfeld [3] vorgestellt. Die Grundlagen sind z.B.

in Cremer, Heckl, Ungar in [4] dargestellt. In der Fahrzeugindustrie ist die Körperschall- und Schwingungsprognose im Rahmen des NVH-Managements von Bedeutung. Trampus stellt in diesem Zusammenhang die „Blocked Force“ Methode vor [5]. Insbesondere die für die Praxis vorgegebenen Vorgehensweisen beruhen meist auf 1-, maximal 2-Freiheitsgradsystemen, wobei z.T. bereits Annahmen zur entkoppelten Aufstellung zumindest im Prüfstandsversuch getroffen werden. Aus der Praxis wird daher die Frage gestellt, unter welchen Randbedingungen die vorgegebenen Formeln verwendet werden können, und in welchen Fällen eine genauere Betrachtung erforderlich wird. Im ersten Schritt werden die grundlegenden Fragen behandelt. Die daraus gezogenen Schlüsse werden in einem Testmodell und in der Untersuchung zur Aufstellung des Gasmotors umgesetzt und die Vorgehensweise demonstriert.

2. Kopplung von Komponenten über Impedanzen

2.1. 1-Freiheitsgrad-System

Betrachtet werden zwei Systeme (gekennzeichnet mit einer hochgestellten römischen Zahl) mit je zwei Komponenten (gekennzeichnet mit einer hochgestellten arabischen Zahl), die starr an einer Koppelstelle verbunden sind (Bild 1). Das erste System entspricht einem Prüfaufbau, das zweite System einer Einbausituation. In beiden Systemen sei die anregende Kraft und die Komponente 1 entsprechend auch deren (Massen-)Impedanz Z^I gleich.

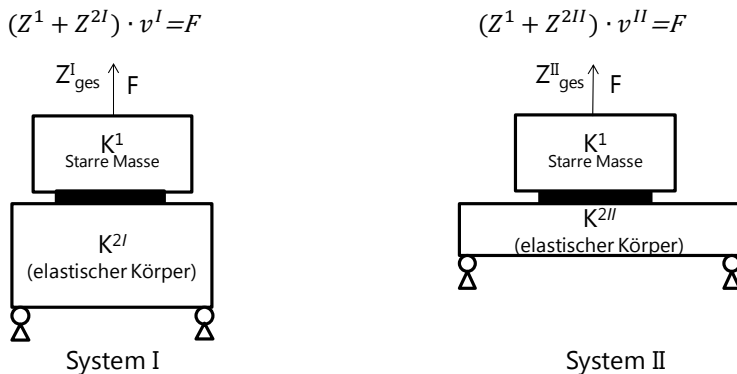


Bild 1: Schemadarstellung 1-FHG-Systeme

Die erste Frage, die sich stellt, ist: Könnte man z.B. mit einer Kraftmessdose die Schnittkräfte F_s bestimmen, dann diese Kräfte auf System II anwenden, um v_{II} zu erhalten?

$$F_S = Z^{2I} \cdot v^I \stackrel{?}{=} Z^{2II} \cdot v^{II} \quad \text{oder} \quad F - Z_1 \cdot v^I \stackrel{?}{=} F - Z_1 \cdot v^{II} \quad (1)$$

Da die Kraft F und die Impedanz Z^1 von Komponente 1 in beiden Systemen gleich sind, müsste auch $v^I = v^{II}$ sein, was nicht der Fall ist, wenn die Anschlussimpedanzen Z^{2I} und Z^{2II} unterschiedlich sind. Für eine Prognose der Schwingungen von System II ist also die Kenntnis der Schnittkräfte nicht zielführend. Eine Messung mit einer Kraftmessdose liefert deshalb nicht unmittelbar die erforderliche Größe.

Prinzipiell kann v^{II} am Gesamtsystem II aus $(Z^1 + Z^{2II}) v^{II} = F$ bestimmt werden. Hierzu muss die Anschlussimpedanz Z^{II2} von Komponente 2 in System II aber auch die Impedanz Z^1 von Komponente 1 bekannt sein. Die Impedanz Z^1 ist dabei unter frei-freien Randbedingungen zu bestimmen, was in vielen Fällen bei tieffrequenter Anregung bereits problematisch sein kann. Die anregende dynamische Kraft F ergibt sich aus der Betrachtung des Gesamtsystems I (vgl. Bild 1), die Prognose der Anregung von System II aus Anregung von System I über das Impedanzverhältnis.

$$v^{II} = (Z^1 + Z^{2II})^{-1} F = (Z_{ges}^{II})^{-1} Z_{ges}^I v^I \quad (2)$$

Die zweite Frage ist, inwieweit sich die Kraft F bestimmen lässt, wenn es sich bei Komponente 1 um einen elastischen Körper handelt. Dies wäre nur dann möglich, wenn die Kräfte aus jeder Erregerquelle in Komponente 1 innerhalb von Komponente 1 bestimmt werden könnten. Da dies in den seltensten Fällen praktikabel ist, wäre die nächste Frage, ob adäquate Ersatzkräfte an den zugänglichen Koppelstellen bestimmt werden können, mit denen die Anregung von System I beschränkt auf die Koppelstellen beschrieben werden kann.

Sind die Impedanzen des gekoppelten Systems an den Koppelstellen und die Systemantwort unter der dynamisch einwirkenden Kraft F bekannt, können diese Ersatzkräfte bestimmt werden. Die weitere Frage wäre dann, ob diese Ersatzkräfte auch auf System II für eine Schwingungsprognose verwendet werden können. Durch das Umsetzen von Komponente I wird das Gesamtsystem verstimmt, es ändern sich auch die Übertragungsverhältnisse in Komponente 1. Damit könnte sich auch eine veränderte Übertragungssituation zwischen den physikalischen Erregerkräften und den Ersatzkräften ergeben. Im nächsten Schritt wird hier zu ein 3-FHG System mit einer Koppelstelle betrachtet.

2.2. 3-Freiheitsgrad-System

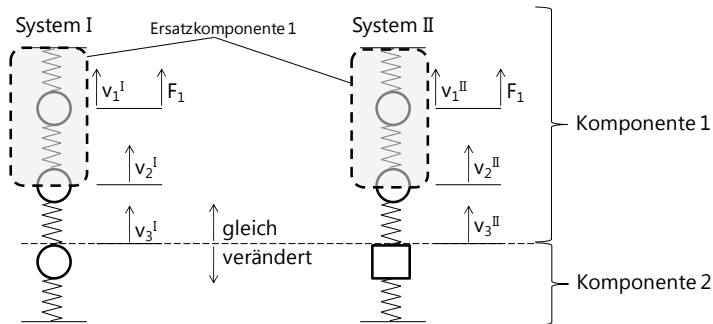


Bild 2: Schemadarstellung 3-FHG-Systeme, Ersatzsystem

Das 3-FHG-System kann durch ein 2-FHG-System mit der Ersatzimpedanz Z_{22}' und der Ersatzkraft F' ersetzt werden:

$$\begin{bmatrix} Z_{11} & Z_{12} & 0 \\ Z_{21} & Z_{22} & Z_{23} \\ 0 & Z_{32} & Z_{33} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} v_1 \\ v_2 \\ v_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \longrightarrow \begin{bmatrix} Z_{22}' & Z_{23} \\ Z_{32} & Z_{33} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} v_2 \\ v_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F' \\ 0 \end{bmatrix} \quad (3)$$

Z_{12} und Z_{23} entsprechen den Federimpedanzen zwischen den Massen. Durch Kondensation (Auflösen von Zeile 1 nach v_1 und Einsetzen in Zeile 2) erhält man die Ersatzgrößen:

$$Z_{22}' = [Z_{22} - Z_{11}^{-1} Z_{12} \cdot Z_{21}] \quad \text{und} \quad F' = -F \cdot Z_{11}^{-1} Z_{21} \quad (4)$$

Messtechnisch bedeutet das, dass Komponente 1 als „Black Box“ betrachtet werden kann. Für die Beschreibung der übertragenen Kräfte und Schwingungsantworten an der oder den Koppelstellen kann man also so tun, als seien die Erregerkräfte als Ersatzkräfte F' nur an den Koppelstellen wirksam. Z_{22}' entspricht der inversen Admittanz, gemessen am Gesamtsystem am Freiheitsgrad 2.

Für die weitere Frage, ob die an System I ermittelten Ersatzkräfte nun auch auf System II ersatzweise aufgebracht werden können, kann anhand der Bewegungsgleichung (3) für das Ersatzsystem II geklärt werden.

Z_{22}' von System II enthält nur Einträge, die sich nicht ändern (s. Gl. 4). F' ist nicht abhängig von \mathbf{v} , sondern nur von F , Z_{21} und Z_{11} . Da sich diese Größen ebenfalls nicht ändern, kann die Ersatzkraft von System I auch auf System II aufgebracht werden, um den gesuchten Schwingungseintrag v_3 auf Komponente 2 von System II zu erhalten.

Für die Prognose für System II muss wiederum die Eingangsimpedanz von Komponente 1 unter frei-freien Randbedingungen gemessen werden. Z_{22}'' ergibt sich aus der Summe der Eingangsimpedanz von Komponente 2 an System II und der Impedanz von Komponente I. Die Elemente der dargestellten Matrizen können wiederum als Submatrizen aufgefasst werden. Dies bedeutet, dass die Betrachtung auf Mehrfreiheitsgradsysteme übertragbar ist. Die Impedanzmatrizen ergeben sich aus Matrixinvertierung einer messtechnisch bestimmten Admittanzmatrix.

2.2. Beispiel Mehr-Freiheitsgrad-System

Die Vorgehensweise wurde anhand einer Simulation getestet.

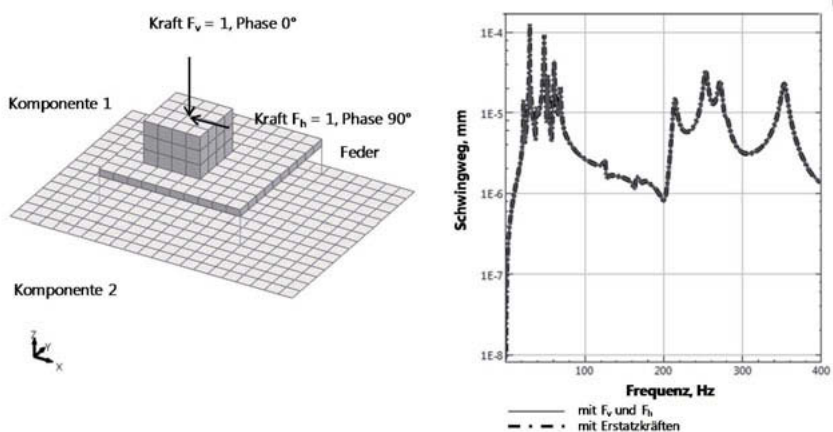


Bild 3: Mehr-Freiheitsgradsystem (links), Vergleich der berechneten Schwingungsantwort von System II mit den physikalisch wirkenden Kräften F_h und F_v und den Ersatzkräften (rechts).

Betrachtet wurden zwei Systeme wie in Bild 3 links dargestellt. Komponente 2 besteht aus einer Platte mit unterschiedlichen Materialien für System I und II. Komponente 1 und die horizontal und vertikal steifen Federn werden nicht verändert. Alle Impedanzen, auch die der

Federn, liegen in der gleichen Größenordnung. Die Platte von Komponente 1 ist ebenfalls elastisch. Die Steifigkeit der Federn wurde so gewählt, dass sich keine Entkopplung der Komponenten im betrachteten Frequenzbereich einstellt. Rechnerisch wurden die Ersatzkräfte, wie beschreiben, an den 12 Freiheitsgraden der vier Koppelstellen oberhalb bzw. unterhalb der Federn aus der Systemantwort von System I und der Admittanzmatrix an den Koppelstellen am Gesamtsystem I ermittelt. Die Ersatzkräfte wurden auf System II übertragen, die Systemantwort berechnet und mit der Lösung unter den ursprünglich angenommenen Kräften gegenübergestellt. Eine exakte Übereinstimmung ergibt sich mit der Lösung am gesamten Gleichungssystem („direct solution“). Mit modaler Superposition (100 Moden) erreichte die Übereinstimmung nicht im gesamten Frequenzbereich 100 %, auch unter Verwendung einer Singulärwertzerlegung und Filterung bei der Matrixinvertierung. Das deutet darauf hin, dass die Prozedur empfindlich auf kleine Ungenauigkeiten bzw. Messtoleranzen reagiert.

3. Schwingungsprognose für den historischen Gasmotor

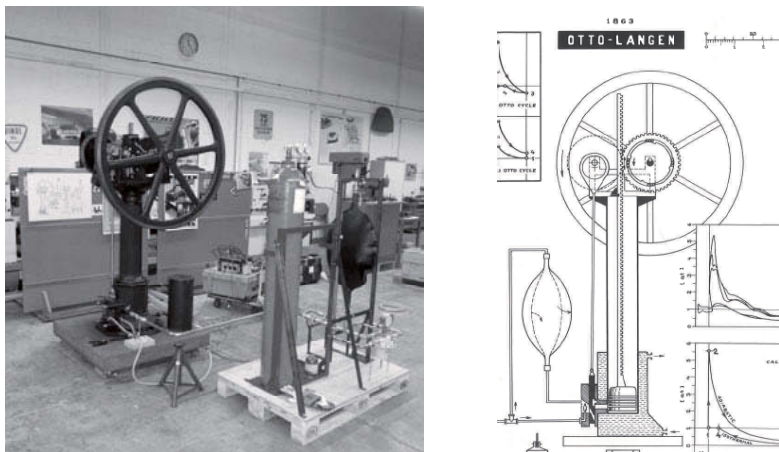


Bild 4: Aufstellung des Gasmotors in der Werkstatt des Deutschen Museums, Systemskizze.

Der atmosphärische Gasmotor wurde von Nikolaus Otto und Eugen Langen 1863 entwickelt. Nach der Zündung des komprimierten Gasgemisches schießt der Kolben nach oben, wobei der Antrieb durch einen Freilauf entkoppelt wird [6]. Das Gas kühlt durch die Expansion und die umgebende Wasserkühlung schnell ab, so dass ein Unterdruck entsteht. Da der Zylinder

oben offen ist, wird er durch den atmosphärischen Druck wieder nach unten gedrückt, wobei nun der Antrieb angekoppelt wird. Aus [6]: „Die Maschine erhielt trotz des störenden Geräusches, das sie verursachte, auf der Pariser Weltausstellung 1867 den Grand Prix, weil sie nur halb so viel Gas verbrauchte wie die anderen ausgestellten Maschinen“. In der Beschreibung zum Motor [7] heißt es übersetzt aus dem Englischen: „Ein weiterer Nachteil der Maschine lag in den sehr starken Erschütterungen, so dass sie nur auf einem gesonderten starken Fundament installiert werden konnte, um Schädigungen am Gebäude zu vermeiden.“

Der Motor soll auf einer vergleichsweise schlanken weittragenden Decke im Deutschen Museum in München aufgestellt werden. Neben der Schwingungsantwort der Decke waren auch die eingeleiteten dynamischen Kräfte zu prognostizieren.

Zur Prüfung wurde der auf einem Betonsockel fest montierte Motor in der Werkstatt des Deutschen Museums über hochdämpfende Elastomerelemente ($\eta = 50\%$, Abstimmfrequenz ca. 10 Hz) auf der Bodenplatte aufgestellt. In einer Betriebsmessung wurden die Beschleunigungen an den Auflagerpunkten unterhalb vertikal und oberhalb Lagerung triaxial aufgezeichnet. Im Anschluss wurden die Eingangs- und Übertragungsakzeleranzen mit Hammeranregung bestimmt.

Die Auswertung erfordert eine phasenrichtige Zuordnung zu den Übertragungsfunktionen. Da das Signal transient mit stark streuenden Zündzeiten bis zu 0,5 s Unterschied bei einer Drehzahl von ca. 30 min^{-1} bis 50 min^{-1} war, wurde zur spektralen Auswertung ein Rechteckfenster mit variierender Fensterlänge zwischen die Einzelimpulse gelegt. Die Frequenzstützstellen stimmen damit weder untereinander noch mit den Stützstellen der gemessenen Übertragungsfunktionen überein. Die einzelnen Übertragungsfunktionen wurden daher für jeden Frequenzstützpunkt interpoliert.

Im vorliegenden Fall waren Signale aus Betrieb und aus Impedanzmessung ab 0,5 Hz zu ermitteln. Aufgrund der hohen Beschleunigungen bei der Explosion mussten oberhalb Lagerung eher unempfindliche Beschleunigungssensoren verwendet werden, was die Messdynamik bei 0,5 Hz stark einschränkt. Üblicherweise können Übertragungsfunktionen (Akzeleranzen) an Fundamenten nur ab 5 Hz bis 15 Hz gemessen werden. Stehen dem Nutzsignale aus der Betriebsmessung im tieferen Frequenzbereich gegenüber, wie im vorliegenden Fall bis zu 0,5 Hz, muss der auswertbare Frequenzbereich künstlich erweitert werden. An steifen Komponenten bietet es sich dazu an, die Übertragungsfunktionen zu Rezeptanzen zu integrieren und die steifigkeitsbestimmte, horizontale Rezeptanz nach unten zu verlängern (s. Bild 5 links). Für die Übertragungsfunktionen am Sockel wurden die Starrkörpermoden über Kurvenanpassung bestimmt, und die Messspektren den über die modalen Pa-

parameter resynthetisierten Übertragungsspektren angeglichen (Bild 5 rechts). Bild 6 zeigt die darüber ermittelten Ersatzkräfte im Frequenzbereich und zurücktransformiert im Zeitbereich.

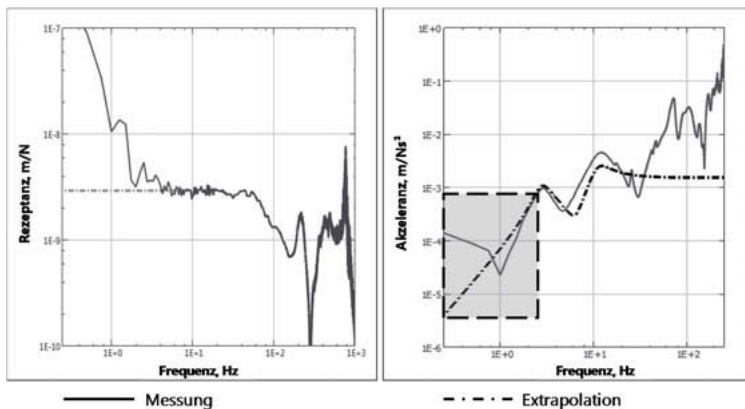


Bild 5: Korrektur der Übertragungsfunktionen im Frequenzbereich < 10 Hz auf der Bodenplatte (links) und auf dem gelagerten Sockel (rechts).

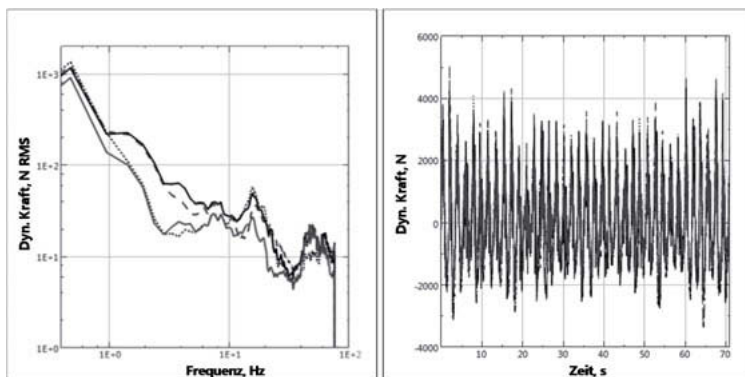


Bild 6: APS der dyn. Kräfte in N RMS (links) und Zeitverläufe der dynamischen Ersatzkräfte (rechts) oberhalb Lagerung, Ersatzkräfte an den vier Lagerpunkten oberhalb Elastomer.

Da die geplante Aufstellung auf der Decke ebenfalls mit den für den Prüfaufbau verwendeten Elastomerelementen erfolgen soll, war hier die vereinfachte Prognose der Schwingamplituden am geplanten Standort aus dem Verhältnis der Impedanzmatrizen möglich.

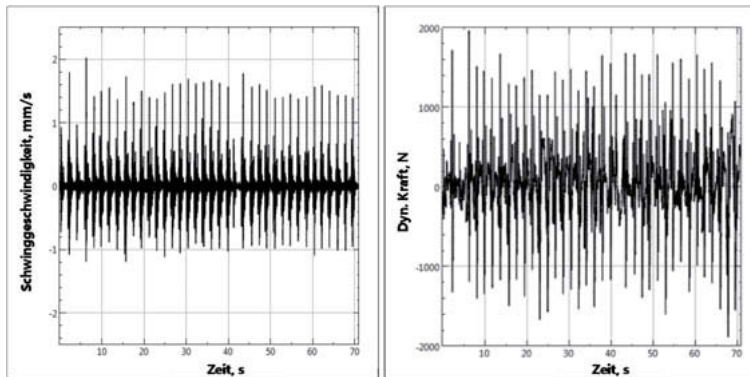


Bild 7: Zeitverläufe der Schwingungsantwort unterhalb Lagerung am geplanten Standort auf der Decke (links) und der dyn. Kräfte in N (rechts) unterhalb Lagerung.

Allerdings musste in der Gesamtadmittanzmatrix auch die Übertragung zwischen den Freiheitsgraden berücksichtigt werden, da der Boden in der Werkstatt sehr inhomogen war. Die entkoppelte Invertierung der Eingangsadmittanzen führte zu einem deutlich unterschiedlichen Ergebnis. Bild 7 zeigt die prognostizierten Kraft-Zeit- und Schnelle-Zeit-Verläufe nach Rücktransformation.

Die Untersuchung ergab, dass der Betrieb des Motors am geplanten Aufstellort mit entsprechender Verwendung hochdämpfender Elastomerelemente möglich ist.

4. Zusammenfassung

Die Methodik einer rein auf messtechnischen Daten basierenden Prognose ist einsetzbar, wenn die Aufstellung über möglichst wenige Koppelstellen erfolgt und eine Übertragung über rotatorische Freiheitsgrade vernachlässigt werden kann.

Die Prognose erfolgt in folgenden Schritten:

- Messung der Schwingungsantwort an den Koppelstellen (ggf. triaxial, simultan mit Phasenbezug) auf dem Prüfstand am Gesamtsystem I.
- Messung der Admittanzmatrix $\mathbf{Y}_{\text{ges}}^{\text{I}}$ am Gesamtsystem I.
- Messung der Admittanzmatrix \mathbf{Y}_2^{II} an Komponente 2 von System 2 vor Einbau der Komponente 1.
- Messung der Admittanzmatrix \mathbf{Y}_1 von Komponente 1 frei-frei.
- Bestimmung der Ersatzkräfte.
- Berechnung der Gesamtimpedanzmatrix von System II nach Invertierung von \mathbf{Y}_2^{II} und \mathbf{Y}_1 .
- Berechnung der Schwingungsantwort von System II mit der Gesamtimpedanzmatrix und den Ersatzkräften \mathbf{F}' an den Koppelstellen.

„Steife“ Aufstellung

Bei einer steifen Anbindung im Prüfstand in der Betriebsmessung ist zusätzlich für die Admittanzmessung an Komponente 1 eine zweite entkoppelte Aufstellung erforderlich. Dabei muss gewährleistet sein, dass die Starrkörpermoden keinen Einfluss auf den Frequenzbereich haben, in dem die maßgebenden Kräfte aus dem Betrieb wirken. Ist eine entkoppelte Aufstellung von Komponente I nicht möglich, kann auch die Admittanzmatrix an Komponente 2 von System I (Prüfstandsfundament ohne Prüfling) bestimmt werden und nach Invertierung von der Impedanzmatrix des Gesamtsystems subtrahiert werden ($\mathbf{Z}^{\text{I}} = \mathbf{Z}^{\text{Iges}} - \mathbf{Z}^{\text{I2}}$).

„Weiche“ Aufstellung

Da für die Ermittlung von \mathbf{Z}^{I} ohnehin eine entkoppelte Aufstellung von Komponente 1 erforderlich ist, bietet sich auch an, die Prüfstandsmessung insgesamt an der elastisch entkoppelten Komponente durchzuführen. Die Untersuchung kann sich vereinfachen, wenn $\mathbf{Z}_1 \ll \mathbf{Z}_2^{\text{I}}$ bzw. \mathbf{Z}_2^{II} da in diesem Fall die Ersatzkräfte näherungsweise den Schnittkräften entsprechen. Die Prognose leitet sich direkt aus dem Impedanzverhältnis der Anschlussimpedanzen der Komponenten 2 beider Systeme \mathbf{Z}_2^{I} und \mathbf{Z}_2^{II} ab.

Da die Amplituden unterhalb Lagerung bei massiven Prüfstandsfundamenten sehr klein sind, empfiehlt sich aber die Messung der Schwingungsantwort oberhalb Lagerung und die Bestimmung der Ersatzkräfte oberhalb Lagerung. Sind die Federsteifigkeiten bekannt (bei Verwendung von Elastomerfedern ggf. problematisch), ergeben sich die Schnittkräfte direkt aus den gemessenen Betriebsschwingungen und den Federsteifigkeiten.

Die Auswertungen erfolgten mit den Modulen „Modal-Parameter-Extractor“ (MPE), „Frequency Based Assembly“ (FBA) sowie dem API-Scripting-Paket der Software FEMtools [8]. Die Untersuchung hat gezeigt, dass für komplexere Aufgabenstellung eine dafür geeignete Kombination aus konfigurier- und programmierbaren Auswertetools unerlässlich ist. Vorteilhaft ist die unmittelbare Einbindung in ein Strukturdynamikpaket wie FEMtools.

- [1] VDI-Richtlinie 2038 Teil 1, „Gebrauchstauglichkeit von Bauwerken bei dynamischen Einwirkungen, Blatt 1, Untersuchungsmethoden und Beurteilungsverfahren der Baudynamik, Grundlagen – Methoden, Vorgehensweisen und Einwirkungen.
- [2] Kurze, U.J.: „Einige Ergänzungen zur VDI-Richtlinie 3720, Bl.6 : Lärmarm Konstruieren - Mechanische Impedanzen“, Zeitschrift für Lärmbekämpfung 32, 126 - 134, Springer Verlag 1985.
- [3] Saalfeld, M.: „Körperschalldämmende Maßnahmen bei haustechnischen Anlagen“, VDI-Berichte Nr. 1121, 1994
- [4] Cremer, L., Heckl, M., Ungar E. E., „Structure-Borne Sound“ /, Springer Verlag Berlin, ISBN 3-540-18241-1.
- [5] Trampus, Luka, „Vibration source characterisation using blocked force method“, Masterarbeit, Universität von Ljubljana, Juni 2017.
- [6] Sass, Friedrich: Geschichte des deutschen Verbrennungsmotorenbaus von 1860 - 1918. Springer, Berlin 1962.
- [7] Kolin, Ivo: The Evolution of the Heat Engine. Thermodynamics Atlas Vol. 2. Longman, London 1972.
- [8] Dynamic Design Solutions NV, Belgien, FEMtools 4.0, www.femtools.com

Dynamik eines 130 Jahre alten Gebäudes unter Schalleinwirkung

Dynamic behavior of a 130 year's old building under sound pressure

Dr. sc. techn. ETHZ **Reto Cantieni**,
rci dynamics, Ingenieurbüro für Baudynamik, Dübendorf, Schweiz

Kurzfassung

Das Gebäude des Grand Casino Luzern wurde 1883 errichtet und 1911 durch ein zusätzliches Geschoss erweitert. Im einen der beiden Flügel befindet sich das sogenannte Casineum, das seit 2004 als Disco dient. 2013 wurde der zulässige Schallpegel in der Disco von 98 dBA auf 100 dBA erhöht. Nachdem Bemerkungen über klirrende Fensterscheiben laut geworden waren, wurde eine experimentelle Untersuchung der Dynamik des Gebäudes veranlasst. Diese erfolgte in der Nacht auf Karfreitag 2016 während der Veranstaltung "Voilà special". Sie ergab, dass die Bewegungen der Fassade des Gebäudes durchaus akzeptabel waren (1 mm/s), dass dies aber für die Schwingungen der Dachkonstruktion nicht der Fall war (16 mm/s). Die Frequenzanalyse der Dachschwingungen zeigte, dass der Bereich $f = 30 \dots 80$ Hz, also der Aktionsbereich der Basslautsprecher, kritisch war.

Da Eingriffe an der Quelle und am Übertragungsweg als nicht zweckmässig erachtet wurden, wurde versucht, mittels einer experimentellen Modalanalyse Hinweise auf zielführende Eingriffe am Dach zu erhalten. Im wesentlichen ging es darum, jene Bestandteile der ziemlich komplexen Holz/Stahl-Konstruktion des Daches zu identifizieren, die auf Anregung im genannten Frequenzbereich empfindlich reagieren. Die Gelegenheit wurde benützt, um die Leistungsfähigkeit einer Analyse unter ambienter Einwirkung mit einer solchen mit künstlicher Einwirkung durch "white noise"-Schalldruck, wie er durch die Musikanlage einfach erzeugt werden konnte, zu vergleichen.

Abstract

The Casineum in the City of Luzern, Switzerland, has been built in 1883. In 1911 a major reconstruction added a floor on top of the building and significantly changed the roof load bearing structure. The Casineum serves as a Disco since 2004. The admissible sound pressure was increased from 98 dBA to 100 dBA in 2013. As a consequence of respective com-

plaints the structural response to such excitation was measured. In contrary to the façade the roof vibrations were not acceptable. The critical frequency region is $f = 30 \dots 80$ Hz where the bass speakers are powering. Acting on source or transfer path not being feasible an experimental modal analysis was subsequently performed on the roof. The roof structural details are so complex that a straightforward solution could not be estimated without experimental validation. Modal Analysis was performed using ambient as well as white noise excitations.

1. Das Gebäude

Das Casineum ist ein Teil des im Jahr 1883 erbauten Grand Casino Luzern (Bild 1). Seit dem Jahr 2004 wird es als Disco betrieben. Die Bilder 2 und 3 vermitteln einen Eindruck vom Innern des Gebäudes und von seinem Dach. Im Jahr 1911 wurden der obere Teil der Fachwerkträger der Dachkonstruktion abgetrennt und ein zusätzliches Geschoss aufgesetzt. Dieses wird durch ein Stahlfachwerk gebildet, an dem der übrig gebliebene Teil des Holzfachwerkes aufgehängt ist (Bild 4).

2. Dynamik im Betriebszustand

2.1 Das Problem

Nachdem der zulässige Schalldruck in der Disco von 98 dBA auf 100 dBA erhöht worden war, wurden Klagen von Gästen wegen klirrender Fensterscheiben laut. Solches konnte natürlich nur im einzig ruhigen Bereich, der Raucherzone auf dem seeseitigen Balkon registriert werden (Bilder 1 und 5). Mehr in Sorge um die Barockengel (Bild 3) als um die Fensterscheiben wurde in der Folge die hier beschriebene Untersuchung veranlasst.

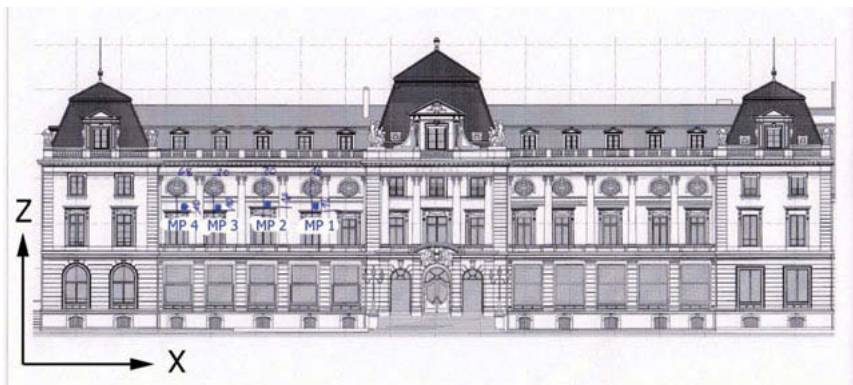


Bild 1: Im linken Flügel des Grand Casino Luzern befindet sich das Casineum.

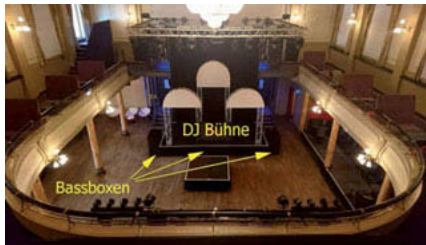


Bild 2: Innenraum des Casineums.



Bild 3: Dach des Casineums.

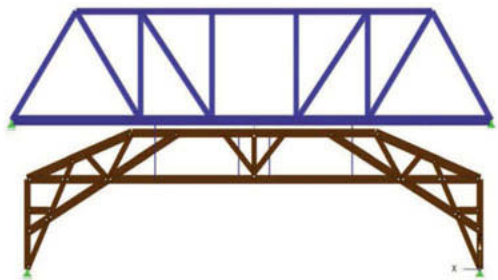


Bild 4: Das Stahlfachwerk des 1911 oben hinzugefügten Geschosses ist heute das primäre Tragelement des Daches ([1]).

2.2 Die Versuche

In der Nacht vom 24. auf den 25. März 2016 wurden vor und während der Veranstaltung "Voilà Special" Schwingungsmessungen durchgeführt. Die Instrumentierung umfasste zehn Freiheitsgrade. Vier Beschleunigungsaufnehmer PCB 393A03 wurden an der seeseitigen Fassade montiert (MP 1 bis MP 4, Bilder 1, 5 und 6), zwei dreidimensionale Messpunkte wurden auf dem Dach installiert. Diese waren mit je zwei Sensoren vom Typ PCB 393A03 und einem Sensor PCB 393B31 bestückt (MP 5 und MP 6, Bilder 5 und 7). Auf einer Stahlplatte montiert wurden diese Sensoren auf die Schilfmatte, die die unterste Tragschicht des Daches bildet, gelegt (Bild 7). Die Signalerfassung erfolgte mit einem LMS SCM05 Frontend (Bild 18). Die Abtastrate wurde zu $sR = 512$ Hz festgelegt, die Länge der erfassten Fenster betrug $T = 5 \dots 60$ Minuten. Für die Signalverarbeitung wurde TestXpress benutzt.

Insgesamt wurden 53 Versuche durchgeführt. Vor der Disco-Nacht wurde "pink noise"-Schalldruck mit verschiedenen Intensitäten erzeugt. Während der Party wurde einerseits das Niveau des Schalldrucks variiert (98 dBA und 100 dBA). Andererseits wurde auch in einzelne Terzbänder im Bassbereich dämpfend eingegriffen (40 Hz, 50 Hz, 75 Hz, 80 Hz).

Die Resultate können wie folgt zusammengefasst werden: a) Die Schwingungen der seeseitigen Fassade, MP 1 bis MP 4, waren mit $v < 1$ mm/s akzeptierbar. b) Dies trifft für die Schwingungen des Daches nicht zu. In MP 5 wurden $v = 11$ mm/s für einen Schalldruck von 98 dBA und $v = 16$ mm/s für 100 dBA gemessen ([2], [3]). Die Frequenzanalyse der massgebenden Vorgänge zeigte, dass sich die Dachschwingungen vor allem im Bass-Bereich abspielen. Im Bild 8 sind Zeitsignal und Spektrum für MP 5 und 100 dBA "Musik" dargestellt.

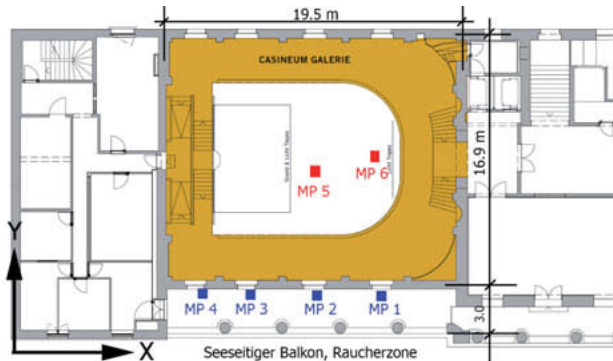


Bild 5: Grundriss des Casinos und Instrumentierung, MP 1 bis MP 6.



Bild 6: Sensoren an der seeseitigen Fassade.



Bild 7: Messpunkt auf dem Dach.

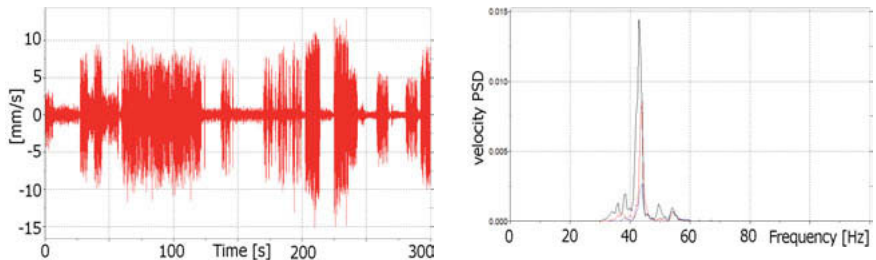


Bild 8: Zeitsignal (links, Z) und Frequenzspektrums (X, Y, Z) für MP 5, 100 dBA DJ-sound.

3. Experimentelle Modalanalyse

3.1 Problemlage

Es war rasch klar, dass zielführende Massnahmen an der Quelle oder am Übertragungsweg nicht getroffen werden konnten. Reduzierte man zum Beispiel die Intensität der Bassfrequenzen, bliebe keine "Musik" mehr übrig. Um jene Elemente der recht komplexen Dachkonstruktion identifizieren zu können, die empfindlich auf die Bassfrequenzen reagieren, wurde deshalb am 20. Juni 2016 eine experimentelle Modalanalyse durchgeführt. Dazu musste zuerst die Tragstruktur des Daches analysiert werden.

Die Primärstruktur besteht aus vier quer über das Gebäude gespannten Stahlfachwerken. Der Abstand zwischen diesen Fachwerken beträgt 3.84 m. Die Überreste des ursprünglichen Dachstuhles bilden die sekundären Tragelemente (Bilder 9 und 10). Ober- und Untergurt des Holzfachwerkes sind als Zangenpaare, Pfosten und Diagonalen als einfache, zwischen den Zangenpaaren angeordnete Holzprofile ausgebildet. Die Aufgabe der sekundären Holzfachwerke besteht heute noch darin, die von den tertiären Elementen angelieferten Lasten: Eigengewicht und Nutzlasten, unter anderem den Schalldruck, in das primäre Stahlfachwerk abzuleiten. Dies geschieht über jeweils vier (doppelt ausgebildete) Flachstähle, die wir hier mit "Aufhängungen" bezeichnen (Bild 9).

Die tertiäre Tragstruktur besteht aus Querträgern, die in Abständen von 1.75 m die Untergurte zweier benachbarter Holzfachwerke verbinden. Bei den stumpfen Anschlüssen der Querträger an die jeweils äusseren Zangen des Untergurtes handelt es sich um Zapfenverbindungen mit zum Teil sichtbarem Spiel. Unten an diesen Querträgern ist eine Lattung befestigt, die ihrerseits in Abständen von 0.65 m die angenagelten, verputzten Schilfmatten trägt, die den von unten sichtbaren Raumabschluss bilden.

3.2 Instrumentierung

Die Instrumentierung konzentrierte sich auf den Quadranten zwischen den Fachwerkachsen A und B und den Querträgerachsen 10 und 20 (Bilder 9 und 10). Die Wahl der Sensoren wurde auch von ihren Abmessungen und der Möglichkeit raschen Umsetzens auf altem Holz und/oder Stahl beeinflusst (Bilder 13 bis 17). Eingesetzt wurden je zwei (gerade verfügbare) 3D-Beschleunigungsaufnehmer der Typen Dytran 3093B beziehungsweise PCB 356B18. Zwei Sensoren wurden als Referenzpunkte jeweils in der Mitte eines Querträgers angeordnet und für alle Setups beibehalten: Punkte 10 und 20. Die beiden anderen wurden in 10 Setups über die übrigen Messpunkte verschoben (Bilder 11 und 12). Die Abtastrate wurde zu $sR = 512$ Hz gewählt, die Länge des Zeitfensters zu $T = 250$ s. Die Anregung war ambient und "white noise" mit 98 dBA, gratis geliefert von der Soundanlage.

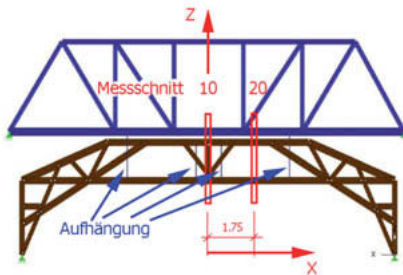


Bild 9: Primäres (oben) und sekundäres Fachwerk.
Lage der Messschnitte 10 und 20.

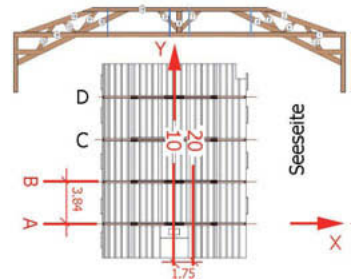


Bild 10: Lage der vier Messchnitte A, B, 10 und 20. Zeichnung des Holzfachwerkes schematisch.

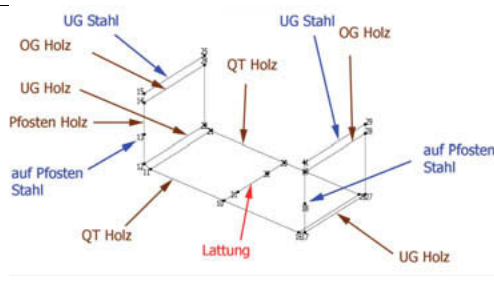


Bild 11: Tragelemente der Dachkonstruktion

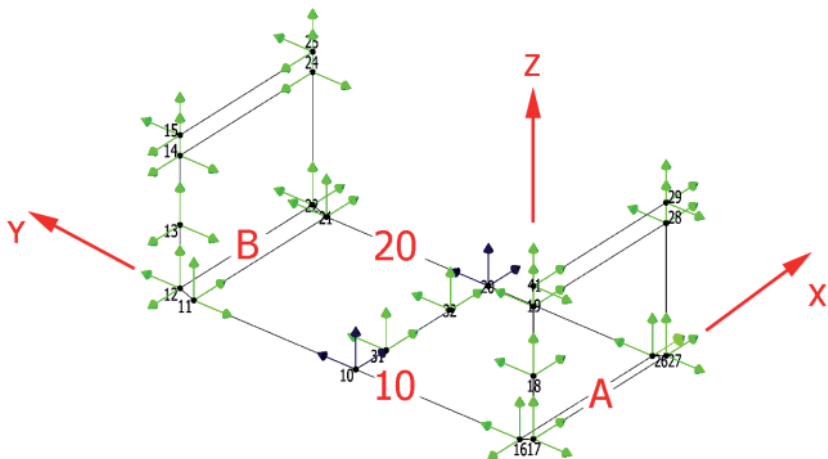


Bild 12: Die für die Modalanalyse gewählten Freiheitsgrade.

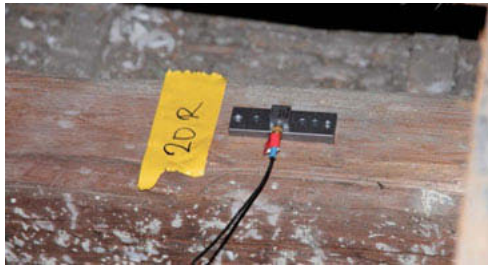


Bild 13: Referenzpunkt 20R. Der Sensor ist auf eine speziell gefertigte Stahlplatte geklebt.



Bild 14: Anschluss eines Querträgers (MP 26) an einen Untergurträger (MP 27).

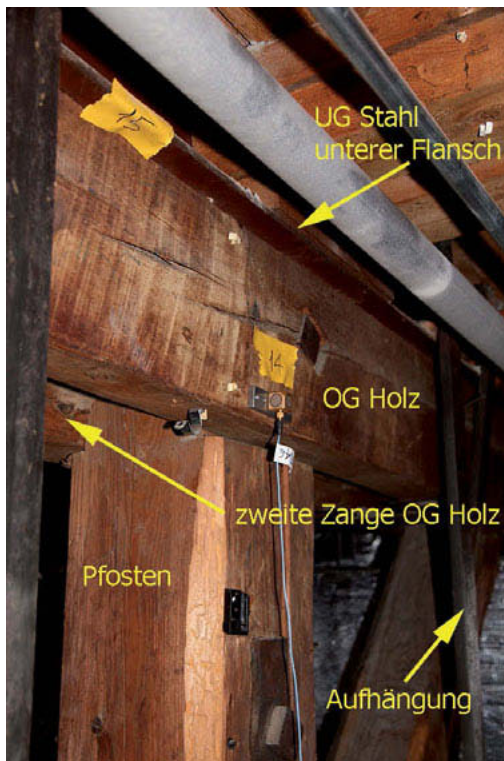


Bild 17: Situation im Bereich eines wichtigen Knotens der Dachkonstruktion. Der mobile Sensor befindet sich jetzt im Messpunkt MP 14.



Bild 15: Detail aus Bild 14, jetzt mit dem Sensor in MP 26.



Bild 16: MP 31 auf der Lattung.



Bild 18: Das Frontend.

3.3 Resultate: Eigenfrequenzen, Dämpfung

Für die Identifikation der modalen Parameter wurde die von ARTeMIS angebotene EFDD Routine benutzt. Die Resultate werden hier zunächst als SVD-Diagramme präsentiert (Bilder 19 und 20) und dann zahlenmässig in der Tabelle 1 zusammengestellt.

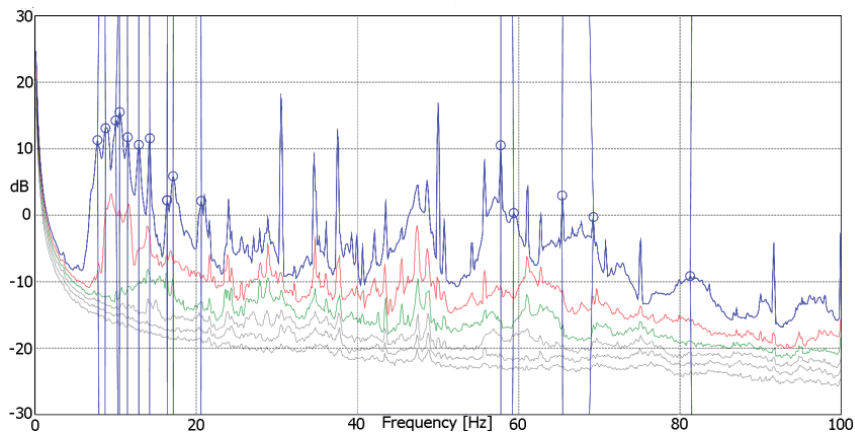


Bild 19: EFDD SVD Diagramm für ambiente Anregung.

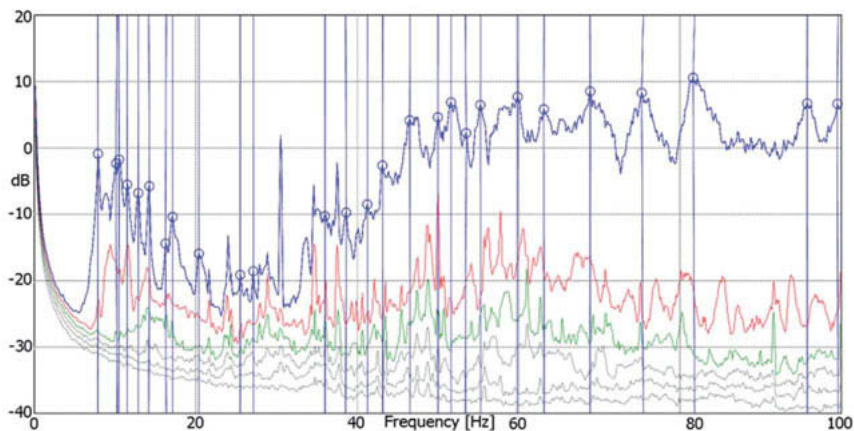


Bild 20: EFDD SVD Diagramm für "white noise"-Anregung mit 98 dBA.

Tabelle 1: Modale Parameter des Casineum-Daches. Resultate der Modalanalyse mit ambien-ter Anregung, $f = 7 \dots 21$ Hz, und mit "white noise"-Anregung, $f = 7 \dots 100$ Hz.

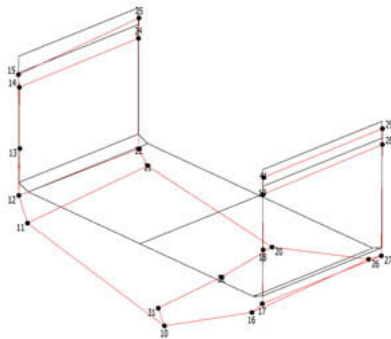
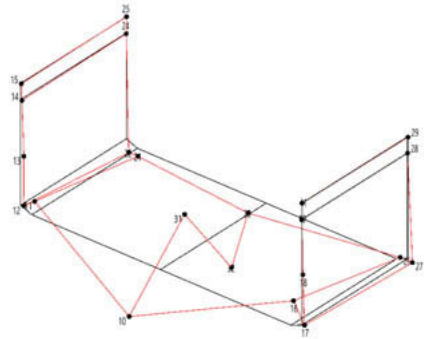
Mode	ambient		white noise		MAC	Mode	white noise	
	Freq. [Hz]	Dämpfg. [%]	Freq. [Hz]	Dämpfg. [%]			Freq. [Hz]	Dämpfg. [%]
1	7.92	2.1	7.85	2.2	0.988	11	25.5	0.6
2	8.70	1.7	---	---	---	12	27.1	0.5
3	10.28	0.9	10.24	1.1	0.998	13	43.2	0.5
4	10.48	1.5	10.43	1.4	0.997	14	46.5	0.6
5	11.47	1.3	11.52	1.1	0.979	15	51.6	0.4
6	12.88	1.5	12.84	1.5	0.985	16	55.3	0.4
7	14.20	0.8	14.18	0.8	0.992	17	68.9	0.2
8	16.43	0.9	16.34	0.9	0.815	18	75.4	1.0
9	17.16	1.3	17.13	---	0.945	19	81.8	0.7
10	20.59	1.0	20.39	0.8	0.957	20	95.8	0.6
						21	99.6	0.4

3.4 Resultate: Schwingungsformen

Aus Platzgründen ist es nicht möglich, die Formen aller 21 in der Tabelle 1 angegebenen Eigenschwingungen des Casineum-Daches zu diskutieren. Wir können uns hier auf zwei charakteristische Eigenschwingungen beschränken.

Im Bild 21 ist die Form der Grundschiwingung des Daches, $f = 7.92$ Hz, grafisch dargestellt. Sie ist charakteristisch für die Form der Eigenschwingungen mit $f < 20$ Hz: Die modalen Amplituden der primären und der sekundären Tragelemente, der Fachwerkträger in Stahl und Holz, sind dominant. Die modale Bewegung wird durch vertikale Amplituden dieser Elemente bestimmt. Die Querträger und die Lattung weisen ein Eigenleben mit kleineren modalen Amplituden auf.

Die Form der Eigenschwingung Nr. 14, $f = 46.5$ Hz, ist charakteristisch für die Moden mit $f > 20$ Hz: Die modalen Amplituden der primären und sekundären Tragelement sind praktisch gleich Null. Dies gilt nicht ganz für den UG der Holzfachwerke im Messschnitt 20: Die weichste Ecke des Messquadranten zeigt auch für höhere Frequenzen eine gewisse Beweglichkeit. Was aber vor allem wichtig ist: Die modalen Amplituden sind für den Bereich der Bass-Frequenzen vor allem im Bereich der Querträger und der Lattung gross. Man beachte auch die signifikante Relativbewegung zwischen Querträger und UG Holzfachwerk (Bild 22).

Bild 21: Mode 1, $f = 7.92 \text{ Hz}$, $\zeta = 2.2\%$.Bild 22: Mode 14, $f = 46.5 \text{ Hz}$, $\zeta = 0.6\%$.

4. Zusammenfassung, Folgerungen

An der Tragkonstruktion eines 130 Jahre alten Gebäudes während einer Disco-Party gemessene Schwingungen erwiesen sich als für die Dachkonstruktion nicht zulässig. Dies galt sowohl für die seit 2004 gültige Schalldruckgrenze von 98 dBA als auch für die 2016 eingeführte Grenze von 100 dBA. Die Frequenzanalyse der gemessenen Beschleunigungssignale zeigte, dass die Energie der Dachschwingungen vor allem auf den Bereich der Bassfrequenzen, $f = 30 \dots 80 \text{ Hz}$, konzentriert war.

Um die durch Bassfrequenzen primär angeregten Elemente der Dachkonstruktion identifizieren zu können, wurde eine experimentelle Modalanalyse des Daches durchgeführt. Dabei war es erforderlich, die Instrumentierung über vier Niveaus der Dachkonstruktion auszudehnen. Dadurch konnte festgestellt werden, dass die kritischen Schwingungen durch Bewegungen der Querträger und der zuunterst liegenden Lattung hervorgerufen werden.

Der Besitzer des Casineums hat inzwischen einen Belastungstest mit 115 dBA durchgeführt. Da dabei weder das Dach eingestürzt noch Barockengel abgestürzt sind, ist eine Ertüchtigung der Dachkonstruktion im Rahmen der "üblichen Erhaltungsmassnahmen" vorgesehen.

Literatur

- [1] Lauber Essential Timber Engineering, Bestandesaufnahme Zwischendecke Casineum, Luzern (2013).
- [2] Erschütterungen - Erschütterungseinwirkungen auf Bauwerke. Schweizer Norm SN 640'312. VSS, Verein Schweizerischer Strassenfachleute, Zürich (2013).
- [3] Erschütterungen im Bauwesen, Teil 3: Einwirkungen auf bauliche Anlagen. DIN 4150-3, Deutsches Institut für Normung, Berlin (1999).

Eigenschwingfrequenz eines schwimmenden Estrichs in der Erschütterungsschutzpraxis

Dr.-Ing. **Winfried Schepers**, M.Sc. **Emmanuel Paraire**,
GuD Geotechnik und Dynamik Consult GmbH, Berlin

Kurzfassung

Übliche Ausführungen eines schwimmenden Estrichs im Wohnungsbau weisen rechnerische Eigenfrequenzen in der Größenordnung zwischen 55 Hz und 80 Hz auf. Der Vergleich mit typischen Anregungsspektren von U-Bahnen zeigt deutlich, dass hier Resonanzfrequenz und Anregungsfrequenz leicht zusammenfallen können. Bei der Planung von Gebäuden neben innerstädtischen Bahnlinien ist es somit erforderlich, das Eigenschwingverhalten der geplanten Fußbodenaufbauten zu ermitteln. In der Praxis stößt man dabei auf überraschende Schwierigkeiten. Dies betrifft beispielsweise die Berechnung der Abstimmfrequenz eines schwimmenden Estrichs, für die in DIN 4109:1989 und DIN 4109-34:2016 unterschiedliche Formeln angegeben werden, aber auch die Angaben zu den dynamischen Eigenschaften von EPS-Schaum, der als Trittschalldämmmatte am häufigsten eingesetzt wird, die für eine strukturdynamische Auslegung nicht ausreichend aussagekräftig sind. Bei einem Wohnungsbauvorhaben neben einer U-Bahn in Berlin bestand die Möglichkeit, Schwingungsmessungen an Estrichtestfeldern durchzuführen, um das Schwingungsverhalten des vorge schlagenen schwimmenden Estrichs mit einer Eigenfrequenz von ca. 40 Hz zu überprüfen. Die Messergebnisse zeigen, dass die Formel nach DIN 4109-34:2016 die beste Abschätzung liefert. In diesem Beitrag werden die hieraus resultierenden Konsequenzen hinsichtlich der Eigenfrequenzvorgaben für die Auslegung des Estrichs für Gebäude nahe an Schienenverkehrsanlagen diskutiert.

1. Einführung

Übliche Ausführungen eines schwimmenden Estrichs im Wohnungsbau nach DIN 18560-2 [1], der für einen ausreichenden Trittschallschutz bemessen wurde, weisen rechnerische Eigenfrequenzen in der Größenordnung zwischen 55 Hz und 80 Hz auf, sofern man die Formel zur Ermittlung der Eigenfrequenz eines schwimmenden Estrichs nach Beiblatt 2 von DIN 4109 [2] bzw. DIN EN 29052-1 [4] verwendet. Der Vergleich mit typischen Anregungsspektren von U-Bahnen in Bild 1 zeigt deutlich, dass hier Resonanzfrequenz und Anregungsfrequenz leicht zusammenfallen können. Aus der Literatur sind Beispiele bekannt, bei denen die Minderungswirkung einer elastischen Gebäudelagerung durch diese Effekte wieder zu- nichte gemacht worden ist [6,7].

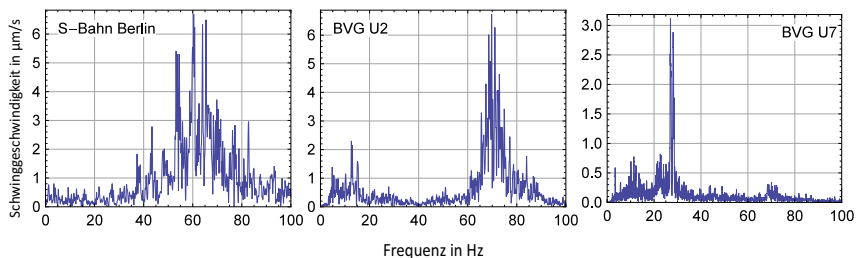


Bild 1: Beispiele für an der Geländeoberfläche gemessene Schwingungsgeschwindigkeitsspektren unterschiedlicher Zugarten. Links: Zug der Baureihe 481 der Berliner S-Bahn im Tunnel. Rechts: Zug der Berliner Großprofil-U-Bahn Linie U7 bei ca. 70 km/h; Mitte: Zug der Berliner Kleinprofil-U-Bahn Linie U2 bei der Ausfahrt aus einem Bahnhof;

Für den Baudynamiker ergibt sich somit die Notwendigkeit, die Eigenschwingfrequenz eines schwimmenden Estrichs so zu wählen, dass sie außerhalb der maßgebenden Anregungsfrequenzen liegt. Die Komplexität dieser auf den ersten Blick einfach erscheinende Aufgabe darf nicht unterschätzt werden. Zunächst ist zu beachten, dass eine tiefere Abstimmung der Estricheigenfrequenz zu einer Verstärkung der tieffrequenten Schwingungsanteile der Anregung führen kann, so dass mit Erhöhungen der fühlbaren Schwingungen gerechnet werden muss. Dann ist zu beachten, dass der schwimmende Estrich kein eigenständig schwingendes Bauteil ist, sondern stets in Interaktion mit der Rohdecke schwingt.

Ferner sind die Materialeigenschaften der Dämmschicht nur in Form der dynamischen Steifigkeit nach DIN EN 29052-1 [4] bekannt, die einerseits lediglich eine obere Schranke von Versuchsergebnissen darstellt, und in die andererseits die Eigenschaften des Materials in Bezug auf Elastizität, Dämpfung und Luftdurchlässigkeit zu einem Einzahlwert zusammenge-

fasst werden. Ferner ist zu berücksichtigen, dass die Hersteller von Fußbodenheizungen im wesentlichen Systemlösungen aus Rohrleitung, Befestigung und Trittschallschutz anbieten, um die geltenden Anforderungen an die Konformität von Bauprodukten zu erfüllen, so dass die Trittschalldämmung nicht losgelöst von den Heizrohren und deren Befestigung gewählt werden kann. Abschließend muss noch sichergestellt werden, dass der gewählte Fußbodenaufbau den Anforderungen der einschlägigen Normen zur Herstellung von schwimmenden Heizestrichen genügt.

2. Modellbildung

Zur Einhaltung der einschlägigen Regelungen zum Trittschallschutz im Wohnungsbau wird der Fußboden in der Regel als schwimmender Estrich ausgeführt, wie auch bei dem hier betrachteten Bauvorhaben.

Durch die Anordnung einer elastischen Schicht zwischen dem Estrich und der Deckenplatte ist der Fußboden selber ein schwingungsfähiges Bauteil. Die Bestimmungsgleichungen für die Schwingungen zweier durch eine dünne elastische Schicht verbundener paralleler Biegeplatten werden beispielsweise in [8] hergeleitet. Es wird darin davon ausgegangen, dass die Platten der Kirchhoffschen Plattentheorie entsprechen und die elastische Schicht als Winkler'sche Bettung betrachtet werden kann.

Bei unendlich ausgedehnten Platten, und unter Ansatz der oben genannten Annahmen, ergibt sich für die Beschreibung der freien harmonischen Biegewellen der beiden Platten das System von zwei gekoppelten Differentialgleichungen 4. Ordnung [8]

$$\begin{aligned} B_1 \Delta \Delta u_1 - \omega^2 m_1 u_1 &= s(u_2 - u_1) \\ B_2 \Delta \Delta u_2 - \omega^2 m_2 u_2 &= s(u_1 - u_2) \end{aligned} \quad (1)$$

mit s der dynamischen Steifigkeit der Zwischenschicht, ω der Anregungskreisfrequenz, Δ den Laplace-Operator, Biegesteifigkeit $B_i = E_i h_i^3 / (12(1 - \nu_i^2))$, flächenbezogene Masse m_i , Querdehnzahl ν_i , Plattendicke h_i , Elastizitätsmodul E_i und Schwingweg u_i .

Die Lösung von (1) liefert einen Zusammenhang zwischen den zwei Biegewellenzahlen k_I und k_{II} des gekoppelten Systems und der Anregungsfrequenz ω , den beiden Biegewellenzahlen k_1 und k_2 der jeweils auf einer elastischen Schicht auf starrer Unterlage gebetteten Platten, und den Eigenfrequenzen ω_1 und ω_2 der auf einer elastischen Schicht auf starrer Unterlage gebetteten starren Platten (konphase Bewegung). Für den Sonderfall zweier gleicher Platten ergibt sich beispielsweise

$$k_I = k_1; \quad k_{II} = k_1 \sqrt{1 - 2 \left(\frac{\omega_1}{\omega} \right)^2} \quad (2)$$

$$\text{mit } k_1^4 = \left[\frac{\omega m_1}{B_1} \left(1 - \frac{\omega_1^2}{\omega^2} \right) \right], \quad k_2^4 = \left[\frac{\omega m_2}{B_2} \left(1 - \frac{\omega_2^2}{\omega^2} \right) \right], \quad \omega_1 = \sqrt{s/m_1}, \quad \omega_2 = \sqrt{s/m_2}$$

Man erkennt bereits in (2), dass die Lösung der Differentialgleichung genau eine Frequenz liefert, bei der die kleinere der beiden Wellenzahlen verschwindet. Für einen schwimmenden Estrich, bei dem die kleinere Wellenzahl der dickeren Deckenplatte zugeordnet werden kann, folgt daraus, dass es genau eine Frequenz gibt, bei der in der Deckenplatte keine Schwingungen auftreten, und nur die Estrichplatte schwingt. Für diese Frequenz gilt:

$$\omega_{01} = \sqrt{s \left(\frac{1}{m_1} + \frac{1}{m_2} \right)} \quad (3)$$

Eine zweite spezielle Frequenz lässt sich bei gekoppelten Platten beobachten, bei denen die Biegesteifigkeit der oberen Platte deutlich geringer ist als die Biegesteifigkeit der unteren Platte, d. h. $B_1 \ll B_2$ [8]. Für das Verhältnis der Schwingamplituden der unteren Platte mit (u_2) und ohne (u_{20}) Estrichauflage gilt dann:

$$\frac{u_2}{u_{20}} = \frac{1}{\omega^2} \frac{s}{m_1}$$

Man erkennt, dass es oberhalb der Anregungsfrequenz

$$\omega_{02} = \sqrt{\frac{s}{m_1}} \quad (4)$$

zu einer Abminderung der Schwingungen der unteren Platte mit Estrich gegenüber der unteren Platte ohne Estrich kommt.

Bemerkenswert ist, dass in DIN 4109 Bbl 2:1989 [2] oder auch in DIN EN 29052-1:1992 [4] als Eigenfrequenz für einen schwimmenden Estrich Gl. (4) angegeben wird, während in der neuen Fassung der Schallschutznorm DIN 4109-34:2016 [3] für die Eigenfrequenz eines schwimmenden Estrichs Gl. (3) angegeben wird. Es ist offensichtlich, dass Gl. (3) größere rechnerische Eigenfrequenzen liefert. Für den in der Praxis häufig auftretenden Fall einer Deckenstärke von 20 bis 25 cm und einer Estrichstärke von 7 cm bis 9 cm muss mit einer Abweichung zwischen den beiden Formeln von ca. 7 Hz gerechnet werden. Bei der Vorgabe einer Abstimmfrequenz für einen schwimmenden Estrich ist somit unbedingt anzugeben, wie die Abstimmfrequenz ermittelt werden soll.

Bei der Übertragung in die Praxis ist zu beachten, dass die theoretischen Betrachtungen strenggenommen nur für den Fall einer unendlich ausgedehnten Deckenplatte mit unendlich ausgedehnter Estrichplatte gelten. In der Praxis haben beide jedoch endliche Abmessungen, die Deckenplatte hat an den Auflagern und Rändern ggf. nicht-homogene Einspannbedin-

gungen, und die Abmessungen der Estrichplatte weichen von den Abmessungen der durchlaufenden Deckenplatte ab.

2. Fallbeispiel

Ausgangssituation

Bei einem Wohngebäude in Berlin wurde eine elastische Gebäudelagerung des der U-Bahn zugewandten Gebäudeflügels geplant und ausgeführt. Die Messungen auf dem unbebauten Grundstück zeigten bereits deutlich, dass durch den U-Bahn-Verkehr am Standort des Gebäudes mit signifikanten Immissionen im Frequenzbereich um 70 Hz gerechnet werden musste. In Bild 2 ist beispielhaft eine der seinerzeit durchgeführten Messungen mit dem Zeitverlauf und dem Frequenzspektrum dargestellt.

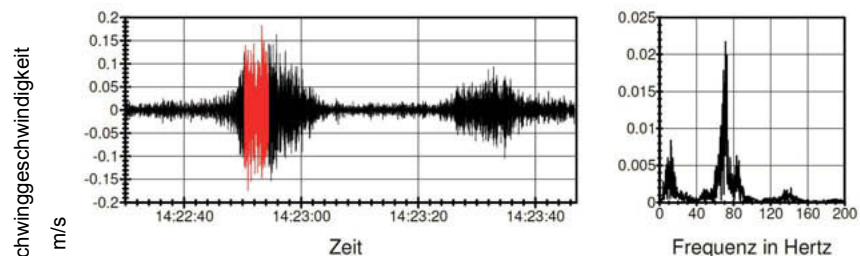


Bild 2: Beispiel für gemessene Erschütterungen auf dem Grundstück vor Baubeginn

Es bestand somit die Gefahr, dass die durch die elastische Gebäudelagerung erlangte Minderung des Sekundärluftschalls durch eine Estrich-Resonanz wieder zunichte gemacht werden würde.

Fußbodenaufbau

Zur Vermeidung der Estrichresonanz wurde ein Fußbodenaufbau mit einer rechnerischen Abstimmfrequenz in einem Frequenzbereich, in dem keine signifikanten Anregungen vorhanden sind, erarbeitet. Gegenüber der ursprünglichen Planung wurde die untere Ausgleichsschicht, die üblicherweise lediglich wärmedämmende Eigenschaften hat und eine wesentlich höhere Steifigkeit als die Trittschalldämmung aufweist, durch eine Mineralwollplatte ersetzt. Die rechnerische Eigenfrequenz gemäß Gl. (4) sank dadurch von ca. 65 Hz auf 40 Hz, wobei für die flächenbezogene Masse nur der Estrichzement oberhalb des Rohrschneitels angesetzt wurde. Der Aufbau ist in Bild 3 dargestellt.

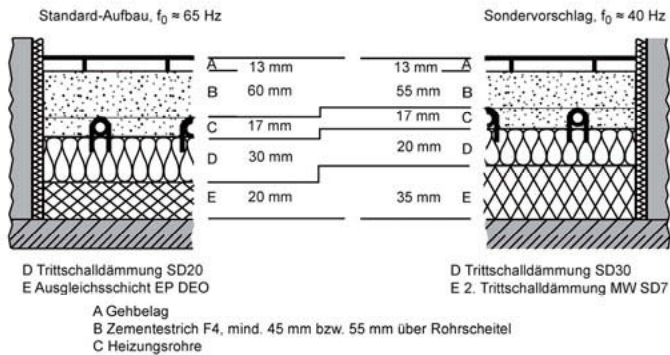


Bild 3: Standard-Fußbodenaufbau (links) und Sondervorschlag zur Berücksichtigung der Belange des Erschütterungsschutzes (rechts)

Unsicherheiten entstehen zum einen dadurch, dass das flächenbezogene Gewicht des Estrichs in der Rohrebene nicht genau abgeschätzt werden kann, und zum anderen dadurch, dass die Angabe der dynamischen Steifigkeit einer Trittschalldämmung aus EPS lediglich die Obergrenze eines Intervalls darstellt. Bei einer Trittschalldämmplatte SD20 darf die gemessene dynamische Steifigkeit zwischen 15 MN/m^3 und 20 MN/m^3 liegen, bei SD30 zwischen 20 MN/m^3 und 30 MN/m^3 . Entsprechend verändert sich die rechnerische Abstimmfrequenz. Ferner ist zu berücksichtigen, dass der Versuch zur Bestimmung der dynamischen Steifigkeit s gemäß EN 29052-1 keine Trennung zwischen dem elastischen Anteil und dem Dämpfungsanteil an der Gesamtsteifigkeit zulässt. Der genaue Verlauf der Übertragungsfunktion zwischen der Deckenschwingung und der Estrichschwingung ist daher nicht bekannt. Eine Prognose der Estrichschwingungen unter Vernachlässigung der Dämpfung kann jedoch je nach Verhältnis von Anregungsfrequenz zu Abstimmfrequenz die tatsächlichen Estrichschwingungen über- und unterschätzen.

Testfelder

Um die Wirksamkeit der Abstimmung des Estrichs gewährleisten zu können, wurden vom Bauherrn drei Testfelder im fertigen Rohbau ausgeführt. Die drei getesteten Estrichaufbauten sind in Tabelle 1 zusammengestellt.

Tabelle 1: Aufbau der Estrich-Testfelder

Bauteilschicht	Messpunkt		
	MP1/MP2	MP3/MP4	MP5
Gehbelag	—	—	—
Zementestrich F4	d = 72 mm	d = 77 mm	d = 77 mm
Trittschalldämmung	EP 30-3 SD20 $s' \leq 20 \text{ MN/mm}^3$	EP 30-3 SD20 $s' \leq 20 \text{ MN/mm}^3$	EP 30-3 SD20 $s' \leq 20 \text{ MN/mm}^3$
Ausgleichsschicht	Mineralwolle $s' \leq 7 \text{ MN/mm}^3$	Mineralwolle $s' \leq 10 \text{ MN/mm}^3$	EP ohne Trittschall- anforderungen

Die rechnerischen Abstimmfrequenzen der drei Aufbauten sind in Tabelle 2 zusammengefasst. Die Intervalle für die flächenbezogene Masse ergeben sich aus dem Umstand, dass im fertigen Gebäude ein Teil des Estrichvolumens von den Heizrohren eingenommen wird, während in den Testfeldern keine Heizrohre vorhanden waren. Die rechnerische Abstimmfrequenz im fertigen Gebäude kann daher innerhalb des in Tabelle 2 angegebenen Intervalls liegen.

Tabelle 2: Rechnerische Abstimmfrequenzen der Estrich-Testfelder

Bauteileigenschaft	MP1/MP2	MP3/MP4	MP5
Dynamische Steifigkeit s'	5,2 MN/m ³	6,7 MN/m ³	20 MN/m ³
Flächenbezogene Masse Zementestrich m'	110–144 kg/m ²	120–154 kg/m ²	120–154 kg/m ²
Rechnerische Abstimmfrequenz f_0 nach DIN 4109 Bbl. 2 [2]	30–35 Hz	33–38 Hz	57–65 Hz
Rechnerische Abstimmfrequenz f_0 nach DIN 4109-34 [3]	34–38 Hz	38–42 Hz	66–72 Hz

4. Ergebnisse der Messungen

Messaufnehmer

Zur Messung der Schwingungen von Rohdecke und Estrich wurden an den Messpunkten MP1/MP2 und MP3/MP4 sowohl an der Unterseite der Rohdecke als auch an derselben

Stelle auf dem Estrich Geophone zur Aufzeichnung der Schwinggeschwindigkeiten angebracht. Am Messpunkt MP5 war die Unterseite der Rohdecke nicht mehr zugänglich.

Ausschwingversuche

Mit Hilfe von Ausschwingversuchen wurden zunächst die Eigenfrequenzen des Fußbodenaufbaus bestimmt. Die Aufzeichnungen eines ausgewählten Versuches zeigt Bild 4.

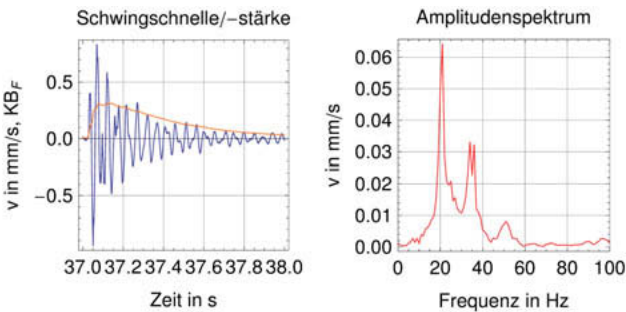


Bild 4: Ausgewählte Messung eines Ausschwingversuches zur Ablesung der Fertigdecken-Eigenfrequenzen am Messpunkt MP1/MP2

Alle Ausschwingversuche zeigen im Frequenzspektrum zwei Spitzen, die als erste und zweite Eigenfrequenz des Fußbodenaufbaus betrachtet werden können. Die Auswertung der Versuche ist in Tabelle 3 zusammengefasst. Es zeigt sich, dass die rechnerischen Eigenfrequenzen nach Tabelle 2 in der Nähe der zweiten gemessenen Eigenfrequenzen liegen. Dies lässt darauf schließen, dass die zweite gemessene Eigenfrequenz die Schwingungen des Estrichs repräsentiert, und die erste die Schwingungen der Rohdecke bzw. des Gesamtsystems.

Tabelle 3: Eigenfrequenzen der Decken mit Estrich-Testfeldern

Messpunkt	Erste Eigenfrequenz	Zweite Eigenfrequenz
MP1/MP2	21 ± 1 Hz	35 ± 3 Hz
MP3/MP4	20 ± 1 Hz	36 ± 3 Hz
MP5	40 ± 5 Hz	55 ± 5 Hz

U-Bahn-Vorbeifahrten

Über einen Zeitraum von ca. zwei Stunden wurden die Schwingungen aller U-Bahnvorbeifahrten aufgezeichnet. Ein typisches Ergebnis für den Messpunkt MP1/MP2 zeigt Bild 6.

Es ist deutlich zu erkennen, dass der auf der Rohdecke noch deutlich erkennbare Frequenzanteil bei ca. 80 Hz (Bild 6 mitte rechts) durch den Estrich gefiltert wird (Bild 6 oben rechts). Gleichzeitig steigen jedoch die Amplituden im tieffrequenten Bereich bei ca. 20 Hz. Dies lässt erwarten, dass die Schwingungen des Estrichs auf der Rohdecke näherungsweise durch die Übertragungsfunktion eines Ein-Massen-Schwingers bei Fußpunktanregung beschrieben werden kann. Die Resonanzfrequenz dieser Übertragungsfunktion entspricht der Estricheigenfrequenz nach DIN 4109 Bbl. 2, siehe Gl. (4). Das Verhältnis der Amplituden auf dem Estrich zur Amplitude an der Rohdecke zeigt Bild 6 unten rechts. Die gemessene Übertragungsfunktion ist darin mit der rechnerischen Übertragungsfunktion des Einmassenschwingers, deren Parameter sich durch Kurvenanpassung ergeben, überlagert worden. Es ergibt sich eine Eigenfrequenz der Estrichplatte auf Dämmplatte von 29 Hz, was unterhalb der gemessenen zweiten Resonanzfrequenz nach Tabelle 3 liegt.

In Bild 5 wird im Vergleich zu Bild 6 deutlich, dass beim Standard-Fußbodenaufbau die hochfrequenten Anteile bei ca. 80 Hz in erheblich höherem Maße vorhanden sind. Dies zeigt die gute Minderungswirkung der gewählten tiefabgestimmten Estrich-Variante.

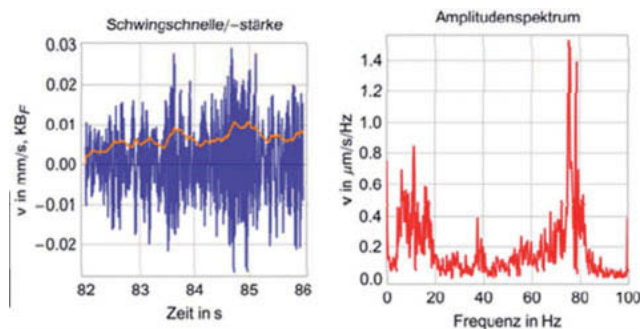


Bild 5: Zeitverlauf und Fourierspektrum der Schwingschnelle am Messpunkt MP5 mit Standard-Fußbodenaufbau

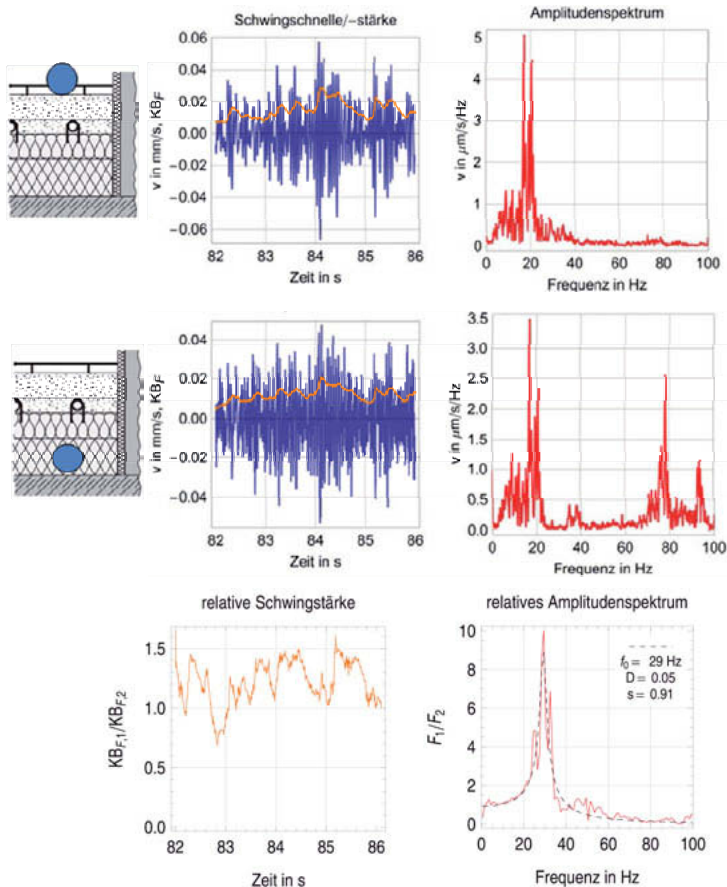


Bild 6: Vergleich der Spektren der Schwingungen auf dem tief abgestimmten Estrich zu den Schwingungen der Rohdecke (oben und mitte) und relative Schwingstärke und relatives Amplitudenspektrum zwischen Estrich (Index 1) und Rohdecke (Index 2)

5. Schlussfolgerungen

Schwingungsmessungen auf Testfeldern mit hoch- und tiefabgestimmten schwimmenden Estrichen zeigen, dass ein tiefabgestimmter Estrich sehr effizient die durch eine U-Bahn erzeugten Schwingungen bei 70-80 Hz, d. h. im Bereich des Sekundärluftschalls, abmindern kann.

Für die Beschreibung der Abstimmung des schwimmenden Estrichs zeigt sich, dass die Gleichung (3) nach DIN 4109-34 am ehesten eine Eigenfrequenz liefert, die mit der im Fallbeispiel messtechnisch ermittelten Eigenfrequenz des Estrichs übereinstimmen.

Literatur

- [1] DIN 18560-2:2009-09 Estriche im Bauwesen – Teil 2: Estriche und Heizestriche auf Dämmschichten (schwimmende Estriche)
- [2] DIN 4109 Bbl 2:1989-11 Schallschutz im Hochbau – Hinweise für Planung und Ausführung; Vorschläge für einen erhöhten Schallschutz; Empfehlungen für den Schallschutz im eigenen Wohn- und Arbeitsbereich
- [3] DIN 4109-34:2016-07 Schallschutz im Hochbau – Teil 34: Daten für die rechnerischen Nachweise des Schallschutzes (Bauteilkatalog) – Vorsatzkonstruktionen vor massiven Bauteilen
- [4] DIN EN 29052-1:1992-08 Akustik — Bestimmung der dynamischen Steifigkeit — Teil 1: Materialien, die unter schwimmenden Estrichen in Wohngebäuden verwendet werden
- [5] DIN EN 13163:2009-02 Wärmedämmstoffe für Gebäude – Werkmäßig hergestellte Produkte aus expandiertem Polystyrol (EPS) – Spezifikation
- [6] Appel, S.: Dimensionierung einer elastischen Gebäudelagerung am Beispiel der Townhouses in Berlin. Bauingenieur 83 (2008), H. 2, S:61–69
- [7] Ward F.L., Randall K.E. (1966) Investigation of the sound isolation of concrete slab floors. J Sound Vib 3(2):205–215. doi: 10.1016/0022-460X(66)90087-3
- [8] Möser, M., Kropp, W. (2010). Körperschall – Physikalische Grundlagen und technische Anwendungen. 3. Auflage, ISBN 978-3-540-40336-4, Springer Heidelberg Dordrecht London New York

Vereinfachte Bemessung von Geschossdecken für hochsensible, erschütterungsempfindliche Geräte

Simplified design approach for highly sensitive floors

Dipl.-Ing. **Mirko Friehe**,
Dr.-Ing. **Christoph Heinemeyer**,
Prof. Dr.-Ing. **Markus Feldmann**,
RWTH Aachen University, Aachen

Kurzfassung

In diesem Beitrag wird eine Methode vorgestellt, die eine vereinfachte Bemessung von Geschossdecken infolge personeninduzierter Schwingungen erlaubt, auf denen hochsensible Geräte aufgestellt werden sollen (z.B. Mikroskope mit starker Vergrößerung). Hierzu sind die Schwingamplituden für Decken mit unterschiedlichen Eigenfrequenzen und Massen verursacht durch gehende Personen mit variierenden Körpergewichten und Schrittfrequenzen ermittelt worden. Die Ergebnisse sind grafisch so aufbereitet worden, dass die Prognose und der Vergleich der zu erwartenden Schwingpegel mit den VC Grenzkurven schnell und einfach durchzuführen ist.

Abstract

This paper presents a method that allows an easy design of floors for highly vibration sensitive equipment. The dynamic response of floors with different dynamic behaviors and due to different walking loads as well as different body weights are considered. The results are visualized so that it might be an easy tool to predict floor vibrations due to human load and compare them with the VC-curves.

1. Einleitung

Moderne Geschossdecken werden häufig schlank und weit gespannt ausgeführt was dazu führen kann, dass selbst unter normaler Nutzung durch Personen störende Schwingamplituden auftreten können, welche die Gebrauchstauglichkeit negativ beeinflussen. Die Einhaltung des Deckenkomforts kann maßgebendes Kriterium für die Bemessung der Geschossdecke sein. Die zuverlässige Prognose und Bewertung der zu erwartenden Schwingamplituden ist

im Planungsprozess mit hohem numerischem Aufwand verbunden. Um diesen Planungsprozess zu beschleunigen wurde eine vereinfachte Bemessungsmethode namens „HIVOSS“ entwickelt, welche die Prognose und Bewertung von Deckenschwingungen infolge personeninduzierter Schwingungen auf Basis der einfach zu ermittelnden, dynamischen Parameter Eigenfrequenz und modale Masse erlaubt [1]. In HIVOSS werden die Schwingungen jedoch nur in Bezug auf ihre störende Wirkung auf Personen bewertet.

Hochwertige Elektronenmikroskope oder optische Mikroskope mit hohen Vergrößerungen, welche zum Beispiel in Krankenhäusern, Laborbauten oder Forschungseinrichtungen zum Einsatz kommen, erfordern einen zum Teil extrem schwingungsarmen Aufstellort mit höheren Anforderungen als für den Komfort von Personen. Die geforderten Schwingungsgrenzen erfordern in solchen Fällen eine dynamische Betrachtung des Deckensystems. Aufgrund der strengen Anforderungen ist das dynamische Verhalten im allgemeinen Bemessungsrelevant und hat damit einen großen Einfluss auf die Gesamtkosten. Für die dynamische Bemessung und Bewertung derartiger Deckensysteme infolge personeninduzierter Schwingungen ist derzeit keine vereinfachte Bemessungsmethode wie die nach „HIVOSS“ vorhanden. Aus diesem Grund wurde ein auf „HIVOSS“ basierendes Verfahren entwickelt, welches eine einfache Bemessung von hochsensiblen Geschossdecken infolge personeninduzierter Schwingungen im frühen Planungsprozess ermöglicht [2].

2. Bewertungskriterium

Die Herstellung von vollständig schwingungsfreien Geschossdecken, auch wenn diese sehr massiv ausgeführt werden, ist nicht möglich. Ziel der Bauwerksplanung ist es daher eine Umgebung am Aufstellort zu schaffen, die ausreichend erschütterungsarm ist bzw. definierte Erschütterungskriterien erfüllt. In der Baupraxis werden Schwingungsgrenzwerte für spezifische Geräte von den Herstellern häufig nicht zur Verfügung gestellt. Teilweise werden Schwingungsgrenzwerte für den Aufstellort vorgegeben, die nicht hinreichend genau oder frequenzunabhängig sind. Eine weitere Problematik besteht darin, dass in frühen Planungsprozessen Kenntnisse über die genauen Geräte, die während der Lebensdauer des zu planenden Gebäudes aufgestellt werden sollen, nicht immer hinreichend bekannt sind.

Aus diesen Gründen ist in der Baupraxis die Verwendung der in den 80er Jahren entwickelten VC-Linien (*vibration criteria*) weit verbreitet [3]. Die VC-Linien sind definiert als Grenzwerte in Form von Terz-Schwinggeschwindigkeitsspektren für alle drei Raumrichtungen und sind formal definiert für Frequenzen zwischen 1 Hz und 80 Hz [4]. Je nach Produktionsgenauigkeit sind Grenzkurven von VC-A bis VC-E definiert; letztere Grenzwerte definieren die höchsten

Anforderungen. Nachfolgende Abbildung zeigt die nach [4] definierten Grenzschwinggeschwindigkeitsterzspektren.

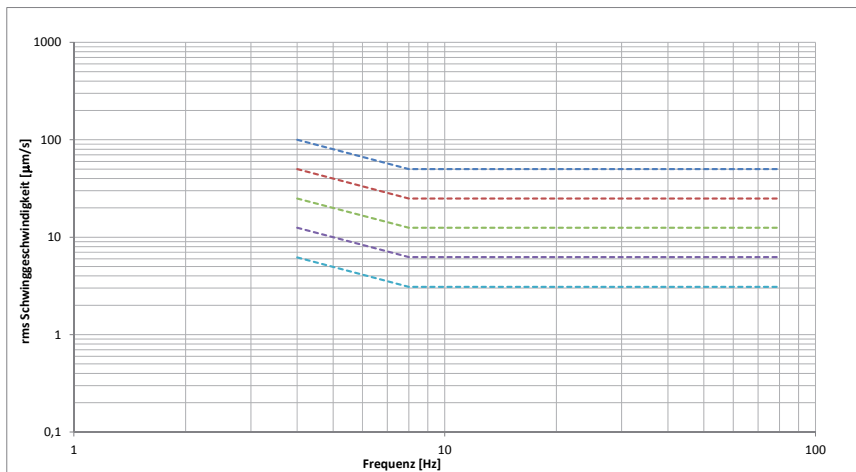


Bild 1: rms-Terzschwinggeschwindigkeitsgrenzspektren nach [4]

Die Interpretation der jeweiligen Grenzkurven kann nachfolgender Tabelle entnommen werden [4]:

VC-Linien (Vibration Criteria)	Schwingungs- pegel RMS- Terzspektren in $\mu\text{m/s}$	Typische Nutzungen	Struktur- größe/ Genauigkeit
Menschlich Fühlschwelle	100 ((4...80) Hz)	menschliche Fühlschwelle, für empfindliche Schlafbereiche, für Opernhäuser, Theater, für Mikroskope mit 100-facher Vergrößerung	30 μm
VC-A	50 ((4...80) Hz)	unter fast allen Umständen geeignet für optische Mikroskope mit bis zu 400-facher Vergrößerungen	8 μm
VC-B	25 ((1...80) Hz)	ein geeigneter Standard für Inspektionsgeräte, allgemeine anspruchsvolle Labore, Lithografiegeräte (inklusive Stepper) bis zu 3 μm Strukturbreite	3 μm
VC-C	12,5 ((1...80) Hz)	ein geeigneter Standard für Mikroskope mit bis zu 1000-facher Vergrößerung, ein guter Standard für die meisten Lithografie- und Inspektionsgeräte bis hinunter zu 1 μm Strukturbreite	1 μm
VC-D	6,25 ((1...80) Hz)	unter fast allen Umständen passend für sehr hochwertige Elektronenmikroskope (REM, TEM), E-Beam-Systeme usw., die bis an ihre Leistungsgrenze eingesetzt werden	0,3 μm
VC-E	3,1 ((1...80) Hz)	Die Einhaltung dieses Kriteriums ist sehr schwierig; es kann nur in wenigen Fällen eingehalten werden, vorzugsweise auf nicht unterkellerten Bodenplatten, erforderlich für Geräte höchster Präzision.	< 0,1 μm
VC-F	1,6 ((1...80) Hz)	Kriterium für extrem ruhige Forschungsräume, sehr schwierig zu erreichen; dieses Kriterium ist nur zur Charakterisierung, nicht jedoch als Auslegungskriterium geeignet.	—
VC-G	0,8 ((1...80) Hz)	Kriterium für extrem ruhige Forschungsräume, sehr schwierig zu erreichen; dieses Kriterium ist nur zur Charakterisierung, nicht jedoch als Auslegungskriterium geeignet.	—

Bild 2: rms-Terzschwingungsgeschwindigkeitsgrenzspektren nach [4]

Gemäß [3] basieren die Grenzkurven auf Daten einzelner Geräte und auf Messungen, die in Einrichtungen vor und nach schwingungstechnischer Probleme durchgeführt wurden. Die VC-Kurven sind international akzeptiert für die Bemessung und Beurteilung von Gebäuden, in denen hochsensible Geräte aufgestellt und betrieben werden sollen (Laborgebäude, Kliniken, Gebäude für die Mikroelektronik, etc.). Aus diesem Grund sind die VC-Linien in dem hier vorgestellten vereinfachten Bemessungskonzept verwendet worden, deren numerischen Grundlagen nachfolgend erläutert werden.

3. Berechnungsgrundlagen

3.1 Allgemeines Konzept

Die Grundidee dieses Konzeptes besteht darin, der Tragwerksplanung ein Hilfsmittel zur dynamischen Bewertung der sensiblen Geschossdecken infolge personeninduzierter Schwingungen auf Basis der einfach zu ermittelnden Parameter Eigenfrequenz, modale Masse und Dämpfung zur Verfügung zu stellen. Hierfür wurden die Schwinggeschwindigkeiten für Decken

mit unterschiedlicher modaler Masse, Dämpfung und Eigenfrequenz infolge dynamischer Personenbelastungen mit variierender Körpermasse und Schrittfrequenz an einem geeigneten Ersatzsystem (hier: Einmassenschwinger) mit Hilfe der Newmark-Beta Methode ermittelt. Die Deckenantworten für jede Kombination wurden in RMS-Terzschwingungsgeschwindigkeitsspektren überführt und mit den oben genannten VC-Kurven verglichen.

3.2 Personenlasten

In der Literatur ist eine Vielzahl von unterschiedlichen Lastansätzen für das Gehen von Personen zu finden. Einen Vergleich verschiedener Ansätze enthält z.B. [5]. Diesen Untersuchungen liegt ein Lastansatz zugrunde, der auf eine Superposition von harmonischen Schwingungen beruht. Die jeweiligen Frequenzen entsprechen ein ganzzahliges Vielfaches der Grundfrequenz [6]. In dieser Untersuchung wird die dynamische Personenlast gemäß VDI 2038 verwendet [6]:

$$F_{vp}(t) = F_G \cdot \sum_i F_{G_i} \cdot \alpha_i \cdot \sin(2 \cdot \pi \cdot i \cdot f_p \cdot t - \varphi_i) \quad (1)$$

mit

F_g	Gewicht der Person
α_i	Last-Koeffizient in der i-fachen Grundfrequent
f_p	Grundfrequenz der Personenaktivität
φ_i	Phasenwinkel

Der Last-Koeffizient der Anregung ist abhängig von der Bewegungsart (z.B. Gehen, Laufen, Springen, Tanzen etc.). Für Gehen einer Person zwischen 1,6 Hz und 2,4 Hz empfiehlt die VDI 2038 Blatt 1 Werte für α_i von

$$\alpha_1 = 0,4 \text{ bis } 0,5,$$

$$\alpha_2 = 0,1 \text{ bis } 0,2 \text{ und}$$

$$\alpha_3 = 0,06 \text{ bis } 0,1.$$

Nachstehende Abbildung zeigt exemplarisch eine Lastzeitreihe gemäß Formel (1) für eine 800 N schwere Person bei einer Schrittfrequenz von 2.0 Hz.

