

Ermittlung der Tragfähigkeit historischer und neuerer Geschosdecken mit Hilfe von Schwingungsuntersuchungen

Zwischenbericht

AZ 24328/01
Referat 23

Projektbeteiligte

Ingenieurbüro H. Sellmann
(Bevolligungsempfänger)
Beratender Ingenieur für Bauwesen
Statik und Konstruktion
Dipl.-Ing. H. Sellmann
Konkordiastr. 14b
30449 Hannover

DIPL.-ING. HARTWIG SELLMANN

Beratender Ingenieur für Bauwesen, Statik und Konstruktion



Konkordiastraße 14b
30449 Hannover
Telefon (05 11) 45 33 38
Fax (05 11) 44 23 63
buero@sellmann.net

Institut für Statik und Dynamik
Leibniz Universität Hannover
Prof. Dr.-Ing. habil. R. Rolfes
Appelstr. 9A
30167 Hannover



Projektdauer: 23 Monate
Berichtszeitraum: 30.04.2007 bis 31.03.2009

Hannover, April 2009

Ansprechpartner

Ingenieurbüro H. Sellmann

Dipl.-Ing. Hartwig Sellmann (Projektleiter)

Konkordiastr. 14b
30449 Hannover
Tel. 0511 – 210 – 2775

Institut für Statik und Dynamik

Dipl.-Ing. Anne-Kathrin Ungrad

Appelstraße 9A
30167 Hannover
Tel. 0511 – 762 – 4208
a.ungrad@isd.uni-hannover.de

Dipl.-Ing. Wolf-Jürgen Gerasch

Appelstraße 9A
30167 Hannover
Tel. 0511 – 762 – 2247
wj.gerasch@isd.uni-hannover.de

Inhalt

1	EINLEITUNG.....	1
1.1	Motivation	1
1.2	Projektbeschreibung und Zielsetzung.....	1
1.3	Gliederung des Zwischenberichts.....	1
2	STAND DER TECHNIK – STATISCHE UND DYNAMISCHE METHODEN ZUR ERMITTLUNG DES BAUWERKSZUSTANDS	2
2.1	Statische Methoden.....	2
2.2	Dynamische Methoden.....	3
3	DAS DIAGNOSEVERFAHREN	5
3.1	Einordnung in den wissenschaftlichen Kontext.....	5
3.2	Beschreibung und Vorgehensweise.....	5
4	THEORETISCHE GRUNDLAGEN	8
4.1	Ermittlung der Lagerungsbedingungen	8
4.1.1	Modale Parameter – Eigenfrequenzen, Eigenformen und Dämpfung.....	8
4.1.2	Modellvalidierung.....	9
4.2	Ermittlung des Tragvermögens.....	11
4.2.1	Steifigkeit des Systems aus Erregerkraft und Systemantwort.....	13
4.2.2	Ersatzkennwert unter Berücksichtigung der Tragreserven	17
4.3	Implementierung eines Berechnungs- und Auswerteprogramms	19
5	MESSKONZEPT	20
5.1	Messtechnik.....	20
5.2	Eingesetzte Anregungsarten.....	21
5.2.1	Impuls	21
5.2.2	Schwingerreger.....	24
5.3	Exemplarischer Messaufbau	26
6	ERMITTLUNG DES TRAGVERMÖGENS DER DECKENKONSTRUKTION EINES BÜROGEBÄUDES	28
6.1	Objektbeschreibung.....	28
6.2	Erläuterungen zu den statischen Berechnungen.....	29
6.3	Schwingungsmessungen	30
6.3.1	Voruntersuchungen.....	30
6.3.2	Messaufbau und Messdurchführung	31
6.3.3	Messergebnisse	31
6.4	Finite-Elemente-Modell und Modellvalidierung	35
6.5	Ermittlung des Tragvermögens.....	40

6.5.1	Steifigkeit des Systems aus Erregerkraft und Systemantwort.....	40
6.5.2	Ersatzkennwert unter Berücksichtigung der Tragreserven	43
7	ÜBERSICHT DER ARBEITSPAKETE	45
8	ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK	47
9	LITERATUR	49
9.1	Publikationen des Instituts für Statik und Dynamik sowie des ehemaligen Curt-Risch-Instituts	49
9.2	Weitere Publikationen	50

1 Einleitung

1.1 Motivation

Das zunehmende Alter der baulichen Infrastruktur und die Verknappung der natürlichen Rohstoffe erfordern auch in Bereichen des Bauwesens ein Umdenken. Anstatt des Abrisses und des Neubaus von Gebäuden wird in den kommenden Jahrzehnten die Lebensdauererlängerung, durch Sanierung und Umnutzung, bestehender (historischer) Gebäude im Fokus der Bautätigkeit stehen. Dies erfordert neue Methoden und Berechnungsverfahren, um zuverlässige Aussagen über den Ist-Zustand eines Bauwerks treffen zu können.

Wenn bestehende Konstruktionen einer modernen Nutzung zugeführt werden, muss gegenüber den Prüfinstanzen der Nachweis der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit erbracht werden. In vielen Fällen ist dies mit den für die statischen Berechnungen getroffenen, konservativen Annahmen nicht möglich, da die konstruktionsimmanenten Tragreserven rechnerisch nicht berücksichtigt werden können. Sanierungsmaßnahmen werden dann oft wesentlich aufwändiger und kostenintensiver als nötig, oder es erfolgt ein vollständiger Abriss und Neubau. Dies kann vermieden werden, wenn mit Hilfe von Tragwerksuntersuchungen in situ das Tragverhalten der wesentlichen Konstruktionsteile ermittelt werden kann [34].

1.2 Projektbeschreibung und Zielsetzung

Dieses Projekt beschäftigt sich mit der Entwicklung und Erprobung eines praxisgerechten Diagnoseverfahrens zur zerstörungsfreien Ermittlung der Tragreserven von Deckenkonstruktionen in historischen und neueren Gebäuden.

Die Tragreserven werden auf der Basis zeitabhängiger Kräfte ermittelt. Dafür werden im Rahmen des Projektes experimentelle, analytische und numerische Berechnungsverfahren miteinander kombiniert. Durch Schwingungsmessungen am Bauwerk, bei denen unter anderem mobile Erregeranlagen und Fallgewichte eingesetzt werden, werden die wesentlichen dynamischen Eigenschaften der Konstruktionen ermittelt. Dazu zählen die Eigenfrequenzen, die zugehörigen Eigenformen sowie die Systemdämpfung. Aus den Eigenschwingungsgrößen können die Randbedingungen des Systems ermittelt werden. Mit der im Rahmen der Messungen ermittelten Systemantwort auf die bekannte erzwungene Erregung kann die Steifigkeit des Gesamtsystems bestimmt werden. Auf der Basis eines numerischen Modells und a-priori-Kenntnissen der Konstruktion kann das Gesamttragvermögen der Deckenkonstruktion ermittelt werden.

Aus der Steifigkeit des Gesamtsystems und den bekannten Eigenformen kann in einem weiteren analytischen Berechnungsschritt ein Ersatzkennwert für die statischen Berechnungen abgeleitet werden. Dieser berücksichtigt die konstruktionseigenen Tragreserven und kann vom Tragwerksplaner verwendet werden.

1.3 Gliederung des Zwischenberichts

In diesem Zwischenbericht wird zunächst der derzeitige Stand der Technik beschrieben. Anschließend wird das Diagnoseverfahren erläutert und in den wissenschaftlichen Kontext eingeordnet. Darüber hinaus werden die theoretischen Grundlagen des Verfahrens dargestellt. Außerdem wird die eingesetzte Messtechnik vorgestellt. Der Stand der bisherigen Arbeiten wird anhand eines Beispielobjekts verdeutlicht. Abschließend werden die momentanen Grenzen des Verfahrens aufgezeigt und die notwendigen, weiterführenden Arbeitsschritte erläutert.

2 Stand der Technik – Statische und dynamische Methoden zur Ermittlung des Bauwerkszustands

2.1 Statische Methoden

Zur Erfassung der Tragfähigkeit eines bestehenden Bauwerks werden als klassische Methode Probelastungen mit großen statischen Lasten durchgeführt [6]. Dabei werden gleichzeitig die Verformungen des Tragwerks an kritischen Punkten aufgezeichnet und bewertet. Diese Probelastungen sind sehr zeit- und kostenintensiv [6], [30].

Um die Tragfähigkeit von Fachwerkbrücken bestimmen zu können, führten *Sanders et.al.* [25] Mitte der 70er Jahre in den USA statische Belastungsversuche an einer Fachwerkbrücke durch. Dabei wurde das Brückendeck aus Holz und die darunter angeordneten Stahlträger bis zum vollständigen Versagen belastet. In den 80er Jahren wurde die Tragfähigkeit von Stahlbetondecken von *Bader et.al.* [4] durch das sukzessive Aufbringen einer Wasserlast bestimmt. Dafür wurden Wannen mit Wasser gefüllt, während die sich einstellende Verformung der Konstruktion gemessen wurde.

Aktuell werden zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Konstruktionsteilen in Gebäuden ([22], [27], [30]) sowie von Brücken ([28], [29]) Belastungsrahmen zur Einleitung der externen statischen Belastung eingesetzt. Die Belastungsvorrichtung ist dabei gegen das Bauteil rückverankert. Gleichzeitig wird die Verformung des Bauteils gemessen. Durch das aufgezeichnete Last-Verschiebungs-Diagramm wird dann auf die Tragfähigkeit der Konstruktion geschlossen. Bei duktilen Stahlbetonbauteilen wird ein Selbstsicherungseffekt durch die Abgabe der Reaktionskraft gegen die verformungssteife Belastungsvorrichtung erzielt [30], da sich die Versuchslast bei beginnendem Versagen selbstsichernd reduziert. Bei wenig duktilen Bauteilen ist eine Absturzsicherung erforderlich [30]. Die Tragfähigkeit von Brücken kann des Weiteren im statischen Versuch durch den Einsatz von Belastungsfahrzeugen bestimmt werden [12], [29], [30].

Vockrodt und Schwesinger [33] untersuchten auf Grundlage der Methode der statischen Probelastungen von *Steffens* [30] eine Bogenbrücke, deren Tragfähigkeit rechnerisch nicht nachweisbar war. Allerdings erfolgte die Lasteinleitung, anstatt durch Belastungsvorrichtungen, durch die schrittweise Be- und Entlastung mit Massen in Form von mehreren fünfsichtigen 44-t-LKW. Die entsprechenden Tragwerksreaktionen wurden während aller Be- und Entlastungszyklen beobachtet und bewertet. Durch die Belastungsversuche konnte die Tragfähigkeit der Brücke nachgewiesen werden [33].

Statische Belastungsversuche werden neben der Traglastbestimmung auch zur Schadenserkenkung eingesetzt. *Stöhr et.al.* [31] beschreiben eine Methode zur Schadensdetektion an balkenartigen Konstruktionsteilen auf der Basis statischer Belastungsversuche. Über die Einflusslinien unter einer quasi-statischen Wanderlast können Steifigkeitsänderungen entlang eines balkenartigen Bauteils ermittelt werden. Durch den Vergleich mit einer Referenzmessung am ungeschädigten Bauteil kann dann der Schädigungsgrad identifiziert werden [31].

Der Nutzen von Probelastungen zur Ermittlung des tatsächlichen Zustands eines Tragwerks wird teilweise kontrovers diskutiert [17]. Insbesondere bei Brücken mit großen Spannweiten und einem hohen Eigengewicht, ist umstritten, ob und in welcher Form Probelastungen Aussagen über den tatsächlichen Zustand eines Tragwerks liefern können, so *Luz und Kerkhof* [17].

2.2 Dynamische Methoden

Neben den Methoden der statischen Probelastungen besteht die Möglichkeit, das Strukturverhalten von Konstruktionen durch die Messung dynamischer Größen zu bestimmen.

Dynamische Methoden werden im Bauwesen in vielfältiger Weise eingesetzt. Sie werden genutzt, um die Schwingungsanfälligkeit sowie die Beeinträchtigung der Gebrauchstauglichkeit von Konstruktionen abschätzen zu können [1], [14], [15], [16], [20], [ISD.1]. Außerdem werden sie zur Erschütterungsprognose verwendet [18], [CRI.2], [CRI.3]. Darüber hinaus werden sie eingesetzt, um auszuschließen, dass die Schwingungen, die durch zeitabhängige Belastungen verursacht werden, Schäden an Konstruktionen verursachen [9], [10]. Sie finden auch sehr häufig Anwendung in der Schadensfrüherkennung und Schadensdetektion [ISD.7], [CRI.4]. Des Weiteren werden dynamische Messungen zur Systemidentifikation [CRI.1] und zur Validierung numerischer Modelle verwendet, vgl. z.B. [7], [13], [23], [ISD.3], [ISD.5].

Die Messung der Eigenschwingungsgrößen erfolgt oft zur Ermittlung des Bauwerkszustands, vgl. z.B. [19], [ISD.4]. Dabei wird davon ausgegangen, dass sich Strukturveränderungen durch Schädigungen in Veränderungen der Eigenfrequenzen des Tragwerks widerspiegeln.

Meinhold und *Brandl* nutzen die Messung modaler Parameter als vorbereitende und begleitende Verfahren der statischen Tragfähigkeitsanalyse [27]. Durch „zeit- und kostengünstige experimentelle dynamische Methoden“ bestimmen sie bei einer größeren Anzahl gleichartiger Bauteile das Bauteil, an dem eine statische Probelastung notwendig wird. Als Diagnoseparameter für die Auswahl der statisch zu untersuchenden Bauteile nutzen sie die Biegeeigenfrequenzen und -formen. Sie beschreiben, dass die örtliche Veränderung der Biegesteifigkeit eines Bauteils durch Schädigungen zu einem veränderten Eigenschwingungsverhalten des Bauteils führt und so das schwächste Bauteil der Probe­serie ermittelt werden kann.

Kerkhof et.al. überprüfen auf der Grundlage der Eigenschwingungsgrößen, die durch eine natürliche Rauschanregung ermittelt werden, den erfolgreichen Verlauf einer Sanierungsmaßnahme an einer Autobahnbrücke [5], [17]. Auch *Veit-Egerer* und *Wenzel* [32] nutzen die Eigenschwingungsanalyse auf der Basis der ambienten Anregung sowie die Dämpfungsermittlung zur Detektion von Schädigungen und zur Ermittlung der Tragfähigkeit einer Straßenbrücke.

Hou und *Lynch* [13] verwenden modale Größen zunächst zur Validierung eines numerischen Modells. Anhand dessen bestimmen sie das Tragverhalten eines neuartigen Brückendecks. Aus der ambienten Anregung durch Straßenverkehr ermitteln sie modale Parameter. Diese nutzen sie zur Validierung des Finite-Elemente-Modells. Durch statische Belastungsversuche mit LKW definierten Gewichts wird anschließend die Qualität des validierten Modells überprüft. Das mit dem validierten Modell simulierte Strukturverhalten stimmt mit dem im statischen Belastungsversuch ermittelten Tragverhalten überein [13].

Zur Bestimmung des Tragverhaltens werden darüber hinaus auch Steifigkeitswerte aus den dynamischen Parametern ermittelt. Zum Beispiel nutzt *Doko* [8] die Biegeeigenfrequenzen, um die Querbiegesteifigkeit von massiven Straßenbrücken zu ermitteln. *Ross et.al.* [24] ermitteln die Steifigkeit von Holzbalkendecken aus der Biegeeigenfrequenz nach der Balkentheorie und passen diese durch Mul-

tiplikation mit einem Korrekturfaktor an die gemessenen Eigenfrequenzen von Deckenkonstruktionen an.

Neben den Eigenschwingungsgrößen werden auch erzwungene Schwingungen zur Ermittlung des Bauwerkszustands eingesetzt. *Sperling* [26] nutzt die erzwungene harmonische Erregung, um das Steifigkeitsprofil der Balkenstruktur eines Spannbeton-Fahrwegträgers zu erfassen. Nach Fertigstellung des Fahrwegträgers wird eine Nullmessung durchgeführt. Steifigkeitsveränderungen werden detektiert, in dem die Nullmessung mit Ergebnissen regelmäßiger Überprüfungen verglichen werden [26].

3 Das Diagnoseverfahren

3.1 Einordnung in den wissenschaftlichen Kontext

Die Verfahren zur Bestimmung der Tragfähigkeit aus statischen Probelastungen liefern einen Wert für die maximale Traglast des Systems. Dadurch kann jedoch nur eine Abschätzung des Tragvermögens der Gesamtkonstruktion ermittelt werden, da die Randbedingungen unbekannt sind, und die Laststellung durch die Belastungsvorrichtung festgelegt ist.

Das in diesem Forschungsprojekt angewendete Verfahren auf der Basis dynamischer Messungen ermittelt das Gesamttragvermögen von Deckenkonstruktionen unter Berücksichtigung der realen Randbedingungen und der systemimmanenten Tragreserven. Im Vergleich zu statischen Probelastungen ist der Aufwand der dynamischen Untersuchungen sehr gering.

Die in Kapitel 2.2 beschriebenen dynamischen Methoden nutzen nahezu ausschließlich die Eigenfrequenzen und Eigenformen, um den Zustand eines Bauwerks zu ermitteln. Die dynamische Steifigkeitsermittlung wird überwiegend zur Schadensdetektion eingesetzt.

Im Gegensatz dazu kombiniert dieses Forschungsprojekt zwei Verfahren miteinander: Anhand der Eigenformen werden die Randbedingungen ermittelt. Durch Kombination mit der Ermittlung der Steifigkeit der Konstruktion kann das vorhandene Tragvermögen bestimmt werden.

3.2 Beschreibung und Vorgehensweise

Während des Forschungsvorhabens werden vier Typen von Geschosdecken untersucht, die seit 1900 überwiegend eingesetzt wurden: Stahlbetondecken, Stahlsteindecken, Kappendecken und Holzbalkendecken, vgl. Abb. 1.

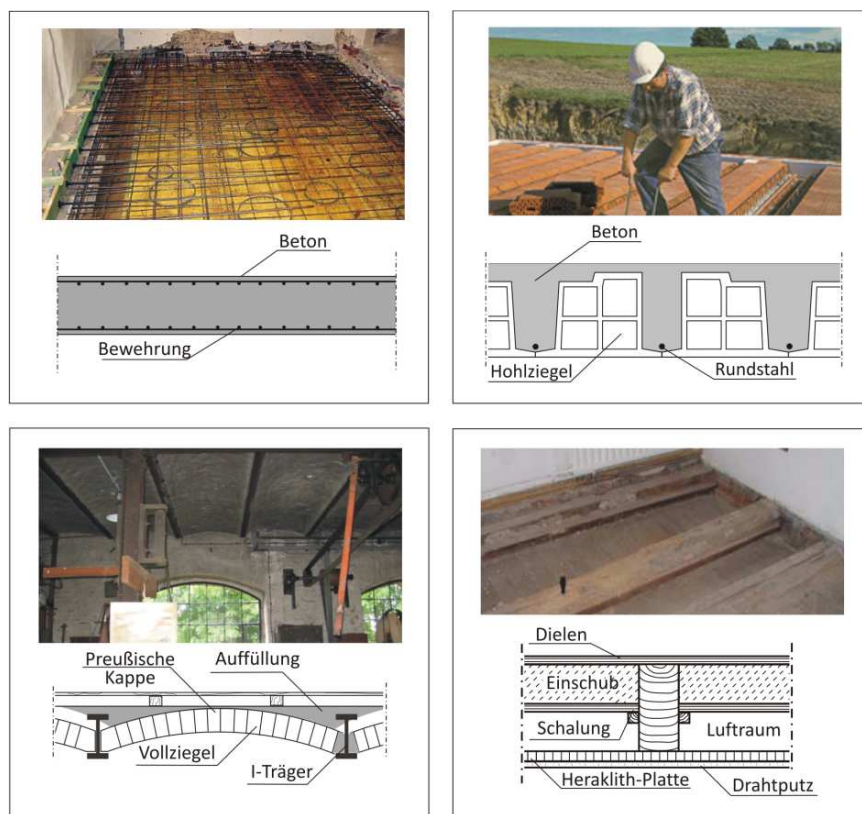


Abb. 1: Die vier Deckentypen – Stahlbetondecke, Stahlsteindecke, Kappendecke, Holzbalkendecke

Die Methode kombiniert zur Ermittlung des Tragvermögens experimentelle, analytische und numerische Verfahren.

Zunächst wird vom Ingenieur eine Bestandsaufnahme in situ durchgeführt. Zur Messvorbereitung wird auf Basis der vor Ort ermittelten Konstruktionsdaten, und ggf. anhand von Bestandsplänen, ein numerisches Modell der Konstruktion erstellt. Entsprechend der modalen Parameter, die in der Simulation ermittelt wurden (Eigenfrequenzen und Eigenformen), werden die Sensorpositionierung sowie die Art und der Ort der Anregung gewählt. Während der Messung werden die Eigenfrequenzen, die Eigenvektoren und die Systemdämpfung ermittelt. Zusätzlich wird die Systemantwort auf eine erzwungene Erregung aufgezeichnet.

Aus den Eigenformen können die Randbedingungen der Konstruktion ermittelt werden. Aus der erzwungenen Erregung und der daraus resultierenden Systemantwort wird analytisch die Gesamtsteifigkeit des Systems ermittelt.

Auf Grundlage der Messdaten erfolgt eine Validierung des Finite-Elemente-Modells. Liegt das validierte FE-Modell vor, so können die experimentell ermittelten Ergebnisse virtuell nachgebildet werden. Ein Vergleich der analytisch ermittelten Gesamtsteifigkeit des realen Systems mit der Gesamtsteifigkeit des Modells dient der zusätzlichen Qualitätskontrolle des Modells. Das validierte Modell erfasst die Randbedingungen der realen Konstruktion sowie die Tragreserven.

Aus der Gesamtsteifigkeit des Systems kann, in Kombination mit den ermittelten Eigenformen der Deckenkonstruktion, eine Ersatzbiegesteifigkeit bestimmt werden. Mit diesem Kennwert können die erforderlichen statischen Nachweise vom Tragwerksplaner, unter Berücksichtigung der Tragreserven und der realen Randbedingungen, am Ersatzmodell geführt werden.

