

Ermittlung der Tragfähigkeit historischer und neuerer Geschossdecken mit Hilfe von Schwingungsuntersuchungen

Abschlussbericht - AZ 24328/02

gefördert durch



Projektbeteiligte:

Ingenieurbüro H. Sellmann
(Bevolligungsempfänger)
Beratender Ingenieur für Bau-
wesen 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



Verfasser:

Dr.-Ing. Tanja Gießmann
Institut für Statik und Dynamik
t.griessmann@isd.uni-hannover.de

M. Sc. Nikolai Penner
Institut für Statik und Dynamik
n.penner@isd.uni-hannover.de

Dipl.-Ing. Arne Schmoch
Institut für Statik und Dynamik
a.schmoch@isd.uni-hannover.de

Dipl.-Ing. Elham Bazrafshan
Institut für Statik und Dynamik
e.bazrafshan@isd.uni-hannover.de

Hannover, den 15.12.2013

1001

Projektkennblatt
der
Deutschen Bundesstiftung Umwelt



Az	24328/02	Referat	23	Fördersumme	69.450,00 €
Antragstitel	Ermittlung der Tragfähigkeit historischer und neuerer Geschossdecken mittels Schwingungsuntersuchungen (2. Phase)				
Stichworte	Ökobau, Verfahren, Simulation, Bauplanungstools Bauen im Bestand, Zustandsermittlung, Bausubstanzerhaltung				
Laufzeit	Projektbeginn	Projektende	Projektphase(n)		
	01.10.2011	31.05.2013			
Zwischenberichte					
Bewilligungsempfänger	Dipl.-Ing. Hartwig Sellmann Beratender Ingenieur für Bauwesen Statik und Konstruktion Konkordiastr. 14 b 30449 Hannover			Tel	0511 453338
				Fax	0511 442363
				Projektleitung	Hr. Hartwig Sellmann
				Bearbeiter	Tanja Grießmann
Kooperationspartner	Institut für Statik und Dynamik Leibniz Universität Hannover Prof. Dr.-Ing. habil. Raimund Rolfes Appelstr. 9A 30167 Hannover				

Zielsetzung und Anlass des Vorhabens

Aufgrund der knapper werdenden Rohstoffe und des zunehmenden Alter der baulichen Infrastruktur wird die Gebäudeumnutzung und –sanierung in den nächsten Jahrzehnten einen Schwerpunkt der Tätigkeiten im Baugewerbe bilden. Voraussetzung für eine Gebäudeumnutzung bei gleichzeitiger Erhaltung der Bausubstanz ist jedoch der Nachweis der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit der vorhandenen Konstruktion gegenüber den Prüfinstanzen. Häufig ist die Kenntnis des realen Tragverhaltens der Konstruktionen jedoch mangelhaft, so dass die konstruktionsimmanenten Tragreserven rechnerisch nicht ausgenutzt werden.

Zur Optimierung der Planungs-, Entscheidungs- und Berechnungsgrundlage beim Bauen im Bestand müssen praxiserichte Konzepte und Verfahren entwickelt werden, mit deren Hilfe zuverlässige Aussagen über den Ist-Zustand eines (historischen) Gebäudes ermöglicht werden. Werden die erforderlichen Nachweise durch die rechnerische Ausnutzung der Tragreserven erbracht, können aufwändige Sanierungsmaßnahmen oder der vollständige Gebäudeabriss und Neubau vermieden werden. Bereits bebaute Flächen können effizient weiter genutzt, Rohstoffe eingespart und somit sowohl ökologische als auch ökonomische Vorteile erzielt werden.

Ziel dieser Projektphase ist die Weiterentwicklung und Erprobung eines praxiserichten, zerstörungsfreien Diagnoseverfahrens zur Ermittlung der Tragreserven von Geschossdecken.

Darstellung der Arbeitsschritte und der angewandten Methoden

Eine besondere Herausforderung bei der Beurteilung von Konstruktionen im Bestand liegt darin, dass eine Vielzahl von Unsicherheiten vorliegt. Diese beziehen sich sowohl auf unbekannte Materialeigenschaften als auch auf unbekannte Geometrien, Randbedingungen und Vorbelastungen.

Um dennoch Aussagen über den aktuellen Zustand einer Konstruktion machen zu können und das Tragverhalten unter zukünftigen Lastkonstellationen zu prognostizieren, ist eine Vorgehensweise notwendig, die alle vorhandenen Informationen und Zwischenergebnisse effizient nutzt und automatisiert verknüpft.

Die im Projekt entwickelte Methodik kombiniert Schwingungsmessungen am Bauwerk mit analytischen und numerischen Methoden zur Ermittlung realitätsnaher Systeme und Bauteilwiderstände, so dass vom Tragwerksplaner optimierte Berechnungen unter Ausnutzung der konstruktionsimmanenten Tragreserven durchgeführt werden können. In der ersten Projektphase wurden die theoretischen Grundlagen sowie ein Mess- und Auswertekonzept für das Diagnoseverfahren entwickelt. In der zweiten Projektphase wurden zwei Decken im Bestand und eine Versuchsdecke (Modellmaßstab) entsprechend der neuen Vorgehensweise analysiert. Bei den Bestandsdecken wurden nur dynamische Erregersignale aufgebracht, bei der Versuchsdecke im Modellmaßstab statische und dynamische Lasten, sodass in diesem Fall auch der Quotient aus dynamischer zu statischer Biegesteifigkeit in Abhängigkeit der fortschreitenden Schädigung ermittelt werden konnte.

Ergebnisse und Diskussion

In Zusammenarbeit mit dem Ingenieurbüro H. Sellmann wurden verschiedene Decken im Bestand aus unterschiedlichen Materialien experimentell untersucht. Die ursprüngliche Idee war bei Antragstellung, allein mit dynamischen Testsignalen sowohl das dynamische als auch das statische Tragverhalten der Konstruktion zu ermitteln.

Im Zuge des Projektfortschritts hat sich dann herausgestellt, dass das Tragverhalten unter statischen und dynamischen Lasten nur dann identisch ist, wenn die Tragglieder einer Decke vorwiegend im linear-elastischen Bereich beansprucht werden. Ob diese Voraussetzung erfüllt ist, lässt sich bei Decken im Bestand schwer feststellen, da weder der Vorspannungs- noch der Deformationszustand zum Zeitpunkt der Messung bekannt sind und aufwendige statische Belastungstests nicht ohne Weiteres durchgeführt werden können. Daher sollte zunächst grundsätzlich – und damit auf der sicheren Seite liegend – davon ausgegangen werden, dass sich das Tragverhalten unter dynamischen Lasten von dem unter statischen Lasten unterscheidet. Dies gilt insbesondere beim Vorhandensein von Rissen an lastabtragenden Elementen der Decke.

Im Projekt wurde eine Methodik entwickelt, die ein numerisches Strukturmodell einer beliebigen Decke unter Anwendung der automatisierten Modellanpassung mit dem allgemeinen Newton-Verfahren an die modalen Parameter, die zuvor mit der Frequency Domain Decomposition identifiziert wurden, anpasst. Anschließend steht ein numerisches Modell bereit, das die Systemantwort unter beliebigen dynamischen Lasten realitätsnah wiedergibt.

Die einzelnen Schritte dieser Methodik werden ausführlich an zwei Decken im Bestand (Holzbalken- und Stahlbetonrippendecke) und einer Stahlbetonversuchsplatte erläutert. Bei den Bestandsdecken kann nur das Tragverhalten unter dynamischen Lasten analysiert werden, da keine Deformationsmessungen vorliegen. Die Versuchsplatte dagegen wird unter dynamischen und statischen Lasten getestet, wobei auch eine Aufzeichnung der Durchbiegungen und Dehnungen in Plattenmitte erfolgt. Im Vergleich mit den Bestandsdecken ist hier vorteilhaft, dass viele Parameter und die Randbedingungen besser bekannt und daher die Unsicherheiten auf die üblichen Streubreiten von E-Modul oder Dichte reduziert sind. Im Ergebnis stehen Ersatzkennwerte für Biegesteifigkeiten bereit. Dabei zeigt sich, dass die statische Biegesteifigkeit 43 bis 48 % der dynamischen Biegesteifigkeit beträgt.

Öffentlichkeitsarbeit und Präsentation

Geplant ist eine Veröffentlichung auf dem „7th European Workshop on Structural Health Monitoring“, der vom 08. Bis 11. Juli in Nantes stattfindet. Ein Abstract wird bis zum 31.12.2013 eingereicht.

Fazit

Es ist zu erwarten, dass dieses Ergebnis gut auf weitere Stahlbetondecken übertragbar ist, allerdings sind dazu unbedingt weitere statische und dynamische Versuche an verschiedenen Deckentypen (einschsig/zweischsig gespannt, Rippendecken, ohne/mit Vorspannung) notwendig, um hier Mittelwerte und Streubreiten für das Verhältnis aus dynamischer zu statischer Biegesteifigkeit zu bestimmen. Ist der Zusammenhang zwischen statischem und dynamischen Verhalten an einer hinreichenden Anzahl Decken erforscht, ist zu erwarten, dass zukünftig auf statische Belastungstests verzichtet werden kann.

Dies gilt auch für die anderen – im Wesentlichen historischen – Deckentypen, wie Stahlstein- oder Holzbalkendecken. Hier können weiterführende wissenschaftliche Arbeiten die im Projekt erarbeitete Methodik nutzen, um den Zusammenhang zwischen statischem und dynamischen Tragverhalten zu erforschen, wofür auch statische Belastungstests erforderlich sind. Abschließend erfolgt das Ableiten von Ersatzkennwerten, die in einer Datenbank gespeichert werden. Auch hier wird angestrebt, mittel- bis langfristig bei der Zustandsermittlung nur die wesentlich einfacher anwendbaren Tests mit dynamischen Signalen zu benötigen.