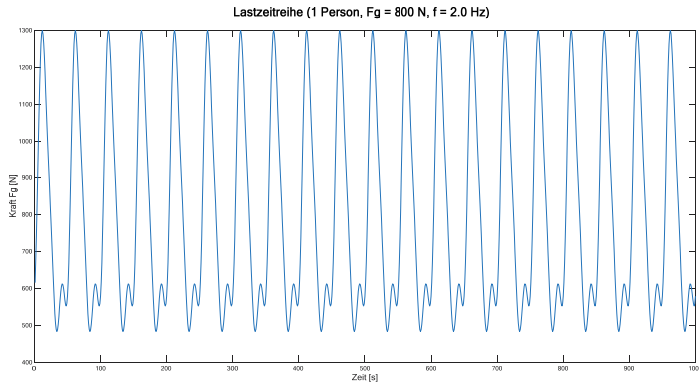


Bild 3: Exemplarische Lastzeitreihe nach [6]

3.3 Ermittlung der Bemessungsschwingpegel

Das Körpergewicht wird zwischen 30 kg und 125 kg; die Schrittfrequenz zwischen 1,64 Hz und 2,40 Hz variiert. Für alle Kombinationen werden die dynamischen Deckenantworten am Ersatzsystem Einmassenschwinger in Form von RMS-Terzspektren berechnet. Die Deckeneigenfrequenzen variieren dabei zwischen 100 kg und 100.000kg; die Eigenfrequenzen variieren zwischen 0.5 Hz und 20 Hz. Die gewählten Kombinationen ergeben insgesamt 196000 Spektren je gewähltes Dämpfungsmaß. Über die statistischen Verteilungsfunktionen der Körpergewichte und Schrittfrequenzen werden die RMS-Terzspektren ermittelt, die mit einer Häufigkeit von 95% auftreten. Bild 4 zeigt die verwendeten Summenhäufigkeitsverteilungen für Schrittfrequenz und Körpergewicht. Eine detaillierte Beschreibung der Verteilungsfunktionen ist in [7] beschrieben.

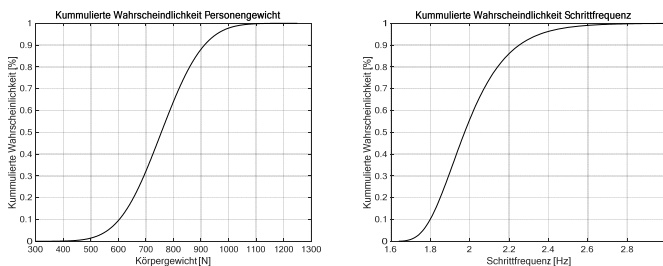


Bild 4: Summenhäufigkeitsverteilungen für a) Schrittfrequenzen und b) Körpergewichte nach [7]

Anhand der beschriebenen Methodik wird deutlich, dass der entwickelte, vereinfachte Bemessungsansatz nur gültig für Deckensysteme ist, die auf einen Einmassenschwinger zurückzuführen sind.

4. Vereinfachte Bemessung von Geschossdecken

Die Prognose der zu erwartenden Deckenschwingungen erfolgt auf Basis der dynamischen Parametern Eigenfrequenz, modale Masse und Dämpfungsgrad. Die Ermittlung der maßgebenden Eigenfrequenzen und zugehöriger, modaler Masse kann z.B. durch eine computergestützte Analyse (Methode der Finiten-Elemente) oder durch Handrechenverfahren erfolgen. Dämpfungsgrade können numerisch nicht ermittelt werden; Literaturangaben beruhen im Wesentlichen auf Erfahrungswerten. Hinweise zu computergestützten Modellierung, Handrechenverfahren und Dämpfungsgrade sind z.B. in [1] zu finden.

Bild 5 visualisiert die Berechnungsergebnisse nach dem in Kapitel 3 beschriebenen Verfahren für eine Decke mit einem Dämpfungsgrad von 3 %. Mit den Parametern Deckeneigenfrequenz (Ordinate) und modale Masse (Abszisse) kann die VC-Grenzlinie abgelesen werden, die mit einer Häufigkeit von 95% nicht überschritten wird.

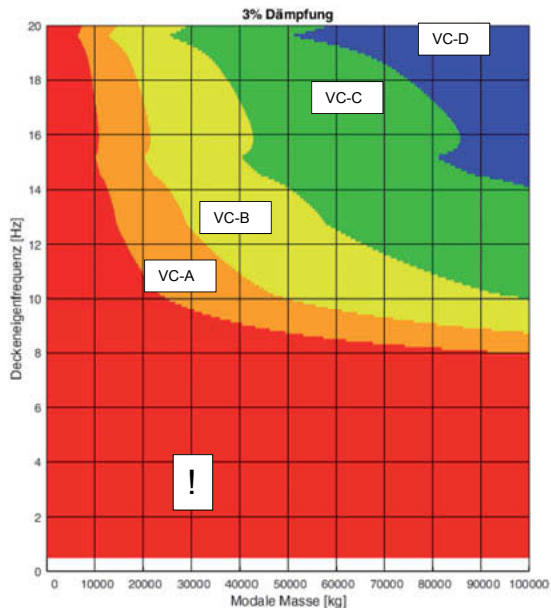


Bild 5: rms-Grenzgeschwindigkeitsterzspektren für Geschossdecken mit 3 % Dämpfung

4. Anwendungsbeispiel

Die beschriebene Prozedur wird an einem einfachen Beispiel veranschaulicht. Bild 6 zeigt eine quadratische, gelenkig gelagerte Deckenplatte aus Beton mit einer Dicke von 25 cm (links) sowie die 1.Eigenform (rechts).

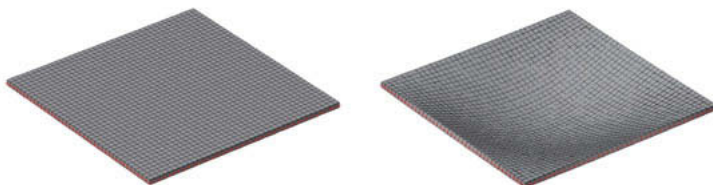


Bild 6: Beispiel Bemessung von Geschossdecken

Die 1. Eigenfrequenz kann zu 8.1 Hz ermittelt werden. Die zu dieser Eigenmode zugehörige modale Masse beträgt 15625 kg. Bei einem angenommenen Dämpfungsgrad von 3 % und ohne Berücksichtigung möglicherweise vorhandener Zusatzmassen genügt dieses Beispiel nicht den Anforderungen der VC-A Grenzlinie (siehe Bild 5).

Bei einer angenommenen Deckendicke von 35 cm erhöht sich die Eigenfrequenz auf 11 Hz und die modale Masse auf 21875. Unter Verwendung von Bild 5 wird die Grenzlinie VC-A eingehalten.

5. Ausblick und Zusammenfassung

Für Deckensystem, die durch einen Einmassenschwinger vereinfacht werden können, wurden die RMS-Schwinggeschwindigkeitsterzspektren für eine Vielfalt von Kombinationen aus Deckeneigenfrequenzen, modaler Masse, Personengewicht und –schrittfrequenz ermittelt, die mit einer Häufigkeit von 95 % vorkommen. Die Ergebnisse wurden so aufbereitet, dass anhand der dynamischen Parameter Eigenfrequenz und modale Masse direkt die VC-Grenzkurven abgelesen werden können. Aufgrund der einfachen und schnellen Anwendbarkeit könnte sich das vorgestellte Verfahren, insbesondere in frühen Planungsphasen, als ein nützliches Tool herausstellen.

Unterschiedliche Laststellungen auf einem oder mehreren Deckenfeldern sowie die gleichzeitige Belastung mehrerer Personen wurden bislang nicht untersucht und sind demnach in dem bisherigen Diagramm nicht berücksichtigt. Die Untersuchung individueller Lastszenarien oder Erschütterungsquellen, die nicht durch das Gehen einer Person verursacht werden, erfordert detaillierte, numerische Untersuchungen und wird nicht durch das vorgestellte, vereinfachte Bemessungsverfahren abgedeckt. Hier sind gesonderte Untersuchungen notwendig.

Bei der Bemessung hochfrequenter Decken wird die Deckenantwort nicht zwingend von den harmonischen Lastanteilen dominiert. Vielmehr ist eine Abfolge impulsartiger Belastungen maßgebend. Es ist vorgesehen, diesen Effekt durch einen veränderten Lastansatz zukünftig zu berücksichtigen.

Literatur

- [1] Feldmann, M., C. Heinemeyer, et.al.: Human-induced vibration of steel structures (Hivoss). EUR Research fund for coal and steel, Bd. 24183. Luxembourg: Off. for Official Publ. of the European Communities 2010
- [2] Friehe, M., Heinemeyer, C. u. Feldmann, M.: Design of highly sensitive floors for human induced vibrations. Procedia Engineering 199 (2017), S. 2796–2801
- [3] Gordon, C. G.: Generic criteria for vibration-sensitive equipment. SPIE Proceedings. SPIE 1992, S. 71–85
- [4] Verein Deutscher Ingenieure: Gebrauchstauglichkeit von Bauwerken bei dynamischen Einwirkungen - Untersuchungsmethoden und Beurteilungsverfahren der Baudynamik - Schwingungen und Erschütterungen - Prognose, Messung, Beurteilung und Minderung. VDI-Richtlinie, 2038 Blatt 2. Düsseldorf: VDI-Verlag 2013
- [5] Sedlacek, G., C. Heinemeyer, et.al.: Generalisation of criteria for floor vibrations for industrial, office, residential and public building and gymnastic halls. Contract no. 7210-PR/314, 1 July 2001 to 30 June 2004 ; final report. Technical steel research: Steel products and applications for building, construction and industry. Luxembourg: Office f. Official Publ. of the Europ. Communities 2006
- [6] Verein Deutscher Ingenieure: Gebrauchstauglichkeit von Bauwerken bei dynamischen Einwirkungen - Untersuchungsmethoden und Beurteilungsverfahren der Baudynamik - Grundlagen - Methoden, Vorgehensweisen und Einwirkungen. VDI-Richtlinie, 2038 Blatt 1. Düsseldorf: VDI-Verlag 2012
- [7] Feldmann, M., C. Heinemeyer, et.al.: Human-induced vibration of steel structures (Hivoss) - background document -. EUR Research fund for coal and steel, Bd. 24183. Luxembourg: Off. for Official Publ. of the European Communities 2010

Untersuchung von Monoblockrädern im Wiener U-Bahnnetz

Dauermessanlagen zur Beurteilung des Langzeitverhaltens von Monoblockrädern

Permanent measuring systems for the assessment of the long-term behavior of massive wheels

DI Hanno Töll, DI Dr.techn Günther Achs,
CC Akustik, Baudynamik & Messtechnik FCP Fritsch,
Chiari & Partner ZT GmbH, Wien, Österreich;
DI Thomas Hauser, B62, Technische Prüfstelle WIENER LINIEN GmbH
& Co KG, Wien, Österreich

Kurzfassung

Die Wiener Linien planen zukünftig den planmäßigen Einsatz von wartungsärmeren Monoblockrädern anstatt von gummigefederten Radsätzen auf den Zügen der Wiener U-Bahn. Auf unterschiedlichen Oberbauformen wurden im gesamten U-Bahnnetz neun Dauermessanlagen errichtet, um das Langzeitverhalten dieses neuen Radtyps in schall- und erschütterungstechnischer Hinsicht zu untersuchen.

Mitte 2016 wurden drei U-Bahn-Garnituren mit Monoblockrädern ausgestattet, die seitdem im gesamten Streckennetz verkehren. Die neun Messanlagen erfassen triggergesteuert die Überfahrten aller Züge, passive RFID-Transponder an den Fahrzeugen ermöglichen eine Zuordnung der Messdaten zum jeweiligen Fahrzeug. Ausgewählte Messgrößen werden permanent automatisiert ausgewertet und sind in Echtzeit in einem online zugänglichen Web-Interface dargestellt.

Durch die Sammlung von einer Vielzahl an Messdaten (ca. 2.000 erfasste Zugsüberfahrten je Tag) wurden seit Messbeginn diverse statistische Daten gewonnen, die Rückschlüsse auf Fahrzeugzustand sowie das Verhalten von Monoblockrädern in Abhängigkeit des Oberbaus in schall- und erschütterungstechnischer Hinsicht geben. So konnte im Rahmen der Messungen festgestellt werden, dass die Auswirkungen von Monoblockrädern im Vergleich zu gummigefederten Rädern auf die Schall- und Erschütterungsimmissionen gering sind. Einen

bedeutenden Einfluss hingegen hat erwartungsgemäß der eingesetzte Zugtyp, andererseits aber auch die Typologie des Drehgestells, das am jeweiligen Zug verwendet wird. Zudem hängen die Schall- und Erschütterungsemissionen in bedeutendem Maße vom Wartungszustand von Fahrzeug und Radsätzen ab. Das Langzeitverhalten von Monoblockrädern wird gegenwärtig weiterhin untersucht, abschließende Erkenntnisse sind nach dem geplanten Abschluss des Projekts im Jahr 2019 zu erwarten.

Abstract

The Viennese metro operator Wiener Linien currently uses conventional resilient wheels on its metro trains. It is planned to replace the current wheel type with massive wheels in order to potentially reduce maintenance costs. Nine measuring systems were installed within the metro network to analyse the long-term behaviour of massive wheels and to demonstrate advantages and disadvantages compared to resilient wheels with regard to noise and vibration impacts.

By mid-2016 three train sets were equipped with massive wheels. Since then, the trains are used for trial runs in the Viennese under-ground railway network. The monitoring stations within the network are permanently recording data during train passings. RFID-tags installed on the trains enable the identification of the train when passing each monitoring station. Selected indicators are permanently measured, post-processed and transmitted in real time to a webinterface accessible by the client.

On basis of approximately 2,000 daily recorded trains, various statistic data are gathered, providing information on train condition and on the impact of massive wheels. It has been shown that the impact of massive wheels in terms of noise and vibrations in comparison to resilient wheels is low. A huge impact on the vibrations is based on the train and wheel-set type. Furthermore, the maintenance condition of the train is a relevant criterion.

As the project is still running, the long-term behavior is under evaluation. Further findings are expected after project conclusion in 2019.

1. Einleitung

Die Wiener Linien planen den zukünftigen Einsatz von wartungsärmeren Monoblockrädern anstatt von gummigefederten Radsätzen (Bi-Blockräder) auf den Zügen der Wiener U-Bahn. Der Unterschied zwischen Monoblockrädern und gummigefederten Radsätzen liegt darin, dass Monoblockräder aus einem Guss gefertigt werden und somit eine einzige Scheibe darstellen. Gummigefederte Radsätze hingegen bestehen aus einer mit Gummiklötzen ummantelten Radscheibe, über die der sogenannte Radreifen gezogen wird. Radscheibe und Rad-

reifen sind bei diesem Typ voneinander entkoppelt, weshalb ein günstigeres Emissionsverhalten aus erschütterungstechnischer Sicht vermutet wird.

Mitte 2016 wurden daher testweise drei U-Bahn-Garnituren der Type U2 mit Monoblockrädern ausgestattet, die seitdem im gesamten Streckennetz verkehren.

Zur Untersuchung des Schall- und Erschütterungseinflusses wurden daher insgesamt 9 Messanlagen auf den unterschiedlichen Oberbauformen im Wiener U-Bahnnetz errichtet. Dadurch lassen sich etwaige Vor- und Nachteile der Monoblockräder gegenüber den herkömmlichen gummigefederten Radsätzen aufzeigen.

2. Konzept automatisierter Dauermessanlagen

Einzelne Momentaufnahmen von Überfahrten sind für eine umfassende Beurteilung des Langzeitverhaltens nicht ausreichend. Daher ist es notwendig, eine Untersuchung über einen längeren Zeitraum durchzuführen. Die Entscheidung fiel auf die Errichtung von 9 Dauermessanlagen, die an strategischen Punkten im Wiener U-Bahnnetz umgesetzt wurden. Da jede der neun Messanlagen im Regelbetrieb täglich von bis zu 250 Zügen überfahren wird, besteht die Notwendigkeit, die Messungen so weit wie möglich automatisiert zu organisieren. Die umgesetzten Messanlagen erfassen sämtliche Überfahrtsereignisse, indem triggergesteuert jede Zugsüberfahrt inkl. einer adäquaten Zeitspanne vor und nach der Überfahrt aufgezeichnet wird.

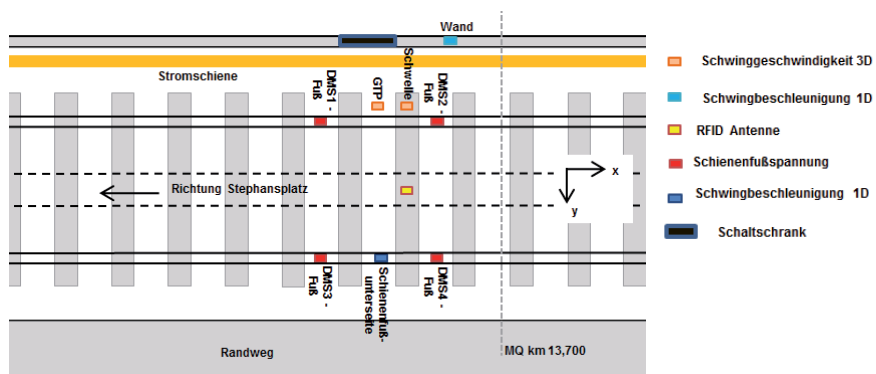


Bild 1: Schematische Übersicht einer Messanlage im Tunnel.

Wie in Bild 1 ersichtlich, bestehen die Messanlagen grundsätzlich aus Beschleunigungs- und Schwinggeschwindigkeitsaufnehmern. Diese sind an der Schiene, Schwelle, Gleis- oder – im Fall aufgeständerter Streckenabschnitte – am jeweiligen Tragwerk installiert. Am

Schienenfuß wurden jeweils 2 Dehnmessstreifen je Schiene zur Spannungsanalyse und zur Geschwindigkeitsermittlung appliziert. Die Messanlagen wurden auf Streckenabschnitten im Tunnel, auf Niveaulage oder in Hochlage errichtet. Die Messanlagen im Freien besitzen zusätzlich zur vorhin genannten Sensorik auch ein Mikrofon zur Luftschallaufzeichnung und eine Wetterstation. Über diese werden Niederschlagsmenge, Windrichtung und –geschwindigkeit, Temperatur und Luftdruck erfasst. Anlagen im Tunnel hingegen wurden mit einem Beschleunigungsaufnehmer an der Tunnelwand ergänzt, um Rückschlüsse über das Übertragungsverhalten im Bauwerk zu ermöglichen.



Bild 2: Instrumentierte Sensoren im Gleisbereich.

Um die erfassten Emissionen jedem Zug zuordnen zu können, wurde ein System zur Fahrzeugidentifikation realisiert. Dabei erfolgte die Instrumentierung der aktiven Ausleseeinheit im Gleisbereich bei jeder Messanlage. Die passiven RFID-Transponder wurden auf sämtliche Garnituren der Wiener U-Bahn montiert, wie in Bild 3 dargestellt. Damit neben der Wagenzuordnung die Fahrtrichtung sowie eine mittlere Überfahrtsgeschwindigkeit erfasst werden kann; wurde auf jede koppelbare Einheit je ein Transponder im vorderen sowie im hinteren Bereich angebracht. Ebenso können dadurch achsgenaue Aussagen jeder Überfahrt getroffen werden.



Bild 3: Am Zug instrumentierter RFID-Transponder (links und mitte) und Ausleseantenne (rechts).

3. Erfassung der Schall- und Erschütterungsemissionen

Die Messanlagen laufen permanent und zeichnen triggergesteuert jede Überfahrt auf. Die Überfahrtdauer ist abhängig von der Vorbeifahrtsgeschwindigkeit von bis zu 80 km/h, die Abtastrate beträgt im Normalfall 1.200 Hz, wobei Schallmessungen mit einer Frequenz von 50.000 Hz erfolgen. Am Ende jeder Überfahrt wird an jeder Messstelle eine Echtzeit-Auswerteroutine gestartet. Diese orientiert sich an der ÖN S9012 [1] sowie an ÖN S9020 [2]. Folgende Größen und Parameter werden automatisiert ausgewertet:

Zugidentifikation

Zur Identifikation der Züge werden Wagennummer, Zugtyp und Überfahrtszeitpunkt auf Basis der am Zug instrumentierten Transponder ausgegeben. Die Zuordnung von Transpondern und Zugkennung erfolgt durch eine periodisch aktualisierte Datenbank im Fall des Einsatzes von neuem Wagenmaterial.

Geschwindigkeit

Die Geschwindigkeitsauswertung umfasst einerseits eine mittlere Fahrgeschwindigkeit, als auch die Geschwindigkeit der ersten sowie letzten Achse, um Brems- und Anfahrtsprozesse zu identifizieren.

Maximale Schienenspannungen

Über die Dehnungsmessung an der Schienenfußunterseite werden Schienenspannungen errechnet, aus denen Aussagen zum Beladungszustand des Zuges getroffen werden.

Resultierende Schwinggeschwindigkeit $v_{R,max}$

ÖN S9020 [2] definiert die resultierende Schwinggeschwindigkeit als vektorielle Summe der Schwingungen in drei translatorischen Richtungen, definiert durch

$$v_R = \sqrt{v_x^2 + v_y^2 + v_z^2}$$

Wobei v_R den Werten der Schwinggeschwindigkeit in den drei orthogonalen Richtungen x, y und z zum Zeitpunkt t entspricht. Das Maximum $v_{R,max}$ beschreibt einen Einzahlwert je Vorbeifahrtseignis, der Auskunft über die maximale Erschütterungsemission gibt.

Beurteilungs-Erschütterungsmaximum E_{\max}

Aus den Zeitverläufen der Schwinggeschwindigkeit wird nach entsprechender Ableitung eine w_m -Bewertung durchgeführt, um die bewertete resultierende Schwingbeschleunigung a_w aller drei Raumrichtungen zu ermitteln. In Anlehnung an ÖN S9012 [1] wird für jedes Einzereignis das Beurteilungs- Erschütterungsmaximum E_{\max} sowie die Beurteilungs- Erschütterungsdosis E_r ermittelt.

$$E_{\max} = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{k=1}^n a_{w,s,i,k}^2}$$

mit $a_{w,s,i,k}$...Vorbeifahrts-Erschütterungsscheitelwert des k-ten Ereignisses der i-ten Zugs- oder Fahrzeuggattung und

$$E_r = a_{w,eq} \sqrt{\frac{T_E}{T_r}}$$

mit $a_{w,eq}$...energieäquivalenter Mittelwert der w_m -bewerteten Schwingbeschleunigung für den Beurteilungszeitraum T_r aus allen Zugs- oder Fahrzeuggattungen i .

A-bewerteter Maximalpegel $L_{A,\max}$

Die Schallpegelmessdaten jeder Überfahrt werden A-bewertet und im Folgenden dazu verwendet, den mittleren A-bewerteten Schallereignispegel $L_{A,E,m}$ sowie den Maximalen A-bewerteten Vorbeifahrtspegel $L_{A,\max}$ zu ermitteln.

Umgebungswetterbedingungen

Die ausgegebenen Wetterdaten wie Temperatur, Wind, Niederschlag usw. geben zusätzlichen Aufschluss zur Abhängigkeit von Emissionen und Wetter.

Während die Mess-Rohdaten vor Ort auf den Messanlagen gespeichert und in periodischen Intervallen manuell ausgelesen und gesichert werden, werden die Auswertegrößen in Echtzeit auf einen Datenserver übertragen. Ein online zugängliches Webinterface mit grafischer Messgrößendarstellung ermöglicht einen sicheren und einfachen Zugriff auf die Daten. Durch diese zeitnahe Übertragung können neben der Monoblockräderuntersuchung auch Züge, die hohe Emissionen verursachen ausgefiltert und der fahrzeugerhaltenden Abteilung zur Überprüfung gemeldet werden.

4. Permanente Auswertung und Untersuchung des Langzeitverhaltens

Über den Zustand eines bestimmten Zugtyps können auf Basis einzelner Überfahrten keine Aussagen abgeleitet werden, da diese nicht repräsentativ sind. Eine um 50% erhöhte Emission eines Zugs im Vergleich zu einem anderen Zug des selben Typs ist beispielsweise nicht ungewöhnlich, wenn verschiedene Wartungszustände gegeben sind. Daher werden die Überfahrten der einzelnen Züge einer entsprechenden Gruppe zugeordnet. Die Gruppeneinteilung basiert auf dem Zugtyp (im Streckennetz verkehren 4 verschiedene Typen), auf der Drehgestelltypologie (starre oder gelenkte Drehgestelle) sowie der Beschaffenheit der Räder (Monoblockrad oder konventionelle Bi-Blockräder).

Die Zusammensetzung des messtechnisch erfassten Wagenparks setzt sich wie folgt zusammen:

Tabelle 1: Übersicht Zugtypen, Achslasten und Anteil der Überfahrten

Zugtyp	Typ 1a	Typ 1b	Typ 1ab	Typ 2a	Typ 2b	Typ 3	Typ 4
Anm.	Drehgest. Typ a	Drehgest. Typ b	Kombination Typ 1a/1b	Monoblock- räder	Bi-Block- räder	-	-
Achslast (Überlast)	10,965	10,965	10,965	10,965	10,965	11,349	12,365
Anteil Über- fahrten	6%	2%	12%	1%	10%	58%	11%

Die für jeden Messquerschnitt vorhandenen Daten werden quartalsweise statistisch aufbereitet. Da die tatsächliche Vorbeifahrtsgeschwindigkeit der erfassten Überfahrten in der Regel nicht der Höchstgeschwindigkeit entspricht, werden die Auswertegrößen in Anlehnung an ÖN S9012 [1] mit dem Faktor

$$b = \sqrt{\frac{u_2}{u_1}}$$

extrapoliert und die Auswertekenngrößen auf die Referenzgeschwindigkeit 80 km/h bezogen.

5. Erkenntnisse Themenbereich Erschütterungen

Die unterschiedlichen Zugtypen verhalten sich in Hinblick auf Erschütterungen sehr unterschiedlich. Die folgende Abbildung stellt die maximalen resultierenden Schwinggeschwindigkeiten an einem der untersuchten Messquerschnitte über einen Zeitraum von 3 Monaten dar. Die Darstellung erfolgt für den Bezugssensor auf der Gleistragplatte (GTP). Zugtyp 4 verkehrte nicht auf diesem Messquerschnitt und ist daher nicht dargestellt.

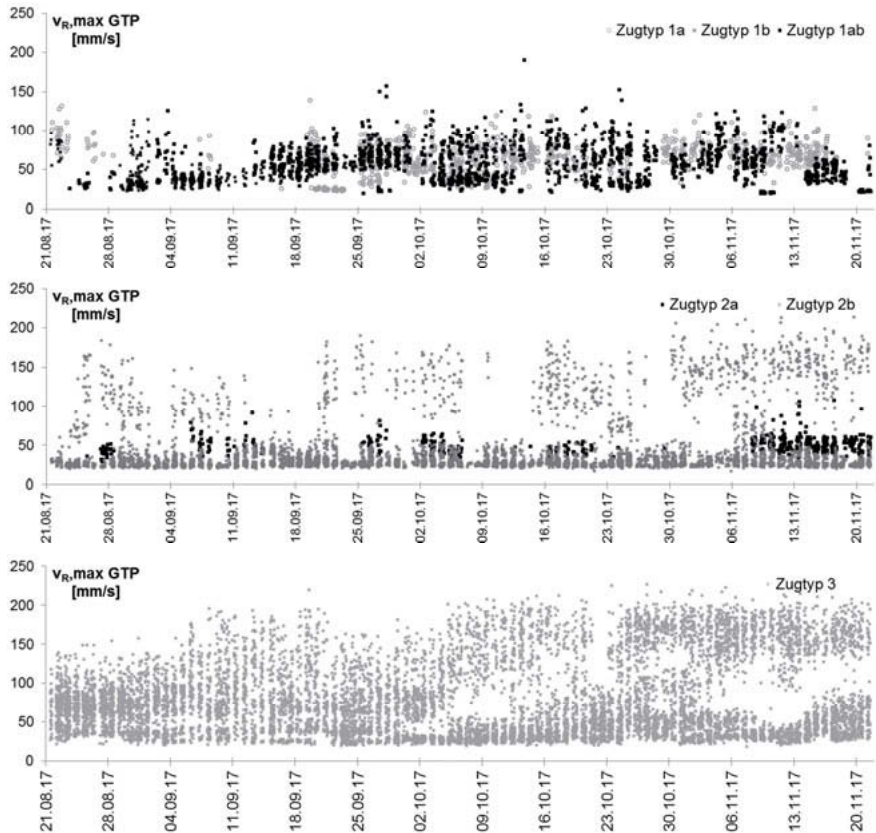


Bild 4: Maximale, resultierende Schwinggeschwindigkeiten $v_{R,max}$, gemessen auf der Gleistragplatte von verschiedenen Zugtypen.

Es konnte nachgewiesen werden, dass Zugtyp 3 im Allgemeinen die höchsten Erschütterungsemissionen aufweist. Zudem weist dieser Zugtyp eine sehr hohe Streuung in den Messwerte auf, was einerseits aufgrund der größten Stichprobengröße erklärt werden kann, andererseits aber auch auf eine inhomogenere Zusammensetzung des Wagenparks des Zugtyps 3 im Vergleich zu Zügen der Typen 1 und 2 rückführbar ist.

Die drei Züge des Typs 2, die mit Monoblockrädern ausgestattet wurden (Typ 2a), wiesen am Beginn der messtechnischen Untersuchung eine sehr geringe Streuung auf. Die Begründung dafür sind die ursprünglich neuen Räder.

Im Laufe der Untersuchung zeigte einer der 3 Züge eine deutliche Verschlechterung der Emissionen. Dieser Zug erzeugt die in Bild 4 deutlich erkennbaren Schwinggeschwindigkeiten zwischen 50 und 100 mm/s und setzt sich damit deutlich von den beiden weiteren Zügen der Referenzkategorie mit Monoblockrädern ab. Eine derartige Erkenntnis deutet auf die Notwendigkeit zur Durchführung von Wartungsmaßnahmen hin.

Bild 4 stellt eine statistische Auswertung dar, und dient damit als Entscheidungshilfe zum Einsatz von Monoblockrädern.

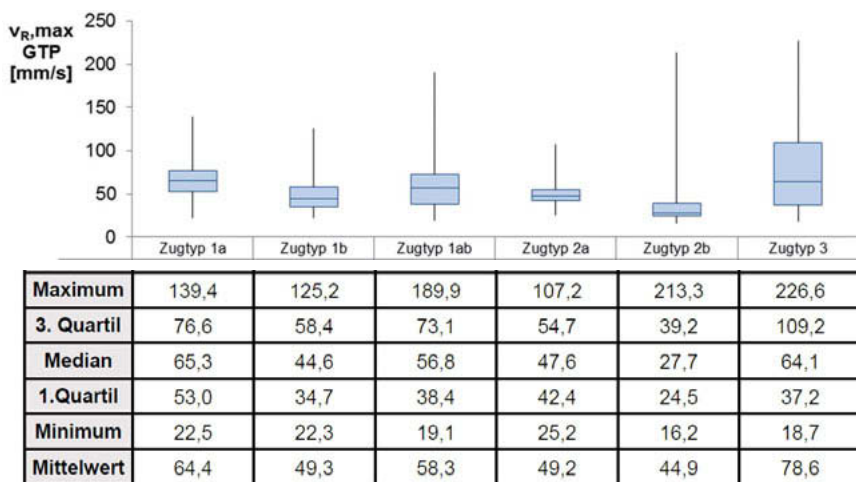


Bild 4: Boxplot zur Beurteilung der Erschütterungsemissionen unterschiedlicher Zugtypen.

Da entsprechend der derzeit gültigen Normen (z.B. ÖN S 9012) die Beurteilung von Erschütterungsimmissionen auf Basis der maximalen durchschnittlichen Größe der Immissionen

beruht und nicht auf absoluten Maximalwerten, eignen sich beispielsweise der Median- oder Mittelwert sehr gut als Entscheidungshilfe zum Einsatz von Monoblockrädern. Bei Betrachtung des Mittelwertes kann der Schluss gezogen werden, dass sich die drei Züge mit Monoblockrädern (Zugtyp 2a) deutlich schlechter als die Referenzkategorie ohne Monoblockräder (Typ 2b) verhalten. Dem muss aber auch gegenübergestellt werden, dass Zugtyp 2 insgesamt geringere Emissionen verursacht als die Grundgesamtheit aller Züge, insbesondere im Vergleich zu Zugtyp 3.

6. Erkenntnisse Themenbereich Luftschall

Platzbedingt befinden sich die Messmikrofone an den Querschnitten an unterschiedlichen Positionen. Um die an den Querschnitten erfassten Lärmemissionen gegenüberzustellen und Oberbauspezifische Pegelwerte zu erhalten, wurden die gemessenen Emissionen in Anlehnung an die einschlägigen Normen [3 bis 5] auf einen fiktiven Punkt in 7,5 m Abstand zur Gleisachse und einer Höhe von 1,5 m über Schienenoberkante umgerechnet.

Die folgende Tabelle 2 stellt den mittleren energieäquivalenten Dauerschallpegels von einem 3-monatigen Auswertzeitraum $L_{A,eq}$ auf 2 Messquerschnitten für die verschiedenen Zugtypen dar.

Tabelle 2: Übersicht Zugtypen, Achslasten und Anteil der Überfahrten

$L_{A,eq}$ [dB]	Schotteroberbau auf aufgeständertem Viadukt	Schotteroberbau auf Geländeneiveau
Zugtyp 1a	84	79
Zugtyp 1b	84	78
Zugtyp 1ab	84	79
Zugtyp 2a	83	80
Zugtyp 2b	84	78
Zugtyp 3	88	80

Auch auf Basis der obigen Auswertung lassen sich ähnliche Schlussfolgerungen wie im Themenbereich Erschütterungen ableiten. Zugtyp 3 erzeugt im Mittel die höchsten Emissionen und Züge mit Monoblockrädern (Typ 2a) erzeugen höhere Emissionen als die Referenzkategorie mit konventionellen Rädern (Typ 2b). Typ 2 erzeugt insgesamt deutlich geringere Emissionen als die Grundgesamtheit aller Züge.

Die Auswertung der mit Wetterstationen erfassten Daten hat ergeben, dass zwischen Umgebungstemperatur, Luftfeuchtigkeit, Niederschlag und Höhe der Schallemissionen kein Zusammenhang besteht. In Bild 5 sind einerseits die einzelnen Überfahrten, andererseits auch der Langzeitverlauf von Luftschall, Luftfeuchtigkeit sowie Umgebungstemperatur dargestellt.

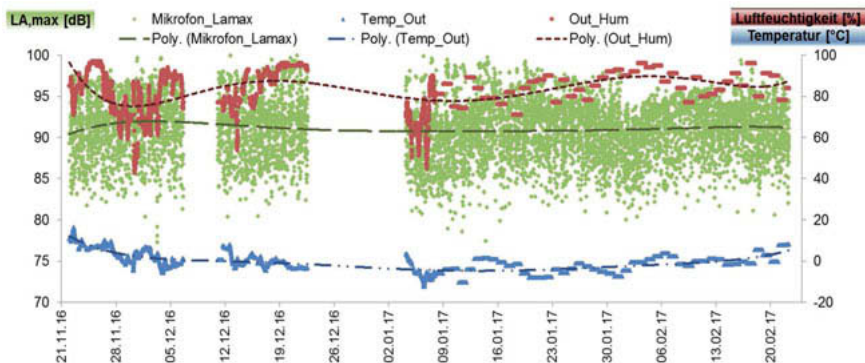


Bild 5: Zusammenhang von Wetter und Schallemissionen

Einen deutlichen Zusammenhang hingegen stellen erwartungsgemäß Windrichtung und Windgeschwindigkeit dar. In Abhängigkeit dieser Parameter ergibt sich, trotz relativ quellnaher Messung, ein Unterschied von bis zu 2 dB, wie im folgenden Bild 6 dargestellt ist.

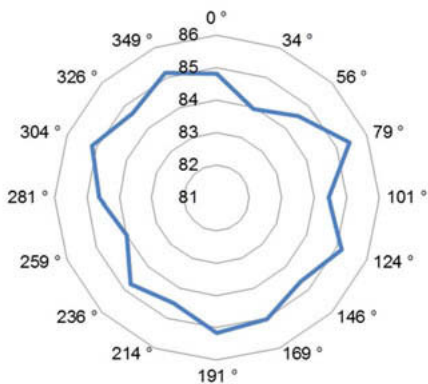


Bild 6: Zusammenhang von Windrichtung und Schallemissionen

7. Langzeitverhalten und Wartungszustand der Züge

Im Fall von starr gekoppelten Zügen ist es möglich, das Langzeitverhalten zu bestimmen und daraus Schlüsse zur Wagenwartung zu geben. Da die Züge teilweise auf verschiedenen Linien bzw. Messquerschnitten erfasst werden und sich der Oberbau hinsichtlich der Dämmeigenschaften (Einfügedämmmaß) unterscheidet, muss dies in der Auswertung des Langzeitverhaltens berücksichtigt werden. Die Auswertung basiert daher auf Trendverläufen je Messquerschnitt. Die Steigung stellt den Anstieg der Emissionen über die Zeit dar.

Bild 7 stellt einen solchen Trendverlauf exemplarisch für einen ausgewählten Zug des Typs 3 dar. In den ausgewerteten 12 Monaten ist deutlich erkennbar, dass die Emissionen – genügend Überfahrten je Messquerschnitt vorausgesetzt – trendmäßig ansteigen. Die Steigung ist oberbauspezifische damit querschnittsabhängig. Durch gezielte Wartungsmaßnahmen (Überdrehen der Radsätze) Ende Juli 2017 war es möglich, die Emissionen des dargestellten Zuges um über 50% zu reduzieren. Zusätzlich konnte festgestellt werden, dass die Steigung der Trendverläufe nach der Wartungsmaßnahme deutlich geringer ist als im vorherigen Zeitabschnitt. Es liegt daher nahe, dass der Trendverlauf über die Zeit nicht linear ansteigt, sondern etwa exponentiell [6]. Aus dieser Erkenntnis ergibt sich die Schlussfolgerung, dass hinausgezögerte Wartungsmaßnahmen am Zug sich deutlich negativ auf die Erschütterungsemissionen auswirken.



Bild 7: Langzeitverlauf und Anstieg der Erschütterungsemissionen eines Zuges auf verschiedenen Messanlagen. Zugwartung am 25.07.2017 durchgeführt.

8. Zusammenfassung

Die Auswertungen der ca. 2.000 Zugsüberfahrten je Tag geben Aufschlüsse zum Einsatz von Monoblockrädern in der Wiener U-Bahn. Die Ergebnisse der Auswertung deuten darauf hin, dass Züge mit Monoblockrädern höhere Schall- und Erschütterungsemissionen hervorrufen als die Referenzkategorie des selben Zugtyps mit Bi-Blockrädern. Diese Aussage muss insofern relativiert werden, da sich die Züge mit Monoblockrädern besser verhalten als die Grundgesamtheit aller Züge, die durch den Zugtyp 3 dominiert ist.

Neben den Aussagen zum Einsatz von Zügen mit Monoblockrädern haben sich weitere Erkenntnisse zum Langzeitverhalten und Wartungszustand der Züge ergeben. Es konnte nachgewiesen werden, dass durch Wartungsmaßnahmen am Zug die Erschütterungsemissionen um über 50% reduziert werden können. Zudem ergibt sich die Empfehlung, Wartungsmaßnahmen möglichst zeitnah durchzuführen, da ein Hinauszögern sich deutlich negativ auf die Erschütterungsemissionen auswirkt. Der Anstieg der Emissionen von auffälligen Zügen erfolgt nicht linear, sondern exponentiell.

Die Dauermessanlagen im Streckennetz der Wiener Linien werden bis zum Jahr 2019 weiter betrieben und der Einfluss der Monoblockrädern permanent weiter untersucht. Weitere Erkenntnisse sind daher nach Projektabschluss im Jahr 2019 zu erwarten.

9. Literaturangaben

- [1] ÖNORM S 9012, „Beurteilung der Einwirkung von Schwingungsimmissionen des landgebundenen Verkehrs auf den Menschen in Gebäuden - Schwingungen und sekundärer Luftschall“, (Stand 15. Dezember 2016)
- [2] ÖNORM S 9020, „Erschütterungsschutz für ober- und unterirdische Anlagen“, (Stand 12. Dezember 2015)
- [3] ÖNORM ISO 9613-2: „Akustik – Dämpfung des Schalls bei der Ausbreitung im Freien. Teil 2: Allgemeines Berechnungsverfahren“, (Stand 01. Juli 2008)
- [4] ÖNORM S 5004, „Messung von Schallimmissionen“, (Stand 1. Dezember 2008)
- [5] ÖNORM S 5005, „Messung der Schallimmissionen von Schienenverkehr“, (Stand 01. April 2011)
- [6] FCP Fritsch, Chiari & Partner ZT GmbH, „Dauermessanlagen zur Beurteilung des Langzeitverhaltens von Monoblockrädern“, Quartalsberichte 1 – 4, Wien 2017 – 2018

Flächendeckende Emissionsmessungen im Wiener Linien Straßenbahnnetz: Erkenntnisse aus Befahrungen mit dem Gleismesswagen

Mag. **Karoline Alten**, Dipl.-Ing. **Reinhard Wehr**,
Dipl.-Ing. **Andreas Fuchs**,
AIT Austrian Institute of Technology, Wien, Österreich;
Dipl.-Ing. **Werner Wehr**, Dipl.-Ing. **Thomas Hauser**,
Wiener Linien, Wien, Österreich

Kurzfassung

Im Straßenbahnnetz der Wiener Linien verkehrt seit 2004 ein Gleismesswagen der mit optischen Messsystemen zur Erfassung der Gleisgeometrie und des Schienenprofils instrumentiert ist und 2012 mit kapazitiven Erschütterungssensoren aufgerüstet wurde. Die regelmäßig stattfindenden Messfahrten erfassen im Halbjahrestakt das gesamte Straßenbahnnetz und dienen der Planung von Wartungs- und Instandhaltungsarbeiten an den Gleisen. Im Rahmen eines durch die Österreichische Forschungsförderungsgesellschaft finanzierten Projektes wurde 2015 ein Mikrofon in das Messsystem eingebunden und seit 2016 wird anhand der Emissionsdaten der Schienenzustand netzweit untersucht. Während die akustischen Daten erfolgreich für die Detektion von Schienenkreischen eingesetzt werden, sollen im nächsten Schritt unter zusätzlicher Verwendung der Vibrationsdaten die Erkennung auf Riffelbildung oder sogar Weichenschäden erweitert werden.

Abstract

Vienna's tram network is surveyed by an inspection vehicle introduced in 2004, which is equipped with optical sensors to measure the track gauge and the rail profile. In 2012, the sensor system was extended to encompass accelerometers on the bogie and axle bearings. The surveys are performed on a regular basis, mostly after operating hours, and cover the entire network on an approx. biannual basis to assist the repair and maintenance work. In the course of a project funded by the Austrian Research Promotion Agency, a microphone was added to the inspection tram in 2015 which has since then been used to assess the rail condition using emission data. While the sound signals have successfully been used to detect rail squeal, the next step is to detect rail surface corrugation using the vibration acceleration and possibly switches and damages thereof.

1. Einleitung Gleismesswagen

Der Gleismesswagen besteht aus einer umgerüsteten Garnitur der Type E1 und fährt etwa zweimal pro Woche entlang ausgewählter Routen. Die über das Odometer getriggerte Datenerfassung misst an den vier Radlagern des mittleren, nicht angetriebenen Drehgestells sowie am Wagenkasten und direkt am Drehgestell triaxiale Beschleunigungen und Winkelgeschwindigkeiten. Die mit 8192 Hz abgetasteten Daten können anhand der gefahrenen Strecke und der ermittelten Krümmungen im Streckennetz verortet werden und sind somit bei wiederholter Befahrung der gleichen Strecke über die Jahre vergleichbar. Zur Abdeckung des gesamten wahrnehmbaren Frequenzbereichs des Menschen werden die akustischen Daten mit einer Abtastrate von 48 kHz aufgezeichnet und können mittels Zeitstempel mit der Verortung und den Vibrationsdaten synchronisiert werden. Der Gleismesswagen verkehrt mit den streckenüblichen Geschwindigkeiten bis zu 50 km/h, wobei die Fahrtgeschwindigkeit aus dem aufgezeichneten Odometersignal berechnet wird und daher für die Ermittlung von Korrekturfaktoren zur Verfügung steht.

2. Datenauswertung

Ziel der Messungen im derzeit laufenden Forschungsprojekt ist einerseits die Erkennung von Störstellen z.B. Weichen, und in weiterer Folge die Untersuchung derer Schadensbilder anhand der Gleismesswagendaten. Ein langfristiges Vorhaben der Datenanalyse ist außerdem die Prognose ins Fernfeld um von den Onboard-Emissionspegeln auf die im Umfeld auftretenden Immissionspegel schließen zu können. Beide Vorhaben beruhen auf der Georeferenzierbarkeit der Messwerte damit eventuelle Störstellen oder Abschnitte mit überdurchschnittlich hohen Schall- oder Erschütterungswerten gegenüber dem restlichen Netz lokalisierbar sind. Es gilt hierfür eine zweckmäßige Abschnittslänge zu definieren, die sogenannte Bin-Größe, innerhalb derer die gewünschten Kennwerte auszuweisen sind und in einer Datenbank verwaltet werden können. Dies ermöglicht einen Relativvergleich entlang der befahrenen Strecken sowie eine Darstellung der Zeitreihe an einem bestimmten Bin auf Basis der Befahungsdaten der letzten Jahre. Ein wichtiger Punkt dieser Untersuchung ist die Langzeitstabilität der Sensoren (Drift, Montagegenauigkeit, Witterungseinflüsse) und deren eventuell erforderliche Korrektur um Zustandsänderungen der Gleise aus den Messdaten zu filtern.

Sowohl aufgrund der effizienteren Datenverarbeitung als auch wegen der in der Praxis relevanten Verortungsgenauigkeit bei der Instandhaltung hat sich eine sinnvolle Bin-Größe, je nach Zustandskennwert, von 1-5 m ergeben. Innerhalb dieser Bins gilt es gewisse Charakteristika der Signale, sogenannte Features, zu berechnen, die ein verlässliches Maß für bestimmte Zustandseigenschaften der Gleise sind. Wie stark diese Features mit den gesuchten

Eigenschaften korrelieren wird zur Zeit anhand von Trainingsdatensätzen (bekannte Labels) bestimmt. Darin sind beispielsweise Abschnitte mit bekanntem Riffelgrad oder Kurvenkreischen gekennzeichnet, um einen Algorithmus auf die Detektion zu trainieren.

Feature extraction

Die im Zuge der Datenauswertung extrahierten Merkmale liefern einen Mehrwert an Information gegenüber den Rohdaten und werden im Rahmen eines Detektions- bzw. Klassifizierungsalgorithmus angewandt. Bei den Features kann es sich um skalare Größen pro Bin handeln (im Falle der Schwingbeschleunigung sind dies RMS Werte, Standardabweichungen, Kurtosis, Scheitelfaktoren oder Korrelationskoeffizienten) als auch um Vektoren (z.B. Terzbandspektren, Welch-Periodogramme) oder Matrizen.

Um die Aussagekraft der Features zu erhöhen, muss gegebenenfalls der Einfluss bestimmter Fahrzeugparameter korrigiert werden. Insbesondere die Fahrtgeschwindigkeit v des Gleismesswagens spielt hier eine maßgebende Rolle, daher wurde ihre Auswirkung auf die verschiedenen Features anhand einer Regressionsanalyse untersucht. In den meisten Fällen handelt es sich um eine lineare Regression zwischen dem dekadischen Logarithmus der Geschwindigkeit $\log_{10} v$ und den jeweiligen Merkmalen. Für manche Features liegt eine lineare Regression mit v vor; die bereits getesteten Modelle konnten Bestimmtheitsmaße von bis zu $R^2=0.8$ erreichen.

Die Differenz zwischen dem aus dem Regressionsmodell ermittelten Zielwert und dem tatsächlich gemessenen Wert stellt einen wichtigen Kennwert in der Erkennung bestimmter Störungen dar und fließt somit mit ins Detektionsmodell ein.

Als Beispiel für die Regressionsmodelle sind in Bild 1 verschiedene Features der vertikalen onboard-Schwingbeschleunigung am Achslager gegen v dargestellt. Hierbei wurden sehr langsame Fahrten ($< 5 \text{ km/h}$) nicht berücksichtigt; Für die Akustikdaten wurden die Modelle in einem ersten Schritt auf Abschnitte mit geringer Krümmung und ohne starke Brems- bzw. Anfahrtsvorgänge limitiert.

Detektionsalgorithmen

Welche Features die geeignetsten Prädiktoren für einen gewissen Gleiszustand sind, lässt sich anhand von Trainingsdatensätzen ermitteln. In diesen Datensätzen ist der Gleiszustand in allen Bins bekannt und entsprechend gekennzeichnet, so dass durch Methoden wie lineare Diskriminanzanalysen (LDA), Machine Learning Verfahren oder independent component ana-

lysis eine Klassifizierung erfolgen kann. Im Folgenden werden die im Rahmen der Forschungsprojekte untersuchten Gleiszustände und deren Detektion mittels des Gleismesswagens näher beschrieben. Das Auffinden derartiger Stellen im Straßenbahnnetz spielt einerseits eine wichtige Rolle in der Instandhaltung der Gleise, andererseits lassen sich hierdurch potentielle Problemstellen identifizieren, deren verstärkten Emissionen zu Anrainerbeschwerden in dicht besiedelten Gebieten führen können.

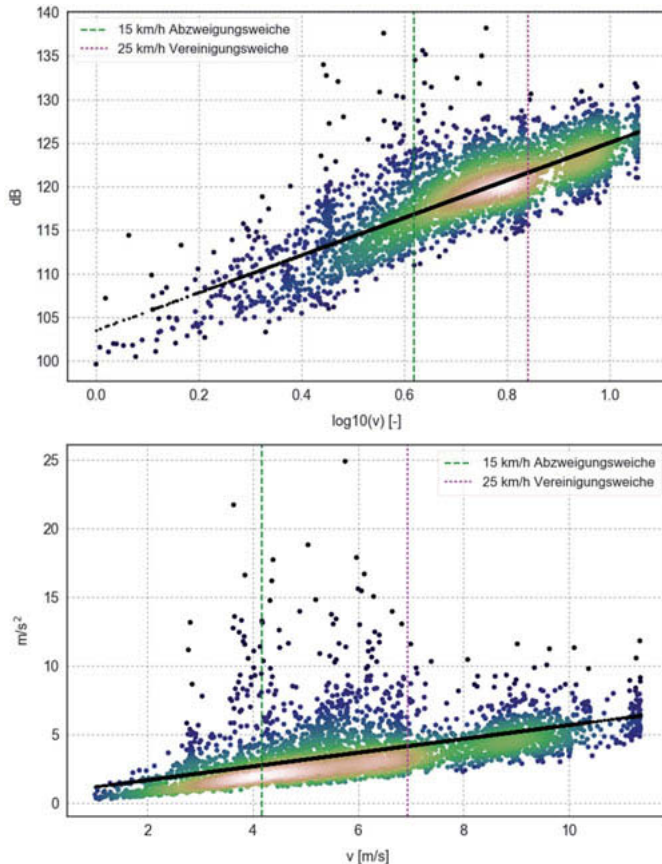


Bild 1: Regressionsmodell für verschiedene Features und die Gleismesswagengeschwindigkeit. Oben: Max. vertikaler Beschleunigungspegel [re. $1 \times 10^{-6} \text{ mm/s}^2$] im 500 Hz Terzband; Unten: Max. Standardabweichung der Beschleunigungswerte pro Bin.

Kurvenkreischen anhand von Akustikdaten

Durch das Gleiten der Straßenbahnräder quer zur Gleisrichtung, wie es insbesondere bei engen Radien im innerstädtischen Bereich der Fall sein kann bzw. dort wo aufgrund der Differenz der Kurvenradien starr verbundene Räder einem gewissen Schlupf unterliegen, kommt es zu hochfrequenten Schwingungen die als Kurvenquietschen oder -kreischen wahrgenommen werden. Bei der Detektion dieser Eigenschaft handelt es sich um eine eindimensionale Entscheidungsfunktion (Kurvenkreischen ja oder nein), bei der eine lineare Entscheidungsgrenze zu definieren ist. Hierbei wird ein mehrdimensionaler, klassifizierter Datensatz (Beispiel: ein Welch-Periodogramm sowie die Krümmung und Geschwindigkeit pro Bin) anhand einer linearen Diskriminanzanalyse bestmöglich in die beiden Klassen Ja/Nein unterteilt. Jene Features die nur eine untergeordnete Rolle in der Gruppenzuordnung spielen, können als redundant betrachtet und somit in der Modellbildung vernachlässigt werden.

Riffeldetektion anhand von Akustik und Beschleunigungsdaten

Riffel weisen üblicherweise eine Wellenlänge von 50 – 150 mm auf. Zum Zweck der Detektion wird dementsprechend ein geschwindigkeitsabhängiger Bandpassfilter definiert, siehe Eckfrequenzen in Gleichung 1. Der innerhalb dieses Frequenzbereichs berechnete Pegel pro Bin L_{BP_var} dient als Feature für die Riffeldetektion, wobei anhand von Begehungen die Validierung des Algorithmus bzw. das Suchen geeigneter Abschnitte für Trainings-/Testdaten stattfand. Da es sich bei dieser Klassifizierung um eine mehrdimensionale Entscheidungsfunktion handelt (Bestimmung der Riffelkategorie auf einer Skala von 1-7), befasst sich das Projekt derzeit mit der Zuordnung der Modellberechnung in die jeweilige Ausprägungsstufe.

$$f_{max} = \frac{v}{0.15}$$

$$f_{max} = \frac{v}{0.05}$$

Gleichung (1): Untere und obere Eckfrequenz des geschwindigkeitsabhängigen Bandpassfilters

Weichen und Stoßstellensuche

Zur Identifikation von stoßartigen Belastungen dient in aktuellen Untersuchungen der Beschleunigungspegel L_{BP_var} sowie die Standardabweichung der Schwingbeschleunigungswerte pro Bin, die ein gutes Indiz für sprunghafte Wertänderungen ist. Als Beispiel sind in Bild

2 die georeferenzierten Kennwerte für 1m Bins auf einer Netzkarte überlagert. Die stark erhöhten Standardabweichungen treten vor allem in Bereichen um Kreuzungen und Weichen auf.



Bild 2: Darstellung der Standardabweichung der Schwingbeschleunigungen am Radlager innerhalb 1 m Bins. Überfahrt von Weichen und Kreuzungen deutlich erkennbar

3. Ausblick: Netzweite Zustandserfassung

Um die Aussagequalität der derzeitigen Zustandserkennung zu verbessern, werden zukünftig weitere Processingverfahren getestet, um das Nutzsignal hervorzuheben. So soll der Einsatz von Median- oder Wiener Filtern untersucht werden, sowie der Einbezug von möglichen Informationen aus dem Phasenspektrum bei impulshaltigen Signalen.

Neben der Erkennung des Gleiszustandes auf Basis der Emissionsdaten ist ein weiteres Ziel, die Daten des Gleismesswagens für die Erkennung von immissionstechnischen Problemstellen zu nutzen. Um zu verifizieren, dass die onboard-Daten ein Maß für die im unmittelbaren Umfeld des Gleisweges ankommenden Immissionen sind, fanden kontrollierte Vorbeifahrtsmessungen unter verschiedenen Szenarien statt. In einem ersten Schritt wurde die Abhängigkeit der Immissionen von der Fahrtgeschwindigkeit entlang eines geraden Streckenabschnitts

ohne beeinträchtigte Gleisqualität untersucht. Analog zu den direkt am Fahrzeug gemessenen Pegeln konnte auch hier eine lineare Regression zwischen dekadischem Logarithmus der Fahrtgeschwindigkeit und den Immissionspegeln gezeigt werden. Im Rahmen einer weiteren Untersuchung wurden Fernfeldmessungen bei Überfahrten an einer bekannten Störstelle (Abblätterung der Lauffläche bei einer Schweißnaht) durchgeführt. Die aus den Vorbeifahrtsmessungen ermittelten Transferfunktionen zwischen Onboard- und Immissionspegel finden potentielle Verwendung in der Schall- und Erschütterungsprognose und werden in den kommenden Jahren noch an zusätzlichen Messstellen validiert.

Literatur

- [1] Grassie, S. L., Measurement of railhead profiles: a comparison of different techniques, *Wear*, 1996, 191, pp245-251
- [2] Gullers, P., Andersson, L., Lundén, R., High-frequency vertical wheel–rail contact forces—Field measurements and influence of track irregularities, *Wear* 265(9), October 2008, S. 1472-1478
- [3] Dixon, S., Learning to Detect Onsets of Acoustic Piano Tones, *MOSART Workshop on Current Research Directions in Computer Music*, p. 147-151, 2001.
- [4] Müller, M., Ellis, D. P. W., Klapuri, A., Richard, G., Signal Processing for Music Analysis, November 2011, *IEEE Journal of Selected Topics in Signal Processing* 5(6):1088 - 1110
- [5] Linder, C., Oehler, A., Klassifikation von Oberbaufehlern am Beispiel Weichen, *Der Eisenbahningenieur* 11/14, November 2017, S. 19-22
- [6] Molodova, M., Li, Z., Dollevoet, R., Axle box acceleration. Measurement and simulation for detection of short track defects, *Wear* 271, 2011, S. 349-356
- [7] Weston, P., Ling, C., Goodman, C., Roberts, C., Li, P., Goodall, R., Monitoring lateral track irregularity from in-service railway vehicles, *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit*, January 2007
- [8] Ward, C. P., Weston, P. F., Stewart, E. J. C., Li, H., Goodall, R. M., Roberts, C., Mei, T. X., Charles, G., Dixon, R., Condition monitoring opportunities using vehicle-based sensors, *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit*, March 2011
- [9] Tanaka, H., Matsumoto, M., Harada, Y., Application of axle-box acceleration to track condition monitoring for rail corrugation management. 7th IET Conference on Railway Condition Monitoring 2016 (RCM 2016)
- [10] Auer, F., Berührungslos arbeitende Gleismessfahrzeuge und Auswertung der Messdaten, *Eisenbahningenieur* Kalender 2014
- [11] Oehler, A., Entwicklung einer Methode zur Einzelfehlererkennung und -klassifikation im Gleisoberbau, Hochschule Mittweida, University of Applied Sciences, Masterarbeit 2014

Entwicklung eines praxistauglichen Prognoseverfahrens für baustellenbedingte Erschütterungen

1. Teil: Untersuchung der Linearität bei der Berechnung von Admittanzen des Bodens infolge einer Impulskraftanregung

Dipl.-Ing. (FH) **Arne Büttner**, M. Eng.,
Prof. Dr.-Ing. **J. H. Thomas Schmidt**,
HS Magdeburg-Stendal, Magdeburg;
Prof. Dr.-Ing. **Fokke Saathoff**,
Universität Rostock, Rostock

Kurzfassung

In einem vom BMWi geförderten Forschungsprojekt an der Hochschule Magdeburg-Stendal wird in Zusammenarbeit mit unserem Forschungspartner „Baudynamik Heiland & Mistler GmbH“ derzeit ein praxistaugliches, messtechnisch unterstütztes Verfahren zur genaueren Prognose von zu erwartenden oder nachträglich zu beurteilenden Erschütterungen entwickelt. Das Verfahren berücksichtigt die maßgebenden Baugeräteeigenschaften und damit die tatsächlichen Eingangsparameter von der Erschütterungsentstehung, über den Baugrund bis hin zum Bauwerk. Das Messverfahren setzt sich aus zwei Hauptteilen zusammen. In einem ersten Schritt wird auf Grundlage von gemessenen Übertragungsadmittanzen und Schwingungsantworten einer Baumaschine (am Ort 1) das sonst unbekannte Maschinen-Kraftspektrum berechnet. In einem zweiten Schritt werden z. B. gemessene Übertragungsadmittanzen in einem Gebäude (am Ort 2) mit dem ermittelten Kraftspektrum der Maschine verrechnet. Durch die Rückführung aus dem Frequenzbereich in den Zeitbereich können die prognostizierten Schwinggeschwindigkeiten als Ansatz zur Beurteilung von Erschütterungseinwirkungen auf Gebäude nach DIN 4150-3 dienen [1]. Diese Berechnungen setzen voraus, dass sich das Übertragungsverhalten zwischen Anregungsquelle und Immissionsort in guter Näherung linear-elastisch verhält.

In diesem Beitrag werden die Untersuchungsergebnisse über die Linearität bei der Berechnung von Übertragungsadmittanzen infolge einer Impulsanregung vorgestellt.

Am Beispiel einer Impulsanregung mit kontinuierlicher Krafterhöhung (an verschiedenen Standorten bzw. auf unterschiedlichen Böden) bei einem konstanten Messaufbau werden Admittanzspektren berechnet und näher analysiert.

1. Einleitung

Viele Baustellengeräte (Verdichtungsgeräte wie Rüttelplatten und Vibrationswalzen, Anbauverdichter, Rammgeräte, Kettenbagger u.v.a.m.) emittieren Erschütterungen, die in benachbarten Gebäuden für Menschen spürbar und störend sein können oder auch Gebäudeschäden verursachen. Oft kommt es nach Beendigung einer Baumaßnahme zu gerichtlichen Auseinandersetzungen, in denen nachträglich geklärt werden muss, ob die Baustelle die Ursache für Gebäudeschäden war. Um Konflikten vorzubeugen, können die zu erwartenden Bauwerkschwingungen vor Beginn einer Baumaßnahme prognostiziert und beurteilt werden. Der geeignete Geräteeinsatz kann dann entsprechend im Voraus geplant werden. In beiden Fällen kommen derzeit überschlägige empirische Prognoseverfahren zum Einsatz. Wenn die Genauigkeit und Belastbarkeit dieser Prognoseverfahren nicht ausreicht, müssen unter großem Aufwand Erschütterungsszenarien mit dem zum Einsatz kommenden Baugerät initiiert und messtechnisch untersucht werden. Die Erschütterungsimmissionen in einem Gebäude hängen von den Eigenschaften des emittierenden Gerätes, dem Baugrund, der Interaktion zwischen Baugrund und Bauwerk sowie den dynamischen Eigenschaften des Gebäudes selbst ab.

In einem vom BMWi geförderten Forschungsprojekt an der Hochschule Magdeburg-Stendal wird in Zusammenarbeit mit unserem Forschungspartner „Baudynamik Heiland & Mistler GmbH“ derzeit ein praxistaugliches, messtechnisch unterstütztes Verfahren zur genaueren Prognose von zu erwartenden oder nachträglich zu beurteilenden Erschütterungen entwickelt. Das Messverfahren berücksichtigt die maßgebenden Baugeräteeigenschaften und damit die tatsächlichen Eingangsparameter von der Erschütterungsentstehung, über den Baugrund bis hin zum Bauwerk.

In diesem Beitrag werden die Ergebnisse der Untersuchungen über die Linearität bei der Berechnung von Übertragungsadmittanzen im Boden infolge einer Impulskraftanregung vorgestellt.

2. Untersuchung der Linearität bei der Berechnung von Admittanzen

2.1 Anregbarkeit des Bodens am Emissionsort

Der Grundgedanke der Impulsanregung liegt in der Theorie eines idealen Diracimpulses. Für einen unendlich schmalen ($x(t) = 0$, für $t \neq 0$) und unendlich hohen (für $t = 0$) Kraftpeak, gilt für die Fourier-Transformierte $X(f) = X_0$, über alle Frequenzen [vgl. 2]. Ein erster Prototyp eines Impulsgenerators wurde Anfang des Jahres 2016 an der Hochschule Magdeburg in Betrieb genommen. Einige Informationen zum Generator sind in Bild 1 dargestellt.



- * Umbau einer Rammsonde - HMP Prüfgerätebau GmbH
- * Einbau eines Kraftsensors - A.S.T.-GmbH (KAM-PR-350kN)
- * Fallhöhe: 50cm, Pneumatischer Antrieb
- * Fallgewichte: 30 - 70kg
- Zusatzgewichte: 1 x 20kg, 2 x 10kg
- Grundgewicht: 30kg
- Krafteinleitung über Druckstempel auf Kalotte
- Kraftmessdose
- Grundplatte Ø 400mm

Bild 1: Prototyp eines Impulsgenerators

In Abhängigkeit der Steifigkeit des Bodens und der Masse des Fallgewichtes können durch den Aufprall mit dem Impulsgenerator Kräfte von 10 – 130 kN, vertikal in den Boden eingeleitet werden. Die Bild 2 zeigt beispielhaft einzelne Kraftimpulse (variable Fallgewichte 30 - 70 kg) im Zeit- und Frequenzbereich sowie das Spektrum des Rauschsignals des Kraftsensors.

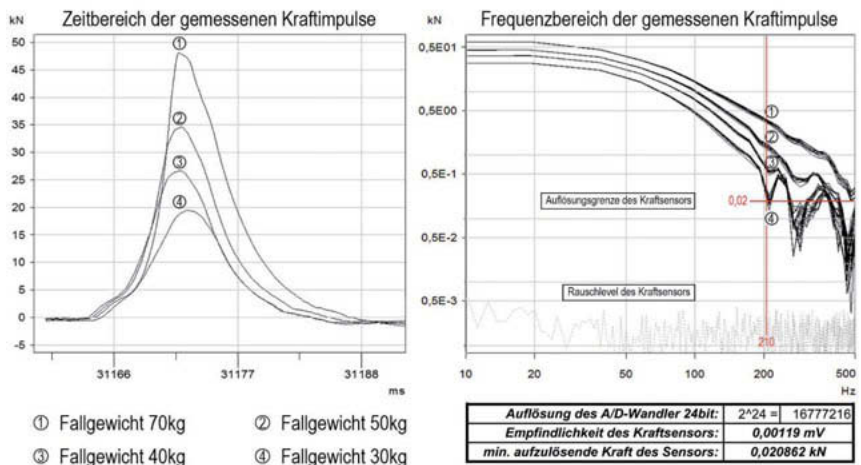


Bild 2: Kraftimpulse im Zeit- und Frequenzbereich

Bei der Betrachtung der breitbandigen Kraftspektren stellt man fest, dass bei einer Massenerhöhung des Fallgewichtes von 30 – 70 kg die Amplituden über den Frequenzbereich erwartungsgemäß zunehmen (siehe Bild 2, Spektrenschar 1 - 4). Weiterhin kann eine sichtbare Amplitudenzunahme mit ansteigender Anzahl der Schläge für die jeweilige Spektrenschar im höheren Frequenzbereich beobachtet werden. Dies begründet sich damit, dass sich der Impulsgenerator mit jedem Schlag etwas in den Boden einrammt und ihn damit verdichtet. Beim Vergleich des Signal-Rausch-Abstandes kann an diesem Standort zunächst ein nutzbarer Frequenzbereich bis ~ 600Hz registriert werden. Betrachtet man die Empfindlichkeit des Kraftsensors bezüglich der minimal aufzulösenden Kraft in Abhängigkeit des verwendeten A/D-Wandlers verringert sich der nutzbare Frequenzbereich an diesem Standort nochmals auf ca. ~ 210 Hz. Der nutzbare Frequenzeintrag des Impulsgenerators ist demnach von der Empfindlichkeit des benutzten Kraftsensors (KAM-PR-350kN), des A-D-Wandlers, der Größe der eingeleiteten Kraft und der Steifigkeit der Bodenschicht abhängig. In Untersuchungen an weiteren Standorten konnte diese Aussage bestätigt werden.

2.2 Wellenausbreitung im Transmissionsbereich

Die wellenförmige Ausbreitung von Erschütterungen im Baugrund kann unter der Annahme eines ausreichend genauen Materialverhaltens des Bodens durch die lineare Elastizitätstheorie beschrieben werden. An der Ausbreitung von Erschütterungen im Baugrund sind mehrere Wellenarten beteiligt (P-, S-, R-, Love-Welle). Die maßgebende Welle zur Beurteilung von emittierten Bauwerksschäden ist im Allgemeinen die R-Welle (Rayleighwelle). Dabei handelt es sich um eine Welle, die sich nur an der Oberfläche ausbreitet, die langsamste Wellenart ist und in einer Tiefe von ca. $1,5 \times$ Wellenlänge abklingt. Durch die Positionierung des Impulsgenerators sowie der dazugehörigen Messtechnik/Sensorik auf der Erdoberfläche kann die Ausbreitung der R-Welle messtechnisch erfasst werden. In unmittelbarer Nähe des Emissionsortes, dem sogenannten "Nahfeld", werden die Schwingungen von allen drei Wellenarten bestimmt. Mit zunehmender Entfernung werden die Schwingungen immer stärker von der R-Welle geprägt und im sogenannten „Fernfeld“ nahezu ausschließlich von ihr bestimmt [vgl.3]. Der Baugrund besteht meistens aus mehreren Schichten, welche in sich, durch die mit der Tiefe sich ändernde Steifigkeit, nicht als homogen angesehen werden können. Aufgrund der wechselnden Steifigkeiten in den Bodenschichten ist u. a. die Ausbreitungsgeschwindigkeit der Erschütterungswellen frequenzabhängig (dispersiv). Durch Wellenreflexion und –refraktion an den Schichtgrenzen des Untergrundes wird das Schwingungsverhalten vielfach komplexer als im homogenen Halbraum [vgl. 3, 4]. Die Grenze zwischen dem Bereich der freien Wellenausbreitung (Fernfeld) und dem Nahfeld, mit seinen komplexen Vorgängen in direkter

Nähe zum Emissionsort, wird nach [5] für den in der Realität geschichteten, inhomogenen Baugrund, unter Beachtung einer idealisierten Punkt- oder Linienquelle definiert zu:

$$R_1 = \frac{a}{2} + \lambda_R \quad \text{Nahfeld } (R < R_1) \quad \text{Fernfeld } (R > R_1), \text{ mit} \quad (1)$$

R_1 : Bezugsabstand R_1 zur Quellenmitte;

R : die Entfernung von der Quelle;

a : Entfernung der Erschütterungsquelle parallel zur Ausbreitungsrichtung;

λ_R : Wellenlänge der Oberflächenwelle.

2.3 Messaufbau und Durchführung

Die Grundidee zur Untersuchung der Linearität bei der Berechnung von Admittanzen an Bodennesspunkten infolge einer Impulskraftanregung liegt in einem festdefinierten, nicht veränderbaren Messaufbau sowie einem steigenden, messbaren Impulskrafteintrag. Für die Berechnung werden vertikale Kraftstöße (Impulse) in den Boden eingeleitet. Die dabei entstehenden Erschütterungen breiten sich wellenförmig im Untergrund aus und werden an den Immissionspunkten als Schwingungsantworten gemessen. Die Admittanz $\underline{Y}(f)$, bei mechanischen Systemen auch Komplianz genannt, stellt den Kehrwert der Impedanz $\underline{Z}(f)$ dar. Die Admittanz beschreibt das Verhältnis zwischen dem Spektrum $v_A(f)$ der gemessenen Schwinggeschwindigkeit und dem Spektrum $F_A(f)$ der eingeleiteten Kraft [6, 7]. Die Admittanz beschreibt die „Schwingfreudigkeit“ des jeweiligen Messpunktes und berechnet sich nach folgender Formel:

$$\underline{Y}(f) = \frac{1}{\underline{Z}(f)} = \frac{v_A(f)}{F_A(f)} \quad (2)$$

Im Rahmen einer ersten Messreihe wurde eine Linearitätsprüfung infolge einer kontinuierlichen Krafterhöhung am Emissionsort (Standort: HS-Magdeburg) durchgeführt.

Für die Messkette kamen insgesamt 12 x 1D Geophone (6 vertikale und 6 horizontale) an 6 Messpunkten (MP) mit einem jeweiligen Abstand von 5m zueinander zum Einsatz. Als Anregungsquelle wurde der Impulsgenerator (siehe Bild 1) benutzt. Der Abstand zwischen Messkette und Anregungsquelle wurde in 3 Anregungspunkte (AP1-AP3) unterteilt. In der Bild 3 ist der Messaufbau dokumentiert.

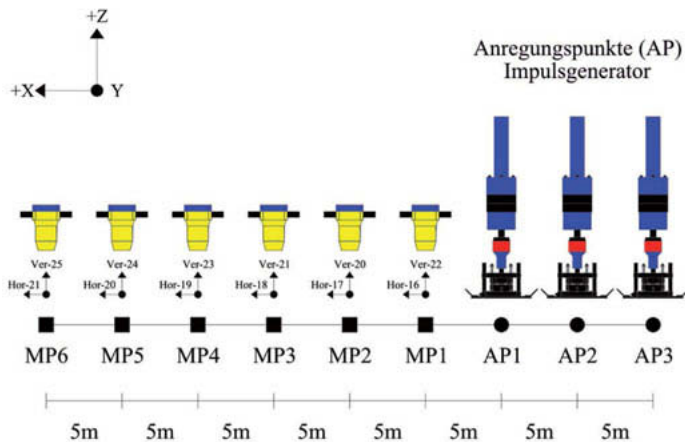


Bild 3: Messaufbau zur Berechnung von Admittanzspektren

Während der gesamten Messung wurde die Messkette nicht verändert. Es wurden lediglich die Anregungspunkte sowie die Masse der Fallgewichte von 30 - 70 kg variiert. Zur Verifizierung der Ergebnisse wurde diese Messreihe an mehreren verschiedenen Standorten mit unterschiedlichen Bodenprofilen wiederholt. Grundsätzlich handelte es sich um geschichtete Böden „weich auf steif“, also um Böden die mit der tiefe kontinuierlich an Steifigkeit zunehmen.

2.4 Untersuchung der Anregungsantworten am Immissionsort

Die Amplituden der spektralen Anregungsantworten steigen mit zunehmender Krafteinleitung am jeweiligen Messort an. Mit wachsendem Abstand zur Erschütterungsquelle sind Veränderungen des Impulssignales im Zeitbereich und damit auch im Frequenzbereich erkennbar. Die Erschütterungen und damit auch der Signal-Rausch-Abstand nehmen mit der Entfernung ab. Des Weiteren nimmt der Anteil der höherfrequenten gegenüber den niederfrequenten Schwingungen mit zunehmender Entfernung ab. Dabei verschiebt sich der Frequenzinhalt mit steigendem Abstand in einen tiefergelegenen Frequenzbereich. Der Boden wirkt also wie ein „Tiefpass-Filter“. Gleiches gilt auch für die horizontalen Anregungsantworten. Diese Feststellungen sind auch in [3, 5] für impulsförmige Erschütterungsquellen dokumentiert.

2.5 Berechnung und Untersuchung der Admittanz-Spektren bei Krafterhöhung

Nach Formel (2) wurden die jeweiligen Admittanzspektren für jeden Messpunkt berechnet, über 10 Wiederholungen statistisch gemittelt und im Anschluss überlagert. In der Bild 4 sind die gemittelten Admittanz- und Kohärenzspektren sowie deren Streuung zum Mittelwert für die Abstände von 5 und 30m infolge einer Krafterhöhung beispielhaft dargestellt.

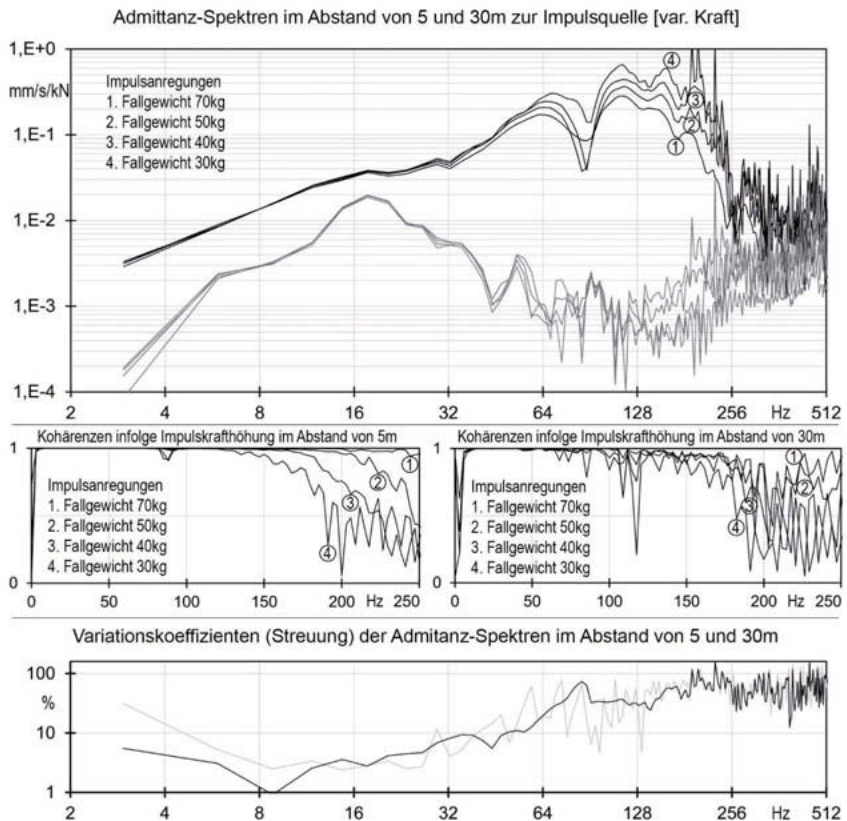


Bild 4: Admittanz- und Kohärenzspektren im Abstand von 5 und 30m

Die Spannungs- Dehnungskurve bei dynamisch beanspruchten Böden ist nicht linear und kann durch eine Hysterese-Schleife beschrieben werden. Durch jede zyklische Beanspruchung wird Energie im Boden dissipiert. Selbst bei sehr kleinen Scherdehnungsamplituden ist dieser Vor-

gang noch messbar. Das dynamische Schubmodul G und der Dämpfungsgrad D sind maßgeblich von der Scherdehnungsamplitude γ abhängig. Prinzipiell wirkt die Energiedissipation wie eine Dämpfung, daher kann der Boden (in guter Näherung) als ein linear elastisches, mit Dämpfung versehenes Material betrachtet werden. [vgl. 3,7]

Nach [3] kann, zumindest im Fernfeld, davon ausgegangen werden, dass Erschütterungen infolge von Verdichtungs- Ramm- oder Vibrationsgeräten ab einem gewissen Abstand zur Quelle nur relativ kleine Scherdehnungen (*Schubverzerrung*: $\gamma \leq 10^{-3}\%$) im Boden generieren. Unterhalb dieser Dehnungsgrenze kann näherungsweise das dynamische Schubmodul als $G = G_{max}$ und der Dämpfungsgrad D als $D = D_{min}$ angenommen werden.

In der direkten Nähe zur Quelle (Nahfeld) sind die Dehnungsamplituden nach [4] am größten, daher ist das Schubmodul G gegenüber dem Fernfeld kleiner und der Dämpfungsgrad D entsprechend größer. In [7,8] wird beschrieben, dass bei Messungen von Schwingungen an der Erdoberfläche, bei einer punktförmigen Wellenquelle, die Dämpfung mit der Frequenz zu- und die Wellengeschwindigkeit abnimmt.

Die in Bild 4 dargestellten, aus (2) berechneten, Admittanzspektren bestätigen die zuvor genannten theoretischen Hintergründe. Der Frequenzinhalt der Admittanzen wird im Nahfeld durch alle drei Wellenarten und im Fernfeld nahezu ausschließlich von der R-Welle bestimmt. Vergleicht man die gemittelten Admittanzspektren im Abstand von 5m und 30m (Nahfeld/Fernfeld) wird deutlich, dass sich der Frequenzinhalt mit zunehmender Entfernung von der Quelle zu tieferen Frequenzen verschiebt (Tiefpasswirkung des Bodens). Die Dehnungsamplituden sind in der Nähe der Anregungsquelle am größten, damit ist der Dämpfungsgrad gegenüber dem Fernfeld größer. Durch die zunehmende Krafterleitung wird der Dämpfungsgrad weiter gesteigert. Bei höheren Frequenzen hat die Materialdämpfung einen stärkeren Einfluss, daher nehmen die Amplituden der Admittanzspektren im Nahfeld (ab ca. 60Hz, Bild 4), infolge einer Krafterhöhung, sichtbar ab. Im Fernfeld ist die Abnahme der Amplituden, infolge einer Krafterhöhung, aufgrund der Verschiebung des Frequenzinhaltes in den tieferen Frequenzbereich kaum bemerkbar.

Die oben erwähnte sichtbare Amplitudenzunahme im höheren Frequenzbereich der jeweiligen Spektrenschär des Kraftsensors (Abschn. 2.1, Bild 2), infolge des Einrammens des Impulsgegenerators in den Boden hatten bei der Berechnung der Admittanzspektren kaum einen Einfluss. Vergleicht man die jeweiligen Kohärenzen (Bild 4) infolge der Krafterhöhung am Emissionsort zwischen Nah- und Fernfeld miteinander, erkennt man im Nahfeld, ab ca. 150 Hz eine deutliche Verschiebung in den höheren Frequenzbereich. Die lineare Abhängigkeit zwischen Ein- und Ausgangssignal wird durch die Krafterhöhung hinsichtlich des Frequenzbereiches verbessert. Dieser Vorgang ist im Fernfeld nicht so dominant ausgeprägt. Eine Krafterhöhung am

Emmissionsort hat im Fernfeld aufgrund des gedämpften Frequenzinhaltes einen geringeren Einfluss auf die lineare Abhängigkeit zwischen Ein- und Ausgangssignal. Vergleicht man die jeweiligen Kohärenzen (Bild 4), hinsichtlich der zunehmenden Entfernung, zwischen Nah- und Fernfeld miteinander, stellt sich für das Nahfeld, in einem Bereich von 5 – 120 Hz, eine gute lineare Abhängigkeit zwischen Eingangs- und Ausgangssignal ein. Für das Fernfeld verschlechtert sich dieser Bereich auf etwa 10 bis 60 Hz. Die Standardabweichung der Admittanzspektren, infolge der Krafterhöhung am Emissionsort nimmt für das Nah- und Fernfeld mit zunehmender Frequenz tendenziell zu. Wie oben ausgeführt begründet sich dies durch die mit der Frequenz zunehmenden Dämpfung. Setzt man die Standardabweichung mit dem Mittelwert ins Verhältnis erhält man durch den Variationskoeffizienten eine Kenngröße zur Beurteilung der relativen Streuung. In Bild 4 sind die Variationskoeffizienten der jeweiligen Admittanzspektren für das Nah- und Fernfeld dargestellt. Die kleinsten Abweichungen zum Mittelwert der jeweiligen Admittanzen, des Nah- und Fernfeldes, treten in einem Frequenzbereich von ca. 8 -16 Hz auf. Oberhalb dieses Bereiches nehmen die Abweichungen, für beide Abstände, erwartungsgemäß zu, wobei die Abweichungen für das Fernfeld eine stärkere Streuung aufweisen. Im Vergleich zum Fernfeld treten im Nahfeld unterhalb von ~ 12 Hz deutlich geringere Abweichungen auf. Dies ist auch, wie oben schon erwähnt, in den Kohärenzspektren erkennbar.

Im Hinblick auf die spätere Umsetzung des Prognoseverfahrens bedeutet dies, dass die Ergebnisse der Admittanzberechnungen, infolge einer Krafterhöhung am Emissionsort für das Nah- und Fernfeld in guter Näherung als linear elastisch betrachtet werden können. Zu beachten ist, dass die Streuungen der Admittanzspektren, infolge einer Krafterhöhung, mit steigendem Abstand zur Quelle zunehmen. Daher kann festgehalten werden, dass sich die lineare Abhängigkeit zwischen Ein- und Ausgangssignal mit wachsendem Abstand verschlechtert. Für die Berechnung von Kraft-Spektren jeweiliger Baumaschinen sind daher kleinere Abstände zwischen Emissionsort und Immissionsort zu bevorzugen.

3. Zusammenfassung / Ausblick

Am Beispiel einer Impulsanregung mit kontinuierlicher Krafterhöhung (an verschiedenen Standorten bzw. auf unterschiedlichen Böden) bei einem konstanten Messaufbau werden Admittanzspektren berechnet und näher analysiert. Beim Vergleich berechneter Admittanzen im Nah- und Fernfeld verschiebt sich der Frequenzinhalt mit zunehmender Entfernung von der Quelle zu tieferen Frequenzen (Tiefpasswirkung des Bodens). Bei höheren Frequenzen hat die Materialdämpfung einen stärkeren Einfluss, daher nehmen die Amplituden der Admittanz-

spektren im Nahfeld, infolge einer Krafterhöhung ab einem bestimmten Frequenzbereich sichtbar ab. Im Fernfeld ist die Abnahme der Amplituden aufgrund der Verschiebung des Frequenzinhaltes in den tieferen Frequenzbereich kaum bemerkbar.

Im Hinblick auf die spätere Umsetzung des Prognoseverfahrens bedeutet dies, dass die Ergebnisse der Admittanzberechnungen, infolge einer Krafterhöhung am Emissionsort für das Nah- und Fernfeld in guter Näherung als linear elastisch betrachtet werden können. Die Streuungen der Admittanzspektren, infolge einer Krafterhöhung, nehmen mit steigendem Abstand zur Quelle zu. Damit verschlechtert sich die lineare Abhängigkeit zwischen Ein- und Ausgangssignal mit wachsendem Abstand.

Als nachfolgender Schritt und auf Grundlage dieser Ergebnisse werden in einem 2. Teil der Forschungsarbeit Kraftspektren von verschiedensten Baumaschinen eines Geräte-Pools berechnet und in Abhängigkeit unterschiedlicher Einflussfaktoren, wie z.B. variierenden Maschinenparameter oder Arbeitszustände, näher untersucht.

4. Literaturverzeichnis

- [1] Jahnke, R. & Heiland, D. & Mistler, M.: Kraftbasiertes Prognoseverfahren für baustelleninduzierte Erschütterungen, D-A-C-H-Tagung: Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik 2017, Weimar, 2017
- [2] Ohm, J-R. & Lüke, H. D.: Signalübertragung Grundlagen der digitalen und analogen Nachrichtenübertragungssysteme, 11. Neu bearbeitete und erweiterte Auflage, Springer Verlag Berlin Heidelberg, 2005
- [3] Achmus, M. & Kaiser, J. & tom Wörden, F.: Bauwerksserschütterungen durch Tiefbauarbeiten. Grundlagen – Messergebnisse - Prognosen, Institut für Bauforschung e.V., 2005
- [4] Studer, A. J. & Koller, G. M.: Bodendynamik Grundlagen, Kennziffern, Probleme. 2., völlig neubearbeitete Auflage, Springer-Verlag, 1997
- [5] Deutsches Institut für Normung (Hrsg.): DIN 4150-1:2001-06 Erschütterungen im Bauwesen – Teil 1: Vorermittlung von Schwingungsgrößen. Beuth Verlag GmbH, 2001
- [6] Deutsches Institut für Normung (Hrsg.): VDI 3837:2013-01 Erschütterungen in der Umgebung von oberirdischen Schienenverkehrswegen – Spektrales Prognose-verfahren. Beuth Verlag GmbH, 2013
- [7] Haupt, W.: Bodendynamik Grundlagen und Anwendung, Friedr. Vieweg & Sohn Verlagsgesellschaft mbH, 1986
- [8] Auersch, L.: Zur Erschütterungsausbreitung im Boden und im Gebäude unter Berücksichtigung der Erregerkräfte und von Bodenschichtungen, VDI Berichte Nr. 1145, 1994

Erdbebenschutz für zweigeschossige Wohn- und Geschäftshäuser in der Türkei mittels elastischer und dämpfender Elemente

Dr.-Ing. **Süleyman Güney**,
ISOTILDAM Schwingungstechnik GmbH, Bietigheim-Bissingen

1 Aufgabenstellung und Übersicht

Unter Berücksichtigung der regionalen Eigenschaften von Erdbeben wird ein technisch und wirtschaftlich geeigneter Erdbebenschutz für ein Standard-Wohn- und Geschäftsgebäude entwickelt. Die Wirksamkeit eines solchen Erdbebenschutzes wird durch den Einbau einer Schwingungsisolation sowie eines gedämpften Tilgers (Flüssigkeitstilger) optimiert. Zur Reduzierung der Schwingbewegungen und der dynamischen Beanspruchungen werden Gleitelemente in Verbindung mit anderen elastischen Isolationselementen untersucht, die auch zum Überlastschutz dienen. Für die Schwingungsisolation in Form einer sogenannten Empfängerisolation werden Stahlfedern mit viskosen Dämpfern und Fundamente vorgesehen.

Der erforderlichen, frequenzmäßig tiefen Abstimmung dieser Empfängerisolation steht die Anfachung von ebenfalls niederfrequenten Schwingungen durch das auf das Gebäude einwirkende Erdbeben entgegen. Der Verwendung von Stahlfedern sind Grenzen gesetzt, da sich für eine tiefe Abstimmung große statische Durchsenkungen des elastisch gelagerten Gebäudes ergeben. Daher werden diese elastischen und dämpfenden Elemente mit den Gleitelementen kombiniert. Dadurch werden neben der Schwingungsisolation auch die dynamischen Beanspruchungen des Gebäudes reduziert. Weiterhin wurde nachfolgend die Verwendung von Wasserbehältern zur gedämpften Tilgung oder zur direkten Dämpfung der Schwingungen eines Gebäudes unter Erdbebeneinwirkungen betrachtet. Dabei tritt eine sogenannte Resonanzaufspaltung auf. Mit diesem gedämpften Schwingungstilger auf dem Dach des elastisch gelagerten Gebäudes kann durch Optimierung erreicht werden, dass die Starrkörperbewegungen des Gebäudes bei den Isolationseigenfrequenzen reduziert werden.

In diesem Beitrag wird gezeigt, eine übersichtliche Vorgehensweise, spezielle Hinweise und Grundsätze für eine optimale Gestaltung eines Erdbebenschutzes für ein Standard-Wohn- und Geschäftsgebäude zu gestalten, um mit einem möglichst geringen zusätzlichen Aufwand eine deutliche Reduzierung der dynamischen Beanspruchungen und der Schwingungen eines Gebäudes bei einem Erdbeben in der Region Türkei zu erreichen. Ferner sollen die Schwingungsbelastungen auf den Menschen und auf Einrichtungen im Gebäude kleiner sein als diejenigen ohne diese Schutzeinrichtungen. Die Untersuchungen werden daher jeweils

im Vergleich zwischen einer Gebäudestruktur ohne Schutzeinrichtungen und einer mit Schutzeinrichtungen durchgeführt.

1.1 Zielsetzungen und Beurteilungsgrößen für den Erdbebenschutz

Durch die Optimierung der oben genannten Schutzmaßnahmen sollen unzulässige Festigkeitswerte für das Gebäude vermieden werden. Dafür sollen die maximalen Spannungen des Gebäudes mit Schutzmaßnahmen kleiner sein als diejenigen ohne Schutzmaßnahmen. Ferner sollen die hochfrequenten Spannungsanteile zur Reduzierung der Anzahl von Lastwechseln durch eine Schwingungsisolation isoliert werden, um Materialermüdung innerhalb der Erdbebendauer zu vermeiden.

Bei der Dimensionierung der Empfängerisolation des zu schützenden Gebäudes sollen die maximalen Relativverschiebungen zwischen dem Fundament und dem Gebäude bei einem erwarteten Erdbeben mit berücksichtigt und diese Relativverschiebungen reduziert werden, damit bei einer großen Relativverschiebung die Isolationselemente nicht blockiert werden. Die Schwingungsbelastungen des sich im Gebäude mit Schutzeinrichtungen aufhaltenden Menschen sollen kleiner sein als ohne Schutzeinrichtungen. Die Beurteilungsgrößen sind maximale Spannungen, Isolationsgrad, Relativverschiebungen, maximale Absolutbeschleunigung und $KB_{F_{\max}}$. Reduzierte Zielsetzung ist die Reduzierung der Schwingungseinwirkungen auf Menschen. Wird ein Gebäude durch Versteifungen und durch strenge Einhaltung der Richtlinien für eine bestimmte Erdbebenzone erdbebensicher errichtet, dann sollen die oben genannten Schutzmaßnahmen zur Reduzierung der Schwingungsbelastungen auf den Menschen und auf Einrichtungen im Gebäude dienen. Die Beurteilungsgröße ist $KB_{F_{\max-Si}} < KB_{F_{\max-oh}}$, wobei das Gebäude selbst als erdbebensicher vorausgesetzt wird.