Bestehende Deckenkonstruktionen beinhalten häufig große Tragreserven. Abschließend kann daher in den meisten Fällen gezeigt werden, dass die in situ ermittelten Kennwerte des Gesamtsystems größer sind als die rechnerisch vorab angesetzten Kennwerte des Tragwerksplaners.

Abb. 2 gibt einen Überblick über die Vorgehensweise bei der Anwendung der Methode.

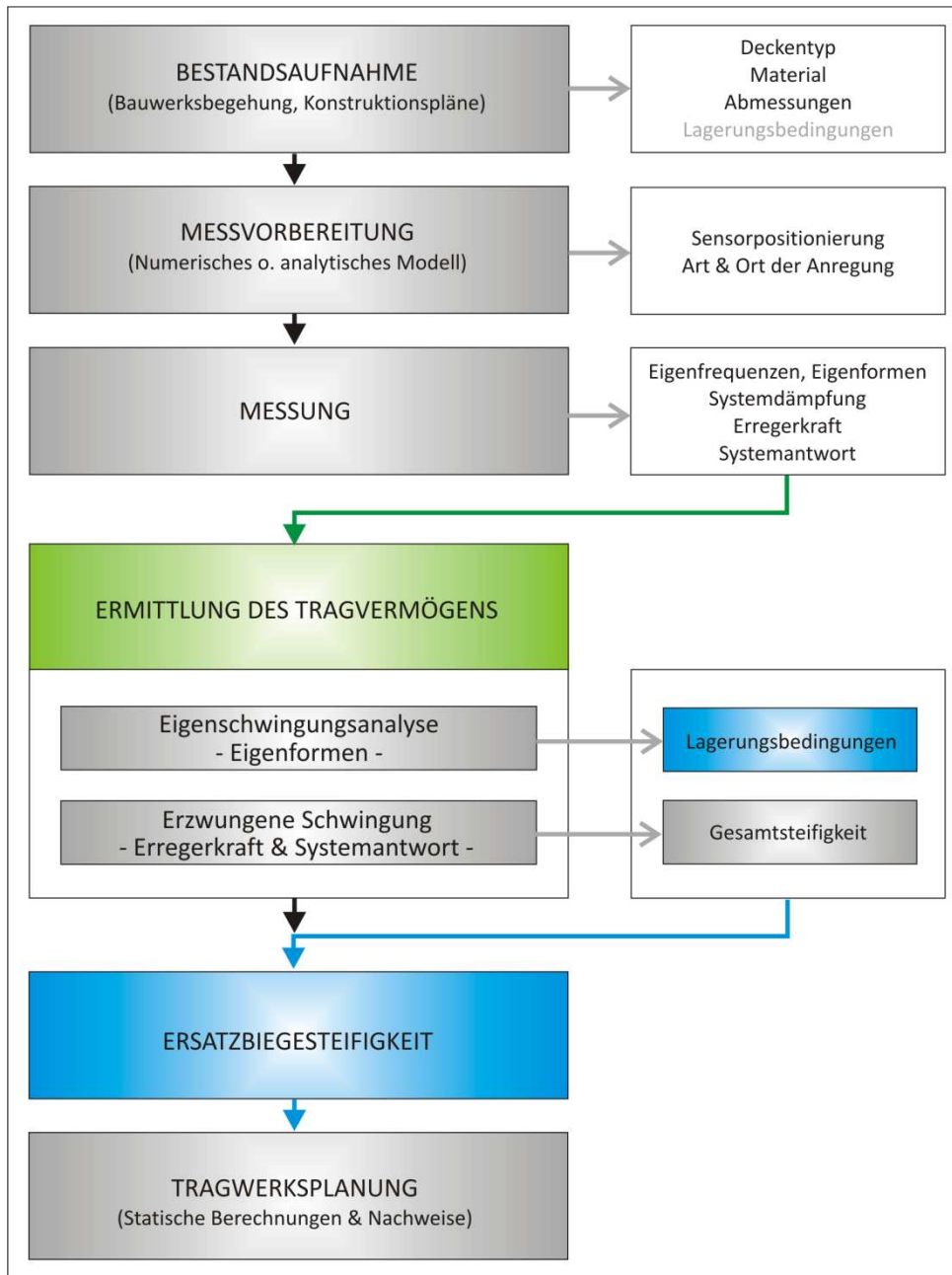


Abb. 2: Überblick über die Vorgehensweise bei der Anwendung der Methode

4 Theoretische Grundlagen

4.1 Ermittlung der Lagerungsbedingungen

4.1.1 Modale Parameter – Eigenfrequenzen, Eigenformen und Dämpfung

Die Eigenfrequenzen einer Konstruktion sind abhängig von der Geometrie, den Lagerungsbedingungen sowie der Massen- und Steifigkeitsverteilung des Systems. Zur gezielten Untersuchung der modalen Eigenschaften ist die Anregung durch einen Impuls zweckmäßig. Dieser kann mit sehr einfachen Mitteln, z.B. durch ein Fallgewicht, in die Konstruktion eingeleitet werden. Das System antwortet auf die stoßartige Anregung in seinen Eigenfrequenzen.

Aus der Systemantwort im Zeitbereich können mittels einer Fast-Fourier-Transformation (FFT) die angeregten Eigenfrequenzen der Konstruktion ermittelt werden, vgl. Abb. 3.

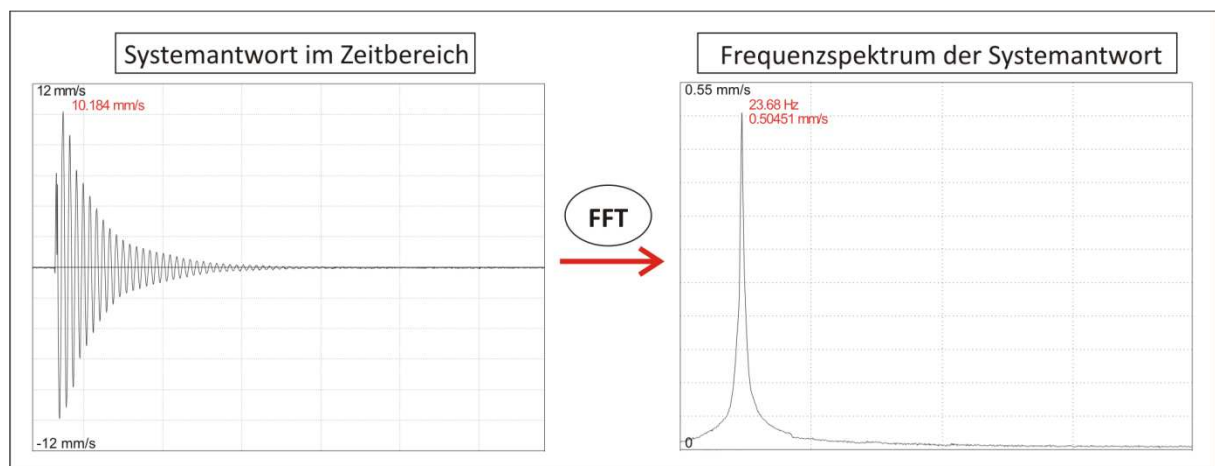


Abb. 3: Systemantwort im Zeitbereich und zugehöriges Frequenzspektrum am Beispiel einer Stahlbetondecke

Für balkenartige Strukturen können die Lagerungsbedingungen, bei Kenntnis von zwei Eigenfrequenzen, direkt aus dem Verhältnis der Eigenwerte bestimmt werden. Für die Eigenkreisfrequenz des Biegebalkens gilt:

$$\omega_i^2 = \frac{\lambda_i^4 \cdot EI}{\mu \cdot L^4}$$

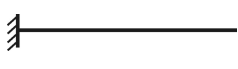



mit

- λ i-ter Eigenwert
- EI Biegesteifigkeit
- μ Massenbelegung
- L Stützweite

Biegesteifigkeit, Stützweite und Massenbelegung sind für alle Eigenfrequenzen identisch. Folglich ergibt sich das Frequenzverhältnis zu:

$$\frac{\omega_2}{\omega_1} = \frac{\lambda_2^2}{\lambda_1^2}$$

In Tab. 1 ist das Verhältnis der Eigenwerte für die unterschiedlichen Lagerungsbedingungen tabelliert.

				
$\frac{\lambda_2^2}{\lambda_1^2}$	6,634	4,002	3,247	2,754

Tab. 1: Verhältnis der Eigenwerte in Abhängigkeit der Lagerungsbedingungen

In der Praxis gibt es jedoch auch bei balkenartigen Strukturen teileingespannte Auflagerungen oder elastische Lagerungen in vertikaler Richtung. Diese könnten durch Bildung des Frequenzverhältnisses aus den Messergebnissen nicht eindeutig identifiziert werden. Darüber hinaus können die Lagerungsbedingungen bei Platten auf diese Weise nicht bestimmt werden. Diese werden daher im Rahmen des Projektes durch Approximation der Eigenformen bestimmt.

Die Eigenformen einer Konstruktionen können durch den Vergleich der Frequenzspektren in diskreten Messpunkten, die in einem vorab gewählten Raster angeordnet wurden, ermittelt werden. Mittels Polynomen können Funktionen für die Eigenformen approximiert werden. Aus der Krümmung der Eigenformen im Auflagerbereich kann dann die Art der Auflagerung identifiziert werden. Vor einer Modellvalidierung können so die relevanten Auflagerbereiche identifiziert und dann gezielt angepasst werden.

Für die im Rahmen dieses Projektes angewendeten dynamischen Methoden stellt außerdem die Systemdämpfung einen wesentlichen Kennwert dar. Die Abnahme der Amplituden, wie sie auch in Abb. 3 zu erkennen ist, ist auf die Energiedissipation durch Dämpfungsmechanismen zurückzuführen. Die Dämpfung ist auch heute noch eine nicht eindeutig bestimmbare Größe [11], da sie von vielen Faktoren abhängig ist. Sie beinhaltet unter anderem Anteile aus Materialdämpfung und Reibung. Ohne die einzelnen Anteile der Dämpfung näher quantifizieren zu müssen, kann jedoch die gesamte Systemdämpfung aus den Messdaten bestimmt werden.

4.1.2 Modellvalidierung

Die Methode nutzt numerische Modelle als Ergänzung zu den analytischen Berechnungsverfahren. Die Modelle werden auf Grundlage der gemessenen modalen Größen validiert. Derzeit erfolgt die Validierung manuell anhand der Eigenformen und Eigenfrequenzen. Sensitive Parameter, wie z.B. die Größe einer Teileinspannung (Federsteifigkeit), werden manuell verändert. Die in der Simulation berechneten Eigenfrequenzen und Eigenformen werden so iterativ an die Ergebnisse der Messung angepasst.

Es ist geplant, die Modellvalidierung zu automatisieren. Dabei soll ein iteratives Verfahren zur Anpassung von Systemmatrizen nach *Natke* Anwendung finden [CRI.5]. Das Verfahren basiert auf der Anpassung der Massen- und Steifigkeitsmatrix des Systems.

Für die Deckenkonstruktionen kann durch die vorab bekannte Geometrie (Bestandsaufnahme) die Verteilung der Massen im System mit relativer Sicherheit als bekannt voraus gesetzt werden. Die

Auflagerungsbedingungen sind jedoch in den meisten Fällen unbekannt. Dazu zählen z.B. die Ein-
spannung der Decke in Bereichen von Stützen, Wänden oder Unterzügen. Daher muss eine zweck-
mäßige Anpassung der Steifigkeitsmatrix erfolgen. Der automatisierten Modellvalidierung muss eine
Sensitivitätsanalyse voran gestellt werden. Diese zeigt, welche Parameter die Eigenschwingungsgrö-
ßen besonders stark beeinflussen. Auf Grundlage der Sensitivitätsanalyse wird ein Bereich der Stei-
figkeitsmatrix des Modells ausgewählt, der die relevanten Parameter enthält, die angepasst werden
sollen (Submatrix). Beispielsweise sind dies die Einträge der Steifigkeitsmatrix, die die Federsteifigkei-
ten der Auflagerbereiche enthalten. Die Validierung erfolgt über die Lösung des Matrizeigenwert-
problems:

$$(-\lambda_{0i}^{(k)} \cdot \underline{M} + \sum_{j=1} a_{kj}^{(k-1)} \cdot \underline{K}_j + \underline{K}') \cdot u_{0i}^{(k)} = 0$$

mit

λ_{0i}	i-ter Eigenwert
\underline{M}	Massenmatrix
\underline{K}	Steifigkeitsmatrix
\underline{K}_j	Submatrix
\underline{K}'	Restmatrix
a_{kj}	Korrekturparameter
	für $a_{kj}^{(0)} = 1$: für $\underline{K}_1 + \underline{K}' = \underline{K}$ (Ausgangs-Steifigkeitsmatrix)

Durch die iterative Modellvalidierung wird ein (oder auch mehrere) Korrekturparameter gefunden.
So können gezielt gewählte Steifigkeitswerte, wie z.B. die Federsteifigkeiten einer Teileinspannung,
durch Faktorisierung angepasst werden. Die validierten Parameter dienen später als Eingangsgrößen
der statischen Berechnungen, um die realen Randbedingungen zu berücksichtigen. Abb. 4 gibt einen
Überblick über die Eingangs- und Ausgangsgrößen der Modellvalidierung.

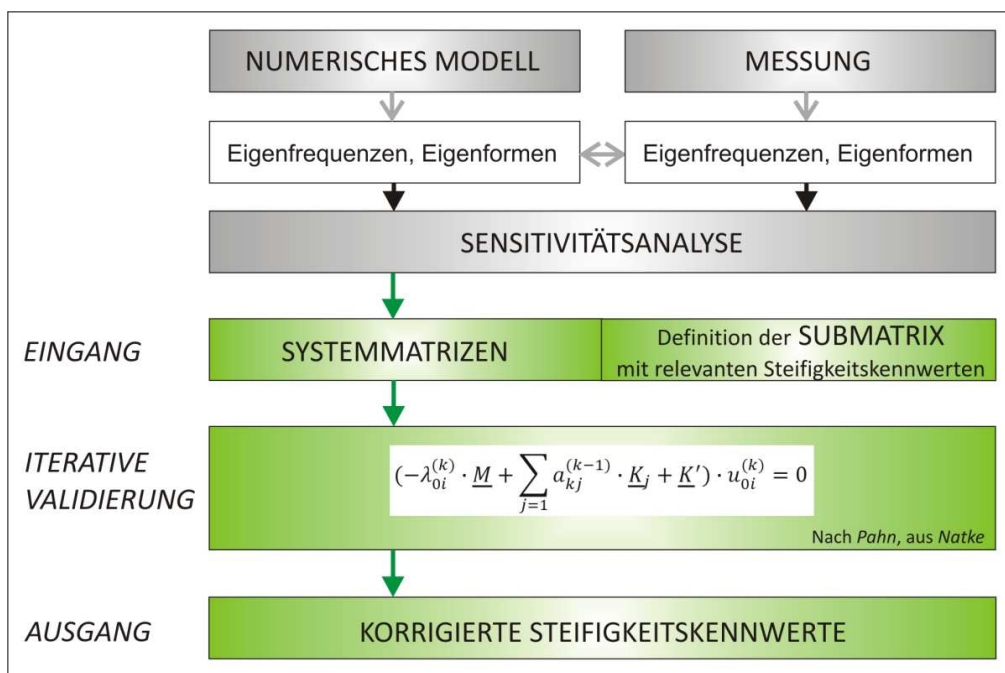


Abb. 4: Schematischer Ablauf der Modellvalidierung

Das Verfahren wurde von *Pahn* [ISD.6] in MATLAB implementiert. Es konnte bereits erfolgreich für die Validierung einer vereinfachten Balkenstruktur einer Windenergieanlage eingesetzt werden. Allerdings ergab sich das Problem, dass auf die Systemmatrizen, die mit dem Finite-Elemente-Programm ANSYS erstellten Modelle, nicht direkt zugegriffen werden konnte. Das im Rahmen dieses Projektes verwendete Finite-Elemente-Programm ABAQUS erlaubt den Zugriff auf die Systemmatrizen der Modelle. Das Format der Matrizen entspricht jedoch nicht dem notwendigen Format zur Anwendung des implementierten Verfahrens. In MATLAB wurde daher für dieses Projekt bereits ein Tool zur Aufbereitung der Systemmatrizen implementiert.

Das Verfahren muss nun an den komplexeren numerischen Modellen der Deckenkonstruktionen getestet und validiert werden. Darüber hinaus soll eine grafische Benutzeroberfläche in MATLAB implementiert werden, die die Validierung numerischer Modelle erleichtert und validierte Systemparameter liefert.

4.2 Ermittlung des Tragvermögens

Die Steifigkeit der Deckenkonstruktionen, die die Tragreserven berücksichtigt, wird aus der bekannten Erregerkraftfunktion und der gemessenen Systemantwort ermittelt. Anschließend kann ein Ersatzkennwert für die statischen Berechnungen unter Berücksichtigung des Tragvermögens berechnet werden.

Es war geplant, als Anregungsart ausschließlich die harmonische Anregung mit einer Schwingerregeranlage einzusetzen. Die bisherigen Untersuchungen haben gezeigt, dass die harmonische bzw. Gleitsinus-Anregung mit der Schwingerregeranlage zur Bestimmung der Steifigkeit von Massivdecken gut geeignet ist. Bei leichten Deckenkonstruktionen, wie z.B. Holzbalkendecken, kann die Erregeranlage nicht eingesetzt werden, da das Eigengewicht des Schwingerregers im Vergleich zum Deckeneigengewicht zu groß ist. Dadurch würden die Messergebnisse verfälscht.

Es wurde an numerischen Modellen ein weiterer theoretischer Ansatz zur Ermittlung der Gesamtsteifigkeit von Deckenkonstruktionen getestet. Dabei wird die Steifigkeit aus der Systemantwort auf eine transiente Impulsanregung bestimmt.

Diese Methode kann nicht nur für Holzbalkendecken verwendet werden. Sie sollte auch ergänzend bzw. vergleichend zur Bestimmung der Steifigkeiten anderer Deckentypen eingesetzt werden.

Zur Bestimmung eines Ersatzkennwertes als Eingangsgröße für die statischen Berechnungen wird hier ein Berechnungsansatz vorgeschlagen, der die ermittelte Gesamtsteifigkeit sowie die Eigenformen der Konstruktion nutzt. Dieser Ansatz wurde bereits an numerischen Modellen in ersten Versuchen erfolgreich getestet. Die Untersuchungen sind jedoch noch nicht abgeschlossen.

In diesem Kapitel werden zunächst die theoretischen Grundlagen der Ermittlung der Steifigkeit aus der harmonischen bzw. der Gleitsinus-Anregung beschrieben. Zusätzlich wird die Ermittlung der Steifigkeit aus der transienten Impulsanregung beschrieben. Des Weiteren werden die theoretischen Grundlagen zur Bestimmung eines Ersatzkennwertes aus der Gesamtsteifigkeit erläutert.

Tab. 2 gibt einen Überblick über die Eignung der Methoden für die unterschiedlichen Deckentypen.

Zielgröße	Methode	Besonders geeignet für:			
		Stahlbetondecke	Stahlsteindecke	Holzbalkendecke	Kappendecke
Gesamtsteifigkeit	Harmonische Anregung / Gleitsinus	✓	✓	✗	✓
	Impulsanregung	✓	✓	✓	✓
Ersatzkennwert	Gesamtsteifigkeit, Eigenformen → EI_{ers}	✓	✓	✓	✓

Tab. 2: Eignung der Methoden zur Bestimmung der Steifigkeit und des statischen Ersatzkennwertes für die unterschiedlichen Deckentypen

4.2.1 Steifigkeit des Systems aus Erregerkraft und Systemantwort

4.2.1.1 Harmonische Anregung und Anregung durch Gleitsinus

Mit Hilfe eines mobilen Unwulterregers können die Deckenkonstruktionen in einem Frequenzbereich von $f_{\text{Err}} = 1$ bis 80 Hz zu Schwingungen angeregt werden. Es besteht die Möglichkeit, in einer festen Frequenz anzuregen oder einen Frequenzbereich in einer festgelegten Geschwindigkeit zu durchfahren. Die einwirkende dynamische Kraft ist während der gesamten Anregungsdauer für jede Frequenz bekannt.

Die allgemeine **harmonische Erregerkraftfunktion** lautet

$$F(t) = F_0 \cdot \cos(\Omega t - \varphi)$$

Für die **Erregerkraftfunktion des Gleitsinus** mit linearem Gleitgesetz gilt

$$F(t) = F_0 \cdot \sin \theta = F_0 \cdot \sin(a + bt) \cdot t$$

Die Momentankreisfrequenz lautet

$$\Omega(t) = \frac{d\theta}{dt} = a + 2bt$$

Die Konstanten folgen aus den Anfangsbedingungen

$$a = \Omega_a, \quad b = \frac{\Omega_e - \Omega_a}{2} \cdot \frac{1}{T}$$

Abb. 5 zeigt links den Erregerkraftverlauf der harmonischen Anregung und rechts den der Anregung durch den Gleitsinus mit den zugehörigen Frequenzspektren. Die harmonische Anregung würde hier mit einer Frequenz von 4 Hz erfolgen, die Gleitsinusanregung in einem Frequenzbereich von 4 bis 12 Hz.