Inhalt

INHALT	1
ABBILDUNGSVERZEICHNIS	3
TABELLENVERZEICHNIS	5
BEGRIFFE UND DEFINITIONEN	6
1 ZUSAMMENFASSUNG	7
2 EINLEITUNG	8
2.1 Ausgangssituation	8
2.2 Vorgehensweise und Zielsetzung	8
2.3 Gliederung des Abschlussberichts	9
3 VORGEHENSWEISE UND BERECHNUNGSGRUNDLAGEN	10
3.1 Systemidentifikation	11
3.1.1 Frequency Domain Decomposition	11
3.2 Modellbildung und Modellanpassung	13
3.2.1 Elementwahl	13
3.2.2 Validierungs-Tool	15
3.2.3 Allgemeines Newton-Verfahren	16
3.3 Ersatzkennwerte für Biegesteifigkeiten.....	18
3.3.1 Biegesteifigkeit von Stahlbetonbalken	18
3.3.2 Biegesteifigkeit von Decken.....	20
4 ERMITTLUNG DER BIEGESTEIFIGKEIT VON DECKENKONSTRUKTIONEN	22
4.1 Holzbalkendecke	22
4.1.1 Objektbeschreibung.....	22
4.1.2 Schwingungsmessung.....	23
4.1.3 Auswertung der Messung	25
4.1.4 Modellbildung und Modellanpassung	27
4.1.5 Ersatzkennwerte für Biegesteifigkeiten.....	33
4.2 Stahlbetonrippendecke.....	34
4.2.1 Objektbeschreibung.....	34
4.2.2 Schwingungsmessung.....	34
4.2.3 Auswertung der Messung	37
4.2.4 Modellbildung und Modellanpassung	39
4.2.5 Ersatzkennwerte für Biegesteifigkeiten.....	44
4.3 Stahlbetonversuchsplatte	45
4.3.1 Zielsetzung	45
4.3.2 Objektbeschreibung.....	45
4.3.3 Messungen.....	49
4.3.4 Auswertung der Messungen.....	51
4.3.5 Modellbildung und Modellanpassung	54
4.3.6 Ersatzkennwerte für Biegesteifigkeiten.....	57
5 FAZIT	60

LITERATUR	61
ANHANG	62
Anhang A – Identifizierte Eigenformen der Holzbalkendecke aus der Messung.....	62
Anhang B – Eigenformen der Holzbalkendecke aus der Simulation mit dem angepassten FE-Modell.....	64
Anhang C – Verläufe der automatisierten Modellanpassung für die Stahlbetonrippendecken „Decke 2“ und „Decke 3“	66
Anhang D – Betoneigenschaften der Prüfkörper	67
Anhang E – Ausführungszeichnungen für die Stahlbetondeckenplatte.....	68

Abbildungsverzeichnis

Abb. 1: Zusammenspiel von Messung, Systemidentifikation, Modellbildung und Modellvalidierung bei OMA-Verfahren	9
Abb. 2: Überblick über die Vorgehensweise	10
Abb. 3: Schematische Abfolge der Identifikation mit Hilfe der FDD	12
Abb. 4: SHELL63-Element aus Ansys [2], (a) Knotendefinition, (b) Integrationspunkte	13
Abb. 5: BEAM4-Element aus Ansys [2].....	14
Abb. 6: COMBIN14-Element aus Ansys [Abb. 62]	15
Abb. 7: Verlauf der Modellanpassung [9]	16
Abb. 8: Prinzip des allgemeinen Newton-Verfahrens am Beispiel der Berechnung mit einem Parameter [6]	17
Abb. 10: Beziehung zwischen Rotation und Dehnung am infinitesimalen Stabelement [5].....	19
Abb. 12: Deckenaufbau der Holzbalkendecke	22
Abb. 11: Wohnhaus "Im Moore 35" (links) und Holzbalkendecke (rechts)	22
Abb. 13: Balkenlage der Holzbalkendecke	23
Abb. 14: Messaufbau mit Einleitungspunkten für den Impuls.....	24
Abb. 15: Antwortzeitreihe für MP3 infolge „Impuls 1a“	24
Abb. 16: Singulärwertverlauf	25
Abb. 17: Identifizierte erste Eigenform – Übersicht	26
Abb. 18: Erste Eigenform – Achse Balken 4	27
Abb. 19: Erste Eigenform – Quer zu den Balkenachsen	27
Abb. 20: Idealisierung der Holzbalkendecke.....	28
Abb. 21: Finite Elemente Modell	28
Abb. 22: Erste Eigenform des Ausgangsmodells (Simulation)	29
Abb. 23: Einfluss der rotatorischen Federn auf die Parameter zur Modellanpassung	30
Abb. 24: Erste Eigenform des angepassten Modells (Simulation)	31
Abb. 25: Erste Eigenform – Achse Balken 4	31
Abb. 26: Erste Eigenform – Quer zu den Balkenachsen	31
Abb. 27: Modellanpassung, (a) Verlauf der Modellanpassung, (b) Abweichung der Eigenfrequenzen, (c) Abhängigkeit vom E-Modul der Holzbalken, (d) Abhängigkeit von der Ersatzrohndichte.....	32
Abb. 28: Kasernengebäude in Pirmasens.....	34
Abb. 29: Deckenaufbau und Sägeschnitte [1]	35
Abb. 30: Deckenuntersicht - links: vollständige Decke; rechts: Deckenstreifen ohne Ziegel	35
Abb. 31: Skizze Decke 1 – Mess- und Einwirkungspunkte	36
Abb. 32: Skizze Decke 2 – Mess- und Einwirkungspunkte	36
Abb. 33: Skizze Decke 3 – Mess- und Einwirkungspunkte	37
Abb. 34: Singulärwertverlauf für Decke 3 infolge Impuls 2a.....	38
Abb. 35: Erste Eigenform	39
Abb. 36: Zweite Eigenform.....	39
Abb. 37: Finite Elemente Modell Deckenstreifen	40
Abb. 38: Erste Eigenform des Ausgangsmodells (Simulation)	41
Abb. 39: Erste Eigenform für Decke 1 im Vergleich	42
Abb. 40: Zweite Eigenform für Decke 1 im Vergleich	42
Abb. 41: Modellanpassung Decke 1, (a) Verlauf der Modellanpassung, (b) Abweichung der Eigenfrequenzen, (c) Abhängigkeit vom E-Modul, (d) Abhängigkeit von der Ersatzrohndichte.....	43
Abb. 42: Schalplan zur Versuchsplatte.....	46

Abb. 43: Bewehrung der Stahlbetonplatte	47
Abb. 44: Fertiggestellte Platte.....	48
Abb. 45: Aussparung für die Kamera	48
Abb. 46: Positionen der Dehnungsmessstreifen (DMS).....	49
Abb. 47: Stahlbetonplatte mit mehrstufiger Belastungsvorrichtung.....	50
Abb. 48: Messaufbau mit Geophonen und Impulseinleitungsorten.....	50
Abb. 49: Kraft-Mittenverschiebungs-Diagramm	51
Abb. 50: Umhüllende der Kraft-Mittenverschiebungen	51
Abb. 51: Dehnungsverlauf für die Laststufen an Position 13	52
Abb. 52: Singulärwertverlauf für Impuls 2, Laststufe 0 kN	53
Abb. 53: Identifizierte erste Eigenform – Übersicht	54
Abb. 54: Finite Elemente Modell	55
Abb. 56: Erste Eigenform - y-Richtung	56
Abb. 57: Erste Eigenform - x-Richtung	56
Abb. 55: Erste Eigenform - links: Ausgangsmodell; rechts: angepasstes Modell.....	56
Abb. 58: Modellanpassung für die Platte ohne Vorbelastung	57
Abb. 59: Einfluss der Schädigung auf das E-Modul bei der Versuchsplatte	59

Tabellenverzeichnis

Tabelle 1: Identifizierte Eigenfrequenzen	26
Tabelle 2: Eigenfrequenzen der Holzbalkendecke im Vergleich	28
Tabelle 3: Abhängigkeit der gewählten Parameter von den Randbedingungen	30
Tabelle 4: Identifizierte Eigenfrequenzen	38
Tabelle 5: Eigenfrequenzen der Stahlbetonrippendecke im Vergleich	40
Tabelle 6: Eigenfrequenzen für Decke 3 mit dem angepassten Modell	42
Tabelle 7: Parameter des angepassten Modells	42
Tabelle 8: Kenngrößen der Stahlbetonplatte	46
Tabelle 9: Identifizierte erste Eigenfrequenz in Hz	53
Tabelle 10: Identifizierte zweite Eigenfrequenz in Hz	53
Tabelle 11: Eigenfrequenzvergleich für die Stahlbetonplatte	55
Tabelle 12: Vergleich der Elastizitätsmoduln und Biegesteifigkeiten	58

Begriffe und Definitionen

DMS	Dehnmessstreifen
EVD	Eigenvalue Decomposition (Eigenwertzerlegung)
FDD	Frequency Domain Decomposition (Frequenzraumzerlegung)
FE	Finite Elemente
FEM	Finite Elemente Methode
FFT	Fast Fourier Transform (schnelle Fourier-Transformation)
MP	Messpunkt
OMA	Operational Modal Analysis oder Output-Only Modal Analysis
PP	Peak Picking (Abgreifen der Spitzenwerte)
SID	Systemidentifikation
SVD	Singular Value Decomposition (Singularwertzerlegung)

1 Zusammenfassung

Im Forschungsvorhaben wurde eine praxisingerechte, zerstörungsfreie Methodik zur Ermittlung der Gebrauchstauglichkeit und der Tragreserven von Geschossdecken in historischen und neueren Gebäuden entwickelt. Sie stützt sich auf Schwingungsmessungen infolge impulsartiger Anregungen, kombiniert dabei experimentelle, analytische und numerische Verfahren und ist auf beliebige Deckentypen anwendbar.