1.2 Lösungsweg

Der vorliegende Beitrag konzentriert sich auf die Berechnung der dynamischen Beanspruchungen und der Schwingungen eines Gebäudes mit verschiedenen Schutzmaßnahmen bei Erdbebeneinwirkungen, wobei das Gebäude durch MKS-Ersatzsysteme und Finite Elemente modelliert wird. Die Berechnungen werden jeweils im Vergleich zwischen einer Gebäudestruktur ohne und mit Schutzmaßnahmen durchgeführt. Zunächst werden die gemessenen Erdbebenzeitverläufe so aufbereitet, dass sie unmittelbar für die weiteren Berechnungen und Analysen eingesetzt werden können. Ferner werden Kenngrößen und Kennfunktionen für die Charakterisierung der dynamischen Eigenschaften von Erdbebenerregungen angegeben und auf zur Verfügung stehende Erdbebenzeitverläufe angewendet.

Um die Zielsetzungen, die in diesem Beitrag definiert werden, zu erreichen, werden Berechnungen durch Verwendung der im Abschnitt 2 beschriebenen Ersatzsysteme von Gebäuden ohne und mit Schutzmaßnahmen durchgeführt, wobei im weiteren Ersatzsysteme für das zweigeschossige Gebäude zunächst ohne Untergrund unter der Voraussetzung entwickelt werden, dass der Untergrund starr ist und dass die Erdbebenzeitverläufe am Fundament vom Gebäude einwirken. Um optimale Parameter der Schutzmaßnahmen

- Stahlfedern und viskosen Dämpfern (S1),
- Stahlfedern mit Dämpfern für elastische Lagerung des Gebäudes mit einem Flüssigkeitstilger (S2)
- Kombi-Elemente (elastische Gleitelemente), bestehend aus Stahlfedern und viskosen Dämpfern sowie aus einem Gleitelement (S3)

zu ermitteln, werden einfache Ersatzsysteme für das Gebäude verwendet. Dann wird ein FE-Modell für das Gebäude entwickelt, das jeweils ohne und mit Schutzmaßnahmen für Berechnungen der dynamischen Beanspruchungen verwendet wird.

Danach werden die verwendeten Optimierungsverfahren zusammengestellt und die Parameter der o. g. Schutzmaßnahmen optimiert.

Die Wirksamkeit der Schwingungsisolation und des Flüssigkeitstilgers bei Erdbebeneinwirkungen werden punktuell an einem Labormodell durch experimentelle Untersuchungen mit einer hydraulischen Schwingerregeranlage nachgewiesen, mit der Erdbebenzeitverläufe 1:1 im besonders relevanten Frequenzbereich nachgefahren werden können.

1.3 Regionale Eigenschaften von Erdbeben

Erdbeben im weiteren Sinne sind Erschütterungen der festen Erdkruste, sie sind meist natürlichen Ursprungs. Die wichtigsten Ursachen sind tektonische Bewegungen in der Erdkruste und im oberen Erdmantel. Die tektonischen Beben stehen bei ingenieurmäßigen Betrachtungen im Vordergrund [1]. Der Vorgang im Erbebenherd entspricht dem Scherbruch, der infolge tektonischer Spannungen auftritt und sich entlang einer meist schon vor dem Beben existierenden Bruchfläche ausbreitet. Dabei wird ein Teil der in der Bruchzone gespeicherten potentiellen Deformationsenergie frei und in kinetische Energie der Erdbebenwellen umgewandelt [1, 8]. Die Energiequelle für Erdbeben wird als Erdbebenherd bezeichnet. Dieser Erdbebenherd liegt unter der Erdoberfläche und wird Hypozentrum genannt. Im Hypozentrum findet der eigentliche Erdstoß statt. Der über diesem Hypozentrum liegende Punkt ist das Epizentrum. Das Gebiet um das Epizentrum ist das sogenannte Schüttergebiet. Zur Beschreibung von Erdbeben und deren Auswirkungen an Gebäuden werden die nachfolgenden Kenngrößen verwendet:

- Dauer T_e des Erdbebens und Betragsmaximalwert a_{\max} .
 - Relevanter Frequenzbereich ist der Frequenzbereich von 0 Hz bis 35 Hz.
 - Dominanter Frequenzbereich: Aus der Fourier-Transformierten der Erdbebenbeschleunigung $A^*(if)$ wird als dominanter Frequenzbereich f_1 bis f_2 abgelesen, für den das Spektrum größer als 10% seines Maximalwertes ist.
 - Energiedichte (Bild 1.2): Die spektrale Leistungsdichte $S_{aa}(f)$ eines Erdbebens ist Null. Daher wird hier die Energiedichte gebildet gemäß

$$E_{aa}(f) = |A^*(if)|^2 \quad (1.1)$$
 - Antwortspektrum: werden durch das sogenannte Antwortspektrum-Verfahren ermittelt.
- Zur Beschreibung der Amplitudeneigenschaften von Erdbeben wird die Amplitudenverteilungsdichte $p(a)$ der Erdbebenbeschleunigung verwendet (Bild 1.2).

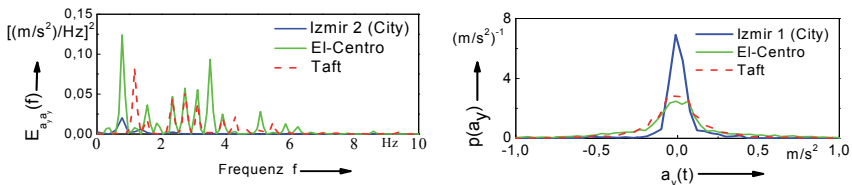


Bild 1.2: a) Energiedichten der Beschleunigungen $a_y(t)$ b) Verteilungsdichten der Erdbebenbeschleunigungen $a_y(t)$ von drei verschiedenen Erdbebenregionen der Welt

2 Ersatzsysteme

Das ausgewählte typische zweigeschossige türkische Wohn- und Geschäftsgebäude in der Region Türkei, das nicht unterkellert und mit zwei Läden im Erdgeschoß und einer 4-Zimmerwohnung im Obergeschoß ausgestattet ist, wird nachfolgend zunächst im einzelnen beschrieben auch unter Berücksichtigung seiner Fundamentierung Bild 2.1. Davon ausgehend werden verschiedene Ersatzsysteme gewählt, und zwar entweder als Mehrkörpersysteme zur Optimierung der Parameter der Schutzmaßnahmen und als Finite-Elemente-Modelle zur Berechnung der Schwingungen und der Beanspruchungen des Gebäudes.

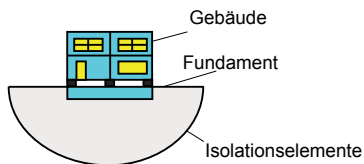


Bild 2.1: Originalsystem

Art der untersuchten Schutzmaßnahmen (S):

- S0 ohne Schutzmaßnahme
- S1 Stahlfedern mit viskosen Dämpfern
- S2 Stahlfedern mit viskosen Dämpfern und Flüssigkeitstilgern
- S3 Kombi-Elemente, bestehend aus Stahlfedern mit viskosen Dämpfern sowie aus einem Gleitelement.

2.1 MKS-Ersatzsysteme

Die Schwingbewegungen und dynamischen Beanspruchungen eines zu schützenden Gebäudes bei Erdbebeneregungen können nur dann gezielt reduziert werden, wenn die Parameter von Schutzmaßnahmen optimiert werden. Um diese Schutzmaßnahmen zu optimieren, werden nachfolgend einfache Mehrkörper-Ersatzsysteme des Wohn- und Geschäftsgebäudes mit Stahlfedern und Visko-Dämpfern auf einem starr angenommenen Untergrund verwendet.

a) Zur Frage eines optimalen Dämpfungsgrades in Abhängigkeit verschiedener Erdbeben:

Für die nachfolgenden grundsätzlichen Betrachtungen wird das Ersatzsystem eines starren Körpers zusätzlich vereinfacht, in dem nur ein Freiheitsgrad berücksichtigt wird, wobei hier die vertikale Bewegungsrichtung mit der raumfesten Koordinate z_G gewählt wird. Als Schutzmaßnahme werden Stahlfedern und viskose Dämpfer verwendet (Bild 2.2).

$$m_G \ddot{z}_{Gr} + r_G \dot{z}_{Gr} + k_G z_{Gr} = -m_G \ddot{u}_z. \quad (2.1)$$

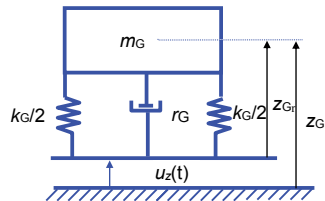


Bild 2.2: Ersatzsystem ES_{S1} für das Gebäude mit der Schutzmaßnahme S1

b) Schutzmaßnahme S2 mit Stahlfedern und viskosen Dämpfern sowie mit einem Flüssigkeitsilger

Bei einer Empfängerisolation zum Erdbebenschutz eines Gebäudes durch Verwendung von Stahlfedern mit viskosen Dämpfern können die Gebäudeschwingungen bei den Isolationseigenfrequenzen durch die breitbandigen Erdbebeneregungen verstärkt werden. Diese Schwingungen, insbesondere in der tief abgestimmten horizontalen Richtung des Gebäudes, können durch Verwendung von Flüssigkeiten in geeigneten Behältern reduziert werden. Als Flüssigkeit wird Wasser in einem Rechteckbehälter verwendet. Das schwappende Wasser verringert die Starrkörperbewegungen eines elastisch gelagerten Gebäudes durch zwei Effekte:

- Die hydrodynamische Kraft gemäß Gleichung (2.2) wirkt als eine Widerstandskraft und

$$F_x(t) = \Omega^2 \hat{x} \sin \Omega t \left\{ m_w + \sum_{n=0}^{\infty} \frac{8m_w}{\left(\frac{h_w}{a}\right)(2n+1)^3 \pi^3} \cdot \frac{\Omega^2}{\omega_n^2 - \Omega^2} \cdot \tanh\left(\frac{(2n+1)\pi}{a} h_w\right) \right\} \quad (2.2a)$$

wobei $m_w = \rho a h_w$ die Gesamtmasse der Flüssigkeit im Rechteckbehälter ist.

Ein Vergleich der mit der Potentialtheorie ermittelten hydrodynamischen Kraft gemäß 2.2a mit der, mittels des mechanischen Ersatzsystems bestimmten Kraft $F_x(t)$ gemäß 2.2b

$$F_x(t) = -\ddot{X} \left(m_w + \sum_{n=0}^{\infty} m_{wn} \frac{\Omega^2}{\omega_n^2 - \Omega^2} \right) \quad (2.2b)$$

ergibt die Größe der schwappenden Massen zu

$$m_{wn} = m_w \frac{8 \tanh \left(\frac{(2n+1)\pi h_w}{a} \right)}{\pi^3 (2n+1)^3 \frac{h_w}{a}} \quad \text{für } n = 0, 1, \dots, \infty \quad (2.2c)$$

- Die sich brechenden Wellen sowie die Reibung zwischen Flüssigkeit und den Behälterwänden dissipieren Energie.

Die analytisch ermittelten Parameter der Flüssigkeit in einem Rechteckbehälter werden zur Berechnung bzw. Optimierung des Flüssigkeitstilgers verwendet, wobei für den Fall der gedämpften Flüssigkeitsschwingungen in den Langrangeschen Gleichungen die Dissipationsfunktion unter Berücksichtigung der linearen Dämpfungseigenschaften gemäß

$$F_{Dx}(t) = \frac{1}{2} \sum_{n=0}^{\infty} 2m_{wn} D_{wn} \omega_n \dot{\xi}_n^2(t) \quad (2.3)$$

eingeführt wird. Hierin bedeutet D_{wn} der Dämpfungsgrad der Flüssigkeit im Rechteckbehälter für die einzelnen modalen Ein-Freiheitsgrad-Schwinger des mechanischen Ersatzsystems, die aus den gemessenen Ausschwingkurven der Flüssigkeit im Rechteckbehälter bestimmt werden. Da die schwappende Masse der Flüssigkeit im Rechteckbehälter sehr viel größer ist als die schwappenden Massen bei den höheren Eigenfrequenzen, kann die Flüssigkeit für die weitere Berechnungen als ein Ein-Freiheitsgrad-Schwinger idealisiert werden.

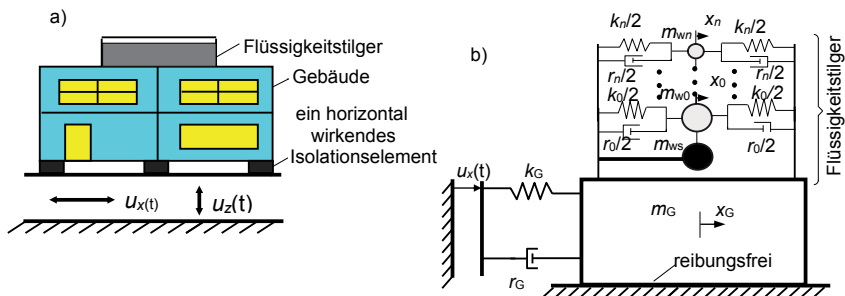


Bild 2.3: Das elastisch gelagerte Gebäude mit einem Flüssigkeitstilger

a) Originalsystem b) Ersatzsystem ES_{S2} für das Gebäude mit Schutzmaßnahme S2

Bild 2.3a zeigt ein elastisch gelagertes Gebäude mit einem Behälter auf dem Dach. Dieser Flüssigkeitstilger wirkt nur in horizontaler Richtung. Daher wird zur grundsätzlichen Beschreibung der Wirkung dieses Flüssigkeitstilgers nach Bild 2.3b

- für das Gebäude ein starrer Körper nur mit horizontaler elastischer Lagerung und
- für die Flüssigkeit ein horizontal schwingender, gedämpfter Ein-Freiheitsgrad-Schwinger mit den Koeffizienten k_n der Rückstellkraft und den Dämpfungskoeffizienten r_n für $n = 1, 2, \dots, \infty$ zugrunde gelegt.

Bei einer horizontalen Erdbewegung $u_x(t)$ führt die Gebäudemasse m_G mit der nicht schwappenden Masse m_{ws} der Flüssigkeit eine Bewegung x_G in einem raumfesten Koordinatensystem aus, und die schwappenden Massen m_{wn} bewegen sich mit x_n in diesem Koordinatensystem. Für diese Bewegungen des Ersatzsystems im Bild 2.3b ergeben sich die transformierten Bewegungsdifferentialgleichungen mit Hilfe der Langrangeschen Gleichung zu

$$\begin{bmatrix} m_G + m_w & \sum_{n=0}^{\infty} m_{wn} \\ \sum_{n=0}^{\infty} m_{wn} & \sum_{n=0}^{\infty} m_{wn} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x}_G \\ \ddot{\zeta}_n \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} r_G & 0 \\ 0 & \sum_{n=0}^{\infty} r_n \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{x}_G \\ \dot{\zeta}_n \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_G & 0 \\ 0 & \sum_{n=0}^{\infty} k_n \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_G \\ \zeta_n \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} r_G \dot{u}_x + k_G u_x \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (2.4)$$

wobei die gesamte Flüssigkeitsmasse $m_w = m_{ws} + m_{wn}$ ist.

Aus der Komponentendarstellung von Gleichung (2.4) ist zu entnehmen, dass die erste Komponente der Gleichung (2.4) die Kraftgleichung gemäß (2.2c) beinhaltet und die zweite Komponente der Gleichung (2.4) der Schwappgleichung

$$\sum_{n=0}^{\infty} [\ddot{\zeta}_n(t) + \omega_n^2 \zeta_n(t)] = -\ddot{X}(t), \quad (2.4a)$$

für den gedämpften Fall entspricht. Die Lösung der Schwappgleichung für den gedämpften Fall bei einer harmonischen Bewegung

$$\underline{x}_G(t) = \hat{x}_G e^{i(\Omega t - \delta(\Omega))} \quad (2.5)$$

des Gebäudes ist

$$\underline{\zeta}_n(t) = \frac{\Omega^2}{\omega_n^2 - \Omega^2 + i2D_n\omega_n\Omega} \underline{x}_G(t) \quad \text{für } n = 1, 2, \dots, \infty, \quad (2.6)$$

wobei Ω die Erregerkreisfrequenz der Bodenbewegung $u_x(t)$ ist.

Wird diese Lösung in die erste Komponente der Gleichung (2.4) eingesetzt, ergibt sich die Bewegungsdifferentialgleichung im raumfesten Koordinatensystem des elastisch gelagerten Gebäudes mit einem Flüssigkeitstilger bei einer horizontalen Bodenverschiebung $u_x(t)$ zu

$$m_G \ddot{x}_G + r_G \dot{x}_G + k_G x_G + \ddot{x}_G \left[m_w + \sum_{n=0}^{\infty} \left(m_{wn} \frac{\Omega^2}{\omega_n^2 - \Omega^2 + i2D_n\omega_n\Omega} \right) \right] = r_G \dot{u}_x + k_G u_x \quad (2.7)$$

$\underline{F}_x(t)$

wobei die Flüssigkeitskraft $\underline{F}_x(t)$ für den gedämpften Fall, die sich an den Wänden des Rechteckbehälters auswirkt. Wird neben Gleichung (2.5) für $\underline{x}_G(t)$ auch für die Bodenverschiebung eine harmonische Schwingung

$$\underline{u}_x(t) = \hat{u}_x e^{i\Omega t} \quad (2.8)$$

in die Bewegungsdifferentialgleichung (2.7) eingesetzt, ergibt sich die Übertragungsfunktion zwischen dem elastisch gelagerten Gebäude mit einem Flüssigkeitstilger und der Bodenverschiebung zu

$$H_{GB}(i\Omega) = \frac{\hat{x}_G}{\hat{u}_x} = \frac{\omega_G^2 + i2D_G\omega_G}{-\Omega^2 + \omega_G^2 + i2D_G\omega_G\Omega - \frac{\hat{F}_x}{m_G}} \quad (2.9)$$

Hierin sind ω_G und D_G die Eigenkreisfrequenz und der Dämpfungsgrad des elastisch gelagerten Gebäudes ohne Flüssigkeitstilger. Die auf die Gebäudeamplitude \hat{x}_G bezogene Amplitude \hat{F}_x der Flüssigkeitskraft $F_x(t)$ in der Übertragungsfunktion $H_{GB}(i\Omega)$ errechnet sich aus der Gleichung (2.7) zu

$$\hat{F}_x = -\frac{F_x(t)}{\hat{x}_G} = \Omega^2 \left[m_w + \sum_{n=0}^{\infty} \left(m_{wn} \frac{\Omega^2}{\omega_n^2 - \Omega^2 + i2D_n\omega_n\Omega} \right) \right] \quad (2.10)$$

Werden die Gleichungen (2.9) und (2.10) für die Übertragungsfunktion $H_{GB}(i\Omega)$ und für die auf die Gebäudeamplitude \hat{x}_G bezogene Amplitude \hat{F}_x der Flüssigkeitskraft $F_x(t)$ genau betrachtet, dann kann festgestellt werden:

- Die Größe der Flüssigkeitskraft ist abhängig von der Erregerfrequenz. Sie erreicht ihr Maximum, wenn die Eigenfrequenz der Flüssigkeit mit der Erregerfrequenz übereinstimmt.
 - Mit zunehmender Amplitude der Flüssigkeitskraft in einem Rechteckbehälter wird die Amplitude des elastisch gelagerten Gebäudes kleiner. Dies kann aus Gleichung (2.9) für die Übertragungsfunktion zwischen dem elastisch gelagerten Gebäude mit einem Flüssigkeitstilger und der Bodenverschiebung ersehen werden.
 - Die Größe der schwappenden Massen in einem Rechteckbehälter kann mit zunehmender Füllhöhe nur geringfügig vergrößert werden.
 - Die Vergrößerung der resultierenden Flüssigkeitskraft bei gleich bleibender Füllhöhe durch Verwendung von mehreren Behältern ist deutlich größer als eine Krafterhöhung, die durch die Vergrößerung der Flüssigkeitsmenge in einem Behälter erreicht wird.
 - Mit zunehmender Gebäudemasse m_G wird der Einfluss eines Flüssigkeitstilgers auf das Schwingungsverhalten des Gebäudes geringer.
- c) Kombi-Elemente (elastische Gleitelemente), bestehend aus Stahlfedern und viskosen Dämpfern sowie aus einem Gleitelement

Ein Gebäude soll auf räumlich wirkenden Kombi-Elementen, die aus Stahlfedern mit viskosen Dämpfern und aus Gleitelementen bestehen, gelagert werden, um einerseits die Schwingungsbelastungen des Menschen und der Einrichtungen im Gebäude zu reduzieren und um andererseits bei einem Erdbeben einen Überlastschutz für das Gebäude zu gewährleisten.

Um eine effektive Wirksamkeit von Kombi-Elementen zu erreichen, wird der Reibungskoeffizient der Gleitelemente optimiert. Deshalb wird zunächst ein einfaches Ersatzsystem für das

so zu schützende Gebäude entwickelt. Unter Voraussetzungen, dass die Eigenfrequenzen der durch die Schwingungsisolationselemente bestimmten Eigenformen sehr viel niedriger (≤ 2 Hz) als die Eigenfrequenzen von Gebäudekomponenten (≥ 8 Hz) sind und mit der Annahme, dass die Kippbewegungen des auf den Kombi-Elementen gelagerten Gebäudes vernachlässigbar klein sind, wird das Gebäude mit einer Masse m_G als ein starrer Körper mit zwei Freiheitsgraden x_G und z_G abgebildet (Bild 2.4). Unter dem Gebäudeersatzsystem wird eine Platte angenommen, auf der das Gebäude gleiten kann. Die Bewegungsrichtungen der Platte werden durch die Koordinaten x_p und z_p beschrieben. Die Gleitfläche eines Gleitelementes ist auf eine starr angenommene Platte mit einer Masse m_p vulkanisiert, die auf den Stahlfedern mit viskosen Dämpfern gelagert ist. Die Stahlfedern und viskosen Dämpfer haben die Steifigkeiten k_{Gx} und k_{Gz} sowie die Dämpfungskoeffizienten r_{Gx} und r_{Gz} .

Aufgrund der Reibung zwischen der Gebäudemasse m_G und der Plattenmasse m_p treten zwei Bewegungsarten auf, nämlich Haften und Gleiten. Haften zwei Massen, bewegen sich beide Massen als ein starrer Körper, der elastisch gelagert ist. Dabei werden die Bewegungsrichtungen durch die Koordinaten $x = x_G = x_p$ und $z = z_G = z_p$ beschrieben. Während der Gleitbewegung haben beide Massen die gleiche vertikale Geschwindigkeit $\dot{z} = \dot{z}_G = \dot{z}_p$, jedoch verschiedene horizontale Geschwindigkeiten $\dot{x}_G \neq \dot{x}_p$. Das Haften und Gleiten des elastisch gelagerten Gebäudes kann mit der horizontalen Kontaktkraft $F_R(t)$, die sich nach der Bewegungsart zwischen

- der Haftreibungskraft F_{Rh} und
- der Gleitreibungskraft F_{Rg}

unterscheidet, beschrieben werden durch:

beim Haften in horizontaler Richtung:

$$(m_G + m_p)\ddot{x} + r_{Gx}\dot{x} + k_{Gx}x = r_{Gx}\dot{u}_x + k_{Gx}u_x \quad (2.11)$$

$$F_{Rh} = m_G\ddot{x} \quad (2.12)$$

beim Gleiten in horizontaler Richtung:

$$m_G\ddot{x}_G = F_{Rg} \quad (2.13)$$

$$m_p\ddot{x}_p + r_{Gx}(\dot{x}_p - \dot{u}_x) + k_{Gx}(x_p - u_x) = -F_{Rg} \quad (2.14)$$

$$F_{Rg} = -\mu_g F_N \operatorname{sgn}(\dot{x}_G - \dot{x}_p) \quad (2.15)$$

in vertikaler Richtung:

$$(m_G + m_p)\ddot{z} + r_{Gz}\dot{z} + k_{Gz}z = r_{Gz}\dot{u}_z + k_{Gz}u_z \quad (2.16)$$

$$F_N = m_G(g + \ddot{z}) \quad (2.17)$$

Sind die Bodenverschiebungen u_x und u_z Null, führt dies zu $x_G = x_p = 0$ und $z_G = z_p = 0$.

Somit errechnet sich die Normalkraft, die der Normalkraft beim statischen Fall entspricht, zu

$$F_N = m_G g \quad (2.18)$$

Der Übergang vom Haften zum Gleiten und umgekehrt wird beschrieben durch:

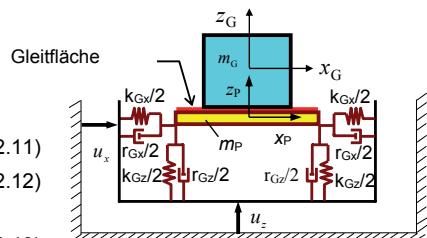


Bild 2.4: Ersatzsystem ES_{s3} für das Gebäude mit der Schutzmaßnahme S3

Ist der Betrag der Massenkraft $m_G \ddot{x}$ des Gebäudes gemäß der Gleichung (2.13) kleiner oder gleich der Haftreibungskraft, d.h. dem Produkt von Haftreibungskoeffizient μ_h und der dynamischen Normalkraft F_N gemäß der Gleichung (2.18), also

$$|m_G \ddot{x}| \leq \mu_h F_N \quad \text{für } F_N > 0, \quad (2.19)$$

dann tritt das Haften auf. Wird der Betrag der Massenkraft $m_G \ddot{x}$ des Gebäudes gemäß der Gleichung (2.12) größer als die Haftreibungskraft, d.h. der Produkt von Haftreibungskoeffizient μ_h und der dynamischen Normalkraft F_N gemäß der Gleichung (2.17), also

$$|m_G \ddot{x}| > \mu_h F_N \quad \text{für } F_N > 0, \quad (2.20)$$

dann tritt zwischen der Gebäudemasse m_G und der Plattenmasse m_p eine Gleitbewegung auf.

Es handelt sich also um ein stark nichtlineares System, bei dem die Schwingfrequenz stark von der Größe der Schwingbewegungen abhängig ist. Die Schwingkreisfrequenz ω_n dieses Ersatzsystems kann für zwei spezielle Fälle exakt berechnet werden. Der erste spezielle Fall ist das Haften, wenn $\mu \rightarrow \infty$ ist, dann besteht die Masse, die bei der Berechnung der Schwingkreisfrequenz betrachtet wird, aus der Gebäudemasse m_G und der Plattenmasse m_p . Für diesen Fall errechnet sich die Schwingkreisfrequenz zu

$$\omega_{\mu \rightarrow \infty} = \sqrt{\frac{k_{Gx}}{m_p + m_G}}. \quad (2.21)$$

Der zweite spezielle Fall ist das Gleiten, wenn $\mu \rightarrow 0$ ist, dann hat die Plattenmasse m_p keinen Einfluss auf die Größe der Schwingkreisfrequenz, so dass sich die Schwingkreisfrequenz berechnet zu

$$\omega_{\mu \rightarrow 0} = \sqrt{\frac{k_x}{m_G}}. \quad (2.22)$$

Durch Verwendung der Bewegungsdifferentialgleichungen von (2.13) bis (2.17) und der Gleichung (2.19) bzw. (2.20) für den Übergang vom Haften zum Gleiten bzw. umgekehrt wird ein optimaler Reibungskoeffizient zwischen der Gebäudemasse m_G und der Plattenmasse m_p durch Variation der Reibungskoeffizient ermittelt.

2.2 Ebene FE-Modelle

Zur Entwicklung eines ebenen FE-Modells für das Gebäude werden die im Programm ADINA vorhandenen BEAM-Elemente (Balken-Elemente) verwendet, wobei ein Knotenpunkt drei Freiheitsgrade hat und angenommen wird, dass der Untergrund starr ist und dass die Erdbebenbeschleunigungen am Fundament dieses Gebäudes gemessen werden. Das ebene FE-Modell des Gebäudes ohne Schutzmaßnahme und die ebenen FE-Modelle für das Gebäude mit den Schutzmaßnahmen S1 bis S3 sind im Bild 2.5 dargestellt. Werden die Bewegungen \underline{w}_r des Gebäudes bei einer Erdbebenenerregung am Fundament $\underline{\ddot{u}}_F$ unter Berücksichtigung des ebenen FE-Modells ESZ_{S0} (Bild 2.5a) für die relativ zu dem als starr angenommenen Untergrund betrachtet, dann lauten die Differentialgleichungen in Matrizenform:

$$\underline{\underline{M}} \underline{\dot{w}}_r + \underline{\underline{R}}_{oh} \underline{\dot{w}}_r + \underline{\underline{K}}_{oh} \underline{w}_r = - \underline{\underline{M}} \underline{\ddot{u}}_F. \quad (2.23)$$

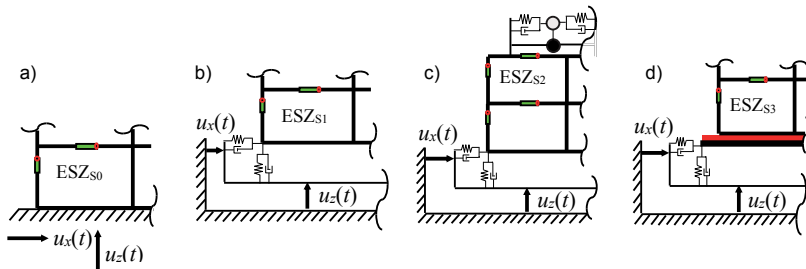


Bild 2.5: Ebene FE-Modelle, die prinzipiell dargestellt sind

- a) ohne Schutzmaßnahme b) mit Schutzmaßnahme S1
c) mit Schutzmaßnahme S2 d) mit Schutzmaßnahme S3

Dabei sind \underline{M} , $\underline{R}_{\text{oh}}$, $\underline{K}_{\text{oh}}$ Massen-, Dämpfungs-, Steifigkeitsmatrix des Gebäudes ohne Schutzmaßnahme (S0). Ferner ist \underline{w}_r der Vektor der Relativverschiebungen der Massen des Gebäudes und $\underline{\ddot{u}}_F$ der Vektor der Erdbebenbeschleunigungen vom Fundament. Die Differentialgleichungen für die Relativbewegungen des Gebäudes auf den Isolationselementen, die elastisch und dämpfend wirken, ergeben sich unter der Annahme, dass diese Isolationselemente masselos sind, zu

$$\underline{M} \ddot{\underline{w}}_r + \underline{R}_{\text{Iso}} \dot{\underline{w}}_r + \underline{K}_{\text{Iso}} \underline{w}_r = -\underline{M} \underline{\ddot{u}}_F, \quad (2.24)$$

wobei $\underline{R}_{\text{Iso}}$ und $\underline{K}_{\text{Iso}}$ Dämpfungs-, Steifigkeitsmatrix des Gebäudes mit den elastischen und dämpfenden Isolationselementen sind.

3 Optimierung der Schutzelemente

3.1 Ziele der Optimierung, Gütekriterien, zu optimierende Parameter, Restriktionen

Das Verhalten eines schwingungsfähigen Systems kann auch durch Variation der Parameter optimiert werden. Dafür wird das physikalische Problem zunächst in mathematischer Form beschrieben, also ein Gütekriterium G in Abhängigkeit der Parameter p_j aufgestellt. Die Größe dieses Gütekriteriums in Abhängigkeit eines zu optimierenden Parameters z.B. p_1 wird mit Hilfe eines numerischen Lösungsverfahrens ermittelt. Der Parameter p wird so lange variiert, bis das Gütekriterium G erfüllt ist, während die anderen Parameter p_j ($j = 2, 3, \dots, n$) konstant gehalten werden.

Ist es möglich, das Gütekriterium G in Abhängigkeit der verschiedenen Werte der Parameter p_j analytisch zu beschreiben, dann kann ein optimierter Parameter p_{opt} analytisch ermittelt werden, der das Gütekriterium G erfüllt. Für die im Abschnitt 2 beschriebenen Mehrkörpersysteme werden zunächst in allgemeiner Form die Optimierungsziele ZO angegeben:

ZO_{S1}: Minimierung der auf das schwingungsisoliert gelagerte Gebäude übertragenen Energie

- ZO_{S2}: Erhöhung des Dämpfungsgrads und Minimierung der Starrkörperbewegungen des elastisch gelagerten Gebäudes mit Flüssigkeitstilgern
- ZO_{S3}: Minimierung der Energiedichten der horizontalen und vertikalen Antwortbeschleunigungen des Gebäudes auf Kombi-Elemente, so dass die auf das Gebäude übertragene Energie reduziert wird.

Im Einzelnen sind diese Optimierungsziele durch Gütekriterien, durch zu optimierende Parameter und durch Restriktionen zu beschreiben. Nachfolgend, beispielhaft wird darauf im Einzelnen für die Schutzmaßnahme S1 mit Stahlfedern und viskosen Dämpfern eingegangen. Ziel der Optimierung soll die Minimierung der auf das schwingungsisoliert gelagerte Gebäude übertragenen Energie bei einer Erdbebenerregung sein:

$$E_{\ddot{z}_G \ddot{z}_G}(\Omega) = \left| H_{z_G, u_z}(i\Omega) \right|^2 E_{a_z a_z} \quad (4.3)$$

Die Übertragungsfunktion $H_{z_G, u_z}(i\Omega)$ kann unmittelbar durch Anwendung der Fourier-

Transformation auf die Differentialgleichung (2.1) erhalten werden. Aus der Forderung, dass mittels Dämpfung möglichst viel Bewegungsenergie in Wärmeenergie umgewandelt werden soll, lässt sich ein Gütekriterium für die Bestimmung einer optimalen Dämpfung ableiten. Es muss die Fläche unter der Energiedichte $E_{\ddot{z}_G \ddot{z}_G}(\Omega)$ gemäß der Gleichung (4.3) in dem relevanten Frequenzbereich des verwendeten Erdbebens minimiert werden. Der zu optimierende Parameter p_{S1} ist der Dämpfungsgrad D_G , also $p_{S1} = D_G$. Als Restriktion R_{S1} ist zu fordern $p_{S1} = D_G > 0$. Insgesamt folgt damit

$$G(p_{S1}) = \int_{\Omega_{\min}}^{\Omega_{\max}} E_{\ddot{z}_G \ddot{z}_G}(\Omega, p_{S1}) d\Omega \rightarrow \min \quad (4.4)$$

$$\text{mit } p_{S1} = D_G \text{ und } R_{S1}: p_{S1} > 0 \quad (4.5)$$

Für die Optimierung des Dämpfungsgrades D in x-Richtung wird die gleiche Vorgehensweise verfolgt.

3.2 Durchführung und Ergebnisse der Optimierung

Um die Optimierung durchführen zu können, wurden Programme entwickelt, um eine numerische Auswertung der analytisch bestimmten Lösungen und Parametervariationen für die Optimierung der Parameter

- des Ersatzsystems ES_{S1} für das Gebäude auf Stahlfedern und Dämpfern und
- des Ersatzsystems ES_{S2} für das elastisch gelagerte Gebäude mit einem Flüssigkeitstilger durchzuführen, so dass die Gütekriterien G_{S1} und G_{S2} erfüllt werden. Ferner wurden Programme für die Lösung im Zeitbereich der Bewegungsdifferentialgleichungen des Ersatzsystems ES_{S3} für das Gebäude und für die Parametervariation entwickelt, wobei das Runge-Kutta-Verfahren als Lösungsverfahren verwendet wurde.

3.2.1 Optimierung der Dämpfung der Schutzmaßnahme S1 mit Stahlfedern und viskosen Dämpfern bei einem 1-Freiheitsgrad-Schwinger

Durch Verwendung von elastischen und dämpfenden Isolationselementen als eine Maßnahme zum Erdbebenschutz werden die hochfrequenten Schwingbewegungen und die hochfrequenten dynamischen Beanspruchungen eines Gebäudes reduziert. Da aber Erdbeben breitbandige Fußpunkterregungen sind, werden die Starrkörperbewegungen des elastisch gelagerten Gebäudes bei den Isolationseigenfrequenzen verstärkt. Der Isolationsgrad für hochfrequente Schwingungen und die Verstärkung der Schwingungen bei den Isolationseigenfrequenzen hängen von dem Dämpfungsgrad dieses elastisch gelagerten Systems ab. Mit zunehmendem Dämpfungsgrad nimmt die Verstärkung der Starrkörperbewegungen ab. Jedoch wird der Isolationsgrad für die hochfrequenten Schwingungen geringer. Daher wird der Dämpfungsgrad der elastischen Lagerung des Gebäudes durch Parametervariation bei der Erdbebenenerregung in Izmir (City-1) und in El-Centro optimiert. Die Isolationsfrequenz f_{0G} des Gebäudes in beiden Erdbebenregionen ist 0,5 Hz. Die berechneten Energiedichten $E_{\ddot{y}_G \ddot{y}_G}(f)$ des elastisch gelagerten Gebäudes werden in Abhängigkeit der Erregerfrequenz f im Bild 4.1a für die Region Izmir und im Bild 4.1b für die Region El-Centro dargestellt, wobei in beiden Bildern $a_{y,G} = \ddot{y}_G$ ist. Daraus ist zu ersehen, dass der optimierte Dämpfungsgrad für beiden Erdbebenregionen unterschiedlich ist.

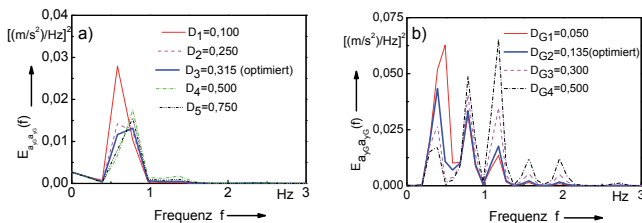


Bild 4.1: Energiedichte des elastisch gelagerten Gebäudes ES_{S1} in Abhängigkeit der verschiedenen Dämpfungsgrade bei Erdbebenenerregung a) für die Region Izmir (City-1) b) für die Region El-Centro

Bei einer Schwingungsisolierung eines Gebäudes in der Region Izmir ist ein höherer Dämpfungsgrad $D_{Gopt} = 0,315$ erforderlich als bei derjenigen in der Region El-Centro. Der optimierte Dämpfungsgrad für eine Schwingungsisolierung des gleichen Gebäudes bei gleicher Isolationseigenfrequenz in der Region El-Centro beträgt $D_{Gopt} = 0,135$, um die vom Boden auf das elastisch gelagerte Gebäude übertragene Energie zu reduzieren

3.2.2 Optimierung der Parameter des Flüssigkeitstilgers für die Schutzmaßnahme S2 bei einem 1-Freiheitsgrad-Schwinger

Um die Wirkung eines Flüssigkeitstilgers auf das Schwingungsverhalten des elastisch gelagerten Gebäudes zu erhöhen, werden dessen Parameter mit Hilfe der Parametervariation optimiert. Dabei wird das Ersatzsystem ES_{S2} für das elastisch gelagerte Gebäude mit einem

Flüssigkeitstilger zugrunde gelegt. Die Isolationsfrequenz des elastisch gelagerten Gebäudes liegt bei $f_{0G} = 0,5$ Hz. Der Dämpfungsgrad ist $D_G = 0,02$ - er wird auch variiert. Die variierten Parameter eines Flüssigkeitstilgers sind Länge, Breite und Höhe sowie Dämpfungsgrad des Wasserbehälters. Die Einflüsse der Breite, der Länge, der Füllhöhe und des Dämpfungsgrades des Flüssigkeitstilgers werden im Bild 4.2 dargestellt.

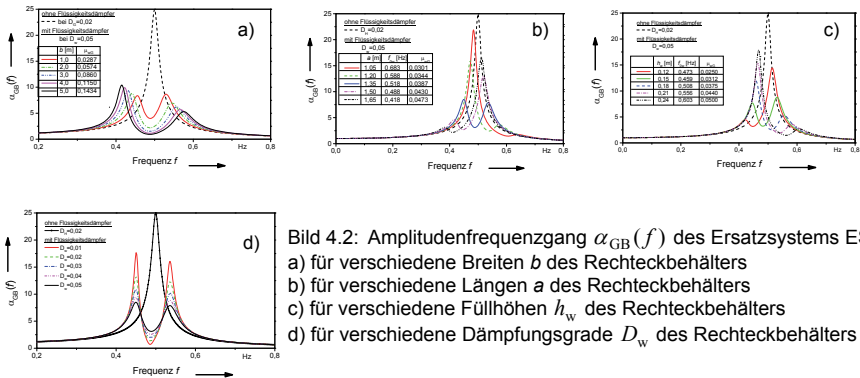


Bild 4.2: Amplitudenfrequenzgang $\alpha_{GB}(f)$ des Ersatzsystems ES_{S3}
a) für verschiedene Breiten b des Rechteckbehälters
b) für verschiedene Längen a des Rechteckbehälters
c) für verschiedene Füllhöhen h_w des Rechteckbehälters
d) für verschiedene Dämpfungsgrade D_w des Rechteckbehälters

3.2.3 Optimierung des Reibungskoeffizienten der Schutzmaßnahme S3 mit Kombi-Elementen

Um den Reibungskoeffizienten des Kombi-Elements zu optimieren, werden die Bewegungsdifferentialgleichungen (2.12 und 2.18) durch Verwendung des Runge-Kutta-Verfahrens im Zeitbereich gelöst. Der Reibungskoeffizient μ wird variiert, um die auf das Gebäude übertragene Energie in vertikaler und horizontaler Richtung zu reduzieren. Für verschiedene Reibungskoeffizienten werden die Beschleunigungen des Gebäudes auf den Kombi-Elementen mit Hilfe des Ersatzsystem ES_{S3} berechnet. Aus den berechneten Gebäudebeschleunigungen werden die dazugehörigen Energiedichten ermittelt, die im Bild 4.3 dargestellt werden. Zum einen wird der maximale Wert der Energiedichte des Gebäudes mit abnehmendem Reibungskoeffizienten kleiner, zum anderen wird die Fläche unter der Energiedichte geringer. Diese Fläche ist proportional der auf das Gebäude übertragenen Energie.

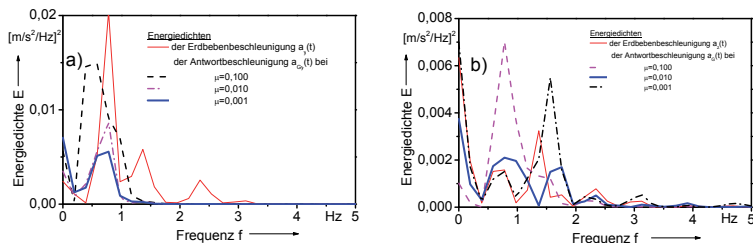


Bild 4.3: a) Energiedichten der horizontalen Antwortbeschleunigung des Gebäudes, das auf einem Kombi-Element gelagert ist, für verschiedene Reibungskoeffizienten
b) Energiedichten der vertikalen Antwortbeschleunigung des Gebäudes, das auf einem Kombi-Element gelagert ist, für verschiedene Reibungskoeffizienten

4 Ergebnisse der numerischen Berechnungen von FE-Modellen auf der Basis von optimierten Parametern aus MKS-Ersatzsysteme

Da ein Gebäude ein schwingungsfähiges System ist, werden dessen Eigenfrequenzen und Eigenformen durch Verwendung des FE-Programms ADINA ermittelt, um feststellen zu können, welche Eigenfrequenzen des untersuchten Gebäudes im Frequenzbereich (0 bis 35 Hz) eines Erdbebens liegen. In diesem Abschnitt werden die berechneten Eigenfrequenzen und Eigenformen des Gebäudes beispielhaft dargestellt. Dabei werden die im Abschnitt 2 beschriebenen ebenen FE-Modelle für das Gebäude ohne (S0) und mit Schutzmaßnahmen S1 bis S3 verwendet. Ferner werden die durch Verwendung von FE-Modellen berechneten Ergebnisse: Übertragungsfunktionen, Schwingbewegungen und dynamische Beanspruchungen des Gebäudes ohne (S0) und mit den Schutzmaßnahmen S1 bis S3 präsentiert und verglichen, um die Wirksamkeit der untersuchten Maßnahmen zum Erdbebenschutz beurteilen zu können.

4.1 Berechnungsergebnisse für das ebene FE-Modell des Gebäudes ohne S0 und mit der Schutzmaßnahme S1

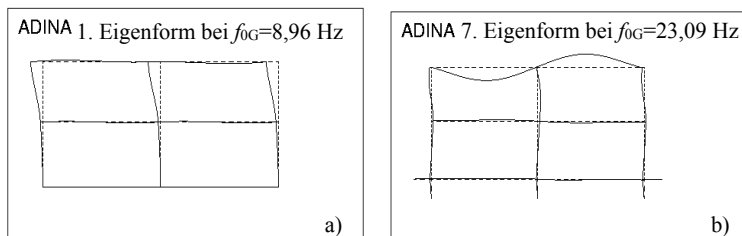


Bild 4.1: a) 1. Eigenform des FE-Modells ESZ_{S0} für das Gebäude ohne Schutzmaßnahme S0
b) 7. Eigenform des FE-Modells ESZ_{S1} für das mit S1 elastisch gelagerte Gebäude

Durch Verwendung der im Abschnitt 2 beschriebenen FE-Modelle werden die Eigenfrequenzen und dazugehörige Eigenformen des Gebäudes ermittelt. Die Eigenfrequenzen des ebenen FE-Modells liegen im Bereich von 9 Hz bis 77,5 Hz ohne Schutzmaßnahme ESZ_{S0} und im Bereich von 0,5 Hz bis 35 Hz mit Schutzmaßnahme ESZ_{S1} . Die erste Eigenform des Gebäudes ohne Schutzmaßnahme (S0) bei der Eigenfrequenz 8,96 Hz und die siebente Eigenform des Gebäudes mit Schutzmaßnahme (S1) bei der Eigenfrequenz 23,09 Hz im Bild 4.1 dargestellt.

4.2 Übertragungsfunktionen des Gebäudes ohne S0 und mit den Schutzmaßnahmen S1 bis S3

Um das dynamische Verhalten des ebenen FE-Modells für das Gebäude ohne Schutzmaßnahme S0 und mit den Schutzmaßnahmen S1 und S3 zu bestimmen, werden die Amplitudenfrequenzgänge des Gebäudes bei einer Stoßerregung berechnet, die auf ein ebenes FE-Modell in vertikaler und horizontaler Richtung gleichzeitig als Fußpunkterregung wirkt. Es ist zu erkennen, dass mehrere Resonanzen in den Amplitudenfrequenzgängen des Gebäudes ohne Schutzmaßnahme aufgetreten sind, da die Eigenschwingungen dieses Gebäudes infolge der verwendeten Stoßerregung angeregt wurden. Dabei wird ein Dreieckstoß als Beschleunigungserregung am Fußpunkt des Gebäudes mit einer Stoßdauer von 0,01 s und einer Amplitude von 5,0 m/s² verwendet.

Da ein Stoß eine breitbandige Erregung ist, werden alle Eigenfrequenzen des Gebäudes ohne Schutzmaßnahme S0 angeregt. Bei der Biegeeigenfrequenz ($f_{0G1}=8,96$ Hz) des gesamten Gebäudes, bei der ersten Biegeeigenfrequenz der Decken über dem OG ($f_{0G2}=21,93$ Hz) und bei der Eigenfrequenz ($f_{0G4}=27,87$ Hz) der gekoppelten Biegung der Wände und Decken sowie bei der ersten Biegeeigenfrequenz ($f_{0G5}=34,38$ Hz) der Decken über dem EG sind Resonanzen aufgetreten (Bild 5.2). Diese Resonanzen können durch ein Erdbeben auftreten, da die genannten Eigenfrequenzen des untersuchten Gebäudes ohne Schutzmaßnahme (S0) innerhalb des relevanten Frequenzbereichs (0,0 bis 35,0 Hz) eines Erdbebens liegen. Durch Verwendung der Schutzmaßnahme S1 (Stahlfedern mit viskosen Dämpfern) werden die Gebäudeschwingungen oberhalb $\sqrt{2}$ -fachen der Isolationseigenfrequenzen ($f_{0h} = 0,495$ Hz und $f_{0v} = 1,47$ Hz) sehr gut isoliert (Bild 5.2). Es werden sogar Schwingungen mit der Biegeeigenfrequenz (8,95 Hz) des gesamten Gebäudes mit isoliert.

Die Amplitudenfrequenzgänge zwischen dem starren Untergrund und dem gewählten Knotenpunkt am ebenen FE-Modell für Gebäude mit den Schutzmaßnahmen S2 bis S3 werden denjenigen mit der Schutzmaßnahme S1 gegenübergestellt (Bild 4.2c und 4.2d). Das zeigt, dass die hochfrequenten Gebäudeschwingungen völlig isoliert werden.

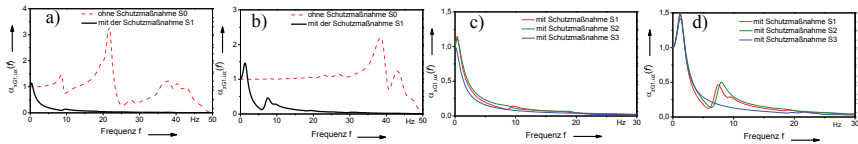


Bild 4.2: Die Amplitudenfrequenzgänge des ebenen FE-Modells ES_{S0} und ES_{S1} für das untersuchte Gebäude a) horizontal b) vertikal
Die Amplitudenfrequenzgänge des ebenen FE-Modells ES_{S1} bis ES_{S3} für das untersuchte Gebäude c) horizontal d) vertikal

Die Amplitudenüberhöhungen bei den Isolationseigenfrequenzen des Gebäudes mit der Schutzmaßnahme S1 (Stahlfedern mit viskosen Dämpfern) werden durch Verwendung eines Flüssigkeitstilgers (S2) reduziert.

4.3 Schwingbewegungen des Gebäudes ohne S0 und mit den Schutzmaßnahmen S1 bis S3

Die Schwingbewegungen des untersuchten Gebäudes, also Absolutbeschleunigungen, Kippbewegungen und Relativverschiebungen werden durch Verwendung des ebenen FE-Modells für das Gebäude ohne (S0) und mit den Schutzmaßnahmen S1 bis S3 berechnet.

Um die Einwirkung der Gebäudeschwingungen auf den Menschen im Gebäude zu bestimmen, werden zunächst die Absolutgeschwindigkeiten aus den Absolutbeschleunigungen des Gebäudes durch Integration im Frequenzbereich und durch Verwendung inverser Fourier-Transformation ermittelt. Dann werden die Soll-Amplitudenfrequenzgänge mit einer unteren Bandbegrenzung für eine nicht vorgegebene Körperhaltung gemäß DIN 45669 Teil 1 berechnet, um das frequenzbewertete, bandbegrenzte Schwingungssignal KB(t) zu bestimmen. Anschließend wird der gleitende Effektivwert der Bewerteten Schwingstärke KB(t) ermittelt gemäß

$$KB_F(t) = \sqrt{\frac{1}{\tau} \int_{\xi=0}^t e^{(t-\xi)/\tau} KB^2(\xi) d\xi} \quad (4.1)$$

Dabei ist t der Zeitpunkt der Beobachtung, τ die Integrationszeitkonstante, ξ die laufende Zeitkoordinate. Die Dauer der Integrationszeitkonstante für die Ganzkörperschwingungen $\tau = 125$ ms wird in DIN 45671 Teil 1 empfohlen. Zunächst wird der gleitende Effektivwert $KB_F(t)$ gemäß Gleichung (4.1) für die Erdbebendauer berechnet. Daraus wird dann der Maximalwert KB_{Fmax} bestimmt.

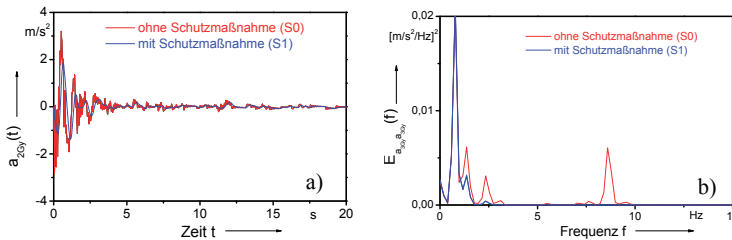


Bild 4.3: a) Absolutbeschleunigungen am Punkt 3 des Gebäudes ohne Schutzmaßnahme (S0) und mit Schutzmaßnahme (S1) in der Region Izmir
b) die dazugehörigen Energiedichten

Aus dem Bild 4.3 ist zu ersehen, dass durch Verwendung der Schutzmaßnahme S1 die Gebäudeschwingungen mit den Frequenzen, die größer als $\sqrt{2}$ -fache der Isolationseigenfrequenz $f_{0,y}$ sind, völlig isoliert und die Schwingungen mit der Isolationseigenfrequenz $f_{0,y} = 0,5$ Hz nicht verstärkt werden. Bei Verwendung der anderen Maßnahmen S2 bis S3 zum Erdbebenschutz für das Gebäude in der Region Izmir werden die hochfrequenten Schwingungen auch völlig reduziert.

Nachfolgend werden die Betragsmaximalwerte der Beschleunigungen und der gleitenden Effektivwerte der Bewerteten Schwingstärke und die Maximalwerte der Relativverschiebungen des Gebäudes ohne (S0) und mit den Schutzmaßnahmen S1 bis S3 für zwei verschiedene Materialdämpfung des Gebäudes bei der Erdbebenerregung in der Region Izmir graphisch dargestellt.

Die Betragsmaximalwerte der Absolutbeschleunigungen an den gewählten Knotenpunkten (KP) für zwei Bewegungsrichtungen (BR) des Gebäudes ohne (S0) und mit den Schutzmaßnahmen S1 bis S3 bei der Erdbebenerregung in Izmir werden im Bild 4.4 angegeben. Daraus ist zu erkennen, dass die Betragsmaximalwerte der Absolutbeschleunigungen, insbesondere in horizontaler Richtung des Gebäudes, ohne Schutzmaßnahme (S0) deutlich größer als mit den Schutzmaßnahmen sind. Sie werden an den gewählten Punkten 1 bis 3 mit zunehmender Materialdämpfung kleiner, während der Betragsmaximalwert am Punkt 4 größer wird. Durch Verwendung von Stahlfedern mit viskosen Dämpfern (Schutzmaßnahme S1) werden die Betragsmaximalwerte der Gebäudebeschleunigungen zweifach kleiner. Jedoch werden diese insbesondere in horizontaler Richtung mit zunehmender Materialdämpfung größer, während sie in vertikaler Richtung kleiner werden. Die Beschleunigungen des Gebäudes mit den Schutzmaßnahmen S2 und S3 zeigen die gleiche Tendenz.

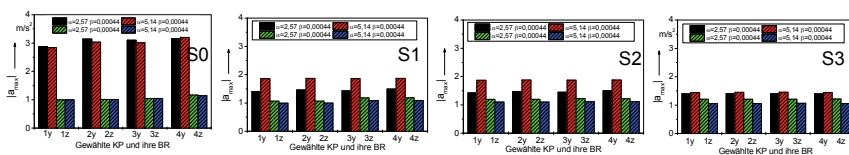


Bild 4.4: Betragsmaximalwerte der Absolutbeschleunigungen des Gebäudes ohne (S0) und mit den Schutzmaßnahmen S1 bis S3 in der Region Izmir

Die kleinsten Betragsmaximalwerte der Absolutbeschleunigungen des Gebäudes in der Region Izmir werden mit der Schutzmaßnahme S3 (elastische und dämpfende Lagerung mit Gleitelementen) erreicht, da das Gebäude mit dieser Schutzmaßnahme bei größeren Bodenverschiebungen infolge der Überschreitung der Reibungskraft zwischen dem Gebäude und den Gleitelementen gleitet und dadurch die Erdbebenenergie nicht voll auf das Gebäude übertragen wird.

Die Relativverschiebungen und die Drehungen um die x-Achse des Punktes 3 vom Gebäude mit der Schutzmaßnahme S1 sind deutlich größer als vom Gebäude ohne Schutzmaßnahme, da die Gebäudestruktur sehr viel steifer ist als die darunter liegenden Isolationselemente. Jedoch sind die Kippbewegungen des Gebäudes mit der Schutzmaßnahme S1 aufgrund der symmetrischen Anordnung der Stahlfedern mit viskosen Dämpfern relativ klein.

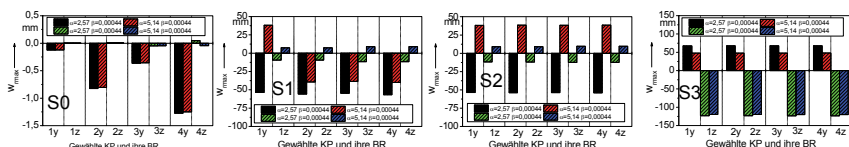


Bild 4.5: Maximale Relativverschiebungen des Gebäudes ohne (S0) und mit den Schutzmaßnahmen S1 bis S3 bei Erdbewegungen der Region Izmir

Im Bild 4.5 werden die maximalen Relativverschiebungen (Verschiebungen gegenüber dem starr angenommenen Untergrund) des untersuchten Gebäudes bei den Erdbewegungen der Region Izmir dargestellt. Daraus ist zu ersehen, dass die Relativverschiebungen des Gebäudes ohne Schutzmaßnahme (S0) sehr viel kleiner als des Gebäudes mit den Schutzmaßnahmen sind, da das Gebäude sehr viel steifer ist als die darunter liegenden Isolationselemente. Sie werden mit zunehmender Materialdämpfung kleiner. Die horizontalen Relativverschiebungen des Gebäudes mit der Schutzmaßnahme S1 liegen zwischen 30 mm bis 50 mm, die von den Stahlfedern aufgenommen werden müssen. Sonst könnte dieses Gebäude überlastet werden bzw. umkippen. Bei der Schutzmaßnahme S3 (Stahlfeder mit viskosen Dämpfern und mit Gleitelementen) ist eine Bewegungsmöglichkeit bis zu 125 mm erforderlich.

Die berechneten KB_{Fmax} -Werte des Gebäudes ohne (S0) und mit den Schutzmaßnahmen S1 bis S3 bei der Erdbebenerrregung der Region Izmir werden im Bild 4.6 dargestellt. Bild 4.6 zeigt, dass die KB_{Fmax} -Werte der Bewerteten Schwingstärke $KB(t)$ in horizontaler Richtung des Gebäudes deutlich größer als in vertikaler Richtung sind, da die Erdbebenerrregungen in horizontaler Richtung ca. 3-fach stärker sind als die in vertikaler Richtung. Durch Verwendung der Schutzmaßnahmen S1 bis S3 werden die KB_{Fmax} -Werte des Gebäudes reduziert. Die höchste Reduzierung der KB_{Fmax} -Werte des Gebäudes in der Region Izmir wird mit der Schutzmaßnahme S3 erreicht.

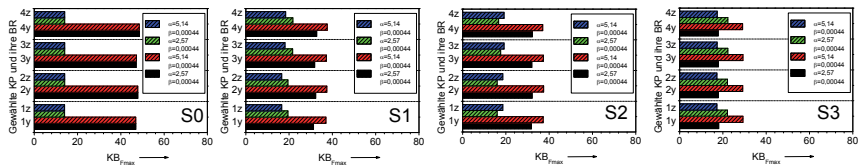


Bild 4.6: KB_{Fmax} -Werte des Gebäudes ohne (S0) und mit den Schutzmaßnahmen S1 bis S3 bei Erdbebenerrregung der Region Izmir

4.4 Dynamische Beanspruchungen des Gebäudes ohne S0 und mit den Schutzmaßnahmen S1 bis S3

Um feststellen zu können, ob eine Maßnahme zum Erdbebenschutz geeignet ist, müssen neben den Schwingbewegungen auch die dynamischen Beanspruchungen, also Spannungen des untersuchten Gebäudes ermittelt werden. Daher werden die Normal- und Schubspannungen des ebenen FE-Modells für das Gebäude ohne (S0) und mit den Schutzmaßnahmen S1 bis S3 berechnet. Zu einer festigkeitsmäßigen Beurteilung einer Konstruktion werden jedoch die **von-Miseses** -Vergleichsspannungen verwendet, die errechnen sich

bei dreiaxsigem Spannungszustand mit

$$\sigma_v = \sqrt{\frac{1}{2} \left[(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_x - \sigma_z)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + 6(\tau_{xy}^2 + \tau_{xz}^2 + \tau_{yz}^2) \right]}. \quad (4.2)$$

bei einem zweiaxsigem Spannungszustand mit

$$\sigma_v = \sqrt{\sigma_z^2 + 3\tau_{xz}^2}. \quad (4.3)$$

Die maximalen Vergleichsspannungen des Elementes 3 an der Decke über dem EG des Gebäudes mit der Schutzmaßnahme S2 werden geringfügig verstärkt, da ein Flüssigkeitsstilger mit dieser Decke fest verbunden ist. Außer diesem Fall wurden die maximalen Vergleichsspannungen des Gebäudes mit den Schutzmaßnahmen S1 und S3 reduziert. Die höchste Reduzierung der maximalen Vergleichsspannungen des Gebäudes in der Region Izmir wurde mit der Schutzmaßnahme S3 erreicht. Im Bild 4.7 werden die Vergleichsspannungen σ_v des Elementes 3 an der Decke über dem OG des Gebäudes ohne (S0) mit der Schutzmaßnahme S3 bei der Erdbebenerrregung der Region Izmir dargestellt. Daraus ist zu

erkennen, dass die hochfrequenten Spannungen völlig isoliert und die Maximalwerte der Vergleichsspannungen des Gebäudes mit der Schutzmaßnahme S3 deutlich reduziert werden. Durch Isolierung der hochfrequenten Vergleichsspannungen verkleinert sich die Anzahl von Lastwechseln, so dass eine mögliche Materialermüdung innerhalb der Erdbebendauer vermieden wird.

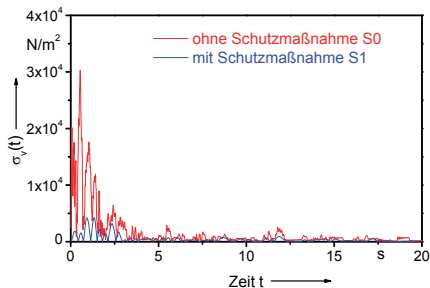


Bild 4.7: Vergleichsspannungen des Elementes an der Decke über OG des Gebäudes ohne (S0) und mit der Schutzmaßnahme S3 in der Region Izmir

Im Bild 4.8 werden die berechneten maximalen Vergleichsspannungen des im Abschnitt 2 beschriebenen ebenen FE-Modells für das Gebäude ohne (S0) und mit den Schutzmaßnahmen S1 bis S3 bei der Erdbebenerregung der Region Izmir graphisch dargestellt. Bei der Berechnung der Spannungen wurden keine statischen Vorberechnungen durchgeführt, sondern nur die dynamischen Spannungen berechnet. Dabei wurde also der Gewichtseinfluss des untersuchten Gebäudes nicht berücksichtigt, da es nicht das Ziel dieser Untersuchung ist, eine Gebäudekonstruktion zu entwickeln, die bei einem Erdbeben stehen bleibt, sondern die Entwicklung und Optimierung eines Erdbebenschutzes für ein Wohn- und Geschäftsgebäude in der Region Izmir ist. Dabei wird die Wirksamkeit der einzelnen Maßnahmen dadurch nachgewiesen, dass die Vergleichsspannungen des Gebäudes mit den Schutzmaßnahmen S1 bis S3 mit denen des Gebäudes ohne Schutzmaßnahme S0 verglichen werden.

Aus dem Bild 4.8 ist zu ersehen, dass abgesehen von den maximalen Vergleichsspannungen des Elementes 2 des Gebäudes ohne (S0), die Vergleichsspannungen des Gebäudes ohne und mit den Schutzmaßnahmen S1 bis S3 mit zunehmender Materialdämpfung kleiner werden, da die vertikalen Erdbebenerregungen auf das Gebäude 1:1 übertragen und sogar im Gebäude verstärkt werden. Die maximalen Vergleichsspannungen der Wände des Gebäudes ohne (S0) und mit allen Schutzmaßnahmen werden von unten nach oben verstärkt, während die maximalen Spannungen der Decken des Gebäudes ohne (S0) und mit den Schutzmaßnahmen S1 bis S3 von unten nach oben kleiner wurden.

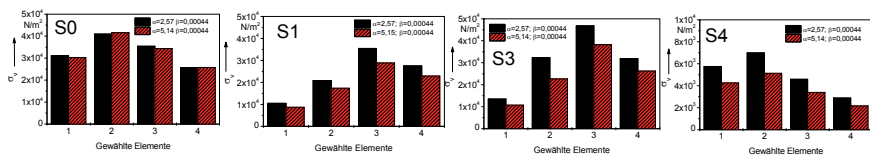


Bild 4.8: Maximale Vergleichsspannungen des Gebäudes ohne (S0) und mit den Schutzmaßnahmen S1 bis S3 bei der Erdbebeneregung der Region Izmir

5 Experimentelle Untersuchungen und Vergleich mit Berechnungsergebnissen

Die Wirksamkeit von Flüssigkeiten in Behältern auf dem Dach eines elastisch gelagerten Gebäudes bei Erdbebeneinwirkungen wird punktuell durch experimentelle Untersuchungen mit einer vorhandenen hydraulischen Schwingerregeranlage, mit der Erdbebenzeitverläufe weitgehend proportional nachgefahren werden können, an einem Labormodell nachgewiesen. Dabei konnten allerdings nicht die Beanspruchungen des Bauwerkes simuliert werden, da eine modellähnliche Nachbildung der elastischen Eigenschaften der Gebäudekomponenten mit größeren Unsicherheiten behaftet ist. Den experimentellen Ergebnissen werden rechnerische Simulationsergebnisse für das gleiche Labormodell gegenübergestellt. Damit wird eine Bewertung der Modellqualität möglich.

Das Ziel der experimentellen Modelluntersuchungen ist die Überprüfung der Qualität der gebildeten Modelle. Deshalb werden die Schwingbewegungen bzw. die Übertragungsfunktionen des Labormodelles berechnet und mit den gemessenen Schwingbewegungen bzw. Übertragungsfunktionen verglichen. Den experimentellen Ergebnissen werden rechnerische Simulationsergebnisse für das gleiche Labormodell gegenübergestellt, um eine Bewertung der Modellqualität zu erhalten.

Die experimentellen Modelluntersuchungen zeigen, dass die Berechnungsergebnisse mit den experimentellen Ergebnissen grundsätzlich übereinstimmen. Die berechneten und experimentell ermittelten Amplitudenfrequenzgänge des Labormodells ohne und mit Flüssigkeitstilger werden im Bild 6.1 abgebildet. Dabei wird ein Flüssigkeitstilger durch Verwendung des Behälters (B1) mit einer Füllhöhe von 54 mm und mit einer Zusatzeinrichtung (ZE) realisiert.

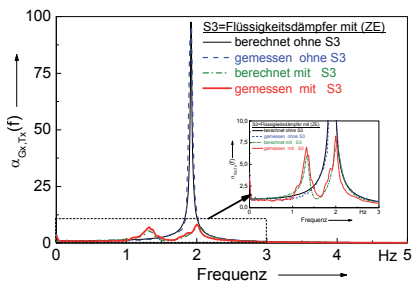


Bild 6.1: Berechnete und experimentell ermittelte Amplitudenfrequenzgänge des Labormodells ohne und mit einem Flüssigkeitstilger

6 Zusammenfassung

Erdbeben sind Naturerscheinungen, die für die Menschen unerwartet geschehen und zu großen Katastrophen führen können. Es kommt durch Erdbebeneinwirkungen zu Personen- und Sachschäden an Gebäuden und Einrichtungen. Erdbeben sind stoßartige, breitbandige Fußpunkterregungen, die ein Gebäude zu erzwungenen Schwingungen anregen. Gebäudeschäden treten infolge von Überschreitungen zulässiger Beanspruchungen auf. Zur Vermeidung von Erdbebenbeanspruchungen gibt es Richtlinien und bautechnische Methoden. Jedoch reichen diese Maßnahmen bei einem starken Erdbeben nicht aus.

Unter Berücksichtigung der regionalen Eigenschaften von Erdbeben wird ein technisch und wirtschaftlich geeigneter Erdbebenschutz für ein Standard-Wohn- und Geschäftsgebäude entwickelt. Die Wirksamkeit eines solchen Erdbebenschutzes wird durch den Einbau einer Schwingungsisolation sowie eines gedämpften Tilgers (Flüssigkeitstilger) optimiert. Zur Reduzierung der Schwingbewegungen und der dynamischen Beanspruchungen werden Gleitelemente in Verbindung mit anderen elastischen Isolationselementen untersucht, die auch zum Überlastschutz dienen. Für die Schwingungsisolation in Form einer sogenannten Empfängerisolation werden Stahlfedern mit viskosen Dämpfern und Fundamente vorgesehen.

Zunächst wurden die Erdbebenbeschleunigungen für die Berechnungen aufbereitet. Von dem Originalgebäude ausgehend werden verschiedene Ersatzsysteme gewählt, und zwar als Mehrkörpersysteme zur Optimierung der Parameter der Schutzmaßnahmen und als Finite-Elemente-Modelle zur Berechnung der Schwingungen und der Beanspruchungen des Gebäudes. Nachdem die Parameter der Schutzmaßnahmen S1 bis S3 optimiert wurden, wurden FE-Berechnungen mittels ebener FE-Modelle durchgeführt. Die Ergebnisse zeigen, dass sowohl die Schwingungen als auch die Beanspruchungen des untersuchten Wohnhauses in Izmir/Türkei beim Erdbeben durch die Schutzmaßnahmen, insbesondere Stahlfedern mit viskosen Dämpfern mit einem Flüssigkeitstilger (S2) und Kombi-Elemente S3 hervorragend reduziert werden. Die Berechnungsergebnisse bei der Verwendung der Schutzmaßnahme S2 wurden mit den experimentellen Ergebnissen verglichen. Diese Ergebnisse zeigen, dass die Berechnungsergebnisse mit den experimentellen Ergebnissen gut übereinstimmen.

7 Literaturverzeichnis

- [1] **Müller, K.:** Erdbebensicherung von Hochbauten zweite überarbeitete und erweiterte Auflage. Berlin: Ernst, Verlag für Architektur und technische Wiss., 1984
- [2] **Müller, P.:** Erdbebensicherung von Bauwerken Seminar am 8./9. Oktober 1974. Institut für Beton und Stahlbeton der Universität Karlsruhe
- [3] **Damrath, R.:** Bauten in Erdbebengebieten; Reports on cooperative research. Berlin 1984
- [4] **Reinsch, K. - H.; Stühler, W.:** Erschütterungs- und Körperschallschutz von Gebäuden mittels Stahlfedern und viskosen Dämpfern. Bauingenieur 67 (1992) S. 553-562, Springer Verlag, 1992
- [5] **Song, C. M.:** Erschütterungs- und Körperschallisolierung von Gebäuden gegen Schienenfahrzeugschwingungen unter Berücksichtigung stochastischer Windkräfte. Fortschrittsberichte VDI Reihe 11, Nr. 105 Düsseldorf: VDI - Verlag, (1988)
- [6] **Rücker, W.:** Ermittlung der Schwingungserregung beim Betrieb schienengebundener Fahrzeuge in Tunneln sowie Untersuchung des Einflusses einzelner Parameter auf die Ausbreitung von Erschütterungen im Tunneln und dessen Umgebung. BAM, Forschungsbericht 64, (1980)
- [7] **Stühler, W.; Lin, L. T.:** Die Kopplung der Kipp- und Translations-schwingungen eines Bauwerks bei Erdbebeneregungen. Bauingenieur 66 (1991) S. 31-36
- [8] Informationsschrift für Erdbeben in Izmir 1974, Bauministerium der Republik Türkei
- [9] **Pan, T. C.; Kelley, J. M.:** Seismic response of base isolated structures with vertical rocking coupling. Earthquake Eng, struct. Dynam. 11 (1984), S. 681-702
- [10] **Constantinous, M. C.; Tadjbakshi, G.:** The optimum design of base isolation system with frictional element. Earthquake Eng., struct. Dynam. 12, (1984), S. 209 - 214
- [11] **Donea, J. and Jones, P. M.:** Experimental and Numerical Methods in Earthquake Engineering Euro Courses Reliability an risk analysis. Volume 2, Kluwer academic Publishers Boston/London 1992
- [12] **Klein, H. - H.:** Kenngrößen zur Beschreibung der Erdbebeneinwirkungen. Diss. A, TH Darmstadt 1984
- [13] **ADINA:** Automatic Dynamic Incremental Nonlinear Analysis. User's Manual, Report 87-8, 87-9, 87-10, 90-4, 90-7
- [14] **DIN 2089 Teil 1:** Ausgabe 12.84 "Zylindrische Schraubendruckfedern aus runden Drähten und Stäben -Berechnung und Konstruktion"
- [15] **DIN 2096 Teil 1:** Ausgabe 11.81 "Zylindrische Schraubendruckfedern aus runden Drähten und Stäben-Güteeanforderung bei warmgeformten Druckfedern"
- [16] **VDI 2062 "Schwingungsisolierung"**
Blatt 1: Begriffe und Methoden (Januar 1976)
Blatt 2: Isolierungselemente (Januar 1976)
- [17] **DIN 4150 "Erschütterungen im Bauwesen"**
Teil 1: Grundsätze, Vorermittlung und Messung von Schwingungsgrößen (Sept. 1975)
Teil 2: Einwirkungen auf Menschen in Gebäuden (Sept. 1975)
Teil 3: Einwirkungen auf bauliche Anlagen (März 1983)
- [18] **Güney, Süleyman:** Optimierter Erdbebenschutz für zweigeschossige Wohn- und Geschäftshäuser in der Region Izmir/Türkei. Wissenschaft und Technik Verlag. Berlin, 2000

Neues adaptives Gleitpendellager für maximale Performance im Service- und Erdbebenfall

Innovation im Bereich Erdbebenisolatoren

Dr.-Ing. **Felix Weber**,
Maurer Switzerland GmbH, Zürich, Schweiz;
Dr.-Ing. **Leopold Meier**, Dipl.-Ing. **Johann Distl**,
MAURER ENGINEERING GmbH, München;
Dipl.-Ing. **Peter Huber**, Dr.-Ing. **Christian Braun**,
MAURER SE, München

Kurzfassung

Das adaptive Gleitpendellager "SIP-Adaptive" stellt eine Neuentwicklung eines horizontalen Isolators dar, welches sich unterschiedlichen Lastfällen durch rein passive Komponenten anpasst. Die Gleitwege an der oberen und unteren Gleitfläche sind durch den gelenkige Gleiter entkoppelt, womit beide Gleitflächen hinsichtlich ihrer Reibwerte und effektive Radien auf die unterschiedlichen Lastfälle "Service" respektive kleinste Erdbeben und "Design Basis Earthquake" (DBE) optimiert werden können. Der Aufsatz beschreibt die Modell-basierte Auslegung des SIP-Adaptive, dessen experimentelle Verifikation und die aus dem SIP-Adaptive resultierende Isolation des Bauwerks im Vergleich zum herkömmlichen, ebenfalls optimierten Gleitpendellager. Die Resultate zeigen, dass das SIP-Adaptive die Bauwerkbeschleunigung, Wegkapazität und maximale Schubkraft signifikant reduziert.

Abstract

The adaptive curved surface slider "SIP-Adaptive" represents a new isolator with adaptive behaviour. Due to the articulated slider the relative motions on both sliding surfaces are decoupled whereby the two sliding surfaces can be designed independently for different ground shaking levels. The model-based design and the experimental validation of the SIP-Adaptive are described. The numerical results demonstrate that the SIP-Adaptive significantly reduces structural peak acceleration, displacement capacity and maximum base shear.

1. Einführung

Gleitpendellager verschieben durch ihren großen Krümmungsradius die natürliche Schwingperiodendauer des Bauwerks aus dem Periodenbereich hoher Erdbebenanregung und ver-

ringern die Bauwerksbeschleunigung zusätzlich durch ihre Reibdämpfung [1, 2]. Die kompakte Bauweise von Gleitpendellagern ist vom Typ "Double" mit starrem Gleiter, womit die Gleitwege an beiden Gleitflächen wegen der geometrischen Führung gleich groß sind und daher die effektiven Radien und Reibwerte gleich gewählt werden. Die effektiven Radien ergeben sich aus der vom Ingenieur gewählten Isolationsperiodendauer. Der Wahl des Reibkoeffizienten ist komplexer: dieser sollte so gewählt werden, dass ein minimaler Schubwiderstand gewährleistet ist, die Bauwerksisolation beim "Design Basis Earthquake" (DBE) maximiert ist, und die Wegkapazität und maximale Schubkraft des Isolators, welche aus der Anregung das "Maximum Credible Earthquake" (MCE) folgen, sollten aus Kostengründen nicht zu hoch sein resp. den spezifizierten maximalen Schubwiderstand nicht überschreiten. All diese Anforderungen mit einem Reibwert zu erfüllen ist im Allgemeinen nicht möglich. Zusätzlich führt ein eher hoher Reibwert zum Nachteil, dass die Bauwerksisolation bei kleinen Spitzenbodenbeschleunigungen (PGA) sehr suboptimal ist, denn ein hoher Reibwert verringert die Relativverschiebung im Isolator, womit der Isolator bei sehr kleiner Seismizität zu blockieren beginnt und das Bauwerk nicht mehr isoliert ist. Es sei angemerkt, dass der Effekt, dass ein eher großer Reibwert bei kleiner Seismizität zum Blockieren des Isolators führt, nur aus zeitbasierter nichtlinearer Simulation des Bauwerks mit Gleitpendellager ersichtlich ist, im Gegensatz zum Antwortspektrumsverfahren [3], welches diesen Effekt nicht abbilden kann, weil dort die Reibdämpfung linearisiert ist.

Dieser Aufsatz stellt das neue Gleitpendellager "SIP-Adaptive" vor, dessen Bauweise mit gelenkigem Gleiter es erlaubt, effektive Radien und Reibwerte beider Gleitflächen unterschiedlich zu wählen [4]. Der höhere Reibwert kann somit für minimale Bauwerksbeschleunigung im Fall des DBE optimiert werden, während der tiefere Reibwert auf kleinere Seismizität und den geforderten Mindestschubwiderstand ausgelegt werden kann.

SIP-Adaptive

2.1. Reibwerte

Das SIP-Adaptive besteht aus einer unteren und oberen sphärischen Lagerschale mit im Allgemeinen unterschiedlichen effektiven Radien $R_{\text{eff}-1}$, $R_{\text{eff}-2}$ und Reibwerten μ_1 , μ_2 (Bilder 1, 2). Der **Gleiter** ist mit **einem Gelenk** bestehend aus Kalotte und Kalottenaufnahme ausgeführt, um die **Gleitwege** an den beiden Gleitflächen zu **entkoppeln**, was zwingend ist, wenn im Allgemeinen $R_{\text{eff}-1} \neq R_{\text{eff}-2}$ und $\mu_1 \neq \mu_2$ angesetzt wird. Die Parameter der unteren Gleitfläche 1 werden auf kleine (PGA) aber häufig auftretende Erdbeben und auf den geforderten Mindestschubwiderstand ausgelegt. Die Gleitfläche 1 kann geschmiert sein, womit μ_1

je nach Pressung im Bereich von 0.5%...1.5% liegt, oder trocken ($\mu_1 \geq 2\%$). Gleiten an der nicht-geschmierten Gleitfläche 2 wird über das Kräftegleichgewicht

$$\mu_1 N_S + u_1 \frac{N_S}{R_{\text{eff}-1}} = \mu_2 N_S \quad (1)$$



Bild 1: Zusammenbau der SIP-Adaptives #2 (oben) und #3 (unten) im Werk München

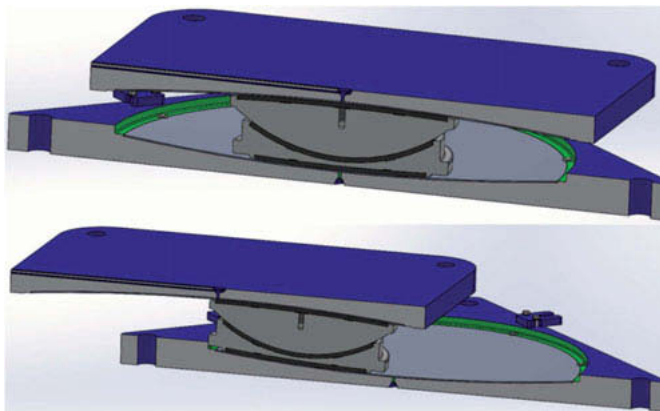


Bild 2: SIP-Adaptive #2 in Mittelposition (oben) und voll ausgelenkter Position (unten)

ausgelöst, wo N_s die vertikale Last auf dem Lager beschreibt und u_1 die Relativverschiebung des Gleiters an der Gleitfläche 1 ist (Bild 3). Um zu verhindern, dass der Gleiter auf der Gleitfläche 1 mit dem tieferen Reibwert μ_1 über den Rand hinausgleitet, ist die Wegkapazität der Gleitfläche 1 durch einen Absatz auf d_1 begrenzt. Die Parameter μ_2 und $R_{\text{eff}-2}$ der nicht-geschmierten Gleitfläche 2 werden mittels zeitbasierter nichtlinearer Simulation des Bauwerks mit SIP-Adaptive bei der Anregung durch das DBE für minimale Bauwerksbeschleunigung optimiert, womit μ_2 typischerweise im Bereich von 3.5%...6.5% liegt. Die Wegkapazität d_2 der Gleitfläche 2 und damit die Wegkapazität $(d_1 + d_2)$ des SIP-Adaptive sind nicht begrenzt.

2.2. Effektive Radien

2.2.1 Double ohne Gelenk

Beim herkömmlichen Gleitpendellager vom Typ "Double" mit starrem Gleiter werden die effektiven Radien der beiden Gleitflächen gleich groß angesetzt, und zwar wie folgt

$$R_{\text{eff}-1} = R_{\text{eff}-2} = 0.5 R_{\text{eff}} \quad (2)$$

wo R_{eff} den effektiven Radius eines Gleitpendellagers vom Typ "Single" beschreibt und durch die gewählte Isolationsperiodendauer T_{iso} wie folgt gegeben ist

$$R_{\text{eff}} = g \left(\frac{T_{\text{iso}}}{2\pi} \right)^2 \quad (3)$$

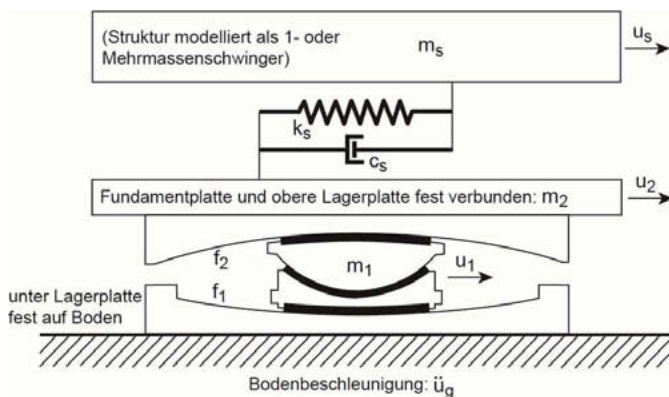


Bild 3: Zustandsvariablen des Simulationsmodells des SIP-Adaptive mit Bauwerk

2.2.2 Double mit Gelenk

Beim SIP-Adaptive sind die Gleitwege an beiden Gleitflächen, also u_1 und $(u_2 - u_1)$, je nach Höhe des PGA unterschiedlich. Bei sehr kleinen Erdbeben tritt nur Relativbewegung an der Gleitfläche 1 auf, weil die horizontale Kraft an der Gleitfläche 1 Gleiten an der Gleitfläche 2 nicht auslöst. Beim PGA des DBE jedoch sind die Gleitwege an beiden Gleitflächen während eines Zyklus in etwa gleich groß. **Also findet während ca. der Hälfte des Schwingzyklus im SIP-Adaptive nur Gleiten an der Gleitfläche 1 statt und während ca. der Hälfte des Zyklus Gleiten an den Gleitflächen 1 und 2 gleichzeitig** (vgl. Kraft-Weg-Charakteristika in Bildern 4-6 bei 60% bis 80% Wegkapazität). Werden demnach die effektiven Radien des SIP-Adaptive **mindestens** wie folgt angesetzt

$$R_{\text{eff}-1} = 0.7 R_{\text{eff}} \Rightarrow T_{\text{iso}-1} (\text{nur Gleiten 1}) = \sqrt{0.7} T_{\text{iso}} \approx 0.837 T_{\text{iso}} \quad (4)$$

$$R_{\text{eff}-2} = 0.7 R_{\text{eff}} \Rightarrow T_{\text{iso}-1-2} (\text{Gleiten 1 und 2 gleichzeitig}) = \sqrt{1.4} T_{\text{iso}} \approx 1.183 T_{\text{iso}} \quad (5)$$

dann erzeugt "nur Gleiten 1" eine kleinere Isolationsperiodendauer $T_{\text{iso}-1} < T_{\text{iso}}$ als gefordert, während die Isolationsperiodendauer $T_{\text{iso}-1-2}$ resultierend aus gleichzeitigem Gleiten an den Gleitflächen 1 und 2 grösser als T_{iso} ist. Da bei der Anregung durch das DBE die Gleitwege "nur Gleiten 1" und "Gleiten 1 und 2 gleichzeitig" in etwa gleich groß sind, ist die Isolationsperiodendauer des SIP-Adaptive über einen Schwingzyklus

$$T_{\text{iso-Adaptive}} \approx \frac{T_{\text{iso}-1} + T_{\text{iso}-1-2}}{2} \approx 1.0099 T_{\text{iso}} \approx T_{\text{iso}} \quad (6)$$

also in etwa gleich T_{iso} . Werden die effektiven Radien grösser als die Mindestanforderung (4, 5) gewählt, resultiert eine größere Isolationsperiodendauer bei der Anregung des DBE, was zu einer besseren Beschleunigungsreduktion der Struktur führt, ohne dass dabei die Wegkapazität des SIP-Adaptive grösser wird (Abschnitt 3).

2.3. Optimierung mittels dynamischer Simulation

Für die zeitbasierte nichtlineare Simulation des Bauwerks mit SIP-Adaptive und Anregung durch Bodenbeschleunigungszeitreihen, welche dem gegebenen Spektrum äquivalent sind, werden die gekoppelten nichtlinearen Bewegungsgleichungen der einzelnen Massen des SIP-Adaptive und des Bauwerks mit einem für steife und nichtlineare Differentialgleichungssysteme geeigneten Solver (ode15s(stiff/NDF) mit adaptiver Schrittweite gelöst (hier der Einfachheit halber Bauwerk als 1-Massenschwinger modelliert)

$$m_s \ddot{u}_s + c_s (\dot{u}_s - \dot{u}_2) + k_s (u_s - u_2) = -m_s \ddot{u}_g \quad (7)$$

$$m_2 \ddot{u}_2 + f_2 = c_s (\dot{u}_s - \dot{u}_2) + k_s (u_s - u_2) - m_2 \ddot{u}_g \quad (8)$$

$$m_1 \ddot{u}_1 + f_1 = f_2 - m_1 \ddot{u}_g \quad (9)$$

wo m_s , c_s und k_s die modale Masse, den viskosen Dämpfungskoeffizienten und die Steifigkeit des Bauwerks bezeichnen, \ddot{u}_x ist die absolute Beschleunigung der Masse x , \dot{u}_x und u_x sind die Geschwindigkeit und Verschiebung der Masse x relativ zum Boden und $-\ddot{u}_g$ ist die d'Alembert'sche Anregungskraft der Bodenbeschleunigung \ddot{u}_g auf die Masse x . Die Kräfte f_1 und f_2 sind die horizontalen Kräfte der Gleitflächen 1 und 2

$$f_2 = \text{sgn}(\dot{u}_2 - \dot{u}_1) \mu_2 g (m_s + m_2) + (u_2 - u_1) \frac{g(m_s + m_2)}{R_{\text{eff}-2}} \quad (10)$$

$$f_1 = \text{sgn}(\dot{u}_1) \mu_1 g (m_s + m_2 + m_1) + u_1 \frac{g(m_s + m_2 + m_1)}{R_{\text{eff}-1}} + f_{\text{recess}} \quad (11)$$

$$f_{\text{recess}} = \begin{cases} 0 & : |u_1| \leq d_1 \\ k_{\text{recess}} (|u_1| - d_1) \text{sgn}(u_1) & : |u_1| > d_1 \end{cases} \quad (12)$$

wo m_2 die Masse der Fundamentplatte zusammen mit der oberen Lagerplatte beschreibt, m_1 ist die Masse des gesamten gelenkigen Gleiters und f_{recess} ist die Kraft der Wegbegrenzung der Gleitfläche 1. Mit dem Simulationstool (7-12) werden die Parameter $R_{\text{eff}-1}$, μ_1 , d_1 , $R_{\text{eff}-2}$ und μ_2 des SIP-Adaptive so optimiert, dass die Extrema der totalen Bauwerksbeschleunigung $\max\{\text{abs}(\ddot{u}_s + \ddot{u}_g)\}$ als Funktion des PGA den vom planenden Bauingenieur spezifizierten Verlauf zeigen, also Mindestschubwiderstand und Isolation beim DBE unter Berücksichtigung der Wegkapazität und maximaler Schubkraft des SIP-Adaptive. Es sei angemerkt, dass zu jedem Zeitpunkt t folgendes Kräftegleichgewicht gilt

$$f_1(t) = f_2(t) = c_s \{\dot{u}_s(t) - \dot{u}_2(t)\} + k_s \{u_s(t) - u_2(t)\} \quad (13)$$

2.4. Wegkapazität

Die Wegkapazität ($d_1 + d_2$) des SIP-Adaptive folgt aus der Simulation mit Bodenbeschleunigungszeitreihen äquivalent zum spezifizierten Spektrum des MCE.

3. Performanz des SIP-Adaptive

3.1. Performanzkriterien

Die hier betrachteten Performanzkriterien als Funktion des PGA sind:

- Extrema der totalen Bauwerksbeschleunigung $\max\{\text{abs}(\ddot{u}_s + \ddot{u}_g)\}$
- Extrema der totalen Lagerverschiebung $\max\{\text{abs}(u_2)\}$, was die Wegkapazität U_2 liefert
- Extrema der horizontalen Lagerkraft $\max\{\text{abs}(f_2)\}$

Zusätzlich wird der maximale Rückzentrierfehler relativ zur Wegkapazität U_2 ausgewiesen.

3.2. Vergleichsisolatoren

Die Performanzkriterien des SIP-Adaptive werden mit den Resultaten des herkömmlichen Gleitpendellagers vom Typ "Double" mit starrem Gleiter (SIP-D) und einem Gleitpendellager mit linear-viskoser Dämpfung (SIP-viskos) als vollständig lineareren Isolator verglichen. Beide Vergleichsisolatoren haben die Isolationsperiodendauer T_{iso} und deren Reibdämpfung resp. viskose Dämpfung sind auf den PGA des DBE optimiert.

3.3. Bodenbeschleunigungszeitreihen

Die Performanzkriterien der SIP-Adaptives #1, #2 und #3 werden für die PGA-skalierte Bodenbeschleunigungszeitreihe des El Centro (Nord-Süd) Erdbebens berechnet, wobei die SIP-Adaptives #2 und #3 experimentell getestete Lager darstellen (Bild 1). Die Effizienz des SIP-Adaptive wird auch für das PGA-skalierte Loma Prieta Erdbeben nachgewiesen (SIP-Adaptives #4 und #5), um das Konzept des SIP-Adaptive mit einem Erdbeben mit anderem Frequenzgehalt zu testen. Die Berechnungen werden mit dem Simulationsmodell (7-12) für kleinste PGAs bis zum PGA des MCE durchgeführt, wo die übliche Annahme getroffen ist, dass das MCE einen 1.5-fach größeren PGA-Wert als das DBE aufweist.

3.4. Resultate

Die drei Designs #1, #2 und #3 für die PGA-skalierte Bodenbeschleunigungszeitreihe des El Centro Erdbebens sind in Tabelle 1 gezeigt. Das SIP-Adaptive #1 hat die gleiche T_{iso} wie die Vergleichsisolatoren, während die SIP-Adaptives #2 und #3, welche am EUCENTRE in Pavia getestet wurden (Bilder 4(a), 5(a)), eine größere T_{iso} und damit größere R_{eff} aufweisen. Für die Simulationen dieser beider Lager werden die aus den Messungen mittels kinematischem Modell des SIP-Adaptive identifizierten Parameter inklusive modelliertem Striebeck-Effekt verwendet (Bilder 4(b), 5(b)). Für das PGA-skalierte Loma Prieta Erdbeben sind die

SIP-Adaptives #4 und #5 mit gleicher resp. höherer T_{iso} entworfen (Tabelle 1, Bild 6). Die Extrema der totalen Bauwerksbeschleunigung und totalen Lagerverschiebung zeigen, dass alle SIP-Adaptives die Beschleunigungsantwort des Bauwerks im Vergleich zum herkömmlichen und beim PGA des DBE optimierten SIP-D signifikant im ganzen PGA-Bereich reduzieren, und dies – je nach Auslegung des SIP-Adaptive – bei einer um 12% bis 22% kleineren Wegkapazität (Bilder 7, 8). Ähnlich wie die Extrema der totalen Bauwerksbeschleunigung ist auch die maximale horizontale Kraft des SIP-Adaptive wegen $f_2 \sim (\ddot{u}_s + \ddot{u}_g)$ reduziert (Bild 9).