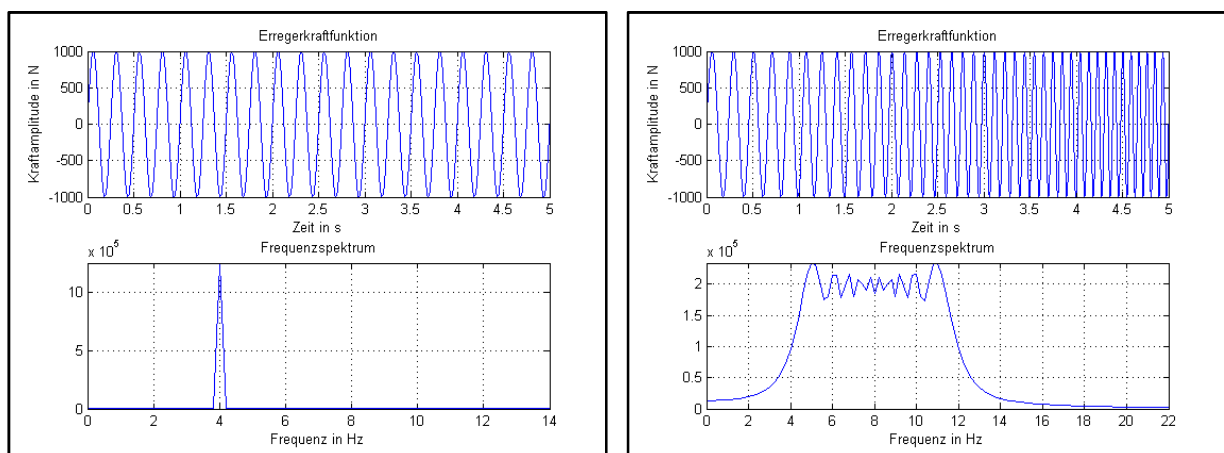


Abb. 5: Links – Erregerkraftverlauf der harmonischen Anregung und zugehöriges Frequenzspektrum, rechts – Erregerkraftverlauf des Gleitsinus und zugehöriges Frequenzspektrum

Aus der Antwort auf die erzwungene harmonische Anregung

$$\dot{u}(t) = \frac{F_0}{K} \cdot \Omega \cdot V(\eta) \cdot \sin(\Omega t - \psi) = \frac{F_0}{K} \cdot \frac{\Omega}{\sqrt{(1 - \eta^2)^2 + (2D\eta)^2}} \cdot \sin(\Omega t - \psi)$$

mit

$\eta = \frac{\Omega}{\omega}$	Frequenzverhältnis
Ω	Erregerkreisfrequenz
$\psi = \gamma + \varphi$	Phasenverschiebung
D	Systemdämpfung

kann die generalisierte Steifigkeit des Gesamtsystems wie folgt ermittelt werden

$$K_{gen} = const. = \frac{F_0}{\dot{u}(t)} \cdot \frac{\Omega \cdot \sin(\Omega t - \gamma)}{\sqrt{(1 - \eta^2)^2 + (2D\eta)^2}}$$

Die Eingangsgrößen sind dabei aus der Messung bekannt

F_0	Erregerkraft
Ω	Erregerkreisfrequenz
ω	Eigenkreisfrequenz
$\dot{u}(t)$	Gemessene Schwinggeschwindigkeitsamplitude
D	Systemdämpfung

In der Resonanz $\eta = \frac{\Omega}{\omega} = 1$ hat die Dämpfung einen dominierenden Einfluss auf die Systemantwort. Die Amplituden der Schwingungsantwort werden allein durch die Dämpfung begrenzt. Gegenüber der statischen Auslenkung sind die Amplituden sehr stark erhöht, vgl. Abb. 6. Außerdem ist die Systemantwort der Konstruktion, wie Abb. 6 zeigt, gegenüber der Erregerkraft um 180° phasenverschoben.

Da die Dämpfung eine stark streuende Größe ist, ist es zweckmäßig, für die Anregung der Deckenkonstruktionen Erregerfrequenzen $\Omega \ll \omega$ zu wählen. Der Einfluss der Dämpfungskräfte ist dann gering. Außerdem wird eine überproportionale Erhöhung der Schwingungsamplituden gegenüber der statischen Auslenkung, die zu Schädigungen des Tragwerks führen kann, vermieden.

Wenn die Erregerfrequenz gegenüber der Eigenfrequenz des Systems sehr klein ist ($\eta \leq 1/3$), tritt nahezu keine dynamische Überhöhung auf. Die generalisierte Steifigkeit könnte dann direkt aus dem Verhältnis der Erregerkraft berechnet werden. Allerdings gelingt für Erregerfrequenzen $\Omega < 1/3 \omega$ kaum eine messbare dynamische Anregung.

Für Erregerfrequenzen $\frac{1}{3}\omega < \Omega < \frac{2}{3}\omega$ kann eine messbare Anregung der Konstruktion erfolgen, ohne dass eine überproportionale Vergrößerung der Systemantwort stattfindet. Die Vergrößerung der Amplituden der Schwingungsantwort gegenüber der statischen Auslenkung $V(\eta)$ muss bei der Berechnung der generalisierten Steifigkeit berücksichtigt werden, vgl. Abb. 7.

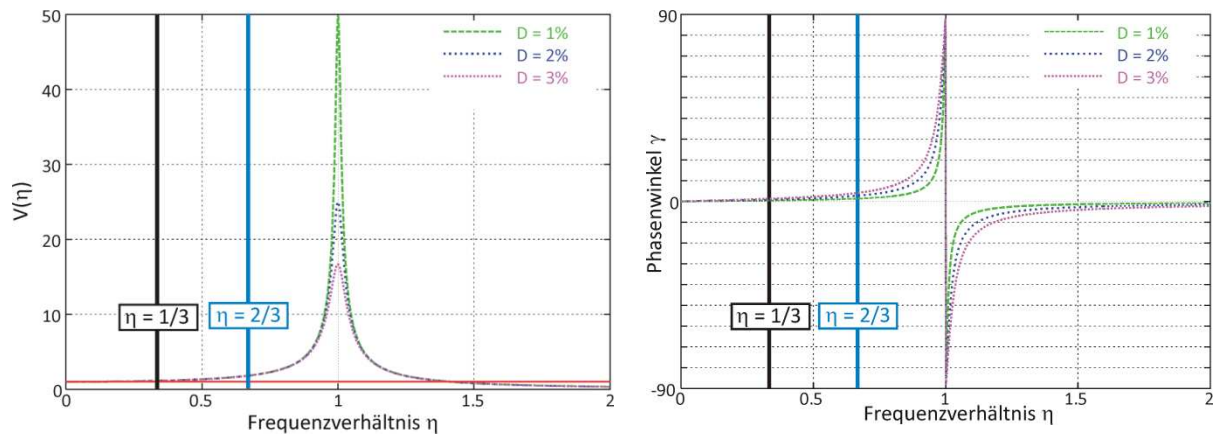


Abb. 6: Vergrößerungsfunktion und Phasenwinkel bei unterschiedlicher Systemdämpfung

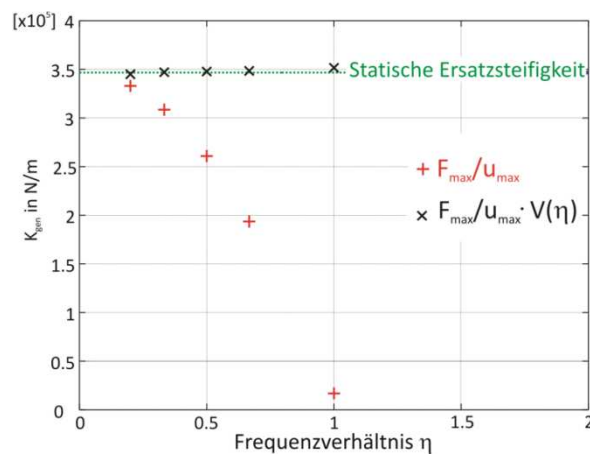


Abb. 7: Einfluss des Frequenzverhältnisses bei harmonischer Erregung auf die Berechnung der generalisierten Steifigkeit

Die Anregung mit dem Gleitsinus kann zum einen zur Bestimmung der Eigenfrequenzen eingesetzt werden. Wenn die ungefähre Lage der Eigenfrequenzen bekannt ist, werden diese Frequenzbereiche gezielt mit dem Gleitsinus durchfahren. In der Systemantwort zeigt sich dann eine starke Überhöhung.

Zum anderen kann auch aus der Systemantwort auf einen Gleitsinus die Gesamtsteifigkeit der Konstruktion ermittelt werden. Wenn die Gleitfrequenzänderung relativ klein gewählt wird, kann die Steifigkeit aus der Systemantwort und dem Erregerkraftverlauf bereichsweise genauso bestimmt werden wie bei der harmonischen Erregung.

4.2.1.2 Impulsanregung

Die Impulsanregung kann bei den Messungen in situ durch ein Fallgewicht oder einen Impulshammer realisiert werden. Der reale Kraft-Zeit-Verlauf wird durch einen Dreiecksimpuls gut angenähert. Beispielhaft ist der Kraft-Zeit-Verlauf in Abb. 8 dargestellt.

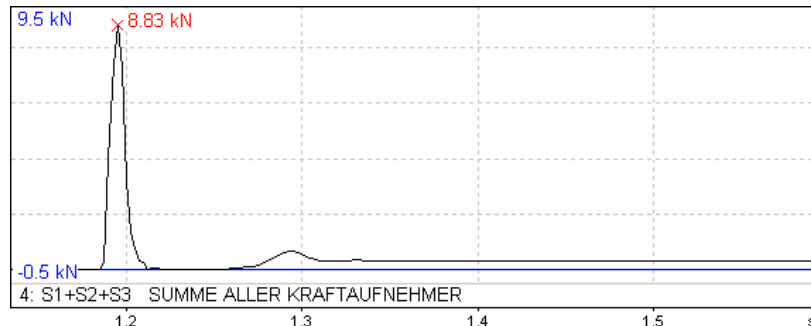


Abb. 8: Realer Kraft-Zeit-Verlauf eines Impulses

Der Erregerkraftverlauf des Dreiecksimpulses mit der Maximalkraft F_0 und der Impulsdauer t_0 lautet wie folgt

$$F(t) = \begin{cases} 2 \cdot F_0 \cdot \frac{t}{t_0} & \text{für } 0 \leq t \leq \frac{t_0}{2} \\ -2 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{t}{t_0} - 1\right) & \text{für } \frac{t_0}{2} < t \leq t_0 \\ 0 & \text{für } t > t_0 \end{cases}$$

Für die allgemeine Antwort auf die nichtperiodische Erregung gilt

$$u(t) = \int_0^t g(t - \tau) F(\tau) d\tau$$

mit der Stoßübergangsfunktion

$$g(t) = \frac{1}{m \cdot \omega_D} \cdot e^{-D \cdot \omega \cdot t} \cdot \sin \omega_D t$$

Für kleine Dämpfungen ($D \ll 1$), wie sie im Bauwesen zu erwarten sind, gilt $\omega_D \approx \omega$. Für die Systemantwort folgt, wenn die Impulsdauer im Vergleich zur Periodendauer des Systems klein ist

$$u(t) = \frac{\omega}{K} \cdot e^{-D \cdot \omega \cdot t} \sin \omega t \cdot \int_0^{t_0} F(\tau) d\tau$$

Die Eigenkreisfrequenz ω , die Systemdämpfung D , die Erregerkraftfunktion $F(\tau)$ sowie die Impulsdauer t_0 sind aus der Messung bekannt. Somit kann die Gesamtsteifigkeit des Systems berechnet werden.

$$K_{gen} = const. = \frac{\omega \cdot e^{-D \cdot \omega \cdot t} \cdot \sin \omega t}{u(t)} \cdot \int_0^{t_0} F(\tau) d\tau$$

4.2.2 Ersatzkennwert unter Berücksichtigung der Tragreserven

Die generalisierte Steifigkeit kann vom Tragwerksplaner nicht direkt für die statischen Berechnungen verwendet werden. Es ist daher notwendig, auf Basis der aus den Messergebnissen ermittelten Größen geeignete statische Ersatzsysteme zu entwickeln. Neben den Lagerungsbedingungen gehören dazu auch statische Ersatzkennwerte.

Es wird ein Ansatz vorgestellt, mit dem aus der generalisierten Steifigkeit des Systems und der Eigenform der Deckenkonstruktion eine Ersatzbiegesteifigkeit berechnet werden kann. Diese berücksichtigt durch die generalisierte Steifigkeit die Tragreserven. Die realen Randbedingungen werden anhand der Eigenformen ermittelt und dann im Ersatzsystem berücksichtigt.

Bei der Berechnung der Ersatzbiegesteifigkeit muss unterschieden werden, ob der Lastabtrag der Decke hauptsächlich einachsig oder zweiachsig stattfindet. Dies wird anhand der Eigenformen ermittelt.

Durch Ausnutzung der Orthogonalität der Eigenschwingungsfunktionen $\hat{w}(x)$ (vgl. z.B. *Natke* [CRI.6], *Bachmann* [3]) kann die generalisierte Steifigkeit in Abhängigkeit der Biegesteifigkeit des Systems ermittelt werden. Es muss je nach Hauptlastabtrag ein unterschiedlicher Ansatz zur Berechnung der Ersatzbiegesteifigkeit gemacht werden.

Bei Platten mit einachsigem Lastabtrag (Balkenanalogie) berechnet sich die generalisierte Steifigkeit zu

$$\int_0^L \hat{w}_i''(x) EI(x) \hat{w}_k''(x) dx = \begin{cases} 0 & \text{für } i \neq k \\ K_{gen} & \text{für } i = k \end{cases}$$

Sowohl die generalisierte Steifigkeit als auch die Eigenschwingungsfunktionen wurden aus den Messergebnissen bestimmt. Unter Annahme einer konstanten Biegesteifigkeit EI , wie sie auch für statische Berechnungen getroffen wird, folgt für die Ersatzbiegesteifigkeit

$$EI = const. = \frac{K_{gen}}{\int_0^L (\hat{w}''(x))^2 dx}$$

Bei Platten mit zweiachsigem Lastabtrag wird die Tragwirkung anstatt durch eine Tragrichtung durch beide dominiert, wodurch sich die Gesamtsteifigkeit des Systems erhöht. Dies muss bei der Berechnung der Ersatzbiegesteifigkeit berücksichtigt werden. Für die generalisierte Steifigkeit ergibt sich

$$\int_0^L \int_0^B \hat{w}_i(x, y) D_p \nabla^4 \hat{w}_k(x, y) dx = \begin{cases} 0 & \text{für } i \neq k \\ K_{gen} & \text{für } i = k \end{cases}$$

mit

L, B	Abmessungen der Platte
D_p	Plattensteifigkeit
$\nabla^4 = \frac{\partial^4}{\partial x^4} + \frac{2\partial^4}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4}{\partial y^4}$	Nabla-Operator

Die Biegesteifigkeit der zweiachsig gespannten Platte berechnet sich bei bekannter generalisierter Steifigkeit und Eigenform zu

$$D_P = \frac{K_{gen}}{\int_0^L \int_0^B \hat{w}_i(x, y) \nabla^4 \hat{w}_i(x, y) dx}$$

Die theoretischen Ansätze zur Bestimmung einer Ersatzsteifigkeit werden derzeit in der Simulation an beispielhaften Platten getestet. Durch die Kenntnis sämtlicher Ein- und Ausgangsgrößen kann so anhand der Ergebnisse die Eignung der Methoden rechnerisch abschließend nachgewiesen werden.

4.3 Implementierung eines Berechnungs- und Auswerteprogramms

In MATLAB soll ein Berechnungs- und Auswerteprogramm implementiert werden, das eine automatisierte Berechnung der statischen Ersatzbiegesteifigkeit ermöglicht. Ziel ist es, eine benutzerfreundliche grafische Oberfläche zu entwickeln, mit der die Ersatzkennwerte direkt aus den eingelesenen Messdaten berechnet werden können.

Der Algorithmus zur Berechnung der Gesamtsteifigkeit aus der harmonischen Anregung ist bereits in MATLAB implementiert und wurde erfolgreich getestet. Darüber hinaus wurde begonnen, den Algorithmus zur Berechnung der Steifigkeit aus dem Impuls zu implementieren.

Abb. 9 gibt einen Überblick über die geplanten und bereits implementierten Bausteine des Berechnungs- und Auswertetools.

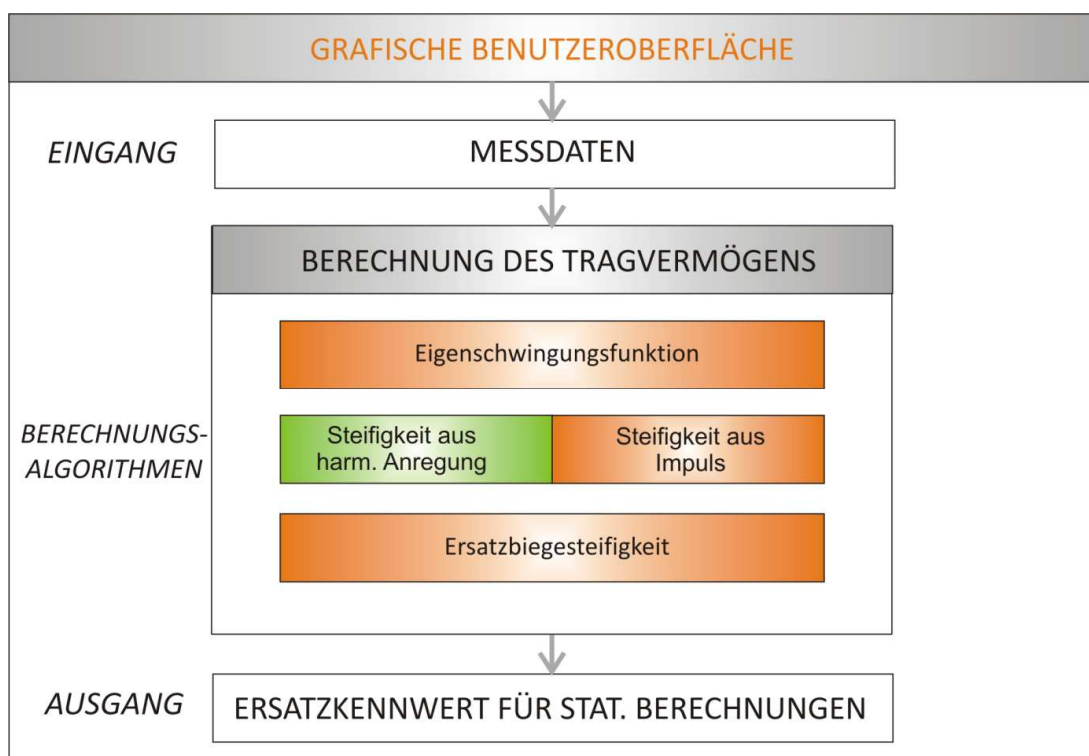


Abb. 9: Übersicht der geplanten (orange) und bereits implementierten Bausteine (grün) des Berechnungs- und Auswertetools

5 Messkonzept

Dieses Kapitel gibt einen Überblick über die eingesetzte Messtechnik, die verwendeten Anregungsarten sowie Beispiele für den Messaufbau.

Der messtechnische Aufwand ist im Vergleich zu statischen Belastungsversuchen sehr gering. Es werden maximal dreizehn Schwinggeschwindigkeitsaufnehmer sowie ein Verstärker und ein Notebook zur Aufzeichnung der Deckenschwingungen eingesetzt. Die Anregung erfolgt durch einen Impulssack bzw. durch eine Schwingerregeranlage.

5.1 Messtechnik

Bei den Schwingungsmessungen setzt sich die Messkette aus den Messaufnehmern, einem Verstärker und einem Ausgabegerät zusammen. Abb. 10 zeigt ein Schema der Messkette.

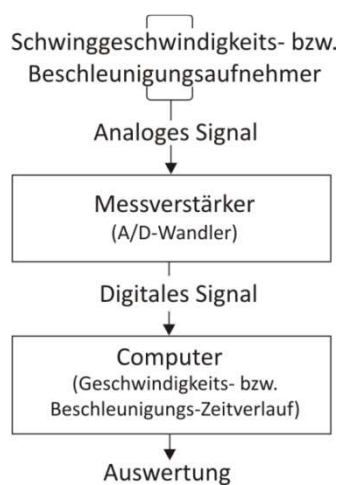


Abb. 10: Messkette

Je nach Größe der Deckenkonstruktion und der zu erwartenden Haupttragrichtung, werden bei den Messungen maximal dreizehn Schwinggeschwindigkeitsaufnehmer des in Abb. 11 dargestellten Typs eingesetzt. Die einzelnen Geophone werden an einen Verstärker angeschlossen. Die ankommenden analogen Signale (Spannungen) werden im Messverstärker in digitale Signale umgewandelt. Diese können dann mit der entsprechenden Software (z.B. Medusa, Catman) im Zeit- und Frequenzbereich angezeigt und gespeichert werden. Die Messungenaugigkeit der gesamten Messkette liegt bei 3%.

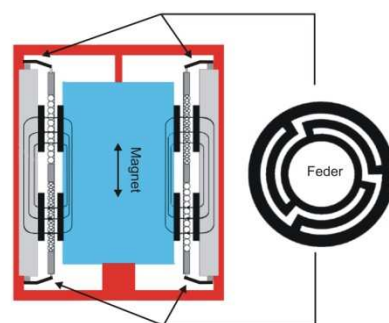


Abb. 11: links – Schwinggeschwindigkeitsaufnehmer, rechts – Funktionsprinzip

Zur Messung der eingeleiteten Kräfte werden maximal vier der in Abb. 12 dargestellten Kraftaufnehmer eingesetzt. Mit einem Kraftaufnehmer können Kräfte bis 5 kN erfasst werden.



Abb. 12: Kraftaufnehmer

5.2 Eingesetzte Anregungsarten

Die Deckenkonstruktionen werden, wie bereits in Kapitel 4 kurz erläutert, durch die Einleitung eines Impulses bzw. durch den Einsatz eines Schwingerregers angeregt.

5.2.1 Impuls

Die Impulsanregung wird zunächst zur Ermittlung der modalen Größen genutzt. Darüber hinaus soll sie auch zur Bestimmung der Steifigkeit eingesetzt werden. Zur Berechnung der Steifigkeit aus der Impulsanregung ist es notwendig, den eingeleiteten Impuls genau zu kennen. Daher müssen sowohl die Größe der eingeleiteten Kraft als auch die Dauer der Lasteinleitung möglichst exakt ermittelt werden können.

Im Rahmen des Projektes wurde eine Impulseinleitungsplatte konstruiert, um möglichst reproduzierbare und direkt auswertbare Impulse in die Konstruktion einleiten zu können.