Da bei der Beurteilung von Konstruktionen im Bestand eine Vielzahl von Unsicherheiten bezüglich Materialeigenschaften, Geometrien, Randbedingungen und Vorbelastungen existieren, müssen alle Informationen aus den Messungen effizient genutzt werden. Als besonders leistungsfähig haben sich hier Methoden erwiesen, die für die Identifikation der modalen Parameter nur die gemessenen Antwortzeitreihen verwenden. Der große Vorteil bei dem Einsatz einer derartigen Output-Only-Identifikation ist der mögliche Verzicht auf die Messung der Anregung. Im Gegenzug werden hohe Anforderungen an die Messdatenverarbeitung und die anschließende Systemidentifikation gestellt. Für die Identifikation von Eigenlösungen bei Geschossdecken wurde die Frequency Domain Decomposition (FDD) gewählt, da sie die Messdaten mehrerer Sensoren gleichzeitig verarbeitet und über die Transformation in den Frequenzraum mit anschließender Singulärwertzerlegung eine energetische Bewertung der Eigenfrequenzen liefert.

Sind die modalen Parameter identifiziert, wird ein numerisches Modell, das a-priori-Kenntnisse der Konstruktion verwendet, an diese Parameter angepasst. Das für das dynamische Systemverhalten validierte Modell kann abschließend für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit unter verschiedenen Lastkonstellationen – etwa im Rahmen einer Umnutzung der Decke – verwendet werden. Um auch das Tragverhalten unter statischen Lasten zu bewerten, muss das Last-Deformationsverhalten bekannt sein. Für die Nachweisführung auf der Widerstandsseite können abschließend Ersatzkennwerte für Biegesteifigkeiten abgeleitet werden.

Im Projekt wurden in Zusammenarbeit mit dem Ingenieurbüro H. Sellmann verschiedene Decken im Bestand aus unterschiedlichen Materialien experimentell untersucht. Die einzelnen Schritte der Methodik werden ausführlich an einer Holzbalken- und einer Stahlbetonrippendecke erläutert. In beiden Fällen kann aber nur das Tragverhalten unter dynamischen Lasten analysiert werden, da keine Deformationsmessungen vorliegen. Um eine komplette Analyse durchzuführen, wird zusätzlich eine Stahlbetonversuchsplatte mit konstanter Dicke und definierten Abmessungen und Randbedingungen, bekannter Betonfestigkeitsklasse und vorgegebenem Bewehrungsgrad hergestellt und anschließend unter dynamischen und statischen Lasten beansprucht. Im Ergebnis stehen Ersatzkennwerte für Biegesteifigkeiten bereit. Dabei zeigt sich, dass die statische Biegesteifigkeit 43 bis 48 % der dynamischen Biegesteifigkeit beträgt.

Das numerische Modell für die Versuchsplatte wurde an die identifizierten modalen Parameter angepasst. In einem zusätzlichen Schritt sollte noch eine Modellkalibrierung mit den Deformationsmessungen erfolgen. Abschließend kann eine Umnutzung mit statischen und dynamischen Lastfällen simuliert und die erforderlichen Nachweise für die Gebrauchstauglichkeit und die Tragfähigkeit geführt werden.

2 Einleitung

2.1 Ausgangssituation

Aufgrund der knapper werdenden Rohstoffe und des zunehmenden Alters der baulichen Infrastruktur wird die Gebäudeumnutzung und –sanierung in den nächsten Jahrzehnten einen Schwerpunkt der Tätigkeiten im Baugewerbe bilden. Voraussetzung für eine Gebäudeumnutzung bei gleichzeitiger Erhaltung der Bausubstanz ist jedoch der Nachweis der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit der vorhandenen Konstruktion gegenüber den Prüfinstanzen. Häufig ist die Kenntnis des realen Tragverhaltens der Konstruktionen jedoch mangelhaft, so dass die konstruktionsimmanenten Tragreserven rechnerisch nicht ausgenutzt werden.

Zur Optimierung der Planungs-, Entscheidungs- und Berechnungsgrundlage beim Bauen im Bestand müssen praxisingerechte Konzepte und Verfahren entwickelt werden, mit deren Hilfe zuverlässige Aussagen über den Ist-Zustand eines (historischen) Gebäudes ermöglicht werden. Sind die erforderlichen Nachweise durch die rechnerische Ausnutzung der Tragreserven erbracht, können aufwändige Sanierungsmaßnahmen oder der vollständige Gebäudeabriss und Neubau vermieden werden. Bereits bebaute Flächen können effizient weiter genutzt, Rohstoffe eingespart und somit sowohl ökologische als auch ökonomische Vorteile erzielt werden.

2.2 Vorgehensweise und Zielsetzung

Ziel des Forschungsprojekts ist die Weiterentwicklung und Erprobung eines praxisingerechten, zerstörungsfreien Diagnoseverfahrens zur Ermittlung der Tragreserven von Geschossdecken in historischen und neueren Gebäuden.

Eine besondere Herausforderung bei der Beurteilung von Konstruktionen im Bestand liegt darin, dass eine Vielzahl von Unsicherheiten vorliegt. Diese beziehen sich sowohl auf unbekannte Materialeigenschaften als auch auf unbekannte Geometrien, Randbedingungen und Vorbelastungen.

Um dennoch Aussagen über den aktuellen Zustand einer Konstruktion machen zu können und das Tragverhalten unter zukünftigen Lastkonstellationen zu prognostizieren, ist eine Vorgehensweise notwendig, die alle vorhandenen Informationen und Zwischenergebnisse effizient nutzt und automatisiert verknüpft. Im Rahmen dieses Projekts werden Methoden angewendet, bei denen über die Messung der Antworten einer schwingenden Struktur Eigenschwingungsgrößen gewonnen werden, die für die Modellbildung und die Modellvalidierung genutzt werden. Dieser Vorgehensweise liegt die Hypothese zugrunde, dass bei komplexen Systemen und teilweise unbekanntem Parametern die gemessenen Antwortgrößen unter geeigneten Lasten alle Informationen zu System, Randbedingungen und Tragverhalten enthalten, wenn sie richtig interpretiert werden. Es kommen somit Methoden der modalen Analyse unter Betriebsbedingungen (Operational Modal Analysis oder Output-Only Modal Analysis – kurz: OMA-Methoden) zur Anwendung, die sich seit Anfang der 1990er Jahre zunehmender Beliebtheit erfreut und nur die in-situ gemessenen Antwortgrößen für die Parameteridentifikation verwenden [14].

Vorteilhaft ist dabei, dass die Lasten (Eingangsrößen) weder genau bekannt sein noch mathematisch beschrieben werden müssen. Nachteilig ist, dass der Rechenaufwand auf die Analyse der Systemantworten verlagert und die Anwendung sogenannter inverser Verfahren notwendig wird.

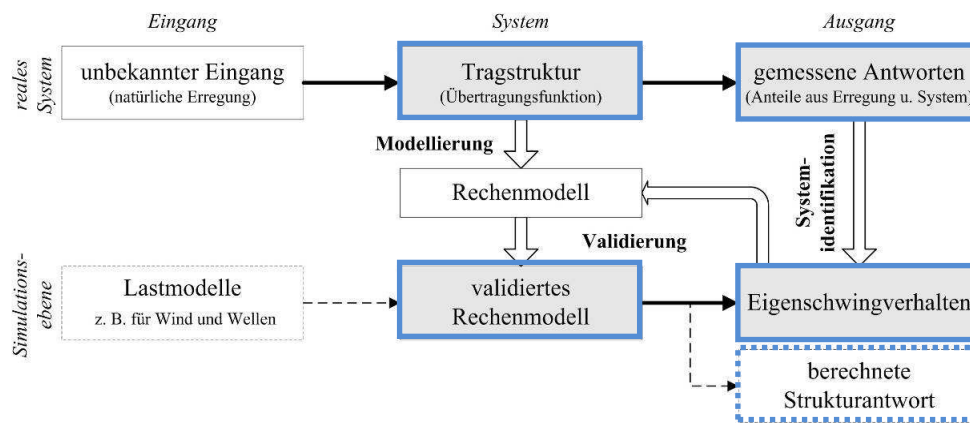


Abb. 1: Zusammenspiel von Messung, Systemidentifikation, Modellbildung und Modellvalidierung bei OMA-Verfahren - Quelle: ISD

In Abb. 1 ist die Kombination von experimentellen, analytischen und numerischen Verfahren dargestellt. Ausgangspunkt sind immer Schwingungsmessungen am Bauwerk, bei denen unter anderem mobile Erregeranlagen und Fallgewichte eingesetzt werden, um die Eigenschwingungsgrößen oder modalen Parameter (Eigenfrequenzen, Eigenformen und die Dämpfung) der Konstruktionen mit Methoden der Systemidentifikation zu ermitteln. So kann beispielsweise aus dem Verlauf der Eigenformen näherungsweise auf die Randbedingungen des Systems geschlossen werden. Die gemessene Dämpfung bestimmt die maximale Amplitude bei resonanznaher Erregung. Unter Verwendung von a-priori-Kenntnissen der Konstruktion kann so im Rahmen der Modellvalidierung ein FE-Modell einer Decke an die modalen Parameter angepasst werden, sodass es abschließend das Systemverhalten unter verschiedenen dynamischen Lasten richtig wiedergibt.