Tabelle 1: Parameter der für dynamische Simulation verwendeten Gleitpendellager

	Isolator	c (kNs/m)	μ_1 (%)	$\frac{R_{eff-1}}{R_{eff}}$	d_1 (m)	μ_2 (%)	$\frac{R_{eff-2}}{R_{eff}}$	T_{iso} (s)
El Centro	SIP-D	NA	4.80	0.5	NA	4.80	0.5	3.75
	SIP-viskos	940	NA	0.5	NA	NA	0.5	3.75
	SIP-Adaptive #1	NA	3.00	0.70	0.17	5.00	0.70	3.75
	SIP-Adaptive #2	NA	1.20*	0.80*	0.19*	4.76*	1.10*	~5.1
	SIP-Adaptive #3	NA	1.01*	0.80*	0.13*	4.65*	0.95*	~4.9
Loma Prieta	SIP-D	NA	4.65	0.5	NA	4.65	0.5	3.75
	SIP-viskos	1225	NA	0.5	NA	NA	0.5	3.75
	SIP-Adaptive #4	NA	2.50	0.70	0.20	4.70	0.70	3.75
	SIP-Adaptive #5	NA	1.50	0.90	0.18	4.60	0.90	~4.9

*: identifiziert aus den gemessenen Kraft-Weg-Kurven (Bilder 4(a) und 5(a))

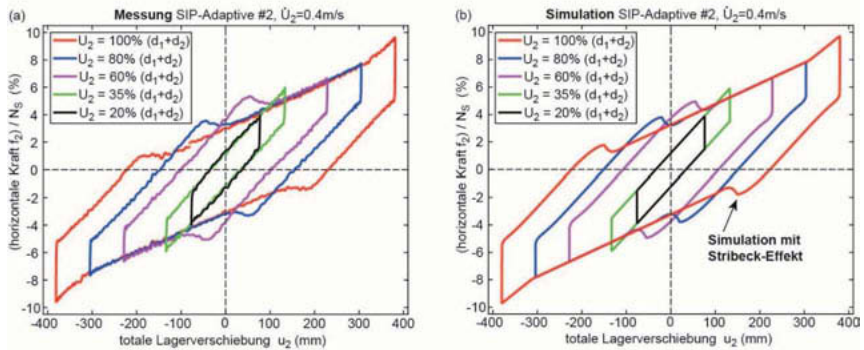


Bild 4: (a) Gemessene und (b) simulierte Kraft-Weg-Charakteristika des SIP-Adaptive #2 bei sinusförmiger horizontaler totaler Lagerverschiebung als Input

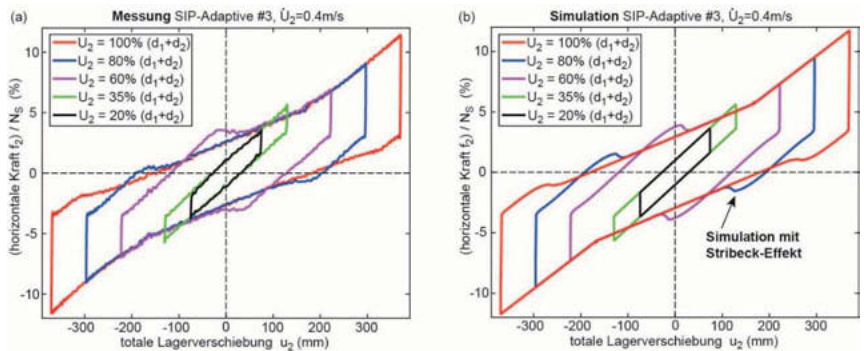


Bild 5: (a) Gemessene und (b) simulierte Kraft-Weg-Charakteristika des SIP-Adaptive #3 bei sinusförmiger horizontaler totaler Lagerverschiebung als Input

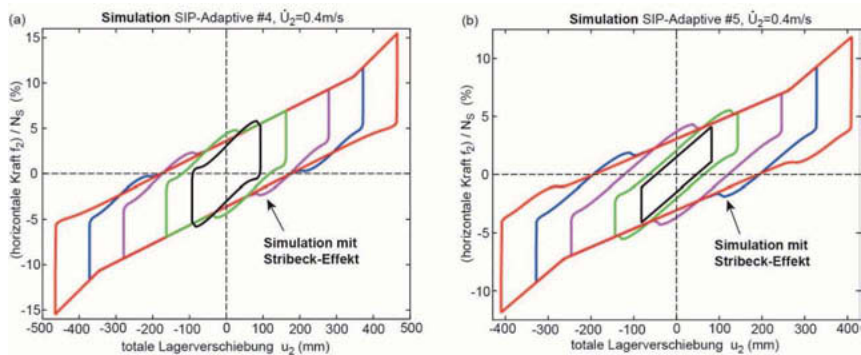


Bild 6: Simulierte Kraft-Weg-Charakteristika der SIP-Adaptives #4 und #5 bei sinusförmiger horizontaler totaler Lagerverschiebung als Input

Der relative Rückzentrierfehler ist mit 8% bis 16% akzeptabel. Alle getesteten SIP-Adaptives zeigen, dass sich die minimale Schubkraft des Lagers über μ_1 einstellen lässt, ohne dabei Einbußen bei höheren PGAs im Bereich des DBE bis hin zum MCE in Kauf nehmen zu müssen, da in diesem PGA-Bereich die Bauwerksbeschleunigung und die Relativverschiebung des SIP-Adaptive durch die Parameter μ_2 und $R_{\text{eff}-2}$ maßgeblich bestimmt werden. **Die dank des Gelenks im Gleiter entkoppelten Gleitflächen 1 und 2 des SIP-Adaptive ermöglichen es also, die Parameter der Gleitfläche 1 auf kleine und häufig auftretende Erdbeben und den spezifizierten minimalen Schubwiderstand und gleichzeitig die Parameter der Gleitfläche 2 für maximale Isolation des Bauwerks bei PGAs im Bereich des DBE optimal auszulegen.**

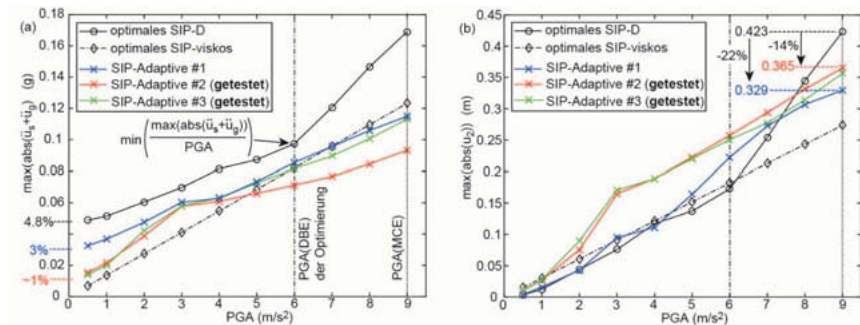


Bild 7: Extrema der (a) totalen Bauwerksbeschleunigung und (b) horizontalen Lagerver-schiebung für PGA-skaliertes El Centro Erdbeben

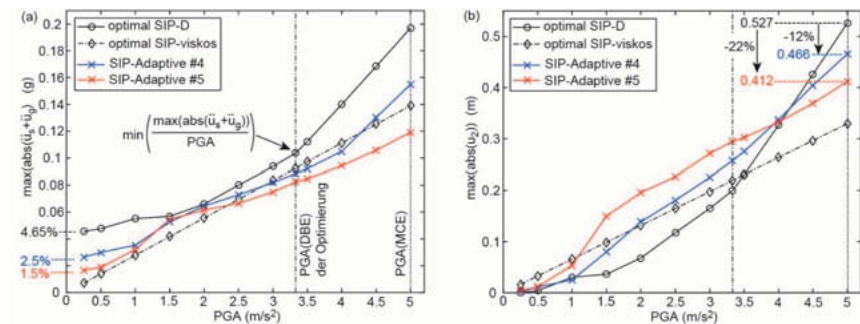


Bild 8: Extrema der (a) totalen Bauwerksbeschleunigung und (b) horizontalen Lagerver-schiebung für PGA-skaliertes Loma Prieta Erdbeben

4. Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

Die Relativverschiebungen an beiden Gleitflächen des "SIP-Adaptive" sind dank des gelenkigen Gleiters entkoppelt, womit die effektiven Radien und Reibwerte beider Gleitflächen unabhängig voneinander auf unterschiedliche PGAs ausgelegt werden können. Dies bringt folgende Vorteile gegenüber herkömmlichen Gleitpendellagern mit starrem Gleiter:

- Die Gleitfläche 1 kann optimal auf den geforderten minimalen Schubwiderstand und kleine (PGA) aber häufig auftretenden Erdbeben ausgelegt werden.
- Die Gleitfläche 2 kann für maximale Bauwerksisolation bei PGAs im Bereich des DBE optimiert werden, wobei der Optimierungsbereich vom Kunden spezifiziert werden kann.

- Die maximale Schubkraft und Wegkapazität sind reduziert, weil das SIP-Adaptive in allen Betriebspunkten (PGAs) annähernd optimal arbeitet.
- Bauwerksrotationen werden durch den gelenkigen Gleiter zwangsfrei aufgenommen.

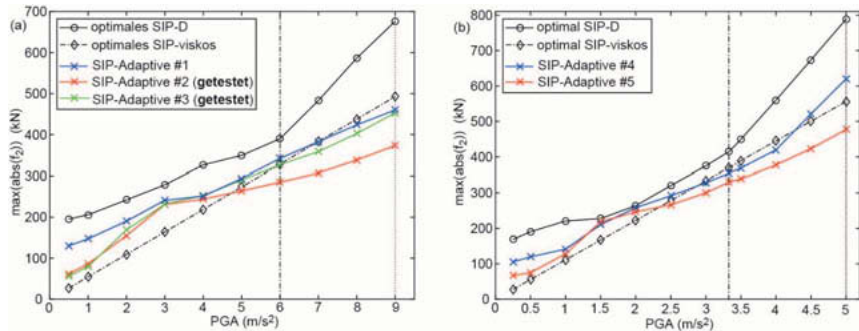


Bild 9: Extrema der horizontalen Lagerkraft für (a) skaliertes El Centro Erdbeben (b) skaliertes Loma Prieta Erdbeben

Dank

Allen an der Entwicklung des SIP-Adaptive beteiligten Mitarbeitern der MAURER Gruppe sei hier gedankt.

Literaturverzeichnis

- [1] Yen K.Z.Y. and Lee Y.J. *Passive vibration isolating system*. US Patent No. 6126136, October 3, 2000.
- [2] Weber F., Meier L., Distl J. and Braun C. Optimum Design of Curved Surface Sliders for Minimum Structural Acceleration and Its Sensitivity. *Geoscience* 2018.
- [3] Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. EN 1998-1:2004 + AC:2009.
- [4] Weber F., Obholzer F., Huber P., Hartinger M., Meier L., Distl J., and Braun C. New adaptive Curved Surface Slider for Enhanced Structural Isolation and Reduced Displacement Capacity. *Proc. of 16th European Conference on Earthquake Engineering (16 ECEE)*, Thessaloniki, Greece, June 18-21, 2018.

Tilgersysteme zum nachträglichen Schwingungs- und Erdbebenschutz von Bauwerken

Tuned mass systems for subsequent vibration control and seismic protection of structures

Dr.-Ing. **Peter Nawrotzki**, Dipl.-Ing. **Daniel Siepe**,
GERB Schwingungsisolierungen GmbH & Co.KG, Berlin/Essen

Kurzfassung

Nicht nur bei der Errichtung von Neubauten, sondern auch bei bestehenden Bauwerken bestehen Anforderungen bezüglich der Gebrauchstauglichkeit und der Standsicherheit. So kann es sein, dass erst bei Nutzung eines Gebäudes oder einer Maschine eine starke Schwingungsanfälligkeit festgestellt wird. Auch durch eine Nutzungsänderung oder neue bzw. verschärfte Richtlinien kann es erforderlich werden, durch nachträgliche Maßnahmen die erforderlichen Nachweise zu erbringen. Eine mögliche Sanierung besteht in der Anordnung von Schwingungstilgern. Im vorliegenden Beitrag werden als Schwingungstilger gedämpfte Feder-Masse-Systeme bezeichnet, die auf eine bestimmte Frequenz der Hauptstruktur abgestimmt werden. Ähnliche Systeme können auch zum Erdbebenschutz eingesetzt werden. Dies wird insbesondere erforderlich, wenn die bestehende Struktur ursprünglich nicht für seismische Lasten ausgelegt worden ist. Tilgersysteme können hier eingesetzt werden, um die induzierten Beschleunigungen, Bewegungen und Schnittgrößen zu reduzieren. Ein weiterer wichtiger Vorteil ist die Möglichkeit diese Systeme auch nachträglich installieren zu können, ohne dass die Nutzung der Hauptstruktur beeinträchtigt wird. Zur Veranschaulichung der theoretischen Betrachtungen werden Fotos und technische Details ausgeführter Projekte diskutiert.

Abstract

Requirements regarding serviceability and strength not only exist for the construction of new structures but also for existing ones. It may occur that a strong vibration susceptibility is detected after the use of a building or a machinery has started already. A change in use, new or stricter guidelines may also require subsequent actions to comply with the regulations. The arrangement of tuned mass systems is one possible retrofitting measure. In the present contribution damped spring-mass systems are referred as tuned mass systems, which are tuned

to specific frequencies of the main structure. Similar systems can also be used for earthquake protection purposes. This is especially necessary if the existing structure was not originally designed for seismic loads. Tuned mass systems can be applied here to reduce the induced accelerations, displacements and internal forces. Another important advantage is the possibility to install these systems without interrupting the use of the structure. Pictures and technical details of executed projects are used to illustrate the theoretical investigations.

1. Einleitung

Die Erfahrungen aus der Praxis zeigen, dass die Anforderungen auch an bestehende Bauwerke immer weiter steigen bzw. genauer untersucht und wahrgenommen werden. Beispiele dazu sind einmal gestiegene Komfortansprüche der Benutzer von Bauwerken im Hinblick auf gefühlte Schwingungen. Hier geht es also um Nachweise der Gebrauchstauglichkeit. Zum anderen kann auch der Aspekt der Standsicherheit für das bestehende Bauwerk von Bedeutung sein, wenn beispielsweise bezüglich außergewöhnlicher Lastfälle wie z.B. einer Erdbebenbeanspruchung neue oder verschärfte Richtlinien in Kraft treten.

Eine konventionelle Versteifung der Struktur, eine Schwingungsisolierung oder eine Schwingungsdämpfung bzw. Tilgung stellen Möglichkeiten dar, um unerwünschte und unzulässige Schwingungen von Bauwerken zu verhindern. Welcher dieser Maßnahmen aus schwingungstechnischer Sicht möglich oder zielführend ist, muss im Einzelfall geklärt werden. Bei der erforderlichen Erhöhung der Gebrauchstauglichkeit von Fußgängerbrücken gehört gemäß [1] der Einsatz von Schwingungstilgern beispielsweise schon zum Stand der Technik. In den anschließenden Kapiteln werden Projektbeispiele aus weiteren Bereichen detailliert vorgestellt, bei denen Schwingungstilger eingesetzt wurden.

Als Schwingungstilger werden hier gedämpfte Feder-Masse-Systeme bezeichnet. Je nach Anwendungsgebiet und erforderlicher Wirkungsrichtung gibt es eine Vielzahl von verschiedenen Tilgerbauformen, siehe [2]. In der Regel sind das passive Systeme, die aus einer Schwingmasse, Stahlfedern bzw. Seilsystemen und viskosen Dämpfern bestehen. Details wie Eigenfrequenz und Dämpfung der Tilger werden auf die Anregung, die Hauptstruktur und deren Eigenschwingungen abgestimmt.

2. Decken in einem Bürogebäude

Nach Fertigstellung eines Bürogebäudes in New York wurden mehrere Deckenbereiche identifiziert, die durch menscheninduzierte Schwingungen auffällig stark angeregt werden

konnten. Um die genauen Ursachen hierfür zu bestimmen wurden Schwingungsmessungen durchgeführt. Bei einer impulsartigen Anregung („Heel drop“) zeigten die Messergebnisse dominante Eigenfrequenzen bei 4.1 bis 4.6 Hz, je nach Bereich. Bild 1 zeigt auf der linken Seite ein exemplarisches Messergebnis und auf der rechten Seite die dazugehörige Auswertung im Frequenzbereich.

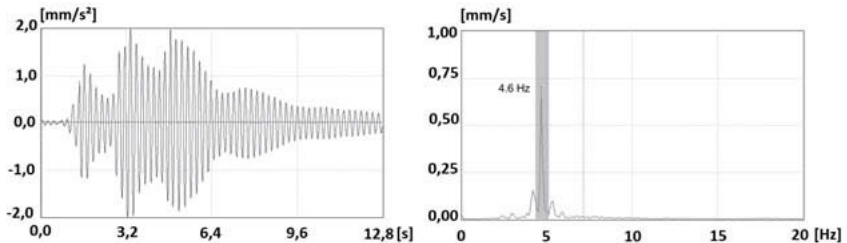


Bild 1: Zeitverlauf und zugehöriges Frequenzspektrum, 6. Etage, Südlicher Bereich

Nach Bestimmung der Eigenfrequenzen wurde die Decke lokal durch 2 Personen exakt in der Eigenfrequenz angeregt, um beim Ausschwingen der Decke die Dämpfung bestimmen zu können. Anschließend wurden die Schwinggeschwindigkeiten in dem Deckenbereich gemessen, während 1 Person dort entlang ging. Die Umrechnung in Beschleunigungswerte ergaben Werte im Bereich bis zu 0.46 ‰. Bild 2 zeigt den Einbauort für Schwingungstilger, die zur Verbesserung des dynamischen Verhaltens geplant und gefertigt wurden.



Bild 2: Deckenbereich mit Einbauort des Tilgers

Nach der Installation und Aktivierung der Tilger wurden die vorgenannten Messungen wiederholt. Die Strukturdämpfung konnte durch die Sanierungsmaßnahmen von ca. 2 - 2.5 ‰

auf ca. 6 -6.5 % erhöht werden. Insgesamt wurden in 2 Etagen jeweils 2 Bereiche untersucht. Tabelle 1 zeigt einen Vergleich der Beschleunigungswerte.

Tabelle 1: Maximale Beschleunigungen – Gang von 1 Person

	5. Etage, Nord	5. Etage, Süd	6. Etage, Nord	6. Etage, Süd
Ohne Tilger	0.11 %g	0.08 %g	0.32 %g	0.46 %g
Mit Tilger	0.05 %g	0.04 %g	0.15 %g	0.20 %g

Abschließend kann festgehalten werden, dass durch den Einsatz der Schwingungstilger die Schwingungen um mehr als 50 % reduziert werden konnten.

3. Maschinenfundament in einem Heizkraftwerk

In der Nachbarschaft des Heizkraftwerkes wurden Lärmbelästigungen festgestellt. Erste Untersuchungen ergaben, dass dies auf den Betrieb der 150 Megawatt Dampfturbine zurückzuführen ist. Die denkmalgeschützte Fassade des Betriebs wirkt zudem als Membran, die den Geräuschpegel zusätzlich vergrößert. Das Maschinenfundament besteht aus einem Stahlrahmen, ohne Schwingungsisolierung. Bild 3 zeigt das 3-dimensionale finite Element-Modell, das für die weiteren Untersuchungen verwendet wurde.



Bild 3: Finite Element-Modell

Um die Körperschallübertragung bei der Drehzahl der Maschine (50 Hz) zu verringern wurde zunächst die nachträgliche elastische Lagerung des Maschinenfundaments untersucht. Zwar

konnte hierbei rechnerisch eine deutliche Verbesserung des dynamischen Verhaltens nachgewiesen werden, allerdings wurde gleichzeitig eine Vielzahl von Nachteilen entdeckt. Der hohe Aufwand zum Umbau des Systems, um beispielsweise durch Abbau der Rohrleitungen Zugänglichkeiten zu schaffen, hätte zu unvermeidbaren Stillstandszeiten der Maschine geführt. Da die Modale Analyse zahlreiche Eigenformen der Stützen (siehe Bild 4) im Bereich von 50 Hz aufzeigte, wurde der Einsatz von Schwingungstilgern als alternative Sanierungsmaßnahme untersucht.



Bild 4: Ergebnis der Modalen Analyse – Eigenform bei 50 Hz

Es wurde entschieden die Tilger direkt an die Stützen zu montieren. Dies hat den Vorteil, dass der Zugang sehr einfach möglich ist und ein Betrieb der Maschine nicht beeinträchtigt wird. Durch die Tilger wird nur die Dämpfung des Gesamtsystems erhöht, ohne dass die statischen und dynamischen Eigenschaften des Systems negativ beeinflusst werden. Grundsätzlich ist die Erhöhung der Dämpfung vor allem dann sehr effektiv, wenn das ursprüngliche System nur eine geringe Dämpfung aufweist. Gleichzeitig ist dies hier eine Maßnahme, die jederzeit wieder rückgängig gemacht werden könnte.

Zur einfacheren Montage der Schwingungstilger wurden jeweils 2 Systeme je Horizontalrichtung angeordnet. Über die Anzahl der stählernen Schraubendruckfedern und über die Variation der Schwingmasse (ca. 70 kg pro Tilger), bestehend aus einzelnen Stahlplatten, wurde die Frequenz des Tilgersystems eingestellt. Bild 5 zeigt die Anordnung des Systems im mittleren Bereich einer Stütze.

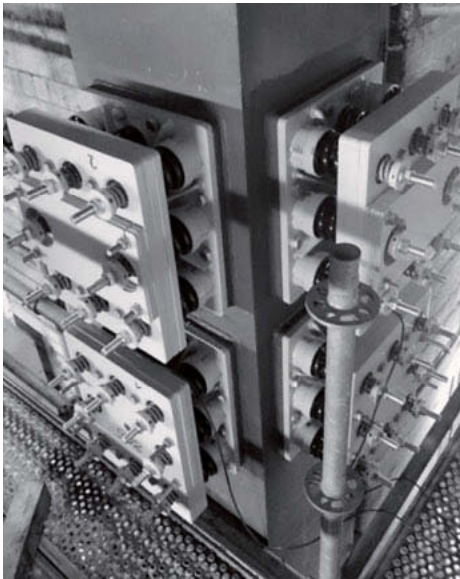


Bild 5: Stahlstütze mit Schwingungstilgern

Die Installation und Einstellung der Tilger wurde durch Schwingungsmessungen an den Stahlstützen begleitet. Die Spitzenwerte der Beschleunigungsamplituden an den Stützen im FFT-Spektrum im Frequenzbereich um 50 Hz wurden durch die Maßnahme um mehr als 70 % reduziert. Nach Montage aller Tilger wird untersucht werden, ob noch weitere Maßnahmen zur Reduktion der Lärmbelästigung erforderlich sein werden.

4. Krankenhaus in Rumänien

Im folgenden Abschnitt wird die Erdbebenertüchtigung eines wichtigen Krankenhauses in Slobozia, Rumänien vorgestellt. Slobozia ist die Hauptstadt des Landkreises Ialomița und befindet sich ca. 120 km östlich von Bukarest. Bild 6 zeigt das Gebäude vor Durchführung der Sanierungsmaßnahmen.



Bild 6: Vorderansicht des Krankenhauses (2007)

Die Abmessungen der Struktur betragen ca. 110 m in Längsrichtung und ca. 13 m in Querrichtung mit einer Höhe von ca. 31 m. Die Gesamtmasse wird mit ungefähr 18,000 Tonnen abgeschätzt. Als das Krankenhaus zwischen 1965 und 1970 geplant und errichtet wurde, ist der Lastfall Erdbeben unberücksichtigt geblieben. Ursprünglich bestand das Gebäude aus mehreren Abschnitten, die durch Fugen getrennt waren. Seismische Anregungen hätten dazu führen können, dass diese Abschnitte aufgrund ihrer unterschiedlichen dynamischen Eigenschaften gegeneinander schlagen. Um die hieraus entstehenden Schäden zu vermeiden und die Erdbebentauglichkeit des Gebäudes zu erhöhen, war es erforderlich eine Strategie zur Sanierung zu entwickeln. Da das Krankenhaus für das Gesundheitssystem im Landkreis eine sehr hohe Bedeutung hat, musste eine (auch zeitweise) Schließung der Einrichtung verhindert werden. Gleichzeitig sollte es auch während der Sanierung möglich sein, die wichtigen Operationssäle nutzen zu können. Der erste Schritt der Ertüchtigung bestand aus der Kopplung der Gebäudeabschnitte in Dachebene. Hierdurch werden die Relativbewegungen zwischen den Gebäudeteilen verringert und die Hammer-Effekte vermieden. Als weiterer Schritt wurde die Errichtung zusätzlicher Schubwände untersucht. Aufgrund der beengten Platzverhältnisse und der Randbedingung möglichst wenig in den Betrieb des Krankenhauses einzugreifen, wurde entschieden, 3 Stahlrahmen von außen mit dem Gebäude zu verbinden. Bild 7 zeigt eine Ansicht des Gebäudes nach Durchführung dieser konventionellen Verstärkungsmaßnahmen.



Bild 7: Ansicht nach Renovierung der Fassade und Errichtung der Stahlrahmen

Die vorgenannten Schritte waren allerdings nicht ausreichend, um die erforderliche Verbesserung des Erdbebenverhaltens der Struktur zu erreichen. Daher wurde als Ergänzung die Anordnung eines Tilgersystems (TMCS – Tuned Mass Control System) auf dem Dach des Gebäudes vorgesehen. Dieses System konnte direkt in die horizontalen Abschnitte der neuen Stahlrahmen integriert werden. Hierzu wurde die gesamte Masse des Systems von 160 Tonnen auf 3 gleich große Blöcke aus Stahlbeton aufgeteilt. Bezogen auf das Gesamtgewicht des Gebäudes beträgt die Masse des TMCS nur ca. 0.9 %. Jeder Betonblock wurde an Seilen in die Stahlrahmen eingehangen. Elemente mit Schraubendruckfedern aus Stahl wurden in beiden horizontalen Richtungen zwischen Betonblock und Stahlrahmen installiert, um die Frequenz des Systems zu tunen. Je zwei viskose Dämpfer wurden unterhalb des Betonblocks angeordnet. Die Möglichkeit solch ein Tilgersystem für eine bestehende Struktur anzuwenden, ohne die Nutzung des Gebäudes zu beschränken ist ein sehr wichtiger Vorteil, wie auch in [3] erläutert. Für Strukturen in Slobozia ist eine maximale Bodenbeschleunigung von 0.28 g zu berücksichtigen. Der zu berücksichtigende Erdbebeninput wird durch das elastische Bemessungsspektrum beschrieben. Der Frequenzbereich mit der höchsten Beschleunigung beginnt bei 1.0 Hz. Bis 10 Hz ist dann ein Vergrößerungsfaktor von 2.75 bezogen auf die maximale Bodenbeschleunigung anzusetzen. Für die Erdbebenberechnungen der Struktur wurden die folgenden 3-dimensionale Finite Element-Modelle in der Software SAP2000 erstellt:

Model A: Ursprüngliches Gebäude ohne Sanierungsmaßnahmen

Model B: Struktur mit neuen Stahlrahmen und gekoppelten Decken

Model C: Kombination aus Model B mit der Anordnung des Tilgersystems (TMCS)

In Bild 8 wird die Verbesserungswirkung der einzelnen Schritte anhand einiger wichtiger Strukturantworten verdeutlicht.

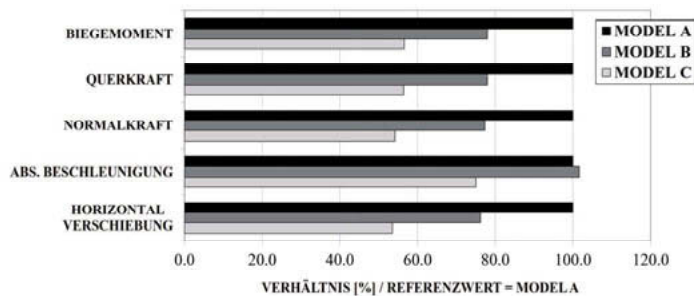


Bild 8: Effektivität der einzelnen Maßnahmen

Die konventionellen Verstärkungsmaßnahmen führen schon zu einer deutlichen Reduzierung der Strukturantworten im Erdbebenfall. Aber erst in Kombination mit dem TMCS wird eine Verbesserung der Schnittgrößen und der Bewegungen um mehr als 40 % erzielt. Bild 9 zeigt die Anordnung der Stahlbetonmasse in dem Stahlrahmen.



Bild 9: Ansicht des Tuned Mass Control Systems (TMCS) in einem der drei Stahlrahmen

Aufgrund dieser Ergebnisse kann geschlussfolgert werden, dass auch die relativen Stockwerksverschiebungen deutlich minimiert werden. Die Koppelung der verschiedenen Sanierungsmaßnahmen führt also zu einer Verbesserung des Erdbebenverhaltens des Krankenhauses. Im Gegensatz zur ursprünglichen Struktur können nun die Erdbebenlasten aufge-

nommen werden, d.h. die Standsicherheit ist gewährleistet. Die möglichen Schäden können reduziert werden und es ist davon auszugehen, dass auch nach einem stärkeren Erdbeben die Fenster und Türen weiterhin geöffnet werden können. Somit wird auch die Gebrauchstauglichkeit des Gebäudes gesteigert.

Die Ausführung der Sanierungsarbeiten wurde durch ambiante Schwingungsmessungen begleitet, wie in [4] detailliert beschrieben. Vor und nach der Installation der Stahlrahmen und der Tilgermassen wurden insbesondere die Frequenzen der maßgebenden horizontalen Eigenformen gemessen. Die Federelemente sind so konstruiert, dass ein Anpassen der eingesetzten Feder möglich ist. Somit konnte basierend auf den Messergebnissen die unterkritische Abstimmfrequenz des Tilgersystems festgelegt und eingestellt werden.

5. Zusammenfassung

Der vorliegende Beitrag beschreibt den Einsatz von Schwingungstilgern zum nachträglichen Schwingungs- und Erdbebenschutz von Bauwerken. Anhand einiger ausgewählter Projektbeispiele aus verschiedenen Bereichen wurde gezeigt, dass durch diese Systeme die Gebrauchstauglichkeit und die Standsicherheit verbessert bzw. gewährleistet werden kann. Die positive Wirkungsweise der Tilgersysteme konnte nicht nur für den allgemein bekannten Anwendungsfall bei harmonischen Schwingungsanregungen im niedrigen Frequenzbereich sondern auch für höherfrequente und auch stochastische Anregungen nachgewiesen werden.

6. Literaturangaben

- [1] Meinhardt, C.: Einsatz von multiplen Schwingungstilger-Systemen an schlanken Fußgängerbrücken. Proc. 5. VDI-Fachtagung Baudynamik 2015, Kassel, Deutschland, S. 209-220
- [2] Nawrotzki, P. u. Dalmer, F.: Der Einfluss von Schwingungstilgern auf die Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit von Bauwerken. Proc. D-A-CH-Tagung Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik 2005, Köln, Deutschland, S. 37-42
- [3] Tributsch, A., Adam, C. u. Furtmueller, T.: Mitigation of earthquake induced vibrations by Tuned Mass Dampers. Proc. Structural Dynamics – EUROLYN2011, Leuven, Belgium, S. 1742-1749
- [4] Nawrotzki, P., Meinhardt, C. u. Siepe, D.: Seismic protection of a hospital in Romania with a TMCS. Proc. D-A-CH-Tagung Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik 2017, Weimar, Deutschland, S. 203-212

Neue Ansätze zur Erdbebenauslegung von Stahl-Leichtbaustrukturen

Dr.-Ing. **Carsten Block**, Dr.-Ing. **Max Gündel**,
Wölfel Engineering GmbH + Co. KG, Höchberg

Kurzfassung

Im Rahmen des europäischen Forschungsprojektes „ELISSA – Energy Efficient Lightweight-Sustainable-SAFE-Steel Construction“ wurde eine Stahl-Leichtbaukonstruktion in Modulbauweise entwickelt, die eine bessere Energieeffizienz, einen höheren Feuerwiderstand sowie ein verbessertes Verhalten unter Erdbebenlasten gegenüber konventionellen Bauweisen aufweist. Nach aktuellen Erdbebennormen sind Bauwerke in Erdbebengebieten so zu bemessen, dass bei seltenen starken Erdbeben die Standsicherheit gewährleistet ist und bei häufiger auftretenden schwächeren Erdbeben kein unverhältnismäßig großer Schaden auftritt. Mit Hilfe von Komponenten- und Bauteilversuchen wurden numerische Modelle aufgebaut und validiert, auf deren Basis ein dissipatives Auslegungskonzept für den Nachweis der Standsicherheit der Stahl-Leichtbaustruktur entwickelt wurde. Für den Nachweis der Schadensbegrenzung wurde ein aktives Schwingungsminderungssystem entwickelt, welches die gegenseitige Stockwerksverschiebung reduziert [1]. Sowohl das dissipative Auslegungskonzept als auch das aktive Schwingungsminderungssystem wurden in vollmaßstäblichen Versuchen an einem zweistöckigen Gebäude in Rütteltischversuchen erfolgreich getestet.

1. Einführung

Das interdisziplinäre europäische Forschungsprojekt ELISSA (Energy Efficient Lightweight-Sustainable-SAFE-Steel Construction) hat die Entwicklung von Metalleichtbausystemen mit Trockenbauelementen zum Ziel, welche eine bessere Energieeffizienz, einen höheren Feuerwiderstand sowie ein verbessertes Verhalten unter Erdbebenlasten gegenüber konventionellen Bauweisen aufweisen. Neben der Entwicklung von Konstruktionsprinzipien und Nachweisverfahren zur Verbesserung der Tragfähigkeit stand auch die Reduzierung von Schäden für den Lastfall Erdbeben im Fokus [1].

Im Rahmen von ELISSA wurde das „ELISSA Haus“ entworfen, ein zweistöckiges Gebäude in Stahl-Leichtbaukonstruktion in modularer Bauweise. Bild 1 zeigt das Gebäude im Überblick.

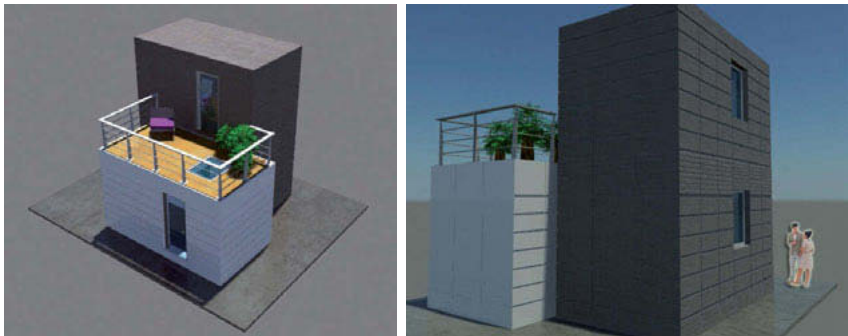


Bild 1: Übersicht ELISSA Haus

Die numerischen und experimentellen Untersuchungen erfolgten für den zweistöckigen Gebäudeteil, der aus zwei Einzelmodulen besteht. Aus Gründen der Versuchsanordnung beschränken sich die Abmessungen des zweistöckigen Bereichs auf $L \times B \times H = 4,5 \text{ m} \times 2,5 \text{ m} \times 5,3 \text{ m}$. Die Stockwerksmassen betragen 5.300 kg im ersten und 2.700 kg im zweiten Stockwerk.

Es wurden verschiedene Wand- / Deckenaufbauten und Verbindungsarten zwischen Stahl / Stahl und Stahl / Gipsplatten hinsichtlich ihres Verhaltens bei Erdbeben sowohl numerisch als auch experimentell untersucht. Das optimierte und weiterentwickelte System wurde im Maßstab 1:1 aufgebaut und auf einem Rütteltisch getestet. Bild 2 zeigt den final getesteten Aufbau der Module aus kaltgeformten Stahlprofilen, die über Clinchen miteinander verbunden werden und Gipsplatten, die an Decken und Wänden mit ballistischen Nägeln mit den Profilen verbunden sind.

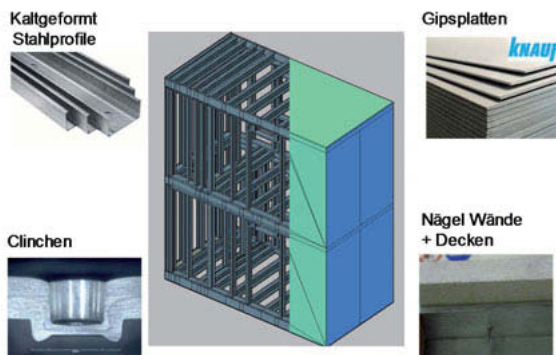


Bild 2: Zweistöckiger Bereich bestehend aus 2 Einzelmodulen

Eine wesentliche Besonderheit dieses Projekts ist, dass die Gipskartonwände als tragende Bauteile berücksichtigt sind und die Stahlkonstruktion komplett aus kaltgeformten Profilen gefertigt ist. Die Auslegung erfolgte dissipativ unter Berücksichtigung des nichtlinearen Materialverhaltens, das aus Bauteilversuchen abgeleitet wurde.

Ein Schwerpunkt der Arbeiten war, das nichtlineare Verhalten der Verbindungselemente zwischen Gipsplatte und Stahlprofil in der numerischen Simulation zu berücksichtigen und die Modelle anhand von Versuchen zu validieren.

2. Numerische Simulation

In Bild 3 ist das prinzipielle Vorgehen zum Aufbau des numerischen Gebäudemodells dargestellt.

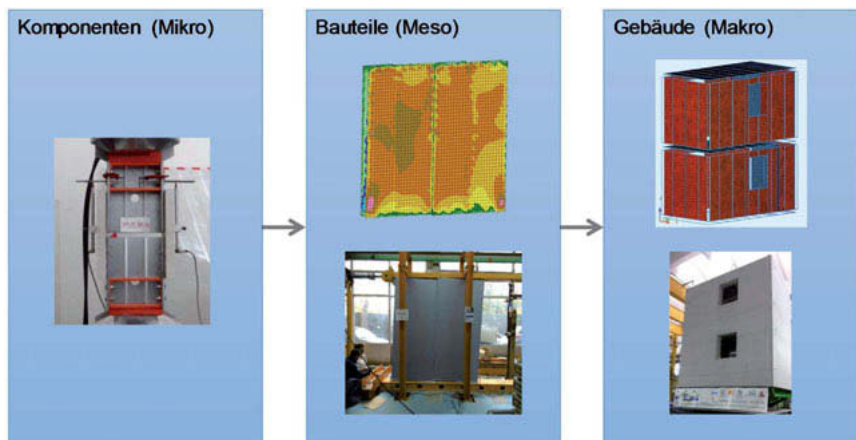


Bild 3: Prinzipielles Vorgehen

Für typische Verbindungselemente zwischen Stahl / Stahl und Stahl / Gipsplatten (Komponenten) wurden monotone und zyklische Versuche durchgeführt. Aus den gemessenen Last-Verformungs-Kurven konnten die für die Berechnungen notwendigen Parameter für die einzelnen Verbindungselemente ermittelt werden. Bild 4 zeigt exemplarisch die bei einem zyklischen Versuch ermittelte Last-Verformungs-Kurve der genagelten Verbindung zwischen Gipsplatte und Stahlprofil.

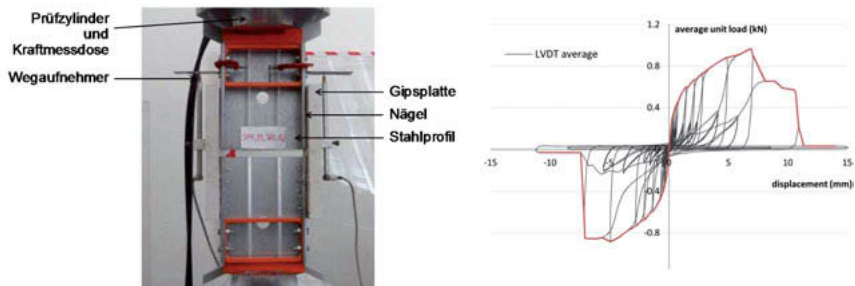


Bild 4: Zyklischer Versuch an genagelter Verbindung

Auf Basis dieser Ergebnisse konnten Modelle einzelner Bauteile mit ABAQUS aufgebaut werden. In Bild 5 ist das Modell eines Wandelementes dargestellt. Die einzelnen Nagelverbindungen zwischen Gipsplatte und Stahlprofil wurden mit Konnektoren abgebildet, die in Normalenrichtung ein rein elastisches und in Querrichtung (Schub) elastisch-plastisches Verhalten mit isotroper Verfestigung aufweisen. Ein Versagen und damit ein „Ausschalten“ des Konnektors wurde ebenfalls berücksichtigt.

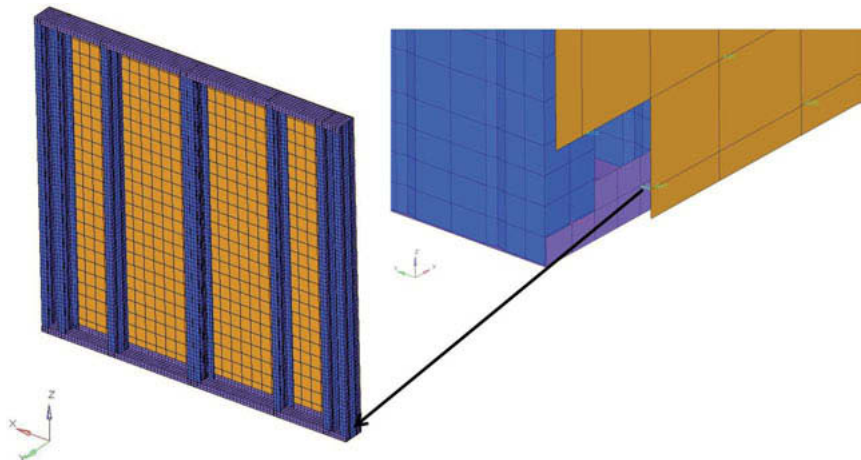


Bild 5: Numerisches Modell eines Wandelementes mit nichtlinearen Verbindungselementen

Die Wandelemente wurden monotonen und zyklischen Versuchen unterzogen und die Versuchsergebnisse mit den numerischen Simulationen abgeglichen.

In Bild 6 sind der Versuchsaufbau für ein typisches Wandelement und die zugehörigen Versuchs- und Simulationsergebnisse dargestellt.

Die Last-Verformungs-Kurven bei monotoner Belastung zeigen eine gute Übereinstimmung von Simulation und Versuch (Bild 6 rechts oben). Die Last-Verformungs-Kurven bei zyklischer Beanspruchung zeigen eine gute Übereinstimmung für Amplituden bis zu 27 mm (Bild 6 rechts unten). Für größere Amplituden ergeben sich jedoch größere Abweichungen aufgrund von Degradation, die bei den Versuchen zu beobachten ist. Bei dem verwendeten Modell für die Nagelverbindungen ist Degradation nicht berücksichtigt, was zu größeren Kräften bei steigender Amplitude führt.

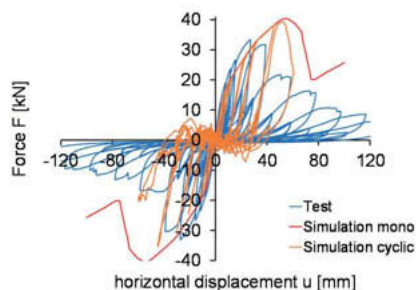
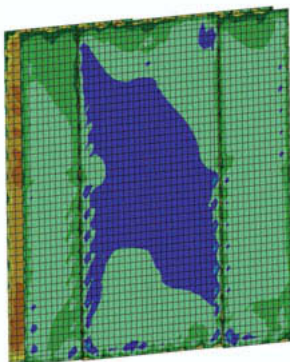
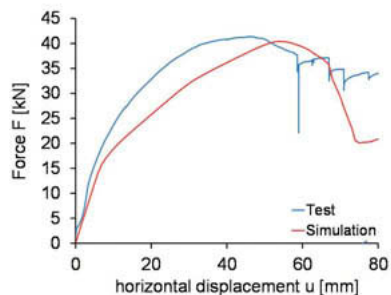


Bild 6: Monotone und zyklische Versuche an Wandelementen

Basierend auf den Modellen der einzelnen Bauteile wurde das Gesamtmodell des Gebäudes in SOFISTIK aufgebaut. Bild 7 zeigt das FE-Modell des zweistöckigen Gebäudes bestehend

aus 2 Einzelmodulen. Die erste Eigenfrequenz in Querrichtung (x) liegt bei 5,9 Hz in Längsrichtung (y) bei 5,6 Hz.

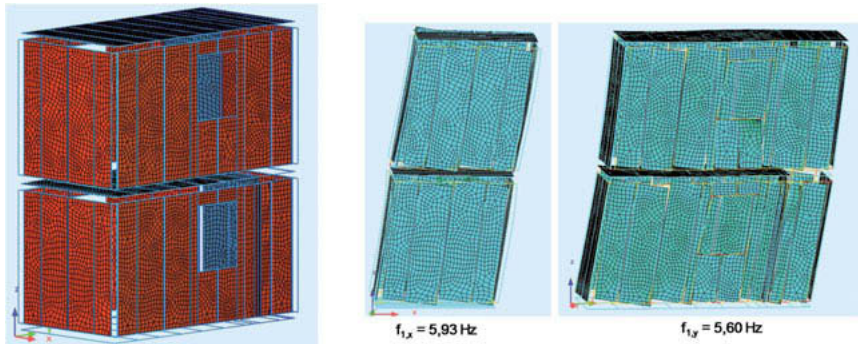


Bild 7: Gesamtmodell des Gebäudes und Eigenformen

Zur Vorbereitung der Rütteltischversuche wurden Zeitverlaufsrechnungen durchgeführt, aus denen der Versuchsablauf und die zu testenden Intensitäten abgeleitet wurden.

Hierfür wurden sieben künstliche Erdbebenzeitverläufe aus dem Bemessungs-Spektrum generiert (siehe Bild 8), mit denen die Berechnungen durchgeführt wurden. Die maximalen Verschiebungen am Dach betragen 6,6 mm mit einer maximalen Beschleunigung von $7,7 \text{ m/s}^2$. Die Gebäudestruktur bleibt bei diesem Erdbebenniveau überwiegend im elastischen Bereich.

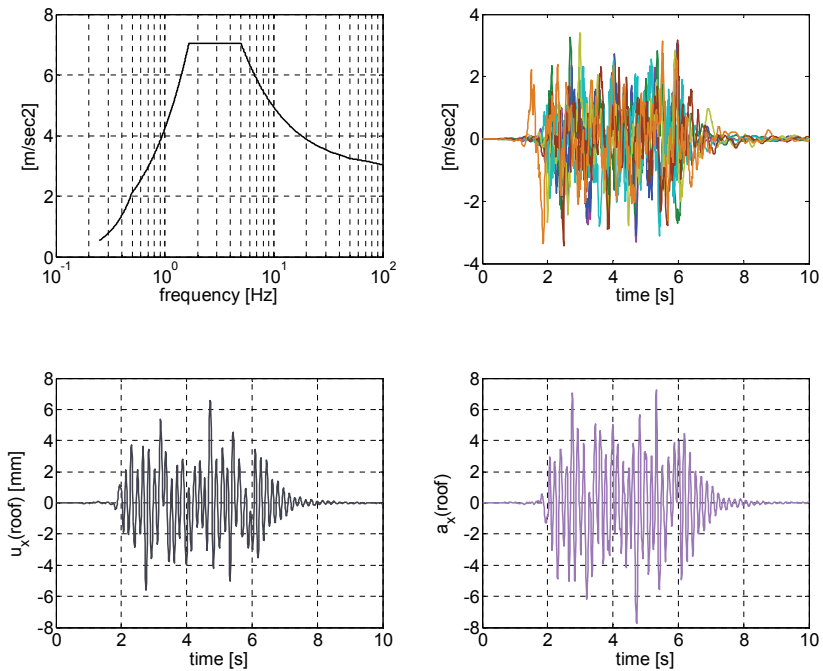


Bild 8: Ergebnisse der Erdbeben-Zeitverlaufsrechnungen

3. Rütteltischversuche

Die Rütteltischversuche wurden an der Universität Neapel in Italien durchgeführt. Der Rütteltisch hat Abmessungen von 3,0 m x 3,0 m und kann biaxial betrieben werden. Um das ELISSA Haus Modul mit Abmessungen von 4,5 m x 2,5 m aufnehmen zu können, wurde der Tisch mit einer Fachwerkkonstruktion auf die notwendigen Maße erweitert. Bild 9 zeigt das ELISSA Haus auf dem Rütteltisch.

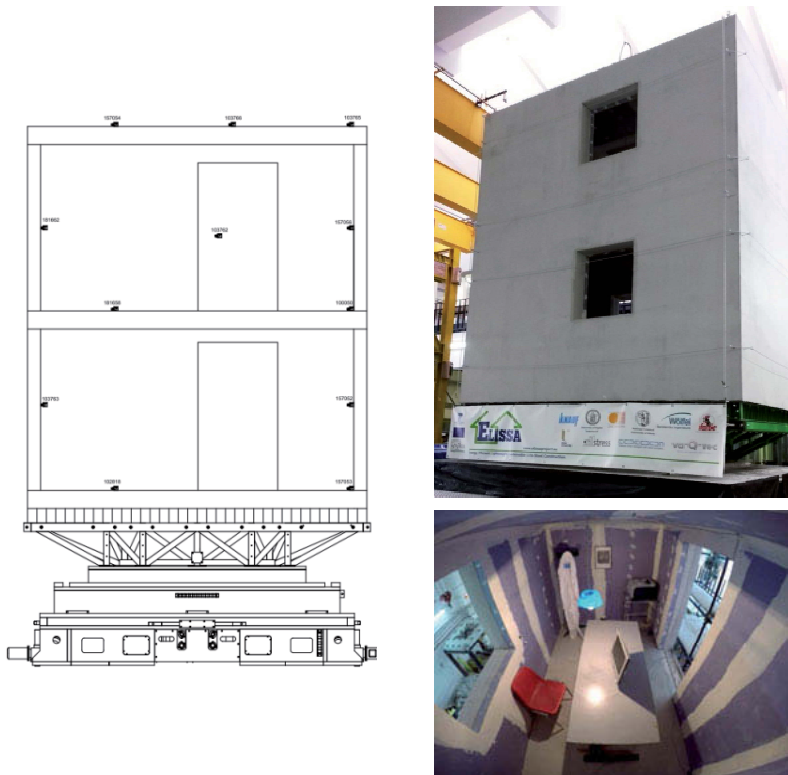


Bild 9: Übersicht ELISSA Haus auf Rütteltisch

Als Basis für die Versuche wurde ein gemessener Zeitverlauf des L'Aquila Erdbebens in Italien von 2009 herangezogen. Das Zeitsignal wurde für die einzelnen Versuche auf 10 bis 150 % des Ausgangssignals skaliert, wobei 50 % in etwa dem Bemessungserdbeben mit einer maximalen Bodenbeschleunigung von $a_g = 0,25 \text{ g}$ entspricht. Einen beispielhaften Erdbebenzeitverlauf für das Bemessungserdbeben (50 % L'Aquila) zeigt Bild 10.

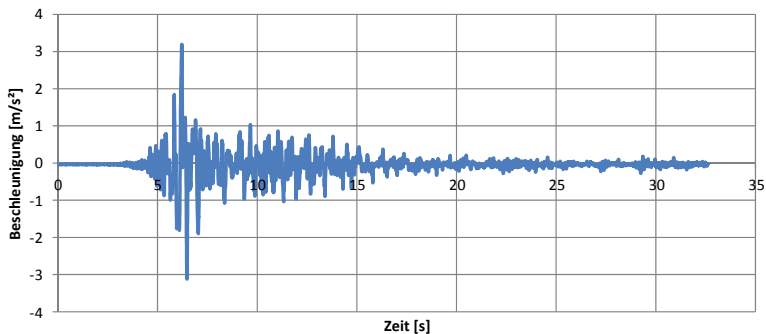


Bild 10: Erdbebenzeitverlauf für Rütteltischversuch – 50 % L'Aquila

Bei den Versuchen wurden abwechselnd Erdbebenzeitverläufe mit wachsender Intensität und weißes Rauschen mit $1,0 \text{ m/s}^2$ als Erregung aufgebracht.

Die Versuche mit weißem Rauschen ermöglichten jeweils im Nachgang der eigentlichen Erdbebenversuche eine einfache Eigenfrequenzanalyse und damit Rückschlüsse auf mögliche Schädigungen (Verschiebung der Eigenfrequenzen).

Bild 11 zeigt Ergebnisse für das 100 % L'Aquila Anregungsniveau, das ungefähr dem zweifachen des Bemessungserdbebens entspricht. Die Simulationsergebnisse zeigen eine gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen mit einer maximalen Verschiebung am Dach von knapp 13 mm im Versuch und 14 mm in der Simulation. Die maximalen Beschleunigungen betragen ungefähr 17 m/s^2 im Versuch und 15 m/s^2 in der Simulation.

Ähnliche Ergebnisse zeigten sich für das 150 % L'Aquila Erdbeben (dreifaches Bemessungserdbeben). Insgesamt konnten keine direkt sichtbaren Schäden festgestellt werden.

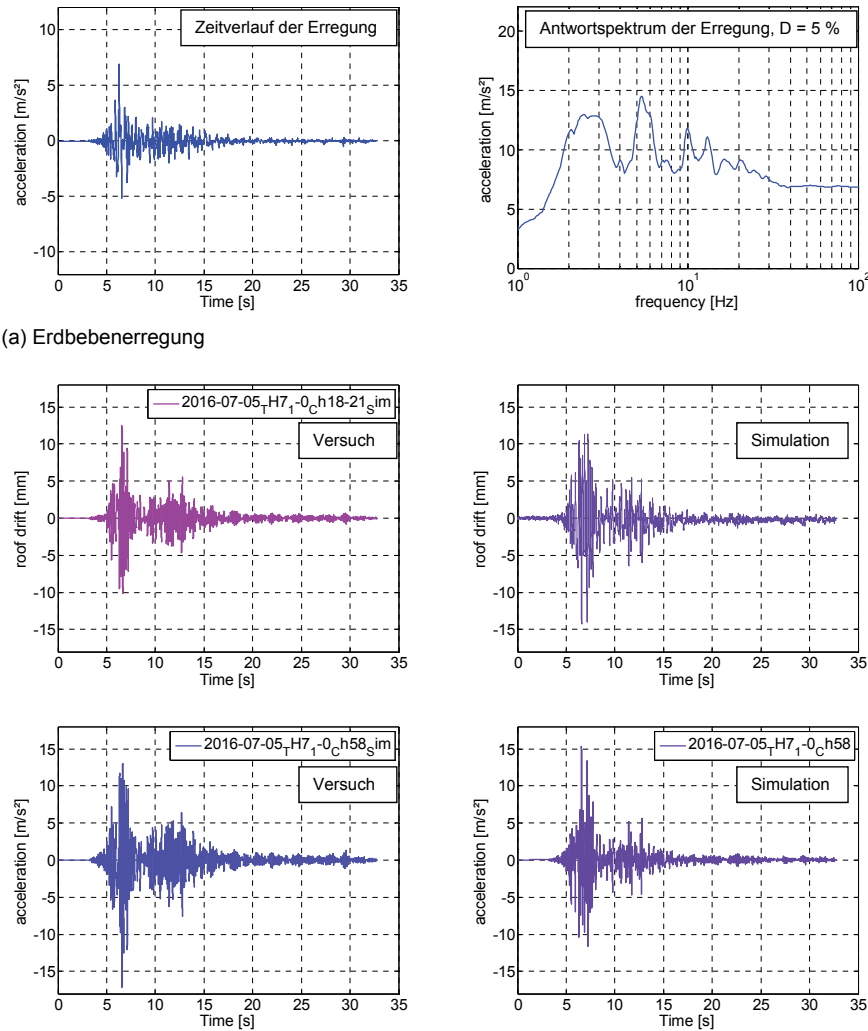


Bild 11: Ergebnisse Rütteltischversuch und Simulation – 100 % L'Aquila

4. Zusammenfassung

Die im Rahmen von ELISSA durchgeführten Untersuchungen zeigen, dass Stahl-Leichtbaustrukturen ein sehr gutes Erdbebenverhalten aufweisen. Die entwickelten numerischen Modelle können das reale Verhalten im Wesentlichen abbilden. Eine Zuschärfung der Modelle wäre durch die Berücksichtigung der Degradation in den Verbindungselementen möglich.

In einem nächsten Schritt können mit Hilfe der entwickelten Modelle Verhaltensbeiwerte für Stahl-Leichtbaustrukturen auf Basis von nichtlinearen Zeitverlaufsrechnungen abgeleitet werden.

Die Autoren bedanken sich für die finanzielle Unterstützung durch die Europäische Kommission im Rahmen des FP7 NMP Projektes "ELISSA".

Literatur

- [1] Block, C.; Gündel, M.: Aktive Schwingungsminderung zur Schadensbegrenzung bei Erdbeben. 15. D-A-CH Tagung Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik, 21.-22. September 2017, Weimar

Aktuelle österreichische Erschütterungsschutznormen

New Austrian vibration protection standards

Dipl.-Ing. **Wolfgang Steinhauser**,
Steinhauser Consuslting Engineers ZT-GmbH, Wien, Österreich

Kurzfassung

Im Jahresabstand aufeinanderfolgend sind neue Ausgaben der ÖNORM S 9020 (Dezember 2015) über den Bauwerkschutz und der ÖNORM S 9012 (Dezember 2016) zum Personenschutz in Kraft getreten. Derzeit wird eine Richtlinie zur Beurteilung der Erschütterungs- und Sekundärschallimmissionen von Baustellen vorbereitet. Es werden Zielsetzung und Inhalt dieser Regelwerke vorgestellt und jene Punkte diskutiert, in denen Unterschiede zu den DIN-Normen bestehen.

Abstract

Within one year new editions of Austrian standards concerning vibration protection for buildings (ÖNORM S 9020 - 2015) and for persons (ÖNORM S 9012 - 2016) have been released. In addition, a guideline for the judgement of vibrations and ground-borne noise from construction works is in preparation. These standards and their targets are discussed also in view of relevant DIN - Standards.

1. Einleitung

Die neue Ausgabe der ÖNORM S 9020 stellt eine Universal - Erschütterungsschutznorm für ober- und unterirdische Anlagen dar. Sie hat das Ziel, einerseits mittels angemessenen, an Schadensschwellen orientierten Richtwerten durch Erschütterungen verursachte Schäden zu vermeiden. Dadurch sollen gleichzeitig auch zu enge Grenzen vermieden werden, die keinen zusätzlichen Bauwerksschutz bewirken, aber die Anwendung kostengünstiger, aber erschütterungsintensiver Technologien behindern.

Die neue Ausgabe der ÖNORM S 9012, die dem Schutz von Menschen vor unzumutbaren Erschütterungs- und Sekundärschallimmissionen dient, enthält nunmehr auch Prognoseansätze für den Hochgeschwindigkeits-Eisenbahnverkehr (> 200 km/h). Obwohl diese Norm an sich zur Beurteilung von Straßen- und Bahnverkehrsimmissionen dient, wird sie auch bei Baustellenerschütterungen immer wieder herangezogen. Um dem diesbezüglich offensichtli-

chen Bedürfnis zu entsprechen, wird derzeit in der Forschungsgesellschaft Straße-Schiene-Verkehr (FSV) eine neue Richtlinie für Baustellenschütterungen RVE 04.02.04 erarbeitet, die u.a. auf die Länge der Bauzeit abgestufte Immissionsrichtwerte angeben soll.

2. ÖNORM S 9020 - Bauwerksschutz

2.1 Angemessene schadensorientierte Erschütterungsrichtwerte

Wie eine Literatursuche bestätigt, gibt es nur eine beschränkte Anzahl von systematischen und umfassenden Untersuchungen über Erschütterungsschäden. Diese befassen sich in erster Linie mit Spreng- und Bebenerschütterungen, da diese beiden Erschütterungsquellen offensichtlich die meisten Schäden verursachen. Pionierarbeiten auf diesem Gebiet haben Langefors 1957, sowie Edwards und Northwood 1960 geleistet. Mit Messsystemen, die von ihrem Gewicht und ihren Abmessungen her als gerade schon transportabel bezeichnet werden können, haben sie die Schadensschwelle von Wohnhäusern untersucht. Bild 1 zeigt die Ergebnisse von Langefors, der bei mehr als 100 Sprengerschütterungsmessungen eine Schadensschwelle von $v=110$ mm/s ermittelte.

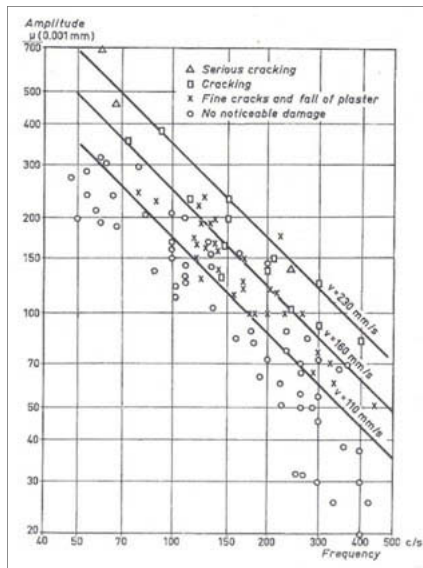


Bild 1: Schadenswirkung von Sprengerschütterungen an Wohnhäusern [1]

Edwards und Northwood haben wenig später diese Schadensschwelle für niederfrequente Sprengerschütterungen ($f = 2 - 25 \text{ Hz}$) bestätigt [2]. Somit ist das ganze interessierende Frequenzspektrum erfasst worden und ebenso unterschiedliche Untergrundverhältnisse (Sand/Kies, Ton, Fels). Es wurden jedoch vorwiegend Familienwohnhäuser erfasst. Angaben über die Qualität der Bausubstanz fehlen.

Um eine ausreichend breite, gesicherte Datenbasis zur Festlegung von Normrichtwerten zu erhalten, ist es erforderlich, Schadensinformationen von Objekten zu verwenden, die die ganze Bandbreite sowohl der Bauwerke, von der Ruine bis zum Stahlbetonbau als auch ihres Erhaltungszustands und der Fundierungsverhältnisse zu verwenden. Diese Anforderungen erfüllen Schäden durch Erdbebenerschütterungen optimal. Einerseits belasten Beben in ihrem vergleichsweise großen Erschütterungsgebieten Gebäude aller Art, unterschiedlichster Fundierungsverhältnissen und jeglichen Zustands und andererseits sind die Intensitätsgrade der makroseismischen Beurteilungsskala EMS 98 am Schadensbild orientiert. Aus der Magnitude M , der Epizentralintensität I_0 und der Herdtiefe können nach Shebalin [3] und Mc Guire [4] die aufgetretenen Schwinggeschwindigkeiten für jeden beliebigen Ort berechnet werden, wobei diese empirischen Beziehungen hinsichtlich des Einflusses der Herdtiefe durch die relativ dichten seismischen Stationsnetze gut regional kalibrierbar sind.

In Tabelle 1 sind die Schwinggeschwindigkeitsbeträge der Schadensschwelle für Bauwerkschäden vom Grad 1 (Schönheitsschäden) für verschiedene Bauwerks-Empfindlichkeitsklassen der EMS 98 bei Erdbeben angegeben.

Tabelle 1: Schadensschwelle für Schönheitsschäden an Bauwerken nach EMS 98

Empfindlichkeitsklasse	Typische Bauform	Bebenintensität	Schwinggeschwindigkeit
A	Adobe, Lehmbauten	5 °	25 mm/s
B	Ziegel, Steine etc. mit nicht versteiftem Decken (Holz, etc.)	6 °	47 mm/s
C	Ziegel, Betonstein, etc. mit versteiften Decken (Beton, etc.)	7 °	87 mm/s

Da Breitband-Bebenstationen grundsätzlich auf Fundamentniveau installiert sind, beziehen sich die Schwellwerte von Tabelle 1 ebenfalls auf das Fundament eines Objekts. Die - im europäischen Maßstab - außerordentlich große Anzahl von Boden-Schadensfällen machen diese Schwellwertangaben sehr zuverlässig. Sie inkludieren von der Methode her auch, da sich Erschütterungen im aufgehenden Bauwerk je nach Struktur und Substanz unterschied-

lich verstärken, im Sinne einer „worst case“ Betrachtung das jeweils ungünstigste Gebäude-Schwingungsverhalten.

Zusammenfassend ergibt sich, wenn die vorhandenen Daten über Schadensschwellen für schadensorientierte Richtwerte verwendet werden sollen, müssen Fundamentmessungen die Bezugsbasis bilden. Weiters bestehen zwischen Wohnhäusern mit nicht versteiften Holzdecken und solchen mit versteiften Massivdecken bezüglich der dynamischen Belastbarkeit derart große Unterschiede, dass für sie unterschiedliche Richtwerte angebracht sind.

2.2 Ziele und Beurteilungskriterien der S 9020

Das Ziel der schutzbaulichen Anlagen vor Schäden, die durch Erschütterungen verursacht werden. Wie allgemein üblich gilt jede Verminderung der Gebrauchstauglichkeit als Schaden. Bei Baudenkmälern, Wohn- und Geschäftsbauten betrifft diese bereits Schönheitsschäden. Zur Erschütterungsbeurteilung dienen drei Stufen unterschiedlicher Analysentiefe (Tabelle 2).

Tabelle 2: Beurteilungsstufen für Bauwerkserschütterungen

Stufe	Bezeichnung	Beurteilungsgrundlagen
1	Geringfügige Erschütterungen	Erfahrungswerte
2	Schwinggeschwindigkeitsmessungen	Fundamentmessungen, sowie Klassifizierung der Erschütterungen und der Gebäudeempfindlichkeit
3	Verformungsuntersuchungen	Messung der Erschütterungen und der Ausbreitungsgeschwindigkeit der betroffenen Bauteile, Untergrund, etc.

Als bautechnisch irrelevant gelten Erschütterungen, deren maximale resultierende Schwinggeschwindigkeit $V_{R,max} = 2,5 \text{ mm/s}$ nicht übersteigt.

Die Schwinggeschwindigkeitsbeurteilung baut auf der maximalen resultierenden Schwinggeschwindigkeit $V_{R,max}$ auf, die im Bereich der Fundamente des zu schützenden Objekts auftreten.

Die Richtwerte $V_{R,max}$ sind nach mehreren Parametern abgestuft festgelegt. Für die Erschütterungsbelastbarkeit eines Objekts ist die *Empfindlichkeitsklasse* des Gebäudes maßgeblich. Die Norm sieht je 5 Empfindlichkeitsklassen für oberirdische und unterirdische Anlagen vor (Tabelle 3).

Tabelle 3: Empfindlichkeitsklassen der S 9020

Klasse	Beschreibung	Hochbaubeispiele	Tiefbaubeispiele
0	sehr wenig empfindlich	Schwerindustrie, Holzkonstruktionen, Brücken	Stahlbeton-Tunnel, Stahlrohrleitungen
1	wenig empfindlich	Industrie- und Gewerbebauten, Silos, Gittermaste	gemauerte Tunnel, Betonrohrleitungen
2	normal empfindlich	Wohn- und Bürogebäude mit Massivdecken	Quellfassungen, Erdkeller
3	erhöht empfindlich	Gebäude geringer Rahmensteifigkeit (Tramdecken), Adobebauten	Gussleitungen 110 kV Erdkabel
4	sehr empfindlich	Besonders erschütterungsanfällige oder denkmalgeschützte Gebäude (Ruinen)	380 kV Erdkabel

Die einwirkenden Erschütterungen werden nach Andauer, Häufigkeit und Frequenz der Immission klassifiziert. Dabei wird bei der Dauer der Erschütterungen zwischen *impulsförmig* (bis zu 2 Sekunden Dauer), *kurzzeitig* und *kontinuierlich* (länger als 3 Minuten unterschieden).

Bei der Häufigkeit wird die Gliederung in die Klassen *selten*, *wiederholt* und *häufig* verwendet.

Mit Ausnahme von impulsförmigen, seltenen Erschütterungen erfolgt eine Frequenzbewertung. Dabei werden die Richtwerte im Spektralbereich $f > 10$ Hz in Abhängigkeit von Andauer und Häufigkeit um bis zu 55% abgemindert. Nach einem Übergangsbereich mit linear ansteigenden Richtwerten ist von 40 Hz aufwärts keine Abminderung mehr vorgesehen.

Die Erschütterungsrichtwerte der Stufe 2 sind sehr konservativ und können ohne Schadensgefährdung dann überschritten werden, wenn durch eine Verformungsuntersuchung die tatsächliche dynamische Spannungsbelastung eines Bauwerks/Bauteils ermittelt wird und somit individuell auf dieses Bauwerk bezogene Grenzwerte festgelegt werden können. Im Hinblick auf den dabei erforderlichen Untersuchungsaufwand wird empfohlen, im Regelfall das Beurteilungsverfahren der Stufe 2 zu verwenden.

2.3 Schwinggeschwindigkeitsrichtwerte

Um den Bezug zu den messtechnisch ermittelten Schadensschwellen zu erhalten, beziehen sich alle Richtwertangaben der Norm auf Fundamente. Wie bereits in der alten Normausgabe bildet die maximale resultierende Schwinggeschwindigkeit $v_{R,max}$ die Beurteilungsgröße.

Die Richtwerte bauen auf einem Basiswert $v_B = 9$ mm/s, der für denkmalgeschützte Objekte bei impulsförmiger Einwirkung gilt. Um den für die jeweilige Gebäudeempfindlichkeitsklasse

unter Berücksichtigung der Häufigkeit und der vorherrschenden Frequenz geltenden Richtwert zu erhalten, ist mit einer Empfindlichkeitsklasse unter Berücksichtigung der Häufigkeit und der vorhandenen Frequenz geltenden Richtwert zu erhalten, ist er mit einem Empfindlichkeitsklassen- und einem Frequenzabminderungsfaktor zu multiplizieren. Der Empfindlichkeitsklassenfaktor und die sich daraus für seltene impulsförmige Erschütterungen ergebenden Richtwerte sind in Tabelle 4 beispielhaft wiedergegeben. Die Richtwerte orientieren sich an den Schadensschwellen gemäß EMS 98 unter Berücksichtigung eines Sicherheitsab- schlags von etwa 6-10 dB.

Tabelle 4: Empfindlichkeitsklassenfaktor E_F und Richtwerte $v_{R,max}$ für seltene, impulsförmige Erschütterungen

Klasse	Empfindlichkeitsfaktor E_F	Richtwerte $v_{R,max}$
0	15,0	135 mm/s
1	8,0	72 mm/s
2	3,5	32 mm/s
3	1,8	16 mm/s
4	1,0	9 mm/s

Die sich so ergebenden Richtwerte sind in Bild 2 bis Bild 4 grafisch dargestellt.

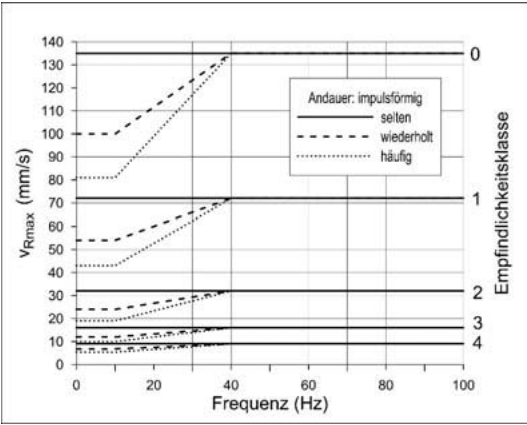


Bild 2: Richtwerte für impulsförmige Erschütterungen

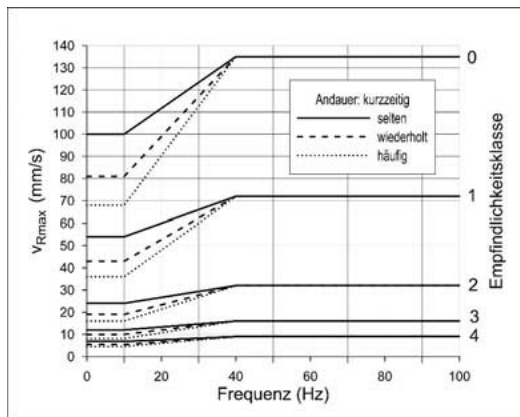


Bild 3: Richtwerte für kurzzeitige Erschütterungen

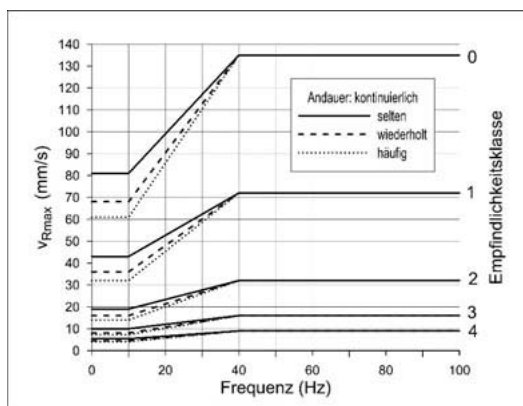


Bild 4: Richtwerte für kontinuierliche Erschütterungen

2.4 Richtwerte im internationalen Vergleich

In Bild 5 ist der Vergleich der S 9020 Richtwerte mit anderen nationalen Richtwerten wiedergegeben, wobei sich der Vergleich der Übersicht wegen auf normal empfindliche Wohnhäuser (Empfindlichkeitsklasse 2) beschränkt.

Die höchsten Richtwerte sind demnach in Schweden für auf Fels fundierte Häuser zulässig (SS 4866). Die niedrigsten Richtwerte bilden die Anhaltswerte der DIN 4153 -3. Die S 9020

Richtwerte liegen im oberen Mittelfeld und können als schadensorientierte Richtwerte mit hoher Sicherheitsreserve betrachtet werden, die nutzlose Beschränkungen vermeiden, so dass die kontrollierte Technologieentwicklung und Baumaßnahmen nicht unnötig eingeschränkt werden.

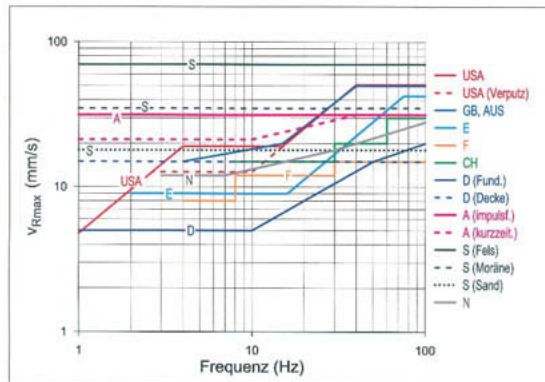


Bild 5: Internationaler Richtwertvergleich für normalempfindliche Wohnhäuser

3. ÖNORM S 9020

Der im Vergleich zu vorhergehenden Ausgabe unverändert gebliebene Aufbau der S 9012 einschließlich des Beurteilungsverfahrens und der Richtwertangaben ist bereits früher diskutiert worden [5], weshalb diese Darstellung hier entfallen kann. Ein wesentliches Merkmal der S 9012 ist es jedenfalls, dass sowohl Erschütterungs- als auch Sekundärschallemissionen behandelt werden.

Geändert worden ist die Zuordnung von Krankenhäusern und Schulen, die nunmehr zur Gebietskategorie 4 (Kerngebiet) gehören. Dies bildet eine Angleichung der Zuordnung dieser Einrichtungen in den österreichischen Akustiknormen und entspricht auch der gelebten Praxis.

Eine wesentliche Änderung betrifft die Immissionsberechnung von Hochgeschwindigkeitszügen. Bisher erhielt die Norm die Angabe, dass die Erschütterungsemissionen mit der Quadratwurzel der Fahrtgeschwindigkeit anwachsen, wobei alle Zugarten im Mischbetrieb betrachtet worden sind (Güterzüge bis 100 km/h, Personenzüge bis 160 km/h).

Auf Basis von Emissionsmessungen bei Hochgeschwindigkeitsversuchsfahrten in 8 m Distanz vom Gleis hängt die maximale Emission $V_{R,max}$, wie im Bild 6 dargestellt von der Fahrtgeschwindigkeit u wie folgt ab [6]:

$$v_{R,max} = a\sqrt{u^3}$$

Die somit mit der Fahrtgeschwindigkeit progressiv zunehmenden Erschütterungsemissionen der schnellen Reisezüge (ICE, Railjet) bewirken demnach trotz hoher Laufruhe Emissionen, die etwa ab 200 km/h jene der Güterzüge ($v \leq 100$ km/h) übertreffen.

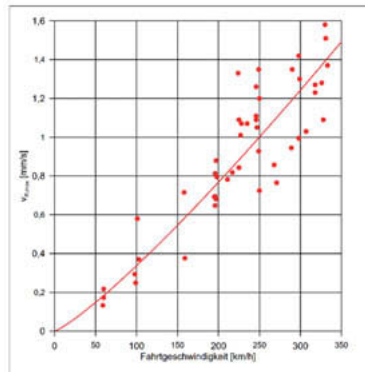


Bild 6: Maximale resultierende Schwingungsgeschwindigkeit als Funktion der Fahrtgeschwindigkeit Regelober- und Unterbau

4. RVE 04.02.04 - Baustellenerschütterungen

Während bezüglich des Bauwerkschutzes in der S 9020 Richtwerte für Erschütterungen aller Art und somit jener von Baustellen angegeben sind, wird der Personenschutz in der S 9012 unter dem Gesichtspunkt beurteilt, dass diese Immissionen jahraus, jahrein immer auftreten. Die relative Kürze von Bauarbeiten wird nicht berücksichtigt.

Zur Beurteilung der Erschütterungs- und Sekundärschallimmissionen wird daher derzeit eine Richtlinie erarbeitet, die insbesondere den Liniencharakter von Verkehrsinfrastruktur-Baustellen berücksichtigt, aber auch sonst für Bauarbeiten verwendet werden kann. Sie konzentriert sich auf den Personenschutz, da der Bauwerksschutz durch die S 9020 ohnehin abgedeckt wird. Folgende Punkte sollen berücksichtigt werden:

4.1 Baudauer

Es ist vorgesehen, Richtwerte abgestuft nach der Länge der Bauarbeiten anzugeben. Dabei sind auch nur Stunden andauernde Wartungsarbeiten (z.B. Schotterbettstopfen), die häufig nur in der Nacht durchgeführt werden können, zu berücksichtigen.

4.2 Personenschutz

Während für die ständig wiederkehrende Erschütterung (Zugverkehr, Produktionsmaschinen, etc.) sichtprobenartige Messungen im Wohnbereich die Beurteilungsgrundlage bilden, führt

dies bei Baustellen zu Problemen. Oft ist eine Überwachung auf Baudauer erforderlich, was im Wohnbereich der Betroffenen in der Regel unzumutbar ist. Es sollen daher Richtwerte von Fundamentmessungen ansatzweise herangezogen werden, die allenfalls sichtprobenartig im Wohnbereich kontrolliert werden. Die Festlegung derartiger Richtwerte erfolgt mit Hilfe von bisher durchgeführten Baustellenmessungen.

Bild 7 zeigt als Beispiel Sekundärschallimmissionen von Tunnelvortriebsarbeiten, die teils durch Sprengung teils mit Tunnelbagger, etc. erfolgten. Die Sekundärschallimmissionen der Sprengungen unterscheiden sich in der Stärke nur wenig von den sonstigen Bohr- und Baggararbeiten.

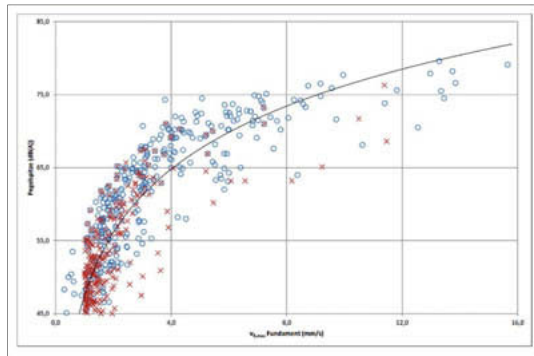


Bild 7: Sekundärschallimmissionen in Abhängigkeit von $V_{R,max}$ am Fundament
O Sprengung; X Bohren, Tunnelbagger, etc.

Es ist vorgesehen diesen Richtlinienentwurf noch 2018 fertigzustellen.

Literatur

- [1] Langefors, V., Westerberg, H., Kilchröms, B.: Schadenwirkungen von Bodenerschütterungen durch Sprengungen. Nobel Hefte, Bd. 23 (1957)
- [2] Edwards, A.T., Northwood T.D.: Experimental Studies of the effects of blasting on structures. The Engineer, 210 (1960)
- [3] Shebalin, N.: Correlation between earthquake magnitude and intensity. Studia geophys. Et geod. 2, (1958)
- [4] McGuire, R.K.: Seismic structural response risk analysis, incorporating peak response regressions on earthquake magnitude and distance. MIT, Dept. Civil Eng. Research Report (1974)
- [5] Steinhauser, P. u. S.: Erschütterungsbeurteilung nach ÖNORM S 9012 im Vergleich zur internationalen Normung. Lärmbekämpfung, Bd. 5 (2010)
- [6] Steinhauser, W.: Erschütterungsemissionen des Hochgeschwindigkeitsverkehrs. ETR-Austriaspezial, März 2014

Herausforderungen bei Schutzmaßnahmen an Gebäuden

Challenges of protection measures for buildings

Dipl.-Ing. ETH **Thomas Rupp**,
Bsc FHO Bauingenieurwesen **Adriano Manuel**,
Basler & Hofmann AG, Zürich, Schweiz

Kurzfassung

Der Gebäudekomplex auf dem Baufeld F der Europaallee beim Hauptbahnhof Zürich wurde auf ca. 8'500 m² Flächenlagern und 142 Pfahllagern elastisch gelagert. Neben der Bemessung und Auslegung der Lagerung war insbesondere die Herstellung eines qualitativ hochwertigen Untergrundes eine zentrale Herausforderung. Kontrollmessungen im Zuge der Ausführung deuten auf eine gute Wirksamkeit der getroffenen Maßnahmen hin.

Abstract

The building complex on construction site F of Europaallee near Zurich main station was elastically bedded on approx. 8,500 m² of surface bearings and 142 pile bearings. In addition to the design, the production of a high-quality ground for the bedding was a key challenge. Measurements during the realization indicate a good effectiveness of the measures taken.

1. Planung von Erschütterungsschutzmaßnahmen

Im Baufeld F an der Europaallee in Zürich entstehen hochwertige Häuser mit Wohn- und Dienstleistungsnutzung. Markant treten die 3 bis 54m hohen Türme direkt neben dem Gleisfeld in Erscheinung. Baufeld F wird vom Totalunternehmer PORR erstellt und Basler & Hofmann ist verantwortlich für die Geotechnik, die Statik und den Erschütterungsschutz. Baubeginn war 2015, ab Frühling 2016 wurden die Schutzmaßnahmen realisiert und 2019 sollte die Überbauung fertiggestellt sein.

Das Bauobjekt befindet sich in unmittelbarer Nähe zum Hauptbahnhof Zürich und profitiert damit von einer optimalen Erschließung an den öffentlichen Verkehr. Andererseits können die nahen Bahngleise den Wohnkomfort beeinträchtigen und störende Bahnmissionen die Rendite der Büro- und Retailflächen schmälern (siehe nachfolgendes Bild 1).

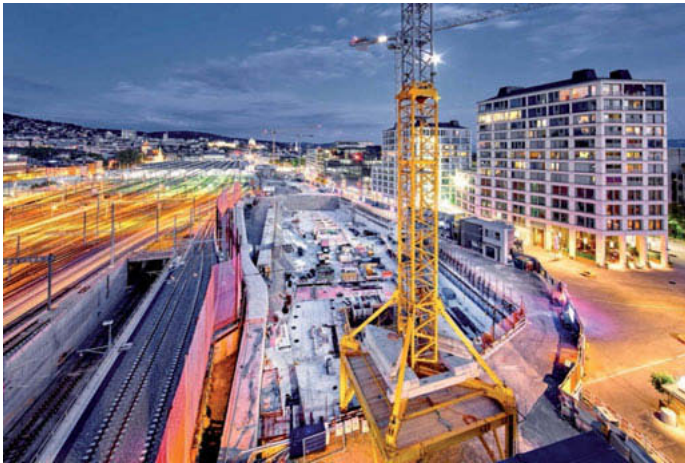


Bild 1: Blick über die Europaallee, links die Einfahrt in den Bahnhof Löwenstraße

Quelle: Basler und Hofmann AG

Weil wirksame Erschütterungsschutzmaßnahmen an der Quelle aus technischen und bahnbetrieblichen Gründen nicht möglich waren, musste der Fokus auf Maßnahmen am Gebäude gelegt werden.

2. Auslegung und Spezifikation der Gebäudelagerung

Die Immissionen des offenen Gleisfeldes und der Rampe in den Bahnhof Löwenstraße wurden mittels Freifeldmessungen ermittelt. Die nachfolgenden Prognosen zeigten, dass zur Erzielung eines angemessenen Komforts (Zielwerte Körperschall für Zugsvorbeifahrten < 35 dBA) eine teilelastische Gebäudelagerung bis zu einem Gleisabstand von 30 Metern erforderlich ist (vergleiche Bild 3).

Durch den Bauingenieur wurden die Lasten auf UK Bodenplatte heruntergerechnet. Die Gebäudelagerung wurde mit Faktor 0.85 der charakteristischen Lasten bemessen. Die nachfolgende Figur zeigt die Verteilung der Bodenpressungen im Bereich des Turmes F10. Eine Bemessung der Lager im Traglastfall war nicht notwendig, da bei der vorliegenden vollflächigen Lagerung davon auszugehen war, dass ein (theoretisches) bereichsweises Versagen der Lager keinen Einfluss auf die Tragfähigkeit des Gebäudes hätte. Alle nachfolgend beschriebenen Betrachtungen beziehen sich daher ausschließlich auf den Zustand der Gebrauchstauglichkeit, für welchen die Schwingungsisolation auszulegen ist.

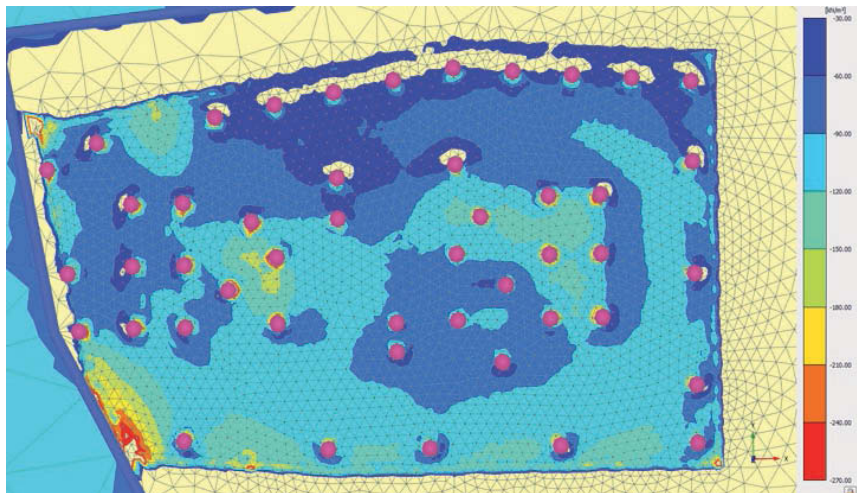


Bild 2: Turm 10, Pressungen bei Turm F10 mit 0.85 x charakteristische Lasten

Quelle: Plaxis-Berechnungen von Basler und Hofmann AG

Diese aufwendigen geotechnischen Berechnungen waren erforderlich, um das komplexe Tragverhalten der kombinierten Pfahl-Platten-Gründung zu simulieren.

Aufgrund der Lastangaben vom Bauingenieur wurde ein Lastenplan erstellt, der als Grundlage für die Materialauslegung diente. Die elastische Gebäudelagerung wurde auf eine Abstimmfrequenz von $12\text{Hz} \pm 2\text{Hz}$ ausgelegt. Die gesamte Fläche der elastischen Lagerung inklusive Wandflächen beträgt $8'500\text{ m}^2$. Zudem wurden hochbelastbare PUR-Lager auf 142 Pfählen (Bohrpfähle $\varnothing 120\text{cm}$, Pfahllängen 15m bis 27m) mit Pfahllasten zwischen 2 und 9 MN (quasi-ständige Lasten) vorgesehen.

Das folgende Bild 3 zeigt den Lastenplan, wie er für die Ausschreibung verwendet wurde.



Bild 3: Lastenplan für das Ausschreibungsprojekt Baufeld F

Quelle: Basler und Hofmann AG

Ein weiteres Augenmerk galt dem Grundwasserspiegel, weil der Mittelwasserstand etwa auf Höhe der Bodenplatte vom Turm F10 und der Hochwasserstand über UK Bodenplatte der Tiefgarage liegt.

Unter Berücksichtigung dieser Randbedingungen entschied sich der Totalunternehmer, im Baufeld F geschlossenzellige PUR-Materialien der Firma Getzner Werkstoffe GmbH einzubauen. Damit wurde eine Versteifung der Lager im Grundwasser vermieden. Als Flächenlager wurden Sylodyn-Matten mit zulässigen Pressungen zwischen 0.08 und 0.52 N/mm² und einer Dicke von 25 bis 28mm eingebaut. Einzig im Bereich der Tiefgarage ohne Überbauten wurde das Material Sylomer SR 11 verwendet (gemischtzellig, Pressung < 0.01 N/mm²). Detailanalysen des Grundwasserspiegels zeigten, dass dieser Bereich nur bei Hochwasserstand im Wasser steht. Ergänzende Laborversuche ergaben, dass die Materialversteifung des gemischtzelligen Sylomer-Materials infolge Stauwassers für das Gesamtsystem unbedenklich war.

Auf den Bohrpfählen waren ursprünglich armierte Schwingungslager vorgesehen, die bei den hochbelasteten Pfählen zusätzliche Pfahlkopfverbreiterungen verlangt hätten. Die Firma Getzner hatte als Variante ihre neuentwickelten, hochbelastbaren HRB-HS Lager angeboten. Diese 37mm dicken Lager wurden auf allen Bohrpfählen eingebaut (siehe Bilder 7 und 8). Für die Entkopplung der bahnseitigen UG-Wände wurden in Abhängigkeit der Einbautiefe und des Grundwasserstandes Unterschottermatten des Typs Sylodyn D619 und CN225 und im oberen Bereich eine USM A728 eingesetzt.

Folgendes Bild zeigt den Mattenverlegeplan für die Einbauetappe von Turm F10.

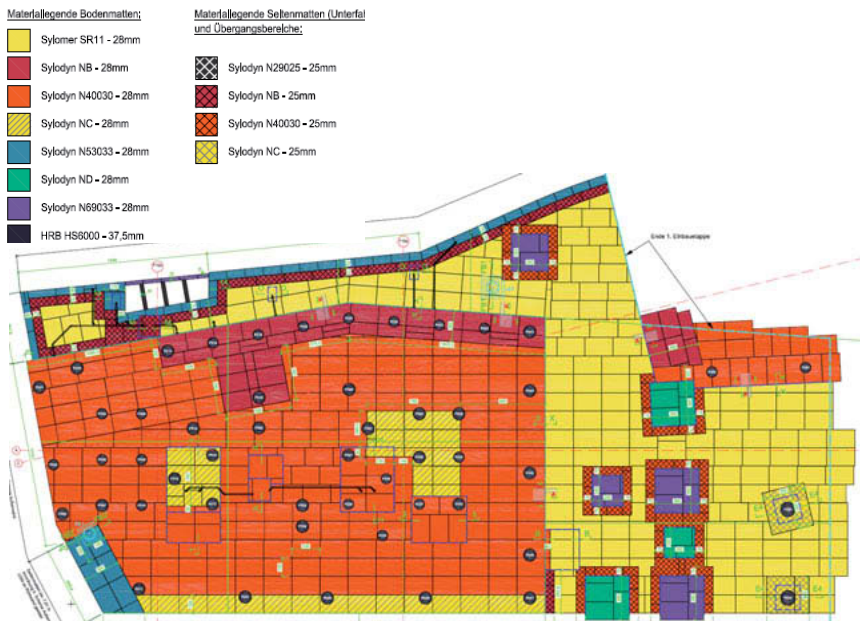


Bild 4: Verlegeplan der Etappe mit Turm F10, ca. 50 Bohrpfähle

Quelle: Getzner Werkstoffe GmbH

3. Besondere Herausforderungen einer Großbaustelle

Logistik

Eine konzentrierte Mattenanlieferung war infolge fehlenden Lagerplatzes nicht möglich. Zum Glück konnten die Matten im Werksgebäude der Verlegefirma zwischengelagert werden und die Anlieferung erfolgte in Kleinchargen auf die Baustelle.

Kurzfristige Umplanungen

Nach Erstellung des Lastenplans (siehe Bild 3) erfolgte eine Umplanung infolge größerer Umbauwünsche des Großnutzers Google. Da war insbesondere der Ingenieur gefordert mit kurzfristigen Berechnungen und Planüberarbeitungen.

Qualität Sauberkeitsschicht

Ein schwieriges Thema stellt immer wieder die Qualität der Sauberkeitsschicht dar, auf welche die Flächenlager zu liegen kommen. Für die Fundamentvertiefungen mussten scharfkantige Übergänge mittels Negativbeton geschaffen werden. Die beiden nachfolgenden Bilder zeigen zwei Entwicklungsschritte in dieser Problematik auf.