Die steife Impulseinleitungsplatte (vgl. Konstruktionszeichnung in Abb. 13) besteht im wesentlichen aus zwei Teilen: einer auf drei Kraftaufnehmern befestigten Unterkonstruktion, die als Stahlrahmen aus Winkelstahl gefertigt wurde und einer austauschbaren Auflageplatte zur Impulseinleitung. Durch die relativ große Steifigkeit des Impulseinleitungsrahmens kann gewährleistet werden, dass die Platte sich nicht in sich verformt. Die Auflagerung auf drei am Stahlrahmen befestigte Kraftaufnehmer gewährleistet einen sicheren Stand, vgl. Abb. 14.

Die eigentliche Impulseinleitung erfolgt auf einer Auflageplatte, die mit der Unterkonstruktion verschraubt wird und so zusätzlich zur Steifigkeit der gesamten Impulseinleitungsplatte beiträgt. Insgesamt muss die Impulseinleitungsplatte ausreichend schwer sein, damit ein Nachprellen des impulsinduzierenden Geräts ebenso vermieden wird, wie Eigenbewegungen der Platte (z.B. Hüpfen). Sonst kann der Kraft-Zeit-Verlauf nicht korrekt ausgewertet werden. Als Ergebnis vergleichender Untersuchungen wurde eine 10 mm starke Auflageplatte aus Stahl mit einem Gewicht von 10 kg gewählt, vgl. Abb. 15.

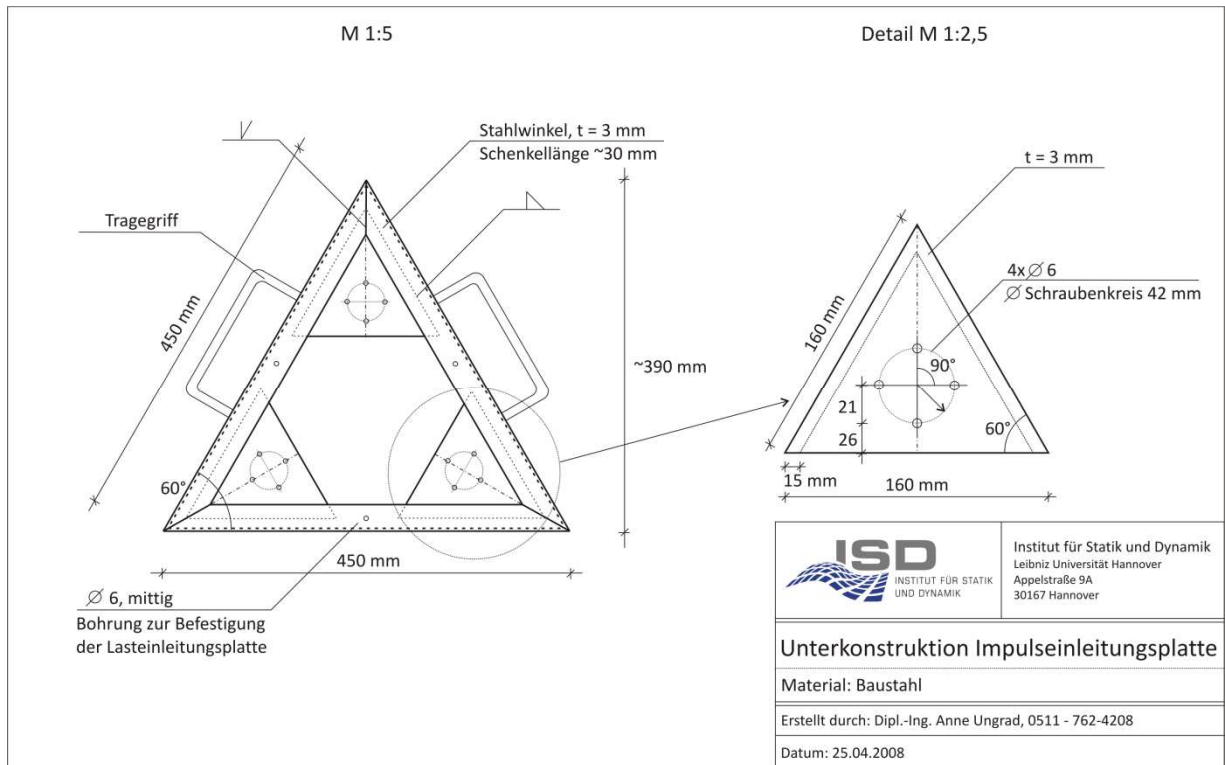


Abb. 13: Konstruktionszeichnung – Unterkonstruktion (Stahlrahmen) der Impulseinleitungsplatte



Abb. 14: Rahmen der Impulseinleitungsplatte: links – Vorderseite, rechts – Rückseite mit Kraftaufnehmern



Abb. 15: Unterkonstruktion der Impulseinleitungsplatte mit Stahlauflage und Kraftaufnehmern

Die Art des Fallgewichts beeinflusst die Impulsdauer, die maximal eingeleitete Kraft und die Reproduzierbarkeit des Impulses. In Laborversuchen wurde deshalb untersucht, ob sich ein Impulssack besser für die Impulseinleitung eignet als ein Impulshammer, vgl. Abb. 16.



Abb. 16: Links – Impulssack, rechts – Impulshammer mit hartem und weichem Aufsatz

Die Laborversuche mit der Impulseinleitungsplatte haben gezeigt, dass ...

- ... mit drei Kraftaufnehmern, die fest mit der Unterkonstruktion der Impulseinleitungsplatte verbunden sind, wesentlich bessere Kraft-Zeit-Verläufe erzielt werden als mit vier Kraftaufnehmern unter einer aufgelegten Platte. Die Auswertung vereinfacht sich erheblich.
- ... mit dem Impulssack besser reproduzierbare Impulse erzeugt werden können als mit dem Impulshammer.
- ... durch die längere Impulsdauer bei mit dem Impulssack induzierten Impulsen die Amplitudendichte in einem niedrigeren Frequenzbereich größer ist, jedoch die Breite des anregbaren Frequenzbereich mit länger werdender Impulsdauer abnimmt. Frequenzen unter 50 Hz, wie sie bei Deckenkonstruktionen zu erwarten sind, können mit dem Impulssack mit mehr Energie angeregt werden als durch eine Anregung mit dem Impulshammer möglich ist. Daher eignet sich für die Anregung von Deckenkonstruktionen der Impulssack besser als der Impulshammer.

5.2.2 Schwingerreger

Mit der in Abb. 17 dargestellten Schwingerregeranlage können die Deckenkonstruktionen entweder durch einen Gleitsinus oder durch eine harmonische Anregung in Schwingungen versetzt werden. Der Benutzer kann den zu durchfahrenden Frequenzbereich bzw. die einzelne Erregerfrequenz in einem Bereich von 1 bis 80 Hz frei wählen.



Abb. 17: Schwingerregeranlage

Bei der Gleitsinusanregung durchfährt der Schwingerreger den gewählten Frequenzbereich zweimal. Beim Hochlauf wird die Erregerfrequenz von der Startfrequenz kontinuierlich bis zur Endfrequenz gesteigert, beim Runterlauf wird sie kontinuierlich reduziert. Über den Zusammenhang zwischen der Masse, dem Hub und der Drehzahl des Motors kann die maximale Größe der eingeleiteten Kräfte variiert werden. In Abhängigkeit der Eigenfrequenz können die Einstellungen so für jede Deckenkonstruktion individuell angepasst werden.

Die in die Deckenkonstruktion eingeleiteten Kräfte werden durch vier der in Abb. 12 gezeigten Kraftaufnehmer gemessen.

Der Vorteil dieser Anregungsart liegt in der sehr guten Reproduzierbarkeit der Erregerkraftfunktionen.

In Laborversuchen hat sich gezeigt, dass eine rein harmonische Anregung nicht möglich ist. Im Signal der Erregerkraftfunktion sind immer auch Anteile höherer Harmonischer erkennbar. Das Zeitsignal ist in Abb. 18 dargestellt. Das zugehörige Frequenzspektrum zeigt Abb. 19. Für die Auswertung der Messdaten muss daher eine Filterung des Erregersignals und des Antwortsignals durchgeführt werden. Dies ist ohne weiteres möglich, da das System auf die Erregung in den Erregerfrequenzen antwortet. Somit werden durch das Herausfiltern höherer Harmonischer sowohl aus dem Erregersignal als auch aus dem Antwortsignal die Ergebnisse nicht verfälscht.

Dies gilt auch für die Gleitsinusanregung, vgl. Abb. 20 und Abb. 21. Bei der Auswertung der Gleitsinusanregung muss, aufgrund der Unwuchterregung, zusätzlich beachtet werden, dass die eingeleitete Kraft mit zunehmender Erregerfrequenz steigt.

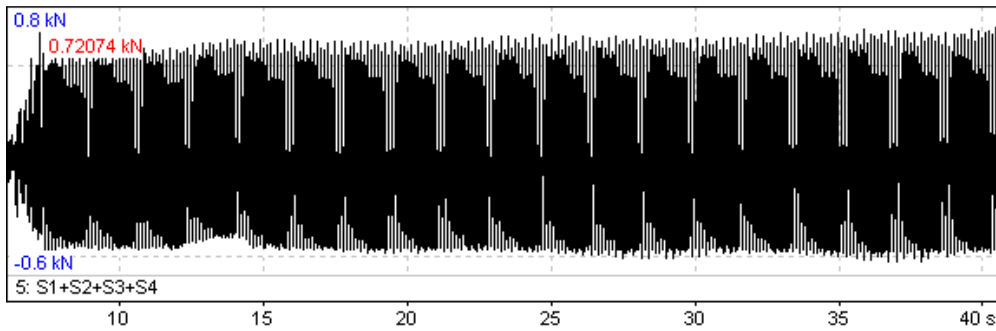


Abb. 18: Zeitsignal der Anregung mit 8 Hz

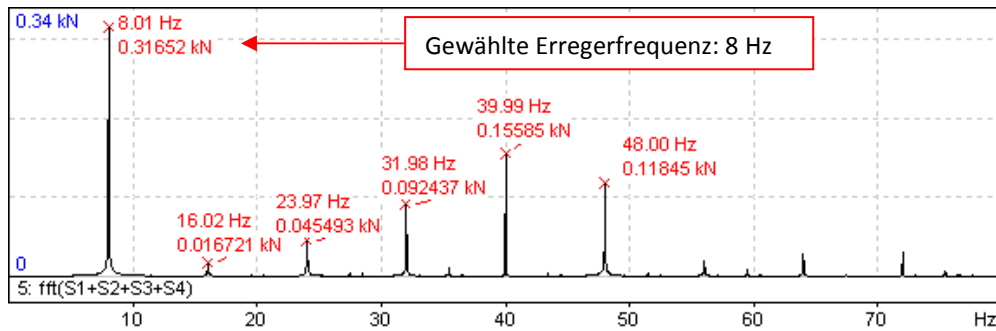


Abb. 19: Frequenzspektrum der Anregung mit 8 Hz

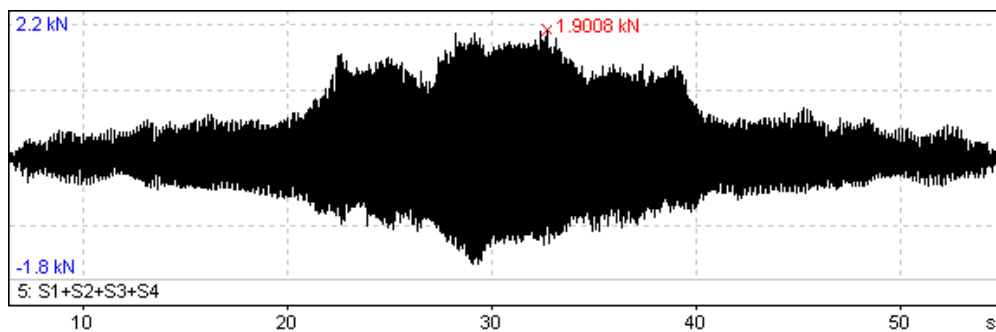


Abb. 20: Zeitsignal der Gleitsinusanregung mit 4 bis 12 Hz in 20 s

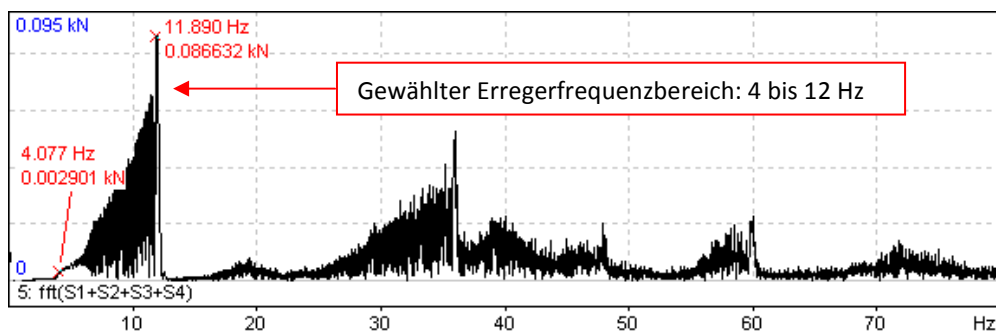


Abb. 21: Frequenzspektrum der Gleitsinusanregung mit 4 bis 12 Hz

5.3 Exemplarischer Messaufbau

Es wurden bereits mehrere Messungen sowohl an historischen als auch an neueren Deckenkonstruktionen durchgeführt. Die Decken müssen im Rahmen des Projektes nach Verfügbarkeit gemessen werden. Daher wurden Messungen sowohl an Decken vorgenommen, bei denen Bestandspläne und statische Berechnungen vorlagen als auch an solchen ohne Bestandsunterlagen.

Der Messaufbau variiert zwischen den unterschiedlichen Konstruktionstypen nicht sehr stark, wird jedoch immer individuell an die betrachteten Eigenformen der jeweiligen Decke angepasst.

In Abb. 22 ist exemplarisch der Messaufbau einer Messung an einer Stahlbetondecke in einem Einfamilienhaus aus den 50er Jahren des 20. Jahrhunderts gezeigt. Gebäude der Nachkriegszeit werden derzeit sehr häufig saniert und einer modernen Nutzung zugeführt. Daher sind Decken aus dieser Zeit im Rahmen dieses Projektes neben historischen Deckenkonstruktionen von besonderem Interesse.

Abb. 23 zeigt den Messaufbau einer Messung an einer historischen Holzbalkendecke in einem Mehrfamilienhaus, das Anfang des 20. Jahrhunderts errichtet wurde.

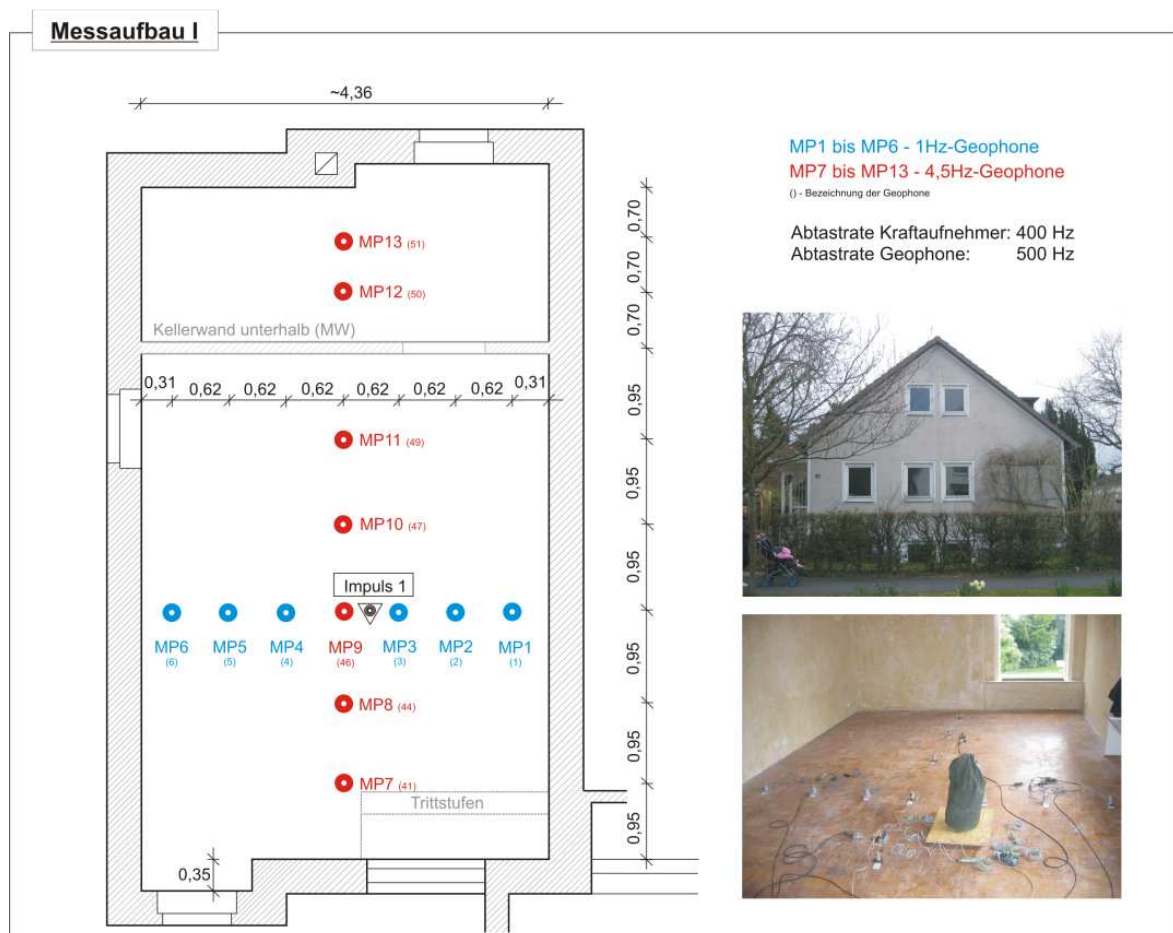


Abb. 22: Messaufbau – Messung einer Stahlbetondecke in einem Einfamilienhaus

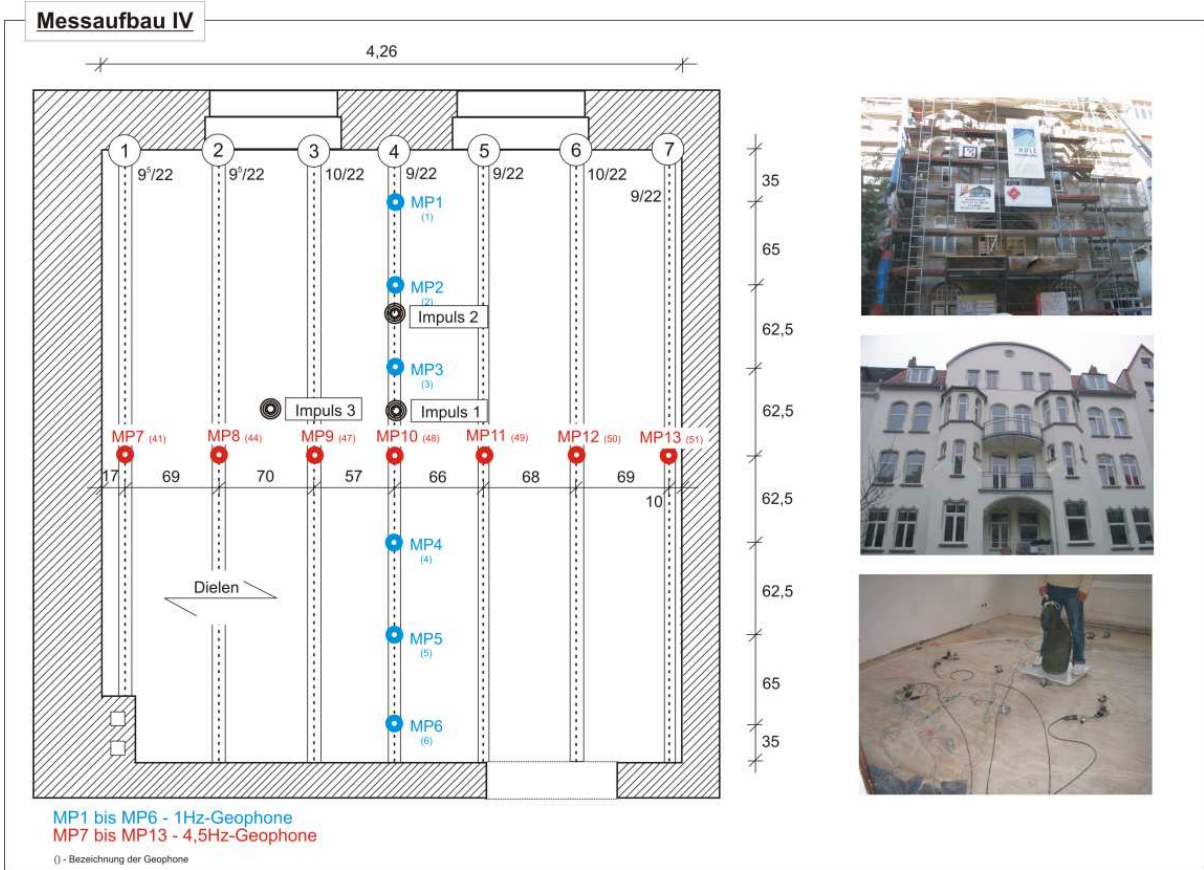


Abb. 23: Messaufbau – Messung einer Holzbalkendecke in einem Mehrfamilienhaus

6 Ermittlung des Tragvermögens der Deckenkonstruktion eines Bürogebäudes

Im folgenden wird die Anwendung der Methode anhand eines Beispiels verdeutlicht. Die Vorgehensweise wird an einer neuen Deckenkonstruktion eines Bürogebäudes vorgestellt, da für diese sowohl die Bestandspläne als auch die statischen Berechnungen vorliegen.