Um auch das Tragverhalten unter statischen Lasten richtig abzubilden, werden zusätzlich die Deformationen unter steigenden Laststufen benötigt, die experimentell für verschiedene Deckentypen mittels statischer Probelastungen zu ermitteln oder aus der Erfahrung/Literatur abzuschätzen sind. Erst wenn das Tragverhalten unter statischen *und* dynamischen Lasten bekannt ist, ist die Berechnung von Ersatzkennwerten für Biegesteifigkeiten möglich, auf deren Basis Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit einer Decke im Bestand abschließend beurteilt werden können.

Im Projektzeitraum wurden zwei Decken im Bestand und eine Versuchsdecke (Modellmaßstab) entsprechend der zuvor geschilderten Vorgehensweise analysiert. Bei den Bestandsdecken wurden nur dynamische Erregersignale aufgebracht, bei der Versuchsdecke im Modellmaßstab statische und dynamische Lasten, sodass in diesem Fall auch der Quotient aus dynamischer zu statischer Biegesteifigkeit in Abhängigkeit der fortschreitenden Schädigung ermittelt werden konnte.

2.3 Gliederung des Abschlussberichts

In Kapitel 3 werden zunächst die theoretischen Grundlagen und die Vorgehensweise erläutert, die in Kapitel 4 exemplarisch auf zwei Decken im Bestand und auf eine Versuchsdecke (Modellmaßstab) angewendet wird. In Kapitel 5 erfolgt die Zusammenfassung der Ergebnisse und eine kurze Darstellung zukünftiger Herausforderungen.

3 Vorgehensweise und Berechnungsgrundlagen

Die in diesem Abschnitt beschriebenen Grundlagen für die Ermittlung der Tragfähigkeit von Geschossdecken bauen in den Grundzügen auf dem Diagnoseverfahren des Zwischenberichtes [13] auf. In Anlehnung an Abb. 2 aus [13] soll in Abb. 2 zunächst ein Überblick gegeben werden.

Arbeitsschritt	Mittel	Ergebnis
1. BESTANDSAUFNAHME	Bauwerksbegehung Planungsunterlagen	Deckentyp, Material, Abmessungen, (Lagerungsbedingungen)
2. MESSVORBEREITUNG	Modell Erfahrung	Sensorpositionen, Ort und Energie der Anregung
3. MESSUNG	Messkette	Systemantwort, (Einwirkung)
4. MESSAUSWERTUNG	Systemidentifikation bzw. SID-Tool (Matlab)	Eigenfrequenzen, Eigenformen, (Dämpfungen), Lagerungsbedingungen
5. MODELLBILDUNG	FEM (Ansys)	Rechenmodell
6. MODELLANPASSUNG	FEM (Ansys) Vali-Tool (Matlab)	angepasstes Rechenmodell, dynamische Platten- Ersatzbiegesteifigkeit
7. ÜBERTRAGUNG dynamisch → statisch	Versuche Tabellen / Literatur	statische Platten- Ersatzbiegesteifigkeit
8. TRAGWERKSPLANUNG	Statische Berechnung	Nachweis der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit

Abb. 2: Überblick über die Vorgehensweise

Der Ablauf der Bearbeitung entspricht der Abfolge der Arbeitsschritte. Die Ergebnisse der vorherigen Schritte sind teilweise für den aktuellen Arbeitsschritt erforderlich.

Besonders hohe Anforderungen an die Berechnung stellen die Arbeitsschritte Messauswertung und Modellanpassung. Insbesondere im Hinblick auf eine praxiserhaltende Lösung müssen komplexe Berechnungen automatisiert und beschleunigt werden. Nachfolgend sollen die notwendigen Berechnungsgrundlagen kurz erläutert werden.

3.1 Systemidentifikation

Mit Hilfe der Systemidentifikation wird die Auswertung der Messungen durchgeführt (s. Abb. 2). Das Ergebnis ist die Eigenlösung, die sich aus Eigenfrequenzen, Eigenformen und Dämpfungen zusammensetzt. Anhand des Verlaufes der Eigenformen im Auflagerbereich kann dann auf die Lagerungsbedingungen geschlossen werden. Die identifizierte Eigenlösung gilt dabei immer nur für das zum Zeitpunkt der Messung vorhandene System mit den vorhandenen Massen und Steifigkeiten.

Bei der Wahl des Identifikationsverfahrens sollen folgende Ziele erreicht werden:

- Simultane Verarbeitung der Messdaten aller Sensoren
- Einfache Handhabung
- Wenig Aufwand bei der Darstellung der Eigenformen
- Kurze Rechendauer
- Bewertung der Eigenfrequenzen
- Reduktion des Messaufwandes
- Identifikation auch für eine „kurze“ Messdauer bzw. mit wenig Datenpunkten

Die schnelle Fourier-Transformation (FFT) eignet sich nur bedingt, da eine simultane Verarbeitung der Messdaten aller Sensoren nicht möglich ist. Das erhöht den Aufwand bei der Darstellung der Eigenformen.

Einen Überblick über alternative Verfahren und die historische Entwicklung der Systemidentifikation im Bauingenieurwesen geben Cunha et al. in [4]. Dort wird deutlich, dass die Entwicklung von Output-Only-Verfahren die klassischen Input-Output-Verfahren verdrängt. Der große Vorteil bei dem Einsatz einer Output-Only-Identifikation ist der mögliche Verzicht auf die Messung der Anregung. Die Auswertung beschränkt sich auf die Verarbeitung der Systemantwort. Für den konkreten Fall einer Anregung der Deckenkonstruktion mit einem Sandsack kann auf eine Impulseinleitungsplatte und die Kraftaufnehmer (s. [13], 5.2.1) verzichtet werden. Weiterhin existieren Verfahren, die Messdaten mehrerer Sensoren gleichzeitig verarbeiten können. Berücksichtigt man zusätzlich, dass für eine energetische Bewertung der Eigenfrequenzen eine Transformation in den Frequenzraum erforderlich ist, so eignet sich besonders die Frequency Domain Decomposition (FDD) für die Identifikation von Eigenlösungen bei Geschossdecken.

3.1.1 Frequency Domain Decomposition

Aufgrund der Komplexität des Verfahrens soll hier nur ein Überblick über die Vorgehensweise gegeben werden. Die theoretischen Grundlagen der FDD sind im Detail in [3] veröffentlicht.

Die FDD gehört zu den Output-Only-Verfahren. Für die Identifikation der modalen Parameter werden ausschließlich die gemessenen Antwortzeitreihen verwendet. Zur Veranschaulichung dient eine Abbildung aus [4], die hier teilweise übernommen und ergänzt wird (siehe Abb. 3). Nachfolgend soll die Berechnung Schritt für Schritt erläutert werden.

Begonnen wird mit der Zusammenfassung der Sensorzeitschriebe. Dafür gibt es zwei Möglichkeiten, die in Abb. 3 dargestellt sind. Die erste Möglichkeit ist die Berechnung der spektralen Leistungsdichtefunktionen mit Hilfe der Welch-Methode aus [11]. Die zweite Möglichkeit ist die Berechnung der Auto- und Kreuzkorrelationen mit der direkten Methode oder der FFT basierten Methode. Über die Wiener-Khintchine-Transformation können die spektrale Leistungsdichtefunktion und die Korrelati-

onsfunktion ausgetauscht werden. Die Formeln für die Berechnung der Korrelationsfunktionen und für die Wiener-Khintchine-Transformation lassen sich zum Beispiel [8] entnehmen.

Da die gemessenen Zeitreihen eine endliche Dauer haben, können sowohl Leistungsdichtespektren als auch Korrelationsfunktionen nur Schätzungen sein.

Aus der Gesamtheit der spektralen Leistungsdichtefunktionen, die jeweils nur die Signale von zwei Sensoren verwenden, wird für jede diskrete Frequenz eine Matrix zusammengestellt, aus der man mit Hilfe der Singulärwertzerlegung (SVD) einen Singulärwert und einen Singulärvektor berechnet. Verbindet man dann die Singulärwerte miteinander, so erhält man einen Singulärwertfunktionsverlauf, der im Folgenden nur als Singulärwertverlauf bezeichnet wird. Dabei kann zu jedem Singulärwert auch ein Singulärvektor ausgegeben werden. Einige Singulärwerte werden anhand des Energiegehaltes mit der Peak-Picking-Methode ausgewählt und anhand der Singulärvektoren bewertet. Entspricht der Singulärvektor einer physikalisch möglichen Form, so wird der Singulärvektor als Eigenform und der zugehörige Singulärwert als Eigenfrequenz bezeichnet.

In [3] wird auch auf die Möglichkeit hingewiesen bei quadratischen Matrizen die Singulärwertzerlegung durch die Eigenwertzerlegung zu ersetzen. Außerdem wird die PP-Methode als Bestandteil der FDD-Methode angesehen und automatisiert berechnet.