Bild 5: zurückgewiesene Abnahme der Magerbetonsohle
Quelle: Basler & Hofmann AG



Bild 6: Abnahme Magerbetonsohle mit kleinen Nachbesserungen
Quelle: Basler & Hofmann AG

Baustellenkontrollen und Verantwortlichkeiten

Nachfolgende Bilder 7 und 8 zeigen Fundamentvertiefungen kombiniert mit Pfahl lagern während einer Baustellenkontrolle. Nach erfolgter Mattenabnahme kann es noch einige Tage dauern, bis die Bodenplatte über den abgenommenen Matten armiert ist. Bild 9 und 10 zeigen, wie eine Etappe bei der Abnahme und nachfolgend daher kommt. Es ist offensichtlich, dass die Aufsichtsperson vor Ort ein Auge auf die fachgerecht eingebauten Matten haben muss und eine Schlusskontrolle vor der Betonierfreigabe zwingend ist.



Bild 7 und 8: Matteneinbau im Bereich von Fundamentvertiefungen mit Pfahllagern

Quelle: Basler & Hofmann AG



Bild 9 und 10: Eingebaute Matten bei der Abnahme durch den Fachingenieur und nach weiteren Arbeiten auf der Baustelle

Quelle: Basler & Hofmann AG

Eine lückenlose Kontrolle der Gebäudelagerung durch den Fachingenieur ist nicht machbar. Mit einem an den Bauablauf angepassten Kontrollplan und den folgenden Ausführungsanweisungen konnte das Risiko von Ausführungsfehlern minimiert werden.

- Die Matten und Pfahllager wurden durch eine Spezialfirma eingebaut, die eine langjährige Erfahrung mitbringt.
- An die Qualität und Ausführung der Pfahlköpfe wurden höchste Anforderungen gestellt (Schwerlastmörtel, glatt abgezogen und horizontalisiert).
- Die örtliche Bauleitung des TU PORR wurde sorgfältig instruiert und stellte eine unabhängige Kontrolle sicher.
- Wichtige Abnahmen erfolgten durch den Erschütterungsspezialisten mit Protokoll.
- Die Erschütterungsspezialisten standen für Rückfragen jederzeit zur Verfügung.

4. Kontrollmessungen und Ausblick

Während der Erstellung der elastisch gelagerten Bodenplatte fanden 2 eigene und 1 externe Kontrollmessungen statt. Jene vom Oktober 2016 im Bereich von Turm F10 ist in den Bildern 11 bis Bild 13 dokumentiert. Die Schwierigkeit dieser Messungen bestand darin, dass die gesamte Bodenfläche elastisch gelagert war und die Referenzmessung OK Terrain mittels Erdpfahl erfolgte. Die gemittelten Spektren in Bild 14 zeigen deutliche Reduktionen für die elastische gelagerte Bodenplatte.



Bild 11: Anordnung der Messpunkte
Quelle: Basler & Hofmann AG

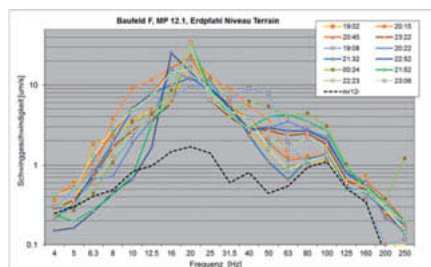


Bild 12: Terzschnellespektren auf Erdpfahl
OK Terrain
Quelle: Basler & Hofmann AG

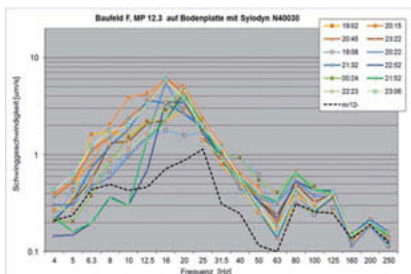


Bild 13: Terzschnellespektren im
Bereich N40030
Quelle: Basler & Hofmann AG

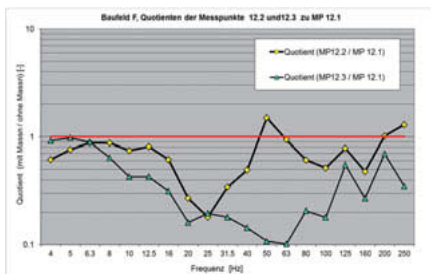


Bild 14: Unterschiede zwischen Erdpfahl und
2 gelagerten Bereichen
Quelle: Basler & Hofmann AG

Die durchgeführten und begleiteten Verlegearbeiten sowie die Kontrollmessungen deuten darauf hin, dass die eingangs definierten Ziele der Erschütterungsschutzmaßnahmen erreicht werden. Die abschließenden Kontrollmessungen in sensiblen Räumen sind aber noch ausstehend.

Bauen im Bestand – nachträgliche Installation einer hochelastischen Gebäudelagerung mit PUR-Materialien am Beispiel der ehemaligen Reichsbahndirektion in Stuttgart

Dipl.-Ing. **A. Wenz**, Getzner Werkstoffe GmbH, Grünwald;
Dr.-Ing. **M. Gündel**, Wölfel Engineering GmbH & Co. KG, Höchberg;
Dr.-Ing. **U. Gerhaher**, Getzner Werkstoffe GmbH, Bürs, Österreich

Kurzfassung

Die ehemalige Reichsbahndirektion in Stuttgart besitzt eine denkmalgeschützte Fassade, die erhalten werden muss. Unter dem Gebäude soll der Nordkopf des neuen Stuttgarter Untergrundbahnhofs im Rahmen des Projekts „Stuttgart 21“ gebaut werden. Darunter wiederum verläuft eine Tunnelröhre der Stuttgarter Stadtbahn. Da das Gebäude in Zukunft als hochwertiges Hotel genutzt werden soll, muss es von den Erschütterungen des Zugverkehrs sowohl im Bahnhof, als auch im Stadtbahntunnel elastisch entkoppelt werden. Eine elastische Isolierung des bestehenden Fundaments war nicht möglich, so dass die Isolierung zwischen den Bestandswänden des Erdgeschosses oberhalb und einer neu betonierten Abfangplatte unterhalb eingebaut wurde. Dazu wurde das Gebäude an den von unten abgebrochenen Bestandswänden temporär auf Mikrobohrpfähle gestützt, um den neuen Unterbau in offener Bauweise herstellen zu können. Die elastischen Lager wurden dann auf der Abfangplatte positioniert und durch ein Vorspannen der Platte elastisch vorverformt. Der Zwischenraum zur Unterkante der Bestandswände wurde form- und kraftschlüssig mit Zement verpresst. Nach der Umlagerung auf die elastischen Lager wurden die Mikrobohrpfähle wieder entfernt. Durch dieses Vorgehensweise konnte nachträgliche eine vorgespannte elastische Lagerung unter einem Teil des Gebäudes eingebaut werden, wobei gleichzeitig Differenzverformungen und damit Schäden an der historischen Bausubstanz weitgehend vermieden werden konnten.

1. Ausgangssituation

Im Rahmen des Projekts „Stuttgart 21“ soll der Stuttgarter Kopfbahnhof in Ost-West-Richtung durch einen unterirdischen Durchgangsbahnhof in Nord-Süd-Richtung ersetzt werden. Im Süden schließt an das zentrale neue Areal der Schlossgarten an, im Norden städtische Bebauung. Insbesondere steht über dem zukünftig geplanten Nordkopf des Bahnhofs die denkmal-

geschützte ehemalige Reichsbahndirektion (Baujahr 1914). Unter dem Gebäude und unterhalb des Niveaus des geplanten Nordkopfs, verlaufen bereits zwei Röhren der Stuttgarter Stadtbahnlinie U12 (Bild 1).

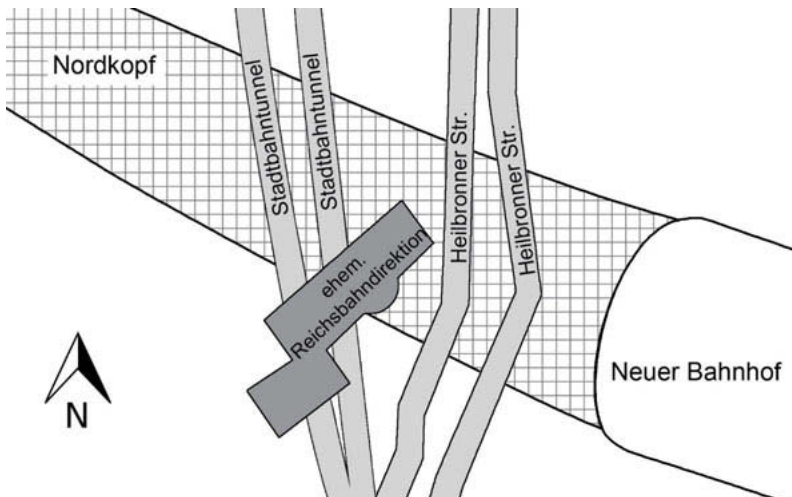


Bild 1: Lage der ehem. Reichsbahndirektion, des zukünftigen Nordkopfes und des Stadtbahntunnels

Im schematischen Querschnitt (Bild 2) ist zu sehen, dass nur ein Teil des Gebäudes von dem geplanten Nordkopftunnel unterzogen wird. Westlich des Tunnels wird zur zusätzlichen Abstützung des Gebäudes ein durch Hochdruckinjektion (HDI) verfestigter Erdkörper eingesetzt. Da das ursprüngliche Fundament des Gebäudes aus Platzgründen nicht erhalten werden kann, wird statt dessen eine neue Abfangplatte betoniert.

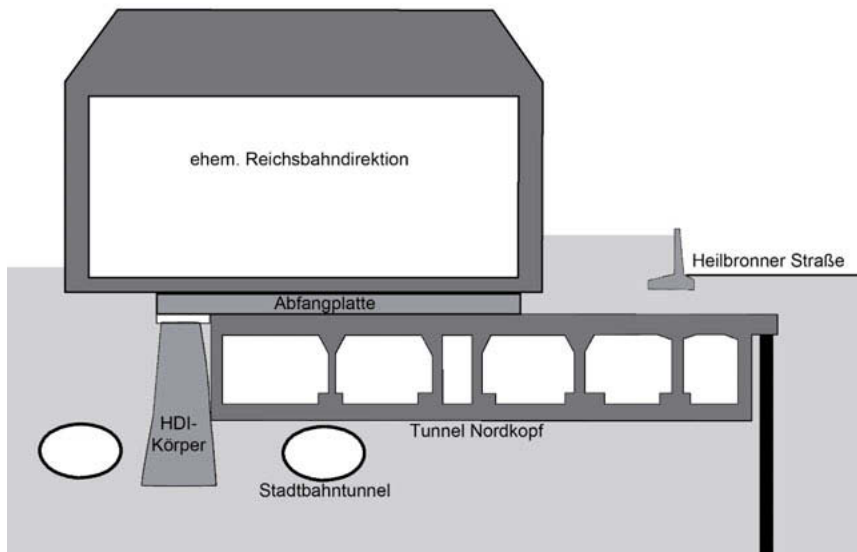


Bild 2: Schematischer Querschnitt durch die ehem. Reichsbahndirektion mit darunter liegenden Tunneln

Da das Gebäude zukünftig als hochwertiges Hotel genutzt werden soll, ist sicherzustellen, dass die Erschütterungen aus dem Zugverkehr in beiden Tunneln nicht zu einer strukturellen Schädigung der historischen Bausubstanz führen. Zudem muss eine Beeinträchtigung der Nutzung durch spürbare Erschütterungen oder sekundären Luftschall vermieden werden.

2. Prognose und Beurteilung der Erschütterungssituation

Im Zuge der Umnutzung des Gebäudes der ehemaligen Reichsbahndirektion zu einem hochwertigen Hotel waren mögliche Beeinträchtigungen durch Erschütterungen und sekundärem Luftschall zu beurteilen und gegebenenfalls Minderungsmaßnahmen vorzusehen. Grundlage der Beurteilung sind Prognosen für die ursprüngliche Planung ohne Schwingungsisolierung, sowie unter Berücksichtigung einer Schwingungsisolierung zwischen Abfangplatte und Fundament des Bestandsgebäudes.

Im Zuge solcher Prognosen werden die Emissionen, die Übertragungen (Transmission) sowie die Immissionsorte (Gebäude) berücksichtigt. Emissionsorte sind die Zugstrecken in den zwei S-Bahn-Tunneln sowie im Tunnel des neuen Hauptbahnhofs. Die S-Bahn-Tunnel waren zum Zeitpunkt der Prognose bereits in Betrieb, sodass gemessene Emissionsspektren von der

Tunnelsohle aus der Abnahmemessung vorlagen [1]. Für den noch zu errichtenden Tunnel des neuen Hauptbahnhofs wurden gemessene Emissionsspektren vergleichbarer Tunnel mit schweren Masse-Feder-Systemen verwendet.

Die Transmission von den Tunnels zum Fundament des Gebäudes wurde durch numerische Simulation und vom Fundament zu den Holzbalkendecken durch Messung ermittelt. Zur Bestimmung der Übertragungscharakteristik zwischen Fundament und Decken wurde an 22 Deckenpositionen Schwingungsmessungen unter harmonischer Krafterregung zwischen 8 und 60 Hz durchgeführt. Zur Identifikation von Eigenfrequenz und zugehöriger Dämpfung wurden Unterraumidentifikationsmethoden verwendet (Bild 3). Für die untersuchten Decken liegt die erste Eigenfrequenz zwischen 12 Hz und 30 Hz sowie die zugehörigen modalen Dämpfungsgrade im Bereich zwischen 1 % und 4 %. Die Übertragungsfunktionen von den Tunnels zum Fundament wurde mittels eines speziellen FE-Programms unter Berücksichtigung der Boden-Bauwerk-Wechselwirkung bestimmt. Einfache empirische Ansätze werden der komplexen Situation im Baugrund nicht gerecht. Das Modell umfasste die beiden S-Bahn-Tunnels, den Tunnel des neuen Hauptbahnhofs mit fünf Gleisen, die Abfangplatte, die elastische Lagerung und vereinfacht das Gebäude, wobei die dynamischen Eigenschaften der Decken durch äquivalente Ein-Freiheitsgrad-Systeme abgebildet wurden (Bild 4). Die Übertragungsfunktionen wurde mit Zeitverlaufsrechnungen von Einheitsanregungen an den einzelnen Zugstrecken ermittelt. Neben der dynamischen Überhöhungen im Bereich der ersten Eigenfrequenz der Decken ergibt sich auch eine leichte Überhöhung bei 12 Hz durch die erste vertikale Eigenfrequenz des Gebäudes auf dem Baugrund. Die Prognose der Erschütterungen erfolgte mittels des spektralen Prognoseverfahrens nach VDI-Richtlinie 3837 [2] und deren Bewertung nach DIN 4150-2 [3] für allgemeine Wohngebiete. Der sekundäre Luftschall wird mit der Mehrzahlmethode nach Ril 820.2050 [4] ermittelt und die Beurteilungspegel nach TA Lärm [5] sowie 24. BImSchV bewertet [6]. In [4] werden nur Terzen bis 100 Hz berücksichtigt. Aufgrund der ursprünglich geplanten monolithischen Ankopplung des Tunnels an das Gebäude ist allerdings auch relevanter Körperschall im höherfrequenten Bereich zu erwarten; daher wurde vergleichend der Beurteilungspegel in Anlehnung an den alten DB-Planer [7] auch für Frequenzen bis 315 Hz ermittelt.

Die Prognose für die ursprüngliche Planung, also mit einer monolithischen Anbindung des Tunnels an das Gebäude ohne elastische Lagerung, ließ zunächst auf eine Einhaltung der Anhaltswerte sowohl für die Erschütterungen als auch für den sekundären Luftschall schließen. Bei dieser Prognose wurden entsprechend aktuellen Regelwerken nur Frequenzen bis 100 Hz beachtet. Unter Berücksichtigung von Frequenzen bis 315 Hz wurden hingegen weder

die Anhaltswerte der 24. BImSchV noch der TA Lärm eingehalten. Daher wurde eine elastische Lagerung mit einer Abstimmfrequenz von 6 Hz vorgesehen, um zum einen den sekundären Luftschall zu verringern und zum anderen eine Erhöhung der Erschütterungen im Bereich der Eigenfrequenzen der Decken zu vermeiden.

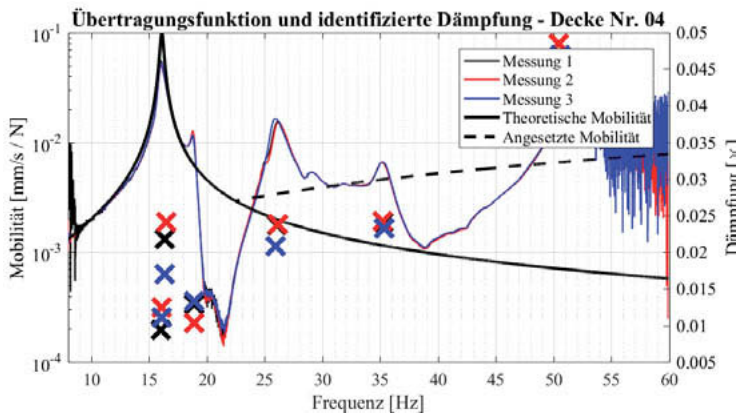


Bild 3: Übertragungsfunktion und identifizierte Dämpfung (Decke Nr. 04)

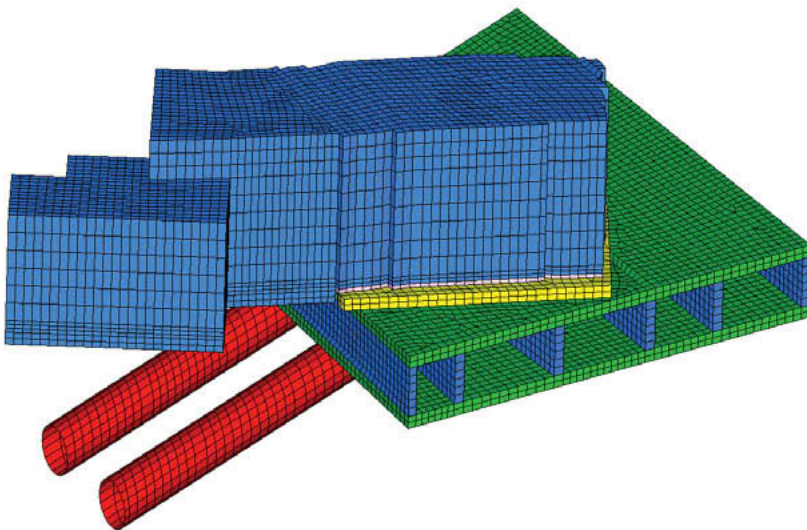


Bild 4: Modell aller Tunnel und des Gebäudes

3. Entwurf der elastischen Lagerung

Verglichen mit der Lagerung eines Neubaus auf elastischen Schwingungsdämlagern stellt die Lagerung eines bestehenden Gebäudes, insbesondere eines historischen Bauwerks, eine besondere Herausforderung dar. Das Hauptproblem ist dabei der Erhalt der Tragfähigkeit während sämtlicher Bauphasen. Erschwerend kommt bei der Lagerung des ehemaligen Reichsbahndirektionsgebäude dazu, dass nicht nur eine nachträgliche Schwingungsdämmung realisiert werden sollte, sondern zudem unter der einen Hälfte des Gebäudes neue Bahntunnelanlagen hergestellt werden sollten, Zudem wurde nur eine Hälfte des Gebäudes neu gelagert und der andere Teil im ursprünglichen Zustand belassen. Dies stellt nicht nur eine besondere Herausforderung für die Schwingungsprognose dar, sondern auch für die elastische Lagerung und die neue Fundierung. So müssen bei der neuen Lagerung Setzungen möglichst vermieden werden, um Schäden im Gebäude infolge von Differenzverformungen zu vermeiden.

Ausgangspunkt für die Dimensionierung der Lagerung ist die Angabe der Abstimmfrequenz von $f_0 < 6,0$ Hz seitens des Baudynamikers (bezogen auf den gesamten elastisch gelagerten Gebäudeteil). Dieser geringe Wert konnte mit einer einheitlichen Lagerhöhe von 100 mm erreicht werden. Die in 25 mm Dicke produzierten Grundmatten wurden beim Hersteller zu Lagern mit 100 mm Höhe verklebt und anschließend konfektioniert. Aufgrund der verfügbaren Steifigkeitsabstufung der unterschiedlichen verwendeten Sylodyn-Materialien konnte die Auslastung aller Lager so gewählt werden, dass sich ähnliche Einfederungen ergeben. Da die Lager durch den im Folgenden beschriebenen Bauablauf als vorgespannte Lager eingebaut wurden und zudem dieser Vorspannprozess (durch Vorspannen / Verformung der Auflagerplatte) einige Tage in Anspruch nahm, konnte ein Großteil der prognostizierten Verformungen bereits durch die Vorspannung kompensiert werden. Nur ein geringer Teil der Kriechverformungen, sowie die zu erwartenden Setzungen der Auflagerplatte waren tatsächlich als Differenzverformungen innerhalb des Gebäudes anzusetzen. Größere Schäden an der Bausubstanz konnten daher vermieden werden.

Wegen dieser erheblichen Anforderungen an die Lager bzgl. der erforderlichen geringen dynamischen Steifigkeit und der zugesicherten statischen Steifigkeit wurde für alle verwendeten Grundmaterialien einheitliche Qualitätsprüfpläne (QCP) vereinbart.

Die naheliegendste Lösung für die Lagerung des Gebäudes wäre sicherlich die Einbringung einer neuen, Lastverteilenden Bodenplatte unter den bestehenden Grundmauern und deren

elastische Lagerung auf einer zweiten, darunterliegenden Stahlbetonplatte. Aus Platzgründen war diese Variante jedoch nicht durchführbar. Statt dessen wurden unter allen Wänden des zu lagernden Gebäudeteils elastische Linienlager vom Materialtyp Sylodyn vorgesehen, welche direkt auf der Abfangplatte verlegt sind, siehe Bild 5.

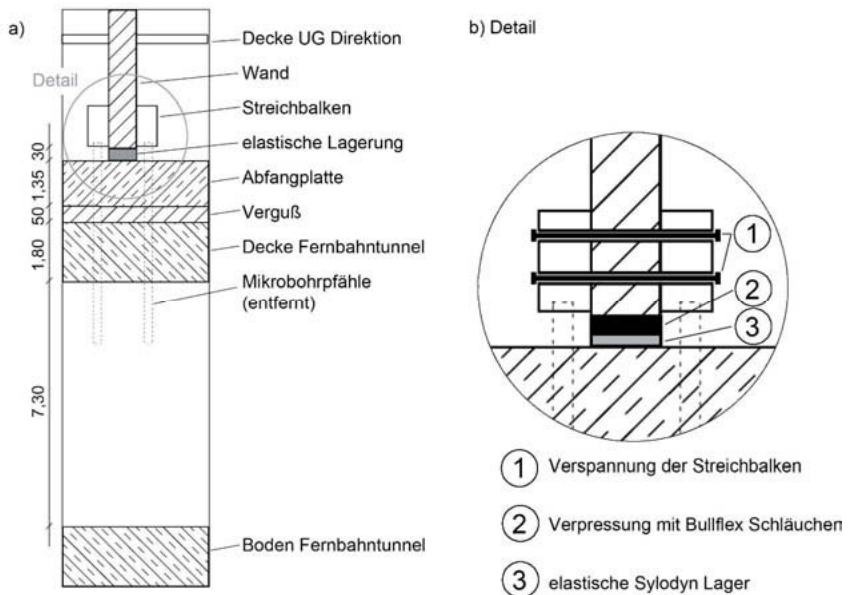


Bild 5: a) Querschnitt durch das System der Lastabtragung b) Detail mit Streichbalken und elastischer Lagerung

Die Mauerstärken liegen zwischen ca. 20 cm und 1,6 m. Einzelne Stützen haben Abmessungen von nur 50 cm x 50 cm, siehe Bild 6. Dies führt bereichsweise zu Pressungen von bis zu ca. 4 N/mm² auf Lager mit Formfaktoren um 1 (z.B. Seitenlängen 500 mm, Lagerhöhe 100 mm). Da es sich um einzelne Lagerelemente unter Mauerwerkselementen mit geringer Verformungskapazität handelt, wäre beim Versagen eines Lagers eine ausreichende Tragfähigkeit einzelner Gebäudeteile nicht mehr gegeben. Da die Lager damit als tragsicherheitsrelevante Bauteile einzustufen sind, war es unumgänglich, dass für die Lagermaterialien eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung vorlag. Nach dem darauf basierenden Bemessungsverfahren wurden durch das Ingenieurbüro Boll und Partner die Tragsicherheitsnachweise der Lager durchgeführt.

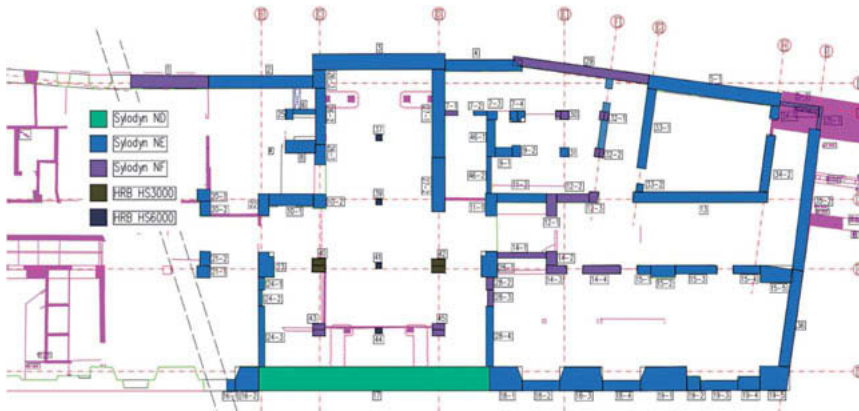


Bild 6: Lagerplan, Ausschnitt

Für die Nachweise der Gebrauchstauglichkeit, hier im speziellen für die Auslegung der Lager zur Schwingungsdämmung unter quasi ständigen Lasten wurden das Eigengewichte und 30 % der Verkehrslasten angesetzt. Für die Tragsicherheitsnachweise der Lager wurden selbstverständlich die Traglasten unter Berücksichtigung der Eigengewichte, sowie der vollen Verkehrslasten mit den entsprechenden Teilsicherheitsbeiwerten herangezogen.

Da Stuttgart in einem Gebiet der Erdbebenklasse 1 liegt, müssen bei den abzutragenden Horizontallasten über jenen aus reiner Windbelastung hinaus auch die aus Erdbeben berücksichtigt werden. Basierend auf der abZ der Lagermaterialien dürfen die Lager für die Abtragung kurzzeitiger horizontaler Lasten herangezogen werden. Es wurden jeweils nur jene Lager rechnerisch berücksichtigt, die unter Wänden in Belastungsrichtung angeordnet sind.

4. Bauliche Umsetzung

Der neue Fundierung und der Einbau der Lager unter den Wänden des Bestands wurde wie folgt gelöst: An den Fußpunkten aller tragender Wände wurden Streichbalken aus Stahlbeton anbetoniert, welche anschließend durch Spannglieder durch die entsprechende Wand miteinander verbunden wurden, siehe Bild 5. Jede Wand wurde also am unteren Ende zwischen zwei seitlichen Balken eingeklemmt. Unter den Streichbalken wurden insgesamt rund 300 Mikrobohrpfähle im Abstand von ca. 70 cm bis 150 cm angeordnet, die bis etwa auf halbe Höhe

des später zu errichtenden Tunnels in den Untergrund reichten. Durch das hydraulische Verpressen der Pfähle wurde die Lastabtragung von den Streifenfundamenten auf die Pfähle verlagert.

Im nächsten Schritt wurden die Fundamente und das Erdreich bis auf eine Tiefe von ca. 1,8 m unterhalb der Unterkante der Streichbalken entfernt und die unteren Reste der Bestandswände bündig bis zu den Streichbalken abgebrochen. Danach wurden in den Bereichen außerhalb der geplanten Tunnel massive Fundamente betoniert, auf welchen die anschließend unter dem gesamten Gebäudeteil erstellte Abfangplatte (Plattenstärke 1,35 m) gelagert wurde. Bei der Herstellung der Abfangplatte wurden eine starre Verbindung zu den Mikropfählen durch eine Ummantelung der Pfähle mit elastischem Material vermieden. Der Abstand zwischen den Bestandswänden bzw. den Streichbalken und der Abfangplatte beträgt ca. 30 cm, wodurch ein problemloser Ablauf beim Einbau der Lager und ihrer Anbindung an den Bestand sichergestellt war.

Nach Fertigstellung der Platte und Herstellung von ebenen, sauberen Lagerflächen konnten die Elastomerlager verlegt und die Fugen zwischen den Lagern mit Dichtungsbändern verklebt werden. Aufgrund des geringen Pfahlabstandes war die Länge aller Lagerelemente auf 50 cm beschränkt. Die Breiten der Lager mussten vor Ort durch Zuschneiden von Hand an die tatsächlichen Wandbreiten angepasst werden. Zudem musste bei allen Lagerelementen ein maximales Gewicht von 30 kg eingehalten werden, da sie bei einer Arbeitshöhe von teilweise nur einem Meter von Hand versetzt werden mussten. Neben dem extremen Zeitdruck bei Auslegung, Herstellung und Lieferung der Lager (Erstkontakt zu Getzner bis zur Auslieferung zwei Monate), stellte auch die Logistik auf der Baustelle eine Herausforderung dar. Aus ca. 500 Lagerelementen, die in vier Teillieferungen geliefert wurden, mussten bei der Verlegung die jeweils richtigen Lagerelemente mithilfe des Lagerplans und eines ausgearbeiteten Bezeichnungssystems ausgewählt werden.

Der kraftschlüssige Verbund zwischen den Lagern und den sehr unebenen Unterseiten der Bestandswände wurde mithilfe von Bullflex-Schläuchen realisiert. Dazu wurden die maßgefertigten Textilschläuche auf den Lagern installiert, danach entlang der Lagerkonturen eine Schalung zwischen Abfangplatte und Bestand gestellt und die Schläuche mit aushärtendem Material verpresst.

Mithilfe von Spannkabeln wurde die gesamte Auflagerplatte vorgespannt und dadurch zwischen ihren Fundamenten angehoben, so dass die PUR-Lager elastisch um rund 10 mm gestaucht wurden. Dadurch wurde die Lastabtragung von den Mikropfählen auf die Elastomerlager verlagert, die Lager wurden also vorgespannt. Nach dem Vorspannprozess wurden weitere Abstützungen unter der Auflagerplatte erstellt um eine dauerhafte Lastabtragung mit geringen Setzungen zu gewährleisten. Unter der Abfangplatte konnte nun das Erdreich entfernt werden, so dass die Mikropfähle nach unten gezogen werden konnten (keine starre Verbindung zur Abfangplatte) und im Weiteren die Tunnelröhren in offener Bauweise hergestellt werden konnten.

- [1] Ingenieurbüro Heiland: Eigenfrequenz- und Zugvorbeifahrtmessungen – Überweisungsbereich Hauptbahnhof Stuttgart mit dem Stadtbahn-Tunnel der U12, 10-10207-02-D3, 2017
- [2] VDI 3837: Erschütterungen in der Umgebung von oberirdischen Schienenverkehrswegen, Spektrales Prognoseverfahren, 2013
- [3] DIN 4150 Teil 2: Erschütterungen im Bauwesen, Einwirkungen auf Menschen in Gebäuden, 1992
- [4] DB Netz AG: Erschütterungen und sekundärer Luftschall, Ril 820.2050, 2017
- [5] 24. Verordnung zur Durchführung des Bundesimmissionsschutzgesetzes (Verkehrswege-Schallschutzmaßnahmenverordnung), 1997
- [6] Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz und Reaktorsicherheit: 6. Allgemeine Verwaltungsvorschrift zum Bundesimmissionsschutzgesetz – Technische Anleitung zum Schutz gegen Lärm, 1998
- [7] Deutsche Bahn AG, Abteilung Systemtechnik: Körperschall- und Erschütterungsschutz – Leitfaden für den Planer, Informationsschrift 1996-08 in aktualisierter Fassung, 1999

Bauen an der Bahn

Erschütterungsschutz beim Studentenwohnheim Würzburg

Dr.-Ing. **Max Gündel**, Dr.-Ing. **Carsten Ebert**,
Wölfel Engineering GmbH + Co. KG, Höchberg

Kurzfassung

Am westlichen Ende des Würzburger Bahnhofsbereichs wurde ein achtgeschossiges Studentenwohnheim mit 522 Wohneinheiten gebaut. Durch seine exponierte Lage - die Gebäudeaußenkante liegt gerade mal 15 m von den Gleisanlagen des Hauptbahnhofs entfernt - und den hohen Zugzahlen in der Nacht wurden in der Erschütterungsprognose die Anhaltswerte der Schwingstärke und des sekundären Luftschalls nach den anzuwendenden Richtlinien überschritten. Diese ingenieurtechnisch herausfordernde Aufgabe konnte nur durch eine Kombination aus mehreren schwingungsmindernden Maßnahmen wirtschaftlich sinnvoll gelöst werden. Die zunächst avisierte Flachgründung wurde durch eine Tiefgründung mittels Betonrüttelsäulen auf eine tiefergelegene, erschütterungsarme Muschelkalkschicht ersetzt. Zusätzlich wurde eine elastische Gebäudelagerung mit Elastomermatten zwischen Pfahlkopfplatte und Fundament vorgesehen. Die Auslegung dieser Maßnahmen erfolgte durch numerische Simulation der Erschütterungsausbreitung im Boden und dreidimensionale Gebäudemodelle unter Berücksichtigung der Boden-Bauwerk-Wechselwirkung. Die Wirksamkeit der Maßnahmen wurde durch Nachmessungen verifiziert und zeigten Abweichungen von der Prognose von lediglich +/- 10 %.

1. Einleitung

Die weiter zunehmende Urbanisierung und günstige Entwicklungen am Immobilienmarkt führen aktuell zu einer intensiven Nachverdichtung deutscher Innenstädte. Dadurch werden vermehrt auch bisher ungenutzte Grundstücke bebaut, die nahe an Schienenverkehrsstrecken liegen. Diese Situation trifft in Würzburg aktuell auf vier Projekte zu (Bild 1): Bismarckquartier, Quellenbachquartier, Studentenwohnheim und Multifunktionsarena. Dies führt zu Herausforderungen beim Erschütterungs- und Schallschutz. Beides kann die Nutzung des Gebäudes für Wohnzwecke oder zur Hotelnutzung einschränken. Dem zu entgegen stehen verschiedene Minderungsmaßnahmen zur Verfügung, deren Planung und Umsetzung höchst anspruchsvolle Ingenieuraufgaben darstellen.



Bild 1: Lageplan aktueller Neubauprojekte an der Bahn in Würzburg © google maps.

Von fahrenden Zügen werden durch den Kontakt zwischen Rad und Schiene Schwingungen erzeugt, die über das Gleisbett und den Baugrund weitergeleitet werden und dadurch benachbarte Gebäude ebenfalls zur Schwingung anregen. Diese können als störend wahrgenommen werden oder im Extremfall Schäden an Bauwerken hervorrufen. Sobald mechanische Schwingungen eine potentiell schädigende oder belastigende Wirkung haben, spricht man von Erschütterungen [1].

Gebäudeschäden infolge von Erschütterungen aus Schienenverkehr treten bei Entfernungen von mehr als 10 m zur Gleisachse im Regelfall nicht auf [3]. Erschütterungssensitiver als Bauwerke sind Personen. Gemäß VDI-Richtlinie 3837 [4] können bei Gebäudeabständen von weniger als 60 m zu Vollbahnen bzw. weniger als 40 m zu S-Bahnen Erschütterungen auftreten, die spürbar und geeignet sind, eine erhebliche Belästigung von Menschen in Wohnungen hervorzurufen. Durch schwingende Wände und Decken kann zudem auch hörbarer Luftschall abgestrahlt werden. Im Unterschied zum primären Luftschall (der auf direktem Weg von der Quelle zum Ohr des Empfängers kommt – z.B. durch ein geöffnetes Fenster) bezeichnet man diesen von schwingenden Bauteilen abgestrahlten Schall als sekundären Luftschall. Aufgrund dieser Ursache wird der sekundäre Luftschall regelmäßig im Zuge von Erschütterungsuntersuchungen mit bewertet. Wesentlich höhere Anforderungen an den Erschütterungsschutz können für schwingungsempfindliche Maschinen und Geräte erforderlich sein, deren Grenzwerte zum Teil weit unter der Wahrnehmungsgrenze liegen.

2. Anforderungen

Den gesetzlichen Rahmen für den Erschütterungsschutz bildet das Bundesimmissionsschutzgesetz [6]. Hiernach können Erschütterungen schädliche Umwelteinwirkungen sein, wenn sie nach Art, Ausmaß oder Dauer geeignet sind, Gefahren, erhebliche Nachteile oder Belästigungen für die Allgemeinheit oder die Nachbarschaft herbeizuführen. Da für Erschütterungsimmissionen keine allgemeingültigen gesetzlichen Grenzwerte festgelegt sind, wird regelmäßig auf DIN 4150 [1] bis [3] zurückgegriffen.

In DIN 4150 Teil 2 werden Anforderungen und Anhaltswerte genannt, bei deren Einhaltung erwartet werden kann, dass erhebliche Belästigungen von Menschen in Wohnungen und vergleichbar genutzten Räumen vermieden werden. Ausgangsgröße sind Schwinggeschwindigkeiten in einem Frequenzbereich zwischen 1 bis 80 Hz, die mittels einer Bezugsbewertungskurve zur Berücksichtigung des Empfindens von stehenden und sitzenden Menschen und durch Bildung des gleitenden Effektivwertes in eine frequenzbewertete Schwingstärke überführt werden. Der Maximalwert eines 30 s Taktes KB_{Fmax} sowie die Beurteilungsschwingstärke KB_{FTr} , bei der auch die Häufigkeit der Erschütterungen eingeht, werden als Beurteilungsgrößen herangezogen. In Anlehnung an die Gebietseinstufung nach BauNVO werden in DIN 4150 Teil 2 Anhaltswerte genannt, mit denen die prognostizierten Schwingstärken zu vergleichen sind (Tabelle 1). Die jeweils höchsten Werte sind für Industriegebiete genannt; für allgemeine oder reine Wohngebiete werden deutlich geringere Anhaltswerte vorgegeben.

Tabelle 1: Anhaltswerte der Schwingstärke nach DIN 4150 Teil 2 [2]

Einwirkungsort	tags		nachts	
	Maximalwert	Beurteilungswert	Maximalwert	Beurteilungswert
	A_0	A_r	A_0	A_r
Industriegebiete	6,00	0,20	0,60	0,15
Gewerbegebiete	6,00	0,15	0,40	0,10
Kerngebiete, Mischgebiete, Dorfgebiete	5,00	0,10	0,30	0,07
Reine und allgemeine Wohngebiete	3,00	0,07	0,20	0,05
Sondergebiete, z.B. Krankenhäusern	3,00	0,05	0,15	0,05

Für die Beurteilung der Sekundärluftschallpegel aus Bahnbetrieb gibt es derzeit keine gesetzlich geregelten Vorgaben. Hilfsweise wird regelmäßig die 24. Verordnung zur Durchführung des Bundesimmissionsschutzgesetzes [6] herangezogen. Aus dieser lassen sich anzuwen-

dende mittlere Beurteilungspegel ableiten (Tabelle 2). Dabei erfolgt keine Unterscheidung hinsichtlich der Gebietseinstufung nach BauNVO. Alternativ werden auch die etwas schärferen Anhaltswerte der TA Lärm [7] verwendet. Welche Richtlinie in Einzelfall zugrunde gelegt wird, ist mit Bauherrn und Behörden abzustimmen. Ein Spitzenpegelkriterium für ungünstige Einzelvebefahrten – wie es beispielsweise in der TA Lärm vorgegeben ist – existiert in der 24. BImSchV nicht. Die neue Bahnrichtlinie Ril 820.2050 [8] folgt den Anhaltswerten der 24. BImSchV.

Tabelle 2: Anhaltswerte für sekundären Luftschall nach 24. BImSchV [6] und TA Lärm [7]

Richtlinie	tags		nachts	
	Maximal- pegel	Mitte- lungs-pe- gel	Maximal- pegel	Mitte- lungs-pe- gel
	[dB(A)]	[dB(A)]	[dB(A)]	[dB(A)]
24. BImSchV	-	40	-	30
TA Lärm	45	35	35	25

3. Prognose von Erschütterungen und sekundärem Luftschall

Die Beurteilung von Erschütterungen und sekundärem Luftschall in der Planungsphase erfolgt mittels Prognosen, da direkte Messungen in den Wohnräumen des zu errichtenden Gebäudes noch nicht möglich sind (Bild 2). Auch für die Prognose existiert derzeit keine verbindlich vorgeschriebene Methode. In der VDI-Richtlinie 3837 [4] ist ein spektrales Verfahren beschrieben, was sich zur Prognose von Schienenverkehrserschütterungen bewährt hat. Im Zuge einer solchen Prognose werden die Emissionen, die Übertragungen im Baugrund (Transmission) sowie die Immissionsorte (Gebäude) berücksichtigt. Die Emissionsspektren werden durch Erschütterungsmessungen am Standort des zu errichtenden Gebäudes idealerweise auf dem tatsächlichen Gründungsniveau ermittelt. Die Übertragung der Erschütterungen vom Baugrund auf das Gebäudefundament sowie von dort auf die Decken wird durch Multiplikation der Emissionen mit den jeweiligen Transferfunktionen erfasst und somit die Immissionen am Einwirkungs-ort ermittelt. Diese Transferfunktionen basieren auf Erfahrungswerten oder werden projektspezifisch durch numerische Simulation ermittelt; in grober Näherung kann von einer Überhöhung von ca. 2,5 ausgegangen werden.

Die so prognostizierten Schwinggeschwindigkeiten auf den Decken bilden auch die Grundlage zur Ermittlung des sekundären Luftschalls. In der Vergangenheit wurden umfangreiche Untersuchungen durchgeführt, die diesen Zusammenhang empirisch beschreiben [5].

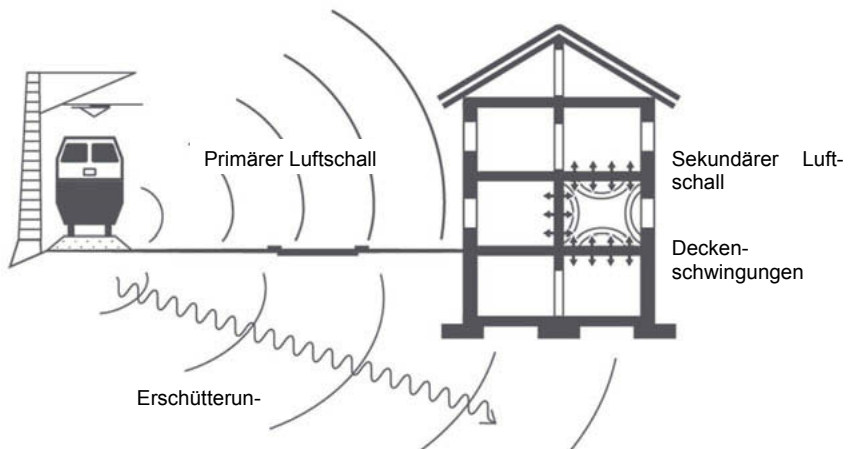


Bild 2: Schematische Darstellung der Erschütterungsausbreitung.

4. Minderungsmaßnahmen

Lässt die Prognose der Schwingstärken oder des Schallpegels eine Überschreitung der geforderten Anhaltswerte wahrscheinlich erscheinen, sind Schwingungsminderungsmaßnahmen zu empfehlen. Diese können am Emissionsort, auf dem Übertragungsweg oder am Immissionsort umgesetzt werden. Am Emissionsort ist eine elastische Lagerung der Gleise möglich. Diese Maßnahme wird bei Neubau oder Änderung von Gleisanlagen seitens der Bahn bei Bedarf umgesetzt; bei Gebäude-Neubauten an bestehenden Schienenverkehrswegen finden sie in der Regel keine Anwendung. Die Übertragung der Erschütterungen durch den Baugrund kann durch einen signifikanten Impedanzsprung auf dem Übertragungsweg reduziert werden, was beispielsweise durch Schlitzwände mit weichen Elastomermatten erreichbar ist. Am häufigsten werden aber Schwingungsminderungsmaßnahmen am Immissionsort umgesetzt, wie beispielsweise: (i) Änderung des statischen Systems, um die Deckeneigenfrequenzen aus dem Anregungsspektrum zu verschieben; (ii) Einbau einer elastischen Gebäudelagerung, um eine Isolierung von der Immissionsquelle zu erreichen; (iii) Tiefgründung in einer erschütterungsarmen Schicht.

5. Erschütterungsprognose und -schutz beim Studentenwohnheim Würzburg

Am westlichen Ende des Würzburger Bahnhofsareals wird derzeit ein achtgeschossiges Studentenwohnheim mit 523 Wohneinheiten gebaut. Während sich das Gebäude über landschaftlich geprägte Innenhofstrukturen mit vier Baukörpern Richtung Stadt öffnet, bildet ein Längsriegel im Norden eine akustische Barriere zum Schienennetz (Bild 3). Durch seine exponierte Lage, die Gebäudeaußenkante liegt gerade mal 15 m von den Gleisanlagen des Hauptbahnhofs entfernt, und die hohen Zugzahlen insbesondere infolge von Güterverkehr in der Nacht, wurden in der Erschütterungsprognose die Anhaltswerte für Schwingstärke und sekundären Luftschall um ein Vielfaches überschritten.



Bild 3: Studentenwohnheim am Bahnhof Würzburg: Blick von Süden (links) und von Norden (rechts); Quelle: Gerber Architekten.

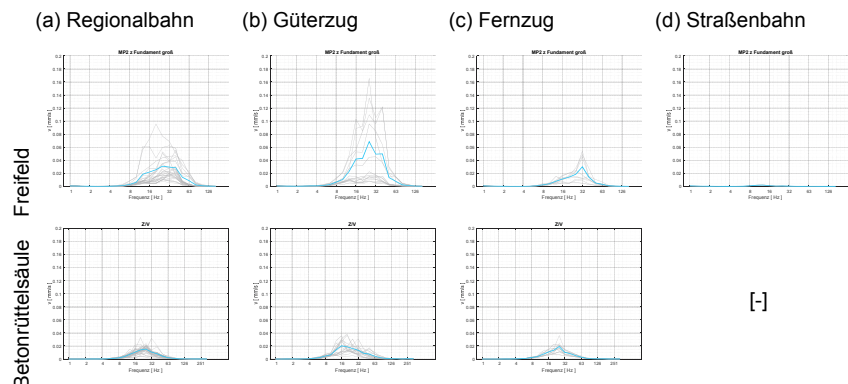


Bild 4: Gemessene Erschütterungsspektren im Freifeld und auf Betonrüttelsäule.

Diese ingenieurtechnisch herausfordernde Aufgabe konnte nur durch eine Kombination aus mehreren schwingungsmindernden Maßnahmen wirtschaftlich sinnvoll gelöst werden. Die zunächst avisierte Flachgründung auf den sehr weichen oberen Bodenschichten aus Auffüllungen und Auesedimenten wurde durch eine Tiefgründung mittels Betonrüttelsäulen auf eine tiefergelegene, erschütterungsarme Muschelkalkschicht ersetzt. Die Wirksamkeit der Maßnahme wurde durch Messungen an einer Probe-Betonrüttelsäule sowie Simulationen der Erschütterungsausbreitung im Baugrund bestätigt; es wird hierdurch eine Reduktion der Schwingstärken um den Faktor zwei bis drei erwartet (Bild 4). Zusätzlich wurde eine elastische Gebäudelagerung mit Elastomermatten zwischen Pfahlkopfplatte und Fundament mit einer Abstimmungsfrequenz von – je nach Gebäudeteil – 7,9 Hz bzw. 11,6 Hz vorgesehen. Die Auslegung der elastischen Gebäudelagerung und die Verifikation der Effektivität erfolgten mittels numerischen Simulationen an dreidimensionalen Modellen unter Berücksichtigung der Boden-Bauwerk-Wechselwirkung (Bild 5). Punktuell wurde zudem das statische System von Decken geändert, um deren Eigenfrequenz aus dem Anregungsspektrum zu schieben. Mit diesen Maßnahmen konnten schließlich die Anhaltswerte in der Prognose eingehalten werden.

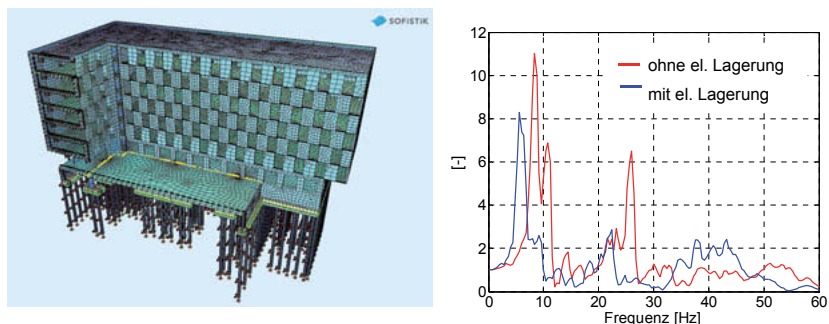


Bild 5: Durch Simulation ermittelte Erschütterungsübertragung von Baugrund in Wohnräume; Übertragungsfunktionen (links) und FE-Modell (rechts).

6. Überwachung des Einbaus der elastischen Lagerung beim Studentenwohnheim Würzburg

Neben einer fundierten Planung und Auslegung der elastischen Gebäudelagerung ist ein fachgerechter Einbau inklusive effektiver Überwachungsmaßnahmen erforderlich. Nach Abschluss der Baumaßnahme ist die elastische Lagerung nicht mehr zugänglich und Körperschallbrücken beispielsweise durch Zementschlempe machen die Wirksamkeit der Maßnahme zunichte. Der Einbau umfasst folgende Schritte (Bild 6): (i) Herstellung einer glatten Oberfläche der

Pfahlkopfplatte, (ii) Verlegung der Elastomertypen nach Auslegungsplanung, (iii) Abdichtung der Elastomermatten vor der Betonage des Fundaments und (iv) Kontrolle der Elastomerfuge nach der Betonage. Alle Schritte wurden durch einen Sachverständigen überprüft und abgenommen.



(i) Herstellung der Oberfläche

(ii) Verlegung der Elastomermatten



(iii) vor der Betonage des Fundaments

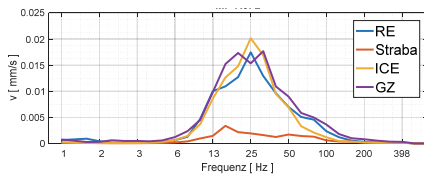
(iv) nach der Betonage des Fundaments

Bild 6: Einbau der elastischen Gebäudelagerung.

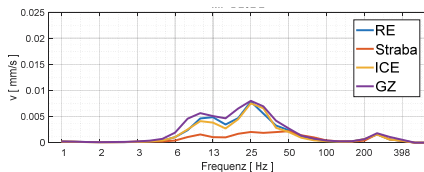
7. Nachmessung beim Studentenwohnheim Würzburg

Gemäß der Baugenehmigung musste vor Einzug der Bewohner die Wirksamkeit der Erschütterungsminderungsmaßnahmen und die Einhaltung der Anhaltswerte messtechnisch nachgewiesen werden. Hierzu wurden an einem Referenzmesspunkt sowie in repräsentativen Wohnräumen Schwinggeschwindigkeiten durch vorbeifahrende Züge gemessen (Bild 7). Diese wur-

den bezüglich der effektiven Schwinggeschwindigkeit und des Beurteilungspegels des sekundären Luftschalls ausgewertet. Die Ergebnisse der Nachmessung stimmten sehr gut mit der Prognose überein; die Abweichungen lagen in einem Bereich von $\pm 10\%$.



Referenzmesspunkt an Gleisen



Messpunkt in Wohnraum



Bild 7: Nachmessung der Erschütterungen nach Fertigstellung des Gebäudes.

8. Zusammenfassung

Der Schutz vor Erschütterungen infolge Schienenverkehrs ist für eine Vielzahl von aktuellen innerstädtischen Neubauprojekten – so auch in Würzburg – ein wichtiger Aspekt in der Planung. Beim Studentenwohnheim in Würzburg waren aufgrund der geringen Distanz zu den Gleisen des Würzburger Hauptbahnhofs Schwingungsminderungsmaßnahmen erforderlich, um die Anhaltswerte der anzuwendenden Regelwerke für Erschütterungen und Sekundären Luftschall einzuhalten. Die Minderungsmaßnahmen umfassten die Gründung in erschütterungsarmen Baugrundschrift, das Vorsehen einer elastischen Gebäudelagerung und die Veränderung der Deckeneigenfrequenzen in Teilbereichen. Eine Begleitung des Bauvorhabens durch einen erfahrenen Fachplaner – von der ersten Prognose über die Planung gegebenenfalls erforderlicher Minderungsmaßnahmen bis zur Bauüberwachung – reduzierte Kosten und erhöht die Planungssicherheit.

Projektbeteiligte

Bauherr: Bader 13 GmbH & Co. KG
Architekt: Gerber Architekten GmbH
Bauunternehmen: Riedel Bau GmbH & Co. KG
Bauzeit: April 2016 bis Oktober 2017

Literatur

- [1] DIN 4150-1: Erschütterungen im Bauwesen, Vorermittlung von Schwingungsgrößen, 2001.
- [2] DIN 4150-2: Erschütterungen im Bauwesen, Einwirkungen auf Menschen in Gebäuden, 1992.
- [3] DIN 4150-3: Erschütterungen im Bauwesen, Einwirkungen auf bauliche Anlagen, 2016.
- [4] VDI 3837: Erschütterungen in der Umgebung von oberirdischen Schienenverkehrswegen, Spektrales Prognoseverfahren, 2013.
- [5] VDI 2038: Untersuchungsmethoden und Beurteilungsverfahren der Baudynamik, Sekundärer Luftschall – Grundlagen, Prognose, Messung, Beurteilung und Minderung, 2013.
- [6] 24. BImSchV: 24. Verordnung zur Durchführung des Bundesimmissionsschutzgesetzes (Verkehrswege-Schallschutzmaßnahmenverordnung), 1997.
- [7] TA Lärm: 6. Allgemeine Verwaltungsvorschrift zum Bundesimmissionsschutzgesetz – Technische Anleitung zum Schutz gegen Lärm TA-Lärm, Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz und Reaktorsicherheit, 1998.
- [8] Ril 820.2050: Erschütterungen und sekundärer Luftschall, Grundlagen des Oberbaus, Deutsche Bahn AG Bautechnik, Leit-, Signal- u. Telekommunikationstechnik, 2017.

Strukturschwingungen und Schwingungsminderung

Bauwerksmodelle, Messungen vor Ort und auf dem Versuchsgelände der BAM

Dr.-Ing. **Lutz Auersch**, Dipl.-Ing. **Samir Said**,
Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung, Berlin

Kurzfassung

Die Grundidee einer Schwingungsminderung ist es eine tiefe Eigenfrequenz der Struktur zu erreichen, so dass höhere Frequenzen abgemindert werden. Das gilt für die Minderung an der Quelle, zum Beispiel einem Eisenbahngleis, und für die Minderung am Empfänger, dem Gebäude. Die Eigenfrequenz ermittelt man aus dem Verhältnis der Auflagersteifigkeit und der Masse. Wie ist die Masse bei einem Gebäude zu wählen? Und wie ist die Untergrundsteifigkeit zu berücksichtigen? Als Referenzsituation ohne Minderungsmaßnahme? Der Beitrag bringt Rechenergebnisse zu abgefederten Gebäuden mit einfachen und komplexen (FE-) Modellen, Mess- und Rechenergebnisse zur Schwingungsübertragung von unabgefederten Gebäuden. Es wird der Einfluss der Abstimmfrequenz, der Bodensteifigkeit und der „starren“ Gebäudemasse untersucht. Die komplexen Gebäudemodelle erlauben, neben der Berechnung einer elastischen Gebäudelagerung, auch die Variation von Gebäudeparametern zur Reduktion der Deckenschwingungen. Den Ergebnissen bei der Erschütterungsübertragung in Gebäude werden zwei ähnliche Beispiele zur elastischen Maschinenlagerung und zur elastischen Gleislagerung gegenübergestellt.

1. Gebäudemodelle

3-dimensionale Gebäudemodelle

Bild 1 zeigt ein Beispiel eines dreidimensionalen Finite-Element-Gebäudemodells. Mit diesem Modell wurden verschiedenste Möglichkeiten der Erschütterungsminderung untersucht. Die Ergebnisse sind in Tabelle 1 als quellenspezifische Effektivwertverhältnisse dargestellt. Es sollen nur einige der Maßnahmen betrachtet werden. Dickere Decken ergaben keinen Erfolg, da sie lediglich zu einer Frequenzverschiebung innerhalb des Anregungsspektrums führten (Bild 1b). Dickere Stützen können die elastischen Schwingungsformen des Gebäudes eindämmen (Bild 1c), ebenso wie zusätzliche Wände (Spalte 14 in Tabelle 1). Eine elastische Lagerung des Gebäudes ergibt eine eindeutige Schwingungs-

2-dimensionale Gebäudemodelle

Bestimmte Fragestellungen der Bauwerk-Boden-Wechselwirkung lassen sich auch mit zweidimensionalen Gebäude-Boden-Modellen [2] untersuchen. Bild 2 zeigt zwei Beispiele, bei denen die Wellenausbreitung des Bodens zwischen einem Bahntunnel und einem Gebäude und insbesondere die Wirkung von steifen Strukturen im Boden berechnet wurde. Im ersten Fall handelt es sich um das massive Ausgangsbauwerk das bis dicht an die Gebäudefundamente heranführt. Im zweiten Fall stellen Betonsäulen eine steife Verbindung zwischen einer Platte und der Kellersohle her.

Die Ergebnisse zeigten in beiden Fällen keine negativen Effekte auf die Erschütterungs-immissionen, so wie man das bei Körperschallbrücken erwarten würde. Anscheinend haben die steifen Verbindungen auch einen mindernden Einfluss auf das Emissionssystem (den Tunnel) oder einen mindernden Einfluss auf das Immissionssystem (das Gebäudefundament).

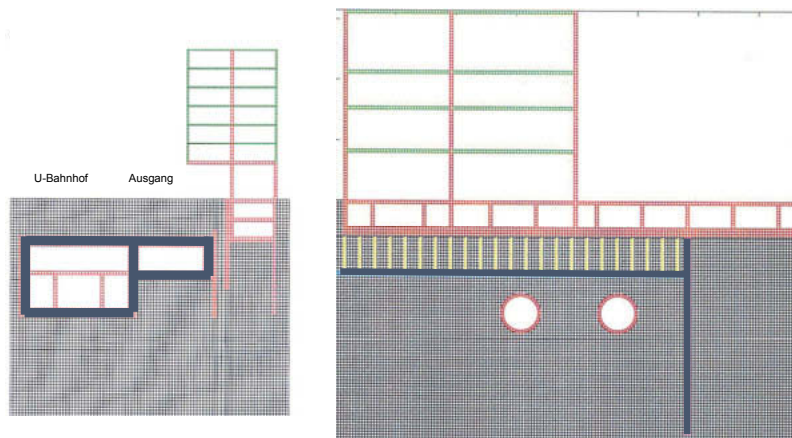


Bild 2: 2-dimensionale Bauwerk-Boden-Modelle, a) Hotel an einem U-Bahnhof, b) Repräsentationsgebäude über einer U-Bahn-Strecke

1-dimensionale Gebäudemodelle

Ein 1-dimensionales Modell wird kaum ein komplettes Gebäudemodell ersetzen, aber man kann sie benutzen um Gebäudeteile zum Beispiel Decken zu untersuchen. Das 1-dimensionale Modell beruht auf der Biegedifferentialgleichung für die Verschiebungen u eines Balkens

$$EI u'''' + \mu u'' = 0 \quad \text{bzw. im Frequenzbereich } \omega \quad EI u'''' + \mu \omega^2 u = 0$$

mit der Biegesteifigkeit EI und der Massenbelegung μ . Diese Differentialgleichung besitzt vier allgemeine Lösungen (Basisfunktionen)

$$u = A_1 \cos ax + A_2 \sin ax + A_3 \exp(+ax) + A_4 \exp(-ax),$$

wenn man den Parameter a an die Differentialgleichung anpasst

$$a = \sqrt[4]{EI/\mu\omega^2}.$$

Die Konstanten A_i werden an die Rand- und Übergangsbedingungen angepasst.

Für einen n-feldrigen Decke (Durchlaufträger) lauten diese Bedingungen

$$u_i(x_{i-1}) = 0, \quad u_i(x_i) = 0, \quad (\text{keine Auflagerverschiebung}),$$

$$u_1'(x_i) = u_2'(x_i), \quad u_1''(x_i) = u_2''(x_i), \quad (\text{stetige Verdrehungen und Momente}),$$

für die Felder $i = 1, n-1$ mit den Endpunkten x_i , und für das Endfeld $i = n$ gilt

$$u_n(x_{n-1}) = 0, \quad u_n(x_n) = 0, \quad (\text{keine Auflagerverschiebung}),$$

$$u_1''(0) = 0, \quad u_n''(x_n) = 0, \quad (\text{keine Endmomente}).$$

Damit hat man $4n$ lineare Gleichungen für die $n \times 4$ Konstanten. Bild 3 zeigt als Beispiel acht Eigenformen einer 2-Feld-Decke, Bild 4a die zugehörige Folge der Eigenfrequenzen. Die Eigenfrequenzen treten jeweils paarweise auf, eine antimetrische (Bild 3 links) und eine symmetrische (Bild 3 rechts) Eigenform liegen frequenzmäßig dicht beieinander. Die Wurzeln der Eigenfrequenzen behalten dabei stets denselben Abstand.

Für einen eingespannten Balken aus zwei Abschnitten unterschiedlicher Steifigkeit hat man die Bedingungen

$$u_1(0) = 0, \quad u_1'(0) = 0, \quad (\text{Einspannung}),$$

$$u_1(x_1) = u_2(x_1), \quad u_1'(x_1) = u_2'(x_1), \quad (\text{stetige Verschiebung und Verdrehung})$$

$$EI_1 u_1''(x_1) = EI_2 u_2''(x_1), \quad EI_1 u_1'''(x_1) = EI_2 u_2'''(x_1), \quad (\text{stetige Kräfte und Momente})$$

$$EI_2 u_2''(x_2) = 0, \quad EI_2 u_2'''(x_2) = F, \quad (\text{Kraft und Moment am Balkenende}).$$

Das sind 8 lineare Gleichungen für die 2×4 Konstanten für die 2×4 Basisfunktionen die sich in diesem Fall in den Faktoren a_1 und a_2 unterscheiden. Die Auswirkungen einer Steifigkeitsreduktion auf die erste Eigenfrequenz eines eingespannten Balkens sind in Bild 4b dargestellt. Die ersten 10 Prozent der Balkenlänge (an der Einspannung des Kragbalkens) ergeben bereits deutliche Eigenfrequenzreduktionen. Die nächsten 15 Prozent der Balkenlänge ergeben eine etwa nochmal so große Eigenfrequenzreduktion. Das zweite Viertel des Balkens hat schon eine geringere Wirkung. Die letzte Hälfte (das freie Ende) des Balkens bewirkt dann fast gar keine Eigenfrequenzänderung mehr.

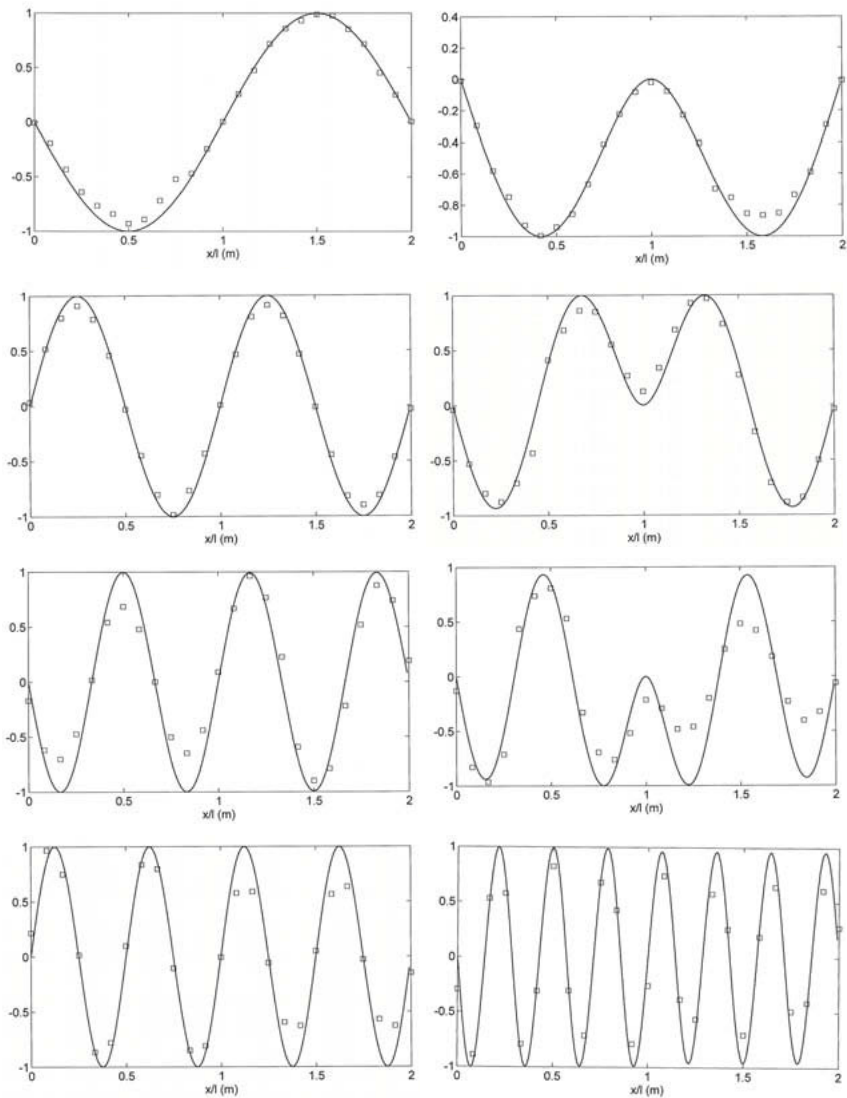


Bild 3: Eigenformen einer 2-Feld-Decke der Länge $2l$, 1., 2. und 3. antisymmetrische (links) und symmetrische (rechts) Eigenformen, sowie die 4. und 7. antisymmetrische Eigenform (unten), \square Messergebnisse.

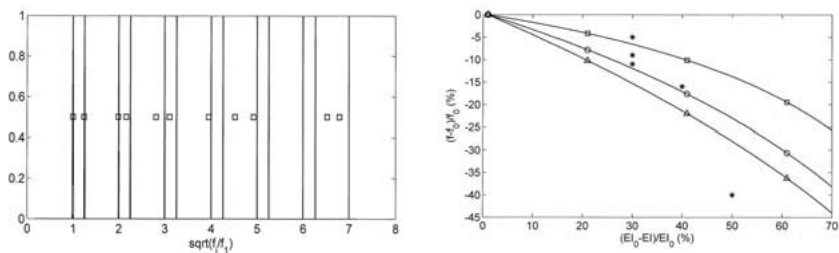


Bild 4: Eigenfrequenzfolge der 2-Feld-Decke (links, Wurzeln der Eigenfrequenzen auf der x-Achse), Eigenfrequenzminderung eines eingespannten Balkens (rechts) in Abhängigkeit von der Steifigkeitsminderung auf den ersten □ 10 %, ○ 25 % oder △ 50 % der Balkenlänge, * Messergebnisse.

Die 1-dimensionalen Modelle wurden auf Decken (Erschütterungsprognose) [3], auf Durchlaufträger/Durchlaufdecken (Eigenfrequenzhäufungen) [4], für eine 6-feldrige Holzbalkendecke (Eigenformen) [5], auf Brücken (Zugüberfahrten) [6], auf Eisenbahngleise (Kraftminderung) [7], auf eingespannte Balken (Eigenfrequenzänderungen), und auf einen 2-Feld-Balken (Eigenfrequenzfolge) angewendet. Für die letzten zwei Beispiele wurden sehr gute Messergebnisse auf dem Versuchsgelände der BAM erzielt, insbesondere sehr saubere Eigenformen ermittelt und interessante Einflüsse auf die Eigenfrequenzen beobachtet.

Schließlich kann das Deckenverhalten in ein ebenfalls 1-dimensionales Stabmodell einer Gebäudewand auf dem Boden eingebaut werden (siehe Bild 5b oben), das eine schnelle Erschütterungsprognose ermöglicht [3, 8]. Dieses 1-dimensionale Gebäudemodell wird im nächsten Abschnitt mit dem noch einfacheren, quasi 0-dimensionalen Modell eines starren Gebäudes verglichen.

3. Minderung von Gebäudeschwingungen

Wenn man ein Gebäude zur Schwingungsminderung elastisch lagert, dann könnte man als einfachstes Modell die starre Gebäudemasse auf den Isolierfedern betrachten

$$\frac{v_{GI}}{v_0}(f) = \frac{K_L(f)}{K_L(f) + K_G(f)},$$

wobei $K_L(f)$ die dynamische Steifigkeit der elastischen Lagerung (Steifigkeit und Dämpfung) und $K_G(f)$ die dynamische Steifigkeit (die Trägheit) des Gebäudes darstellt. Das Ergebnis ist das Übertragungsverhältnis zwischen den isolierten Gebäudeschwingungen v_{GI} und den

Freifeldbodenschwingungen v_0 . Da in diesem einfachsten Modell keine Elastizität des Bodens berücksichtigt ist, stimmen die Freifeldschwingungen v_0 mit den unisolierten Gebäudeschwingungen v_G überein und die obige Formel beschreibt auch die Minderungswirkung v_{GI}/v_G . Im Folgenden wird gezeigt, dass diese einfache Formel weder für das Übertragungsverhalten noch für die Minderungswirkung zutrifft, da sowohl der Boden als auch ein mehrgeschossiges Gebäude in der Regel elastisch sind.

Ein elastischer Boden ergibt bereits ohne Isolierfedern eine Minderung

$$\frac{v_G}{v_0}(f) = \frac{K_B(f)}{K_B(f) + K_G(f)}$$

Die Bodensteifigkeit $K_B(f)$ hat einen geringeren Einfluss auf das Verhalten des isolierten Gebäudes, wenn also Boden- und Isolierfeder als Steifigkeit $K_{LB}(f)$ zusammenwirken

$$\frac{v_{GI}}{v_0}(f) = \frac{K_{LB}(f)}{K_{LB}(f) + K_G(f)} \approx \frac{K_L(f)}{K_L(f) + K_G(f)}$$

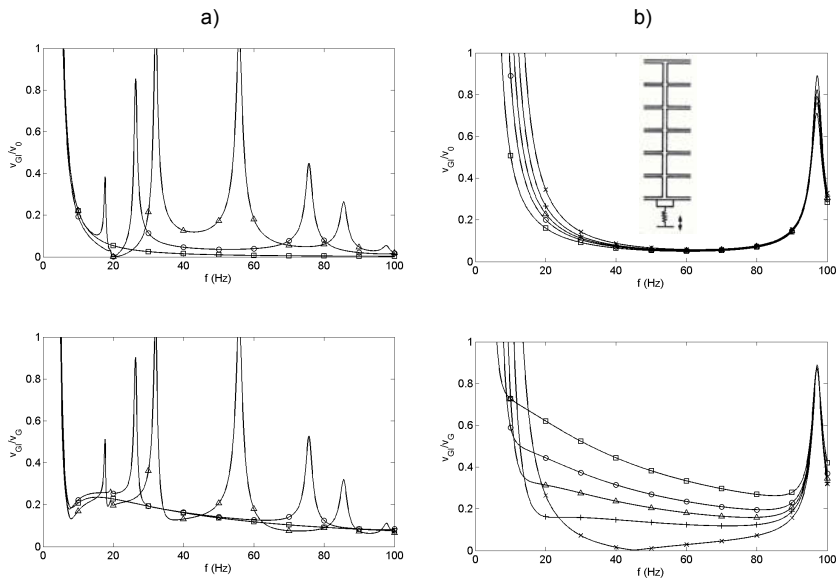


Bild 5: Gebäudeantwort v_{GI} auf die Bodenschwingung v_0 (oben) und die Minderungswirkung v_{GI}/v_G bei einer elastischen Gebäudelagerung a) für verschiedene Gebäudemodelle □ starres Gebäude, ○ elastische Wand, △ elastische Stützen, b) für verschiedene Böden × starrer Boden, Wellengeschwindigkeit $v_s = + 300$, △ 200, ○ 150, □ 100 m/s

und die Isolierfeder weicher als die Bodenfeder ist (Bild 5b oben). Wenn man aber den Nutzen der Isolierungsmaßnahme bestimmt, dann ist die Minderung des Bodens zu berücksichtigen und die Minderung der Gebäudeisolierung

$$M(f) = \frac{v_{GI}(f)}{v_0} \bigg/ \frac{v_G(f)}{v_0} = \frac{v_{GI}(f)}{v_G(f)} = \frac{K_B(f) K_{LB}(f) + K_G(f)}{K_{LB}(f) K_B(f) + K_G(f)}$$

fällt schwächer aus (Bild 5b unten) und der Nutzen der elastischen Lagerung ist geringer.

Die Elastizität des Gebäudes führt dazu, dass nicht die gesamte Gebäudemasse auf den Isolierfedern wirkt, sondern nur ein kleinerer Anteil. Die wirksame Gebäudemasse, die in der dynamischen Gebäudesteifigkeit $K_G(f)$ enthalten ist, hat einen großen Einfluss auf das Verhalten des isolierten oder nicht isolierten Gebäudes. Beachtet man, dass die dynamische Gebäudesteifigkeit ab einer bestimmten (tiefen) Frequenz über die Lagerungssteifigkeit K_L dominiert, dann gilt

$$\frac{v_{GI}(f)}{v_0} = \frac{K_{LB}(f)}{K_{LB}(f) + K_G(f)} \approx \frac{K_{LB}(f)}{K_G(f)}$$

und die wirksame Gebäudemasse ist entscheidend (Bild 5a oben).

Betrachtet man die Minderung der Maßnahme, dann kürzt sich der Masseneinfluss aus der isolierten und der nicht isolierten Übertragungsfunktion heraus

$$M(f) = \frac{K_B(f) K_{LB}(f) + K_G(f)}{K_{LB}(f) K_B(f) + K_G(f)} \approx \frac{K_B(f)}{K_{LB}(f)}$$

Die Minderung ist dann im Wesentlichen durch das Steifigkeitsverhältnis der Lagerung mit Isolierfedern und ohne Isolierfedern gegeben (Bild 5a unten).

4. Schwingungsminderung durch die Bauwerk-Boden-Wechselwirkung (Theorie und Messungen)

In diesem Abschnitt soll die Bauwerk-Boden-Wechselwirkung in ihrer Minderungswirkung auf die Gebäudeamplituden untersucht werden. Zunächst werden einige Messergebnisse zusammengestellt. In Bild 6a Ergebnisse für Ein- oder Zwei-Familien-Häuser dargestellt, in Bild 6b die Ergebnisse für Mehrfamilienhäuser oder Bürogebäude. Es ist jeweils das Verhältnis der Fundamentamplituden zu den Freifeldamplituden des Bodens dargestellt, der in allen Fällen einem Lockerboden mit einer Wellengeschwindigkeit von 150 bis 250 m/s entspricht (Berliner Boden). Details zum Schwingungsverhalten der einzelnen Gebäude sind in [3], [8-11]. Für die verbleibenden Gebäude sind die Übertragungsfunktionen der einzelnen Fundamentpunkte im Anhang A dargestellt.

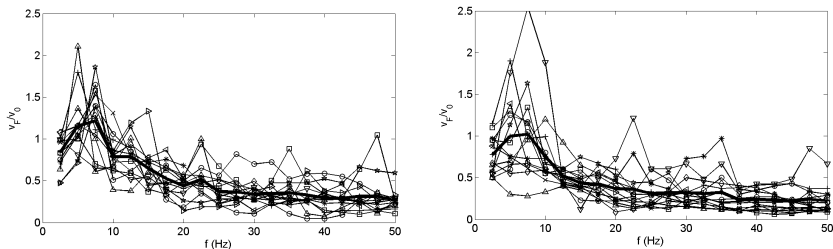


Bild 6: Übertragungsfunktionen Fundament zu Freifeld Boden, a) 11 Ein-Familien-Häuser, b) 11 mehrgeschossige Wohn- und Büro-Gebäude

Man erkennt in beiden Bildern 6a und 6b, dass die Amplituden insgesamt eine abfallende Tendenz haben. Zum Teil weisen die Gebäude eine Resonanzüberhöhung bei 5 oder 7,5 Hz auf. Die Fundamentamplituden der Ein-Familien-Häuser liegen bei etwa $v_F/v_0 = 0,44$ für Frequenzen um 20 Hz und bei etwa $v_F/v_0 = 0,3$ für Frequenzen um 50 Hz. Ein weiterer Abfall bei höheren Frequenzen wird eher nicht beobachtet. Die mehrgeschossigen Gebäude in Bild 6b haben etwas kleinere Amplituden mit Mittelwerten von $v_F/v_0 = 0,37$ bei 20 Hz, und $v_F/v_0 = 0,23$ bei 50 Hz.

Die Ein-Familien-Häuser sollen hier weiter untersucht werden. Für sie gilt am ehesten noch die Ein-Massen-Approximation. Es wurden starre Massen auf verschiedenen Fundamenten berechnet. Für einen homogenen Boden von 200 m/s ergibt die Bauwerk-Boden-Wechselwirkung nur einen geringen Effekt (Bild 7a). Die Fundamentamplituden unterscheiden sich kaum von den Freifeldamplituden. Eine sehr schwache Resonanz ist bei 20 Hz zu erkennen. Dieses Verhalten stimmt aber nicht mit dem gemessenen Verhalten von Ein-Familien-Häusern überein. Es wurde ein zweiter Bodentyp betrachtet, ein Boden, dessen Steifigkeit nach oben hin abnimmt. Dabei ist der Zusammenhang zwischen Steifigkeit G und Tiefe z proportional zur Wurzel der Tiefe, also $G \sim z^{0.5}$. Ähnliche Ergebnisse wurden aber auch für eine dünne weiche Schicht an der Bodenoberfläche berechnet [12]. Die Übertragungsfunktionen Fundament-Boden in Bild 7b zeigen nun ähnliche Ergebnisse wie bei den Messungen auf. Es gibt tieffrequente deutliche Resonanzstellen, das heißt, dass die Dämpfung der Fundamente im inhomogenen deutlich geringer ausfällt. Außerdem hat man schon bei 20 Hz deutliche Amplitudenreduktionen wie bei den gemessenen Fundament-Boden-Übertragungsfunktionen.

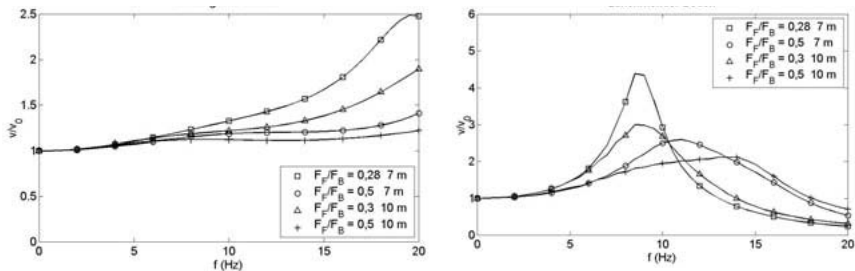


Bild 7: Übertragungsfunktionen Gebäude-Freifeld Boden für Einfamilienhäuser a) auf homogenem Boden und b) auf Boden mit zunehmender Steifigkeit

Diese theoretischen und experimentellen Ergebnisse zur Bauwerk-Boden-Wechselwirkung bestätigen die Notwendigkeit, bei der Berechnung der Schwingungsminderung die Nachgiebigkeit des Bodens zu berücksichtigen.

5. Weitere Beispiele zur richtigen Auswahl der Masse und Auflagersteifigkeit

Das erste Beispiel zeigt wie man sich gleich in beiden Punkten (Masse und Auflagersteifigkeit) irren kann. Bei einem Siebturm traten große Schwingungen auf. Bei der elastischen Lagerung der Siebmaschine ging man von einer starren Maschinenmasse und einer starren Auflagerung im Turm aus. Tatsächlich besteht eine Siebmaschine aus zwei Massen, wobei die Siebmasse sehr tief abgefedert ist. Auf der anderen Seite ist das Fachwerk des Turmes durchaus flexibel. Nimmt man beide Modellierungsfehler (zu große Masse und zu steife Auflagerung) zusammen, dann berechnet man eine "richtige" Resonanzfrequenz, die bei den Messungen auch beobachtet wird. Wegen der Übereinstimmung der beiden Resonanzfrequenzen könnte man annehmen, dass die Messungen das Rechenmodell validieren. In Wirklichkeit haben sich die beiden Modellierungsfehler bei Masse und Auflagersteifigkeit nur kompensiert.

Das zweite Beispiel behandelt die Schwingungsminderung im Eisenbahngleis durch Unterschootermatten, die Feststellungen gelten aber auch für andere elastische Gleiselemente. Zur Berechnung der Minderungswirkung betrachtet man zunächst die Eigenfrequenz, die man mit dem elastischen Gleiselement erzielen kann. Dazu muss man wissen, wieviel der ungefederten Fahrzeugmasse (der Radsatzmasse) auf einen Gleisabschnitt, zum Beispiel eine Schwelle wirkt. Im Bild 8 sind dazu verschiedene Möglichkeiten dargestellt. Setzt man die ganze Radsatzmasse auf eine Schwelle ($l = 0,6$ m), kommt man auf eine Resonanz-

frequenz von 22 Hz. Glaubt man, dass eineinhalb Schwellen mit der Radsatzmasse zusammenpassen, kommt man auf 25 Hz. Da das Gleis näherungsweise einem gebetteten Balken entspricht, kann man auch die elastische Länge des gebetteten Balkens verwenden. Benutzt man die elastische Länge des steiferen unabgefederten Gleises, liegt man mit der Eigenfrequenz von 27 Hz immer noch zu tief. Mit der elastischen Länge des weichen abgefederten Gleises kommt man auf eine Eigenfrequenz von 29 Hz und damit der richtigen Lösung von 30,5 Hz schon sehr nah. Tatsächlich ist bei diesem Gleis-System die maßgebliche Länge frequenzabhängig und man muss das System zweidimensional dynamisch berechnen, siehe [13].

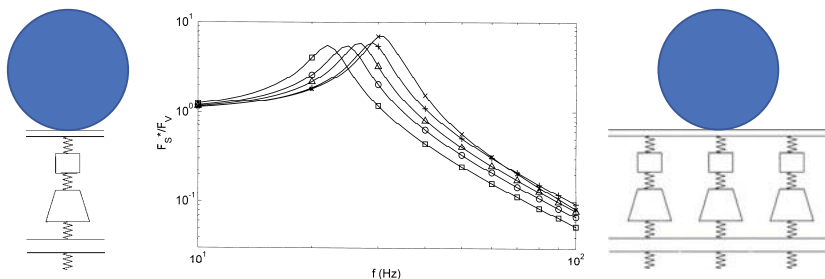


Bild 8: Kraftminderung eines Eisenbahngleises mit einer Unterschottermatte, 1-dimensionale Modelle mit „effektiver“ Gleislänge □ 0,6 m, ○ 0,9 m, △ l_E , × l_{EI} , × 2-dimensionales Modell

6. Zusammenfassung

Die Schwingungsminderung durch eine elastische Gebäudelagerung wurde mit verschiedenen Gebäudemodellen berechnet. Die Auswahl der richtigen Gebäudemasse ist wichtig für die richtige Prognose des Gebäudeverhaltens. Die Nachgiebigkeit des Bodens ist zu berücksichtigen für die richtige Bestimmung der Schwingungsminderung. Hierzu werden eine Vielzahl von Messergebnissen an unisolierten Gebäuden präsentiert, die die Schwingungsminderung durch die Bauwerk-Boden-Wechselwirkung aufzeigen.

7. Danksagung

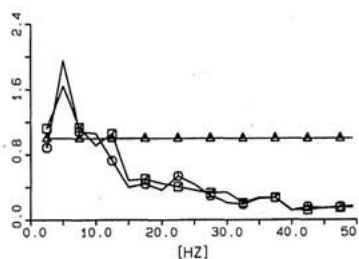
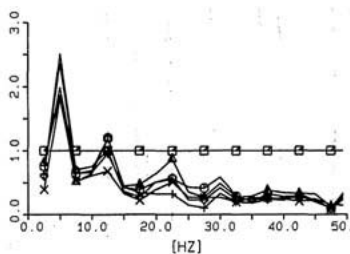
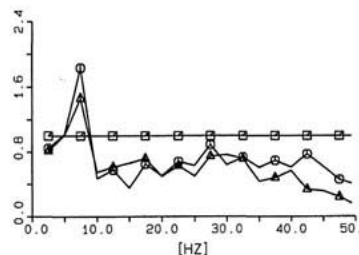
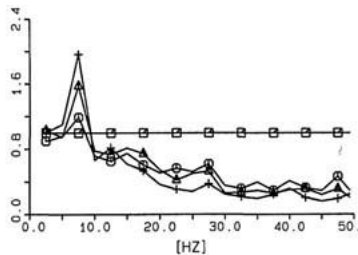
Die Freifeld- und Bauwerksmessungen wurden von W. Wuttke, C. Meinhardt, N. Semrau, den Autoren sowie weiteren Kollegen der von W. Rücker geleiteten Baudynamikgruppe der BAM durchgeführt.

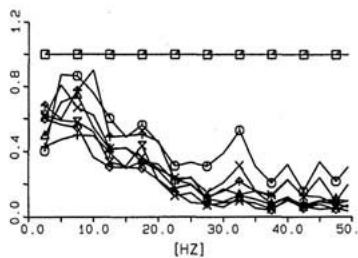
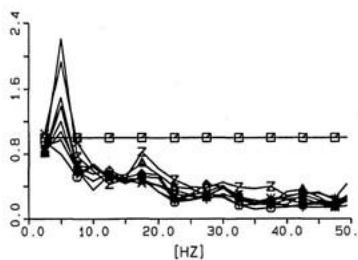
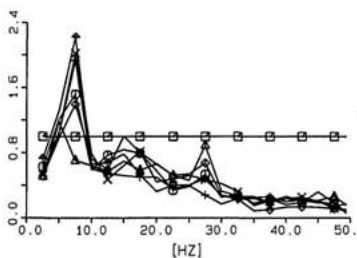
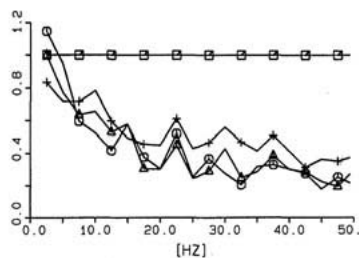
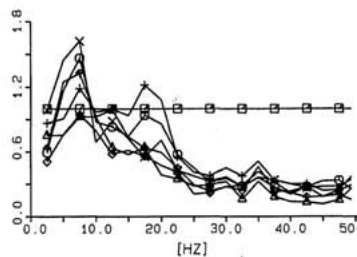
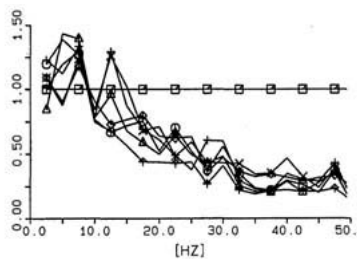
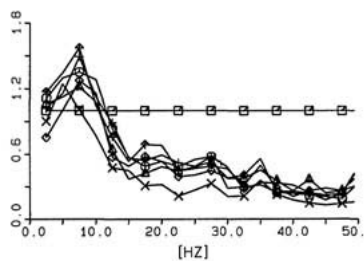
8. Literaturangaben

- [1] Auersch, L., Romero, A., Galvín, P: Respuesta dinámica de edificaciones producida por campos de ondas incidentes considerando la interacción suelo-estructura. *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería* 30 (2014) S. 256-263.
- [2] Rücker, W.: Ermittlung der Schwingungserregung beim Betrieb schienengebundener Fahrzeuge in Tunneln sowie Untersuchung des Einflusses einzelner Parameter auf die Auswirkung von Erschütterungen im Tunnel und dessen Umgebung. Dissertation, TU Berlin, 1979, BAM-Bericht 64, Berlin, 1980.
- [3] Auersch, L., Said, S., Schmid, W. und Rücker W.: Erschütterungen im Bauwesen: Messergebnisse an verschiedenen Gebäuden und eine einfache Berechnung von Fundament-, Wand- und Deckenschwingungen. *Bauingenieur* 79 (2004) S. 185-192 (Teil 1) und S. 291-299 (Teil 2)
- [4] Auersch, L.: Amplification and reduction phenomena of soil-building interaction by finite-element boundary-element calculations and simplified methods. In A. Cunha et al. (Hrsg.): *Proc. of EURODYN 2014, ninth Europ. Conf. on Structural Dynamics*, Porto, 2014, S. 591-597.
- [5] Auersch, L.: Modes and waves of coupled roof or floor structures in historical and modern buildings. In K. Vogiatzis et al. (Hrsg.) *Proc. of ICSV 2016, 23rd Int. Congr. on Sound & Vibration*, Athen, 2016, Paper 318, CD ROM.
- [6] Auersch, L., Said, S.: Dynamik von Stahlbetonbrücken – Messprojekte aus dem Eisenbahn und Straßenverkehr. In M. Curbach, H. Opitz, S. Scheerer, T. Hampel (Hrsg.): *8. Symposium „Experimentelle Untersuchungen von Baukonstruktionen“*, Technische Universität Dresden, 2015, S. 17-29.
- [7] Auersch, L.: How to quantify the vibration reduction of railway tracks. In M. Papadarakakis et al. (Hrsg.): *Proc. of COMPDYN 2013, 4th Int. Conf. on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, Kos, 2013, S. 1-19 (CD-ROM).
- [8] Auersch, L.: Building response due to ground vibration – simple prediction model based on experience with detailed models and measurements. *International Journal of Acoustics and Vibrations* 15 (2010) S. 101-112.
- [9] Rücker, W., Auersch, L., Gerstberger, U., Meinhardt, C.: A practical method for the prediction of railway vibration. In C. Soize, G. Schuëller (Hrsg.): *Proc. of EURODYN 2005, 6th Europ. Conf. on Structural Dynamics*, Millpress, Rotterdam, 2005, S. 601-606.

- [10] Auersch, L., Said, S.: Simple modal analysis and wave propagation for practical floor experiments in new and old office and residential buildings. In A. Cunha, E. Caetano (Hrsg.): Proc. of EVACES 2007, Int. Conf. on Experimental Vibration Analysis for Civil Engineering Structures, Porto, 2007, S. 423-432 (CD-ROM).
- [11] Meinhardt, C.: Einflussgrößen für das Schwingungsverhalten von Gebäuden zur Prognose von Erschütterungsimmissionen. Dissertation, TU Berlin, 2008.
- [12] Auersch L.: Dynamic stiffness of foundations on inhomogeneous soils for a realistic prediction of the vertical building resonance. Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering 134 (2008) S. 328-340.
- [13] Auersch, L.: Mitigation of railway induced vibration at the track, in the transmission path through the soil and at the building. Procedia Engineering 199 (2017) S. 2312-2317.

Anhang A. Übertragungsfunktionen mehrerer Fundamentpunkte (und Wandpunkte) zum Freifeld Boden für acht Ein-Familien-Häuser und drei mehrgeschossige Gebäude





iSEG: imb-dynamik Simulation von Erschütterungen in Gebäuden

iSEG: imb-dynamik Simulation of Vibrations in Buildings

Dr.-Ing. **Norbert Breitsamter**, Dr.-Ing. **Holger Molzberger**,
imb-dynamik GmbH Herrsching

Kurzfassung

imb-dynamik beschreitet mit dem analytischen Modell iSEG seit über 20 Jahren einen Sonderweg der baudynamischen Gebäudemodellierung für Erschütterungsprognosen infolge externer Erschütterungsquellen.

Wir sehen diese Methode als eine Alternative zu numerischen Modellierungen (i.d.R. FEM), da mittels schneller Parameterstudien und Sensitivitätsanalysen unscharfe Eingangswerte (Streuungen und Bandbreiten) gut beherrscht werden und das baudynamische Verständnis (Interaktion der Bauteile) sehr gefördert wird.

Mit dem iSEG-Modell können in Synergie mit einem soliden baudynamischen Verständnis „alter Schule“ und ca. 20 jähriger Erfahrungen sehr effektiv und punktgenau Erschütterungsprognosen durchgeführt und Maßnahmen äußerst wirtschaftlich ausgelegt werden.

Abstract

imb-dynamik uses the analytic model iSEG for more than 20 years as a special method in dynamic modeling of buildings for vibration forecast.

We see this method as an alternative to numeric models (mostly FEM) because scattering input data can be handled properly via fast sensibility studies and the dynamic understanding (interaction of construction elements) is assisted very well.

In combination with dynamic “old school expertise” and 20 years experience in vibration forecasts the iSEG model is a very effective tool for designing measures of vibration mitigation very economically.

----- 1. Teil: Dissertation Breitsamter -----

1. Einführung

Eine häufige Baudynamische Standardaufgabe ist die Prognose der Erschütterungen in Gebäuden, die neu an bestehenden Erschütterungsquellen (z.B. Bahnstrecken) gebaut werden. Zur Beurteilung der Situation werden zunächst die Erschütterungen an der GOK gemessen und anschließend für relevante Immissionsorte im Gebäude, z.B. Wohn- und Schlafzimmer, prognostiziert. Dafür sind geeignete Modellierungen erforderlich.