6.1 Objektbeschreibung

Im Auftrag der Phoenix Contact Electronic GmbH wurde 2007 ein Bürogebäude in Bad Pyrmont errichtet. Mit dem Gebäudekomplex wurden auf fünf Geschossen 12.000 m² Bürofläche geschaffen. Das H-förmig angelegte Gebäude ist 71,50 m breit und 60,50 m lang. Der mittlere Gebäudeteil ist durch Bewegungsfugen von den beiden anderen Bereichen getrennt. Zur Aussteifung des Gebäudes dienen zwei Aufzugsschächte sowie zwei Treppenaufgänge. Der Planung des Gebäudes wurde ein Grundraster von 5,50 m zugrunde gelegt. Im Rahmen dieses Projektes wurden dynamische Untersuchungen an einer Geschosdecke (Decke 3) des dritten Obergeschosses vorgenommen, vgl. Abb. 24.

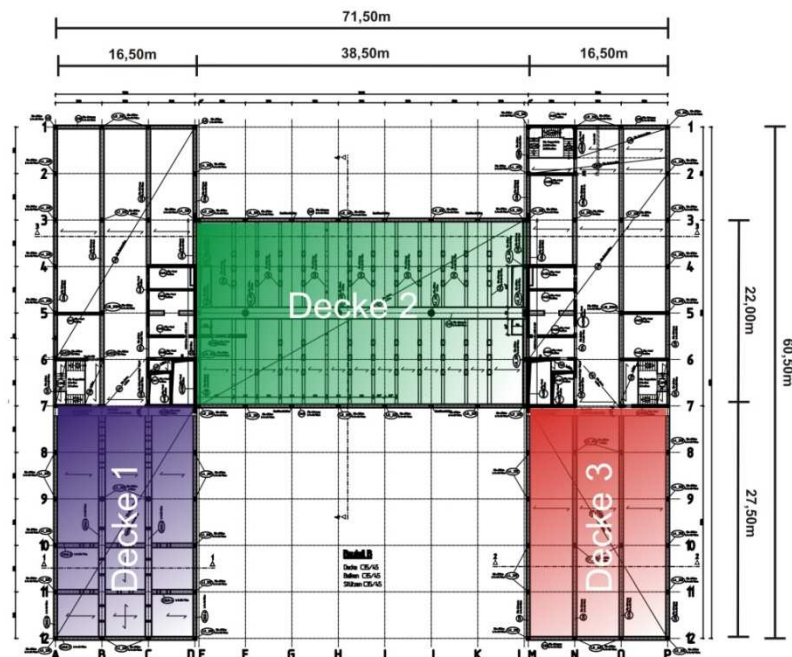


Abb. 24: Grundriss des dritten Obergeschosses – Untersuchtes Objekt: Decke 3

Die untersuchte Deckenplatte hat eine Dicke von 0,20 m, eine Breite von 16,50 m und eine Länge von 27,50 m. Die Geschosshöhe beträgt 4,05 m. Um Schwindverformungen bei der Aushärtung der Deckenplatte zuzulassen, wurde am Übergang zum Gebäudekern ein Schwindfeld vorgesehen. Dies wurde vier Wochen freigehalten und anschließend vergossen. Dadurch wird ein monolithischer Anschluss zum benachbarten Deckenfeld hergestellt. Die Deckenplatte ist umlaufend auf Stahlbetonunterzügen aufgelagert. Diese wiederum werden im Abstand von 5,50 m durch quadratische Stahlbetonstützen unterstützt. Zusätzlich sind zwei innenliegende Unterzüge unterhalb der Deckenplatte angeordnet. Die vertikalen Lasten der inneren Unterzüge werden in je zwei Rundstützen eingeleitet.

Der Grundriss der Deckenplatte mit den Unterzügen und Stützen sowie dem Aufzugsschacht und dem Treppenhaus ist in Abb. 25 gezeigt.

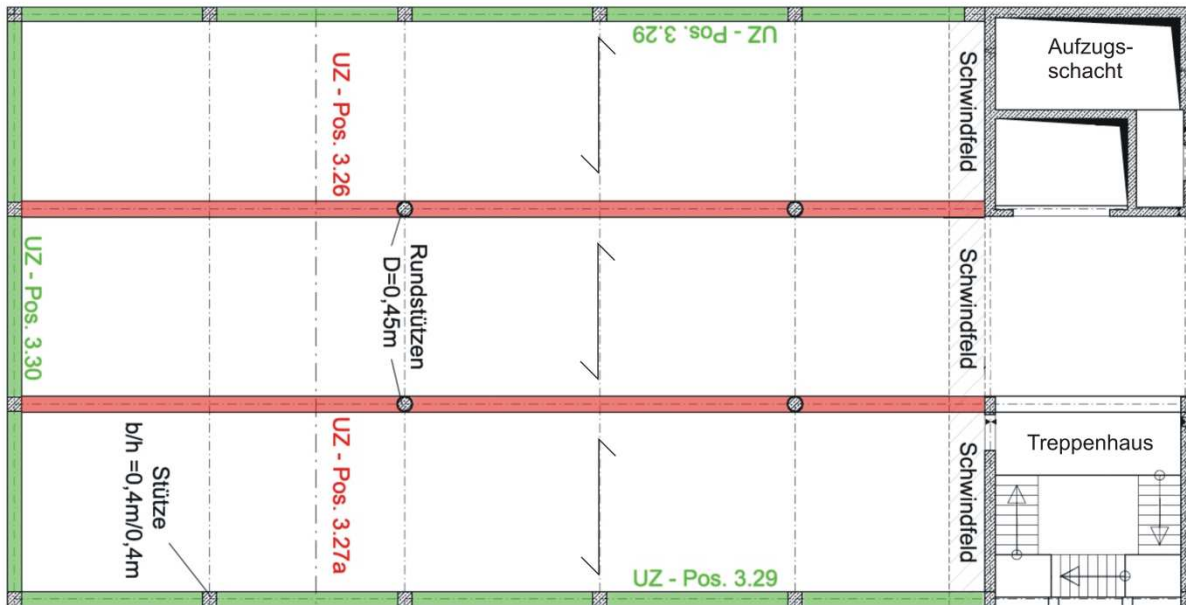


Abb. 25: Grundriss – Decke 3

6.2 Erläuterungen zu den statischen Berechnungen

Bei den statischen Berechnungen werden Deckenplatte und innenliegende Unterzüge getrennt bemessen. Die Unterzüge werden als Plattenbalkenquerschnitte berechnet. Die Deckenplatte wird als einachsig gespanntes Mehrfeldsystem (vgl. Abb. 25) mit starrer Auflagerung auf den Unterzügen idealisiert. Die Bemessung der Deckenplatte erfolgt für einen 1 m breiten Plattenstreifen. Das statische Ersatzsystem ist in Abb. 26 dargestellt. Im Rahmen der dynamischen Untersuchungen wird nur die Deckenplatte untersucht. Daher wird an dieser Stelle auf nähere Erläuterungen zur Bemessung der Unterzüge verzichtet.

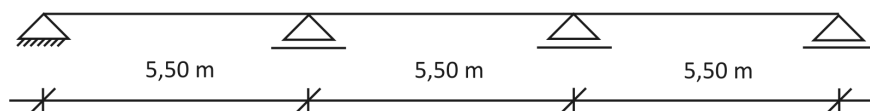


Abb. 26: Statisches Ersatzsystem – Einachsig gespanntes Mehrfeldplattensystem

Die Querschnittswerte sowie die in den statischen Berechnungen angesetzten Materialparameter lauten wie folgt.

Querschnittswerte:

$$b = 1,00 \text{ m (1 m breiter Plattenstreifen)}$$

$$h = 0,20 \text{ m}$$

$$I_y = b \cdot h^3 / 12 = 6,667 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4/\text{m}$$

Material:

Beton C30/37

$$E_{cm} = 3,19 \cdot 10^{10} \text{ N/m}^2$$




Mit den angegebenen Kennwerten wurde im Rahmen der Bemessung die für die Deckenplatte erforderliche Bewehrung bestimmt.

6.3 Schwingungsmessungen

6.3.1 Voruntersuchungen

Die Deckenkonstruktion der betrachteten Decke 3 setzt sich, wie in Abschnitt 6.2 beschrieben, aus der Deckenplatte und den Unterzügen zusammen. Um eine Vergleichbarkeit zu den statischen Berechnungen herstellen zu können, muss auch bei der Anwendung des Diagnoseverfahrens zwischen Deckenplatte und den durch die Unterzüge dominierten Plattenbalkenquerschnitten unterschieden werden. Im Rahmen der dynamischen Untersuchungen wird hier nur die Deckenplatte betrachtet.

Auf Grundlage der statischen Kennwerte wurden die zu erwartenden Eigenfrequenzen und Eigenformen der Deckenplatte durch eine Modalanalyse eines 1 m breiten Plattenstreifens abgeschätzt, vgl. Tab. 3.

Eigenform	Eigenfrequenz in Hz
	10,7
	13,7
	20,0

Tab. 3: Vorläufige Abschätzung der Eigenfrequenzen auf Grundlage der statischen Kennwerte

6.3.2 Messaufbau und Messdurchführung

Für die Messung der Deckenkonstruktion wurden acht Schwinggeschwindigkeitsaufnehmer eingesetzt. Sie wurden entsprechend der zu erwartenden Eigenform der Decke in Deckenspannrichtung positioniert. Die Anregung der Konstruktion erfolgte durch einen Impulssack sowie durch die Schwingerregeranlage. Eine Skizze des Messaufbaus sowie der Messaufbau vor Ort sind in Abb. 27 dargestellt.

Durch die Impulsanregung wurden zunächst die Eigenfrequenzen der Konstruktion identifiziert. Auf dieser Grundlage wurde der Frequenzbereich für die Gleitsinusanregung mit dem Schwingerreger ausgewählt.

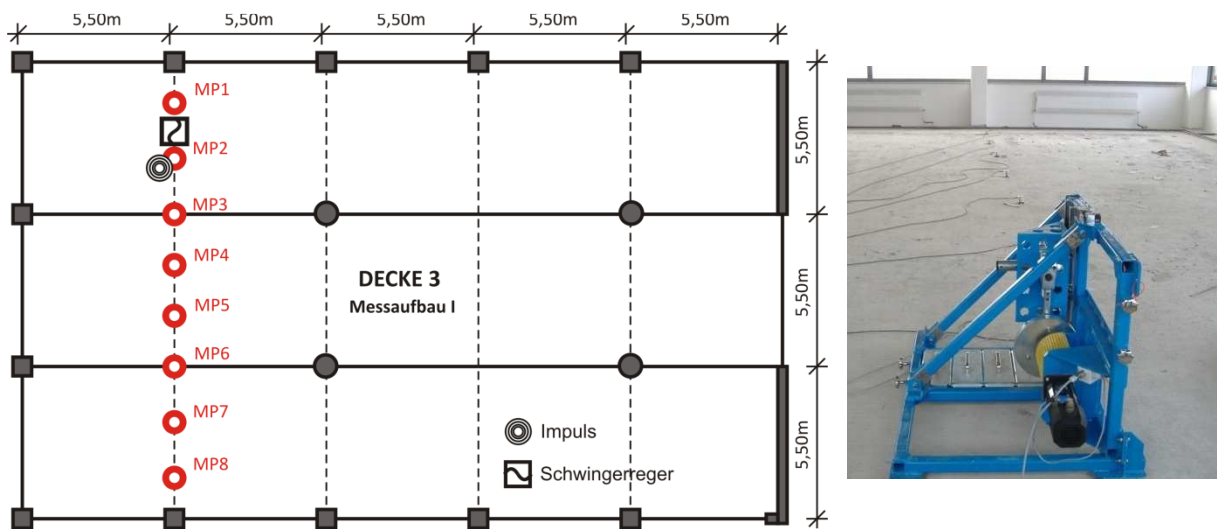


Abb. 27: Messaufbau Decke 3

6.3.3 Messergebnisse

6.3.3.1 Eigenfrequenzen und Eigenformen

Infolge der Impulsanregung können vier Eigenfrequenzen bestimmt werden. Die niedrigste Eigenfrequenz liegt bei 10,7 Hz. Die zweite und dritte können mit 13,3 Hz und 15,2 Hz identifiziert werden. Eine weitere Frequenz ist bei 16,6 Hz erkennbar.

Ein Vergleich der Amplituden und Phasenverschiebungen der einzelnen Messpunkte führt zu den in Abb. 28 bis Abb. 31 dargestellten Eigenformen.

Die ersten drei Eigenformen werden durch die inneren Unterzüge dominiert. Aus Abb. 28 bis Abb. 30 ist ersichtlich, dass sich die Deckenplatte und die Unterzüge dabei in gleicher Weise verformen. Die Nulldurchgänge der vierten Eigenform liegen exakt auf den inneren Unterzügen, vgl. Messpunkt 3 und Messpunkt 6 in Abb. 31. Folglich sind die Unterzüge an dieser Eigenform nicht beteiligt. Diese Eigenform stellt daher die alleinige Biegeeigenform der Deckenplatte dar.

Da das Tragvermögen der Deckenplatte untersucht werden soll, wird im Folgenden die vierte Eigenfrequenz und die zugehörige Eigenform der gesamten Deckenkonstruktion weiter betrachtet.

Für eine Untersuchung der Unterzüge müssten die ersten drei Eigenfrequenzen bzw. Eigenformen der Konstruktion (insbesondere die Erste) betrachtet werden, weil diese durch die Unterzüge domi-

niert werden. Der Einfluss und die Tragwirkung von Deckenplatten mit Unterzügen bzw. Plattenbal-ken wird zu einem späteren Zeitpunkt im Rahmen des Projektes untersucht.

Bei einem Vergleich der vorab bestimmten Eigenfrequenz der Deckenplatte (10,7 Hz) unter Annahme der statischen Kennwerte als Eingangsgrößen mit der gemessenen Deckeneigenfrequenz wird sofort deutlich, dass die Eigenfrequenz der Deckenplatte in der Realität sehr viel höher liegt als vorab be-rechnet (16,6 Hz). Die Plattentragwirkung leistet folglich einen beträchtlichen Beitrag zur Steifigkeit der Platte.

Dies wurde in den statischen Berechnungen aufgrund der üblichen Vereinfachungen nicht berück-sichtigt. Bei der Überprüfung des Tragvermögens der Deckenplatte darf die real vorhandene Quer-tragwirkung der Platte allerdings nicht außer acht gelassen werden.

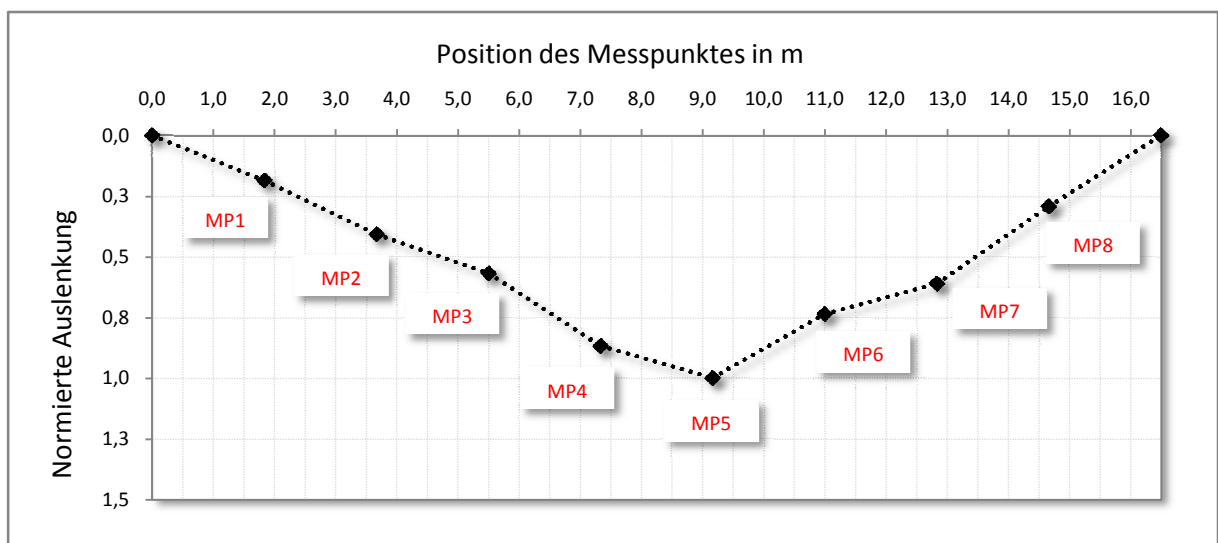


Abb. 28: Erste Eigenform – $f_1 = 10,7$ Hz

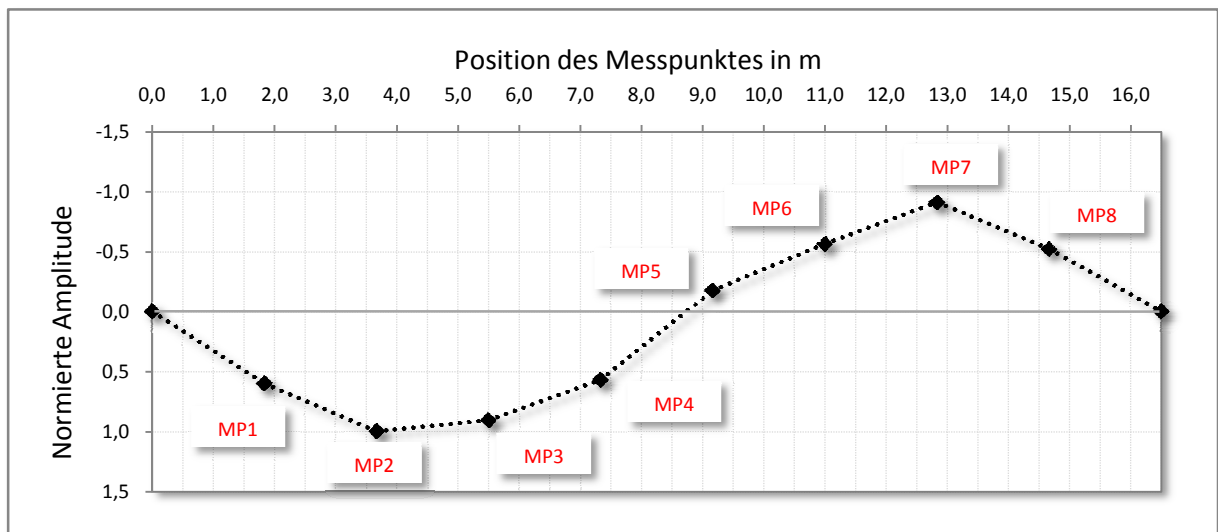


Abb. 29: Zweite Eigenform – $f_2 = 13,3$ Hz

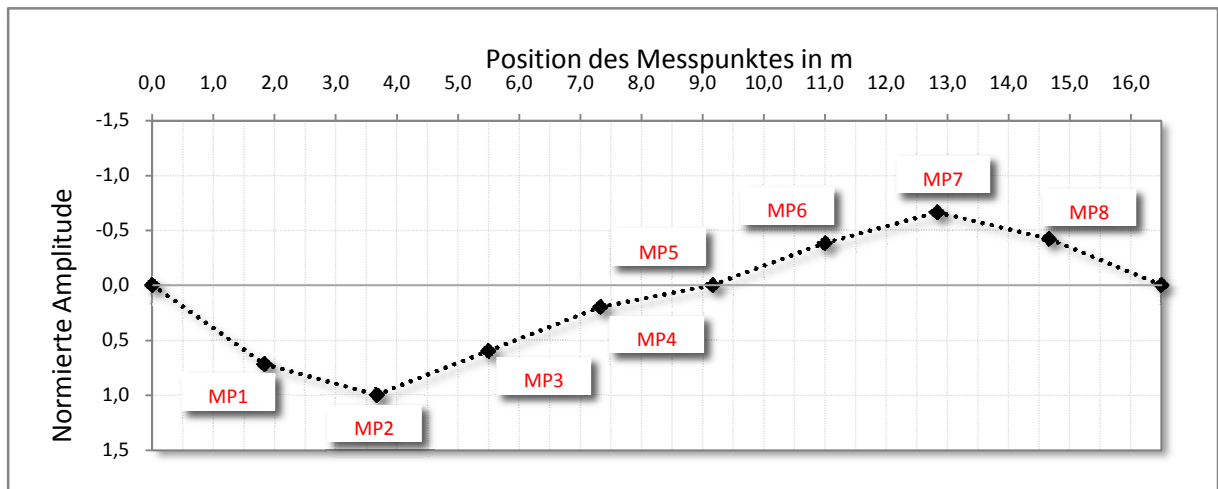


Abb. 30: Dritte Eigenform – $f_3 = 15,2$ Hz

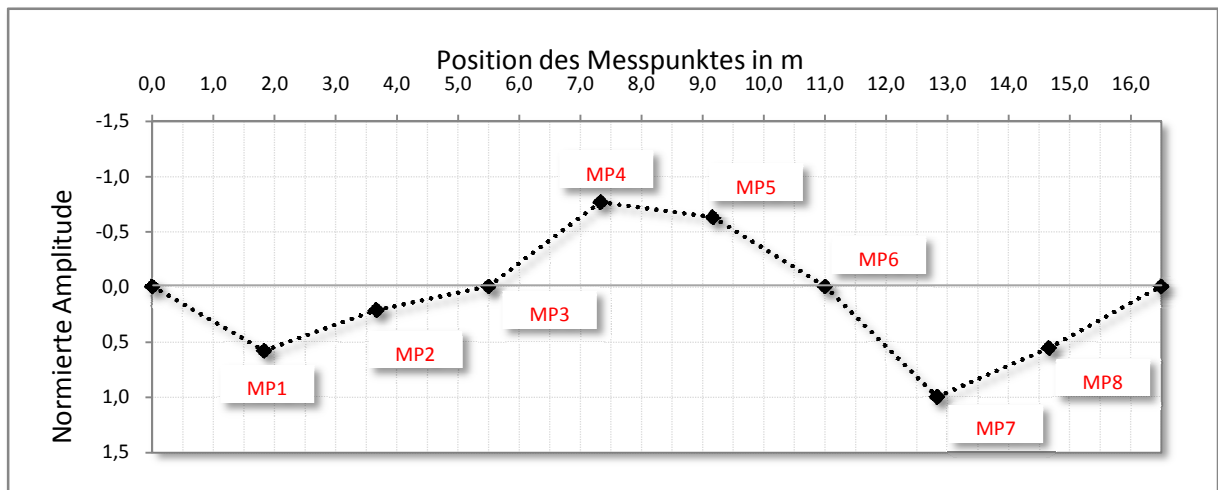


Abb. 31: Vierte Eigenform: Betrachtete Eigenform der Deckenplatte – $f_4 = 16,6$ Hz

6.3.3.2 Dämpfung

Die Dämpfung der Konstruktion stellt einen wesentlichen Kennwert zur Beurteilung des Schwingungsverhaltens einer Konstruktion dar. Die Konstruktionsdämpfung wurde im Mittel zu 1,5 % (Lehrsche Dämpfung) bestimmt [ISD.2]. Dies liegt im Bereich der für Stahlbeton in der Literatur angegebenen üblichen Grenzen [21].