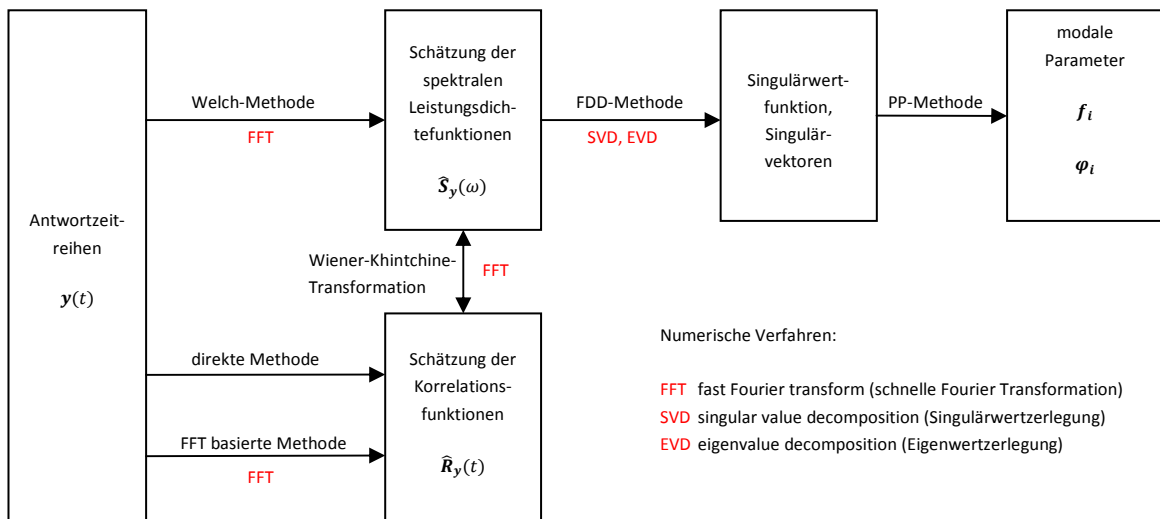


Abb. 3: Schematische Abfolge der Identifikation mit Hilfe der FDD

3.2 Modellbildung und Modellanpassung

Die Modellierung des FE-Modells geschieht mit dem Programm Ansys. Bei der Erstellung ist eine Eingabe über die Benutzeroberfläche oder das Einlesen einer Input-Datei möglich. Der Vorteil beim Schreiben einer Input-Datei ist, dass man zu Beginn alle relevanten Kennwerte des Systems mit Parametern versehen kann und die Datei später auch in Kombination mit anderen Programmen verwendet werden kann. Dies vereinfacht die Handhabung der Berechnung.

Die Basis für ein Rechenmodell bilden die Planungsunterlagen und die Bauwerksbegehung. Es werden sinnvolle Vereinfachungen vorgenommen, wie z. B. Vernachlässigung kleiner Öffnungen und Auflagerversprünge, um den Aufwand des Programmierens zu senken und die Rechenzeit zu verkürzen.

Die Elemente für das FE-Modell werden zunächst so gewählt, dass sie die geometrischen Bedingungen (Randbedingungen, Verformungsrichtung, Stetigkeit) erfüllen können und möglichst wenige Freiheitsgrade aufweisen. Ein Überblick über die gewählten Elemente folgt in Abschnitt 3.2.1.

Durch eine Modalanalyse werden die Eigenfrequenzen und Eigenformen bestimmt. Weichen die identifizierten Eigenwerte und Eigenformen aus der Messung von der Lösung des Modells ab, so ist eine Modellanpassung erforderlich. Für die Modellanpassung wird das in Matlab programmierte Validierungs-Tool verwendet. Eine genauere Beschreibung ist in Abschnitt 3.2.2 zu finden.

3.2.1 Elementwahl

Es werden folgende Elemente aus Ansys verwendet:

- Schalenelement: SHELL63
- Balkenelement: BEAM4
- Federelement: COMBIN14

Das SHELL63-Element (siehe Abb. 4 (a)) ist ein elastisches Schalenelement, das sowohl in seiner Ebene als auch senkrecht dazu beansprucht werden kann. Es wird durch vier Knoten (I, J, K, L) definiert, die auf einer Fläche liegen und denen jeweils eine Dicke zugeordnet wird. Jeder dieser Knoten hat sechs Freiheitsgrade.

Bei der Berechnung der Biegung werden die einzelnen Elemente in vier Dreiecke aufgeteilt, für die drei Integrationspunkte, wie in Abb. 4 (b) dargestellt, verwendet werden.

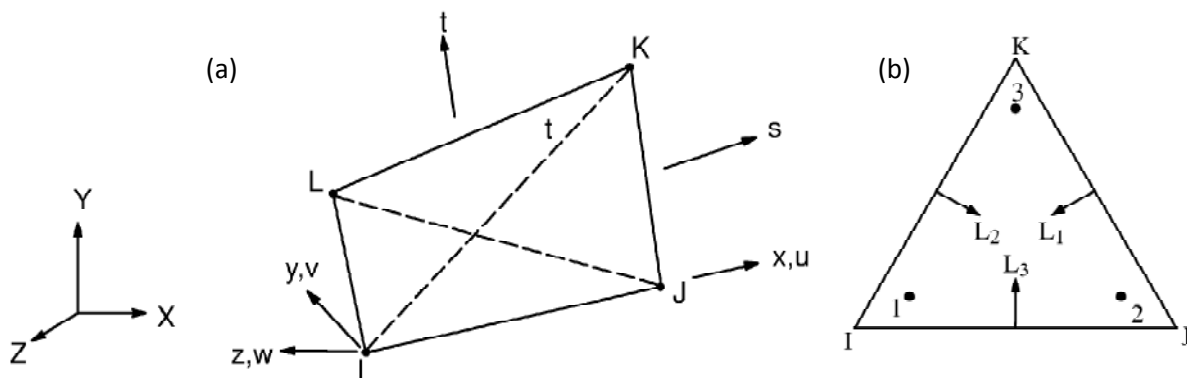


Abb. 4: SHELL63-Element aus Ansys [2], (a) Knotendefinition, (b) Integrationspunkte

Die Lage des Integrationspunktes 1 ergibt sich beispielsweise zu:

$$L_1 = 0.66666$$

$$L_2 = L_3 = 0.16666$$

Durch vertauschen von L_1 , L_2 und L_3 ergeben sich die Lagen der anderen beiden Integrationspunkte.

BEAM4-Elemente (siehe Abb. 5) sind elastische 3-D Bernoulli-Balken-Elemente, welche Druck-, Zug-, Torsions-, und Biegeeigenschaften haben. Die einaxialen Elemente haben sechs Freiheitsgrade an jedem Knoten.

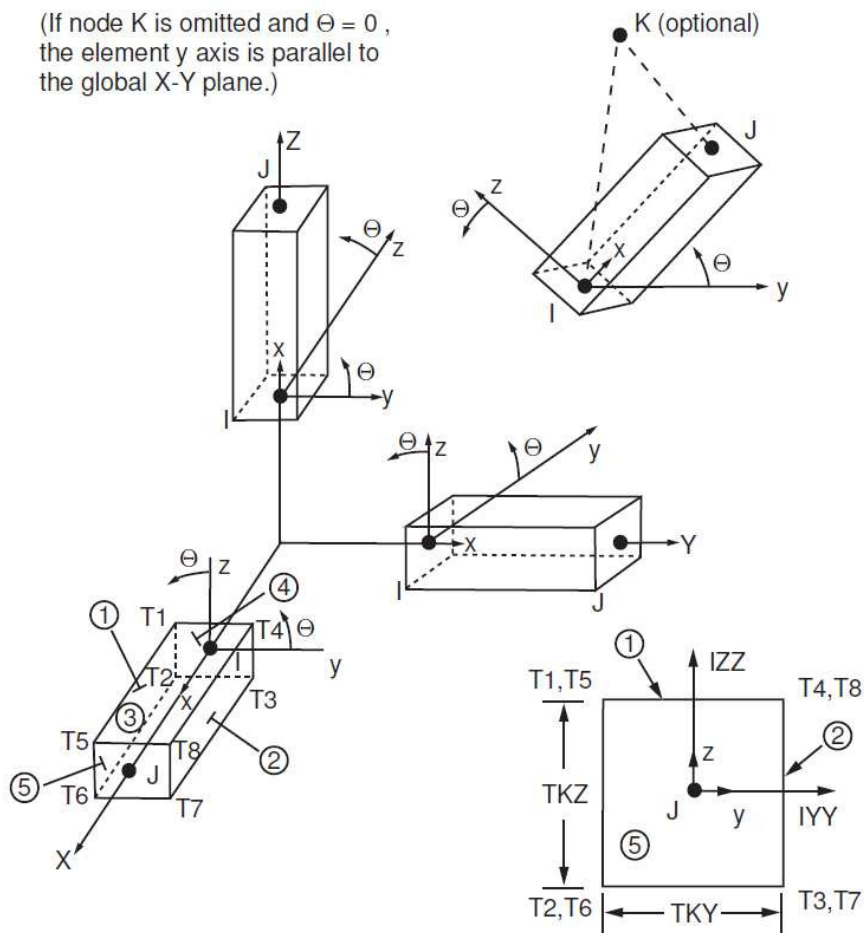


Abb. 5: BEAM4-Element aus Ansys [2]

Die Elemente werden durch zwei oder drei Knoten definiert. Die Knoten I und J definieren die Richtung des Elementes und der Knoten K (optional) kann dazu verwendet werden die Elemente in eine bestimmte Richtung auszurichten.

Den Elementen werden Abmessungen, Steifigkeiten und andere Eigenschaften zugeordnet.

Das COMBIN14-Feder-Dämpfer-Element (siehe Abb. 6) kann entweder als rotatorisches Feder-Dämpfer-Element oder als translatorisches Feder-Dämpfer-Element verwendet werden. Es kann als 1-D, 2-D oder 3-D Element verwendet werden, wobei die Wirkungsrichtung der Feder und des Dämpfers definiert werden muss. Je nach Verwendung hat es bis zu drei Freiheitsgrade, die entweder in Längsrichtung der Achsen x, y oder z oder rotatorisch um diese Achsen wirken.