Standardmethoden dafür sind die Finite Elemente Methode (FEM), die Statistical Energy Analysis (SEA) oder die Anwendung „starrer“ Übertragungsfunktionen (ÜF).

Imb-dynamik beschreitet demgegenüber mit dem analytischen Modell iSEG seit über 20 Jahren einen Sonderweg, welcher sich in Relation zu den Standardmethoden folgendermaßen einordnet:

- FEM: Genaue Modellierung des Gesamtgebäudes oder eines größeren Ausschnittes und Berechnung der Schwingungen in Abhängigkeit von Ort und Zeit bzw. Frequenz; Modellierung und Rechenläufe sehr zeitaufwändig; große Fülle von Ergebnisdaten, welche insbesondere für die Belange der Erschütterungsprognose schwer zu handhaben sind
- SEA-Methode: Stark vereinfachte Modellierung des Gesamtgebäudes oder eines größeren Ausschnittes und Berechnung der Schwingungen in grober Abhängigkeit vom Ort ohne Zeit- bzw. Frequenzauflösung. Modellierungsaufwand ist weit geringer, Rechenläufe dauern nur kurz. Jedoch geht durch die Mittelung über alle Frequenzen die Auflösung von Resonanzüberhöhungen bei niedrigen Frequenzen (bis ca. 50 Hz) verloren.
- ÜF-Methode: Multiplikation (meist empirisch ermittelter) ÜF (für Boden-Bauwerk-Interaktion, Decken- und Estrichresonanzen). Schnell und einfach, jedoch Verlust aller Phasenbeziehungen und aller mechanischen Interaktionen.
- iSEG: Beschreitet bzgl. FEM und SEA einen Mittelweg und vereint die Vorteile geringen Modellierungsaufwandes und geringer Rechenzeiten der SEA-Methode mit guter Auflösung der Ergebnisse im Frequenzbereich für den interessierenden Empfangsort.

2. Theoretische Grundlagen

Das Modell iSEG geht auf Forschungen am Lehrstuhl für Baumechanik der TUM aus den Jahren 90'er Jahren zurück. Die Zielstellung war dem Zeitgeist zum Trotz die Entwicklung von einfachen (anschaulichen) Ersatzmodellen mit möglichst wenigen Freiheitsgraden als

Gegenentwurf zur Numerischen Mechanik. Es zeigte sich, dass sich insbesondere die vertikalen Gebäudeschwingungen sehr gut mit einem solchen Ersatzmodell abbilden lassen.

Das iSEG-Modell verwendet folgende Idealisierungen

- Nur vertikale Bewegungen werden betrachtet.
- Repräsentative Gebäudebereiche werden herausgeschnitten.
- Die primäre Lastabtragung erfolgt über die Stützen/Wände.
- Die vertikalen Bauglieder werden zu massebelegten Dehnstab zusammengefasst
- Alle horizontalen Bauglieder werden nach Eigenformen entwickelt.

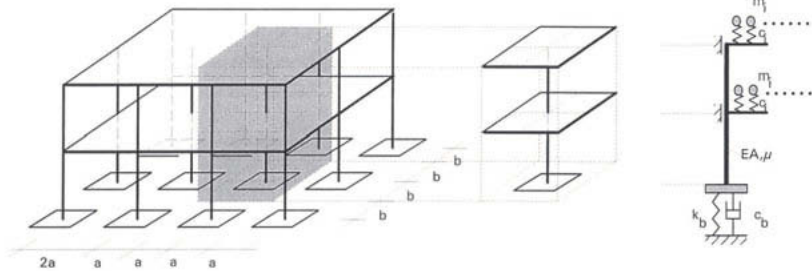


Bild 1: Repräsentativer Ausschnitt und mechanisches Ersatzmodell

Die Einmassenschwinger stehen für die Schwingungsmoden der Deckenfelder. Insgesamt werden alle Deckenfelder durch sog. Ersatzschwinger abgebildet.

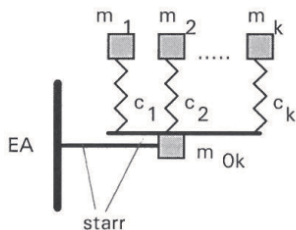
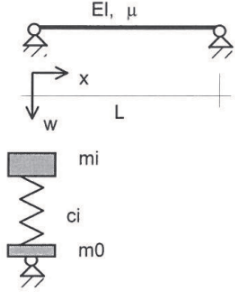


Bild 2: Ersatzschwinger für Geschoßdecken

Im Gegensatz zur klassischen Eigenformmethode ist die Normierung dieser Massen nicht frei, sondern unterliegt der Bedingung der korrekten Rückwirkung unter Fußpunktanregung auf die Auflager.

Der abgebildete Ersatzschwinger berücksichtigt k Eigenformen. Würden alle (unendlich vielen) Eigenformen abgebildet, so wäre in den Einzelmassen m_i die gesamte Deckenmasse enthalten und die Restmasse m_{0k} würde verschwinden.

Ersatzschwingerkennwerte für den einfachsten Fall einer einachsig gespannten, gelenkig gelagerten Decke (Biegesteifigkeit EI, Massenbelegung μ , Stützweite L) unter gleichphasiger Fußpunktanregung:

	Relevante Eigenformen (Index i)	$\psi_i = \sin\left(\frac{(2i-1) \cdot \pi \cdot x}{L}\right)$
	Eigenkreisfrequenzen	$\omega_i = \left(\frac{(2i-1) \cdot \pi}{L}\right)^2 \cdot \sqrt{\frac{EI}{\mu}}$
	Schwingerkennwerte bei k berücksichtigten Eigenformen	
	Ersatzschwingermasse	$m_i = \frac{4\mu L}{(2i-1)^2 \cdot \pi^2}$
	Restmasse	$m_{0k} = \frac{\mu L}{2} - \sum_{i=1}^k m_i$
	Ersatzschwingerfeder	$c_i = \omega_i^2 \cdot m_i$
	..Amplitudenbeiwert	$\alpha_i = \frac{4}{(2i-1)\pi}$

Gleichung 1: Exemplarische Ersatzschwingerkennwerte

Die Einmassenschwinger antworten mit einer generalisierten Schwingungsamplitude, die mittels Multiplikation mit dem Amplitudenbeiwert α_i in die maximale Schwingungsamplitude umgerechnet werden kann.

Entsprechende Ersatzschwingerkennwerte wurden für zahlreiche Standardfälle ermittelt (1-achsige eingespannte Decken, 2-achsige gelenkig gelagerte bzw. eingespannte Decken, punktgestützte Flachdecken usw., jeweils für gleichphasige und gegenphasige Anregung). Schwimmende Estriche können als zusätzliche Einmassenschwinger im Massenverhältnis zur Deckenplatte an jede Deckeneigenform angehängt werden.

Nach dem Baukastenprinzip kann damit ein Ausschnittsmodell über die gesamte Gebäudehöhe aufgebaut und an beliebigen Stellen elastische Lagerungen (EL) eingebaut werden.

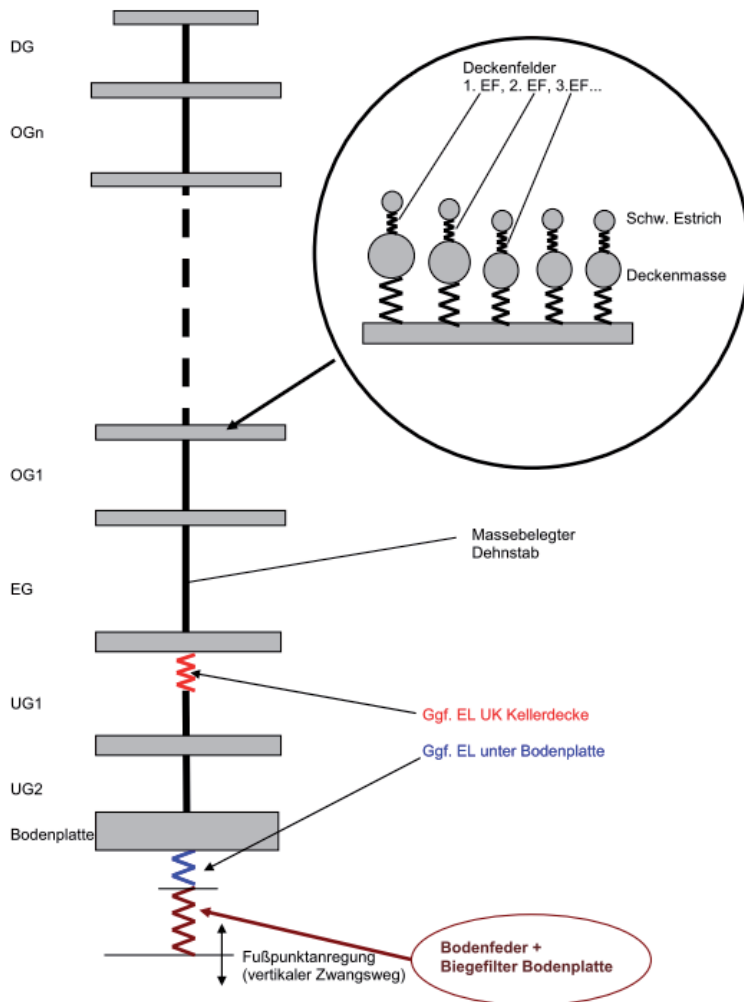


Bild 3: Aufbau des iSEG-Modells

2. Mathematische Umsetzung des Mechanischen Ersatzmodells

Prinzipiell könnte das mechanische Ersatzmodell als kleines FE-Modell (mit einem handelsüblichen FE-Programm) realisiert werden und würde dann den entsprechenden Einschränkungen (z.B. Festlegung auf viskose Dämpfung) unterliegen.

Da es sich jedoch um eine baumartig verzweigte Modellstruktur handelt ist hier einer mathematischen Formulierung mittels der Impedanzmethode der Vorzug zu geben. Dabei wird mittels komplexen Steifigkeiten zudem eine realitätsnahe hysteretische Dämpfungscharakteristik abgebildet.

Dazu wird das System im eingeschwungenen Zustand betrachtet.

Für alle Elemente (Massen, Federn, Dämpfer, Stäbe) werden Impedanzen bzw. dynamische Steifigkeiten ermittelt. Diese werden, ausgehend von den anregungsabgewandten Modellen (Estrichmassen) verschaltet (Parallel und Reihenschaltungen) und so zunächst die resultierende dynamische Steifigkeit der Deckenfelder ermittelt.

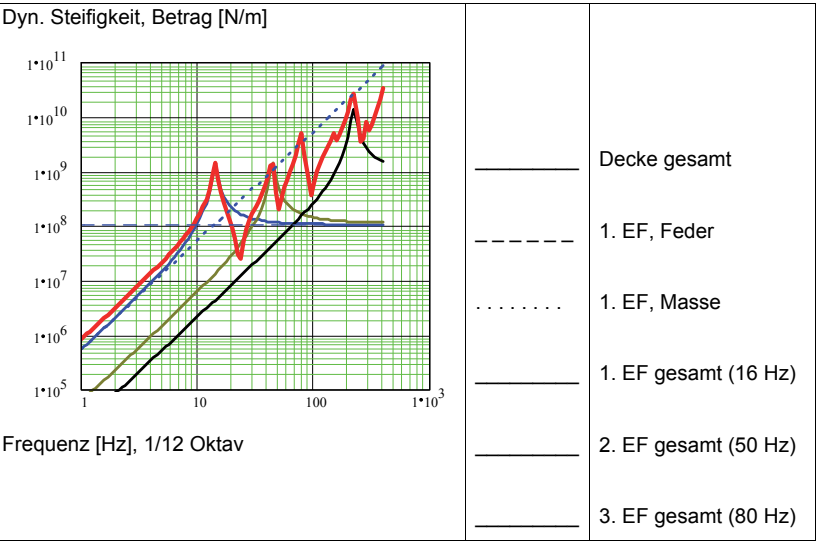


Bild 4: Dyn. Steifigkeiten (Einzelemente, Geschossdecke ohne schwimmendem Estrich)

Schließlich wird ausgehend vom obersten OG abwärts bis zum untersten UG eine Gesamtsteifigkeit am Fußpunkt aufgebaut.

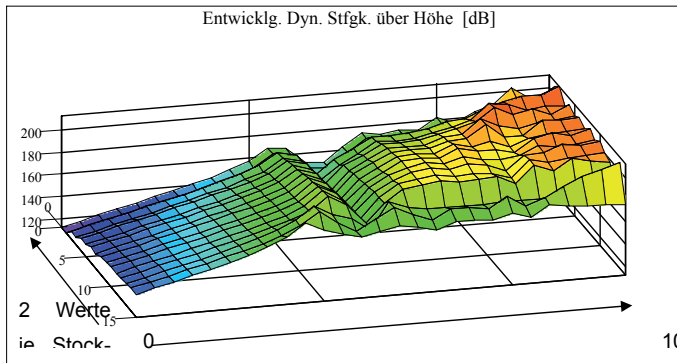


Bild 5: Dynamische Steifigkeiten im iSEG-Modell (Wohngebäude mit einheitlichen 7 OGS)

Diese Berechnung erfolgt parallel für den gesamten Frequenzvektor (Auflösung meist Terzen, aber auch z.B. 1/12-Oktavraster oder Schmalband möglich).

Am Fußpunkt wird die z.B. gemessene Freifeldanregung (meist in Form von Terzspektren, ggf. auch in Form eines FFT-transformierten Zeitverlaufes) aufgebracht und dann der Impedanzbaum rückwärts gerechnet. Damit entfällt die Lösung von Gleichungssystemen und die damit verbundene Numerik.

Die Beiträge der einzelnen Einmasserschwinger = Eigenformen werden zu einer Resultierenden superponiert und abschließend KB-Werte sowie mittels einer Näherungsformel (Schallabstrahlung) Sekundärluftschallsummenpegel (SL-Pegel) in den Zimmern berechnet.

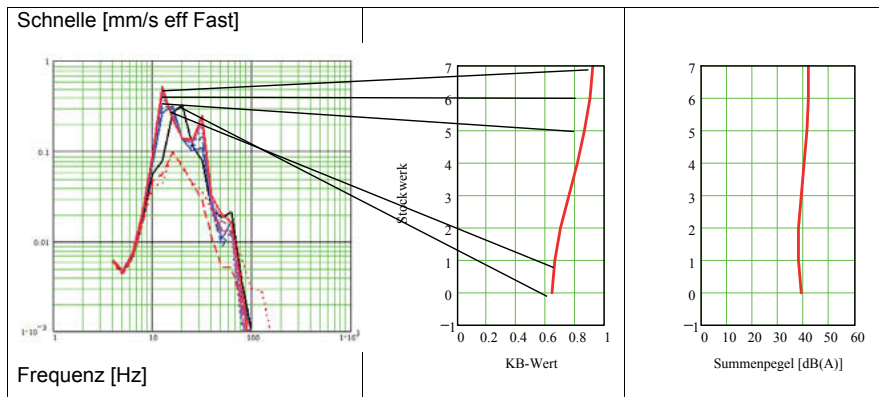


Bild 6: Ergebnisse des iSEG-Modells: spektrale Schwingschnelle, KB-Werte und SL-Pegel

Die Genauigkeit der Modellierung ist adäquat zur Genauigkeit der Eingangswerte, die hinsichtlich des Bodens und der Anregung (i.A. eine chaotische Überlagerung zahlreicher einzelner Schwingungsquellen) Unschärfen unterworfen sind.

Der Modellaufbau lässt sich bei Umsetzung mit einem Mathematik-Programm und entsprechender Übung in wenigen Stunden bewerkstelligen. Ein Rechenlauf benötigt dann nur wenige Sekunden, sodass unbegrenzt Parameter variiert und Sensitivitäten studiert werden können – immer noch das beste Mittel gegen unscharfe Eingangswerte.

----- 2. Teil: Dissertation Molzberger -----

Im Zeitraum von 2000 bis 2009 entstand am Lehrstuhl für Baumechanik eine Erweiterung der Dissertation von Dr. Breitsamter, die sich erneut mit Fragestellungen zur dynamischen Gebäudemodellierung beschäftigte.

4. Motivation

Die eigentliche Motivation der Arbeit bestand in einer praktischen Aufgabe. In der Planung des AUDI-Forums Ingolstadt wurden die Erschütterungen durch Automobilpressen zu einem sehr späten Zeitpunkt berücksichtigt.

imb-dynamik musste sehr kurzfristig eine Lösung zur Erschütterungsreduktion liefern, ohne dass am Tragwerk des Gebäudes noch Änderungen möglich gewesen wären. Beim Stichwort „dicke Bodenplatte gegen Schwingungen“ wurde der Bauherr hellhörig.

In der Folge wurde die Komplexität der Aufgabe erkannt und es musste mit ingenieurmäßigen Näherungen gearbeitet werden.

Aus dieser Situation entstand der Wunsch, die Wirksamkeit einer biegesteifen Bodenplatte gegen von außen einwirkende Rayleighwellen zuverlässiger berechnen zu können.

5. Inhalte der 2. Dissertation zum Thema dynamische Gebäudemodellierung

Ein Überblick in Kurzform:

A) Bauwerk-Boden-Interaktion

- Wellenausbreitung im Baugrund (ITM = integrale Transformationsmethode)
- Kopplung des isotropen elastischen Halbraumes mit einer Fundamentplatte
- Vereinfachung des Bodenmodells zur frequenzabhängigen komplexen Winklerbettung

B) Gebäudedynamik

- punktgestützte Flachdecken und mehrfeldrige Deckensysteme
- Übertragung von Schwingungen über Biegewellen in Stützen und Wänden

C) Modellverifikation

- Schnittstelle Messung – Modell
- Messergebnisse an Fundamenten und in Gebäuden

Im vorliegenden Tagungsbeitrag konzentrieren wir uns auf den Punkt A. In der Präsentation auf der Baudynamik 2018 werden Messergebnisse und Praxisbeispiel ergänzend herangezogen.

6. Grundlagen der Bodenmechanik, ITM

Faszinierend ist, dass sich gerade die „trockene“ Mathematik, hier sogar in Form tensorieller Formulierungen, physikalisch anschaulich interpretieren lässt:

Das gekoppelte partielle Differentialgleichungssystem der Lameschen Gleichung lässt sich mit Hilfe des Satzes von Helmholtz zerlegen in

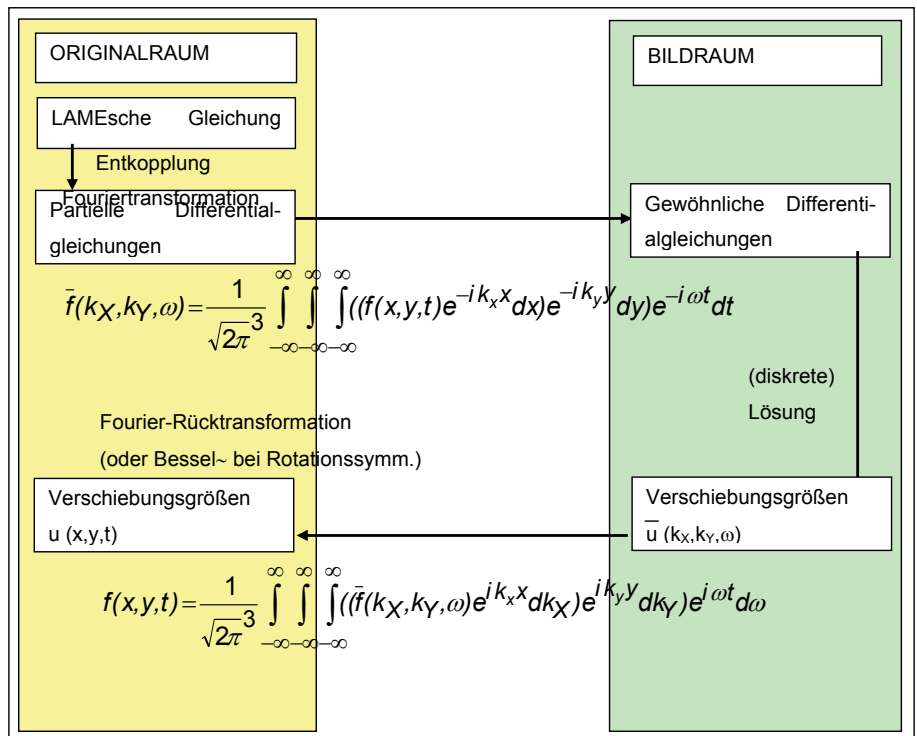
- einen wirbelfreien Anteil – Gradient des Skalarfeldes Φ
- und einen quellfreien Anteil – Rotation des Vektorfeldes Ψ_k

Diese beiden Anteile sind einfacher verständlich auch bekannt als Kompressionswelle (Dilatationswelle, P-Welle) und Scherwelle (S-Welle) mit den Wellengeschwindigkeiten

$$c_P = \sqrt{\frac{\lambda + 2\mu}{\rho}} \quad \text{und} \quad c_S = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}}.$$

Gleichung 2 aus /2/

In der integralen Transformationsmethode (ITM) wird im Frequenzraum mit Wellenzahlen k_x und k_y in den beiden horizontalen Raumrichtungen gerechnet (3-fach transformierter Raum; nur die z-Richtung bleibt untransformiert).



Gleichung 3 aus /2/

Es werden die vorliegenden Randbedingungen, ferner auch die Spannungs-Dehnungsbeziehungen des Kontinuums angewendet und in der gewünschten Tiefe (z.B. $z=0$ an der Oberfläche) wird für eine wählbare (ebenfalls transformierte) Lastfunktion die Bodenantwort ermittelt.

Superposition von Lastfunktionen ermöglicht die Ermittlung der Halbraumantwort auf beliebige vorgegebene Verformungsfiguren, z.B. das Nachrechnen der bekannten Impedanzen für starre Fundamente (siehe z.B. Gazetas, Studer, Betonkalender 1988)

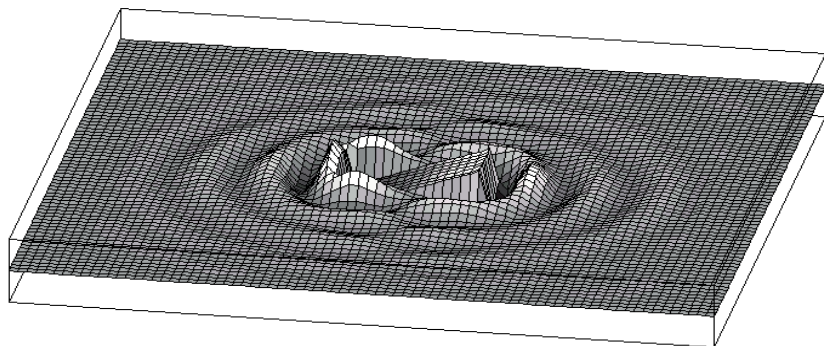


Bild 7: Kippbewegung eines starren Fundamentes

7. Antwort des Halbraumes auf ausgerundete Verformungen

Die bekannten Ansätze für starre Fundamente waren für wellenförmige Bewegungen nicht direkt anwendbar und mussten erweitert werden:

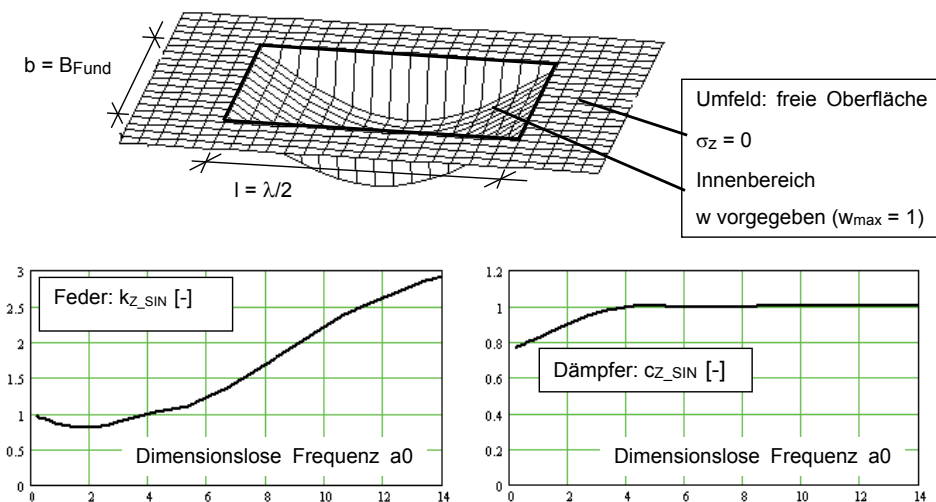


Bild 8: Dimensionslose Beiwerte für Feder- und Dämpferanteil

Die dynamische Steifigkeit modifiziert sich damit bei Halbsinusform in Richtung l zu:

$$C_{dynZ_SIN} = A1 \frac{Gr}{1-\nu} \left[k_{Z_SIN} FF + A2 i a_0 c_{Z_SIN} \right]$$

$$\text{mit } a_0 = \frac{\Omega r}{c_S}, \quad r = \sqrt{\frac{bl}{\pi}} \quad \text{und} \quad FF = \frac{\sqrt[3]{bl^2}}{\sqrt{bl}} \quad (= \text{Formfaktor}) \quad \text{sowie } A1 = 2 \quad \text{und } A2 = 1,1$$

Gleichung 4

Diese Berechnungen wurden ebenso für eine 2-achsige Verformungsfigur durchgeführt. Eine komplexe Bettung lässt sich durch Division durch 0,64 (Integral der angesetzten Halbsinus-Ansatzfunktion) errechnen.

8. Kopplung einer Fundamentplatte mit dem elastischen Halbraum

Es wurde eigens eine Platte mit „höherwertigen“ Ansatzfunktionen nach der Methode der Finiten Elemente programmiert und mit der Nachgiebigkeitsmatrix des homogenen elastischen Halbraumes gekoppelt:

Plattenmodell

äquivalentes Balkenmodell

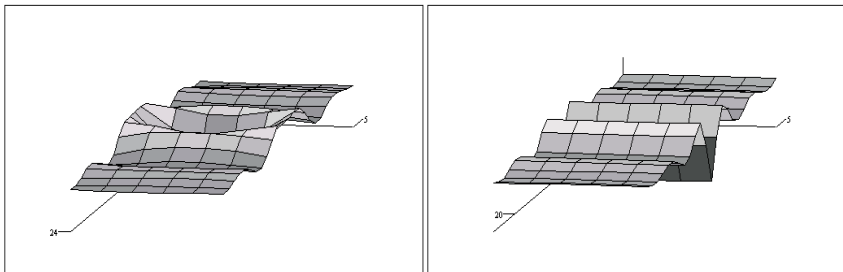


Bild 9: Kopplung mit 3-D Halbraum unter Kräfteanregung

9. Näherungslösungen

Es wurde eine stufenweise Näherung erarbeitet:

- FE-Platte
- FE-Balken
- Timoshenkbalken
- Übergang vom Halbraum auf die nachiterierte frequenzabhängige Winklerbettung

Letztere wird anhand der komplexen Wellenzahlen eines gebetteten Balkens unter Kräfteanregung vorstellungsmäßig erläutert:

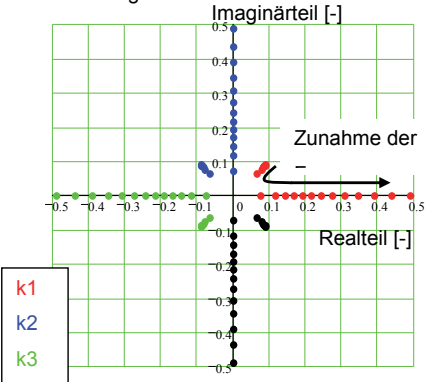
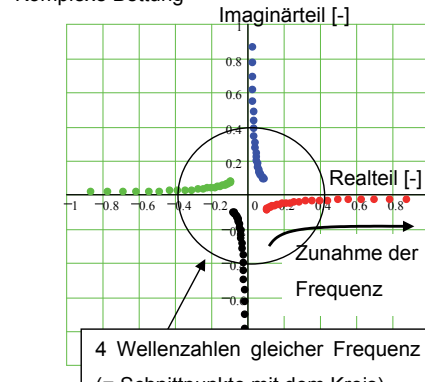
Reelle Bettung (z.B. Statik)	Komplexe Bettung („Ersatzboden“)
„Scharfe Nullstelle“ = Resonanz	Hohe Dämpfung, „verschmiertes“ Verhalten ohne ausgeprägte Kick-Off-Frequenz
Zu höheren Frequenzen hin springt die Wellenzahl auf Abstrahlung (z.B. allein Realteil bei Wellenzahl ik_{xx})	Bei höheren Frequenzen überwiegend Abstrahlung (z.B. wachsender Realteil bei Wellenzahl ik_{xx})
<p>Reelle Bettung</p> 	<p>Komplexe Bettung</p> 

Bild 10: Erläuterung der Wellenzahlen zur Illustration der Vorgehensweise

Nach Anschauung und Sommerfeldscher Abstrahlbedingung gilt:

- Aufgrund einer unmöglichen Zunahme der Amplitude mit wachsender Entfernung kommt nur eine abklingende Lösung in Frage (verbleibend 2 Wellenzahlen mit unterschiedlicher Wellenaufrichtung, was unerheblich für die Ermittlung der Wellenlänge ist)
- Der größere Realteil zweier beliebiger um 90° verdrehter Wellenzahlen beschreibt damit die Wellenlänge (ik_{xx} ist damit imaginär).

Mit dieser Methode lässt sich in Abhängigkeit der Frequenz die komplexe dynamische Bettung ermitteln (Aufbringen einer wellenförmigen Kraftanregung auf die Halbraumoberfläche, „messen“ der Vertikalamplitude an der Oberfläche, Nachiterieren der sich einstellenden Wellenlänge)

10. Vergleich der dynamischen Bettung 3D und 2D

Die folgenden vorliegenden Bodenlösungen wurden verglichen:

1. Lösung für starre Kreisfundamente, „verformungsäquivalent“ mod. zur Wellenfigur /5/
2. Halbraum 3-D, in Richtung der Wellen sinusförmig ausgerundet, /2/
3. Halbraum 3-D, in beiden horiz. Richtungen sinusförmig ausgerundet, /2/
4. Halbraum 2-D, Lösung für den ebenen Zustand, im Folgenden „2-D“ genannt, /6/

Bei Variante 2 und 3 spielen die seitlichen Abstrahlmöglichkeiten und damit die Breite des Modells eine Rolle, die sich i.d.R. entweder aus der Gebäudebreite (z.B. frequenzunabhängig die Breite eines Gebäuderiegels senkrecht zur Bahnlinie) oder aus dem mitwirkenden Bodenplattenanteil einer Stützenreihe ergibt (frequenzabhängig).

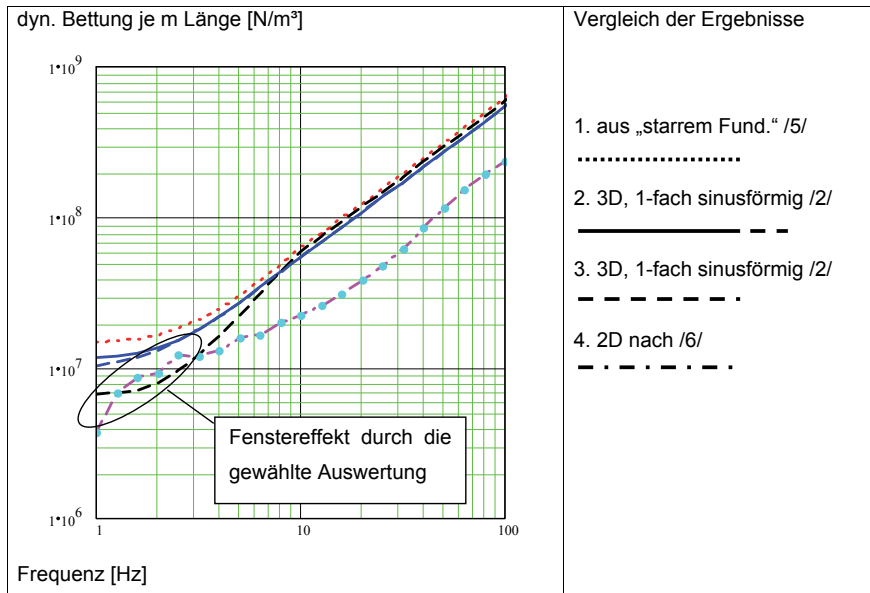


Bild 11: Beispiel 16 m breites Gebäude, $c_s = 300$ m/s

Interpretation

- Im quasistatischen Bereich großer Einfluss der „ausgerundeten Form“ der Lastfunktion (Welle in $1/2$ anstelle einer „eckigen“ Verformungsmulde bei $1/5$), die den Boden infolge einer „fehlenden“ Lastkonzentration an den „scharfkantigen“ Rändern deutlich weicher macht.
- Im dynamischen Bereich (unter Krafterregung wellenabstrahlend, überwiegend imaginäre Bettungsziffer) durch Abstrahlmöglichkeit in 2 horizontalen Raumrichtungen anstelle 1 Richtung bei der 3-D Lösung etwa um Faktor 2 höhere Werte.

In der Praxis wird eine Bodenplatte häufig von einer ebenen Wellenfront bestrichen. In diesem Fall liegen die Lösungen 2 und 4 wohl am nächsten an der Wahrheit. Geht es um die Interaktion einer einzelnen Stütze auf (dünner) Bodenplatte, also um eine punktförmige Kontaktstelle wird die Wellenabstrahlung (der Relativbewegung Gebäude zu Boden) halbkugelförmig erfolgen, was Lösung 3 entspricht.

Die vereinfachten Bodenlösungen wurden für den Anwendungsfall einer in Wellenlaufrichtung „langen“ Gründung in das Gebäudemodell iSEG übernommen – in Kombination mit einem Timoshenkobalken, der Biege- und Schubsteifigkeit der Bodenplatte und der Fassade des Gebäudes enthält (2006 vorgestellt auf der Baudynamiktagung in Kassel).

Ergebnis ist die Erschütterungsreduktion durch die Längssteifigkeiten an beliebigen Stellen des Gebäudes inkl. der Bauwerk-Boden-Interaktion.

11. Fazit

Mit der vorgestellten Methode konnten bereits elastische Lagerungen genauer angepasst und in ihrem Umfang deutlich reduziert werden, als dies in zahlreichen Vorgutachten der Fall war.

Ein wesentlicher Anteil der Erschütterungsreduktion kommt aus der Kombination einer elastischen Lagerung mit einer dicken Bodenplatte, teils sogar allein aus der Platte. Bei sehr hohen Gebäuden ist die Wirksamkeit der elastischen Elemente allein von untergeordneter Bedeutung und muss stets im Gesamtzusammenhang mit den vorhandenen Steifigkeiten (ferner: Massen) berechnet werden.

Eine Erschütterungsprognose mit starren Übertragungsfunktionen weicht in vielen Fällen so weit von der Realität ab, dass bereits ein (geübter) Blick auf die Immissionsspektren allein zu einer deutlich genaueren Prognose führt.

- [1] N. Breitsamter: Ersatzmodelle zur Bestimmung der Schwingungsantwort von Gebäuden unter Anregung durch Bodenerschütterungen, Dissertation TUM, 1996
- [2] H. Molzberger: Vereinfachende dynamische Gebäudemodellierung unter besonderer Berücksichtigung der Bauwerk-Boden-Interaktion, Dissertation TUM, 2009
- [3] VDI-Richtlinie 3837: Erschütterungen in der Umgebung von Schienenverkehrswegen, Spektrales Prognoseverfahren, März 2006
- [4] Haupt Wolfgang, Bodendynamik, Vieweg & Sohn, 1986
- [5] Studer J., Ziegler A., Bodendynamik, Springer 1986
- [6] Müller Gerhard, Ein Verfahren zu Erfassung der Fundament-Boden Wechselwirkung unter Einwirkung periodischer Lasten, Dissertation TUM 1989

Prognose des Energieflusses in Massivholzkonstruktionen im tiefen, mittleren und hohen Frequenzbereich unter Verwendung einer hybriden FEM SEA Methode

Christoph Winter M.Sc., Prof. Dr.-Ing. **Gerhard Müller**,
Lehrstuhl für Baumechanik, Technische Universität München, München

Kurzfassung

Für einen Einsatz leichter Massivholzkonstruktionen im Geschosswohnungsbau sind die methodischen Grundlagen für die Planung des erforderlichen Schwingungs-, Luft- und Trittschallschutzes weiterzuentwickeln. Hierfür ist insbesondere die Vorhersage der Schallübertragung an Bauteilstößen notwendig. Um verlässliche Prognosemethoden zu entwickeln, wurde der Energiefluss zwischen Brettsperrholzelementen untersucht.

Im tiefen Frequenzbereich ist die Finite Elemente Methode (FEM) für schwingungstechnische und vibroakustische Prognosen geeignet. Für zunehmende Frequenzen nimmt die modale Dichte zu, wodurch die klassische FEM aufgrund der Sensitivität der Ergebnisse an Grenzen stößt und die Anwendung statistischer Methoden erforderlich wird. Im mittleren Frequenzbereich liefert beispielsweise die Statistische Energie Analyse (SEA) robuste Ergebnisse, erlaubt aber nur eine eingeschränkte Auflösung im Orts- und Frequenzbereich. Dabei ist die „klassische“ SEA auf die Wellentransmission zwischen plattenartigen Strukturen beschränkt. Nachdem das Elastizitätsmodul von Holz quer zur Faser vergleichsweise gering ist, treten bereits bei relativ niedrigen Frequenzen Moden in Dickenrichtung der Platten auf. Durch den Einsatz von Volumenelementen können diese Effekte in einem FE-Modell abgebildet werden. Nachdem sowohl SEA als auch FEM in ihrer Anwendbarkeit im Frequenzbereich eingeschränkt sind, werden im Rahmen einer hybriden Methode, der Energieflussanalyse, Mittelungsmethoden der SEA bei der Auswertung der FEM eingesetzt.

Mit diesem Verfahren können auf die eingebrachte Leistung normierte Energieflüsse zwischen den einzelnen Bauteilen in Form von Energieeinflusskoeffizienten bestimmt werden. Durch Invertierung der Energieeinflusskoeffizienten-Matrix können daraus die Dämpfungs- und Kopplungsverlustfaktoren zwischen Bauteilen berechnet werden. Damit kann das Stoßstellen-dämm-Maß abgeschätzt werden.

Der Energiefluss wird an einem L-Stoß bestehend aus Brettsperrholzelementen untersucht, wobei der Einfluss von Geometrie und Material der einzelnen Bauteile aufgezeigt wird. Ferner

wird der Effekt einer Modifikation an der Stoßstelle dargelegt. Außerdem wird der Frequenzbereich kategorisiert hinsichtlich modalem Verhalten und möglicher Modellierungsarten. Die Ergebnisse basieren auf dem DFG-AIF Forschungsvorhabens „Vibroakustik im Planungsprozess für Holzbauten“, das gemeinsam von TU München, Hochschule Rosenheim und ift Rosenheim durchgeführt wird.

1. Einleitung

Für eine Verwendung leichter Massivholzkonstruktionen im Geschosswohnungsbau sind die methodischen Grundlagen für die Planung des erforderlichen Luft- und Trittschallschutzes weiterzuentwickeln. Hierfür ist insbesondere die Prognose der Schallübertragung an Bauteilstößen notwendig.

Im tiefen Frequenzbereich eignet sich die Finite Elemente Methode (FEM) für Vorhersagen. Mit steigender Frequenz nimmt die Anzahl der Moden pro Frequenzband zu, wobei die klassische FEM aufgrund der Sensitivität der Ergebnisse an Grenzen stößt und die Anwendung statistischer Methoden erforderlich wird. Die Statistische Energie Analyse (SEA) liefert für den mittleren Frequenzbereich ab einer ausreichenden Anzahl an Moden pro Band robuste Ergebnisse, erlaubt jedoch nur eine eingeschränkte Orts- und Frequenzauflösung. Hochfrequent kann das dynamische Verhalten der Platten in Dickenrichtung durch die klassische SEA nicht abgebildet werden.

Bei der Vorhersage im Frequenzbereich werden für die oben genannten Strukturen im Rahmen einer Energieflussanalyse (EFA) Mittelungsmethoden der SEA in der Nachauswertung der FEM eingesetzt. Die Vorteile des Verfahrens sind robuste Ergebnisse sowie eine größere Flexibilität bei der Definition der Subsysteme [1, 2].

Mit der EFA können die Energieflüsse zwischen den einzelnen Bauteilen, auch für den mittleren und - im Fall von Volumenelemente-Modellen - höheren Frequenzbereich [3], in Form von Energieeinflusskoeffizienten A_{ji} bestimmt werden. Die EFA kann auf die Power Injection Method erweitert werden, um die Dämpfungsverlustfaktoren η_{ii} und Kopplungsverlustfaktoren η_{ij} zwischen Bauteilen zu berechnen. Damit kann das Stoßstellendämm-Maß zur Prognose der Körperschallübertragung über die Flanken gemäß DIN EN 12354 Teil 1 und 2 ermittelt werden.

2. Verfahren

Bei der Anwendung der EFA wird die Struktur - entsprechend deren Unterteilung in Bauteile - in Subsysteme eingeteilt, wobei im Gegensatz zur SEA die Voraussetzung der schwachen

Kopplung nicht erfüllt sein muss. Zunächst wird eine Harmonische Analyse durchgeführt. Die einzelnen Subsysteme werden wahlweise mit einer bekannten Belastung oder für den Fall, dass die Belastung unbekannt ist, mit einer zufällig verteilten Last, dem sogenannten Rain-on-the-Roof (RotR), beaufschlagt. Letzteres gewährleistet eine Beteiligung aller Moden an der Systemantwort mit dem Ziel einen möglichst repräsentativen Energiefluss über die Stoßstelle herbeizuführen. Um Singularitäten zu vermeiden, werden Elemente belastet und das Produkt aus Druck p_e und konjugiert komplexer Geschwindigkeit v_e^* mittels der quadratischen Formfunktionen über die Elementfläche integriert. Dabei dient die Determinante der Jacobi-Matrix $[J]$ zur Koordinatentransformation des Integrals in die Elementkoordinaten ξ, η . Das zeitliche Mittel der in das Subsystem j eingebrachten Leistung P_j ergibt sich durch das Aufsummieren des Realteils über die n_i belasteten Elemente:

$$P_j(f) = \sum_e^{n_i} P_e(f) = \sum_e^{n_i} \frac{1}{2} \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 \Re(p_e v_e^*) \det[J] d\xi d\eta \quad (2.1)$$

Die kinetische und potentielle Energie wird zunächst mit Hilfe der Erregerkreisfrequenz $\Omega = 2\pi f$ des komplexen Elementverschiebungsvektors \mathbf{u}_e sowie der Elementmatrizen von Steifigkeit $[K_e]$ und Masse $[M_e]$ berechnet. Die Elementenergien infolge der Belastung des Subsystems j werden über jedes Subsystem i aufsummiert. Die zeitliche Mittelung entspricht der Integration über eine Periode einer quadratischen Sinusfunktion und führt zu der Multiplikation mit dem Faktor $\frac{1}{2}$:

$$E_{ij,pot}(f) = \frac{1}{2} \sum_{e \in \Theta_j} \frac{1}{2} \mathbf{u}_e^{*T} [K_e] \mathbf{u}_e \quad (2.2)$$

$$E_{ij,kin}(f) = \frac{1}{2} \sum_{e \in \Theta_j} \frac{1}{2} \Omega^2 \mathbf{u}_e^{*T} [M_e] \mathbf{u}_e \quad (2.3)$$

Für schwach gekoppelte, dünne Platten sowie resonante Antworten kann die Gesamtenergie – ähnlich wie bei einer Messung – auf Basis der Oberflächengeschwindigkeiten senkrecht zur Platte (v_z) genähert werden, da hier die kinetische und potentielle Energie nahezu übereinstimmen. Mittels der Gesamtenergie in den m Subsystemen sowie der in die einzelnen Subsysteme eingebrachten Leistung kann die Matrix $[A]$ der Energieeinflusskoeffizienten ermittelt werden:

$$[A] = [E][P]^{-1} = \begin{bmatrix} \frac{E_{11}}{P_1} & \frac{E_{12}}{P_2} & \dots & \frac{E_{1m}}{P_m} \\ \frac{E_{21}}{P_1} & \frac{E_{22}}{P_2} & \dots & \frac{E_{2m}}{P_m} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ \frac{E_{m1}}{P_1} & \frac{E_{m2}}{P_2} & \dots & \frac{E_{mm}}{P_m} \end{bmatrix} \quad (2.4)$$

Hierbei stellt der Matrixeintrag A_{ij} die auf die eingebrachte Leistung normierte Energie im Subsystem i bei Belastung des Subsystems j dar. Durch eine Invertierung von $[A]$ kann die aus der SEA bekannte Verlustfaktormatrix $[\eta^0]$ gewonnen werden:

$$[\eta^0] = \frac{1}{\Omega} [A]^{-1} \quad (2.5)$$

3. L-Stoß aus dicken, orthotropen Platten

Tabelle 1: Über die Dicke homogenisierte Materialparameter sowie Bauteilabmessungen [3].

	Wand			Decke		
	x	y	z	x	y	z
Elastizitätsmodul in N/m ²	1,06 10 ¹⁰	7,61 10 ⁸	3,67 10 ⁸	8,24 10 ⁹	3,13 10 ⁸	3,67 10 ⁸
	yx	zx	zy	yx	zx	zy
Schubmodul in N/m ²	6,9 10 ⁸	1,73 10 ⁸	9,86 10 ⁷	6,9 10 ⁸	1,73 10 ⁸	9,86 10 ⁷
Querdehnzahl	0,085	0,061	0,184	0,129	0,063	0,122
Dichte in kg/m ³	450					
Lehrsches Dämpfungsmaß	0,012					
Abmessungen in m	Länge	Breite	Dicke	Länge	Breite	Dicke
	2,5	3	0,081	3,45	3	0,162

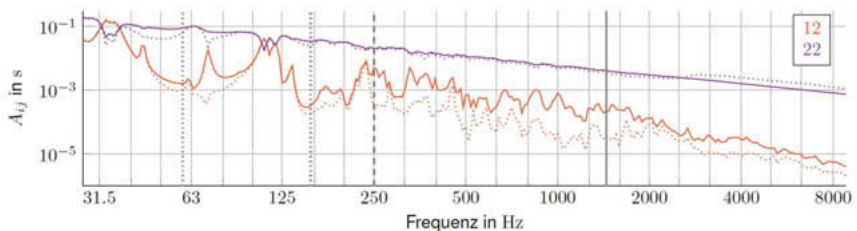
Verwendet man bauübliche Dicken für Brettsperrholzelemente (vgl. Tabelle 1) ist die Theorie der Kirchhoff-Platte nur bei tiefen Frequenzen geeignet, um den Energiefluss zu modellieren. Die energetische Grenzfrequenz, die man durch Gleichsetzen der Gruppengeschwindigkeit der reinen Biegewellen mit der Geschwindigkeit der Scherwellen mit Schwingungen senkrecht zur Plattenebene erhält, ergibt sich zu 60 und 155 Hz für die Subsysteme 2 bzw. 1. Diese Frequenzen deuten die Obergrenze der Beschreibbarkeit des Energieflusses mittels dünner Kirchhoff-Platten an. Die Mindlin-Plattentheorie und damit ein Schalenelemente-Modell sind

bis zur ersten Scherdickenmode f_{SDM} des dicksten Bauteils anwendbar. Diese hängt vom geringsten Schubmodul senkrecht zur Plattenebene $\min(G_{zx}, G_{zy})$, der Dichte ρ und der Dicke h ab.

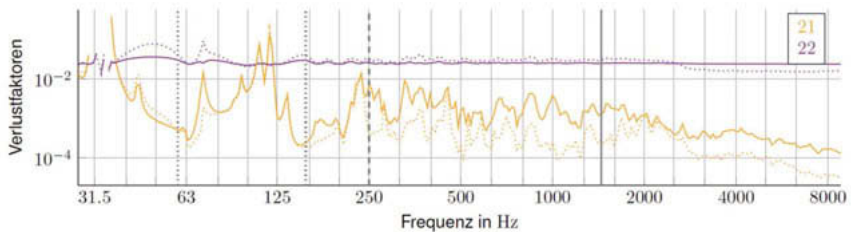
$$f_{\text{SDM}} = \sqrt{\frac{\min(G_{zx}, G_{zy})}{\rho}} \frac{1}{2h} \quad (3.1)$$

Bei 1445 Hz tritt die erste Scherdickenmode der Decke auf, die nur mittels eines Volumenelemente-Modells identifiziert werden kann. Nachdem die Wand halb so dick wie die Decke ist, tritt die erste Scherdickenresonanz der Wand bei der doppelten Frequenz 2289 Hz auf und ist damit nicht maßgebend für die Elementwahl.

Modales Verhalten, Energieeinflusskoeffizienten und Verlustfaktoren



a) Energieeinflusskoeffizienten für die Anregung von Subsystem 2



b) Verluste von Subsystem 2: Dämpfungs- und Kopplungsverlustfaktoren η_{2i}

Bild 1: Starrer L-Stoß: EFA auf Basis der gesamten Energie E_{ij} (-) oder des senkrechten translatorischen Anteils $2E_{\text{kin},ij}(v_z)$ (...); Energetische Grenzfrequenz von Subsystem 2 und 1 (:); Fünf Moden pro Band (|); Erste Scherdickenmode von Subsystem 2 (|).

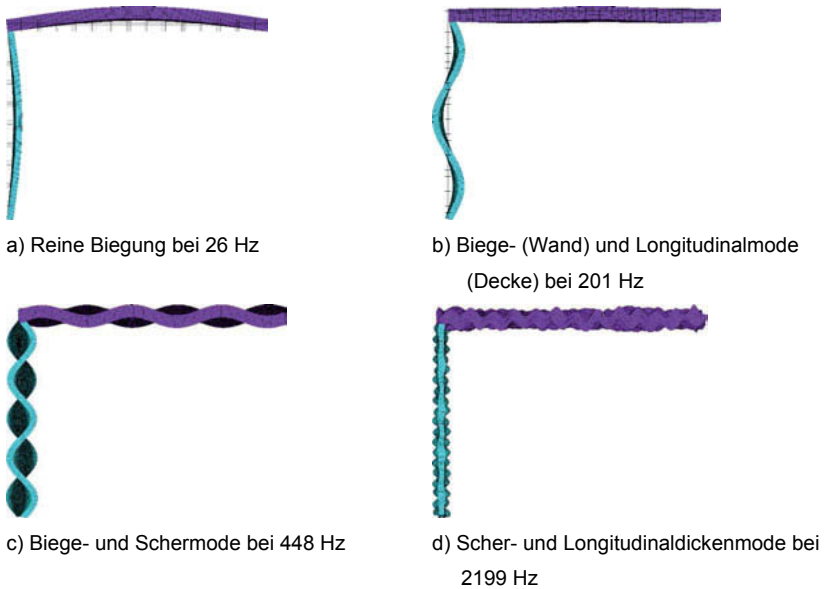


Bild 2: Seitenansicht: Schwingformen des L-Stoßes aus orthotropen Platten.

Als Anregung wird im FE-Modell RotR mit 100 zufällig verteilten Lasten gewählt. Die senkrechte Last regt hauptsächlich Biegewellen an. Daher unterscheiden sich die Hauptdiagonaleinträge A_{22} und A_{22,v_z} in Bild 1a) unterhalb der Dickenresonanzen nur in geringem Maß. Oberhalb der ersten Dickenresonanzen werden die Subsystemenergien und die Energieeinflusskoeffizienten auf Basis von v_z , der Oberflächengeschwindigkeit senkrecht zur Platte, deutlich überschätzt, da die Longitudinaldickenmoden an der Oberfläche ihre maximale Verschiebung aufweisen. Daher dürfen auch die daraus hervorgehenden Kopplungs- und Dämpfungsverlustfaktoren oberhalb der ersten Scherdickenmode nicht interpretiert werden: Wie Bild 1b) zeigt, wird der Dämpfungsverlustfaktor der Decke η_{22,v_z} oberhalb der ersten Scherdickenmode (1445 Hz) deutlich unterschätzt. In diesem Bereich tritt die ersten Longitudinaldickenmode (3267 Hz) auf. Deren Resonanzfrequenz kann durch Einsetzen des Steifemoduls anstelle des Schubmoduls in Gleichung (3.1) ermittelt werden. Bild 2d) stellt eine zu diesem Frequenzbereich gehörende, gekoppelte Schwingform dar, welche von Scherdickenschwingungen und nicht-resonanten Longitudinaldickenschwingungen dominiert wird.

Bereits bei niedrigen Frequenzen verlaufen die Kurven von A_{12} und A_{12,v_z} getrennt, siehe Bild 1a). Dies deutet auf eine Übertragung von Wellen in Plattenebene hin, da die Stoßstelle nicht gehalten ist (vgl. Bild 2b)) und auf die zunehmende Bedeutung der Rotationsträgheit (analog zur Mindlin-Plattentheorie). Dabei ermöglicht die Schubverformung eine zusätzliche Verdrehung des Querschnitts wie man in Bild 2c) für die Schwingform bei 448 Hz erkennen kann. Im Gegensatz dazu zeigt in Bild 2a) die erste Schwingform bei 26 Hz, bei welcher die Annahmen der Kirchhoff-Plattentheorie erfüllt wären, da der Querschnitt senkrecht zur Mittelebene bleibt. Hier gilt $A_{12} = A_{12,v_z}$ entsprechend einer reinen Biegewellenübertragung.

Im Terzband von 31.5 Hz liegen rechnerisch negative Kopplungsverlustfaktoren vor, da Moden die vorwiegend lokal in einem Subsystem auftreten, leichter durch eine Belastung des anderen Subsystems angeregt werden. Diese negativen Werte weisen darauf hin, dass die Voraussetzungen der SEA nicht erfüllt sind.

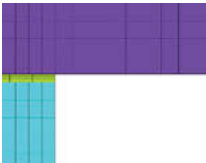


Bild 3: Detail FE-Modell: Elastische Zwischenlage zwischen Wand und Decke.

Tabelle 2: Elastische Zwischenlage.

Elastizitätsmodul in N/m²	1,18 · 10 ⁷
Querdehnzahl	0
Dichte in kg/m³	450
Dämpfung	0
Dicke in m	0,0125

4. Elastische Zwischenlage: Nachgiebige Verbindung

Im FE-Modell wird eine dünne, isotrope Zwischenlage zwischen zwei Bauteilen eingefügt (vgl. Bild 3), um unterschiedliche Arten von Stoßstellen zu modellieren. In Abhängigkeit der Materialeigenschaften der Zwischenlage kann entweder eine nachgiebige Verbindung oder eine elastische Zwischenlage modelliert werden, die zusätzlich gedämpft werden kann [3]. Im Vergleich zum starren Stoß wird die Energieübertragung zwischen den gekoppelten Bauteilen reduziert. Der Materialwechsel an der Stoßstelle führt zu einem Impedanzsprung [4]. Je höher der Unterschied zwischen den Impedanzen ist, desto geringer ist die Schallübertragung. Die Reduzierung der Schallübertragung hängt dabei vom Wellentyp ab.

Im Folgenden wird eine starre und eine nachgiebige (verschraubte) Stoßstelle , welche mittels einer ungedämpften, elastischen Zwischenlage (vgl. Tabelle 2) aus Volumenelementen mo-

delliert ist, verglichen. Daher werden zusätzlich $A_{L,j}$ ausgewertet, die die Energie in der Zwischenlage L_i - normiert auf eine Einheitsleistung infolge der Belastung von Subsystem j - beschreiben. Sie führen zu einer unsymmetrischen Energieeinflusskoeffizientenmatrix.

In Bild 4 stellen die Energieeinflusskoeffizienten die normalisierte Energie in den beiden Subsystemen eines L-Stoßes sowie in der elastischen Zwischenlage für die Anregung von Subsystem 1 dar. Im Fall des starren Stoßes sind die Energieeinflusskoeffizienten beider Subsysteme bei 64 Hz gleich groß, wenn Subsystem 1 angeregt wird ($A_{11} = A_{21}$). Sie zeigen dadurch eine starke Kopplung an. Dabei führt hauptsächlich die Anregung einer lokalen Mode, die in Subsystem 2 auftritt, zu dieser Gleichverteilung der Energie. In Fall der nachgiebigen Verbindung ist die normalisierte Energie in Subsystem 2, A_{21} , geringer. Die elastische Zwischenlage reduziert die Kopplung, da mehr Energie im angeregten Subsystem verbleibt.

Zwischen 160 Hz und 500 Hz scheint der Einfluss der elastischen Zwischenlage vernachlässigbar zu sein, nachdem der Energiefluss in das nicht angeregte Subsystem 2 (A_{21}) gemäß Bild 4 für beide Stoßstellentypen ähnlich groß ist. Ab 500 Hz beginnen die Wellen in Plattenebene zusätzlich zum Energiefluss beizutragen, wobei bei niedrigen Frequenzen ausschließlich Biegenwellen übertragen werden. In beiden Platten tritt ab 500 Hz im Mittel mindestens eine Mode in Plattenebene pro Terzband auf. Oberhalb von 500 Hz beginnen die zwei unterschiedlichen Stoßstellen voneinander abzuweichen. Im Vergleich zum starren Stoß ist der Energiefluss über die nachgiebige Stoßstelle bis zur ersten Scherdickenresonanz der elastischen Zwischenlage bei 4181 Hz deutlich reduziert. In diesem Frequenzbereich zwischen 500 und 4181 Hz sind der Energiefluss in die elastische Zwischenlage und der Energiefluss darüber hinweg von ähnlicher Größe.

Die Scherdickenresonanzen werden aufgrund der senkrechten Belastung der Wand, welche horizontale Verschiebungen an der Schnittstelle zwischen Wand und elastischer Zwischenlage hervorruft, angeregt. Bei diesen Dickenresonanzen hat A_{21} ähnliche Werte wie beim starren Stoß. Dort wird die Übertragung maximal. Dieser Effekt wird von [5] für zwei halbbeschränkte Platten, die durch eine elastische Zwischenlage verbunden sind, analytisch gezeigt.

Gemäß Gleichung (3.1) tritt die erste Scherdickenresonanz bei 4181 Hz auf, die dem ersten Spitzenwert der normierten Energie innerhalb der elastischen Zwischenlage oberhalb von 4000 Hz entspricht. Die Scherebene hat eine kurze Seite, die Dicke der Wand, und eine lange Seite, die Breite der Stoßstelle. Um die parabolische Schubspannungsverteilung aufgrund von Verschiebungen entlang der kurzen Seite der elastischen Zwischenlage zu berücksichtigen,

wird der Schubmodul mit dem Schubkorrekturfaktor $\kappa = 0.83$ multipliziert. Um die Scherdickenresonanzen mit Verschiebungen entlang der langen Seite der Stoßstelle zu prognostizieren, wird die elastische Zwischenlage als unendlich lang angesetzt ($\kappa = 1$). Die berechnete Scherdickenresonanz liegt in der Nähe des zweiten Spitzenwerts in Bild 4.

In der vorgestellten Untersuchung enthält das FE-Modell eine elastische Zwischenlage, um das nachgiebige Verhalten einer verschraubten Verbindung abzubilden. Das Ersatzmodell wurde für die Verschraubung bei tiefen Frequenzen quasi-statisch bestimmt [6]. Schermoden innerhalb elastischen Zwischenlage sind damit Artefakte der Modellierung. Oberhalb der Eigenfrequenz der ersten Scherdickenmode innerhalb der elastischen Zwischenlage ist das FE-Modell daher nicht mehr gültig. Die Grenzfrequenz kann mittels Gleichung (3.1) abgeschätzt werden. Um die Gültigkeit des FE-Modells für höhere Frequenzen zu gewährleisten, könnte eine dünnere Zwischenlage für den Abgleich zwischen Messung und Simulation sowie die daraus resultierende Materialwahl verwendet werden oder die Masse der elastischen Zwischenlage zu Null gesetzt werden.

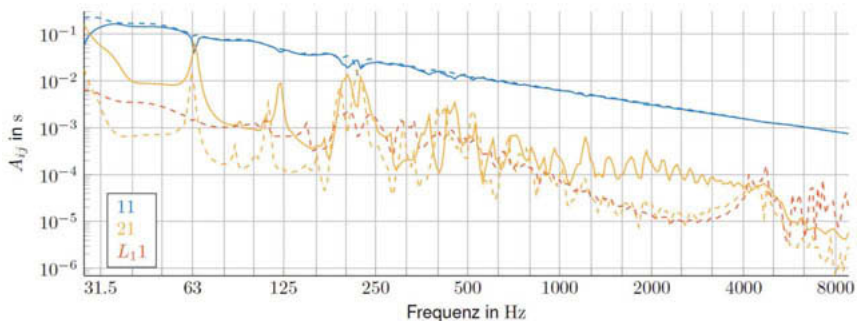


Bild 4: Energieeinflusskoeffizienten der starren (-) und der nachgiebigen (- -) Stoßstellen für die Anregung von Subsystem 1.

5. Abgleich mit Messungen

Vergleicht man die Energieeinflusskoeffizienten der Simulation mit der zugrundeliegenden Messung in Bild 5, zeigt der Hauptdiagonaleintrag A_{11} eine akzeptable Übereinstimmung bis 1600 Hz. Dies deutet auf eine vernünftige Wahl der physikalischen Eigenschaften hin (vgl. Tabelle 1). In den meisten Terzbändern unterhalb von 1000 Hz weist der normierte Energiefluss von Subsystem 2 in das Subsystem 1, A_{12} , ein qualitativ vergleichbares Verhalten auf. Der Ausreißer bei tiefen Frequenzen deutet Optimierungsbedarf bei der Modellierung der

Kopplung an. Bei hohen Frequenzen wird die Energie auf Basis der gemessenen Oberflächengeschwindigkeiten aufgrund der Dickenresonanzen überschätzt.

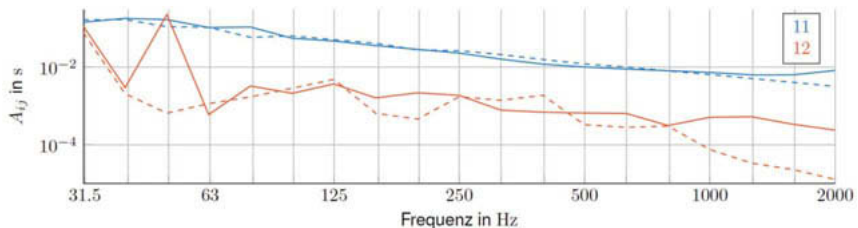


Bild 5: Terzbandgemittelte, normierte Energie in der Wand (Subsystem 1) des nachgiebigen (verschraubten) L-Stoßes basierend auf (-) Messungen bei sukzessiver Anregung mit einem elektro-dynamischen Shaker an zwei Punkten pro Bauteil und Auswertung der senkrechten Oberflächengeschwindigkeiten oder (--) Simulation bei Anregung mit RotR. [3]

Fazit

Die EFA eignet sich für die Prognose der Körperschallausbreitung in Brettsperrholzkonstruktionen. Um den erweiterten bauakustisch relevanten Frequenzbereich abzudecken, ist besonders im höheren Frequenzbereich ein Volumenelementmodell erforderlich, das die Effekte senkrecht zur Plattenebene abbildet. Mittels der Oberflächengeschwindigkeiten kann die Gesamtenergie in den Bauteilen nur bei tiefen Frequenzen abgeschätzt werden.

Literatur

- [1] Mace, B. R.; Shorter, P. J.: Energy Flow Models from Finite Element Analysis. In: Journal of Sound and Vibration 233 (2000) 3, S. 369–89.
- [2] Winter, C.; Buchschmid, M.; Mecking, S.; Weineisen, C.; Müller, G.; Schanda, U.: Modelling the Sound Transmission across Junctions of Building Components by Energy Influence Coefficients: IX Internat. Conference on Structural Dynamics 2014.
- [3] Winter, C.: Frequency Dependent Modeling for the Prediction of the Sound Transmission in Timber Constructions. submitted, Dissertation 2018.
- [4] Cremer, L.: Körperschall. Physikalische Grundlagen und technische Anwendungen. Berlin, Heidelberg 1967.
- [5] Mees, P.; Vermeir, O.: Structure-Borne Sound Transmission at Elastically Connected Plates. In: Journal of Sound and Vibration 166 (1993) 1, S. 55–76.
- [6] Paolini, A.; Kollmannsberger, S.; Winter, C.; Müller, G.; Rabold, A.; Mecking, S.; Schanda, U.; Rank, E.: A high-order finite element model for vibration analysis of cross-laminated timber assemblies. In: Building Acoustics 24 (2017) 3, S. 135–58.

Modellierung eines Halbraums mit sphärischem oder zylinderförmigem Hohlraum für dreidimensionale Boden-Bauwerk-Interaktion

Julian Freisinger M.Sc., Prof. Dr.-Ing. **Gerhard Müller**,
Technische Universität München, Lehrstuhl für Baumechanik

Kurzfassung

Dieser Beitrag präsentiert eine Berechnungsmethode für die Wellenausbreitung infolge einer dynamischen Belastung in einem elastischen Halbraum mit zylinderförmigem oder sphärischem Hohlraum, Graben oder kugelförmigem Einschnitt. Durch die Superposition der Grundlösungen der Integraltransformationemethode (Halbraum, Vollraum mit zylinderförmigem Hohlraum und Vollraum mit sphärischem Hohlraum) erhält man für diese Systeme eine semianalytische Lösung im Wellenzahl-Frequenzraum. Daraus resultieren schließlich die wellenzahlabhängigen Nachgiebigkeiten an der Oberfläche des Halbraums sowie des zylindrischen oder sphärischen Einschlusses. Diese Nachgiebigkeiten können dann mit der Finiten-Elemente-Methode gekoppelt werden, so dass beliebige komplexe Strukturen in das Bodenmodell eingebettet werden können.

1. Einleitung

Für eine zuverlässige Vorhersage und Beurteilung von Erschütterungen und Vibrationen, infolge dynamischer Einwirkungen, muss zur Erfassung der komplexen Interaktion zwischen Boden und Bauwerk das gesamte Emissions-Transmissions-Immissionssystem modelliert werden. Eine geeignete Methode zur Beschreibung des Bodens als Transmissionsmedium mit unendlicher Ausdehnung stellt die Integral-Transformations-Methode (ITM) dar, da diese geschlossenen Lösungen für verschiedene Fundamentalsysteme liefert und damit künstliche Reflexionen an Bereichsrändern vermieden werden können. Allerdings können nur einfache Geometrien mit Hilfe der Fundamentallösungen beschrieben werden, weshalb die Modellierung einer komplexen Gebäudestruktur als Immissionsmedium oder einer komplexen Lasteinwirkungsumgebung als Emissionsmedium mit der ITM nicht möglich ist. Solche Strukturen können demgegenüber mit der Finite-Elemente-Methode (FEM) abgebildet werden, die mit Wellenreflexionen an den Gebietsrändern in Verbindung steht und so den unendlich ausgedehnten Boden nur mit Einschränkungen abbilden kann. Eine Verknüpfung beider Methoden ermöglicht es, die Vorteile von beiden Verfahren zu kombinieren und stellt daher eine geeignete Möglichkeit zur Modellierung der Boden-Bauwerk-Interaktion (BBI) dar.

Zunächst werden dazu die Lösungen der Integraltransformationmethode für den Halbraum mit zylinderförmigem Hohlraum und Halbraum mit sphärischem Hohlraum eingeführt. Da geschlossene Lösungen nur für die Fundamentalsysteme Halbraum, Vollraum mit zylinderförmigem Hohlraum und Vollraum mit sphärischem Hohlraum vorliegen [1], wird die Lösung aus einer Superposition dieser Grundlösungen konstruiert. Im Anschluss werden die wellenzahlabhängigen Nachgiebigkeiten an den Oberflächen der Hohlräume mit der Finiten-Elemente-Methode gekoppelt, mit welcher beliebig komplexe Strukturen und ein Teil des daran anschließenden Bodens modelliert werden können [2].

2. Grundlösungen in der Elastodynamik

2.1. Grundlösung für den Halbraum

Das dynamische Gleichgewicht in einem dreidimensionalen, linear elastischen, homogenen und isotropen Kontinuum wird durch die Lamé Gleichung beschrieben, welche ein System von drei partiellen, gekoppelten Differentialgleichungen darstellt.

$$\mu u^i|_j + (\lambda + \mu) u^j|_i - \rho \ddot{u}^i = 0$$

Mit dem Verschiebungsfeld u^i , den Lamé Konstanten λ, μ für das Material sowie der Dichte ρ . Die Lamé Gleichung kann mit Hilfe des Satzes von Helmholtz entkoppelt werden. Dazu wird das Verschiebungsfeld u^i in ein Skalarpotential Φ und ein Vektorpotential Ψ zerlegt:

$$u^i = \phi|_i + \Psi_t|_k \varepsilon^{ikl}$$

Die resultierenden partiellen Differentialgleichungen können mit Hilfe einer dreifachen Fouriertransformation vom Orts- (x, y) in den Wellenzahlraum (k_x, k_y) und vom Zeitbereich t in den Frequenzraum ω in ein System gewöhnlicher Differentialgleichungen überführt werden:

$$\left[-k_x^2 - k_y^2 + k_p^2 + \frac{\partial^2}{\partial z^2} \right] \hat{\Phi}(k_x, k_y, z, \omega) = 0$$

$$\left[-k_x^2 - k_y^2 + k_s^2 + \frac{\partial^2}{\partial z^2} \right] \hat{\Psi}_i(k_x, k_y, z, \omega) = 0$$

mit den Wellenzahlen $k_p = \omega/c_p$ und $k_s = \omega/c_s$ der Kompressions- und der Scherwelle. Dieses kann unter Verwendung eines Exponentialansatzes für das Skalar- und die Vektorpotentiale gelöst werden.

$$\hat{\Phi} = A_1 e^{\lambda_1 z} + A_2 e^{-\lambda_1 z} \quad \text{und} \quad \hat{\Psi}_i = B_{i1} e^{\lambda_2 z} + B_{i2} e^{-\lambda_2 z}$$

$$\text{mit} \quad \lambda_1 = \sqrt{k_x^2 + k_y^2 - k_p^2} \quad \text{und} \quad \lambda_2 = \sqrt{k_x^2 + k_y^2 - k_s^2}$$

Die unbekannten Koeffizienten A_1, A_2, B_{i1}, B_{i2} können mit Hilfe der Randbedingungen an der Halbraumoberfläche und der Sommerfeldschen Abstrahlbedingung bestimmt werden [4].

2.2 Grundlösung für den Vollraum mit zylinderförmigem Hohlraum

Für die Lösung des Systems Vollraum mit zylindrischem Hohlraum wird die Lamé Differentialgleichung in Zylinderkoordinaten transformiert.

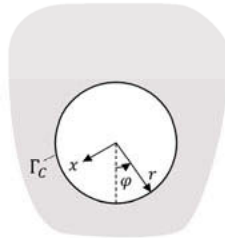


Bild 1: Vollraum mit zylindrischem Hohlraum und Zylinderkoordinatensystem.

Nach der Entkopplung mit dem Satz von Helmholtz wird das Vektorpotential Ψ durch zwei unabhängige skalare Funktionen ψ und χ ausgedrückt [3].

$$\Psi = \psi \mathbf{g}^1 + \chi |^j \epsilon_{ij1} \mathbf{g}^i$$

Um wiederum drei gewöhnliche Differentialgleichungen zu erhalten, wird eine zweifache Fouriertransformation in den Wellenzahlenfrequenzraum ($x \rightarrow k_x$, $t \rightarrow \omega$) und eine Fourierreihenentwicklung in Umfangsrichtung φ durchgeführt.

$$\begin{aligned} \left[-k_x^2 + \frac{\partial^2}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} - \frac{n^2}{r^2} + k_p^2 \right] \hat{\Phi}(k_x, r, n, \omega) &= 0 \\ \left[-k_x^2 + \frac{\partial^2}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} - \frac{n^2}{r^2} + k_s^2 \right] \hat{\Psi}(k_x, r, n, \omega) &= 0 \\ \left[-k_x^2 + \frac{\partial^2}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} - \frac{n^2}{r^2} + k_s^2 \right] \hat{\chi}(k_x, r, n, \omega) &= 0 \end{aligned}$$

$$\text{mit} \quad k_\alpha = \sqrt{k_p^2 - k_x^2} \quad \text{and} \quad k_\beta = \sqrt{k_s^2 - k_x^2}$$

Die Lösung für $\hat{\Phi}$, $\hat{\Psi}$ und $\hat{\chi}$ kann mit Hilfe von Hankel Funktionen beschrieben werden [3]:

$$\begin{aligned} \hat{\Phi} &= C_{1n} H_n^{(1)}(k_\alpha r) + C_{4n} H_n^{(2)}(k_\alpha r) \\ \hat{\Psi} &= C_{2n} H_n^{(1)}(k_\beta r) + C_{5n} H_n^{(2)}(k_\beta r) \\ \hat{\chi} &= C_{3n} H_n^{(1)}(k_\beta r) + C_{6n} H_n^{(2)}(k_\beta r) \end{aligned}$$

Die Bestimmung der Unbekannten erfolgt wiederum mit Hilfe der lokalen Randbedingungen am Hohlraumrand sowie der Sommerfeldschen Abstrahlbedingung.

2.2 Grundlösung für den Vollraum mit sphärischem Hohlraum

Die Lösung für den Vollraum mit sphärischem Hohlraum erfolgt in Kugelkoordinaten (r, ϑ, φ) .

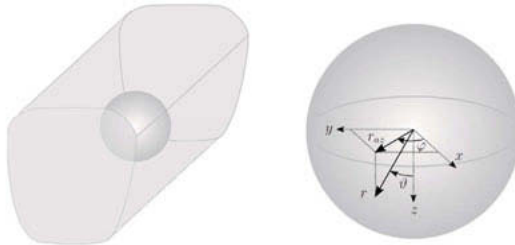


Bild 2: Vollraum mit sphärischem Hohlraum (links) und Kugelkoordinaten (rechts).

Analog zum zylindrischen Koordinatensystem wird das Vektorpotential Ψ durch zwei unabhängige skalare Funktionen ψ und χ ausgedrückt:

$$\Psi = r \psi \mathbf{g}^1 + (r\chi) |^j \epsilon_{ij1} \mathbf{g}^i$$

Im Folgenden werden das Skalarpotential Φ und die skalaren Funktionen ψ und χ in eine Reihe von Kugelflächenfunktionen zerlegt:

$$\begin{aligned} \Phi(r, \vartheta, \varphi, t) &= \sum_{m=0}^{\infty} \sum_{l=-m}^m \Phi(r, m, l, t) Y_m^l(\vartheta, \varphi) \\ \psi(r, \vartheta, \varphi, t) &= \sum_{m=0}^{\infty} \sum_{l=-m}^m \psi(r, m, l, t) Y_m^l(\vartheta, \varphi) \\ \chi(r, \vartheta, \varphi, t) &= \sum_{m=0}^{\infty} \sum_{l=-m}^m \chi(r, m, l, t) Y_m^l(\vartheta, \varphi) \end{aligned}$$

Die Kugelflächenfunktionen sind definiert als:

$$Y_m^l(\vartheta, \varphi) = \sqrt{\frac{2m+1}{2} \frac{(m-l)!}{(m+l)!}} P_m^l(\cos(\vartheta)) e^{il\varphi}$$

Das Einsetzen der Reihenentwicklung in die Wellengleichungen in Kugelkoordinaten, ein Koeffizientenvergleich und eine anschließende Fouriertransformation in den Frequenzbereich ($t \rightarrow \omega$) führt zu den folgenden drei entkoppelten, gewöhnlichen Differentialgleichungen [2]:

$$\begin{aligned} \left[\frac{\partial^2}{\partial r^2} + \frac{2}{r} \frac{\partial}{\partial r} + \left(k_p^2 - \frac{m(m+1)}{r^2} \right) \right] \hat{\Phi}(r, m, l, \omega) &= 0 \\ \left[\frac{\partial^2}{\partial r^2} + \frac{2}{r} \frac{\partial}{\partial r} + \left(k_s^2 - \frac{m(m+1)}{r^2} \right) \right] \hat{\Psi}(r, m, l, \omega) &= 0 \\ \left[\frac{\partial^2}{\partial r^2} + \frac{2}{r} \frac{\partial}{\partial r} + \left(k_s^2 - \frac{m(m+1)}{r^2} \right) \right] \hat{\chi}(r, m, l, \omega) &= 0 \end{aligned}$$

Dies sind Differentialgleichungen vom Besselschen Typ und können mit Hilfe von sphärischen Hankel Funktionen erster und zweiter Art gelöst werden:

$$\begin{aligned}\hat{\Phi}(r, m, l, \omega) &= C_{1lm} h_m^{(1)}(|k_p|r) + C_{4lm} h_m^{(2)}(|k_p|r) \\ \hat{\psi}(r, m, l, \omega) &= C_{2lm} h_m^{(1)}(|k_s|r) + C_{5lm} h_m^{(2)}(|k_s|r) \\ \hat{\chi}(r, m, l, \omega) &= C_{3lm} h_m^{(1)}(|k_s|r) + C_{6lm} h_m^{(2)}(|k_s|r)\end{aligned}$$

Die Bestimmung der Unbekannten erfolgt wiederum mit Hilfe der lokalen Randbedingungen am Hohlraumrand sowie der Sommerfeldschen Abstrahlbedingung.

3. Superposition von Grundlösungen

Im Folgenden wird die Lösung für den Halbraum mit sphärischem Hohlraum oder kugelförmigem Einschnitt präsentiert, die Lösung für den Halbraum mit zylindrischem Hohlraum oder Graben kann auf ähnliche Weise hergeleitet werden [2].

3.1 Lösung für den Halbraum mit sphärischem Hohlraum oder Einschnitt

Für die Lösung des Systems eines Halbraums mit kugelförmigen Hohlraum oder eines Halbraums mit einer kugelförmigen Grube an der Halbraumoberfläche wird das Fundamentalsystem des Halbraums mit dem Fundamentalsystem des Vollraums mit sphärischem Hohlraum überlagert. Durch eine Fouriertransformation vom Zeit- in den Frequenzbereich ($t \rightarrow \omega$) kann das Problem quasistatisch gelöst werden. Alle Größen an der Halbraumoberfläche ($z = 0$) werden in Fourierreihen ($x \rightarrow o \cdot \Delta k_x, y \rightarrow s \cdot \Delta k_y$) und alle Größen am sphärischen Hohlraum ($r = R_0$) in eine Reihe von Kugelflächenfunktionen zerlegt ($\vartheta, \varphi \rightarrow l, m$). Unter Verwendung der Grundlösungen aus Abschnitt 2 können die Spannungen in kartesischen Koordinaten entlang der fiktiven sphärischen Hohlraumoberfläche δT_S infolge von dynamischen Lasten an der Oberfläche des Halbraums Λ berechnet werden. Diese Spannungen werden dann in Kugelkoordinaten transformiert und in eine Reihe von Kugelflächenfunktionen zerlegt.

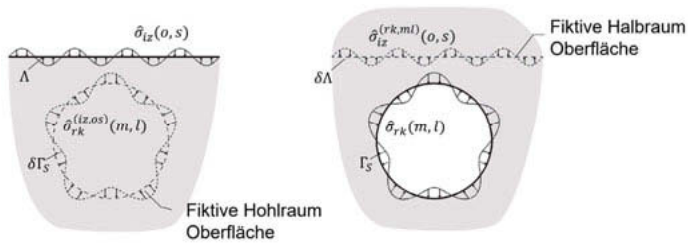


Bild 3: Subsysteme: Halbraum (links) und Vollraum mit sphärischem Hohlraum (rechts)

Damit ist es möglich für jeden kartesischen Einheitsspannungszustand an der Oberfläche $\hat{\sigma}_{iz}(o,s)$ die resultierenden Spannungen $\hat{\sigma}_{rk}^{(iz,os)}(m,l)$ am sphärischen Hohlraumrand zu berechnen (mit $i = x, y, z$ und $k = R, \vartheta, \varphi$). Analog ist es möglich die Spannungen entlang der fiktiven Halbraumoberfläche $\delta\Lambda$ infolge einer dynamischen Last an der Hohlraumoberfläche Γ_S zu bestimmen. Transformiert man diese Spannungen in kartesische Koordinaten und entwickelt sie in Fourierreihen, bezüglich der x – und y – Koordinaten, erhält man die Spannungen an der fiktiven Halbraumoberfläche $\hat{\sigma}_{iz}^{(rk,ml)}(o,s)$ bedingt durch jeden sphärischen Einheitsspannungszustand $\hat{\sigma}_{rk}(m,l)$, welcher am sphärischen Hohlraum wirkt. Die Superposition der Spannungen an beiden Oberflächen muss die äußeren Randbedingungen erfüllen. Dazu müssen die Amplituden der Einheitsspannungszustände $C_{iz}(o,s)$ an Λ und $C_{rk}(m,l)$ an Γ_S so bestimmt werden, dass die Summe den dort aufgebrachten äußeren Lasten $\hat{p}_{i,\Lambda}(s)$ auf Λ und $\hat{p}_{k,\Gamma_S}(n)$ auf Γ_S entspricht.

$$C_{iz}(o,s) \hat{\sigma}_{iz}(o,s) + \sum_M \sum_L \sum_K C_{rk}(m,l) \hat{\sigma}_{iz}^{(rk,ml)}(o,s) = -\hat{p}_{i,\Lambda}(o,s)$$

$$\sum_O \sum_S \sum_I C_{iz}(o,s) \hat{\sigma}_{rk}^{(iz,os)}(m,l) + C_{rk}(m,l) \hat{\sigma}_{rk}(m,l) = -\hat{p}_{k,\Gamma}(m,l)$$

Somit können alle Unbekannten $C_{iz}(o,s)$ und $C_{rk}(m,l)$ infolge einer beliebigen äußeren Last berechnet werden. Das Gleichungssystem in Matrixschreibweise ausgedrückt:

$$\hat{S}_{ITM} C = -\hat{P}_{ITM} \rightarrow C = -\hat{S}_{ITM}^{-1} \hat{P}_{ITM}$$

Um die resultierenden Verschiebungen \hat{u} an den Oberflächen zu berechnen müssen alle Verschiebungen resultierend aus den Einheitsspannungszuständen mit den bereits berechneten Unbekannten C skaliert und dann aufsummiert werden:

$$\hat{u}_{ITM} = \hat{V}_{ITM} C = -\hat{V}_{ITM} \hat{S}_{ITM}^{-1} \hat{P}_{ITM} = \hat{N}_{ITM} \hat{P}_{ITM}$$

Damit ergibt die dynamische Flexibilitätsmatrix bzw. die dynamische Steifigkeitsmatrix zu:

$$\hat{N}_{ITM} = -\hat{V}_{ITM} \hat{S}_{ITM}^{-1} \quad \text{bzw.} \quad \hat{K}_{ITM} = \hat{N}_{ITM}^{-1}$$

Das System Halbraum mit kugelförmigem Einschnitt kann auf ähnliche Weise gelöst werden. Dafür werden die Spannungen an der fiktiven Kugeloberfläche unterhalb der Halbraumboberfläche ($\delta\Gamma_{2a}$) infolge der Einheitsspannungszustände $C_{iz}(o, s)$ auf Λ_1 berechnet.

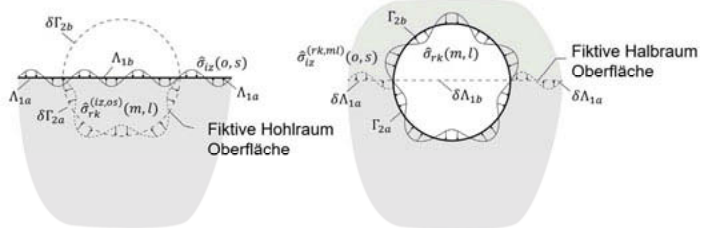


Bild 4: Subsysteme für Graben: Halbraum (links) und Vollraum mit sphärischem Hohlraum (rechts)

Ebenso werden für die Spannungszustände $\hat{\sigma}_{rk}(m, l)$, welche auf der sphärischen Hohlraumoberfläche (Γ_2) wirken, die Spannungen auf der fiktiven Halbraumboberfläche berechnet, welche außerhalb des Hohlraums liegen $\delta\Lambda_{1a}$. Die Spannungen außerhalb bzw. innerhalb des jeweils betrachteten Bereichs ($\delta\Gamma_{2b}$ bzw. $\delta\Lambda_{1b}$) müssen nicht berechnet werden, da die Randbedingungen nur an Rändern Λ_{1a} und Γ_{2a} eingehalten werden müssen. Da die Kopplung im (k_x, k_y, z, ω) bzw. (R, m, l, ω) Raum stattfindet, werden, um numerische Fehler bei den Reihenentwicklungen zu vermeiden, die Spannungen an den Rändern $\delta\Gamma_{2b}$ und $\delta\Lambda_{1b}$ mit Hilfe von Splines ergänzt, so dass keine Sprünge am Übergang von $\delta\Gamma_{2a}$ zu $\delta\Gamma_{2b}$ bzw. $\delta\Lambda_{1a}$ zu $\delta\Lambda_{1b}$ auftreten. Die Unbekannten können dann unter Verwendung der oben beschriebenen Bestimmungsgleichungen berechnet werden.

3.2. Weitere Superpositionsmöglichkeiten von Grundlösungen

Ebenso ist es mit diesem Verfahren möglich, einen Halbraum mit zylindrischem Tunnel und einem kugelförmigen Einschnitt an der Halbraumboberfläche zu modellieren. Dafür müssen die drei Fundamentalsysteme Halbraum, Vollraum mit zylinderförmigen Hohlraum und Vollraum mit sphärischem Hohlraum überlagert werden [2]. In jedem Fundamentalsystem bringt man dazu Einheitsspannungszustände an den jeweiligen realen Oberflächen Λ , Γ_c und Γ_s auf und berechnet die Spannungen an den jeweils zugehörigen fiktiven Oberflächen $\delta\Lambda$, $\delta\Gamma_c$ und $\delta\Gamma_s$. Mit Hilfe der Randbedingungen an der Halbraum-, Zylinder- und Kugeloberfläche erhält man eine geschlossene Lösung der Form:

$$\begin{aligned}
C_{iz}(o,s) \hat{\sigma}_{iz}(o,s) + \sum_o \sum_N \sum_J C_{jr}(o,n) \hat{\sigma}_{iz}^{(jr,on)}(o,s) \sum_M \sum_L \sum_K C_{rk}(m,l) \hat{\sigma}_{iz}^{(rk,ml)}(o,s) &= -\hat{p}_{i,\Lambda}(o,s) \\
\sum_o \sum_S \sum_I C_{iz}(o,s) \hat{\sigma}_{jr}^{(iz,os)}(o,n) + C_{jr}(o,n) \hat{\sigma}_{jr}(o,n) + \sum_M \sum_L \sum_K C_{rk}(m,l) \hat{\sigma}_{jr}^{(rk,ml)}(o,n) &= -\hat{p}_{j,\Gamma_C}(o,n) \\
\sum_o \sum_S \sum_I C_{iz}(o,s) \hat{\sigma}_{rk}^{(iz,os)}(m,l) + \sum_o \sum_N \sum_J C_{jr}(o,n) \hat{\sigma}_{rk}^{(jr,on)}(m,l) + C_{rk}(m,l) \hat{\sigma}_{rk}(m,l) &= -\hat{p}_{k,\Gamma_S}(m,l)
\end{aligned}$$

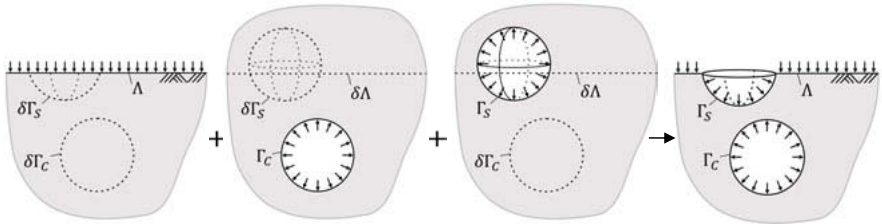


Bild 5: Superposition von Fundamentalsystemen zum Halbraum mit Tunnel und sphärischem Einschnitt.

Mit diesem Lösungsansatz können analog weitere Systeme aus Superpositionen von Fundamentalsystemen hergeleitet werden, wie z.B. ein Halbraum mit zwei parallelen Tunneln oder ein zylindrischer bzw. sphärischer Hohlraum unterhalb einer Bodenschichtung [5].

3.3. Validierung

Zur Validierung der zuvor beschriebenen Kopplungsmethode wird ein Halbraum mit einem sehr flachen kugelförmigen Einschnitt ($f_E = 0,1m$, $R_0 = 6,0m$) mit einer harmonischen Last p_{RR} ($d_l = 1,8m$, $f = 30Hz$) beaufschlagt, welche entlang der Oberfläche des Einschnitts radial wirkt. Die Ergebnisse dieser Berechnung werden mit der Lösung des Fundamentalsystems Halbraum unter einer äquivalenten, rechteckigen, harmonischen Last p_{zz} verglichen.

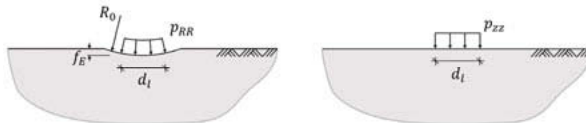


Bild 6: Halbraum mit flacher Kugelförmiger Einsenkung (links) und Halbraum (rechts).

Die elastischen Bodenparameter wurden zu $E = 206 \cdot 10^6 \text{ [N/m}^2\text{]}$ und $\nu = 0,3$ gewählt, sowie eine Dämpfung mit einem Verlustfaktor von $\zeta = 0,10$ angesetzt. In Bild 7 und 8 sind die vertikalen Verschiebungen u_z an der Oberfläche für beide Systeme dargestellt. Die

Verschiebungen am Punkt $x = 0, y = 0$ können mit dem gekoppelten System nicht direkt berechnet werden, da die Verschiebungen nur auf den diskretisierten Breitengraden der Kugel ausgewertet werden können. Eine direkte Berechnung des Werts am Pol der Kugel ist nicht möglich.

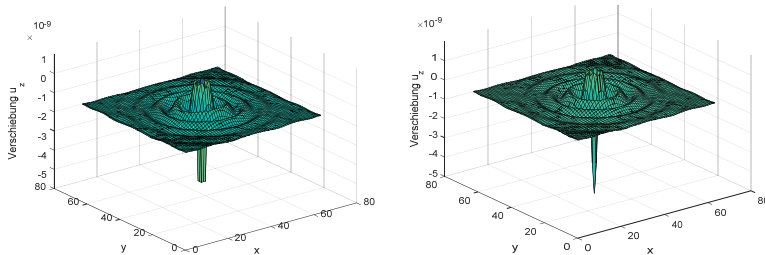


Bild 7: u_z an der Oberfläche für Halbraum mit flacher kugelförmiger Einsenkung (links) und Halbraum (rechts).

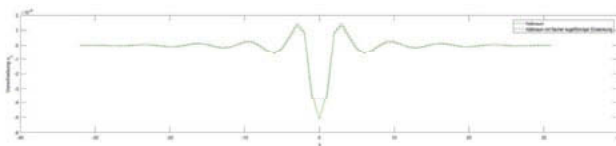


Bild 8: u_z bei $(z=0, x=0)$ für Halbraum mit flacher kugelförmiger Einsenkung (links) und Halbraum (rechts).

Bild 8 zeigt außerhalb des Pols eine sehr gute Übereinstimmung der Ergebnisse für die Lösung des Fundamentalsystems Halbraum und des gekoppelten Systems.

4. Kopplung mit der Finiten Elemente Methode

In Abschnitt 3.1 wurde gezeigt wie sich die Steifigkeitsmatrix für einen Halbraum mit sphärischem Hohlraum oder Einschnitt bestimmen lässt.

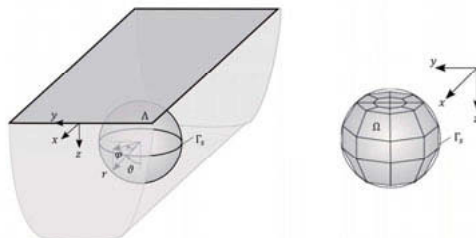


Bild 9: Kopplung von Halbraum mit sphärischem Hohlraum (ITM) (links) und FEM Modell (rechts).