6.3.3.3 Gleitsinusanregung

Die Ermittlung des Tragvermögens wird auf der Basis der harmonischen Anregung bzw. der Anregung durch den Gleitsinus vorgenommen. Für die Untersuchung des gesamten Deckensystems wurde ein Frequenzbereich von 8 bis 14 Hz gewählt, der in 50 Sekunden durchlaufen wird.

Hauptsächlich soll die Gleitsinusanregung zur Ermittlung der Steifigkeit der Deckenplatte eingesetzt werden. Bei einer Erregerfrequenz von 8 Hz bis 11 Hz und der Deckeneigenfrequenz von 16,6 Hz liegt das Frequenzverhältnis η zwischen $1/3$ und $2/3$. Die Dämpfungskräfte sind, wie in Kapitel 4.2.1.1 beschrieben, in diesem Bereich vernachlässigbar klein, die Erregerkräfte jedoch ausreichend groß. Die Erweiterung des Frequenzbereichs bis 14 Hz erlaubt zusätzlich die Identifikation der ersten beiden Beigeigenfrequenzen des Gesamtsystems ($f_1 = 10,7$ Hz, $f_2 = 13,3$ Hz).

Der Zeitverlauf der Erregerkraft sowie der Systemantwort sind in Abb. 32 mit den zugehörigen Frequenzspektren dargestellt. Im Zeitverlauf der Erregerkraft sowie im zugehörigen Frequenzspektrum ist deutlich erkennbar, dass sich die Erregerkraft mit zunehmender Frequenz aufgrund der Unwuchterregung erhöht. Folglich würden höhere Frequenzen mit einer größeren Kraft angeregt. Dies ist zu berücksichtigen, wenn die Gleitsinusanregung zur Ermittlung der Eigenfrequenzen aus der Systemantwort genutzt wird.

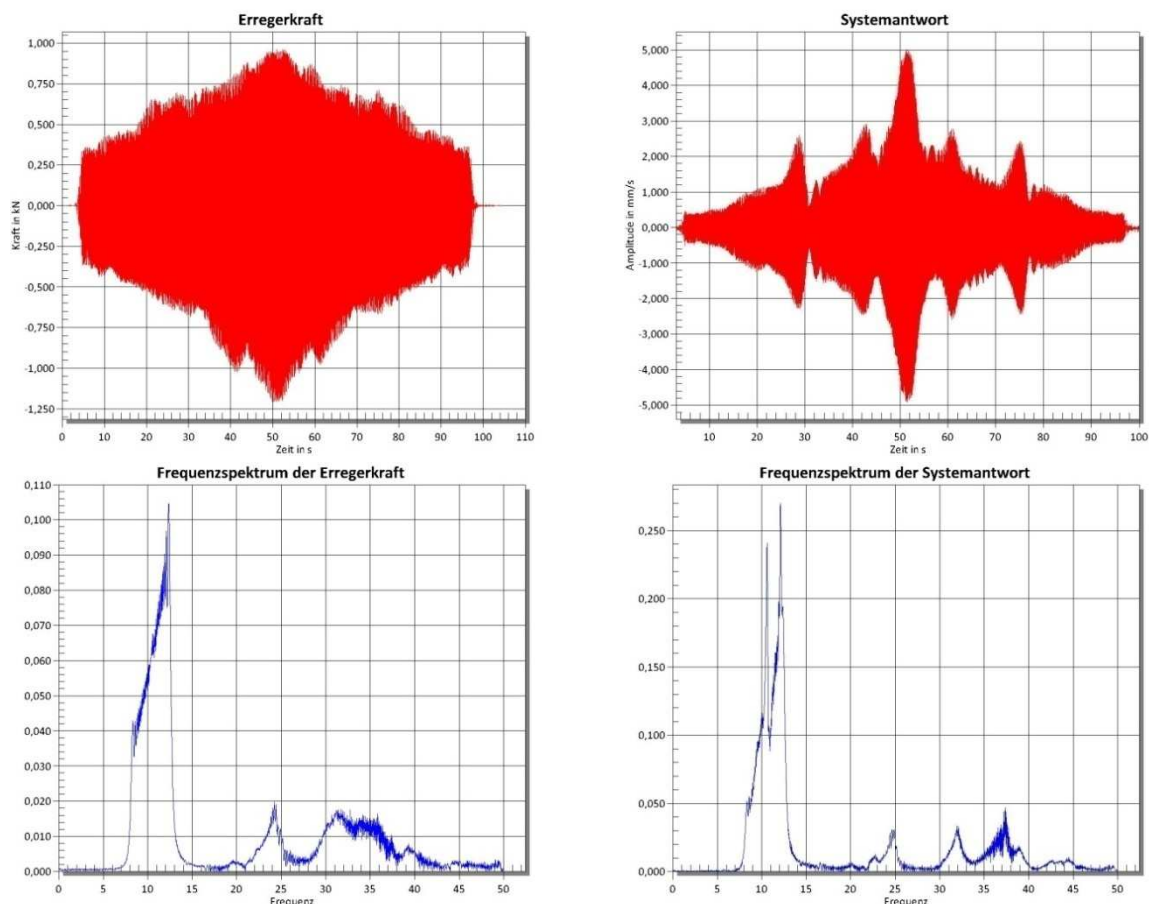


Abb. 32: Links – Zeitverlauf der Erregerkraft, rechts – Zeitverlauf der Systemantwort und zugehörige Frequenzspektren

6.4 Finite-Elemente-Modell und Modellvalidierung

Auf Grundlage der Konstruktionspläne und der statischen Berechnungen wurde ein Finite-Elemente-Modell der Deckenplatte erstellt, vgl. Abb. 33. Dies diente als Referenzmodell für eine Sensitivitätsanalyse und die anschließende Modellvalidierung.

Die Lagerungsbedingungen des Referenzmodells wurden dem Grundriss entsprechend, vgl. Abb. 25, an den Stützen sowie am Treppenhauskern und am Aufzugsschacht zunächst als starre vertikale Auflager modelliert. Die horizontale Aussteifung der Konstruktion wird durch die Gebäudekerne gewährleistet. Daher wurde das Modell der Deckenplatte zusätzlich zu den vertikalen Auflagern in der Ebene unverschieblich gelagert.

Für die Vernetzung des Modells wurden Schalenelemente verwendet.

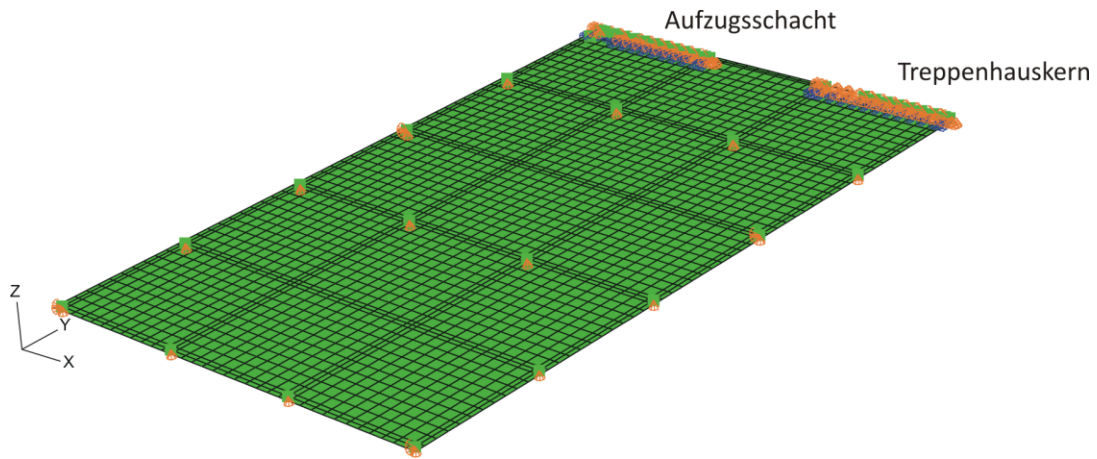


Abb. 33: Finite-Elemente-Modell der Decke

Die durch eine Modalanalyse bestimmten Eigenfrequenzen des Referenzmodells sind in Tab. 4 im Vergleich zu den gemessenen Werten angegeben. Die berechneten Eigenfrequenzen weichen mit bis zu 11 % von den Messergebnissen ab.

Eigenfrequenz	f_1 in Hz	f_2 in Hz	f_3 in Hz	f_4 in Hz
Messung	10,7	13,3	15,2	16,6
Referenzmodell	9,9*	12,5*	13,6*	15,9*
Abweichung	8 %	6 %	11 %	4 %

* Anmerkung: Die Eigenformen der Simulation entsprechen nicht direkt den Eigenformen der Messung. In der Simulation tritt bereits zwischen der ersten und zweiten hier aufgeführten Eigenfrequenz eine alleinige Biegeeigenfrequenz der Decke auf.

Tab. 4: Vergleich der gemessenen Eigenfrequenzen mit den Ergebnissen der Modalanalyse des Referenzmodells

Darüber hinaus treten die Eigenformen in der Simulation nicht in der Reihenfolge auf, die in den Messungen ermittelt wurde. Die Messauswertung zeigte, dass die ersten drei Biegeeigenformen der Konstruktion durch die inneren Unterzüge dominiert werden. Unterzüge und Deckenplatte verformen sich dabei in gleicher Weise. Die vierte Eigenform stellt die alleinige Biegeeigenform der Platte dar, vgl. Abschnitt 6.3.3.1.

In der Simulation entspricht die erste Biegeeigenform der gemessenen Eigenform, wobei jedoch die Frequenz wesentlich zu tief bestimmt wird. Die zweite berechnete Biegeeigenform ist bereits eine Eigenform der Deckenplatte, da im Bereich der Unterzüge Knotenpunkte in den Eigenformen auftreten. Diese Eigenform stimmt jedoch in Form und Frequenz nicht mit den Messergebnissen überein. Die dritte und vierte Eigenform des Modells werden wieder durch die inneren Unterzüge dominiert und entsprechen den Messergebnissen. Erst die nachfolgende Eigenform des Modells bildet die anhand der Messdaten ermittelte Biegeeigenform der Decke ab. Die Frequenz wird jedoch auch hier zu tief berechnet.

Folglich ist das Ziel einer Modellvalidierung, neben die Eigenfrequenzen auch die Eigenformen des Modells an die gemessenen Größen anzupassen. Der Modellvalidierung wurde eine Sensitivitätsanalyse vorangestellt. Es wurde untersucht, welche Modellparameter die Eigenfrequenzen und die zugehörigen Eigenformen des Modells besonders stark beeinflussen.

Als Parameter der Sensitivitätsanalyse wurden vier Größen ausgewählt:

- **Elastizitätsmodul und Rohdichte des Betons**
Die Materialkennwerte von Beton unterliegen in Abhängigkeit der Zusammensetzung Schwankungen, vgl. z.B. DIN 1045-1 [35].
- **Biegelängsbewehrung der Unterzüge**
Durch die Biegelängsbewehrung vergrößert sich der Steiner-Anteil der Flächenträgheitsmomente der Unterzüge. Dadurch wird die Biegesteifigkeit erhöht. Es muss daher untersucht werden, welchen Einfluss dies auf die Gesamtsteifigkeit des Systems hat.
- **Lagerungsbedingungen**
Durch die Anordnung von Drehfedern in den Bereichen der Stützen und Wände entsteht eine elastische Einspannung der Platte. Der Einfluss dieser Einschränkung der Rotationsfähigkeit der Deckenplatte auf die Eigenfrequenzen und Eigenformen muss untersucht werden.

In unterschiedlichen Modellen wurde der Einfluss der gewählten Parameter untersucht. Erwartungsgemäß zeigte sich, dass sowohl der Elastizitätsmodul als auch die Rohdichte sensitive Parameter sind, deren Veränderungen die Eigenfrequenzen des Modells beeinflussen. Beispielsweise führte eine Steifigkeitserhöhung durch eine Erhöhung des E-Moduls zu einer Erhöhung der Eigenfrequenzen. Die Eigenformen veränderten sich jedoch durch die gleichbleibende Steifigkeitsverteilung über die Deckenfläche nicht. Die Reihenfolge der Eigenformen blieb entsprechend der des Referenzmodells.

Darüber hinaus wurde festgestellt, dass eine Berücksichtigung der Biegelängsbewehrung der Unterzüge nur einen sehr geringen Einfluss auf die Eigenfrequenzen des Modells hat. Die Gesamtsteifigkeit der Deckenplatte veränderte sich nach Einfügen der Bewehrung kaum. Es konnte keine wesentliche

Erhöhung der Eigenfrequenzen gegenüber denen des Referenzmodells beobachtet werden. Auch die Eigenformen veränderten sich gegenüber denen des Referenzmodells nicht.

Zusätzlich zu den starren Auflagerungen der Decke in vertikaler Richtung an den realen Auflagerpunkten (Stützen, Gebäudekern) wurde der Einfluss einer elastischen Einspannung aller Stützen in beiden Raumrichtungen sowie des Aufzugsschachtes und des Treppenhauskerns untersucht. Dadurch wurde die Rotationsfähigkeit der Decke in diesen Bereichen eingeschränkt. Die elastischen Einspannungen wurden mit Federn modelliert.

Durch das Einfügen von Drehfedern an den Auflagerbereichen wurde die Steifigkeitsverteilung des Systems verändert. Dies führte eine Veränderung der Reihenfolge der Eigenformen herbei. Die Reihenfolge der Eigenformen des numerischen Modells entsprach nun denen der Messung. Darüber hinaus wurden durch die veränderten Lagerungsbedingungen auch die Eigenfrequenzen beeinflusst.

Eine realistische Auflagerung wurde durch die Wahl der Federsteifigkeiten entsprechend der Steifigkeiten der Betonquerschnitte der angrenzenden Bauteile erreicht. Dadurch konnten sowohl die Eigenfrequenzen als auch die Eigenformen des Modells sehr gut an die Messergebnisse angepasst werden. Nach *Bachmann* [2] sollten dynamische Analysen von Stahlbetonkonstruktionen mit einem geringfügig erhöhten Elastizitätsmodul durchgeführt werden. Daher wurde der Elastizitätsmodul hier, basierend auf einer Parameterstudie, etwas höher angesetzt als der den statischen Berechnungen zugrunde liegende Wert.

Die Eigenfrequenzen des validierten Modells sind in Tab. 5 im Vergleich zu denen der Messung und des Referenzmodells dargestellt. Die Eigenformen des validierten Modells sind in den Abbildungen 31 bis 34 den in der Messung ermittelten Eigenformen gegenüber gestellt.

Eigenfrequenz	f ₁ in Hz	f ₂ in Hz	f ₃ in Hz	f ₄ in Hz
Messung	10,7	13,3	15,2	16,6
Referenzmodell	9,9*	12,5*	13,6*	15,9*
Abweichung	8 %	6 %	11 %	4 %
Validiertes Modell	10,6	13,4	15,4	17,5
Abweichung	1 %	1 %	1 %	6 %

* Anmerkung: Die Eigenformen der Simulation entsprechen nicht direkt den Eigenformen der Messung. In der Simulation tritt bereits zwischen der ersten und zweiten hier aufgeführten Eigenfrequenz eine alleinige Biegeeigenfrequenz der Decke auf.

Tab. 5: Vergleich der gemessenen Eigenfrequenzen mit den Ergebnissen der Modalanalyse des Referenzmodells und des validierten Modells

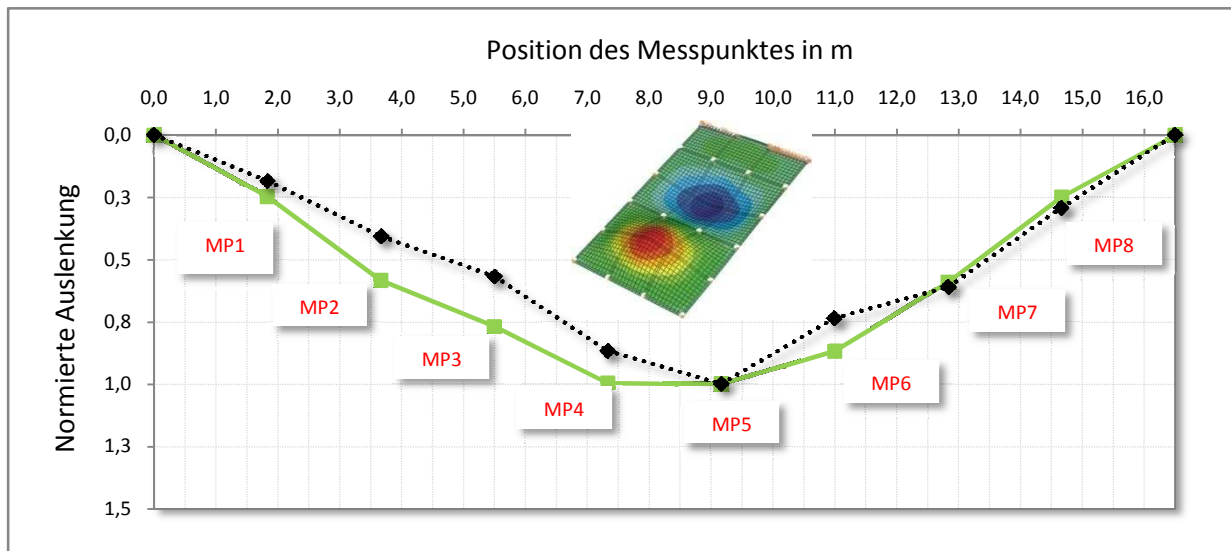


Abb. 34: Erste Eigenform – Vergleich Messung (schwarz) und Simulation (grün)

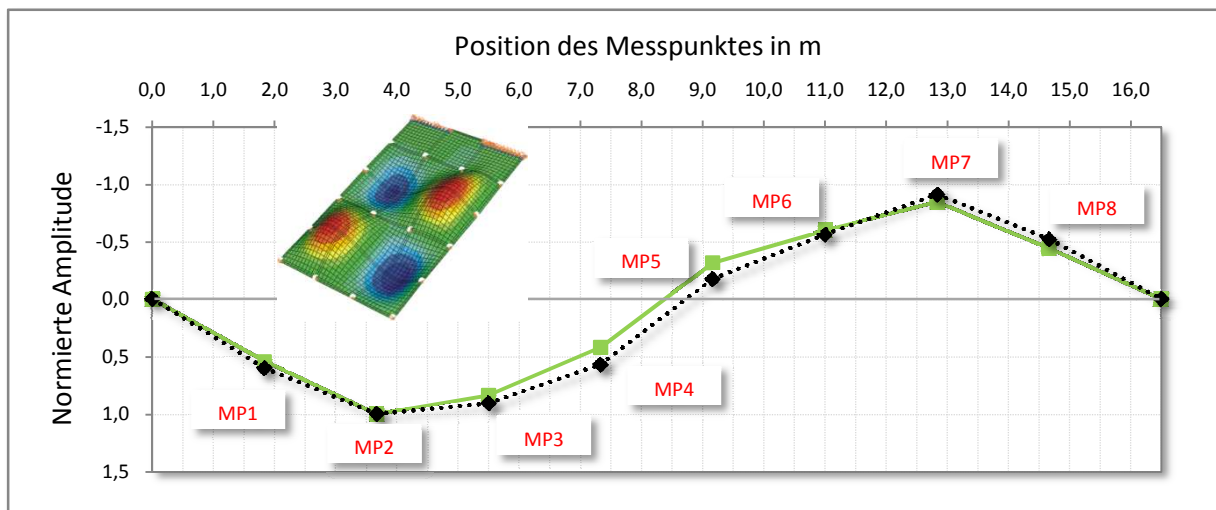


Abb. 35: Zweite Eigenform – Vergleich Messung (schwarz) und Simulation (grün)

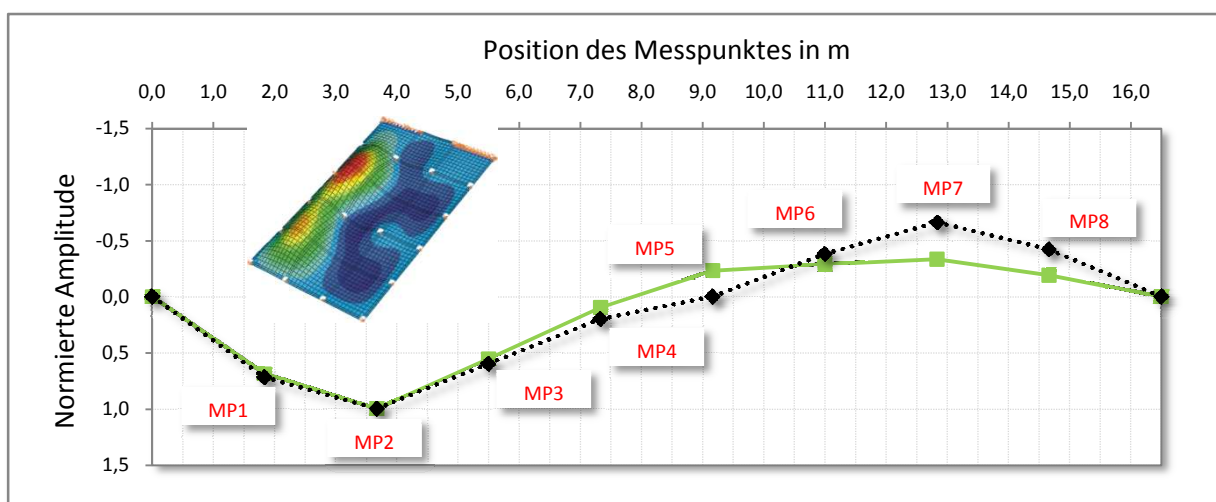


Abb. 36: Dritte Eigenform – Vergleich Messung (schwarz) und Simulation (grün)

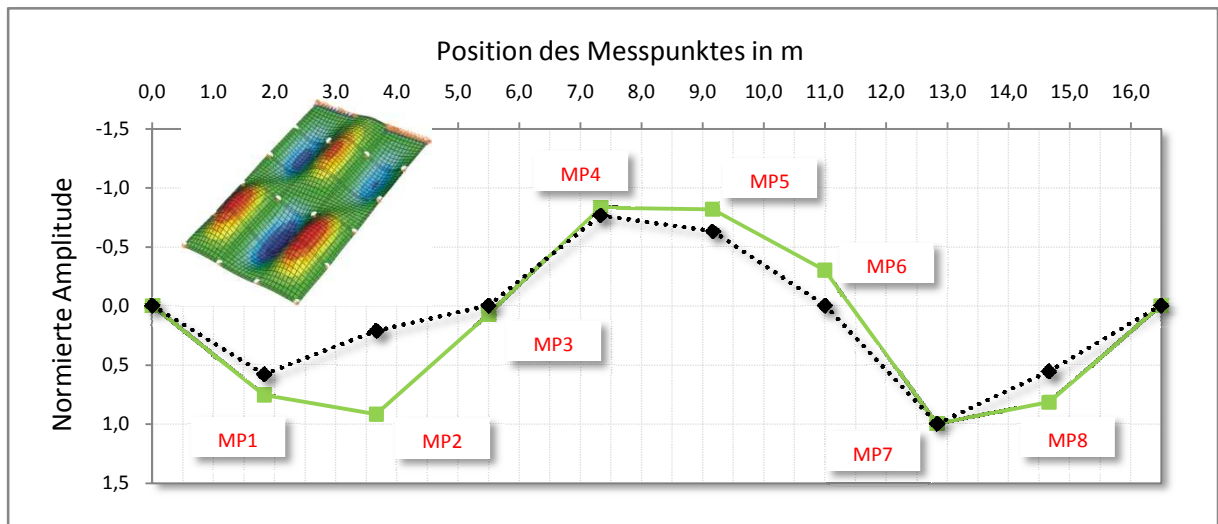


Abb. 37: Vierte Eigenform – Vergleich Messung (schwarz) und Simulation (grün)

Weitere Informationen zum Schwingungsverhalten der Deckenkonstruktionen des Bürogebäudes in Bad Pyrmont sind in [ISD.2] zu finden.