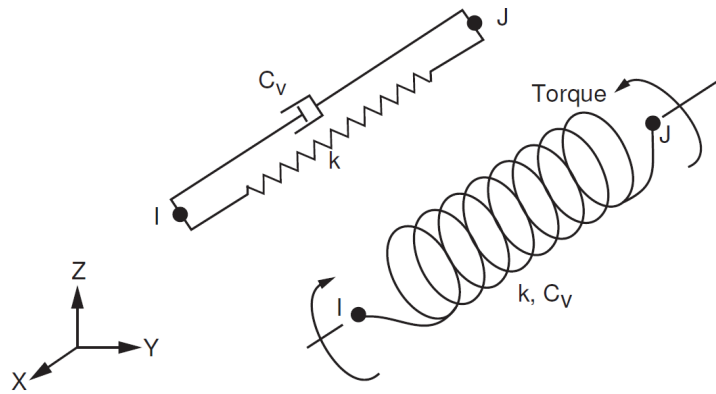


Abb. 6: COMBIN14-Element aus Ansys [2]

3.2.2 Validierungs-Tool

Das Validierungs-Tool wurde von Haake [6] entwickelt und verwendet Optimierungsverfahren für die automatisierte Anpassung des Modells an die reale Struktur anhand ausgewählter Parameter. Es führt eine Nullstellenberechnung durch, bei der die Eigenfrequenzen des Rechenmodells an die identifizierten Eigenfrequenzen aus der Messung angenähert werden. Um die Eigenfrequenzen des Modells verändern zu können, muss mindestens ein Parameter des Modells, wie z. B. eine Materialeigenschaft, mit einem variablen Vorfaktor versehen werden, der von dem Tool definiert bzw. angepasst wird. Abb. 7 zeigt den Validierungsverlauf.

Als Abbruchkriterium ist die Unterschreitung eines definierten Fehlerkriteriums oder das Erreichen einer maximalen vorgegebenen Anzahl an Iterationen definiert. Das Fehlerkriterium lässt sich wie folgt berechnen:

$$e = \|\mathbf{f}_{FEM} - \mathbf{f}_{SID}\| \quad (1)$$

mit: $\mathbf{f}_{FEM} = [f_1 \quad f_2 \quad \dots \quad f_n]^T$ Eigenfrequenzen des Modells

$\mathbf{f}_{SID} = [f_1 \quad f_2 \quad \dots \quad f_n]^T$ Identifizierte Eigenfrequenzen des realen Systems

Solange e größer als ein zuvor definierter zulässiger Fehler ist, wird ein weiterer Iterationsschritt vorgenommen. Bei der jeweiligen neuen Iteration werden die Parameter angepasst und die Modalanalyse wird erneut durchgeführt. Wird der vorgegebene Fehler unterschritten, bricht das Programm die Iteration ab. Die Anzahl der benötigten Parameter bestimmt die Anzahl der Eigenfrequenzen, die angepasst werden sollen.

Für die Nullstellenberechnung sind in dem Validierungs-Tool die folgenden Algorithmen implementiert:

- Allgemeines Newton-Verfahren
- Sensitives Newton-Verfahren
- Newton-Raphson-Verfahren
- Sekantenverfahren
- Rasterwertungsverfahren

Im Rahmen dieses Berichtes wird für die Modellanpassung das allgemeine Newton-Verfahren verwendet.

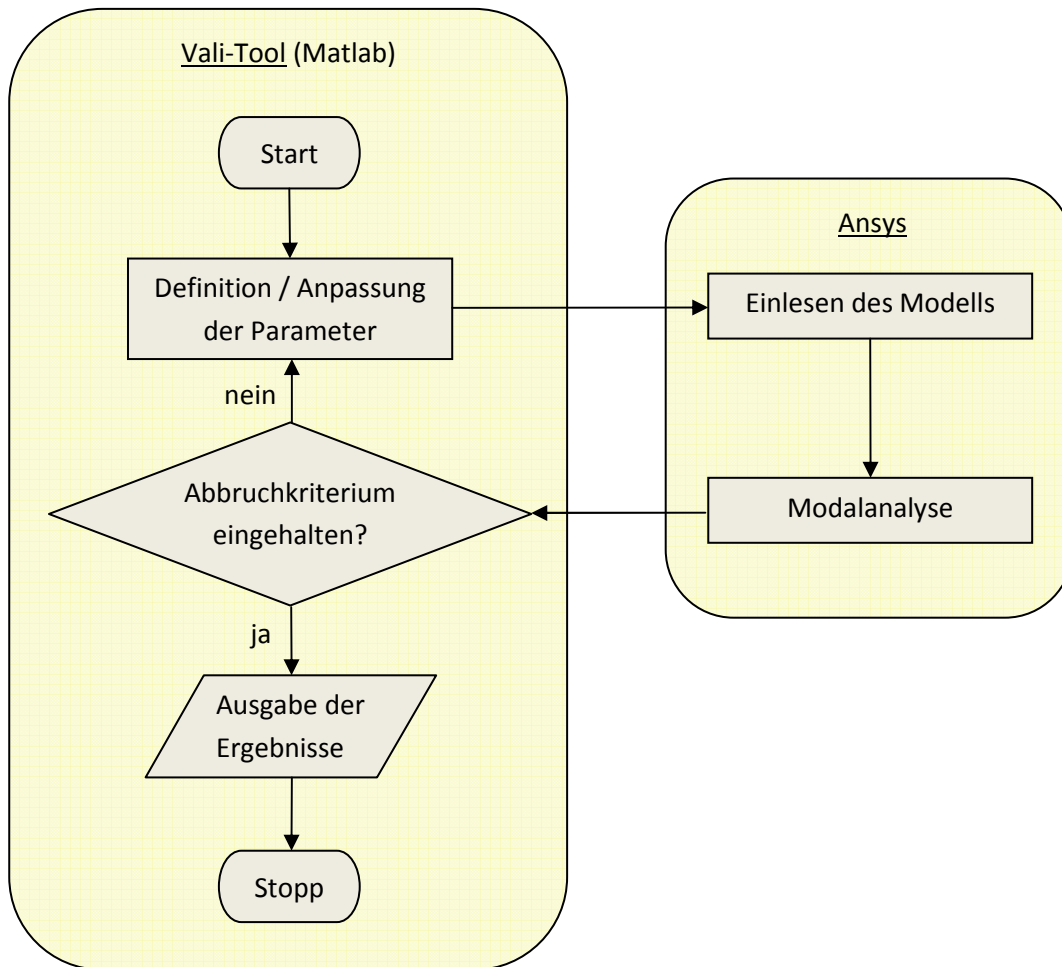


Abb. 7: Verlauf der Modellanpassung [9]

3.2.3 Allgemeines Newton-Verfahren

Das allgemeine Newton-Verfahren wird zur Ermittlung von Nullstellen verwendet. Das hier zu lösende Nullstellenproblem nach Gleichung (2) besteht aus den im FE-Modell berechneten Eigenfrequenzen $\mathbf{f}_{FEM}(\mathbf{x}^{(k)})$ und den definierten Zielfrequenzen \mathbf{f}_{SID} . Diese Zielfrequenzen werden zuvor aus Messungen identifiziert.

$$\mathbf{e}(\mathbf{x}^{(k)}) = \mathbf{f}_{FEM}(\mathbf{x}^{(k)}) - \mathbf{f}_{SID} \quad (2)$$

mit: $\mathbf{x}^{(k)} = [x_1 \ x_2 \ \dots \ x_m]^{(k)}$ Parameter des Rechenmodells

Zu Beginn der Berechnung wird ein Ausgangsparametersatz $\mathbf{x}^{(0)}$ definiert und anschließend mit diesen Parametern eine Modalanalyse durchgeführt. Liegt die Abweichung der Frequenzen nicht im zulässigen Fehlerbereich, ist eine weitere Iteration erforderlich (siehe Abb. 8).

Der neue Parametersatz wird mit Hilfe des zuletzt verwendeten Satzes und der Jacobimatrix nach Gleichung (3) berechnet.

$$\mathbf{x}^{(k+1)} = \mathbf{x}^{(k)} - (\mathbf{e}'(\mathbf{x}^{(k)}))^{-1} \cdot \mathbf{e}(\mathbf{x}^{(k)}) \quad (3)$$

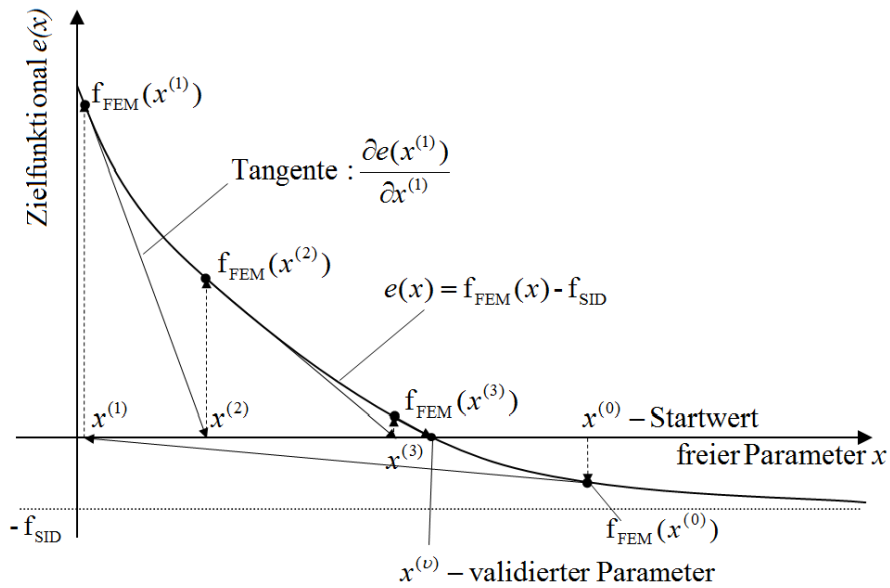


Abb. 8: Prinzip des allgemeinen Newton-Verfahrens am Beispiel der Berechnung mit einem Parameter [6]

Die Jacobimatrix nach Gleichung (4) besteht aus den numerisch angenäherten partiellen Ableitungen (siehe Gleichung (5)).

$$\mathbf{e}'(\mathbf{x}^{(k)}) = \begin{pmatrix} \frac{\partial e_1}{\partial x_1} & \dots & \frac{\partial e_1}{\partial x_m} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ \frac{\partial e_n}{\partial x_1} & \dots & \frac{\partial e_n}{\partial x_m} \end{pmatrix} \quad (4)$$

$$\frac{\partial e_i}{\partial x_j} \approx \frac{f_i(x_1^{(k)}, \dots, (x_j^{(k)} + \Delta x_j), \dots, x_n^{(k)}) - f_i(x_1^{(k)}, \dots, x_m^{(k)})}{\Delta x_j} \quad (5)$$

Da in Gleichung (3) die Inverse der Jacobimatrix verwendet wird, darf diese nicht singulär werden. Die Parameter müssen so gewählt sein, dass keine der Spalten oder Zeilen von einer anderen linear abhängig ist.