Nun können beliebige Strukturen mit der FEM modelliert werden und anschließend, unter Berücksichtigung der Kompatibilität der Verschiebungen und des Kräftegleichgewichts an der kugelförmigen Kopplungsfläche, mit der ITM gekoppelt werden [6]. Zur Durchführung der Kopplung müssen die Parameter von beiden Substrukturen in der gleichen Basis beschrieben sein. Daher werden die FEM Freiheitsgrade an der sphärischen Kopplungsfläche zunächst in Kugelkoordinaten transformiert und danach in eine Reihe von Kugelflächenfunktionen zerlegt. Für die Kopplung mit dem ITM System müssen dann nur noch die entsprechenden Steifigkeitsterme der beiden Subsysteme addiert werden. Das Gesamtsystem kann durch die dynamischen Steifigkeiten wie folgt beschrieben werden:

$$\begin{bmatrix} K_{\Lambda\Lambda,ITM} & K_{\Lambda\Gamma,ITM} & 0 \\ K_{\Lambda\Gamma,ITM} & K_{\Gamma\Gamma,ITM} + K_{\Gamma\Gamma,FEM} & K_{\Gamma\Omega,FEM} \\ 0 & K_{\Gamma\Omega,FEM} & K_{\Omega\Omega,FEM} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} u_{\Lambda,ITM} \\ u_{\Gamma} \\ u_{\Omega,FEM} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} p_{\Lambda,ITM} \\ p_{\Gamma} \\ p_{\Omega,FEM} \end{pmatrix}$$

5. Numerisches Beispiel einer Erschütterungsreduktionsmaßnahme

Als Beispiel für eine Erschütterungsreduktionsmaßnahme im Übertragungsweg wurde ein offener Schlitz innerhalb des zylinderförmigen FEM Gebiets simuliert, welches an das durch die ITM beschriebene Bodenmodell gekoppelt wurde. Es werden die Verschiebungen an der Halbraumoberfläche infolge einer harmonischen Blocklast mit und ohne Schlitz verglichen (Amplitudenreduktionsfaktor (ARF): $A_r = A_{Sch}/A_0$) [6]. Die Boden- und Lastparameter wurden zu $E = 260 \cdot 10^5 \left[\frac{N}{m^2} \right]$, $\nu = 0,3$, $\rho = 2000 \left[\frac{kg}{m^3} \right]$, $\zeta = 0,1$ und $f = 20 \text{ Hz}$ gewählt. Der ARF $A_{r,av}$ wurde entlang einer Linie auf der lastabgewandten Seite des Schlitzes bei $x = 0$ zwischen $y = 0$ und $y = 32,75 \text{ m} \approx 10 \cdot \lambda_R$ ausgewertet sowie $A_{r,av,surf}$ innerhalb eines Halbkreises mit Radius $10 \cdot \lambda_R$. Bild 10 zeigt die deutliche Zunahme der Reduktionswirkung mit steigender Schlitztiefe d_t/λ_R in Abhängigkeit der Rayleighwellenlänge λ_R .

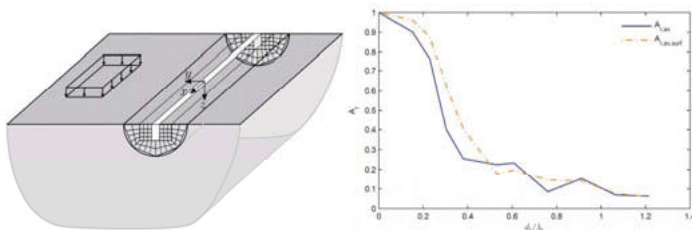


Bild 10: Amplitudenreduktionsfaktor A_r für u_z an Halbraumoberfläche für offenen unendlichen Schlitz in Abhängigkeit der Tiefe des Schlitzes d_t normalisiert mit der Rayleighwellenlänge $\lambda_R = 3,29 \text{ m}$ (vgl.[6]).

6. Zusammenfassung

Mit Hilfe der ITM wird eine semi-analytische Lösung für einen Halbraum mit sphärischen oder zylindrischem Hohlraum, Graben oder kugelförmigen Einschnitt im Wellenzahl-Frequenz Bereich hergeleitet, mit welcher wellenzahlabhängige Nachgiebigkeiten an den jeweiligen Oberflächen bestimmt werden können. Diese Nachgiebigkeiten können dann mit der FEM gekoppelt werden und so sehr komplexe Systeme modelliert werden. Damit ist es auch möglich, die dynamische Boden Bauwerk Interaktion abzubilden und Erschütterungsprognosen zu treffen.

7. Literatur

- [1] E. Kausel, Fundamental Solutions in Elastodynamics. Cambridge University Press, New York, 2006.
- [2] G. Frühe, Überlagerung von Grundlösungen in der Elastodynamik zur Behandlung der dynamischen Tunnel-Boden-Bauwerk-Interaktion, Shaker Verlag, 2010.
- [3] A.C. Eringen, E.S. Suhubi, Elastodynamics, Vol I: Finite Motions, Vol II: Linear Theory. Academic Press, New York (1975).
- [4] G. Müller, Ein Verfahren zur Erfassung der Fundament-Boden-Wechselwirkungen unter Einwirkung periodischer Lasten. Dissertation, TU München, Germany, 1989.
- [5] J. Freisinger, Modellierung eines geschichteten Halbraums mit sphärischem Hohlraum. Master Thesis, TU München, 2016.
- [6] M. Hackenberg, A Coupled Integral Transform Method - Finite Element Method Approach to Model the Soil-Structure-Interaction. Dissertation, TU München, 2016.

Numerische Methoden für die nichtlineare seismische Boden-Bauwerk-Interaktionsanalyse

Numerical Methods for the Nonlinear Seismic Soil-Structure-Interaction Analysis

Dr.-Ing. **Francesca Taddei**, Prof. Dr.-Ing. **Gerhard Müller**,
Lehrstuhl für Baumechanik, Technische Universität München, München

Kurzfassung

Dieser Beitrag gibt einen Überblick über die aktuellen analytischen und numerischen Methoden zur Betrachtung des unendlich ausgedehnten Bodens in der seismischen Analyse nichtlinearer Strukturen. Dabei werden drei Kategorien analysiert: direkte Methoden, Substrukturmethoden und hybride Frequenz-Zeit-Formulierungen. Dieser Beitrag beschreibt die wesentlichen Aspekte der Methoden, präsentiert den aktuellen Stand der Forschung und stellt ein einfaches Beispiel vor. Die Vorteile und Komplexitäten der einzelnen Methoden werden kurz beleuchtet, wobei das Zusammenspiel zwischen den physikalischen Aspekten der Wellenausbreitung in Strukturen und Böden im Vordergrund stehen.

Abstract

This paper presents an overview of the current analytical and numerical methods for the consideration of the infinite soil in the seismic analysis of nonlinear structures. Three categories are analyzed: direct methods, substructure methods and hybrid time-frequency domain methods. This paper describes the salient aspects, provides references to current research achievements and presents an illustrative simple example. Advantages and complexities of each method are briefly highlighted, focusing on the physical phenomena of wave propagation in structural and soil dynamics.

1. Einführung

Um die nichtlineare Boden-Bauwerk Interaktion (BBI) während eines seismischen Ereignisses zu simulieren, sind transiente Analysen im Zeitbereich notwendig. In der Praxis ist die direkte Finite-Elemente-Methode (FEM) dank ihrer Eignung für nichtlineare und anisotrope Materialien der etablierteste Ansatz. Allerdings kann die FEM aufgrund der begrenzten Netze die endlose Ausdehnung des Bodens nicht darstellen. Eine mögliche Lösung besteht darin, den Rand des FEM Modelles in ausreichendem Abstand vom Fundament zu wählen. Dies führt zu einem Modell mit einer großen Anzahl von Elementen und hohem Rechenaufwand.

Ein weiterer Aspekt ist die korrekte Modellierung der seismischen Lasten, die nicht direkt auf die Strukturen wirken, sondern aus der räumlichen und zeitlichen Änderung des seismischen

Verschiebungsfeldes resultieren. Das seismische Verschiebungsfeld kann wiederum von den dynamischen Eigenschaften des Fundamentes und der Struktur beeinflusst werden. Dieser Aspekt muss bei der Auswahl der Methode berücksichtigt werden.

In den letzten Jahrzehnten wurden in der Forschung mehrere Alternativen zur reinen FEM präsentiert [1][2], die auf analytische Lösungen für den Halbraum sowie auf rekursive oder direkte Hybrid-Frequenz-Zeit-Formulierungen zurückgreifen. In der Praxis finden diese Methoden allerdings, aufgrund der oftmals ungewohnten Transformation zwischen Zeit und Frequenz (insbesondere bei Hybridmethoden) sowie der nicht-trivialen Parameterkalibrierung nur teilweise Anwendung. Bild 1 zeigt den Klassifikationsbaum gängiger Methoden für die BBI. Die verschiedenen Methoden lassen sich in zwei Hauptgruppen einteilen: direkte Methoden und Substrukturmethoden. In beiden Fällen ist das Ziel, die Schwierigkeit zu überwinden, die unendlichen Abmessungen des Bodens zu modellieren, und gleichzeitig die Nichtlinearitäten des Systems effizient zu behandeln. Berücksichtigt werden nur die Nichtlinearitäten in der Struktur und im Nahfeld des Bodens. Das Fernfeld des Bodens bleibt linear.

Tabelle 1 zeigt, welche Modellierungsmöglichkeiten für die BBI bei kommerziellen Softwareprodukten vorhanden sind. Die Liste deckt nicht alle verfügbare Tools ab. Mit Bezug auf kommerziellen Software wurden in [3] die Ergebnisse der direkte Methode FEM+AR (infinite Elemente mit ABAQUS) mit den Ergebnissen der Substrukturmethoden (FEM+TLM mit SASSI) verglichen.

Tabelle 1: BBI-Optionen für bekannte, kommerziell verfügbare Software

Software	Bodenmodell	Löseralgorithmus
ACS SASSI	TLM	Hybrider Zeit-Frequenz-Algorithmus
LS-DYNA	PML	Direkte Zeitintegration
PLAXIS 3D Dynamic	AR	Direkte Zeitintegration
ANSYS 17.1	PML, Infinite Elemente	Direkte Zeitintegration
ABAQUS	AR	Direkte Zeitintegration

1.1 Allgemeine Bewegungsgleichungen eines nichtlinearen Boden-Bauwerk-Systems

Ein üblicher Ausdruck für die Gleichungen mit Bezug auf die absoluten Verschiebungen des BBI-Systems lautet:

$$\begin{bmatrix} \mathbf{M}_{rr} & \mathbf{M}_{ri} \\ \mathbf{M}_{ir} & \mathbf{M}_{ii} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{u}}_r \\ \ddot{\mathbf{u}}_i \end{Bmatrix} + \underbrace{\begin{bmatrix} \mathbf{C}_{rr} & \mathbf{C}_{ri} \\ \mathbf{C}_{ir} & \mathbf{C}_{ii} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\mathbf{u}}_r \\ \dot{\mathbf{u}}_i \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{rr} & \mathbf{K}_{ri} \\ \mathbf{K}_{ir} & \mathbf{K}_{ii} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{u}_r \\ \mathbf{u}_i \end{Bmatrix}}_{\mathbf{P}_{nl}} = \begin{Bmatrix} \mathbf{P}_r \\ \mathbf{P}_i \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{Q}_i \end{Bmatrix} \tag{1}$$

Wobei $\ddot{\mathbf{u}}$, $\dot{\mathbf{u}}$, \mathbf{u} die Vektoren der Beschleunigungen, Geschwindigkeiten und Verschiebungen der Struktur entsprechen. \mathbf{M} , \mathbf{C} und \mathbf{K} sind die Massen-, die Dämpfungs- und die Steifigkeitsmatrix der Struktur. \mathbf{P} ist der Vektor der Lasten, die direkt auf der Struktur wirken. Der Vektor

\mathbf{Q} enthält die Bodenreaktionen an den Interaktionsknoten, die von den relativen Verschiebungen $(\mathbf{u} - \mathbf{u}^g)$ abhängig sind, wobei \mathbf{u}^g die seismischen Input-Verschiebungen sind. \mathbf{Q} ist unbekannt und repräsentiert den Einfluss des Bodens als Knotenkräfte, die aus dem Kontaktdruck an der Bauwerk-Boden-Interaktionsfläche resultieren; i bezeichnet die Knoten an der Interaktionsoberfläche und r die restlichen Knoten. \mathbf{P}_{nl} sind die nichtlinearen inneren Kräfte in den FEM-Elementen. Die Kräfte \mathbf{Q}_i können wie folgt ausgedrückt werden:

$$\mathbf{Q}_i = \tilde{\mathbf{K}}_s(\mathbf{u}_i - \mathbf{u}_i^g) = \tilde{\mathbf{K}}_s \mathbf{u}_i - \underbrace{\tilde{\mathbf{K}}_s \mathbf{u}_i^g}_{\mathbf{Q}_i^g} \quad (2)$$

wobei $\tilde{\mathbf{K}}_s = \mathbf{K}_s(\omega) + i\omega\mathbf{C}_s(\omega)$ die dynamische Steifigkeit des Bodens ist und von der Kreisfrequenz ω abhängt. \mathbf{Q}_i^g ist der Vektor der seismischen Lasten.

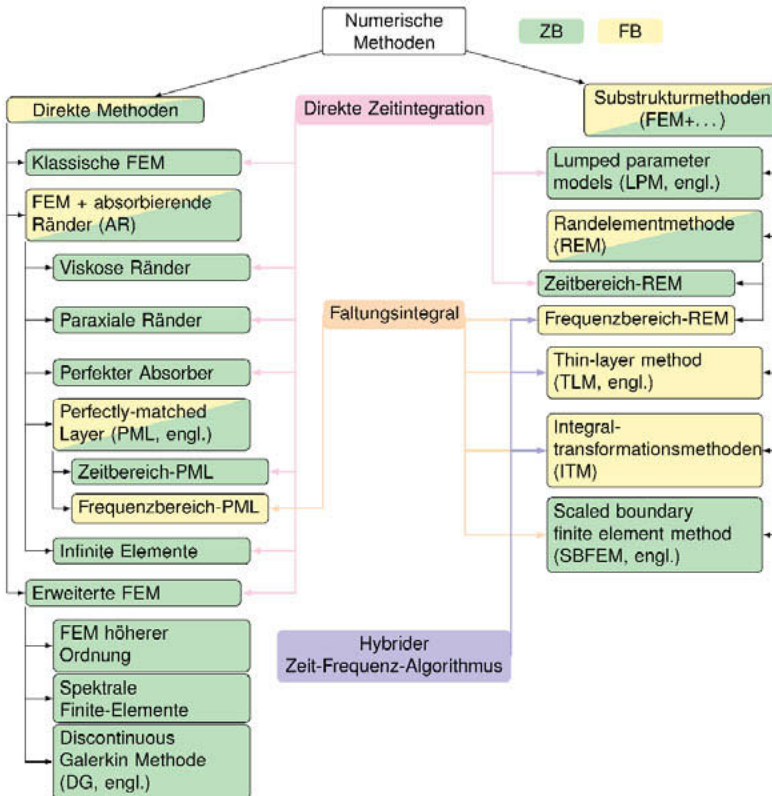


Bild 1: Methodenbaum für die nichtlineare BBI-Analyse. Die Frequenzbereich-Methoden (FB) sind in Gelb markiert und die Zeitbereich-Methoden (ZB) in Grün.

Die Zusammenführung von Gl. (1) und Gl. (2) ergibt das nichtlineare BBI-Gleichungssystem:

$$\begin{bmatrix} \mathbf{M}_{rr} & \mathbf{M}_{ri} \\ \mathbf{M}_{ir} & \mathbf{M}_{ii} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{u}}_r \\ \ddot{\mathbf{u}}_i \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \mathbf{P}_{r,nl} \\ \mathbf{P}_{i,nl} \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \mathbf{0} \\ \tilde{\mathbf{K}}_s \mathbf{u}_i \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{P}_r \\ \mathbf{P}_i + \mathbf{Q}_i^g \end{Bmatrix} \quad (3)$$

2. Direkte Methoden

Bei den direkten Methoden werden die Struktur und der Bereich des Bodens in der Nähe des Fundaments (Nahfeld) mit der gleichen Technik, in der Regel der FEM, modelliert.

Die klassische FEM-Formulierung ist um absorbierende Ränder (AR) oder spezielle Ansatzfunktionen erweitert, um die Reflexionen der Wellen am Rand zu minimieren. Die AR sind eine angenäherte Repräsentation des unendlichen Bodens durch spezielle Randelemente: viskose Ränder, paraxiale Ränder, perfekte Absorber und unendliche Elemente, PML [4] etc. Da nur der Einfluss einiger benachbarter Knoten und einiger vorhergehender Zeitschritte für die transiente Lösung berücksichtigt wird, sind die AR lokal in Zeit und Raum. Sie sind frequenzunabhängig und können direkt im Zeitbereich verwendet werden. Sie übertragen nur bestimmte Wellen ins Unendliche, während sie andere Wellen reflektieren. Die AR liefern genaue Ergebnisse, wenn die Wellen in einer spezifischen Richtung auftreffen, wofür die AR kalibriert sind. Ein weiterer wichtiger Aspekt für die korrekte Verwendung von AR ist der Frequenzinhalt des seismischen Wellenfeldes. Je höher die Frequenz der Anregung ist, desto stärker wird die Tendenz, sich in einer bestimmten Richtung (Richtungsabhängigkeit) auszubreiten. Im Grenzfall einer unendlichen Frequenz steht die Wellenrichtung senkrecht zur Quelle. Daher ist es für mittlere bis hohe Frequenzen einfacher, die Welleneinfallswinkel und damit die Koeffizienten und die Position der AR zu identifizieren.

In Abwesenheit einer Materialdämpfung breiten sich Raumwellen (P- und S-Wellen) von der Quelle in das Fernfeld aus und die Ausbreitungsoberfläche ist eine Halbkugel. Ihre mathematische Darstellung im Fernfeld wird asymptotisch eindimensional, senkrecht zu den AR. Mit zunehmender Entfernung des AR von der Quelle wird das Verhalten zutreffend eindimensional, und damit der physikalische Vorgang besser abgebildet. Für jeden Wellentyp (Kompressionswelle, polarisierte SV- und SH-Wellen) ist eine separate AR notwendig.

Die AR müssen in einem bestimmten Abstand von der Struktur platziert werden, wo Oberflächenwellen bereits abgeklungen sind und vorwiegend Raumwellen auftreten. Wenn jedoch der Abstand zwischen Struktur und AR begrenzt ist, muss überprüft werden, ob die *trace* Geschwindigkeit der Oberflächenwellen stark von der Geschwindigkeit abweicht, für welche die AR kalibriert ist. Bei Dispersionsmedien, wie beispielsweise dicht geschichteten Böden, zerstreuen die Oberflächenwellen in verschiedene Komponenten mit unterschiedlichen *trace* Geschwindigkeiten, was zu inakzeptablen Reflexionen am AR führen kann.

Eine Alternative zur Reduktion des FEM Modelles für BBI Systeme sind die 2D-Kopplungen der *fourth-order staggered-grid* Finite-Differenzen-Methode [5] mit der FEM höherer Ordnung [6], die spektrale Ansatzfunktionen [7] und die *discontinuous Galerkin* (DG) Methode [8][9]. Die bekannten seismischen Inputs, die üblicherweise an einem Kontrollpunkt (entweder an der Schnittstelle zwischen Fern- und Nahfeld oder an der Bodenoberfläche) definiert sind, werden in äquivalente Lasten umgewandelt. Dafür wird üblicherweise die *Domain Reduction Method* (DRM) [10] verwendet und das Problem in zwei Schritten gelöst: im ersten Schritt wird das Verschiebungsfeld des Bodens aufgrund einer Fernfeldquelle an der Grenze des Nahfeldes berechnet; im zweiten Schritt werden äquivalente seismische Lasten aus dieser Verschiebung abgeleitet und als Eingabe für ein kleinskaliges Modell verwendet, welches das Nahfeld und die Gebäude umfasst.

3. Substrukturmethoden

Unter einer Substrukturmethode versteht man die Anwendung verschiedener Techniken für verschiedene Komponenten des Systems und deren Kopplung an den Interaktionsflächen. Auch bei der Substrukturmethode wird üblicherweise die FEM für die Struktur mit dem angehängten Nahfeld und eine weitere numerische Methode für den unendlich ausgedehnten Boden verwendet. Treten Nichtlinearitäten auf, muss das Bodenmodell entweder im Zeitbereich (ZB) definiert werden, was zu Faltungsintegralen führt, oder über eine hybride Zeitbereichs/Frequenzbereichsbetrachtung analysiert werden. In diesem Fall sind die BBI-Randbedingungen global in Zeit und Raum, da sie die Informationen aller Zeitschritte und aller Freiheitsgrade der Interaktionsfläche benötigen.

3.1 Faltungsintegral

Der Fernfeldteil des Bodens wird in der Regel an den Interaktionsknoten zu einer Steifigkeitsmatrix kondensiert, welche die frequenzabhängige Antwort des Bodens auf dynamische Belastungen enthält. Die dynamische Bodensteifigkeit $\tilde{\mathbf{K}}_s$ wird, basierend auf den Greenschen Funktionen, entweder im Zeitbereich (ZB) oder im Frequenzbereich (FB) berechnet. Normalerweise wird $\tilde{\mathbf{K}}_s$ im FB bestimmt und in den ZB wie in Gl. (4) umgewandelt:

$$\mathbf{K}_s(\mathbf{t}) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} \tilde{\mathbf{K}}_s(\omega) e^{i\omega\mathbf{t}} d\omega \quad (4)$$

Die Interaktionskräfte an der Schnittstelle zwischen Fern- und Nahfeld des Bodens für die gesamte Zeithistorie werden durch das Faltungsintegral wie in Gl. (5) ermittelt. Die seismische Anregung wird in eine äquivalente Last umgewandelt, die an der BBI-Schnittstelle wirkt. Für die Formulierung in absoluten Verschiebungen wird der Lastvektor \mathbf{Q}_i^B durch das Faltungsprodukt der dynamischen Bodensteifigkeit mit den Freifeldverschiebungen ermittelt.

$$\mathbf{Q}_i(t) = \int_0^t \tilde{\mathbf{K}}_s(t-\tau) \left(\mathbf{u}_i(\tau) - \mathbf{u}_i^g(\tau) \right) d\tau = \int_0^t \tilde{\mathbf{K}}_s(t-\tau) \mathbf{u}_i(\tau) d\tau - \underbrace{\int_0^t \tilde{\mathbf{K}}_s(t-\tau) \mathbf{u}_i^g(\tau) d\tau}_{\mathbf{Q}_i^g} \quad (5)$$

Gl. (6) zeigt das resultierende nichtlineare BBI-Gleichungssystem.

$$\begin{bmatrix} \mathbf{M}_{rr} & \mathbf{M}_{ri} \\ \mathbf{M}_{ir} & \mathbf{M}_{ii} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{u}}_r \\ \ddot{\mathbf{u}}_i \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \mathbf{P}_{r,nl} \\ \mathbf{P}_{i,nl} \end{Bmatrix} + \left\{ \int_0^t \tilde{\mathbf{K}}_s(t-\tau) \mathbf{u}_i(\tau) d\tau \right\} = \begin{Bmatrix} \mathbf{P}_r \\ \mathbf{P}_i + \underbrace{\int_0^t \tilde{\mathbf{K}}_s(t-\tau) \mathbf{u}_i^g(\tau) d\tau}_{\mathbf{Q}_i^g} \end{Bmatrix} \quad (6)$$

Da das Faltungsintegral für jeden Zeitschritt neu berechnet werden muss und die Informationen aller vorherigen Zeitschritte erfordert, sind der Rechenaufwand und die benötigte Speicherkapazität erheblich. Die Berechnung der Faltungsintegrale kann auch ausgehend von den dynamischen Steifigkeitskoeffizienten im Frequenzbereich und unter Verwendung der z-Transformation [11] rekursiv durchgeführt werden. Ähnliche Betrachtungen können auch bei der SBFEM angestellt werden, wobei die *acceleration-unit-impulse-response Matrix* anstatt der dynamischen Bodensteifigkeit benutzt wird [12][13].

3.2. Äquivalente frequenz-unabhängige Parametersysteme

Systeme von geschachtelten Federn und Dämpfern mit frequenzunabhängigen Koeffizienten können als Näherung für die Darstellung des Fundament-Boden-Systems verwendet werden. Diese Systeme werden als "*lumped-parameter models*" (LPM) bezeichnet. Ein LPM ist ein Block aus Federn, Dämpfern und Massen, der in der Lage ist, das dynamische Verhalten eines Boden-Fundament-Systems im FB zu reproduzieren. Seine reellen frequenzunabhängigen Koeffizienten werden gefunden, indem die dynamischen Impedanzfunktionen des Fundament-Boden-Systems durch das Verhältnis von zwei Polynomen approximiert werden [14][15]. Die erhaltene Polynomfraktion wird durch eine Partialbruchzerlegung in einfachere Bruchfunktionen zerlegt, die geschachtelte Feder-Dämpfer Systeme widerspiegeln. Die Hauptschwierigkeit besteht darin, eine genaue Identifizierung des äquivalenten Systems zu erreichen und die globale Stabilität des Gesamtsystems FEM/LPM zu gewährleisten [16].

3.3 Beispiel: FEM/BEM mit Faltungsintegral und LPM mit direkter Zeitschrittintegration

Das untersuchte System besteht aus einem Fundament mit einer Öffnung, die auf einem homogenen Halbraum gegründet ist [17]. Ein nichtlinearer Einmassenschwinger (EMS) ist auf dem Fundament aufgestellt. Das Fundament ist masselos und starr. Ein FEM/BEM[18] und ein FEM/LPM Modell wurden generiert [18] und zuerst für eine äußere harmonische Last validiert (s. Bild 3). Danach wurde das System durch eine transiente Lasteingangsbewegung in Form einer sich von unten ausbreitenden ebenen Welle angeregt (s. Bild 4). Die Systemparameter sind in Tab. 1 zusammengestellt.

Tabelle 2: Systemparameter: In diesem Beispiel sind keine Maßeinheiten angegeben, da das Maßsystem konsistent ist [17].

Bodenparameter			Bauwerkparameter bzw. BBI-Verhältnisse		
Poissonzahl	ν	0.33	Fundamentlänge	l_0	5
Scherwellen- geschwindigkeit	v	9677	Äußere zur inneren Fundamentlänge	l_0/l_i	0.75
Dichte	ρ	10.37	Massenverhältnis	$m/(\rho l_0)$	1
Schubmodul	G	$9.71 \cdot 10^8$	Fließgrenze-Steifigkeit zur Bodensteifigkeit	k_{nl}/K_0	0.25
Dimensionslose Frequenz	$a_0 = \frac{l_0 \omega}{2v}$	$0 \rightarrow 10$	Fließgrenze-Kraft zur seismischen Kraft	$F_{nl} / (K_0 u_0^g)$	0.125
Statische Bo- densteifigkeit	$K_0 = \frac{4Gl_0}{1-\nu}$	$289 \cdot 10^8$	Eigenfrequenz (fest gelagert)	$\omega_E = \sqrt{k_{nl}/m}$	11822

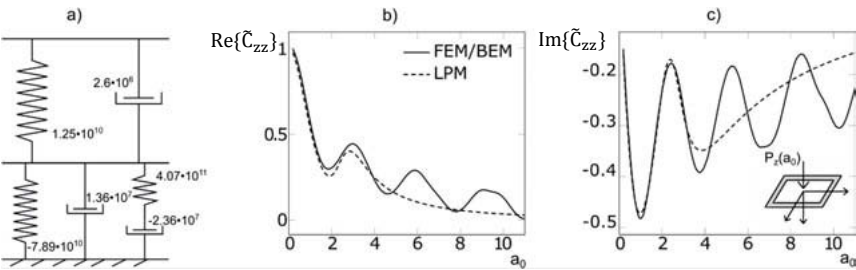


Bild 3: (a) Optimale Koeffizienten für das kalibrierte vertikale LPM-Modell (b,c) Vergleich zwischen der LPM-Flexibilität und der FEM/BEM Flexibilität, wobei $\tilde{C}_{zz} = \frac{C_{zz}(a_0)}{C_{zz}(0)}$ [18].

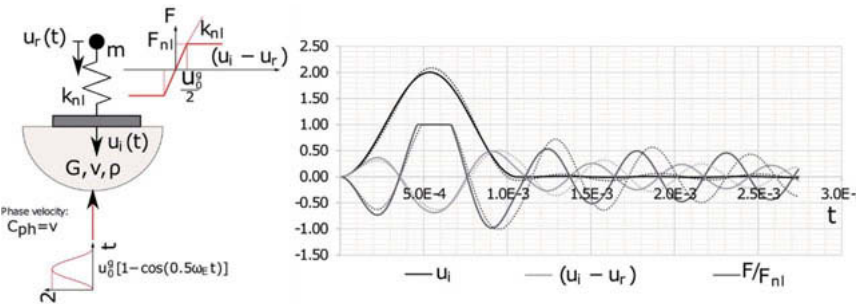


Bild 4: Antwort des nichtlinearen EMSs mit Boden. Die durchgestrichenen Linien beziehen sich auf das FEM/BEM-Modell und die gepunkteten Linien auf dem LPM-Modell.

Die nichtlineare Feder weist bei Be- und Entlastung das gleiche Last-Verformungsverhalten auf. Bild 4 zeigt die Verschiebungen am Fundament u_i , die Dehnung in der nichtlinearen Feder ($u_i - u_r$) und die nichtlineare Kraft der Feder F/F_{nl} , als Funktionen der Zeit t . Die zwei Modelle liefern ähnliche Kurven und die gleichen Maximalwerte der Systemantwort, wobei das LPM-Modell eine längere Schwingungsperiode und eine höhere Dämpfung aufweist. Hier wird die Schwingungsenergie im Boden gedämpft, die Struktur ist als ungedämpft angesetzt.

4. Hybrid-Frequenz-Zeit-Formulierungen

Eine attraktive Alternative zu den Faltungsintegralmethoden ist die Hybrid-Frequenz-Zeit-Formulierung (HTFD, engl.). Bei der HTFD wird die Transformation vom FB in den ZB (und umgekehrt) in einem Schritt für die gesamten Analysendauern (und nicht bei jedem Zeitschritt) durchgeführt und iterativ bis zur Konvergenz wiederholt. Das System wird zunächst mit Anfangsparametern linearisiert. Externe Kräfte und nichtlineare Schnittgrößen werden in den FB transformiert und das System wird im FB gelöst. Die Lösung wird in den ZB transformiert, wobei die Ergebnisse für die gesamten Analysendauern erhalten werden. Basierend auf nichtlinearen Materialansätzen werden die nichtlinearen Schnittgrößen aktualisiert. Der Unterschied zwischen den tatsächlichen Schnittgrößen und den Schnittgrößen des linearen Modells werden als Pseudokräfte behandelt und auf der rechten Seite der Gleichung addiert. Der Prozess wird bis zur Konvergenz wiederholt. Dieses iterative Verfahren erfordert keine neue Berechnung der dynamischen Steifigkeit des Systems für jede Iteration, sondern kompensiert das nichtlineare Verhalten durch die Änderungen der rechten Seite des Gleichungssystems. Die HTFD ist effizient, jedoch müssen i.d.R. Modifikationen durchgeführt werden, um ein stabiles System und eine rechnerisch attraktive Implementierung zu erreichen [19][19]. Zum Beispiel ist eine mögliche Verbesserung die Segmentierung der gesamten Analysedauer durch kurze Zeitintervalle, wobei die Konvergenz sequentiell für jedes Segment getrennt überprüft wird. Die HTFD konvergiert nur für schwach nichtlineare Probleme [2]. Praktische Anwendungsbeispiele der HTFD-Methode können in [20] gefunden werden.

5. Zusammenfassung

Ziel dieses Artikels ist ein allgemeiner Überblick über die Methoden zur Berücksichtigung des unendlich ausgedehnten Bodens für nichtlineare seismische BBI-Analysen. Betrachtet werden dabei nur die Nichtlinearitäten innerhalb der Struktur und des angeschlossenen Nahfelds des Bodens oder an der Interaktionsfläche zwischen Boden und Struktur.

Bei der direkten Methode wird üblicherweise das Fernfeld durch AR dargestellt, welche die Unendlichkeit des Bodens gut annähern, wenn sie weit genug von der Struktur entfernt sind, wo die Rayleigh-Wellen bereits abgeklungen sind und die Raumwellen als eindimensional betrachtet werden können. Dies könnte zu einem großen Modell mit hohen Rechenkosten führen.

Darüber hinaus müssen bei der Vorverarbeitung die äquivalenten seismischen Lasten berechnet werden.

Bei den Substrukturmethoden werden die Eigenschaften des unbegrenzten (linearen) Bodens durch eine Randbedingung in Form einer Kraft-Verschiebungs-Beziehung dargestellt. Die Faltungsintegrale der dynamischen Steifigkeitskoeffizienten im Zeitbereich bezüglich der Bewegungen beziehen sich auf die Knoten am Kopplungshorizont. Die dynamische Steifigkeit des Bodens muss entweder im ZB oder FB zur Verfügung stehen und basiert in der Regel auf einer Grundlösung des Wellenausbreitungsproblems. Faltungsintegrale, die in Zeit und Raum global sind, benötigen die Informationen aller Zeitschritte und aller Freiheitsgrade an der Interaktionsfläche. Dies kann zu zeitaufwendigen Berechnungen führen. Darüber hinaus können äquivalente Systeme von verschachtelten Feder-Dämpfer-Modellen verwendet werden, um das Fernfeld abzubilden. Die Hauptschwierigkeit besteht darin, eine genaue und energetisch stabile Identifizierung des äquivalenten Systems zu erreichen. Die globale Stabilität muss sorgfältig geprüft werden.

Bei den Hybrid-Zeit-Frequenz-Bereich-Verfahren (HTFD) wird das Gleichungssystem iterativ gelöst und vom ZB zum FB und rekursiv transformiert. Die HTFD ist effizient, jedoch können oder müssen Modifikationen an der Prozedur vorgenommen werden, um ein stabiles System und eine rechnerisch optimale Implementierung zu erreichen.

6. Literatur

- [1] Wolf, J.; Hall, W.: Soil-structure-interaction analysis in time domain. New York City: A Division of Simon & Schuster 1988.
- [2] Politopoulos, I.; Piteau, P.; Antunes, J.; Borsoi, L.: Applications of hybrid time–frequency methods in nonlinear structural dynamics. Eng Struct (2014) 68 S. 134–143.
- [3] Bochert, J.S.; Schau, H.; Schmitt, T.: Seismic soil-structure interaction of a nuclear building: Comparison of two different methods. SMIRT23 (2015).
- [4] Lee, J.H.; Kim, J.H.; Kim, J.K.: Perfectly matched discrete layers for three-dimensional nonlinear soil–structure interaction analysis. Comput Struct (2016) 165 S. 34–47.
- [5] Ma, S., et al.: Hybrid modeling of elastic P-SV wave motion: A combined finite-element and staggered-grid finite-difference approach. B Seismol Soc Am (2004) 94(4) S. 1557–1563.
- [6] Semblat, J.F.; Brioist, J.: Efficiency of higher order finite elements for the analysis of seismic wave propagation. J Sound Vib (2000) 231(2) S. 460–467.

- [7] Mazziere, I., et al.: SPEED: SPectral Elements in Elastodynamics with Discontinuous Galerkin: a non-conforming approach for 3D multi-scale problems. *Int J Numer Meth Eng* (2013) 95(12) S. 991-1010.
- [8] Park, S. H.; Antin, N.: A discontinuous Galerkin method for seismic soil–structure interaction analysis in the time domain. *Earthq Eng Struct D* (2004) 33(2) S. 285-293.
- [9] Tian, Y., et al.: Regional seismic damage simulation and case study considering site-city interaction. *Proceedings of the 26th National Conference on Structural Engineering* (2017), Oct., 2017, Changsha, China.
- [10] Jeremić, B. et al.: Time domain simulation of soil–foundation–structure interaction in non-uniform soils. *Earthq Eng Struct D* (2009) 38(5) S. 699-718.
- [11] Wolf, J.P.; Motosaka, M. Recursive evaluation of interaction forces of unbounded soil in the time domain from dynamic-stiffness coefficients in the frequency domain. *Earthq Eng Struct D* 1989, 18, 365–376.
- [12] Schauer, M. et al.: Parallel computation of 3-D soil-structure interaction in time domain with a coupled FEM/SBFEM approach. *J Sci Comput* (2012) 52(2) S. 446-467.
- [13] Bazayr, M. H.; Song, C.: Analysis of transient wave scattering and its applications to site response analysis using the scaled boundary finite-element method. *Soil Dyn Earthq Eng* (2017) 98 S. 191-205.
- [14] Taddei, F.; Schauer, M.; Meinerzhagen, L.: A practical soil-structure interaction model for a wind turbine subjected to seismic loads and emergency shutdown. *Proceeding of the EURO DYN 2017* (2017) 199 S. 2433-2438.
- [15] Lesgidis, N.; Kwon, O.S.; Sextos, A.: A time-domain seismic SSI analysis method for inelastic bridge structures through the use of a frequency-dependent lumped parameter model. *Earthq Eng Struct D* (2015) 44 S. 2137–2156.
- [16] Du, X.; Zhao, M.; Jiang, L.: Stability and Identification for Discrete-time Rational Approximation of Foundation Frequency Response. *14WCEE* (2008) 292.
- [17] Karabalis, D.; Huang, C. Vibrations of square and circular foundations with concentric openings on elastic half space. *Soil Dyn and Earthq Eng* 2005, 25, 951–965.
- [18] Taddei, F.: Numerical Investigation of Soil-Structure Interaction for Onshore Wind Turbines Grounded on a Layered Soil, RWTH Aachen Diss. 2015.
- [19] Darbre, G. R.; Wolf, J. P.: Criterion of stability and implementation issues of hybrid frequency-time-domain procedure for non-linear dynamic analysis. *Earthq Eng Struct D* (1988) 16(4) S. 569-581.
- [20] Ghiocel, D. M.: Fast nonlinear seismic SSI analysis using a hybrid time-complex frequency approach for low-rise nuclear concrete shear wall buildings. *SMIRT23* (2015).

Impedance Functions of Rigid Foundation on Inhomogeneous Elastic and Poroelastic Media Using Hybrid BEM-FEM Approach

Min B. Basnet M.Sc., **Hendrawan D. B. Aji** M.Sc.,
Prof. Dr.-Ing. **Frank Wuttke**, Prof. Dr. **Petia S. Dineva**,
Lehrstuhl für Geomechanik und Geotechnik,
Christian-Albrechts-Universität Kiel, Kiel

Abstract

A 2-D hybrid BEM-FEM numerical tool is developed by combining in-house BEM program with commercial FEM software, ABAQUS. The focus of the study is the dynamic soil-rigid foundation interaction under harmonic loading presented as frequency-dependent impedance functions. A viscoelastic isomorphism to Biot's dynamic poroelasticity is applied to describe the soil material properties, thus replacing the original two-phase poroelastic material by a single-phase viscoelastic one of Kelvin–Voigt type. Particular interest is taken to the influences of the soil layering and the variation of the ground water table. The obtained results illustrate clearly the strong dependence of the dynamic impedance functions on the soil layering and on the mechanical elastic or poroelastic properties of the layers. For low-porosity case studied here, the variation of water table for 2 m near surface did not show a significant variation in impedance functions.

Keywords: dynamic soil-rigid foundation interaction, hybrid BEM-FEM, ABAQUS, impedance functions, soil layers, poroelasticity

1. Introduction

The consideration of the effects of soil-structure interaction as one of the governing factors in geotechnical and/or structural design is well understood. During a dynamic event, the structure interacts with the foundation soil causing it to deform. The soil deformations, in turn, cause the motion of the supports and this is the reason that the deformation state of the interface region between the soil and the structure to be different than that of the free-field ground motion. Such ongoing interactions cause a substantial change in the response of both the structure and the soil. The aforementioned issues are not considered with the proper realism in the current seismic norms used in modern engineering practice, see Eurocode 8 [5]. The use of impedance function concept gives a way to partition of the cumbersome works by decoupling

the soil domain response from its upper structure counterpart. By using the frequency-dependent impedance functions as a substructure part in the upper-structure's numerical model, a more realistic representation of the structure's dynamic behavior can be achieved.

Study of impedance function has been continuously researched for the last few decades to include varying cases of foundations and soil conditions. [Richart and Whitman](#) [14] reported that the experimental test results of surficial model foundation were comparable to the theory of foundation resting on elastic semi-infinite media and this was also supported by other dynamic experimental studies in [10]. In terms of analytical solutions, functions for rectangular surficial foundation on elastic homogeneous media were provided by [Wong and Luco](#) [16] who extended the study later for inhomogeneous media, see [17]. [Iguchi and Luco](#) [7] utilized finite-element method and integral equations to evaluate the dynamic response of flexible foundation on elastic half-space. [Rajapakse and Shah](#) [13] further studied an embedded rigid foundation in elastic half-space. [Gazetas](#) [6] summarized several studies and presented the impedance functions for rigid-massless foundation, resting or embedded, on elastic homogeneous media in terms of formulas and charts that are easily accessed by practitioners.

A rather extensive literature can be found in the field of computational mechanics for calculation of the impedance functions. Two of the presently available methods highlighted here are boundary-element method (BEM) and its hybrid with finite-element method (FEM). The main advantages of BEM in treating seismic wave propagation are: (a) reduction in problem dimension; (b) semi-analytical character of the method as far as it is based on the fundamental solution of the governing differential equation in the studied problem; (c) high level of accuracy is achieved since numerical quadrature techniques are directly applied to the boundary integral equations that are an exact solution to the problem at hand; (d) the solution at each internal point in the domain is expressed in terms of boundary values without recourse to domain discretization; (e) the fundamental solution used in the construction of the boundary integral equations obeys the radiation condition thus infinitely extended boundaries are automatically incorporated, in opposite to other numerical methods where special viscous boundaries have to be used in order to satisfy Sommerfeld's radiation conditions at infinity. The versatility and accuracy of finite element method (FEM) in analyzing finite domains are well established. In treating soil-structure interaction (SSI) problems, however, FEM poses distinct disadvantages over BEM, stemming from its inability to appropriately model semi-infinite soil media. In order to take advantage of the merits of both methods, it is preferable to treat the finite part of the SSI by FEM, the supporting semi-infinite soil with BEM and combine

the two methods through appropriate equilibrium and computability conditions at the soil-structure contact zone. Hybrid techniques based on BEM in combination with FEM for calculation of dynamic impedance functions are discussed in the following references: Karabalis and Beskos [8] for 3-D flexible foundation resting on homogeneous media; Mita and Luco [11] for embedded foundation, Kokkinos & Spyarakos [9] analyzed plane strain case of flexible foundation resting on elastic isotropic media, while Takahashi et al. [15] extended the study for embedded foundation resting on multi-layered ground.

From the evaluation of the above state of the art, we conclude that there is a lack of high-performance methodology and corresponding software for calculation of impedance functions for rigid foundation resting on layered poroelastic soil media. The aim of this study is to develop, verify and insert an efficient practice-oriented computational tool based on the hybrid FEM-BEM where commercial FEM software is utilized in conjunction with in-house/self-written BEM code. It is solved in-plane 2-D plane-strain problem for calculation of impedance functions of a rigid foundation resting on a layered poroelastic region subjected to time-harmonic excitation. Verification of the hybrid numerical scheme by comparison of the authors' results with those available in the literature is presented. The obtained results reveal the sensitivity of the impedance functions to the layering effects, poroelasticity, geometry and mechanical properties of the soil region and additionally to the level of the water table.

2. Problem formulation

The system under consideration is presented in Fig 1. Plane strain state in the plane $x_3 = 0$ of a Cartesian coordinate system $O_{x_1x_2x_3}$ is assumed. The whole system Ω consists of the following subdomains: (a) semi-infinite layered homogeneous poroelastic domain $\Omega_a = \bigcup_{j=1}^N \Omega_{a(j)}$ (N is number of layers) with boundary $\Gamma_{\Omega_a} = \Gamma_a \cup \Gamma_{int}$, where Γ_a is free surface and Γ_{int} is the boundary between the semi-infinite far-field zone and finite layered near-field zone Ω_b containing a rigid foundation Ω_f ; (b) finite near-field zone with 3 poroelastic layers $\bigcup_{j=1}^3 \Omega_{b(j)}$ with boundary $\Gamma_{\Omega_b} = \Gamma_b \cup \Gamma_{int} \cup \Gamma_f$, where Γ_b is free surface and $\Gamma_f = 2B$ is the interface boundary of the finite domain Ω_b with the rigid foundation Ω_f . The bounded zone Ω_b contains three parallel and horizontal poroelastic layers and on the upper boundary of the top layer a rigid foundation Ω_b is located. The depth of each layer is denoted by h_j , $j = 1, 2, 3$; (c) a rigid massless foundation Ω_f of half-width B is excited by vertical (V), horizontal (H) and rotational (M) time-harmonic force with frequency ω . It has three degree of freedom: horizontal and vertical displacements and rotation around O_{x_3} axis. Material properties of the j -th

poroelastic layer inside the finite domain Ω_b are presented by their longitudinal and shear wave velocities, denoted by $C_{bP(j)}^*$ and $C_{bS(j)}^*$, respectively. Poroelastic material characteristics of the j -th layer of semi-infinite domain Ω_a are presented by complex-valued phase velocities $C_{aP(j)}^*$ and $C_{aS(j)}^*$, respectively. These complex valued material parameters are described by Bardet's model [2] which is a viscoelastic isomorphism of Kelvin-Voigt type

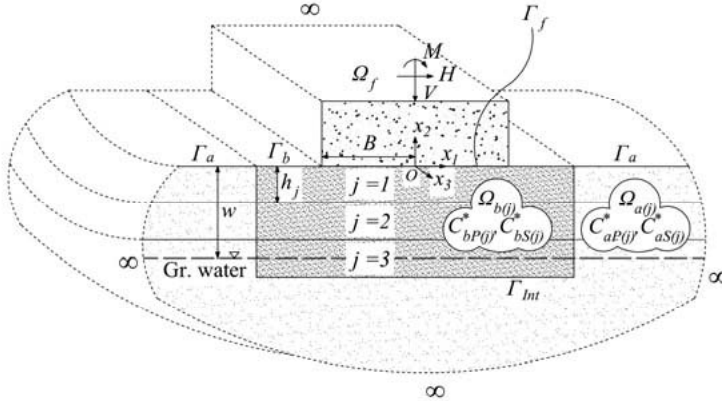


Fig. 1: Foundation rested on multilayered poroelastic soil media approached by plane-strain deformation state

to Biot's equations [3] of dynamic poroelasticity at low-frequencies.

The modified viscoelastic parameters are:

$$C_P^* = C_P \sqrt{(1 - i\omega\xi_P)}; C_S^* = C_S \sqrt{(1 - i\omega\xi_S)} \quad (1)$$

where $C_P = \sqrt{(P + 2Q + R)/\rho_{sat}}$, $C_S = \sqrt{\mu/\rho_{sat}}$ and ω is circular frequency of the applied load. The notations P , Q and R are as follows:

$$P = \frac{3(1 - \nu_{dry})}{1 + \nu_{dry}} K_{dry} + \frac{Q^2}{R}; Q = \frac{nK_g \left(1 - n - \frac{K_{dry}}{K_g}\right)}{\left(1 - n - \frac{K_{dry}}{K_g} + n \frac{K_g}{K_f}\right)} K_g; R = \frac{K_g n^2}{\left(1 - n - \frac{K_{dry}}{K_g} + n \frac{K_g}{K_f}\right)} \quad (2)$$

Lamé constants λ and μ are expressed as:

$$\lambda_{sat} = \lambda_{dry} + \frac{Q^2}{R} = \frac{3\nu_{dry}}{1 + \nu_{dry}} K_{dry} + \frac{Q^2}{R}; \mu_{sat} = \mu_{dry} = \mu \quad (3)$$

Damping ratios for P- and SV-wave velocities are:

$$\xi_P = \frac{\rho_{sat}}{X} \left(\frac{Q + R}{P + 2Q + R} \cdot \frac{n\rho_f}{\rho_{sat}} \right)^2; \xi_S = \frac{\rho_{sat}}{X} \left(\frac{n\rho_f}{\rho_{sat}} \right)^2 \quad (4)$$

where $\rho_{dry} = (1 - n)\rho_g$; $\rho_{sat} = \rho_{dry} + n\rho_f$; and $X = n^2 g \rho_f / \bar{K}$. Notations n , ρ_g and ρ_f are the porosity, density of the solid grain and fluid, respectively. K with subscript is the bulk modulus of the subscripted media while \bar{K} is hydraulic conductivity. Here, g is acceleration due to gravity. Bardet's model is applicable for the frequency range of $\omega \rho_{sat} / X \ll 1$.

The governing equation is the well-known elastodynamic partial differential equation for time-harmonic excitation:

$$\left[(C_s^{*\Omega_l})^2 - (C_p^{*\Omega_l})^2 \right] u_{i,ij}(X, \omega) + (C_p^{*\Omega_l})^2 u_{j,ii}(X, \omega) = \omega^2 u_j(X, \omega) \quad (5)$$

where Ω_l , $l = a, b, u$ denotes displacement, subscript i and j denote the Cartesian directions ($i, j = 1, 2$) and $X(x_1, x_2)$ is the point position vector. Einstein summation is employed and a comma after Cartesian notation denotes partial differentiation of the quantity with respect to spatial variables. The following boundary conditions are considered in this study: (1) traction $t_i = 0$ along the free surface Γ_a and Γ_b ; (2) compatibility and equilibrium conditions of displacement and tractions between the decomposed regions along the interface Γ_{int} and along the interface boundaries of the three layers inside the finite region Ω_b ; (3) The interfacial nodes between the foundation and subsoil are tied, i.e. displacements on all degree of freedom of the nodes belonging to $\Gamma_b \cap \Gamma_f$ are equals; and (4) Sommerfeld's radiation conditions are satisfied at infinity.

3. Hybrid BEM-FEM for solution of the problem under consideration

BEM for the semi-infinite homogeneous poroelastic domain Ω_a

The seismic wave propagation in the domain Ω_a is described by the following boundary integral equation, see Dominguez [4]:

$$c_{lk} u_k^{(\Omega_a)}(x, \omega) = \int_{\Gamma_{\Omega_a}} U_{lk}^{*(\Omega_a)}(x, y, \omega) t_k^{(\Omega_a)}(y, \omega) d\Gamma - \int_{\Gamma_{\Omega_a}} P_{lk}^{*(\Omega_a)}(x, y, \omega) u_k^{(\Omega_a)}(y, \omega) d\Gamma \quad (6)$$

Here: U_{lk}^* is the fundamental solution of Eq. (5) and P_{lk}^* is its corresponding traction, c_{lk} is the jump term depending on the local geometry at the collocation point x . The numerical integration is operated using the isoparametric formulation and quadratic elements are used. The discretization of boundary integral equation (6) can be summarized into matrix form as:

$$Hu = Gt \quad (7)$$

FEM for the finite poroelastic layered domain Ω_b containing the rigid foundation Ω_f

The FEM formulation of the problem under consideration is:

$$[-\omega^2 M + i\omega C + \bar{K}]u(\omega) = F(\omega) \quad (8)$$

where \mathbf{M} , \mathbf{C} , and $\bar{\mathbf{K}}$ are mass, damping and stiffness matrices, $i = \sqrt{-1}$, \mathbf{u} and \mathbf{F} are nodal displacement and force vectors, respectively. ABAQUS provide the option to include the structural damping related to the material property, see [1], in the form of:

$$[-\omega^2 \mathbf{M} + i\omega \mathbf{C} + (\bar{\mathbf{K}} + i\bar{\mathbf{K}}_s)]\mathbf{u}(\omega) = \mathbf{F}(\omega) \quad (9)$$

where $\bar{\mathbf{K}}_s$ is the structural damping matrix. Time-harmonic dynamic analyses in ABAQUS can be categorized into (i) direct solution and (ii) modal superposition. In this study, the case (i) is employed.

The coupling strategy of the BEM and FEM zones is based on the satisfaction of the displacement compatibility and traction equilibrium conditions along the interface boundary Γ_{int} . The numerical scheme consists of the following stages: (i) development of the BEM model described above; (ii) condensation of the DOFs of the BEM model; (iii) the BEM model is converted to one macro-finite element after satisfaction of the boundary conditions along Γ_{int} ; (iv) implementation of the macro finite element into FEM software ABAQUS through ABAQUS user programmable features.

4. Impedance function

The dynamic impedance function can be described as spring and damper representation of an underlying soil presented in force per unit displacement similar to its static counterpart. Consider the problem illustrated in Fig 1 where external forces and moment of V , H and M act on the rigid, massless foundation, width of $2B$, rested on poroelastic half-space. The forces and moment and its respective displacements and rotation are in time-harmonic form, distanced by phase shift ϕ , e.g. $V = V_{(o)}e^{i\omega t}$, $u_{22} = u_{22(o)}e^{i\omega t + i\phi}$. Subscript (o) refers to the magnitude. The impedance function can be obtained, e.g. for vertical displacement due to vertical excitation, as:

$$S_{22} = \frac{V}{u_{22}} = \frac{V_{(o)}e^{i\omega t}}{u_{22(o)}e^{i\omega t + i\phi}} \quad (10)$$

The first subscript is the direction of the external force/moment while the second one identifies the direction of the resulted displacement/rotation. S is comprised of real and imaginary parts, $S = \bar{K} + i\omega C$, referred to as dynamic stiffness, \bar{K} , and radiation damping, C , respectively. For ω near to zero, \bar{K} and C are referred to as static stiffness and static radiation damping, \bar{K}_{static} and C_{static} , respectively. For calculation of \bar{K}_{static} and C_{static} , see [6]. For multi-degree of freedom system, the resulted displacement matrix \mathbf{u} , is mapped correspondingly through the impedance function matrix, \mathbf{S} , written in the form:

$$\begin{bmatrix} S_{11} & S_{12} & S_{1r} \\ S_{21} & S_{22} & S_{2r} \\ S_{r1} & S_{r2} & S_{rr} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_{11} & u_{21} & u_{r1} \\ u_{12} & u_{22} & u_{r2} \\ u_{1r} & u_{2r} & u_{rr} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} V & 0 & 0 \\ 0 & H & 0 \\ 0 & 0 & M \end{bmatrix} \quad (11)$$

Here, r denote rotation over O_{x_3} axis. As a unit value magnitude is applied for each external forces and moment, matrix S is obtained as:

$$\begin{bmatrix} S_{11} & S_{12} & S_{1r} \\ S_{21} & S_{22} & S_{2r} \\ S_{r1} & S_{r2} & S_{rr} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_{11} & u_{21} & u_{r1} \\ u_{12} & u_{22} & u_{r2} \\ u_{1r} & u_{2r} & u_{rr} \end{bmatrix}_{t=0}^{-1} \quad (12)$$

5. Numerical results

In order to verify the hybrid numerical scheme, a test example considered in [6] is solved for a surface rigid foundation resting in a homogeneous elastic half-plane and subjected to time-harmonic excitation. Material and geometric properties are $\mu = 72$ MPa, $\rho = 1800$ kg/m³, $\nu = 0.3$, $B = 2$ m. The comparison in terms of dynamic stiffness and radiation damping coefficients, \tilde{k}_{ij} and c_{ij} , respectively, versus dimensionless frequency, $a_0 = \omega B/V_s$, is presented in Fig 2. The hybrid numerical results are normalized to the static stiffness and radiation damping, i.e. $\tilde{k}_{ij}(a_0) = \tilde{K}_{ij}(a_0)/\tilde{K}_{ij}(\text{static})$ and $c_{ij}(a_0) = C_{ij}(a_0)/C_{ij}(\text{static})$.

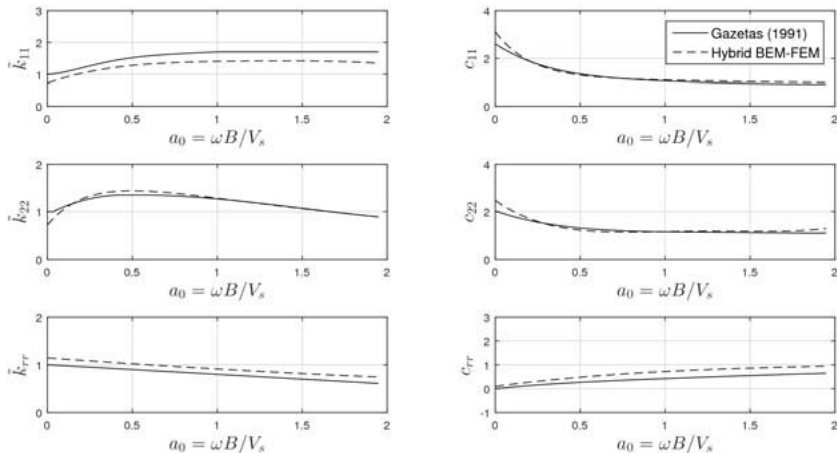


Figure 2: Dynamic stiffness and radiation damping coefficients obtained by the hybrid BEM-FEM and in Gazetas (1991)

Note that the authors' results are for the layered structure shown in Fig 1 where all layers have one and the same elastic material properties. The validation study is followed by a parametric study focused on investigation of the sensitivity of the impedance functions to: (i) elastic soil

layering; (ii) the influence of the ground water table in the case of poroelastic layers. The geometry of the illustrated example is presented in Fig 1 with $B = 2$ m, and layer thickness of $h_1 = 1$ m, $h_2 = 2.2$ m and $h_3 = 0.7$ m in the FEM subdomain and extended to infinity in the BEM. Three different cases m1, m2 and m3 for mechanical properties of the soil layers are considered, see Table 1. Fig 3 illustrates clearly the strong influence of the mechanical properties of the layered soil region under the rigid foundation on the impedance functions.

Table 1: Configuration of studied cases

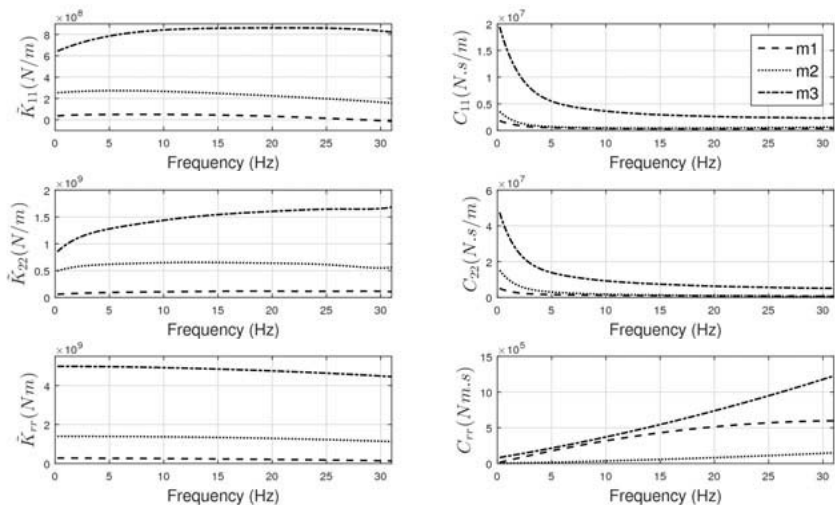


Figure 3: Dynamic stiffness and radiation damping values for three different cases of the layering soil region

Layers	Layer 1	Layer 2	Layer 3
Case m1	$\rho = 1500 \text{ kg/m}^3$ $C_s = 100 \text{ m/s}$ $\nu = 1/3$	$\rho = 1800 \text{ kg/m}^3$ $C_s = 200 \text{ m/s}$ $\nu = 1/3$	$\rho = 1800 \text{ kg/m}^3$ $C_s = 200 \text{ m/s}$ $\nu = 1/3$
Case m2	$\rho = 1800 \text{ kg/m}^3$ $C_s = 200 \text{ m/s}$ $\nu = 1/3$	$\rho = 2000 \text{ kg/m}^3$ $C_s = 400 \text{ m/s}$ $\nu = 1/3$	$\rho = 2200 \text{ kg/m}^3$ $C_s = 800 \text{ m/s}$ $\nu = 1/3$
Case m3	$\rho = 2000 \text{ kg/m}^3$ $C_s = 400 \text{ m/s}$ $\nu = 1/3$	$\rho = 2100 \text{ kg/m}^3$ $C_s = 600 \text{ m/s}$ $\nu = 1/3$	$\rho = 2200 \text{ kg/m}^3$ $C_s = 800 \text{ m/s}$ $\nu = 1/3$

The simulation results are normalized to the static stiffness and radiation damping of the 1st layer. Comparison plot with the impedances of homogeneous media is presented in Fig 4. Influence of the different shear modulus configurations to the impedance functions is apparent. As for Case m1 and m2, it can be observed that higher gradient (m1) is followed by a lower increase in the dynamic stiffness in low-frequency range but can result in higher dynamic stiffness in higher frequency range. The lower gradient (m2) seems to be advantageous in low-frequency dynamic stiffness but this configuration reduces significantly the wave absorption

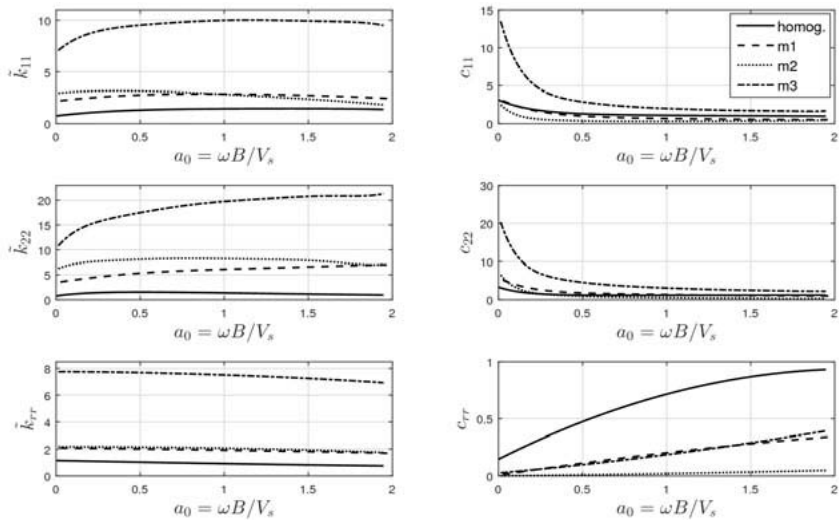


Fig. 4: Dynamic stiffness and radiation damping coefficients for homogeneous and three different cases of the layering soil region

capabilities in all degree of freedoms. Case m3 showed that the presence of bedrock increases the impedances except for the rotational radiation damping. These facts are important to consider in the design of a structure in conjunction with the characteristic of the dynamic load that the structure is expected to perform against.

To investigate the influence of ground water table in the case of poroelastic layers, computation of impedance functions for three different water table positions is performed. The considered poroelastic material is sandstone with the properties: $K_g = 36$ GPa, $\nu = 0.3$, $\rho_g = 2650$ kg/m³, $K_f = 2$ GPa, $\rho_f = 1000$ kg/m³, $\bar{R} = 10^{-6}$. The expression to calculate dry bulk modulus is derived from experimental data as: $K_{dry} = K_{cr} + (1 - n/n_{cr})(K_g - K_{cr})$ where K_{cr} is the critical bulk modulus at critical porosity, n_{cr} , see [12]. In this study, $K_{cr} = 200$ MPa, $n_{cr} = 0.36$

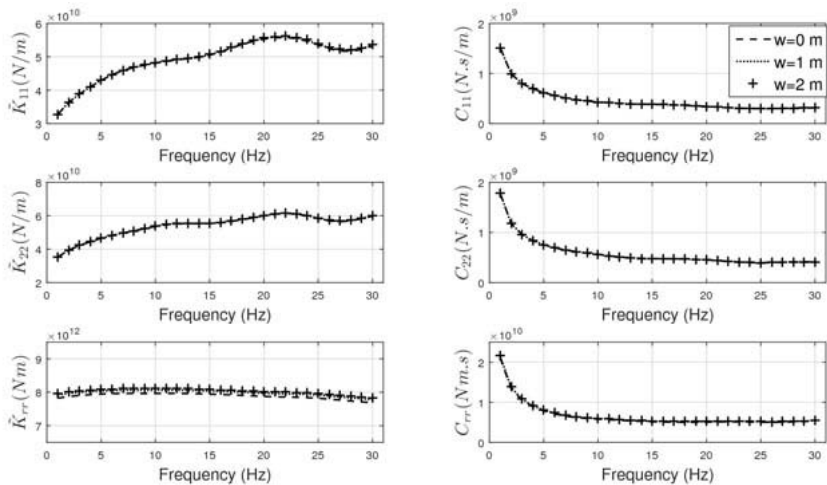


Fig. 5: Dynamic stiffness and radiation damping values for three different cases of water table position

and porosity $n = 0.3$. the water table is set at $w = 0$ m, 1 m, and 2 m, see Fig. 1. The results presented in Fig 5 show that the influence of the considered cases of water table position to the impedance functions are insignificant.

6. Conclusions

A 2D in-plane dynamic analysis of a rigid foundation resting on a layered soil region under time-harmonic excitation is studied. The soil region is elastic or poroelastic. A viscoelastic isomorphism to Biot's dynamic poroelasticity is applied to describe the soil material properties, thus replacing the original two-phase poroelastic material by a single-phase viscoelastic one of Kelvin–Voigt type. The hybrid computational tool is based on BEM for modelling the infinite far-field geological media and FEM for treating the dynamic behaviour of the rigid foundation and the near-field finite soil region. The obtained results illustrate clearly the strong dependence of the dynamic impedance functions on the soil layering and on the mechanical elastic or poroelastic properties of the layers. For low-porosity case studied here, the variation of water table for 2 m near surface did not show a significant variation in impedance functions.

7. References

- [1] ABAQUS User's Manual.: ABAQUS 6.12 Documentation. Providence, RI: Dassault Systemes Simulia Corp, 2012.
- [2] Bardet, J. P.: A viscoelastic model for the dynamic behavior of saturated poroelastic soils. *Journal of Applied Mechanics*, ASME, 59, no. 1 (1992): 128-135.
- [3] Biot, M. A.: Theory of propagation of elastic waves in a fluid-saturated porous solid. I. Low-frequency range. *The Journal of the Acoustical Society of America*, 28, no. 2 (1956): 168-178.
- [4] Dominguez, J. *Boundary elements in dynamics*. Wit Press, 1993.
- [5] European committee for standardization.: EN 1998-5: Eurocode 8: Design of structure for earthquake resistance - part 5: Foundations, retaining structures & geotechnical aspects. 2004.
- [6] Gazetas, G.: Formulas and charts for impedance of surface and embedded foundations. *Journal of Geotechnical Engineering*, 117, no. 9 (1991): 1363-1381.
- [7] Iguchi, M., and J. E. Luco.: Dynamic response of flexible rectangular foundations on an elastic half-space. *Earthquake Engineering & Structural Dynamic*, 9 (1981): 239-249.
- [8] Karabalis, D. L., and D. E. Beskos.: Dynamic response of 3-D flexible foundations by time domain BEM and FEM. *Soil Dynamic & Earthquake Engineering*, 4, no. 2 (1985): 91-101.
- [9] Kokkinos, F. T., and C. C. Spyrakos.: Dynamci analysis of flexible strip-foundations in the frequency domain. *Computers and Structures*, 39, no. 5 (1991): 473-482.
- [10] Mbawala, S. J.: *Behavior of machine foundations subjected to vertical dynamic loading*, PhD Thesis. University of Pretoria. 2015.
- [11] Mita, A., and J. E. Luco.: Impedance functions and input motions for embedded square foundations. *Journal of Geotechnical Engineering*, 115, no. 4 (1989): 491-503.
- [12] Nur, A. Mavko, G. Dvorkin, J., and Galmudi, D.: Critical porosity: A key to relating physical properties to porosity in rocks. *The Leading Edge*, 17, no. 3 (1998): 357-362
- [13] Rajapakse, R. K. N. D., and A. H. Shah.: Impedances of embedded rigid strip foundations. *Earthquake Engineering & Structural Dynamic*, 16, no. 2 (1988): 255-273.
- [14] Richart Jr., F. E., and R. V. Whitman.: *Footing vibrations - Comparison of test results with theory*, IP-755. University of Michigan, 1966.
- [15] Takahashi, I., K. Yoshida, and S. Nakai.: A study on impedance functions and input motions of embedded foundations by a hybrid approach. *Tenth World Conference on Earthquake engineering*. Rotterdam: Balkema, 1992. 1625-1631.

- [16] Wong, H. L., and J. E. Luco.: Tables of impedance functions and input motions for rectangular foundations. Department of Civil Engineering, University of Southern California, 1978.
- [17] Wong, H. L., and J. E. Luco.: Tables of impedance functions for square foundations on layered media. Soil Dynamic & Earthquake Engineering 4 (1985): 64-81.

Herabrechnen von Oberflächenwellen durch vorbeifahrende Züge auf beliebige Gründungsebenen für Prognosen – Teil 1

Eine Grundlagenstudie mit Anwendungsbezug

Dr.-Ing. **Jana Sue Bochert**, Dipl.-Ing. **Thomas Kempen**,
Dr.-Ing. **Hans-Jürgen Krause**,
Kempen Krause Ingenieure GmbH, Aachen;
Dr.-Ing. **Tom Marr**, Wissenschaftliche Dienstleistungen, Dresden

Kurzfassung

Im Rahmen dieses Artikels wird das Herabrechnen von Oberflächenwellen in eine bestimmte Baugrundtiefe vorgestellt. Insbesondere sind solche Übertragungen für die Prognoseberechnung und die darauf basierende Beurteilung von zu erwartenden Erschütterungen und sekundärem Luftschall infolge Schienenverkehrs bei Neubauten relevant.

Der Hintergrund dieses Artikels besteht darin, für zukünftige Prognoseberechnungen die Relevanz der Baugrundtiefe einschätzen zu können. Hierfür sollen die entsprechenden Werkzeuge und Herangehensweisen für derartige Ergebnismodifikationen etabliert werden, um in der Realität konkrete Ergebnisse zu erreichen. Damit lassen sich in Zukunft möglicherweise Baukosten durch überdimensionierte Entkopplungsmaßnahmen einsparen.

Abstract

In this article, the modification of surface waves by computing them to a certain subsoil depth is presented. In particular, such transfers are relevant for the forecast calculation and the assessment based thereon of expected vibrations and secondary airborne noise as a result of rail traffic in new buildings.

The background to this article is to be able to estimate the relevance of the subsoil depth for future forecast calculations. For this purpose, the appropriate tools and approaches for such result modifications are to be established in order to achieve realistic results. In the future, construction costs may be saved by avoiding over-dimensioned decoupling measures.

1. Einleitung und Fragestellung

In unmittelbarer Nähe zu einem geplanten Studentenwohnheim befindet sich eine Bahnstrecke. Damit entsteht die Frage, ob die durch den Schienen- bzw. Straßenverkehr hervorgeru-

fenen Erschütterungen in dem geplanten Gebäude den Menschen in diesem Gebäude zugemutet werden können. Im Vorfeld der Baumaßnahme wird deshalb eine Prognoseberechnung der zu erwartenden Erschütterungen und des sekundären Luftschalls infolge des Schienen- bzw. Straßenverkehrs vorgenommen. Die Prognoseberechnungen beruhen auf Schwingungsmessungen vor Ort, der DB-Richtlinie für Erschütterungen und sekundären Luftschall [2] sowie der DIN 4150 Teil 2: Einwirkungen auf Menschen in Gebäuden [1].

Die Gründung des hier vorgestellten Praxisbeispiels befindet sich auf 6 m Tiefe. Für eine Messung in dieser Tiefe wären geeignete Bohrlöcher erforderlich gewesen, weshalb man sich zunächst für die Messung auf der Oberkante des Baugrundes entschieden hat. Um diese Messung bzw. die entsprechenden Zeitverläufe der Erschütterungen für 6 m Tiefe zu berechnen, werden im Zuge des vorliegenden Artikels alternative Berechnungsmodelle vorgestellt, die die Abnahme der Rayleigh-Welle (Oberflächenwelle) mit der Tiefe erfassen. Hierbei handelt es sich um ein numerisches und ein analytisches Modell. Die Ergebnisse werden auf ihre Brauchbarkeit hin untersucht, was durch eine Validierung der Ergebnisse mit einer – nach Baugrubenaushub – zweiten Messung auf 6 m Tiefe in einer zweiten Veröffentlichung erfolgen soll.

2. Theoretische Grundlagen der Wellentheorie

Im unendlichen Baugrund (hier angenommen als elastischer Halbraum) können sich unterschiedliche Wellentypen ausbreiten, die sich basierend auf ihrer Erregerquelle unterscheiden. Aufgrund der Erregung an der Oberfläche (hier: transiente Erregung durch das Vorbeifahren von Zügen) breiten sich hier vorwiegend Oberflächenwellen, sogenannte Rayleigh-Wellen, aus. Sie besitzen nach [3] folgenden Eigenschaften:

- Ausbreitungsrichtung in der Oberfläche
- Kombination von Vertikal- und Horizontalschwingung in Richtung der Wellenausbreitung
- Rasche Abnahme der Amplitude der Vertikal- bzw. der Horizontalschwingung mit der Tiefe

Um den Einfluss der Oberflächenwelle mit der Tiefe erfassen zu können, werden in den folgenden Abschnitten mathematische Modelle vorgestellt. Ziel ist es, die Amplituden der Oberflächenwellen auf einer bestimmten Gründungsebene zu berechnen, wobei Dämpfungseffekte ebenfalls berücksichtigt werden sollen.

2.1 Analytische Berechnung (Variante 1)

Nach der Theorie von Richard et al. 1979 [8] und dem von ihm entwickelten Schaubild [6] kann die Amplitude der Rayleigh-Welle entsprechend der Tiefe ermittelt werden.

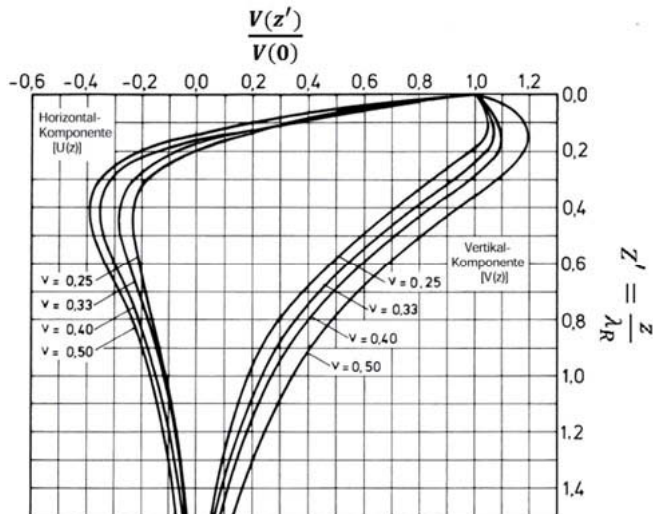


Bild 1: Verlauf der auf $V(0)$ (Amplitude an der Oberfläche) bezogenen Amplituden der freien Rayleigh-Wellen mit der Tiefe; $V\left(z' = \frac{z}{\lambda_R}\right)$ Vertikalkomponente, $U(z')$ Horizontalkomponente (in Anlehnung an [6])

Diese Berechnung wird mittels der auf die Oberflächenwelle $V(0)$ normierten Amplitude $V(z')$ in Abhängigkeit von der Tiefe $z' = \frac{z}{\lambda_R}$ für Rayleigh-Wellen durchgeführt. Dabei sind z die tatsächliche Tiefe und λ_R die Wellenlänge bzw. der Quotient aus Ausbreitungsgeschwindigkeit und Frequenz der jeweiligen Rayleigh-Welle. Damit ist die Berechnung sensitiv auf den jeweiligen Boden und ebenfalls abhängig von der Frequenz der Welle.

Bei Kenntnis von $V(0)$ durch eine Messung kann bei bekannter Bodenbeschaffenheit, Poissonzahl und Zieltiefe über die Bild 1 die auf die Oberflächenwelle bezogene Tiefenwelle berechnet werden. Dies kann nun im gesamten, für den Einsatzfall relevanten Frequenzspektrum durchgeführt werden.

2.2 „Numerische“ Lösung im Zeitbereich (Variante 2)

Eine weitere Möglichkeit für das Übertragen der Oberflächenwellen auf die Zieltiefe besteht mit der Anwendung von Software, die ursprünglich für die Seismologie entwickelt wurde. Diese sog. Site-Response-Analysis ermöglicht es, das vom Seismologen erstellte ortsspezifische Beschleunigungsspektrum (Felsspektrum) zu extrapolieren. Das Felsspektrum kann deterministisch oder probabilistisch ermittelt werden, wobei es dann vom Fels in Abhängigkeit der Bodenparameter für eine gewisse Bodenschicht bzw. bis hin zur Geländeoberfläche – der sogenannten Freifeldantwort (free-field response) – berechnet wird. Bei Einspeisung eines Beschleunigungs-Zeit-Verlaufes als Eingangserregung an der Geländeoberfläche können damit umgekehrt auch die Welleneigenschaften in beliebiger Tiefe berechnet werden. Die Berechnung berücksichtigt dementsprechend die Wellenausbreitung im geschichteten Halbraum unter nicht idealen Verhältnissen (vgl. Abb. 3).

Gewöhnlich wird die herkömmliche, äquivalent-lineare Site-Response-Software SHAKE verwendet. Als Alternativen können die nichtlinearen Site-Response-Softwares DEEPSOIL und STRATA [5] herangezogen werden. Voraussetzungen für die Anwendung dieser Software sind gute Kenntnisse über den Untergrund. So kann zur Erfassung lokaler Standorteffekte eine Übertragungsfunktion anhand eines Untergrundmodells berechnet werden. Dazu werden die Schichten bis zum Felsuntergrund mit ihren dynamischen Bodenparametern (Scherwellengeschwindigkeit, Dichte, Dämpfung etc.) im Modell hinterlegt.

Im vorliegenden Fall gilt es, die Erregerschwingung von der Oberfläche auf die Gründungsebene zu extrapolieren. Für diesen Anwendungsfall hat sich die Software STRATA als besonders anwendungsfreundlich erwiesen, weshalb die theoretischen Grundlagen dieser Software nachfolgend aufgeführt werden.

STRATA berechnet dynamische Antwortspektren einer eindimensionalen Bodensäule unter Verwendung linearer Wellenausbreitung mit spannungsabhängigen dynamischen Bodeneigenschaften.

Diese äquivalent-lineare Site-Response-Analysis [4] basiert auf der Methode der eindimensionalen, linear-elastischen Wellenausbreitung, wobei eine Welle gemäß Gleichung 1 behandelt wird:

$$u_{(z,t)} = A \cdot e^{i(\omega t + k^* \cdot z)} + B \cdot e^{i(\omega t + k^* \cdot z)} \quad (\text{Gl. 1})$$

Darin sind k^* die komplexe Wellennummer, ω die Einzelwellenfrequenz, z die Tiefe und t die Zeit. Für die Berechnung der zusätzlicher Variablen wie v_s^* und des komplexen Schubmoduls G^* können die entsprechenden Gleichungen aus [4] entnommen werden.

Des Weiteren ist die eindimensionale Wellenausbreitungsgleichung abhängig von A und B , welche die Amplituden der Auf- und Abwärtswele beschreiben. In der untenstehenden Skizze werden die Bezeichnungen der Gleichung 1 grafisch veranschaulicht.



Bild 2: Bildliche Darstellung der Bezeichnungen für die Wellengleichung
(in Anlehnung an [4])

Für die Überführung der eindimensionalen Wellengleichung auf die mehrdimensionale wird eine rekursive Formel unter Beibehaltung der Verschiebung und der Scherspannung an Schichtgrenzen entwickelt, welche in Abhängigkeit der Schichtnummer m , der Tiefe einer einzelnen Schicht h_m und des komplexen Impedanzverhältnisses α_m^* stehen.

$$A_{m+1} = \frac{1}{2} A_m (1 + \alpha_m^*) e^{ik_m^* h_m} + \frac{1}{2} B_m (1 - \alpha_m^*) e^{-ik_m^* h_m} \quad (\text{Gl. 2})$$

$$B_{m+1} = \frac{1}{2} A_m (1 - \alpha_m^*) e^{ik_m^* h_m} + \frac{1}{2} B_m (1 + \alpha_m^*) e^{-ik_m^* h_m} \quad (\text{Gl. 3})$$

$$\alpha_m^* = \frac{k_m^* \cdot G_m^*}{k_{m+1}^* \cdot G_{m+1}^*} = \frac{\rho_m \cdot v_{s,m}^*}{\rho_{m+1} \cdot v_{s,m+1}^*} \quad (\text{Gl. 4})$$

Für die oberste Schicht gilt $m = 1$ und für eine Schubspannung gleich 0 folgt daraus $A_1 = B_1$. Danach wird die Berechnung rekursiv (A_{m+1}, B_{m+1}) bis zur Grundschrift fortgesetzt. Als Übersicht der Beziehungen dient nachstehende Bild 3:

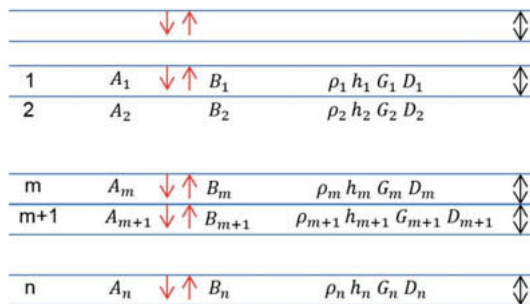


Bild 3: Bildliche Darstellung der Bezeichnungen bezüglich der mehrdimensionalen Wellengleichung (in Anlehnung an [4])

Die Übertragungsfunktion TF (Gl. 5) zwischen den Bewegungen der relevanten Schichttiefe m und der Felsschicht n lautet wie folgt:

$$TF_{m,n}(\omega) = \frac{u_m(\omega)}{u_n(\omega)} = \frac{A_m + B_m}{A_n + B_n} \quad (\text{Gl. 5})$$

Gemäß dieser Funktion sind jedoch die auf- und die absteigende Welle ($A_1 = B_1$) identisch, was zu einer gewissen Unschärfe führt, weshalb die Randbedingungen ($A_n = B_n$) und ($A_1 + B_1 = 2A_2$) für die Oberfläche sowie ($A_n \neq B_n$) für jede Bodenschicht eingeführt werden. Demnach wird zwischen der Bewegung an jeder freien Oberfläche (outcrop) und der Bewegung innerhalb einer Schicht (within) unterschieden.

3. Durchführung der Messungen und Randbedingungen der Messstelle

Geplant ist ein Neubau eines Apartmenthauses für Studierende. Das Gebäude wurde so geplant, dass es sich auf beiden Seiten parallel zu einer Straße bzw. zu einer Bahntrasse befindet. Die Distanz zwischen Bahntrasse und Baugrundstück ist im konkreten Anwendungsfall sehr gering, wodurch Prognoseberechnungen für diese Erschütterungsimmission infolge Schienenverkehrs durchgeführt werden müssen. Die Basis dieser Prognoseberechnungen wird durch die durchgeführten Schwingungsmessungen geschaffen. Die Ergebnisse der Schwingungsmessungen werden als Messschriebe in Form von Schwinggeschwindigkeits-Zeit-Verläufen ausgegeben. Die Schwinggeschwindigkeiten resultieren aus den vorbeifahrenden Zügen und werden an der Oberfläche gemessen.

Die Messstellen werden auf dem Grundstück parallel der Bahntrasse positioniert. Im Rahmen dieser Untersuchung wird lediglich auf die Messstelle, die am nächsten zur Bahntrasse positioniert war, eingegangen.

Für die Prognose der Erschütterungsimmissionen wurde die Anzahl der Züge der betrachteten Zuggattung am Tag, N_T (6 Uhr bis 22 Uhr), und in der Nacht, N_N (22 Uhr bis 6 Uhr), anhand des Fahrplans der Deutschen Bahn AG ermittelt und vor Ort überprüft. Als Zuggattungen wurden Güter-, Regional- und Intercityzüge erfasst. Die stärksten Erschütterungen erzeugen für gewöhnlich die Vorbeifahrten der Güterzüge, danach folgen die der Regionalzüge. Die geringsten Erschütterungen ruft die Vorbeifahrt der Intercityzüge hervor. Exemplarisch zeigt Bild 4 den Messschrieb eines Güterzuges.

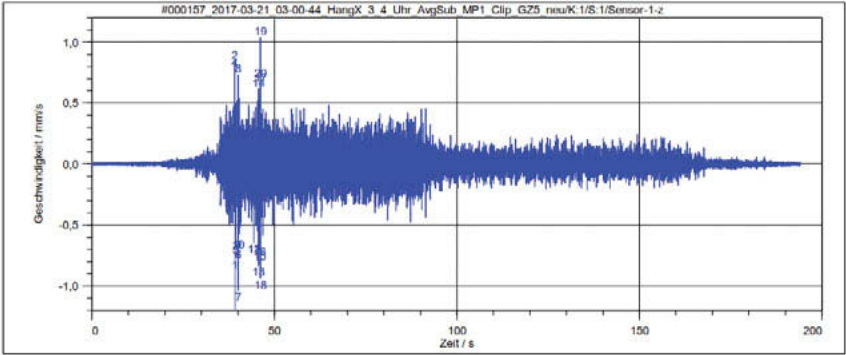


Bild 4: Exemplarischer Messschrieb eines Güterzuges

Die Bodenparameter an der Stelle des Baugrundstücks werden dem Baugrundgutachten [7] entnommen und sind in der nachstehenden Tabelle 1 aufgeführt.

Tabelle 1: Bodenparameter aus [7]

Schicht Nr.	Bezeichnung	Schicht-tiefe z [m]	Dichte ρ [kg/m³]	Schubmodul G [MN/m²]	Scherwellenge-schwindigkeit v_s [m/s]
1	Aufschutt	7,5	1900	2,33	35
2	Hanglehm	6,0	2000	2,33	34
3	Feinsand	30	1900	23,33	111
4	Schluff/Ton	10	2000	6,67	58
5	Fels	Halbraum	2900	1990	2400

4. Überführung der Messwerte auf die Gründungsebene

In diesem Kapitel erfolgt die Anwendung der Modelle aus Kapitel 2 auf die Messdaten. Für die Variante 1 ist es theoriebasiert nicht möglich, die spezifischen Bodenparameter zu berücksichtigen. Daher wird in diesem Fall von einem homogenen Boden mit bekannter Poissonzahl ausgegangen.

4.1 Analytische Lösung (Variante 1)

Anhand der Theorie von Richard [8] nach dem Schaubild in Abhängigkeit der Tiefe und der normierten Geschwindigkeiten wird aus Bild 1 die auf die Oberflächenamplitude bezogene Amplitude abgelesen. Dabei wird davon ausgegangen, dass die Scherwellengeschwindigkeit im oberen Aufschutt 35 m/s (vgl. Tabelle 1) und damit die effektive Scherwellengeschwindigkeit bei 90 % davon beträgt [3]. Zusätzlich wird die Poissonzahl des Bodens als 0,25 angenommen. Damit lässt sich die auf die Oberflächenamplitude bezogene Amplitude in 6 m Tiefe bestimmen. Die Ergebnisse sind zusammen mit Variante 2 in Bild 6 dargestellt (Var 1 – rote Linie).

Für die am Standort vorhandenen Bodenparameter klingen die Rayleigh-Wellen-Amplituden in 6 m Tiefe erwartungsgemäß sehr stark ab. Wie die Bild zeigt, sind oberhalb von 10 Hz nach Variante 1 die Schwingungsamplituden bereits um ca. 2 Zehnerpotenzen abgeklungen.

4.2 Site-Response Analysis (Variante 2)

Die Ergebnisse dieser Variante berücksichtigen die vollständigen Baugrundeigenschaften aus Tabelle 1. Aufgrund der Unschärfe von Bodenparametern ist bei beiden Varianten lediglich von einer Approximation der Werte auszugehen.

Anhand der Eingangsspektren, die aus den Zeitverläufen des Messsignals (vgl. Abb. 4) generiert wurden, wurde mittels STRATA das jeweilige Spektrum auf die gewünschte Gründungsebene herabgerechnet. Beispielhaft sind Ergebnisse der Berechnung in Bild 5 dargestellt. Dort sind die Eingangsspektren einer Güterzugerschütterung (rote Linie) sowie das berechnete Spektrum in 6 m Tiefe (grüne Linie) gezeigt.

Die Schwinggeschwindigkeiten in 6 m Tiefe sind erwartungsgemäß gegenüber denen an der Oberfläche frequenzabhängig reduziert.

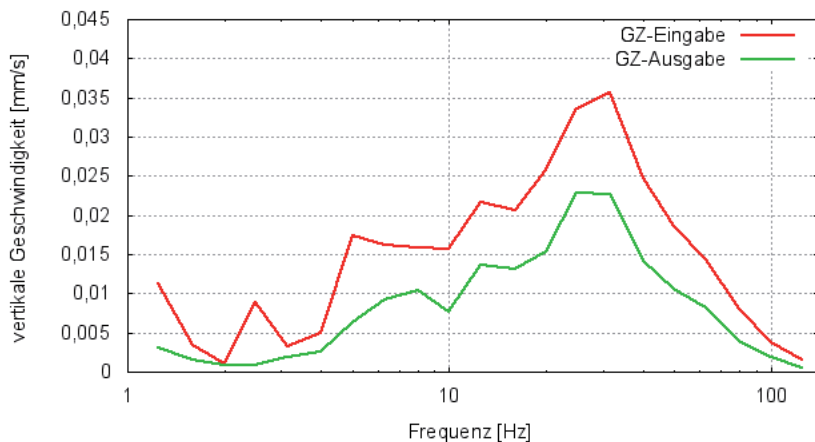


Bild 5: Originalspektrum einer Güterzugerregung sowie das zugehörige Amplitudenspektrum in 6 m Tiefe nach Variante 2

4.3 Vergleich zwischen den Varianten

Bild 6 zeigt die Ergebnisse aus Variante 1 und 2. Zusätzlich sind Beispieldaten der verschiedenen Zuggattungen gezeigt. Die Verläufe der Zuggattungen (Var 2 Güterzug, Var 2 Regionalzug, Var 2 Intercity) sind unabhängig vom Frequenzspektrum und ergeben so eine einheitliche Lösung, die durch den Mittelwert (graue Linie) abgebildet werden kann. Für sehr kleine Frequenzen ergaben sich jedoch starke Abweichungen vom Mittelwert, insbesondere in den Verläufen Var 2 Güterzug und Var 2 Intercity. Die Anfangsamplituden liegen (in Bild 6 nicht dargestellt) bei 1 bzw. bei 3. Vermutlich hat das Modell in diesem Frequenzbereich Probleme bei der numerischen Lösung, denn das Ergebnis, eine in 6 m Tiefe um den Faktor 3 verstärkte Oberflächenwelle, erscheint wenig plausibel. Daher wird die Mittelwertkurve in diesem Bereich (bis 2,5 Hz) auf 0,7 festgelegt, was annähernd der Kurve der Regionalbahn entspricht.

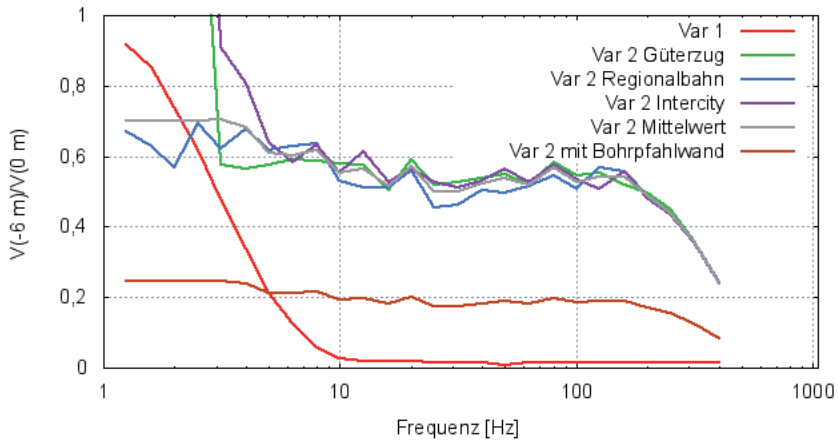


Bild 6: Bezogene Amplituden in 6 m Tiefe im Variantenvergleich zwischen Variante 1 und 2 sowie exemplarische Darstellung einer Güterzug-, Regionalbahn- und Intercityerschwingung.

Hervorzuheben sind die im Frequenzbereich deutlich unterschiedlichen Verläufe der bezogenen Amplituden nach Variante 1 und 2. Während Variante 1 in 6 m Tiefe bei sehr kleinen Frequenzen beinahe noch die volle Oberflächenamplitude zeigt, ist dort für Variante 2 bereits eine Amplitudenreduktion um ca. 30 % eingetreten. Die bezogenen Amplituden nach Variante 1 verringern sich sehr schnell und sind oberhalb von 10 Hz praktisch nicht mehr vorhanden. In Variante 2 dagegen erfolgt eine allmähliche Reduktion der bezogenen Amplituden bis auf 0,54 bei 125 Hz. Erst bei höheren Frequenzen erfolgt ein steiler Abfall der bezogenen Amplituden. Die Berechnungsergebnisse unterscheiden sich stark.

Bei der Bestimmung von Erschütterungsprognosen sind Möglichkeiten gefragt, wie die auf ein Bauwerk einwirkenden Schwingungen reduziert werden können. So darf beim Einsetzen einer Bohrpfahlwand und Entkopplungsschlitz die bezogene Amplitude um den Faktor 0,35 im Frequenzspektrum reduziert werden [6]. Der Verlauf der Messwerte nach Variante 2 mit Spundwand ist deshalb ebenfalls im Diagramm dargestellt. Welches Modell die Realität besser beschreibt, kann erst nach Abschluss der Validierungsmessungen nach Baugrubenaushub geschehen, der zwar vor dieser Veröffentlichung geplant, aber trotzdem nicht mehr fertiggestellt werden konnte. Die Validierung oder Falsifizierung der Berechnungsergebnisse erfolgt deshalb nach Baugrubenaushub in einer separaten Veröffentlichung.