6.5 Ermittlung des Tragvermögens

6.5.1 Steifigkeit des Systems aus Erregerkraft und Systemantwort

Die Steifigkeit der Konstruktion wird über die erzwungene Anregung und die Systemantwort bestimmt. Die Anregung der Deckenkonstruktion erfolgte, wie in Abschnitt 6.3 beschrieben, über einen Gleitsinus. Um den Ansatz zur Berechnung der Steifigkeit aus der harmonischen Anregung aus Kapitel 4.2.1.1 anwenden zu können, wird nur ein Teilbereich der Erregerkraft und der zugehörige Bereich der Systemantwort berücksichtigt. Die Geschwindigkeit der Gleitfrequenzänderung beträgt bei dem gewählten Frequenzbereich und der gewählten Anregungsdauer 0,1 Hz/s und ist somit sehr gering. Für einen Zeitbereich von einer Sekunde kann daher nahezu von einer harmonischen Anregung ausgegangen werden.

Allerdings wird, wie in Kapitel 5.2.2 beschrieben, aus Abb. 38 deutlich, dass trotz der Betrachtung eines kleinen Zeitfensters mehrere Frequenzen im Spektrum der Erregerkraft enthalten sind. Dies ist durch die Unwuchterregung des Schwingerregers bedingt. Die Rückkopplung zwischen Erregeranlage und Deckenplatte führt dazu, dass die Schwungscheibe des Erregers anstatt eines Kreisbogens eine Ellipse beschreibt. Dadurch werden auch höhere Harmonische der Erregerfrequenz in die Konstruktion eingeleitet. Das System antwortet jedoch in diesen Erregerfrequenzen. Durch eine Filterung des Erreger- und Antwortsignals mit einem Tiefpassfilter können ungewünschte Frequenzen höherer Harmonischer herausgefiltert werden, ohne damit die Signale zu verfälschen. Abb. 38 und Abb. 39 zeigen sowohl den Erregerkraftverlauf im Rohzustand und nach der Filterung als auch die Systemantwort vor und nach der Filterung.

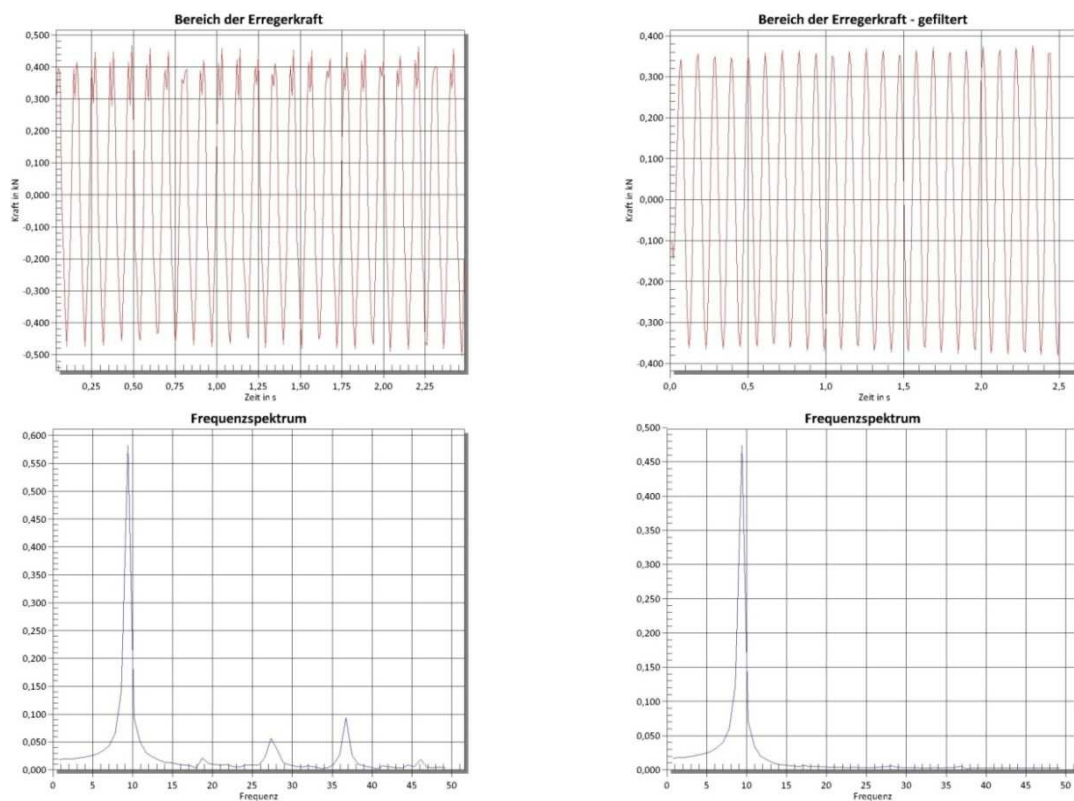


Abb. 38: Links – Ungefilterter Bereich des Zeitverlaufs der Erregerkraft und zugehöriges Frequenzspektrum, rechts – gefilterter Bereich des Zeitverlaufs der Erregerkraft und zugehöriges Frequenzspektrum

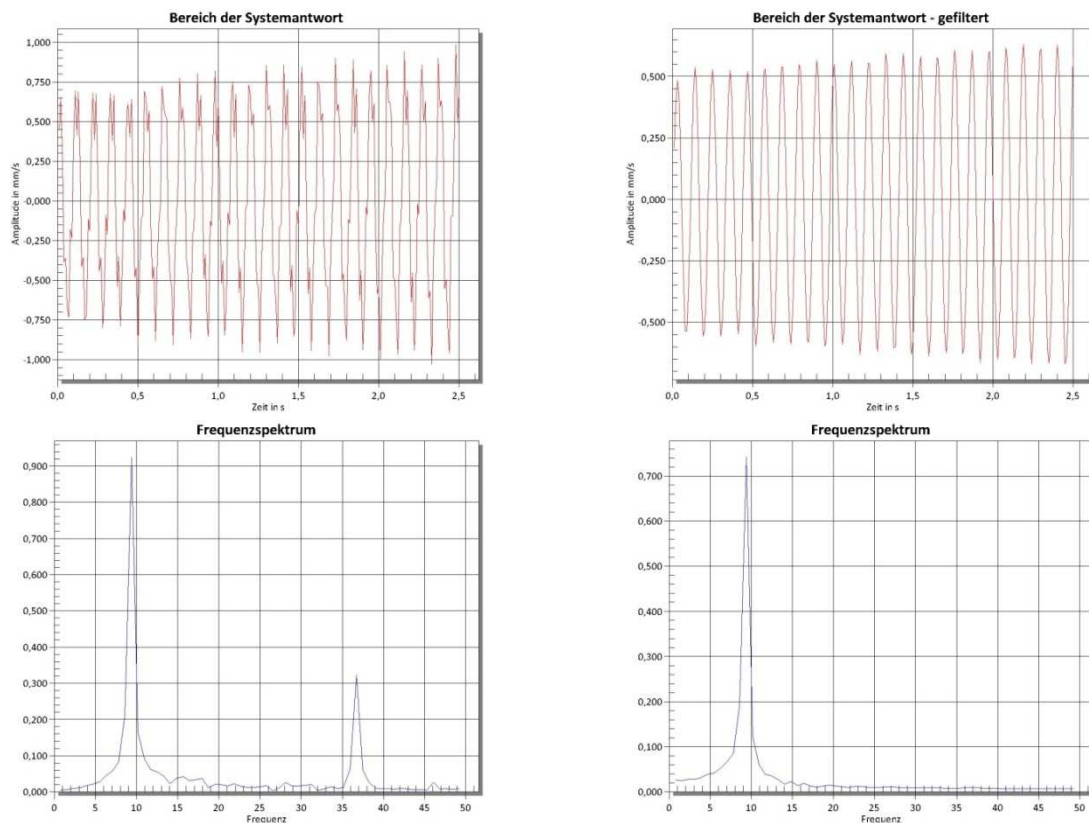


Abb. 39: Links – Ungefilterter Bereich des Zeitverlaufs der Systemantwort und zugehöriges Frequenzspektrum, rechts – gefilterter Bereich des Zeitverlaufs der Systemantwort und zugehöriges Frequenzspektrum

Zur Berechnung der Steifigkeit aus der harmonischen Anregung muss der eingeschwungene Zustand betrachtet werden. In diesem Fall sind die Eigenschwingungen der Konstruktion mit einer Konstruktionsdämpfung von 1,5 % nach ca. 3,5 s abgeklungen. Die Momentankreisfrequenz ist zu diesem Zeitpunkt auf 8,5 Hz angestiegen.

Für die Berechnung wird es als geeignet angesehen, einen etwas späteren Zeitbereich zu wählen und die Gleitfrequenz noch etwas weiter ansteigen zu lassen. Es wird ein Zeitbereich gewählt, bei dem die Erregerfrequenz 9,4 Hz beträgt. Mit der Eigenfrequenz der Deckenplatte von 16,6 Hz liegt das Frequenzverhältnis η noch unterhalb von $2/3$ jedoch höher als $1/3$, vgl. Kapitel 4.2.1. Es kann folglich davon ausgegangen werden, dass der Einfluss der Dämpfungskräfte gering ist, die Erregerkräfte jedoch ausreichend groß sind, um die Konstruktion zu Schwingungen anzuregen.

Mit dieser Erregerfrequenz und der betrachteten Eigenfrequenz der Decke von 16,60 Hz kann die generalisierte Steifigkeit der Decke aus den gefilterten Signalen des Erregerkraftverlaufs und der Systemantwort zu

$$K_{gen} = 5,7158 \cdot 10^7 N/m$$

bestimmt werden. Auch für andere Bereiche innerhalb des Frequenzverhältnisses η von $1/3$ bis $2/3$ konnte diese Steifigkeit ermittelt werden.

Das validierte Finite-Elemente-Modell wurde durch eine harmonische Anregung mit einer festen Frequenz von 9,4 Hz belastet. Die Kraftamplitude betrug 350 N, wie es auch bei den Messungen für diese Frequenz der Fall war. Der Erregerkraftverlauf und die Systemantwort sind in Abb. 40 dargestellt. Damit wird die generalisierte Steifigkeit des validierten Finite-Elemente-Modells zu

$$K_{gen} = 6,1824 \cdot 10^7 N/m$$

berechnet. Die prozentuale Abweichung von ca. 7 % resultiert daraus, dass das validierte Modell etwas steifer ist als die reale Deckenkonstruktion. Dies wird auch bei einem Vergleich der Frequenzen deutlich, vgl. Kapitel 6.4. Die geringe Abweichung, wie sie auch bei der Frequenz auftritt, zeigt darüber hinaus, dass die durch den Schwingerreger eingeleitete Kraft exakt durch die Kraftaufnehmer erfasst und für weitere Berechnungen ausgezeichnet genutzt werden kann. Insgesamt spiegelt das Modell die realen Bedingungen sehr gut wider.

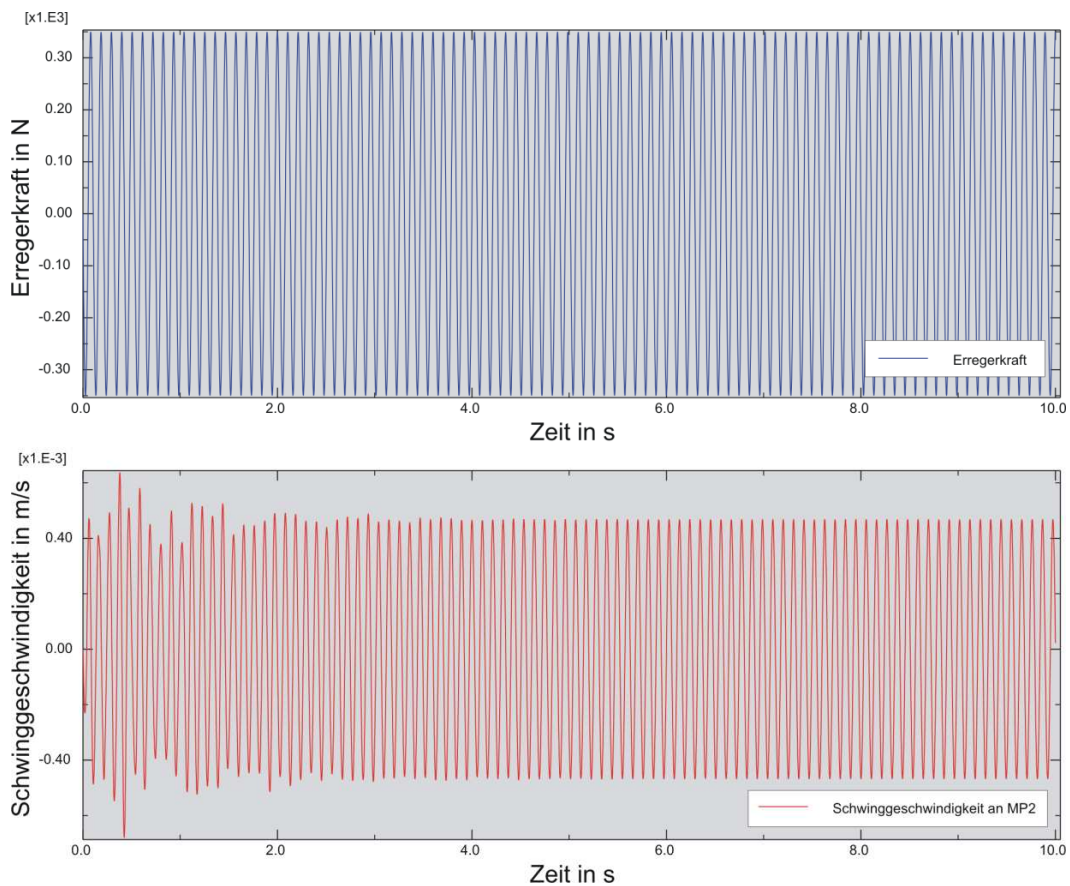


Abb. 40: Erregerkraftverlauf und Systemantwort einer harmonischen Anregung mit 9,4 Hz

6.5.2 Ersatzkennwert unter Berücksichtigung der Tragreserven

Es wurde zunächst die Idee verfolgt, eine Ersatzbiegesteifigkeit für das in den statischen Berechnungen verwendete einfache Modell des Mehrfeldbalkens zu ermitteln. Dieser Kennwert sollte direkt die Plattentragwirkung und die Tragreserven des Systems berücksichtigen.

Die Ersatzbiegesteifigkeit wurde deshalb mit dem Ansatz nach Kapitel 4.2.2 für die Platte mit einachsigen Lastabtrag

$$EI = const. = \frac{K_{gen}}{\int_0^L (\widehat{w}''(x))^2 dx}$$

berechnet. Die Eigenform wurde dafür im ersten Feld durch eine Sinus-Funktion angenähert. Es ergab sich eine Ersatzbiegesteifigkeit von

$$EI_{ers} = 1,095 \cdot 10^8 \text{ Nm}^2$$

Die in den statischen Berechnungen vom Tragwerksplaner angesetzte Biegesteifigkeit des statischen Ersatzsystems (1m breiter Plattenstreifen als Mehrfeldbalken, vgl. Abschnitt 6.2) ist mit

$$EI_{stat} = 3,19 \cdot 10^{10} \cdot 6,667 \cdot 10^{-4} = 2,127 \cdot 10^7 \text{ Nm}^2$$

im Vergleich zu der berechneten Ersatzbiegesteifigkeit wesentlich geringer.

Zur Kontrolle wurde mit der Ersatzbiegesteifigkeit EI_{ers} am vereinfachten statischen System (Mehrfeldbalken) eine Modalanalyse durchgeführt. Damit sollte überprüft werden, ob mit dem berechneten Ersatzkennwert die gemessene Eigenfrequenz der Deckenplatte auch am vereinfachten Modell berechnet werden kann. Die berechnete Eigenfrequenz des Ersatzsystems lag jedoch mit 24,5 Hz wesentlich höher als die gemessene Eigenfrequenz der Deckenplatte von 16,6 Hz.

Der Ansatz für die Platte mit einachsigen Lastabtrag zur Berechnung der Ersatzbiegesteifigkeit ist folglich nicht geeignet, um direkt einen Ersatzkennwert für Berechnungen am vereinfachten System (Balkenmodell) zu bestimmen. Bei Anwendung dieses Ansatzes wurde angenommen, dass sich die Gesamtsteifigkeit des Systems direkt aus dem einachsigen Lastabtrag ergibt. Dies spiegelt jedoch die Realität nicht korrekt wider.

Die Messungen haben, durch die im Vergleich zum vereinfachten Ersatzsystem wesentlich höhere Eigenfrequenz und die Eigenform, gezeigt, dass der Lastabtrag zweiachsig erfolgt. Die Quertragwirkung der Platte muss also bei der Bestimmung eines Ersatzkennwertes berücksichtigt werden. Es müsste daher der Ansatz unter Berücksichtigung des zweiachsigen Lastabtrags der Platte aus Kapitel 4.2.2 überprüft werden. Die Deckenplatte müsste dann mit der ermittelten Ersatzsteifigkeit als Flächentragwerk nachgerechnet werden.

Eine Ersatzbiegesteifigkeit unter Verwendung dieses Ansatzes wurde bisher an dieser Deckenplatte noch nicht bestimmt. Bei der Messung wurde nur eine Tragrichtung der Platte berücksichtigt. Eine Approximation der Eigenschwingungsformen quer zur Deckenspannungsrichtung ist daher nicht direkt möglich. Folglich kann der vorgeschlagene Ansatz zur Ermittlung der Plattensteifigkeit am vorgestellten Objekt noch nicht überprüft werden.

Das validierte Finite-Elemente-Modell kann jedoch sehr gut für die statischen Berechnungen herangezogen werden. Es berücksichtigt die realen Randbedingungen und die Steifigkeitsverteilung. Statische Vergleichsberechnungen zeigen, dass das validierte Finite-Elemente-Modell wesentlich geringere Durchbiegungen unter den statischen Lasten zeigt, als das Ersatzsystem, das den statischen Berechnungen zugrunde liegt, vgl. Abb. 41. Darüber hinaus wird aus Abb. 41 deutlich, dass die Lagerungsbedingungen die Steifigkeit der Konstruktion wesentlich beeinflussen. Die Durchbiegungen unter statischer Last sind am vereinfachten Ersatzsystem (Mehrfeldbalken) sehr groß (Abb. 41, rot). Durch die Plattentragwirkung werden sie reduziert (Abb. 41, violett). Die Berücksichtigung der elastischen Einspannung durch die Stützen, den Aufzugsschacht und den Treppenhauskern führt zu einer weiteren Verringerung der Durchbiegungen (Abb. 41, grün). Würden nun statische Nachrechnungen im Rahmen einer Gebäudeumnutzung mit diesem Modell für z.B. eine erhöhte Nutzlast durchgeführt, könnte der Nachweis der Tragsicherheit mit dem validierten Modell sehr viel eher erbracht werden als am vereinfachten Ersatzsystem.