Ergeben sich bei der Variation eines Parameters keine Änderungen der Eigenfrequenzen, wird in der Jacobimatrix ein Nullvektor erzeugt und der Parameter ist numerisch nicht sensitiv. Wenn dieses während des Iterationsvorganges über mehrere Schritte der Fall ist, sollte ein anderes Iterationsverfahren, wie zum Beispiel das sensitive Newton-Verfahren oder das Newton-Raphson-Verfahren zur Anwendung kommen.

3.3 Ersatzkennwerte für Biegesteifigkeiten

Für die praxisnahe Beurteilung von Konstruktionen ist es wünschenswert, aus den In-situ-Messungen Ersatzkennwerte für Biegesteifigkeiten abzuleiten, die das Tragverhalten widerspiegeln und mit denen Analysen an analytischen und numerischen Ersatzmodellen möglich sind, um Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit einer Decke im Bestand – ggfs. unter neuen Lastkonstellationen – nachzuweisen. Dabei ist erstmal grundsätzlich zwischen einer statischen und einer dynamischen Biegesteifigkeit zu unterscheiden. Unter statischer Biegesteifigkeit wird diejenige Größe verstanden, die bei sehr langsamen (quasistatischen) Deformationsprozessen auf der Widerstandsseite wirksam ist, während die dynamische Biegesteifigkeit bei höheren Belastungsgeschwindigkeiten und dynamischen Lasten aktiviert wird. Verhält sich ein Bauteil unter Last weitgehend linear-elastisch, kann davon ausgegangen werden, dass der Unterschied zwischen statischer und dynamischer Biegesteifigkeit vernachlässigbar ist. Dies trifft beispielsweise auf Stahlkonstruktionen zu. Liegt dagegen physikalische Nichtlinearität in Form von Rissen vor, wie es insbesondere bei Stahlbeton der Fall ist, muss eine genauere Betrachtung erfolgen. Da Decken aus Stahlbeton am häufigsten in der Praxis anzutreffen sind, wird im folgenden Kapitel dieses Thema genauer betrachtet.

3.3.1 Biegesteifigkeit von Stahlbetonbalken

In [5] dokumentierte umfangreiche experimentelle Untersuchungen an Stahlbetonbalken, die mit statischen und dynamischen Lasten beansprucht wurden, haben gezeigt, dass sich das Tragverhalten unter statischen Lasten von dem unter dynamischen Lasten deutlich unterscheidet. So ist es weder möglich aus der Frequenzmessung auf die Durchbiegung unter statischen Lasten zu schließen noch aus der Durchbiegungsmessung unter Eigengewicht näherungsweise die kleinste Biegeeigenfrequenz zu bestimmen. Die Ursache liegt in der Rissbildung im Zustand II. Eine fortschreitende Rissbildung resultiert in einer deutlichen Minderung der statischen Biegesteifigkeit, wirkt sich aber weit weniger auf die dynamische Biegesteifigkeit aus, da bei der Einwirkung dynamischer Lasten die Risse teilweise „überdrückt“ werden.

Statische Biegesteifigkeit

Stahlbetonkonstruktionen zeichnen sich dadurch aus, dass sie beim Übergang vom ungerissenen in den gerissenen Zustand auf der Zugseite sehr schnell aufreißen, was sich in einer schnellen Zunahme der Verformung und damit einhergehend einer deutlichen Minderung der Biegesteifigkeit äußert. In der vereinfachten trilinearen M - κ -Linie des EC 2 (s. Abb. 9) für Stahlbetonbalken bei konstanter Normalkraft zeigt sich dies in einem deutlichen Abfall der Steifigkeit an der Stelle, bei der auf der Zugseite das Erstrissmoment M_{cr} erreicht wird. In Abb. 10 ist der Zusammenhang zwischen der Rotation und der Dehnung am infinitesimalen Stabelement dargestellt. Wegen der starken Abhängigkeit vom Risszustand und dem antiproportionalen Zusammenhang mit der Krümmung ist die statische Biegesteifigkeit eine mit der Trägerlänge stark veränderliche Größe. Für eine genaue Verformungsrechnung ist auch die genaue Kenntnis der vorhandenen Steifigkeitsverteilung entlang der Systemlänge notwendige Voraussetzung.

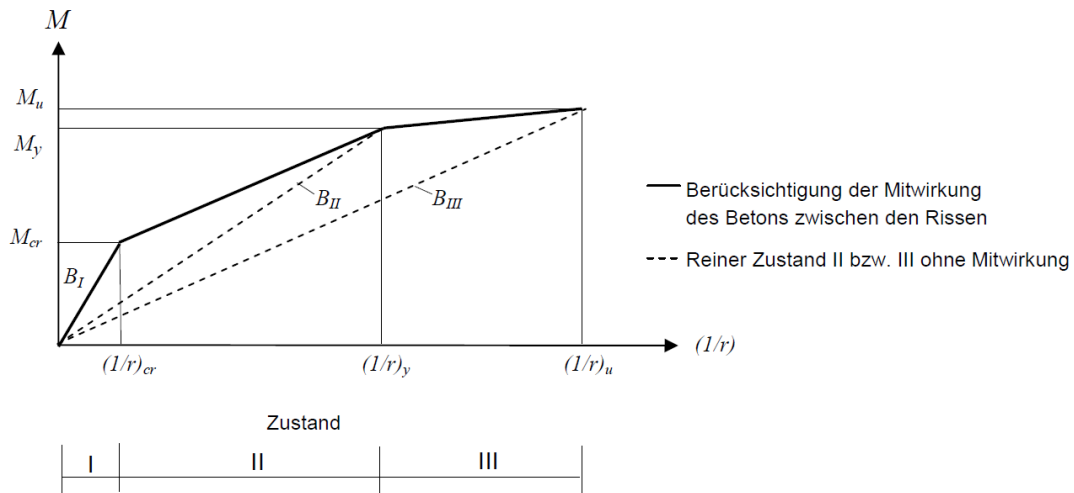


Abb. 9: Trilineare M-κ-Linie nach [5] - Abkürzungen M_{cr} : Erstrissmoment; M_y : Fließmoment; M_u : Bruchmoment; B_I , B_{II} , B_{III} Biegesteifigkeiten in den Zuständen I, II und III; $1/r = \kappa$: Krümmung

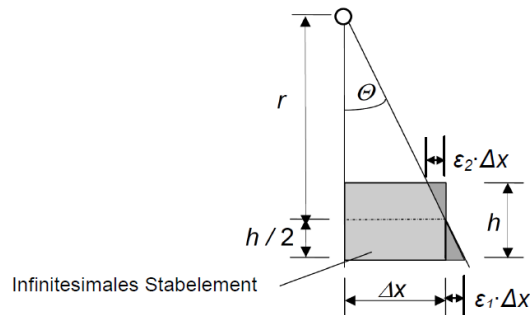


Abb. 10: Beziehung zwischen Rotation und Dehnung am infinitesimalen Stabelement [5]

Für Stahlbetonbalken unter reiner Biegebeanspruchung und unter Vernachlässigung der Normalkraft lässt sich die Biegesteifigkeit im Zustand II mit

$$B_{II,stat} = \frac{M}{\kappa} \quad (6)$$

auf Querschnittsebene berechnen. Sind die Dehnungen durch Messung bekannt, bestimmt sich die Biegesteifigkeit zu

$$B_{II,stat} = \frac{M (\varepsilon_{s1} - \varepsilon_{c2})}{d} \quad (7)$$

- mit: M Biegemoment
 ε_{s1} Betonstahldehnung, unten
 ε_{c2} Betondehnung an der Oberseite
d Statische Nutzhöhe

Dynamische Biegesteifigkeit

Unter Annahme linear-elastischen Materialverhaltens, der Vernachlässigung von Schubverformungen und Normalkräften sowie bei konstanter Massenverteilung über die Trägerlänge lässt sich ein Ersatzkennwert für die mittlere dynamische Biegesteifigkeit im Zustand I eines Einfeldträgers zu

$$B_{I,dyn} = \frac{(f_1 \cdot 2\pi)^2 \cdot l^4 \cdot \mu_0}{\lambda_1^4} \quad (8)$$

mit: f_1	1. Biegeeigenfrequenz
l	Trägerlänge
λ_1	1. Eigenwert
μ_0	Massenbelegung in kg/m

bestimmen.

Für den gerissenen Zustand II ist Gleichung (8) strenggenommen nicht gültig, kann aber als Näherung verwendet werden. Die Güte der Näherung ist in Abhängigkeit des Schädigungszustands und der zugehörigen Eigenform im Einzelfall zu bewerten.

3.3.2 Biegesteifigkeit von Decken

Decken sind im Wesentlichen durch Querkräfte und Momente belastete, ebene Flächentragwerke. Aus baustatischer Sicht handelt es sich um Platten, die senkrecht zu einer Bezugsfläche – meist wird hier die Schalenmittelfläche gewählt - belastet sind. Grundsätzlich ist daher erstmal von einem zweiachsigen Lastabtrag auszugehen. Bei einachsig gespannten Stahlbetondecken oder bei Vorhandensein von Unterzügen oder Holzbalken kann auch ein überwiegend einachsiges Tragverhalten vorliegen. Dies ist in jedem Einzelfall vorsichtig zu prüfen.