5. Prognoseberechnung für die Erschütterungsimmissionen infolge Schienenverkehr

Die Prognose für die KB-Bewertung KB_{FTR} basiert auf dem Körperschall-Schnellepegel (Schwinggeschwindigkeit) in einem Raum. Die exakte Bestimmung der KB-Werte ist in der DB-Richtlinie [1] aufgeführt, weshalb auf diese hier nicht explizit eingegangen wird.

Ziel der Prognose ist es, die KB-Bewertung graphisch darzustellen und den Einfluss der Schwinggeschwindigkeiten an der Oberfläche bzw. auf 6 m Tiefe optisch aufzuführen. Mit dieser Gegenüberstellung ist es möglich, eine präzisere Aussage über den Einbau von schwingungsreduzierenden Maßnahmen zu treffen.

Bild 7 ist zu entnehmen, dass der Grenzwert A_R (graue Linie) durch die Schwingung an der Oberfläche (Original-Daten) deutlich überschritten wird. Durch das Herabrechnen der Oberflächenwellen in die Gründungsebene kann gezeigt werden, dass die Anhaltswerte nach DIN 4150-2 und der DB-Richtlinie eingehalten werden, so dass auf schwingungsentkoppelnde Maßnahmen verzichtet werden kann.

Auffallend ist, dass die Ergebnisse nach Variante 1 und 2 stark unterschiedliche Verläufe ergeben. Eine Validierung oder Falsifizierung ist deshalb in jedem Fall geplant. Aufgrund der Plausibilitätskontrollen und der besseren Berücksichtigung der Bodenparameter durch Variante 2 wird diese bevorzugt.

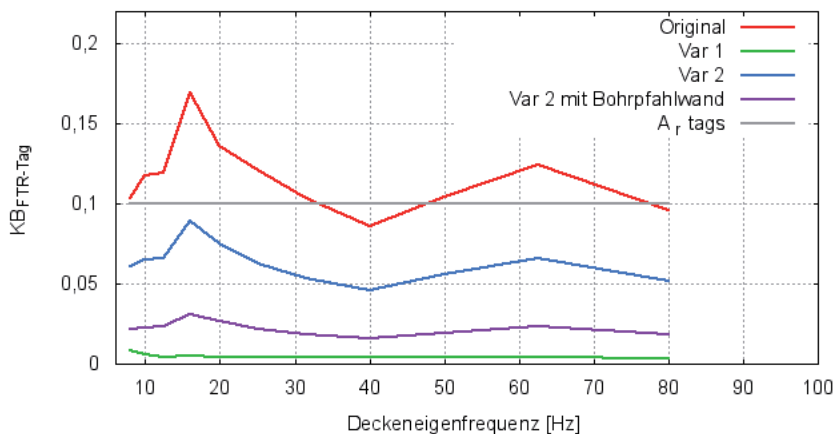


Bild 7: Vergleich des KB-Wertes aller Varianten

6. Schlussfolgerungen

In diesem Artikel wurden zwei Varianten vorgestellt, die es ermöglichen, gemessene Oberflächenwellen auf eine bestimmte Gründungsebene zu extrapolieren.

Für das Anwendungsbeispiel gelang es, die Oberflächenwellen auf 6 m Tiefe zu berechnen. Die Anhaltswerte nach DIN 4150-3 und DB-Richtlinie werden nach der Prognoseberechnung im Wesentlichen nicht überschritten, so dass auf Entkopplungsmaßnahmen verzichtet werden kann.

Um die Berechnungsergebnisse zu validieren und demnach die Brauchbarkeit der Prognoseberechnungen bewerten zu können, wird eine zweite Messung auf 6 m Tiefe durchgeführt. Diese Messung auf Gründungsebene kann erst ausgeführt werden, wenn der Baustellenaushub durchgeführt wurde. Die Gegenüberstellung dieser Messergebnisse mit den Berechnungsergebnissen erfolgt als 2. Teil zu diesem Artikel.

Literatur

- [1] Richtlinie „Erschütterungen und sekundärer Luftschall – Messung und Prognose“, herausgegeben von der DB AG vom 01.01.2017
- [2] DIN 4150 Teil 2 „Erschütterungen im Bauwesen: Einwirkung auf Menschen in Gebäuden“, Juni 1999
- [3] Empfehlungen des Arbeitskreises Baudynamik: Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGGT), Berlin 2002
- [4] A. R. Kotte, E. Rathje: Draft of Technical Manual for STRATA, 2009 <http://peer.berkeley.edu>
- [5] Software STRATA (A. R. Kotte, E. Rathje, 2009) <http://peer.berkeley.edu>
- [6] J. A. Studer, M. Koller: Bodendynamik: Grundlagen, Kennziffern, Probleme, Springer; Auflage: 2, 1997
- [7] Geotechnischer Bericht über Baugrund und Gründung, Neubau eines Studentenwohnheims an der Geschwister-Scholl-Straße in Aachen, Kramm Ingenieure GmbH & Co. KG, 10.03.1017
- [8] F. E. Richart Jr., J. R. Hall Jr., R. D. Woods: Vibrations of Soils and Foundations, Prentice-Hall, 1970

Großmaßstäbliche Erdbebenversuche zu den Wechselwirkungen Gebäude – Komponente

- Strukturdynamische Verifikationsversuche zum Lastfall Erdbeben (Systemfindung)
- Wechselwirkungen des gekoppelten Systems
Bauwerk-Befestigung-Rohrleitung
- Robustheit der Konstruktion, Dübelverschiebungen, Impacts im Bereich einer Dübelplatte

Dr.-Ing. **Klaus Kerkhof**,
Materialprüfungsanstalt Universität Stuttgart;
Dr.-Ing. **Fritz-Otto Henkel**,
Wölfel Engineering GmbH+Co. KG, Höchberg

Kurzfassung

Im gekoppelten System Bauwerk – Befestigung (mit Dübeln) – Rohrleitung können bei Erdbebenbeanspruchung und ungünstigen Eigenfrequenzverhältnissen Wechselwirkungen zwischen Rohrleitung und Befestigung auftreten und diese gegebenenfalls schädigen. Das Trag- und Schädigungsverhalten einer Befestigung, bestehend aus Dübelplatte und Dübeln, hängt im Wesentlichen von der Art der Befestigung, dem Schädigungsverhalten des Betons im Verankerungsgrund und dem dynamischen Verhalten des Gebäudes und der befestigten Komponente ab. Das Schädigungs- und Tragverhalten der Befestigung wird darüber hinaus durch das Vorliegen von Rissen im Beton beeinflusst.

Im Rahmen eines Forschungsvorhabens zur Reaktorsicherheit [1] wurden die Wechselwirkungen zwischen Komponente und Befestigung untersucht. Dabei sollte u. a. mittels großmaßstäblicher Verifikationsversuche der Lastfall Erdbeben simuliert werden.

Die Herausforderung bei der Systemfindung und Auslegung dieser Versuche bestand darin, sowohl strukturdynamisch ein realistisches und schnelles Rissöffnen und –schließen zu simulieren als auch realistische, erdbebenähnliche Beanspruchungen auf Bemessungsniveau im gekoppelten System Bauwerk – Befestigung (mit Dübeln) – Rohrleitung zu erzeugen. Der Weg zur Systemfindung, wichtige Versuchsergebnisse zum Trag- und Verschiebungsverhalten der Dübel werden vorgestellt.

Während eines simulierten Erdbebens auf Bemessungsniveau (BEB) kommt es zu Dübelverschiebungen in der Größenordnung von 3 mm. Bei den Versuchen lag das Bohrloch der Dübel in gerissenem Beton.

1. Einleitung

Im Rahmen eines Forschungsvorhabens galt es, ein numerisches Modell für Dübelbefestigungen in Beton zu entwickeln, das das seismische Verhalten und transiente Beanspruchungen einfach aber ausreichend genau beschreibt. Das Modell soll - innerhalb eines numerischen Gesamtmodells - in der Lage sein, die Schädigungsmechanismen in der Verbindung und die Wechselwirkungen von Komponenten (hier Rohrleitungen) und Stahlbetonkonstruktion realistisch abzubilden. Im vorliegenden hier beschriebenen Schritt der Untersuchungen geht es um Rohrleitungshalterungen an einer Gebäudedecke, bestehend aus Dübelplatte und Doppelgelenkstrebe, über die vertikale Kräfte zwischen Gebäude und Komponente zu übertragen sind. Dazu wurde im ersten Schritt das Tragverhalten zwischen dem Einzeldübel und dem Beton durch nichtlineare Federn abgebildet. Zunächst wurde ein penta-linearer Ansatz für die Last-Verschiebungskurve verwendet, um die nichtlinearen Federeigenschaften des Dübels abzubilden. Diese Form der Federkennlinie wurde für zwei Dübeltypen (Hilti HDA und Fischer FZA) und für unterschiedliche Rissbreiten (bis $w = 1,5$ mm) verwendet und experimentell kalibriert. Die hierzu erforderliche Datenbasis lieferten zahlreiche Versuche mit Einzeldübeln auf einem speziell für solche Versuche entwickelten Versuchsstand vgl. [1], [2] und [3].

Auf der Basis dieser Versuche wurde ein Modell erarbeitet, das das lokale Trag- und Schädigungsverhalten beschreibt [4], [5] und [6]. Um dieses Modell zu verifizieren, bestand die Herausforderung nun darin, Full-Scale – Versuche zu entwickeln, mit denen die Wechselwirkungen zwischen Gebäude und Komponente simuliert werden können, vgl. [7].

2. Full-Scale Versuche – Konzeptionierung von Verifikationsversuchen

Der Grundgedanke der Full-Scale Versuche ist, ein gekoppeltes Gesamtsystem, bestehend aus einer Stahlbetonplatte und einer über Doppelgelenkstrebe, Dübelplatte und zwei Dübeln angekoppelten Rohrleitung, zu Schwingungen erdbebenartig anzuregen. Der Befestigungsort befindet sich auf der Unterseite der Stahlbetonplatte. Dabei sollten in der Gelenkstrebe Kräfte entstehen, wie sie für den Sicherheitsnachweis des Lastfall Erdbebens anzusetzen sind.

Für die Systemanregung standen elektrodynamische Schwingerreger zur Verfügung. Diese Versuche sollten zur Verifikation einer Berechnungsmethodologie dienen. Zwei unterschiedliche Systemvarianten für die Durchführung von Full-Scale Versuchen kamen zum Einsatz:

- a) Versuche mit einem **Mock-up**, bei dem in Betonplatten das Rissöffnen und –schließen eines Risses, der durch das Bohrloch des Dübels geht, mit Hilfe von Hydraulikzylindern realisiert wird, vgl. [8], [9] und [10]. Hierbei kann zielgenau ein vorgegebenes Rissbreitenzyklisieren durchgeführt werden.

- b) **Verifikationsversuche**, bei denen sich die Betonplatte bewegt und ein Rissöffnen und –schließen von Rissen in einem Frequenzbereich liegt, in dem Betonkonstruktionen bei Erdbeben angeregt werden können, vgl. Bild 1.

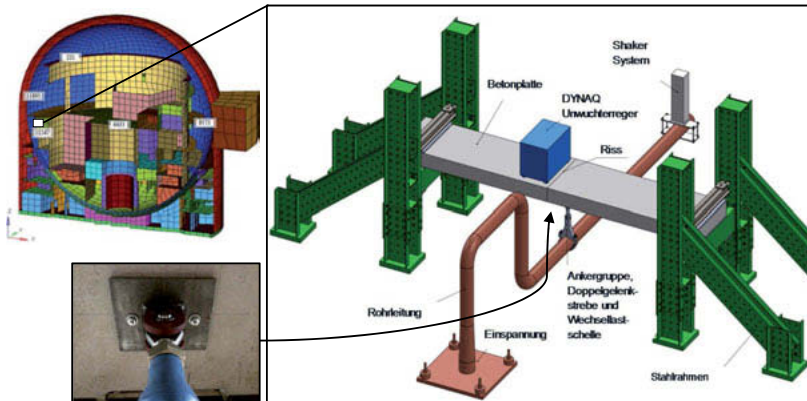


Bild 1: Versuchsaufbau für die Verifikationsversuche mit einem Rissöffnen und –schließen im Bohrlochquerschnitt der Dübel in einer realistischen erdbebenähnlichen Frequenz durch einen Unwuchterreger DYNAQ und einem Shakersystem am Ende der Rohrleitung

Für die Zweifachbefestigung mit Dübeln vom Typ Hilti HDA-T 22-M12 125/30 ergibt sich unter zentrischer Zugbeanspruchung ein maßgebender Bemessungswiderstand von $N_{Rd,c} = 50,3 \text{ kN}$ bei Versagen durch Betonausbruch (Anforderungskategorien A2 und A3 nach) für Rissbreiten $w > 0,3 \text{ mm}$ [11]. Dies ist die Zielgröße für die Übertragungskräfte in der Doppelgelenkstrebe zwischen Rohrleitung und Betonplatte (vgl. Bild 1) und zwar sowohl für die Auslegung der Mock-up Versuche als auch der Verifikationsversuche, um die Wechselwirkungen eines gekoppelten Systems bei Erdbebenbeanspruchung unter Berücksichtigung von Massenträgheiten zu untersuchen. Bei der Zweifachbefestigung mit Dübeln lag das Bohrloch eines oder beider Dübel im gerissenen Beton. Um Erdbebenbeanspruchungen realistisch zu simulieren und die gesamte Übertragungskette vom Boden bis zur Komponente abzubilden, wurde ein Gebäudemodell für ein auf einem sandigen und kiesigen Boden gegründetes Reaktorgebäude mit Modellfallcharakter für einen typischen deutschen Standort und unterschiedliche Baugrundparameter kreiert. Die Bauwerkantwortspektren und die Antwortzeitverläufe für unterschiedliche Etagen wurden berechnet. Die ungünstigste Parameterkombination und ein realistischer Ort mit großer vertikaler Erdbebenanregung (Worst Case) wurden ermittelt. An diesen Ort wurden die o.g. beiden Systemvarianten im Rechenmodell platziert (Bild 1) und das Zeitsignal der Strebenkraft für die insgesamt ungünstigste Lastfallkombination berechnet.

Sowohl für die Mock-up- als auch Verifikationsversuche wurde für die gewählte Position der Shakeranregung jeweils eine Ansteuerung gefunden, die mit dem vorgegebenen berechneten Strebenkraftverlauf des Gebäudemodells gut übereinstimmt [8] und [1]. Als Belastung wurde u.a. ein für den Bereich Rheingraben 1,0-faches BEB Erdbeben von 10 s Dauer sowie eine Wiederholung („Nachbeben“) vorgesehen. Der Vergleich des Soll-Verlaufs der berechneten Strebenkräfte mit dem Ist-Verlauf der mittels Dehnmessstreifen experimentell ermittelten Strebenkräfte zeigt auf 50% BEB-Niveau eine gute Übereinstimmung, vgl. Bild 2. Für die Untersuchung des Tragverhaltens der Befestigungskonstruktion bei unterschiedlichen Laststufen wurde der Shaker-Kraft-Zeitverlauf skaliert. Als letzte Belastungsetappe je Versuch wurde ein Sinushochlauf zur Demonstration der Robustheit der Konstruktion durchgeführt.

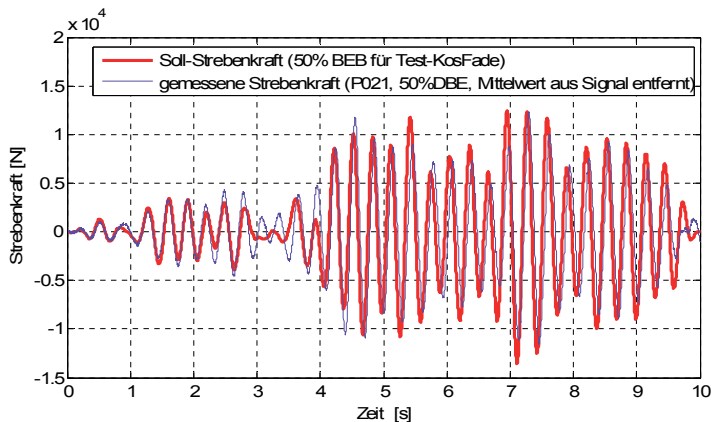


Bild 2: Vergleich Streben-Soll-/Ist Kraft-Zeit-Verlauf (dicke Linie: „Sollsignal“ aus Gebäude Modell-Rechnung, dünne Linie: realisierter – an der Strebe gemessener Verlauf bei den Versuchen) jeweils ohne den Lastfall Eigengewicht auf 50% BEB-Niveau

Die Ergebnisse der Mock-up – Versuchsserie mit einem Rissbreitenzykliren von 0,2 Hz, Systemvariante a), sind ausführlich in [1] und zusammenfassend in [10] wiedergegeben. Wegen der geringen Frequenz des Rissbreitenzyklirens wurde eine Erdbebensimulation mehrfach durchgeführt. Bei 10 Sequenzen eines 1,0 - fachen Bemessungserdbebens wurde für beide Dübeltypen bei einem Rissbreitenzykliren von 1,5 - 1,0 mm eine Zunahme der Dübelverschiebung von bis zu 2,5 mm beobachtet. Bei allen mit Hilti HDA Dübeln durchgeführten Versuchen einschließlich Sinushochlauf konnte kein Versagen der Dübelbefestigung festgestellt werden. Bei den Versuchen mit den Dübeltypen fischer FZA trat bei den Erdbebenversuchen sukzessives Herausziehen bei dem im gerissenen Beton positionierten Dübel auf. Alle Versuche und Ergebnisse sind ausführlich im Abschlussbericht der Phase I beschrieben, vgl. [1]. Die Verifikationsversuche, Systemvariante b), werden nachfolgend ausführlicher besprochen:

3. Systemfindung und Auslegung der Verifikationsversuche

Im Zuge der Auslegungsrechnungen galt zunächst die Feststellung, dass zur Realisierung großer Rissbreiten im Bohrloch des Dübels auch große Betonplattenbewegungen erforderlich sind. Dazu wurden lineare strukturdynamische Untersuchungen des gekoppelten Systems zunächst mit einer Betonplattenlänge von 7 m detaillierter untersucht. Bei den linearen Auslegungsrechnungen wird die Betonplatte mit Hilfe des Finiten Elemente Programms Abaqus FEA [12] mit B31 Balken-Elementen bzw. S4R Schalenelementen modelliert. Die Rohrleitung besteht aus sog. ELBOW31-Balkenelementen, die in Umfangsrichtung einen Verformungsansatz besitzen, um die Ovalisierung und die damit verbundene verminderte Biegesteifigkeit in den Krümmern zu erfassen. Die resultierende elastische Federsteifigkeit der Dübelgruppe als parallelgeschaltete Federn ist durch eine Feder in Bild 3 symbolisiert.

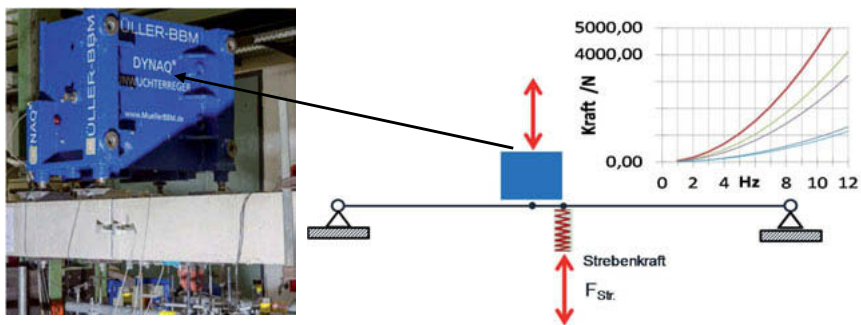


Bild 3: Verifikationsversuche, statisches System der Betonplatte bis Oberkante Dübelplatte, sinusförmige Anregung mittels DYNAQ (Erregerkräfte in Abhängigkeit der Erregerfrequenz für unterschiedliche Rotationsmassenbelegungen), Steifigkeit k_1 des im gerissenen Beton liegenden Dübels 14 kN/mm und des im ungerissenen Dübels 70 kN/mm

Vorausberechnungen mit Variation der Geometrie der Betonplatte, Variation des Koppelpunktes zwischen Betonplatte und Rohrleitung und der noch weitgehend unbekannten Dämpfungswerte zeigten folgendes Ergebnis:

- Eine Resonanzanregung des Systems in der ersten vertikalen Eigenform f_2 , vgl. Bild 4 links, bei der die Rohrleitung mit großen vertikalen Bewegungen antwortet, führt zu einer synchronen Bewegung der Betonplatte mit der Rohrleitung. Große Kräfte treten in der Verankerung der Dübel nicht auf, sie liegen deutlich unter der Zielgröße.
- Regt man das System in der Nähe der Frequenz f_5 an (vgl. Bild 4, rechts), bei der die Betonplatte große Amplituden hat, so ist die modale Masse der Rohrleitung nicht groß genug, um das gewünschte Kraftniveau in der Strebe zu erzielen.

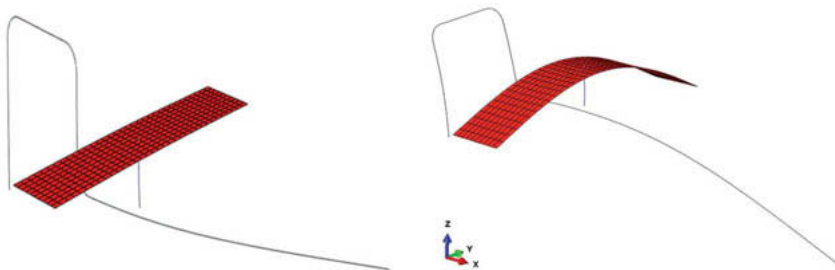


Bild 4: links: 1. vertikale Eigenform ($f_2 = 3,23$ Hz) des gekoppelten Systems, rechts: Eigenform mit großen Amplituden der Betonplatte und anhängender Rohrleitung ($f_5 = 10,32$ Hz)

Größere Übertragungskräfte zwischen Betonplatte und Rohrleitung treten dann auf, wenn sowohl auf der Betonplatte als auch am Rohrleitungsende mit unterschiedlichen Erregerfrequenzen angeregt wird. Für die Anregung der Betonplatte stand ein ca. 1 t schwerer Unwuchterregers mit der Bezeichnung DYNAQ zur Verfügung, vgl. Bild 3. Die Anregung erfolgte in der rechnerischen Simulation folgendermaßen:

1. Sinusförmige Resonanzanregung der Betonplatte mit einer Amplitude A_0 mittels des Unwuchterregers DYNAQ nahe der Frequenz der vertikalen Eigenform von Betonplatte und Rohrleitung, bei der die Betonplattenmitte große Amplituden hat
2. Anregung der Rohrleitung (RL) mit dem Erdbebenzeitsignal der Mock-up Versuche, da die erste vertikale Rohrleitungseigenfrequenz nahezu identisch zu der hier ermittelten ist.

Da statische Lasten bei linearen Zeitverlaufsrechnungen mittels Modensuperposition als Anfangsbedingung nicht aufgebracht werden können, wird das Aufbringen der Eigengewichtsbelastung (im Versuch Lösen der Arretierung) durch rechnerisches „Einschalten der Gravitation“ simuliert (Zeitbereich $0 \text{ s} < t < 1 \text{ s}$). Hierbei wurde eine hohe fiktive Dämpfung von 20% gewählt, was ein rasches Ausschwingen zur Folge hat. Anschließend erfolgt beginnend mit der Ruhelage unter Eigengewicht (Zeitachse $1 \text{ s} < t < 11 \text{ s}$) die Zeitverlaufsrechnung des 10 s lang dauernden 100% BEB-Lastfalls mit realistischer Systemdämpfung, vgl. Bild 5. Danach (Zeitachse $11 \text{ s} < t < 13 \text{ s}$) wird noch ein Ausschwingen numerisch demonstriert. Alle Auslegungsberechnungen erfolgten in diesem Schema, die Ergebnisse von drei wichtigen Etappen (nachfolgend mit Rechenmodell # = 1, 2, bzw. 3 bezeichnet) auf dem Weg zur Systemfindung werden in Tabelle 1 beschrieben. Für alle Berechnungen wurde die modale Dämpfung mit $D = 2\%$ angesetzt. Die Federsteifigkeit der Dübelgruppe beträgt 84 kN/mm (ein Dübel in gerissenem Beton und ein Dübel in ungerissenem Beton). Die potenziellen Erregerkräfte des DYNAQ sind abhängig von der Erregerfrequenz. Sie können je nach Massenbelegung den in Bild 3 gezeigten Kurven entnommen werden. Bild 5 zeigt den Verlauf der Gelenkstrebenkräfte und –wege zu einer Erdbebensequenz von 10 s Dauer zu Rechenmodell 3.

Tabelle 1: Wichtige Etappen der Parameterwahl bei den Auslegungsberechnungen

#	Parameter		Eigenform mit großer Plattenbewegung/ Eigenform mit großer RL-Bewegung	Ergebnisse -> Fazit
	Modell/ Modellveränderung	Länge L / Plattenerregerfreq. Ω		Maximal erzielbare Gelenkstrebenkraft $F_{Str.}$, Erregerkraftamplitude A_{Ω} des DYNAQ, Bemerkungen
1	Ausgangsplattenlänge 7m	$L = 7 \text{ m}$ / $\Omega = 52 \text{ Hz}$	$f_4 = 8,28 \text{ Hz}$ / $f_2 = 2,97 \text{ Hz}$	$F_{Str.} \leq 40 \text{ kN}$, $A_{\Omega} = 4 \text{ kN}$ (bei 8 Hz nicht realisierbar) -> Neue Plattenlänge
2	Plattenlänge jetzt $L = 5 \text{ m}$	$L = 5 \text{ m}$ / $\Omega = 69 \text{ Hz}$	$f_5 = 11,02 \text{ Hz}$ / $f_2 = 3,27 \text{ Hz}$	$F_{Str.} \leq 39 \text{ kN}$, $A_{\Omega} = 5 \text{ kN}$ (bei 11 Hz kaum realisierbar)
3	RL erhält Zusatzmasse von 500 kg	$L = 5 \text{ m}$ / $\Omega = 64 \text{ Hz}$	$f_5 = 10,22 \text{ Hz}$ / $f_2 = 3,24 \text{ Hz}$	$F_{Str.} \leq 59 \text{ kN}$, $A_{\Omega} = 4 \text{ kN}$ bei 10 Hz jetzt gut realisierbar, vgl. Bild 5

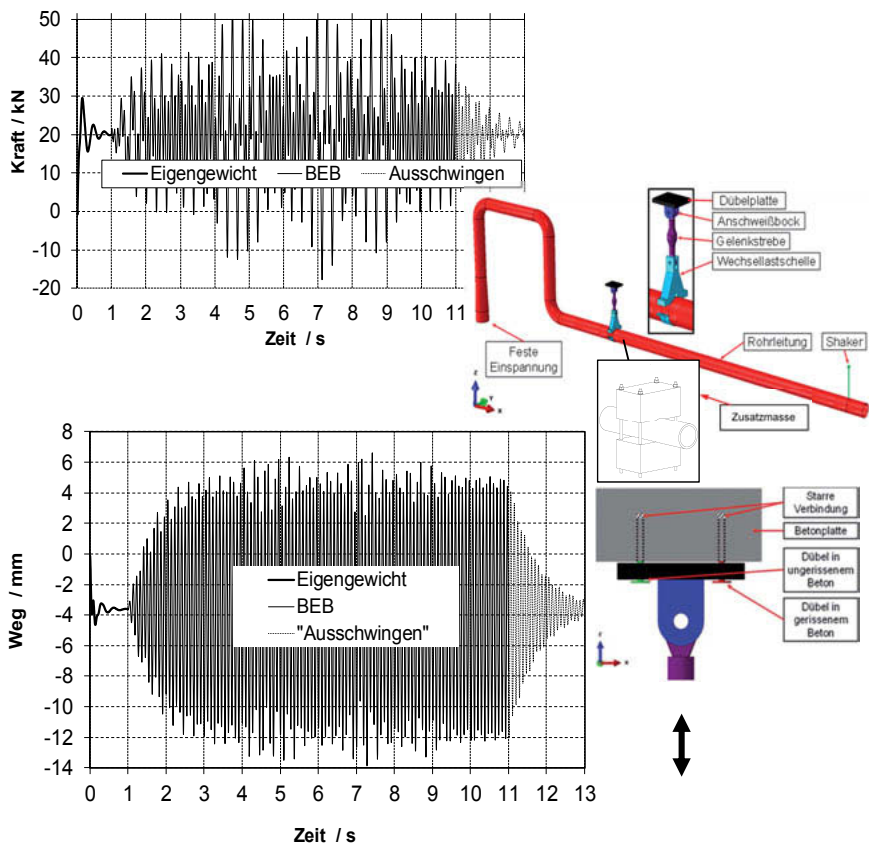


Bild 5: Gelenkstreben- (Halterungs-) -Kräfte (oben) und -Wege (unten) zu Rechenmodell 3, inkl. Zusatzmasse von 500 kg (kann z.B. als Masse eines Abzweigs angesehen werden)

Die Zielgröße (Gelenkstrebenkraft von $F_{\text{Str.}} = 50,3 \text{ kN}$) wird mit Rechenmodell #3 erreicht. Da neben der Strukturdämpfung bei derartigen Versuchen mit weiteren Energiedissipation zu rechnen ist, wurde auch der Einfluss einer Vorspannung in der Gelenkstrebe zwecks Erhöhung des Kraftniveaus berechnet und letztendlich auch umgesetzt.

4. Ergebnisse der Verifikationsversuche und Vergleich mit numerischer Simulation

In Bild 6 sind das Versuchsprogramm, exemplarisch die zu einer BEB – Systemantwort experimentell ermittelten Gelenkstrebenkräfte sowie Rissbreitenverläufe dargestellt. Bild 7 zeigt Dübelverschiebungen. Man erkennt in Bild 7, dass mit 45 kN annähernd die Zielgröße der Gelenkstrebenkräfte und mit über 1,5 mm die gewünschten maximalen Rissbreiten erreicht werden. Der Unwuchterreger DYNAQ benötigt zur Anregung der Betonplatte einen Vorlauf von ca. 30 s zur Einstellung einer konstanten Zielfrequenz. Erst dann wird die Unwucht durch Phasenverschiebung „eingeschaltet“, d.h. die Erregerkraft vergrößert sich nun ziemlich schlagartig von ca. 0 kN auf die gewünschten 4 kN, vgl. Tabelle 1 (Rechenmodell # 3). Auch das Shakersystem auf der Rohrleitung zur Simulation des Erdbebenverlaufs, vgl. Bild 1, wird zu diesem Zeitpunkt eingeschaltet. Das System antwortet i. W. mit einer Überlagerung bestehend aus den in Bild 4 gezeigten Eigenformen. Man sieht anhand der Gelenkstrebenkraft, dass

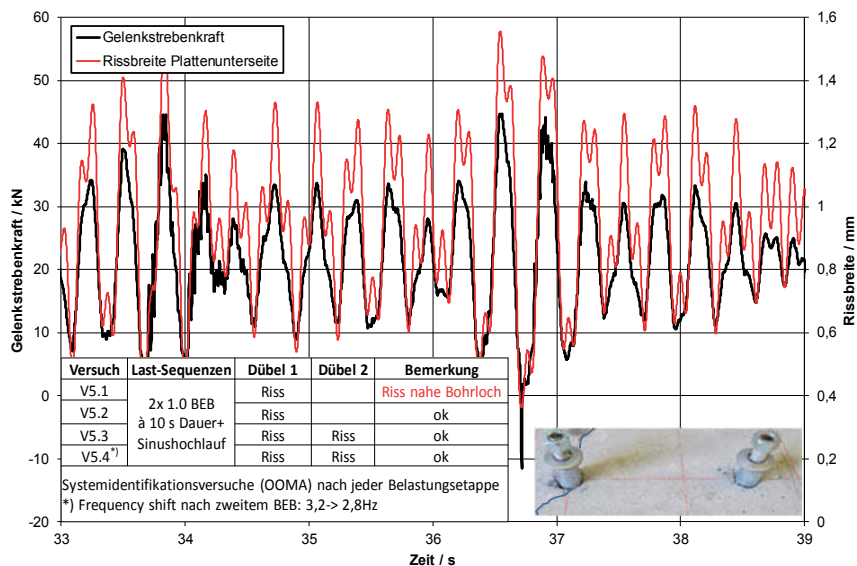


Bild 6: Versuch V5.2 - BEB 2 („Nachbeben“ Dübel 1 im Riss): exp. ermittelte Gelenkstrebenkräfte (untere Kurve) und Rissbreitenverläufe an der Plattenunterseite (obere Kurve), Versuchsprogramm, Rissbild nach Sinushochlauf (am Ende der Versuche fotografiert)

ein Impact (Gegenschlagen der Dübelplatte gegen die Betonplatte) zum Zeitpunkt 36,7 s stattfindet. Die gemessenen Verschiebungen lagen bei diesen Verifikationsversuchen während eines BEB kurzzeitig über 3 mm, unabhängig von der untersuchten Risskonfiguration. Nach dem Ende jeder BEB-Belastungsetappe sank die Verschiebung aufgrund der elastischen Rückfederung der Befestigung auf unter 3 mm. Die maximale Rissbreite betrug an der Betonoberfläche 1,5 bis 1,6 mm. Aufgrund der Biegebeanspruchung der Betonplatte war sie im Verankerungsbereich der Dübel (Hinterschnitt) kleiner. Beim anschließenden Sinushochlauf zur Prüfung der Robustheit der Befestigung wurden bei Versuch V5.4 Kräfte von bis zu 90 kN in der Befestigung erzielt (größer als das charakteristische Lastniveau für die Dübelgruppe), sodass bei diesem Versuch als absolut größte bleibende Dübelverschiebung 19,6 mm gemessen wurden. Zu einem Versagen der Befestigungskonstruktion kam es während aller Belastungsetappen nicht. Das numerische Modellkonzept für das strukturdynamische Verhalten der Befestigung berücksichtigt sowohl das Last-Verschiebungsverhalten der Dübel bei dynamischer Belastung, das Öffnen und Schließen von Rissen im Beton als auch in Folge sich einstellender Spalte das Anprallen der Dübelplatte gegen die Betonplatte bzw. gegen die Dübelmutter. Ein charakteristisches Ergebnis ist in Bild 7 gezeigt und den experimentellen Ergebnissen für Versuch V5.2-BEB1 gegenübergestellt. Der Vergleich zeigt eine gute Übereinstimmung. Darüber hinaus konnte gezeigt werden, dass Stoßbelastungen in der Befestigung infolge der durch Dübelverschiebungen auftretenden Spalte zwischen Dübelplatte und Beton bzw. Dübelplatte und Dübelmutter zu hochfrequenten Spannungsausschlägen in der Rohrleitung führen [10].

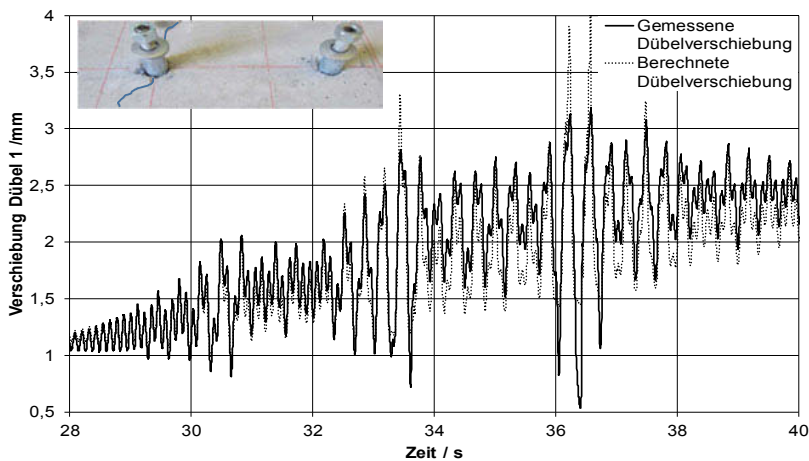


Bild 7: Vergleich Rechnung – Messung (Versuch V5.2 – BEB 1), Rissbild nach Sinushochlauf (am Ende der Versuche fotografiert)

5. Danksagung

Diese Arbeiten wurden mit Mitteln des Bundesministeriums für Wirtschaft und Energie aufgrund eines Beschlusses des Deutschen Bundestages unter den Förderkennzeichen 1501450 und 1501478 gefördert. Der Unwuchterreger DYNAQ wurde von Müller-BBM GmbH – Niederlassung BFB Stuttgart zur Verfügung gestellt.

6. Literatur

- [1] Kerkhof, K., Bauer, Th., Birtel, V., Dwenger, F., Fröhlich, Th., Henkel, F.-O., Hofmann, J., Lotze, D., Mahadik, V. Ries, M. und Sharma, A.: „Wechselwirkungen des gekoppelten Systems "Bauwerk-Befestigung (Dübel-Konstruktion) - Rohrleitung" bei Erdbebenbeanspruchung" Phase I, Abschlussbericht, Projekt Nr. 1501450 und Phase II, Projekt Nr. 1501478, Reaktorsicherheitsforschung, (2017)
- [2] Sharma, A., Mahadik, V., and Hofmann, J.: Modelling of structure-anchor-component interaction for nuclear safety related structures under seismic loads, Part 1: Generation of experimental database. Proceedings of SMiRT 23, Manchester, UK, (2015)
- [3] Hofmann, J., Sharma, A., Mahadik, V.: Modelling structure-anchor-component interaction for nuclear safety related structures under Seismic loads–Part 2: Development of Numerical Model. Proceedings of SMiRT 23, Manchester, UK, (2015)
- [4] Dwenger, F., Kerkhof, K., V. Birtel, and Fröhlich, T.: Experiments on seismic performance of piping mounted to a concrete floor by post installed anchors. Proceedings of the ASME Pressure Vessels & Piping Conference, Boston, MA, USA, (2015)
- [5] Dwenger, F. and Kerkhof, K.: Seismic performance of piping anchored to concrete in case of nonlinear load-bearing behaviour of post-installed anchors. ASME Pressure Vessels & Piping Conference, Vancouver, Canada, (2017)
- [6] Dwenger, F., Garrecht, H., Kerkhof, K., and Muhammad A.: Development and verification of models for post-installed anchors under dynamic loading and crack cycling in the anchorage zone. Proceedings of SMiRT 24, Busan, Korea, (2017)
- [7] Kerkhof, K., Dwenger, F., Birtel, V., Fröhlich, T., Henkel, F.-O.: Influence of piping support conditions on structural dynamics including post-installed anchors. Proceedings of SMiRT 23. Manchester, UK, (2015)
- [8] Ries, M., Bauer, M., Hahn, T. und F.-O. Henkel. Seismic test of pipe system supporting anchors by a linear shaker. Proceedings of SMiRT 23. Manchester, UK, (2015)
- [9] Kerkhof, K., Dwenger, F., Birtel, V., Fröhlich, T. und Henkel, F.-O.: Einfluss von Halterungssteifigkeiten auf das strukturdynamische Verhalten von Rohrleitungen. SIA Dokumentation D 0255, Erdbeben und bestehende Bauten, 14. D-A-CH-Tagung, Zürich, CH, (2015)
- [10] Dwenger, F., Kerkhof, K., Mahadik, V., and Sharma, A.: Numerical studies describing the interactions of the coupled system "building - post installed anchor - piping" at seismic loading. International Conference on Noise and Vibration, ISMA2016, Leuven, Belgium
- [11] DEUTSCHES INSTITUT FÜR BAUTECHNIK (DIBt), Hrsg. Leitfaden für Dübelbefestigungen in Kernkraftwerken und anderen kerntechnischen Anlagen. Berlin, Juni 2010
- [12] Abaqus FEA, Finite Elemente Programm, SIMULIA, Version Abaqus/Standard 2016

Einfluss der statischen und dynamischen Ersatzsteifigkeiten des Untergrundes auf die Wirkung einer elastischen Gebäudelagerung

Dr. techn. **Alexander Tributsch**, Dr.-Ing. **Silke Appel**,
GuD Geotechnik und Dynamik Consult GmbH, Berlin;
Dipl.-Ing. **Bertram Grass**, Getzner Werkstoffe GmbH, Bürs

Kurzfassung

Die schwingungsmindernde Wirkung einer elastischen Gebäudelagerung wird in entscheidender Weise von der Nachgiebigkeit des Bodens und den Materialparametern der elastischen Lage bestimmt. Einen wesentlichen Parameter für die korrekte Wahl der elastischen Elemente, d.h. des Materialtyps, stellt die statische Pressung unterhalb einer Plattengründung dar. Die Verteilung der Bodenpressungen wird innerhalb der Projektbearbeitung i.d.R. vom Tragwerksplaner geliefert. Oft ergeben sich hier jedoch große Unsicherheiten bzgl. der Modellwahl und des Berechnungsverfahrens, aber auch in Hinblick auf die zu berücksichtigenden Lastfälle. Weitere Unsicherheiten folgen aus der Modellierung der dynamischen Steifigkeit des Untergrundes, welche wiederum maßgeblich das Schwingungsverhalten des elastisch gelagerten Gebäudes und folgend auch die erzielbare Dämmwirkung bestimmt.

Im Beitrag werden am Beispiel eines realen Projektes die Ergebnisse einer Sensitivitätsanalyse für Parameter wie die Größe und Verteilung der statischen und dynamischen Ersatzsteifigkeiten von Boden und Elastomer diskutiert. Es werden darüber hinaus die prognostizierten Schwingungsamplituden verschiedener Modellvarianten verglichen, wobei die Bettung entweder mittels diskreter, jedoch lastabhängiger Einzelfedern oder durch eine Halbraumlösung (Thin-Layer-Method) berücksichtigt wird. Anhand der strukturdynamischen Modellrechnungen wurde darüber hinaus der Einfluss der statischen Bauwerkslasten, so z.B. die Berücksichtigung des Anteils der Verkehrslasten untersucht.

1. Wirkungsweise einer elastischen Gebäudelagerung

Die Wirkungsweise einer elastischen Gebäudelagerung kann grundsätzlich anhand des 1-Massen-Schwinger-Modells erläutert werden [1]. Hierbei werden die komplexen Steifigkeiten für den Baugrund und das Elastomer in Reihe geschaltet. Die schwingende Bauwerksmasse wird vereinfacht als starre Masse berücksichtigt. Die Dämmwirkung berechnet sich aus dem Verhältnis des ungedämmten zum gedämmten System.

Im Vergleich der Realteile der Steifigkeit von Boden und Elastomer ergeben sich für die z.B. in Berlin oder Hamburg typischen Bodenverhältnisse keine relevanten Unterschiede. In der Regel ist der Ersatzwert für das Elastomer sogar höher als der Realteil der Ersatzsteifigkeit des Baugrundes. Es handelt sich somit nicht um eine klassische Tiefabstimmung. Die Wirkung der Gebäudelagerung ergibt sich vielmehr aus der geringen Dämpfung der Elastomere im Vergleich zur hohen Abstrahlungsdämpfung des Baugrundes bei Plattengründungen. Das rechte Diagramm in Bild 1-1 zeigt, dass selbst bei gegenüber dem Baugrund deutlich steiferem Elastomer (theoretische Abstimmfrequenz von 10 Hz, 12 Hz und 15 Hz) eine Amplitudenreduktion oberhalb der Eigenfrequenz des nicht entkoppelten Bauwerks (hier 10 Hz) zu erzielen ist.

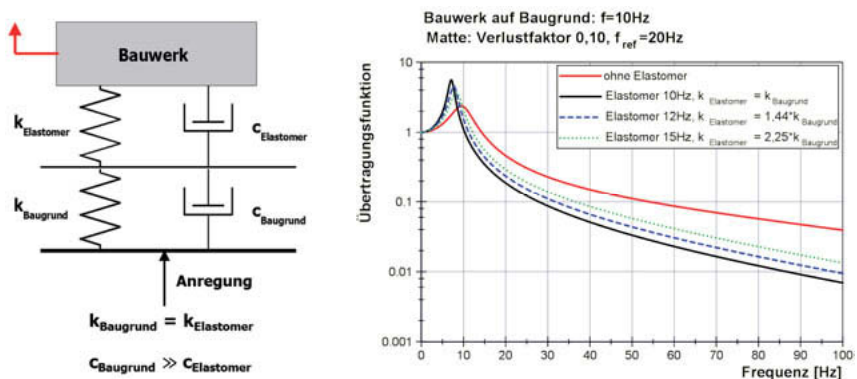


Bild 1-1: Ein-Massen-Schwinger-Modell des gelagerten Bauwerks (links), Übertragungsfunktionen ohne/mit Elastomer, konst. Boden- und var. Lagersteifigkeiten (rechts)

In Bild 1-2 sind die Übertragungsfunktionen ohne und mit Elastomer (8 Hz) für variierende Bodenverhältnisse dargestellt. Die Baugrundsteifigkeit hat beim nicht entkoppelten Bauwerk einen deutlichen Einfluss auf die Schwingungsantwort im Gebäude, während die Übertragungsfunktionen mit Elastomerlagerung für die gezeigten Parameterkombinationen fast deckungsgleich und somit nahezu unabhängig vom Baugrund sind. Für die Umrechnung des mechanischen Verlustfaktors in das im FE-Solver hinterlegte viskose Dämpfungsmodell wurde eine Bezugsfrequenz f_{ref} , d.h. eine maßgebliche Anregungsfrequenz, von 20 Hz gewählt.

In Bild 1-1 und Bild 1-2 ist erkennbar, dass die Parameter der elastischen Lagerung die im Gebäude zu erwartenden Schwingungsamplituden stärker beeinflussen als die Baugrundsteifigkeit. Dies bedeutet im Umkehrschluss aber auch, dass sich eine höhere Wirksamkeit der elastischen Entkoppelung bei steifen im Vergleich zu weichen Böden einstellt.

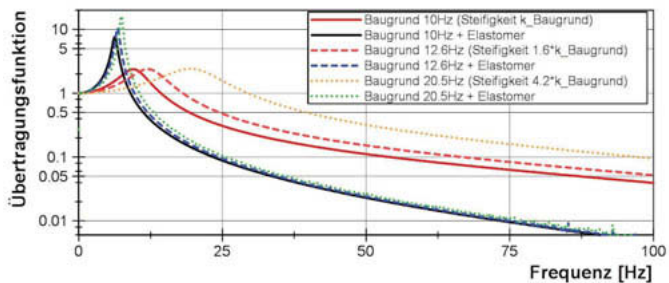


Bild 1-2: Übertragungsfunktion ohne/mit Elastomer 8 Hz, Bodensteifigkeit (1-, 1,6-, 4,2-fach)

2. Materialien

Durch eine elastische Gebäudelagerung unterhalb einer Bodenplatte sind je nach Auslegung und Untergrundverhältnissen in einem für die Anregung aus dem Schienenverkehr typischen Frequenzbereich zwischen 30 und 120 Hz Dämmwirkungen von 10 bis 20 dB realisierbar. Die hierfür verwendeten Werkstoffe bestehen z.B. aus Naturkautschuk, synthetischem Kautschuk, Polyurethan oder Stahlfedern (hier nicht Gegenstand der Untersuchungen). Die ersten drei Materialien gehören zu den zelligen Elastomeren, welche alleine durch die Dichte und chemische Zusammensetzung an die erforderliche statische Tragfähigkeit angepasst werden können. Im Falle der Überbelastung (mittelgrauer Bereich / „Arbeitsbereich“ in Bild 2-1) neigt das Material zum Kriechen, wobei sich der dynamische E-Modul in der Regel vermindert und erst bei extremer Überbelastung (dunkelgrauer Bereich) wieder erhöht. Eine Unterbelastung des Materials führt zu einer höheren dyn. Elastizität, was das Kosten-Nutzen Verhältnis der Gebäudelagerung verschlechtert. Die Berücksichtigung der lokalen Pressungen ist für die Wahl des geeigneten Materials der elastischen Lagerung somit wichtig.

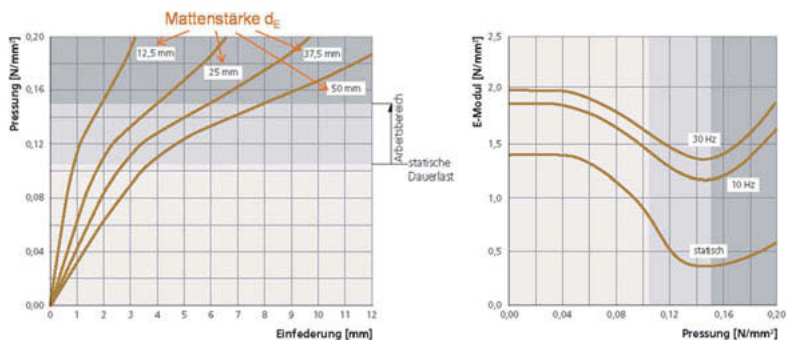


Bild 2-1: Zusammenhang zwischen Pressung, Einfederung und E-Modul

Der dynamische Elastizitätsmodul verhält sich nichtlinear zur statischen Pressung, zur Anregungsfrequenz und, je nach Material, zur Anregungsamplitude. Beispielhaft sind in Bild 2-1 die Zusammenhänge verschiedener Parameter für ein Sylomer® SR110 dargestellt [2]. Im rechten Diagramm ist erkennbar, dass der dynamische E-Modul und somit die Materialsteifigkeit bei geringen Pressungen (hellgrauer Bereich) deutlich höher ausfallen kann als bei den Pressungen im typischen Arbeitsbereich (mittelgrauer Bereich). Dies verdeutlicht nochmals die Notwendigkeit der korrekten Auslegung hinsichtlich der realen, statischen Verhältnisse.

3. Projektbeispiel

In Berlin-Mitte, direkt an einer Straßenkreuzung, wird ein Wohn- und Geschäftshaus mit einem Untergeschoss und acht aufgehenden Geschossen errichtet, siehe Bild 3-1. Östlich des Grundstücks verläuft ein U-Bahntunnel, südlich wird das Bauwerk durch Straßenbahnverkehr beeinflusst. Im Zuge von Schwingungsmessungen auf dem Baufeld bzw. in der ausgehobenen Baugrube wurde die maßgebliche Schwingungsanregung aus dem Schienenverkehr erfasst. Das Gebäude wurde mittels eines 3D-Finite-Elemente-Modells abgebildet, woraus maßgebliche Deckeneigenfrequenzen oberhalb von ca. 14 Hz ermittelt wurden. Bei der Berechnung der resultierenden Deckenschwingungen infolge der Anregung aus dem Schienenverkehr ist die Berücksichtigung der Boden-Bauwerks-Interaktion von entscheidender Bedeutung. Grundsätzlich kann laut [3] die komplexe Ersatzsteifigkeit eines als ideal starr angenommenen Fundamentes in vertikaler Richtung (z) mit

$$k_z = \frac{4 \cdot G_d \cdot r}{1 - \nu} \quad c_z = \frac{3,4 \cdot r^2}{1 - \nu} \sqrt{G_d \cdot \rho}$$

beschrieben werden, wobei der dynamische Schubmodul G_d spannungsabhängig nach

$$G_d = \frac{625}{0,3 + 0,7 \cdot e^2} \sqrt{\sigma'_0}$$

zu berücksichtigen ist. Hierin stehen die Variablen r , ν und ρ für den Ersatzradius des äquivalenten Kreisfundaments, die Querdehnzahl und die Materialdichte des Baugrunds. Die Porenzahl e und die allseitige mittlere effektive Spannung σ'_0 bestimmen den dynamischen Schubmodul.

Für eine elastische Fundamentplatte sind Steifigkeit und Dämpfung lokal unterschiedlich und frequenzabhängig zu betrachten. Aufgrund der relativ geringen Abmessungen der 80 cm starken Fundamentplatte und der aussteifenden Wände im Untergeschoss wurde vereinfachend von einer steifen Fundamentplatte zur Bestimmung der Feder- und Dämpfungsparameter ausgegangen, sodass o.g. Formeln Anwendung fanden. Die Lastabhängigkeit des Schubmoduls wurde über entsprechende iterative Berechnungen berücksichtigt.

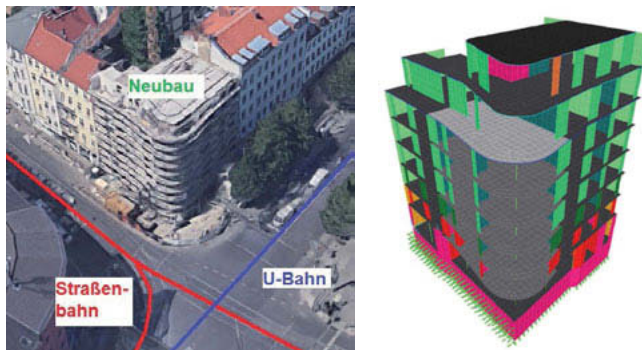


Bild 3-1: Luftaufnahme (Quelle: maps.google.com) und Modell des Neubaus

4. Berechnungsergebnisse diskretes Modell

4.1 Vorgehensweise

Die zur Wahl des geeigneten Materialtyps erforderlichen Bodenpressungen werden i.d.R. vom projektbeteiligten Statiker ermittelt. Genau hier zeigten sich in der Vergangenheit große Unsicherheiten. Während der Statiker für die Bodenplatte maximale Belastungen aus vielen Lastfallkombinationen inkl. Teilsicherheitsbeiwerten berücksichtigt, sind für die Auslegung der Gebäudelagerung die real erwarteten Bauwerkslasten erforderlich. Zu hohe – für Belange der Statik auf der sicheren Seite liegende – Bodenpressungen führen zu einer Unterbelastung der Elastomermatten und somit zu einer verminderten Wirksamkeit der Gebäudeentkoppelung. Für die Verteilung der Bodenpressungen spielt der Ansatz des Bettungsmoduls (Baugrundsteifigkeit) eine große Rolle, da hohe Bettungsmodule Lasten anziehen. Im Folgenden werden die Auswirkungen unterschiedlicher Bodenpressungen und Auslegungen auf das dynamische Verhalten des gedämmten Systems anhand des 3D-FE-Modells untersucht.

4.2 Baugrundsteifigkeit

In der Statik werden erhöhte bzw. verschiedene Bettungsmodule oft in den Randbereichen oder unterhalb der Kerne angesetzt. Der Einfluss verschiedener Ansätze für die Bettung soll nachfolgend anhand der Übertragungsfunktionen vom Baugrund auf Deckenfelder untersucht werden.

In einem ersten Schritt werden

- der Ansatz einer mittleren Bodensteifigkeit unterhalb der gesamten Bodenplatte bzw.
- der Ansatz der lokal resultierenden Bodensteifigkeit unterhalb der Bodenplatte nach mehreren Iterationsschritten

betrachtet. Die veränderte Bodenpressung in Abhängigkeit der angesetzten Bodensteifigkeit für das Modell ohne Gebäudelagerung zeigt Bild 4-1. Bei der iterativen Anpassung der Bodenfedern (rechtes Diagramm) kommt es im Vergleich zur mittleren Bodensteifigkeit zu deutlichen Lastkonzentrationen/-erhöhungen in Bereichen mit lokal höheren Belastungen (innenliegendes Treppenhaus, entlang von Außenwänden).

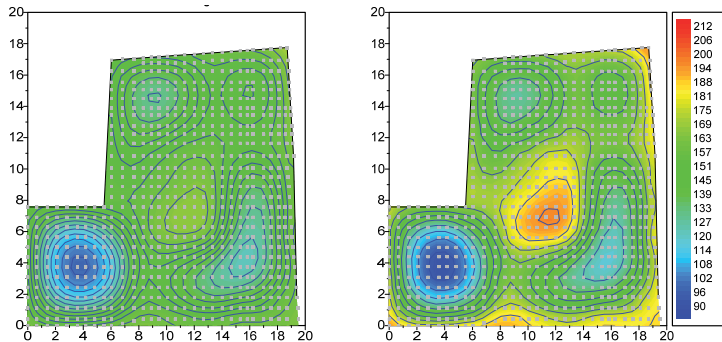


Bild 4-1: Resultierende Bodenpressung (in kN/m^2) bei Ansatz einer mittleren Bodensteifigkeit (links), bei angepasster Bodensteifigkeit nach dem 2. Iterationsschritt (rechts)

Es wurden ein Modell ohne elastische Lagerung und ein Modell mit elastischer Lagerung untersucht, wobei für die Gebäudelagerung eine „theoretische“ Abstimmfrequenz von 8 Hz angesetzt wurde. Wie der Vergleich in Bild 4-2, oben für das ungedämmte und unten für das gedämmte Modell, zeigt, hat die Verteilung der Bodensteifigkeit bei ausreichend steifer Bodenplatte nahezu keinen Einfluss auf das Schwingungsverhalten der Deckenfelder.

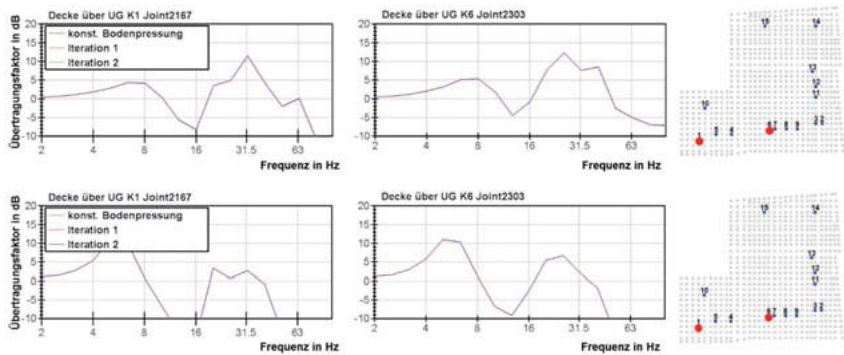


Bild 4-2: Übertragungsfaktor Baugrund → 2 Deckenknoten, ungedämmtes Modell oben, gedämmtes Modell unten

Für das gedämmte Modell wurden folgend die Übertragungsfunktionen für zwei weitere Varianten gegenübergestellt:

- Ansatz eines erhöhten Bettungsmoduls am Rand (Bild 4-3, links oben)
- Ansatz einer verteilten Bodensteifigkeit nach Iteration (Bild 4-3, rechts oben)

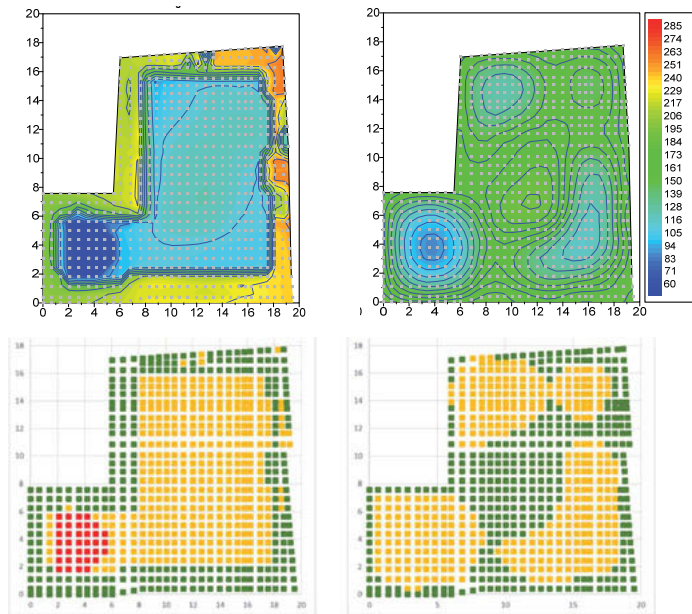


Bild 4-3: Resultierende Bodenpressung in kN/m² (oben) und Wahl der Materialien Syldyn® NB (rot), NC (gelb) und ND (grün), auf Basis der Pressungen (unten)

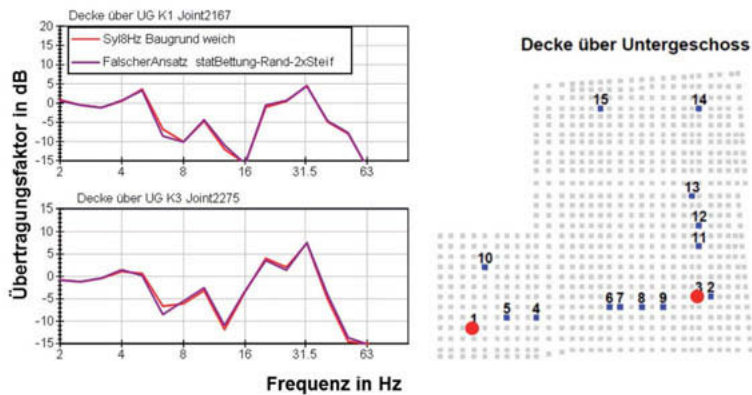


Bild 4-4: Gedämmtes System mit Syldyn® NB/NC/ND, zwei unterschiedl. Bettungsmodule

Auf Basis der Bodenpressungen wurden reale Gebäudelagerungen mit Sylodyn®-Materialien der Getzner Werkstoffe GmbH ausgelegt (Bild 4-3 unten) und Übertragungsfunktionen berechnet (Bild 4-4). Trotz der unterschiedlichen Auslegung ergeben sich für die Schwingungsantworten der Deckenfelder des Gebäudes nahezu keine Unterschiede.

Des Weiteren wurde der generelle Einfluss der dynamischen Baugrundsteifigkeit auf die resultierenden Deckenschwingungen untersucht (Bild 4-5). Die Baugrundsteifigkeit beeinflusst vorwiegend das Ergebnis der Deckenschwingungen im ungedämmten System. Steifere Baugrundfedern führen zu höheren dynamischen Anregungskräften und somit zu höheren Schwingungsamplituden im Gebäude (Bild 4-5 links). Wird die elastische Gebäudelagerung angesetzt, werden die Amplitudendifferenzen der einzelnen Modelle nahezu ausgeglichen (Bild 4-5 rechts). Das bedeutet, dass die Baugrundsteifigkeit, wie schon am 1-Massen-Schwinger gezeigt, einen Einfluss auf die erzielbare Dämmwirkung hat. Im gedämmten System bestimmt dagegen die elastische Lagerung maßgeblich die Schwingungsantworten.

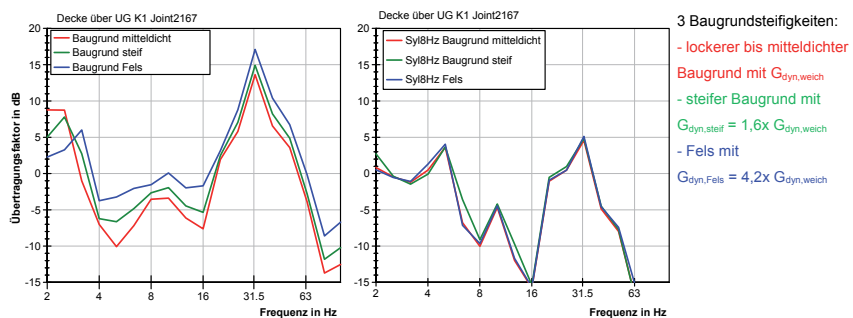


Bild 4-5: Vergleich Übertragungsfaktoren, drei Baugrundsteifigkeiten, ohne/mit Lagerung

4.3 Verkehrslasten

Oft stellt sich die Frage, inwieweit die Verkehrslasten für die Auslegung der Gebäudelagerung maßgebend sind. Für Büro- und Wohnflächen werden i.d.R. in der dynamischen Berechnung 30% der für statische Berechnungen zugrunde zu legenden Verkehrslasten berücksichtigt. In der beispielhaften Gegenüberstellung wurden 0 kN/m² und 1 kN/m² als zusätzliche, auf den Geschossdecken gleichverteilte Lasten berücksichtigt. Bild 4-6 verdeutlicht, dass die zusätzliche Last von 1 kN/m² einen untergeordneten Einfluss auf die Deckenschwingungen hat. Insbesondere bei höheren, mehrgeschossigen Gebäuden summieren sich jedoch diese Lasten,

sodass diese trotz geringem Einfluss auf die lokale Schwingungsantwort der jeweiligen Decke doch in der Berechnung der Mattenpressungen berücksichtigt werden sollten.

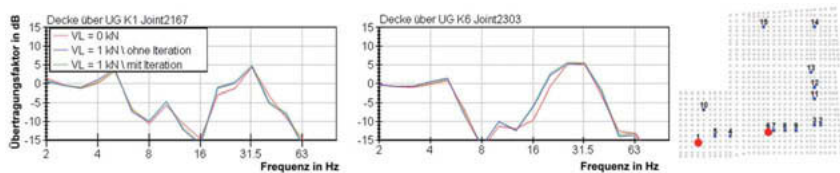


Bild 4-6: Gedämmtes Bauwerk mit Abstimmfrequenz bei 8 Hz, Einfluss der Verkehrslast

5. Berechnungsergebnisse Halbraummodell

Anhand des Modells mit diskreten Feder-Dämpfer-Elementen konnte gezeigt werden, dass der Ansatz und die Verteilung der Bodensteifigkeit/Bodenpressung auf die Schwingungsantworten im elastisch gelagerten Bauwerk nur einen geringen Einfluss haben. Dies soll mittels einer alternativen, numerischen Berechnung mit SASSI2000, unter Abbildung des Bodens nach der Thin-Layer-Methode, und eines vereinfachten Ersatzmodells nachvollzogen werden.

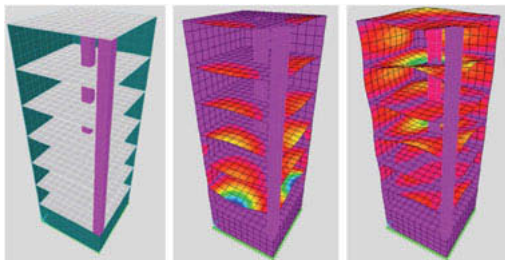


Bild 5-1: Ersatzmodell, erste Deckeneigenformen bei 15,0 und 23,7 Hz

Für zwei verschiedene Bodensteifigkeiten (homogener Baugrund mit $G_{dyn1} = 58 \text{ MN/m}^2$, $G_{dyn2} = 233 \text{ MN/m}^2$) und drei Modellvarianten

- ungedämmtes Bauwerk,
- Dämmung mit konstanter Elastomersteifigkeit über die Bodenplatte („global“ 8Hz),
- Dämmung mit angepasster Elastomersteifigkeit entspr. Bodenpressung („lokal“ 8Hz)

wurden die Übertragungsfunktionen für den Knoten A in der 3. Ebene ermittelt (Bild 5-2). Die Kurven bestätigen weitgehend die zuvor für diskrete Ersatzfedern dargestellten Ergebnisse. Für das gedämmte System zeigt sich ein markanter Einfluss der Baugrundsteifigkeit in der Gesamtsteifigkeit nur in den sehr niedrigen Frequenzen unter 8 Hz. Die Verteilung der Steifigkeiten des Elastomers spielt im gesamten Frequenzbereich nahezu keine Rolle. Auch

bestätigt sich, dass die Schwingungsantworten des gedämpften Modells nur geringfügige Abweichungen bzgl. eines weichen oder eines steifen Baugrundes aufweisen.

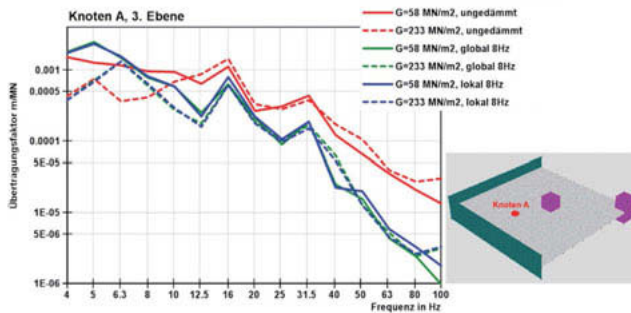


Bild 5-2: Berechnete Übertragungsfunktionen, 3. Ebene, Knoten A

6. Zusammenfassung

Anhand von einfachen und komplexeren strukturdynamischen Modellen wurde gezeigt, dass die Schwingungsantworten in elastisch gelagerten Gebäuden weitgehend unsensibel auf die hier untersuchten Parameter sind. Die Verteilung der Bodenpressungen bzw. die daraus abgeleiteten Ersatzfedersteifigkeiten haben keinen maßgeblichen Einfluss auf die Übertragungsfunktionen vom Baugrund auf Deckenfelder im Gebäude. Ebenso ist auch infolge der Berücksichtigung oder Vernachlässigung von Nutzlasten bei Wohn-/Büroflächen nicht davon auszugehen, dass die prognostizierten Schwingungsamplituden relevant beeinflusst werden.

Bei der Auslegung einer elastischen Gebäudelagerung ist basierend auf den vorgestellten Erkenntnissen nicht davon auszugehen, dass sich kleine Abweichungen im Ansatz der Bettung und der Gebäudelasten überproportional auf die prognostizierten Schwingungsamplituden im Bauwerk auswirken. Wichtig ist bzgl. der Auslegung der Gebäudelagerung, dass Elastomere

- großflächig nicht überbelastet werden (Kriechneigung) und
- großflächig nicht deutlich unterbelastet werden (Minderung der Dämmwirkung).

Daher muss seitens des Tragwerksplaners vorrangig sichergestellt werden, dass die Gesamtlast des Gebäudes realitätsnah erfasst wird. Der Abgleich der von Tragwerksplanern gelieferten Lasten und Bodenpressungen mit den eigenen 3D-Modellen des Baudynamikers erzielt folglich eine höhere Sicherheit der gewählten Elastomermatten-Auslegung.

7. Literaturverzeichnis

- [1] Silke Appel: Dissertation „Einfluss der Steifigkeit von Baugrund und Gründung auf die Abschirmung von Schienenverkehrserschütterungen mit Elastomermatten“, 2011
- [2] Getzner Werkstoffe GmbH: Produktunterlagen Sylomer® SR110
- [3] Empfehlungen des Arbeitskreises 1.4 für Baugrunddynamik der DGGT, Stand 2002

Dämmwirkungsprognosen unter der Berücksichtigung des Untergrunds

Insertion loss forecasts considering geodynamic effects

Univ. Prof. Dr. **Peter Steinhauser**,
Steinhauser Consulting Engineers ZT GmbH, Wien, Österreich

Kurzfassung

Die Einfügungsdämmung von Unterschottermatten (USM) wird häufig nach einem analytischen Verfahren berechnet, das auf Punktimpedanz aufbaut, was erlaubt, das Schwingungsverhalten der Massenpunkte zu vernachlässigen. Da der Untergrund ebenso wie lastabtragende Bauteile (z.B. Tunnelsohle) als ausgedehnte Körper anzusehen sind, die ein viskoelastisches Schwingungsverhalten besitzen, kann dies in der Praxis wesentlichen Einfluss auf die erzielbare Dämmung besitzen. Es wird gezeigt, dass durch Kombination des Impedanzmodells der USM - Dämmung mit einem analytischen Schwingungsmodell eines geschichteten Untergrunds die Dämmwirkungsprognose signifikant verbessert werden kann. Dies wird an einem Fallbeispiel erläutert.

Abstract

The insertion loss of ballast mats can be calculated by an analytic model, which treats the train - rail - ballast element as well as the ballast mat itself as mass points and the substratum as rigid body. Thus, the point impedance technique can be used. But underground layers are voluminous bodies which altogether own visco elastic vibration properties specific for the local conditions. It is shown that combining the impedance model of insertion loss with an analytic model for the geodynamics of a layered underground significantly improves the forecast. A case study illustrates this.

1. Einleitung

Eisenbahnerschütterungen werden am wirkungsvollsten an der Emissionsquelle bekämpft. Für eine erfolgreiche Erschütterungsdämmung ist daher die richtige Beurteilung der jeweils vorhandenen Emissionsbedingungen von großer Bedeutung. In dieser Untersuchung wird diskutiert, welchen Einfluss der Untergrund auf das Emissionsverhalten besitzt und wie dies in der Prognosenberechnung der Dämmwirkung berücksichtigt werden kann.

2. Klassische Unterschottermatten (USM) - Berechnung

Das von Wettchureck und Kurze [1] entwickelte Verfahren zur Berechnung der Einfügungsdämmung einer USM geht von einem analytischen Impedanzmodell aus. Dabei wird die Wechselwirkung der Quellimpedanz Z_i des aus ungefederter Radsatzmasse - Schiene - Schwelle - Schotterbett bestehenden Anregungssystems mit der Impedanz der USM Z_M berechnet. Diese beiden Systemteile bilden ein geschlossenes System, d.h. die Abschlussimpedanz Z_T des die nächste Stufe des Ausbreitungswegs bildenden Planums ist theoretisch unendlich (= starre Unterlage) bzw. sehr viel größer als die Quellimpedanz angenommen. Bild 1 zeigt dieses Schema [2]. Die Einfügungsdämmung der USM, die als dünne Schicht ohne eigenes Schwingungsverhalten fungiert, ergibt sich dabei durch die Beziehung

$$L_e = 20 \lg \left| 1 + \frac{1/Z_M}{1/Z_i + 1/Z_T} \right|$$

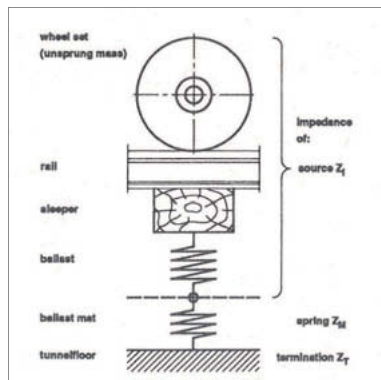


Bild 1: Impedanzmodell zur Berechnung der Einfügungsdämmung auf starrer Unterlage.

Die Bedingung des unendlich großen Abschlusses wird näherungsweise nur auf der Betonsohle eines Tunnels erfüllt werden. Ansonsten muss der Unterlage ebenfalls Federsteifigkeit zugeordnet werden [2]. Eine Abschlussimpedanz endlicher Größe bedeutet aber, dass aus dem Schwingkreis von Bild 1 nunmehr Schwingungsenergie in den Untergrund abgeleitet wird und zwar abhängig von der Ausbreitungsgeschwindigkeit der Erschütterungswellen. Durch diese Systemdämpfung wird die Wirksamkeit der USM reduziert. Bild 2 vergleicht dazu die Einfügungsdämmung einer Unterschottermatte auf starrer Unterlage mit einer auf Planum bei einem Verformungsmodul $E_{v2} = 180 \text{ MN/m}^2$. Infolge der Federwirkung des Untergrunds sinkt die Eigenfrequenz um knapp 2 Hz. Dem geringfügigen Anstieg der Dämmwir-

kung im 25 - 50 Hz Band steht jedoch ein deutlich höherer Dämmwirkungsverlust um rund 10 dB bei höheren Frequenzen entgegen.

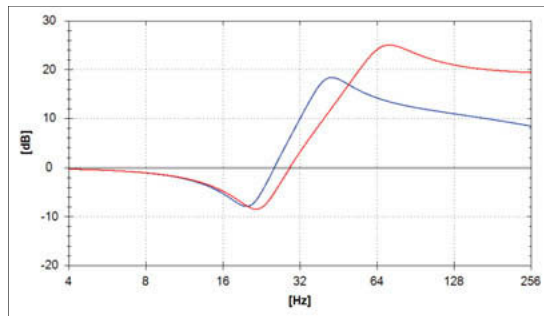


Bild 2: Vergleich der Einfügungsdämmung für eine ungefederte Radsatzmasse von 3000 kg auf einer USM mit $G_{\text{dyn}} = 0,042 \text{ N/mm}^3$ auf starrer Unterlage (rot) und auf einem steifen Planum (blau)

In welchem Ausmaß sich die Betonsohle eines Tunnels an die Voraussetzung einer starren Unterlage annähert, ist durch Impedanzmessungen beim Bau des Lainzer Tunnels in Wien untersucht worden. Dabei erfolgten im bebauten Abschnitt auf 5 km Länge an insgesamt 37 Positionen Bestimmungen der Punktimpedanz auf der zumindest 1 m starken Betonsohle des Tunnels. Im Bild 3 sind die Ergebnisse zusammenfassend dargestellt.

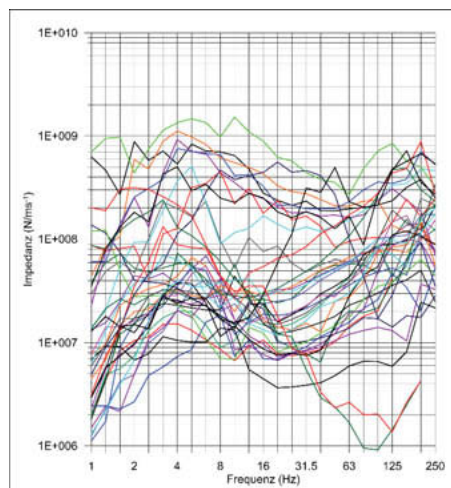


Bild 3: Übersicht der Terzspektren der Punktimpedanz auf der Betonsohle des Lainzer Tunnels

Aus Bild 3 ist ersichtlich, dass die Impedanzen eine Streubreite von 2 - 3 Größenordnungen besitzen und die Vergleichbarkeit mit einer starren Unterlage bereits fragwürdig zu werden beginnt. Trotz einheitlich steifer Tunnelröhre macht sich offensichtlich die Einbettung in verschiedene geologische Strukturen, die von pleistozänen und miozänen Sedimenten bis zu harten Flyschgesteinen reichen, durch unterschiedliche Steifigkeiten bemerkbar. Der unterschiedliche Verlauf der Impedanz - Terzspektren im Bild 3 stellt einen deutlichen Hinweis dafür dar, dass die Eigenfrequenzspektren der Untergrundstrukturen das Schwingungsverhalten des Tunnels merklich beeinflussen.

3. Geodynamik

Auf ausgedehnten Strukturen, wie die verschiedenen geologischen Körper des Untergrundes ist das bisher betrachtete Modell der Punktimpedanzen nicht anwendbar. Neben dem Schwingungswiderstand muss auch das viskoelastische Schwingverhalten dieser ausgedehnten Körper berücksichtigt werden. Auch geologische Strukturen besitzen als elastische Körper Eigenfrequenzen die von den elastischen Moduli und den Körperdimensionen abhängen, wie dies Bild 4 schematisch für die Grundschiwingung und beiden ersten Oberschwingungen einer in Resonanz befindlichen Schicht dargestellt ist.

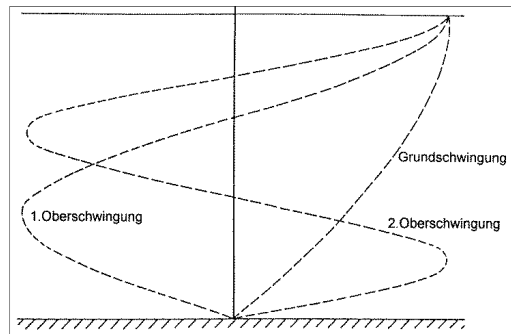


Bild 4: Eigenfrequenzen einer elastischen Schicht

Der typische Aufbau des oberflächennahen Untergrunds besteht aus einer Reihe unterschiedlicher Sedimentschichten, die letztlich auf einem Grundgebirge aus Festgestein lagern. Wie die verschiedenen Aufschlussverfahren immer wieder zeigen, weisen die Schichtgrenzen meistens nur ein geringes Relief auf und verlaufen in erster Näherung horizontal. Dabei ist außerdem die horizontale Ausdehnung der einzelnen Schichten meistens sehr viel größer als die jeweilige Schichtmächtigkeit. Daher kann der Untergrundaufbau im Allgemei-

nen mit ausreichender Genauigkeit durch eine Folge ausgedehnter, ebener Schichten modellmäßig erfasst werden, wobei das Modell nach unten durch einen elastischen Halbraum abgeschlossen wird.

Bei hinreichend homogenem und isotropem Aufbau der Schichten existiert nach dem Verfahren von Roesset [3] eine analytische Lösung für die Berechnung der Spektren der P- und S-Wellen der Erschütterungen. Die Anzahl der auftretenden Schwingungsordnungen wird dabei durch die Viskosität des Materials nach oben hin begrenzt.

Wenn der Untergrund aus mehr als zwei Schichten aufgebaut ist, so überlagern sich die Resonanzfrequenzen der einzelnen Schichten, wobei die Bedeutung der Oberwellen beträchtlich zunimmt und oft dominant wird. Auch für komplexe Schichtfolgen (z.B. Geschwindigkeitsinversionen) ist die Berechnung der Frequenz - Übertragungsfunktion nach diesem Verfahren möglich. Für jede Schicht j kann man dabei die Verschiebung in lokalen Koordinaten (u_j, x_j) mit

$$u_j = E_j e^{i(p_j x_j + wt)} + F_j e^{-i(p_j x_j - wt)}$$

ausdrücken.

In die Terme E_j und F_j , mit denen die Kompatibilität zwischen den einzelnen Schichten hergestellt wird, gehen die Dichte, die Schichtmächtigkeit, die elastischen Moduli und die Viskosität ein, wobei letztere proportional zur kritischen Dämpfung und indirekt proportional der Frequenz angesetzt wird.

Unter der Bedingung, dass an der freien Oberfläche $E_1 = F_1$ gilt ergibt sich durch Rekursion

$$E_{n+1} = aE_1$$

$$F_{n+1} = bF_1$$

Daraus ergibt sich die Übertragungsfunktion über dem elastischen Halbraum

$$A(\omega) = \frac{2E_1}{|2E_{n+1}|} = \frac{1}{|a|}$$

Da P- und S-Wellen unterschiedliche Ausbreitungsgeschwindigkeiten besitzen, bestehen auch unterschiedliche spektrale Übertragungsfunktionen für beide Wellengattungen. Das S-Wellenspektrum ist auch auf Oberflächenwellen anwendbar, da der Unterschied in den Ausbreitungsgeschwindigkeiten meist vernachlässigbar klein ist.

Refraktionsseismische Profile und/oder bohrlochseismische Messungen liefern die für die einzelnen Modellschichten benötigten Daten der P- und S-Wellengeschwindigkeit, sowie der Schichtmächtigkeiten.

Um die elastische Rückkopplung dieses analytischen Untergrundmodells mit dem analytischen Impedanzmodell der Einfügungsdämmung der USM zu erhalten, ist die komplexe Multiplikation im Frequenzbereich erforderlich, was einer Faltung beider Funktionen im Zeitbereich entspricht [4].

4. Fallbeispiel

In einem vor 20 Jahren 4 gleisig ausgebauten Abschnitt der Westbahnstrecke der ÖBB wurde in dem Bereich einer unmittelbar benachbarten Siedlung einerseits die zulässige Fahrtgeschwindigkeit der Züge von 160 auf 250 km/h angehoben. Andererseits wurde im Zuge einer Bahnhofserweiterung vor dieser Siedlung eine Weichenverbindung zwischen den beiden nächstgelegenen Gleisen eingebaut. Die Folge waren massive Beschwerden der Anrainer über unzumutbare Erschütterungs- und insbesondere Sekundärschallimmissionen, was sich auch bei Immissionsmessungen bestätigte.

Als Grundlage für die Ausarbeitung der Immissionsschutzmaßnahmen standen zusätzlich zu den ursprünglichen Immissionsmessungen noch Kernbohrungsprofile, ein refraktionsseismischer Profilsatz und Emissionsdaten zur Verfügung.

Die stärksten Emissionen sind von den Fernverkehrszügen mit mehr als 180 km/h Fahrtgeschwindigkeit ausgelöst worden. Im Spektrum herrscht das Frequenzband von 23 - 90 Hz mit dem Maximum bei 65 Hz vor (Bild 5)

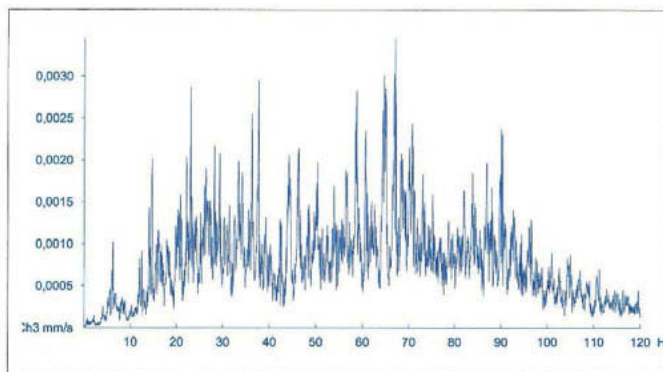


Bild 5: Mittleres Emissionsspektrum der Vertikalkomponente des Fernverkehrszuges

Die Kernbohrungen ergaben, wie Bild 6 beispielhaft zeigt, einen dreischichtigen Aufbau des Untergrunds bestehend aus etwa 2 m Mutterboden und Anschüttung über mächtige, sandige Kieslagen bis knapp 20 m Tiefe, wo tertiär Schlier ansteht.

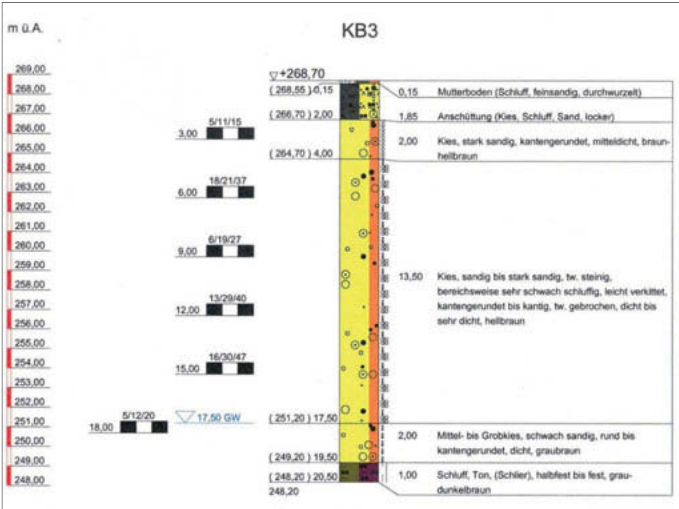


Bild 6: Bohrprofil

Die Analyse des Refraktionsseismik - Profils (Tabelle 1) zeigt jedoch ein wesentlich differenzierteres Bild, wonach die mächtige Kiesschicht dynamisch gesehen in 5 deutlich zu unterscheidende Horizonte einschließlich einer - dynamisch gesehen - kritischen Inversionszone gegliedert ist.

Tabelle 1: Mittlere seismische Geschwindigkeiten und Horizonttiefen

Tiefe (m)	P-Wellengeschw. (m/s)	S-Wellengeschw. (m/s)	Geologie
0-2	400	200	Boden, Anschüttung
2-4	700-800	300-400	lockere bis dichte, sandige Kiese
4-9	1000-1150	500-600	sehr dichte, sandige Kiese
9-15	900-1000	400-500	dichte, sandige Kiese
15-17	1200-1400	600-700	sehr dichte, sandige Kiese
17-20	1900	850-950	Grundwasserkörper
> 20	1200	1100	Schlier

Auf Basis der Refraktionsseismik ergeben sich nach dem Verfahren von Roesset die im Bild 7 wiedergegebenen mittleren spektralen Schwingungseigenschaften für Druck- und Scherwellen. Demnach befindet sich das Maximum der P-Wellen bei 40 Hz und das der S-Wellen bei 20 Hz.

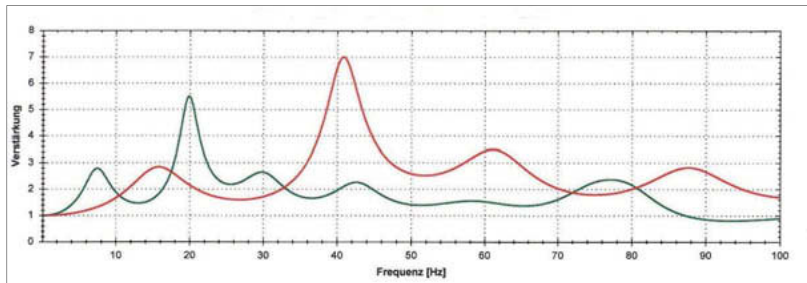


Bild 7: Eigenfrequenzspektren für P- und S-Wellen nach dem Verfahren von Roesset
rot: P-Wellen grün: S-Wellen

Auf Basis dieser Daten kann die USM-Einfügungsdämmung vorhergesagt werden. Sie erfolgt für eine USM mit einer dynamischen Bettungsziffer $\sigma_{\text{dyn}} = 0,042 \text{ N/mm}^3$ und eine ungefederte Radsatzmasse von 3000 kg. Die Berechnung erfolgte jeweils nach Wettschreck und Kurze, sowie zusätzlich unter Berücksichtigung des Untergrundmodells.

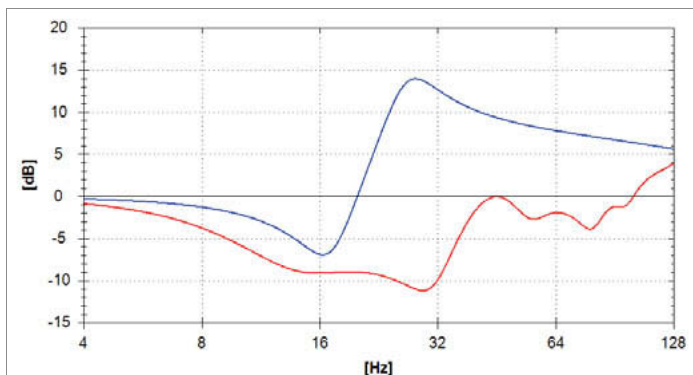


Bild 8: Einfügungsdämmung bei $E_{V2} = 80 \text{ MN/m}^2$
blau: Impedanzmodell mit Planumsteife $1,49 \cdot 10^8 \text{ N/m}$
rot: Untergrund-Rückkopplungsmodell

Als Variante 1 wurde die Dämmung auf dem bestehenden Planum mit $E_{v2} = 80 \text{ MN/m}^2$ bestimmt. Der Vergleich beider Modelle ist im Bild 8 dargestellt. Das Impedanzmodell ergibt eine der geringen Planumsteifigkeit entsprechende mittlere Dämmwirkung. Die Berücksichtigung der geodynamischen Rückkopplung zeigt aber, dass bis etwa 40 Hz aufwärts sogar Erschütterungsverstärkung vorherzusagen ist. Das Elastomer federt mangels entsprechendem Widerlager die Erschütterungen nicht ab, sondern verstärkt eher als zusätzliche weiche Schicht die Admittanz (Mobilität) des Untergrunds.

In der Variante 2 wurde das Planum durch eine 40 cm starke Stahlbeton-Tragplatte ersetzt. Das Ergebnis ist im Bild 9 wiedergegeben. Das Impedanzmodell auf starrer Unterlage ergibt eine entsprechend gute Dämmwirkung. Dem gegenüber vermindert die geodynamische Rückkopplung die Dämmwirkung zwar merklich, sie bleibt aber ausreichend groß, um die gestellten Immissionsschutzanforderungen zu erfüllen.

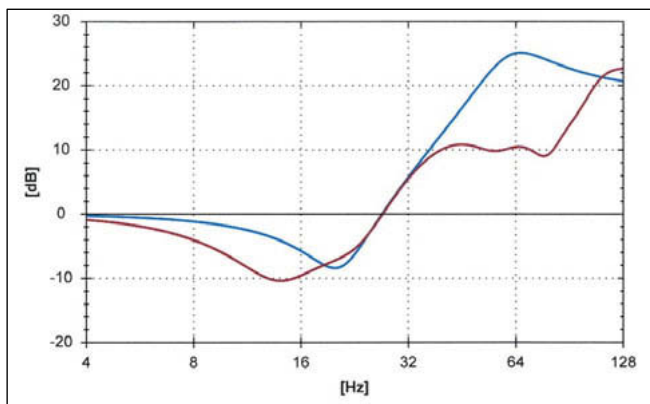


Bild 9: Einfügungsdämmung auf einer Stahlbetontragplatte
 blau: Impedanzmodell auf starrer Unterlage
 braun: Untergrund-Rückkopplungsmodell

Die Variante mit Betontragplatte ist eingebaut worden und wurde Ende 2017 in Betrieb genommen. Die Reaktion der Anrainer ist positiv. Kontrollmessungen werden entsprechend den ÖBB-Vorschriften erst nach einer halbjährigen Einfahrperiode erfolgen.

5. Schlussfolgerungen

Zusammenfassend ergibt sich für die Dämmwirkungsberechnung

- Das analytische Punktimpedanzmodell kann die USM-Dämmwirkung gut vorhersagen, solange die Voraussetzung einer starren Unterlage näherungsweise erfüllt ist.
- Der Anwendbarkeit des Impedanzmodells auf einen nur durch eine Federsteifigkeit beschriebenen Halbraum sind enge Grenzen gesetzt, da in der Regel der tragende Untergrund dafür zu komplex aufgebaut ist.
- Um das Schwingungsverhalten des Untergrunds angemessen bei der Dämmwirkungsberechnung zu berücksichtigen, ist die Kombination des Impedanzmodells mit dem analytischen Untergrundmodell von Roesset erforderlich, das rheologisch den Untergrund als Reihenschaltung von Kelvin-Körpern behandelt
- Refraktionsseismische oder bohrlochseismische Profile liefern alle erforderlichen Untergrunddaten

Literatur

- [1] Wettschureck, R. u U. J. Kurze,: Einfügungsdämmmaß von Unterschottermatten. *Acustica*, Vol. 58 (1985)
- [2] Wettschureck, R: Measures to reduce structure-borne noise emissions, induced by above-ground, open railway lines. *Rail Engineering International*, Edition 1997/1
- [3] Roesset, J. M.: *Fundaments of Soil Amplification*. Ed. Hansen: *Seismic Design for Nuclear Power Plants*. (1970)
- [4] Horn, N., P. Steinhauser und A. Vogelmann: Zur Auswirkung der Geodynamik auf das Erschütterungs-Dämmverhalten von Unterschottermatten. *Bauingenieur*, Bd. 82 (2007)