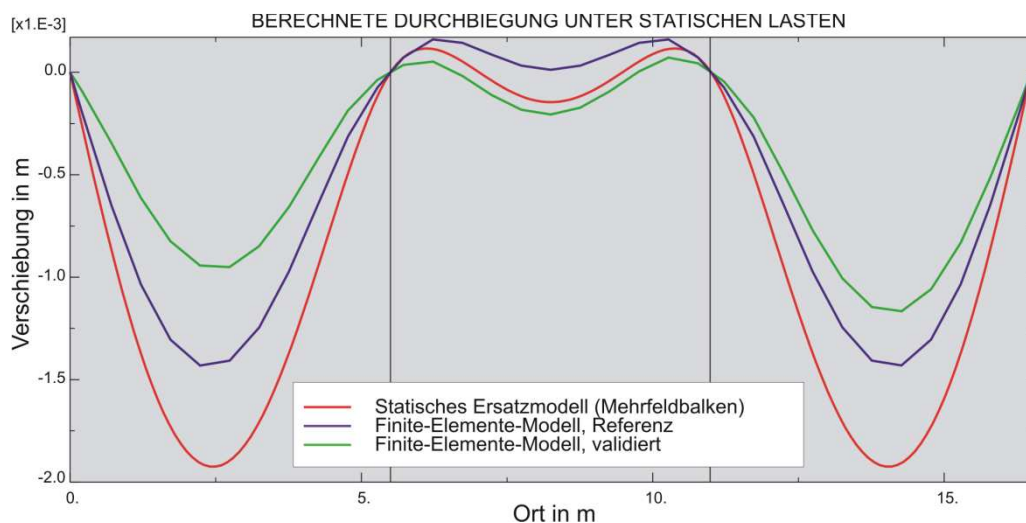


Abb. 41: Vergleich der Durchbiegungen unter statischen Lasten am validierten Finite-Elemente-Modell, am unvalidierten Referenzmodell und am statischen Ersatzsystem

Das erstellte Finite-Elemente-Modell ist relativ komplex. Es könnte direkt vom Tragwerksplaner für statische Nachweise genutzt werden. Ziel ist es aber, die vorgestellten Ansätze weiter zu erproben und zu validieren, so dass dem Tragwerksplaner einfachere Ersatzsysteme mit Ersatzkennwerten geliefert werden können, ohne dass komplexe Modelle notwendig werden.

Dafür sind zunächst weitere numerische und messtechnische Untersuchungen an Massivdecken notwendig. An einfachen Deckenkonstruktionen ohne Unterzüge soll die Methode weiter erprobt werden. Darüber hinaus ist es notwendig, den Einfluss von Unterzügen auf die Gesamtsteifigkeit an unterschiedlichen Deckenkonstruktionen zu überprüfen.

7 Übersicht der Arbeitspakete

Tab. 6 gibt einen Überblick über die erforderlichen Arbeitspakete und den derzeitigen Stand der Tätigkeiten.

ARBEITSPAKET	STAND DER TÄTIGKEIT
AP.1 THEORETISCHE GRUNDLAGEN	
Steifigkeit aus der harmonischen Anregung	entwickelt, verifiziert, implementiert
Steifigkeit aus dem Impuls	entwickelt
Ersatzbiegesteifigkeit	entwickelt
AP.2 MESSTECHNISCHE UNTERSUCHUNGEN	
Messkonzept	
Anregungsarten	festgelegt, verifiziert
Messaufbau und -durchführung	festgelegt, verifiziert
Messungen	
Stahlbetondecken	gemessen, weitere notwendig
Stahlsteindecken	gemessen, weitere notwendig
Kappendecken	weitere notwendig
Holzbalkendecken	gemessen, weitere notwendig
Auswertekonzept	entwickelt, verifiziert
AP.3 NUMERISCHE SIMULATIONEN	
Tool zur Modellvalidierung	in Arbeit
AP.4 BERECHNUNGS- UND AUSWERTETOOL	
Implementierung der theoretischen Grundlagen	in Arbeit
Programmierung der Benutzeroberfläche	in Planung

Tab. 6: Arbeitspakete

Bei der folgenden Bearbeitung liegt der Schwerpunkt zunächst auf der weiteren Erprobung der beschriebenen Ansätze zur Ermittlung der Steifigkeit aus der harmonischen Anregung und zur Bestimmung der Ersatzsteifigkeit an unterschiedlichen Massivdecken. Dafür sind sowohl Messungen an mehreren Deckenkonstruktionen als auch numerische Simulationen notwendig. Messungen an einer zweiachsig gespannten Massivdecke werden derzeit vorbereitet. Da die Decken nach Verfügbarkeit gemessen werden müssen, werden außerdem Messungen an leichten Holzbalkendecken geplant.

Im Rahmen der Messauswertung müssen die erstellten Finite-Elemente-Modelle der Deckenkonstruktionen validiert werden. Im Zuge dessen wird das Modellvalidierungstool weiterentwickelt und getestet.

Parallel zur Verifikation der theoretischen Ansätze und der Auswertungen der Messungen wird an der Implementierung des Berechnungs- und Auswertetools gearbeitet.

Des Weiteren wird der Ansatz zur Berechnung der Steifigkeit aus dem Impuls mittels numerischer Beispielmuster mit bekannten Ein- und Ausgangsparametern getestet. Der Ansatz wird dann in das bestehende Berechnungs- und Auswertetool implementiert. Anhand der Daten der bereits gemessenen Deckenkonstruktionen wird seine Eignung verifiziert. Es kann abschließend ein Vergleich der beiden Ansätze zur Berechnung der Steifigkeit aus der harmonischen Anregung und der aus dem Impuls durchgeführt werden.

8 Zusammenfassung und Ausblick

Dieser Zwischenbericht beschreibt den derzeitigen Stand der Arbeiten bei der Entwicklung eines zerstörungsfreien Diagnoseverfahrens zur Ermittlung des Tragvermögens von Geschossdecken in historischen und neueren Gebäuden auf der Basis von Schwingungsmessungen.

Einleitend wurde der derzeitige Stand der Technik erläutert und die Methode in den wissenschaftlichen Kontext eingeordnet. Anschließend wurde die Vorgehensweise bei der Anwendung des Diagnoseverfahrens beschrieben.

Darüber hinaus wurden die theoretischen, analytischen Grundlagen der Methode vorgestellt. Die Methode nutzt zur Ermittlung des Tragvermögens die Eigenformen und die aus der erzwungenen Schwingung ermittelte Steifigkeit des Systems. Zur Ermittlung der Steifigkeit der Konstruktion wurde neben dem im Antrag beschriebenen Ansatz zur Ermittlung der Steifigkeit aus der harmonischen Anregung ein weiterer Ansatz zur Ermittlung der Steifigkeit aus dem Impuls vorgestellt. Dieser soll an leichten Deckenkonstruktionen Anwendung finden. Darüber hinaus wurden theoretische Ansätze zur Berechnung eines Ersatzkennwertes vorgestellt, der die Tragreserven berücksichtigt und dem Tragwerksplaner für statische Berechnungen zur Verfügung gestellt werden kann.

Im Anschluss an einen Überblick über die Messtechnik wurden die zur Anwendung kommenden Anregungsarten vorgestellt und erläutert. Zusätzlich wurden exemplarisch zwei Messaufbauten der Messungen einer Stahlbetondecke aus den 50er Jahren und einer Holzbalkendecke aus der Gründerzeit vorgestellt.

Die Anwendbarkeit sowie die momentanen Grenzen der Methode wurden anhand des Beispiels einer Messung an einer Stahlbetondecke eines Bürogebäudes erörtert. Die Steifigkeit der Deckenkonstruktion konnte aus den Messwerten berechnet werden. Durch ein validiertes Finite-Elemente-Modell wurde das Ergebnis verifiziert. Es wurde gezeigt, dass es nicht möglich ist, über ein Flächentragwerk eine Ersatzbiegesteifigkeit für ein Balkenmodell zu ermitteln. Erfolgt der Lastabtrag der realen Konstruktion zweiachsig, ist die Berechnung eines Ersatzkennwertes für ein Flächentragwerk notwendig. Ein statischer Ersatzkennwert für ein Tragwerk mit zweiachsigem Lastabtrag auf Basis der Eigenformen und der generalisierten Steifigkeit konnte bislang mit den Messwerten noch nicht berechnet werden.

Auf Grundlage des Modells konnte jedoch gezeigt werden, dass selbst neue Deckenkonstruktionen über hohe Tragreserven verfügen, die in statischen Berechnungen nicht berücksichtigt werden. Der statische Nachweis bei einer Gebäudeumnutzung könnte unter Berücksichtigung der Tragreserven mit dem Modell erbracht werden.

Der Bericht schließt mit einem Überblick über die Arbeitspakete, den derzeitigen Stand der Tätigkeit sowie die anschließenden Arbeitsschritte.

Bisher konnten drei Stahlbetondecken, eine Holzbalkendecke und eine Stahlsteindecke gemessen werden. Damit das Diagnoseverfahren die zwischen 1900 und 2000 überwiegend eingesetzten Deckenkonstruktionen erfassen kann, sind zur messtechnischen Validierung und Erprobung der theoretischen Ansätze weitere Messungen an mindestens zwei Decken jeden Typs notwendig.

Zunächst werden weitere messtechnische und numerische Untersuchungen an Massivdecken durchgeführt. Die Einflüsse unterschiedlicher Konstruktionselemente wie z.B. Unterzüge, Kragplatten o.ä.

sollen im Zuge dessen im Detail quantifiziert werden. Im Rahmen der Messauswertungen wird das Berechnungs- und Auswertetool weiterentwickelt.

Da ein umfassendes Diagnoseverfahren entwickelt werden soll, das die gängigen Konstruktionstypen des 20. Jahrhunderts erfasst, muss die im Antrag beschriebene Methodik um einen Ansatz für leichte Deckenkonstruktionen erweitert werden.

Zur Umsetzung der notwendigen Arbeitsschritte, soll eine zweite Projektphase von einem Jahr beantragt werden.

Im Rahmen der zweiten Projektphase wird dann zunächst der Ansatz zur Ermittlung der Steifigkeit aus dem Impuls anhand weiterer numerischer Beispiele verifiziert und in das Berechnungs- und Auswertetool implementiert.

Darüber hinaus sollen weitere Messungen sowohl an Massivdecken als auch an Holzbalkendecken durchgeführt werden. Durch die Messungen an den Massivdecken kann ein Vergleich zwischen der aus der harmonischen Erregung berechneten Steifigkeit und der aus dem Impuls gezogen werden.

Parallel zu den Messungen werden, wie auch schon in der ersten Projektphase, Finite-Elemente-Modelle der Decken erstellt und anhand der Messdaten validiert. Im Zuge dessen wird das Modellvalidierungstool weiterentwickelt.

Abschließend wird zur einfachen Handhabung eine grafische Benutzeroberfläche für das Berechnungs- und Auswertetool implementiert.

9 Literatur

9.1 Publikationen des Instituts für Statik und Dynamik sowie des ehemaligen Curt-Risch-Instituts

- [ISD.1] *Bachmann, H.; Gerasch, W.-J.*: Einbau einer Zuschauertribüne in die Stadthalle Bremen (AWD-Dome). VDI-Tagung Baudynamik, Kassel, 2006.
- [ISD.2] *Cotardo, S.; Job, J.-U.*: Messtechnische Analyse und numerische Simulation menschen-erregter Schwingungen von Geschossdecken. Diplomarbeit, Institut für Statik und Dynamik, Leibniz Universität Hannover, 2007.
- [ISD.3] *Gerasch, W.-J.; Haake, G.*: Validierung bautechnischer Bemessungsmethoden für Offshore-Windenergieanlagen anhand der Messdaten der Messplattformen FINO 1 und FINO 2, Jahresbericht GIGAWIND, Hannover, 2005.
- [ISD.4] *Haake, G.; Gerasch, W.-J.; Rolfes, R.*: Identifikation der Eigenschwingungsgrößen von OWEA mit Hilfe der natürlichen Erregung. GIGAWIND Symposium, Hannover, 27. September 2005.
- [ISD.5] *Haake, G.; Gerasch, W.-J.; Rolfes, R.*: Tragstruktur – Dynamik des Gesamtmodells und Systemidentifikation, 5. Symposium Offshore-Windenergie: Bau- und umwelttechnische Aspekte, Hannover, April 2007.
- [ISD.6] *Pahn, T.; Gerasch, W.-J.; Rolfes, R.*: Optimization of offshore foundation structures. In: 3rd PhD Seminar on Wind Energy in Europe, European Academy for Wind Energy, Pamplona, October, 2007.
- [ISD.7] *Rolfes, R.; Gerasch, W.-J.; Haake, G.; Reetz, J.; Zerbst, S.*: Early Damage Detection System for Tower and Rotor Blades of Offshore Wind Turbines. In: Güemes, A. (Hrsg.), Structural Health Monitoring 2006, Proceedings of the Third European Workshop, Granada, July 5-7, 2006.
- [CRI.1] *Flesch, R.G.; Gerasch, W.-J.; Kernbichler, K.*: The significance of system identification for diagnostic dynamic testing of bridges. In: Proceedings of the European Conference on Structural Dynamics, EURO DYN 90, Bochum, 1991.
- [CRI.2] *Gerasch, W.-J.*: Dynamische und statische Untersuchung von Überladebrücken zur Ermittlung eines Schwingbeiwerts. Schriftenreihe der Bundesanstalt für Arbeitsschutz, Dortmund, 1987.
- [CRI.3] *Gerasch, W.-J.; Wolperding, G.P.*: Schwingungsverhalten weit gespannter Geschossdecken in Bürogebäuden mit und ohne Schwingungsdämpfer. In: Bauingenieur, Düsseldorf, Springer, 76, 2001.
- [CRI.4] *Natke, H.G.; Oeljeklaus, M.*: Smart online structural monitoring and diagnosis (ASCE). In: Proceedings of the 2001 Structures and Exposition, Washington, 2001.

- [CRI.5] *Natke, H.G.*: Einführung in die Theorie und Praxis der Zeitreihen- und Modalanalyse. Vieweg, Braunschweig, 1983.
- [CRI.6] *Natke, H.G.*: Baudynamik – Einführung in die Dynamik mit Anwendungen aus dem Bauwesen. Teubner, Stuttgart, 1989.

9.2 Weitere Publikationen

- [1] *Auersch, L.; Ebner, B.*: Erschütterungsimmissionen in Gebäuden: Eine Parameterstudie und messtechnische Untersuchungen zur Deckenresonanz. In: Bautechnik, Berlin, Ernst & Sohn, 65, 1988.
- [2] *Bachmann, H.; Ammann, W.*: Schwingungsprobleme bei Bauwerken – Durch Menschen und Maschinen induzierte Schwingungen. IABSE, Zürich, 1987.
- [3] *Bachmann, H. et.al.*: Vibration Problems in Structures – Practical Guidelines. Birkhäuser, Berlin, 1995.
- [4] *Bader, U.; Feuchter, G.; Stiglat, K.*: Versuche Stahlbetondecken aus dem Jahre 1905 im psychiatrischen Landeskrankenhaus in Wiesloch. In: Beton- und Stahlbetonbau, Berlin, Ernst & Sohn, 77, 3, 1982.
- [5] *Blum, R.; Kerkhof, K.*: Bestimmung von Steifigkeitsveränderungen bei der Sanierung der Klosterwegbrücke mit Hilfe der Schwingungsanalyse. In: Bauingenieur, Düsseldorf, Springer, 62, 1987.
- [6] *Brandl, H.*: Erprobung der Trag- und Nutzungsfähigkeit einer Kellerdecke. In: Bauplanung, Bautechnik, 42,10, Verlag für Bauwesen, Berlin 1988.
- [7] *Capecchi, D.; Vestroni, F.; Antonacci, E.*: Implementation of a procedure for identification of finite element models from experimental modal data. In: Proceedings of 2nd Europ. Conference on Structural Dynamics, Trondheim, Norway, 1993.
- [8] *Doko, G.A.*: Zur Bestimmung der wirksamen Querbiegesteifigkeit massiver Straßenbrücken aus Balkenreihen im Gebrauchszustand. Dissertation, Hannover, 2000.
- [9] *Gasch, R.*: Eignung der Schwingungsmessung zur Ermittlung der dynamischen Beanspruchung in Bauteilen. Dissertation, Fakultät für Maschinenwesen, TU Berlin, 1968.
- [10] *Gasch, R.*: Sammlung und Auswertung von Erschütterungsmessungen. Bericht für das Ministerium für Landesplanung, Wohnungsbau und öffentliche Arbeiten des Landes Nordrhein-Westfalen. Berlin, 1966.
- [11] *Geier, R.*: Brückendynamik – Schwingungsuntersuchungen von Schrägseilen, Books on Demand, Norderstedt, 2004.
- [12] *Gutermann, M.*: Ein Beitrag zur experimentellen Tragsicherheitsbewertung von Massivbrücken. Dissertation, Bremen, 2002.

- [13] *Hou, T.-C.; Lynch, J.P.*: Rapid-to-Deploy Wireless Monitoring System for Static and Dynamic Load Testing of Bridges: Validation on the Grove Street Bridge. In: SPIE 13th Annual International Symposium on Smart Structures and Materials, San Diego, CA, February 26 – March 2, 2006.
- [14] *Hveem, S.*: Vibration of lightweight floors – Establishing design criteria for lightweight floors. In: The Journal of CIB, the International Council for Building Research, Studies and Documentation, Paris, 1, 1990.
- [15] *Kreuzinger, H.; Mohr, B.*: Gebrauchstauglichkeit von Wohnungsdecken aus Holz. Abschlussbericht, Institut für Tragwerksbau, TU München, 1999.
- [16] *Kreuzinger, H.; Mohr, B.*: Schwingungsprobleme nach Eurocode 5 bei Wohnungsdecken. Abschlussbericht, Institut für Tragwerksbau, TU München, 1994.
- [17] *Luz, E.; K. Kerkhof*: Diagnose von Bauwerken mit Hilfe der Schwingungsanalyse. In: "Zerstörungsfreie Prüfung im Bauwesen", Schicker, G. (Hrsg.), Tagungsbericht Int. ZfPBau-Symposium, BAM, DGZfP, Berlin, 27. Feb.-1. März 1991.
- [18] *Meinhardt, C.; Rücker, W.*: Abbildung von Geschossdecken und Unterzügen bei numerischen Berechnungen zur Erschütterungsprognose. In: VDI-Berichte 1941, Tagung Baudynamik, Kassel, 17. und 18. Mai 2006
- [19] *Miyamoto, A.; Morikawa, H.; Kajitani, Y.*: Dynamic Behaviour in Existing Concrete Bridges and Damage Detection. In: Structural Serviceability of Buildings, IABSE Colloquium Göteborg, 1993.
- [20] *Ohlsson, S.*: Springiness and human-induced floor vibrations – A design guide. Swedish Council for Building Research, Stockholm, 1988.
- [21] *Petersen, C.*: Dynamik der Baukonstruktionen. Vieweg, Braunschweig/Wiesbaden, 2000.
- [22] *Quade, J.; Wojan, I.*: Innovationen im Bauwesen – Sanierung und Verstärkung von Massivbauten. Beiträge der 7. Leipziger Fachtagung „Innovationen im Bauwesen“, Dehn, F. (Hrsg.), Berlin, Bauwerk Verlag, 2007.
- [23] *Reynolds, P.; Pavic, A.; Waldron, P.*: Modal testing, FE analysis and FE model correlation of a 600 tonne post-tensioned concrete floor. In: Proceedings of ISMA 23, Leuven, 1998.
- [24] *Ross, R.J.; Hunt, M.O.; Wang, X.; Soltis, L.A.*: Floor Vibration: A possible assessment method for historic buildings. In: Journal of preservation technology, Association for Preservation Technology International (APT), 32, 2001.
- [25] *Sanders, W.W. et.al.*: Ultimate load test of truss bridge floor system. In: Journal of the structural division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, 102, ST7, 1976.
- [26] *Sperling, D.*: Eine Methode zur automatisierten Überwachung von Spannbetonfahrwegträgern. Dissertation, Braunschweig, 2006.

- [27] *Steffens, K. (Hrsg.):* Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Bauwerken in situ zum Zwecke der Substanzerhaltung oder Umnutzung. Bremen, Hochschule Bremen, Eigenverlag, 1995.
- [28] *Steffens, K. et.al.:* Mess- und Versuchstechnik beim Tragfähigkeitsnachweis der Baiersdorfer Brücke über den Main-Donau-Kanal. In: Messtechnische Briefe, Darmstadt, Hottinger Baldwin Messtechnik, 30, 2, 1994.
- [29] *Steffens, K.:* Experimentell gestützte Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens der Brücke über die Stepenitz. In: Bautechnik, Berlin, Ernst & Sohn, 71, 12, 1994.
- [30] *Steffens, K.:* Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Bauwerken – Grundlagen und Anwendungsbeispiele. Berlin, Ernst & Sohn, 2002.
- [31] *Stöhr, S. et.al.:* Damage detection based on static measurements on bridge structures. Proceedings 24th International Modal Analysis Conference (IMAC), St. Louis, Missouri, USA, January 30 - February 2, 2006.
- [32] *Veit-Egerer, R.; Wenzel, H.:* Ermittlung der Tragfähigkeit und insbesondere der Belastbarkeit einer Spannbeton-Straßenbrücke mittels dynamischem Bauwerksmonitoring. In: Beton- und Stahlbetonbau, Ernst & Sohn, Berlin, 103,6, 2008.
- [33] *Vockrodt, H.-J.; Schwesinger, P.:* Experimentelle Tragfähigkeitsanalyse einer historischen Bogenbrücke in Erfurt. In: Bautechnik, Berlin, Ernst & Sohn, 79, 6, 2002.
- [34] *Vogelt, F.; Djahani, M.:* Kostensenkung durch experimentellen Tragfähigkeitsnachweis. Institut für Erhaltung und Modernisierung von Bauwerken e.V. an der TU Berlin, 1999.
- [35] *DIN 1045-1:* Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Teil 1: Bemessung und Konstruktion. Berlin, Deutsches Institut für Normung, Juli 2001.