Statische Biegesteifigkeit

In der Kirchhoffschen Plattentheorie errechnet sich für eine homogene Platte mit konstanter Dicke und unter Annahme linear-elastischen Materialverhaltens die statische Biegesteifigkeit gemäß der Formel für die Plattensteifigkeit zu

$$B_{I,stat} = \frac{E_{stat} \cdot h^3}{12(1 - \nu^2)} \quad (9)$$

mit: E_{stat}	statisches E-Modul
h	Plattendicke
ν	Querkontraktionszahl

$$[B_{I,stat}] = \frac{\text{Kraft} \cdot \text{Fläche}}{\text{Länge}}$$

Der Index „I“ wird hier allgemein für den ungeschädigten Zustand verwendet.

Decken im Bestand erfüllen die Voraussetzungen zur Anwendung von Gleichung (9) in der Regel nicht, da sie meist materielle Inhomogenitäten und Schädigungen aufweisen. In solchen Fällen müssen die Querschnittsdehnungen und das zugehörige Schnittmoment bekannt sein, dann kann auch

hier nach Gleichung (6) bzw. (7) verfahren werden. Um diese Größen zu erhalten, sind allerdings aufwendige statische Belastungstests erforderlich.

Dynamische Biegesteifigkeit

Unter Annahme linear-elastischen Materialverhaltens, Vernachlässigung von Schubverformungen und Normalkräften sowie bei konstanter Massenverteilung über die Plattenfläche lässt sich nach [7], Seite 186 ein Ersatzkennwert für die mittlere dynamische Biegesteifigkeit im Zustand I einer an allen Rändern **gelenkig gelagerten** Rechteckplatte zu

$$B_{I,dyn} = \left[\frac{\omega_0}{\left(\frac{1}{4a^2} + \frac{1}{4b^2} \right) \pi^2} \right]^2 \cdot \bar{m} \quad (10)$$

mit: ω_0 1. Biegeeigenkreisfrequenz

$2a, 2b$ Kantenlängen der Platte

$$\bar{m} = \rho \cdot h$$

bestimmen.

Für eine an allen Rändern **ingespannte** Rechteckplatte berechnet sich dieser Wert nach [10], Seite 823 zu

$$B_{I,dyn} = \left[\frac{\omega_0}{\sqrt[3]{\frac{7}{2} \left(\frac{1}{a^4} + \frac{4}{7} \cdot \frac{1}{a^2 b^2} + \frac{1}{b^4} \right)}} \right]^2 \cdot \bar{m} \quad (11)$$

Für eine quadratische Platte der Kantenlänge a vereinfacht sich Gleichung (11) zu

$$B_{I,dyn} = \frac{\omega_0^2 \cdot a^4}{81} \cdot \bar{m} \quad (12)$$

Für den gerissenen Zustand II sind die Gleichungen (10) bis (12) strenggenommen nicht gültig, können aber als Näherung verwendet werden. Die Güte der Näherung ist in Abhängigkeit des Schädigungszustands und der zugehörigen Eigenform im Einzelfall zu bewerten.

4 Ermittlung der Biegesteifigkeit von Deckenkonstruktionen

4.1 Holzbalkendecke

4.1.1 Objektbeschreibung

Die betrachtete Deckenkonstruktion befindet sich in einem Wohnhaus aus der Gründerzeit (siehe Abb. 11). Es handelt sich um eine Holzbalkendecke in Hannover, die als Einschubdecke [1] ausgeführt wurde.



Abb. 11: Wohnhaus "Im Moore 35" (links) und Holzbalkendecke (rechts)

Kennzeichnend für die Decke ist der Einschub, der sich zwischen den Dielen und einer Holzschalung befindet und der Schalldämmung dient. Der Deckenaufbau (siehe Abb. 12) sowie die Balkenlage (siehe Abb. 13) wurden vor Ort ermittelt, da keine eindeutigen Bestandspläne vorhanden waren.

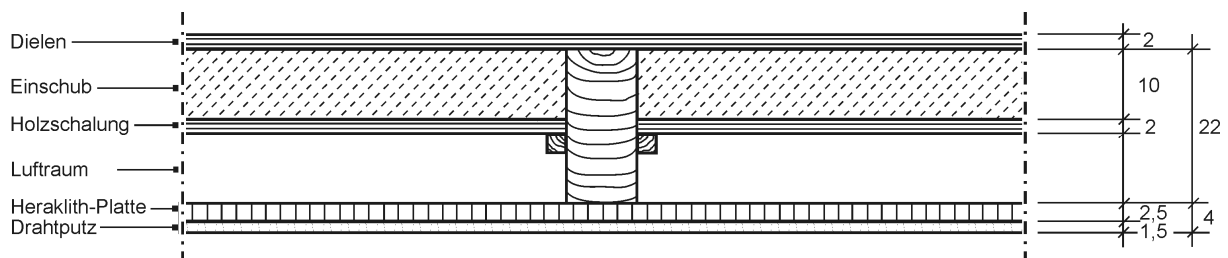


Abb. 12: Deckenaufbau der Holzbalkendecke

Die Auflagerung der Deckenbalken kann zunächst nur geschätzt werden. Es wird angenommen, dass die Vollholzbalken mindestens 20 cm auf der Außen- und Innenwand aufliegen. Diese Annahme wird anhand der ausgewerteten Messdaten überprüft und korrigiert.

Die Dielen verlaufen quer zur Spannrichtung der Holzbalken und schließen jeweils an den Wänden ab.

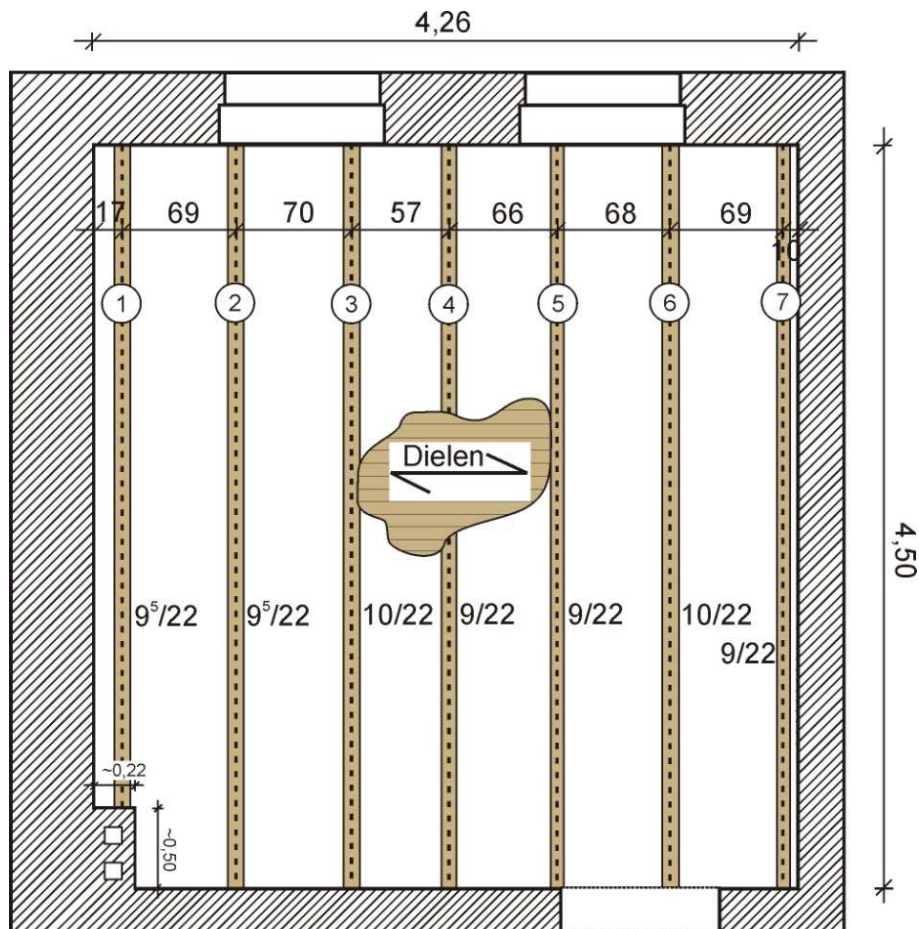


Abb. 13: Balkenlage der Holzbalkendecke

4.1.2 Schwingungsmessung

Für die messtechnische Analyse der Holzbalkendecke werden insgesamt 13 Schwinggeschwindigkeitsaufnehmer eingesetzt. Sechs 1Hz-Geophone stehen in Balkenlängsrichtung über dem Balken Nr. 4 und die restlichen sieben 4,5Hz-Geophone jeweils über der Mitte jedes Holzbalkens. Abb. 14 zeigt den Messaufbau in der Draufsicht.

Die Anregung der Decke erfolgt durch Impulse. Es wird ein Sandsack mit einem Gewicht von ca. 25 kg aus einer Höhe von ca. 0,20 m auf die Dielen fallen gelassen. Die Impulse werden an drei unterschiedlichen Orten eingeleitet, vgl. Abb. 14. So können sowohl symmetrische als auch antimetrische Eigenformen der Decke angeregt und identifiziert werden. Zur Überprüfung der Reproduzierbarkeit werden je Einleitungsort drei Impulse aufgebracht.

Gemessen wird die Antwort des Systems Decke auf die Anregung durch den Impuls. Diese Antwort ist eine Zeitreihe und beispielhaft in Abb. 15 dargestellt. Für eine ausreichend genaue messtechnische Abbildung der Systemantwort wird eine Abtastfrequenz von 500 Hz verwendet.

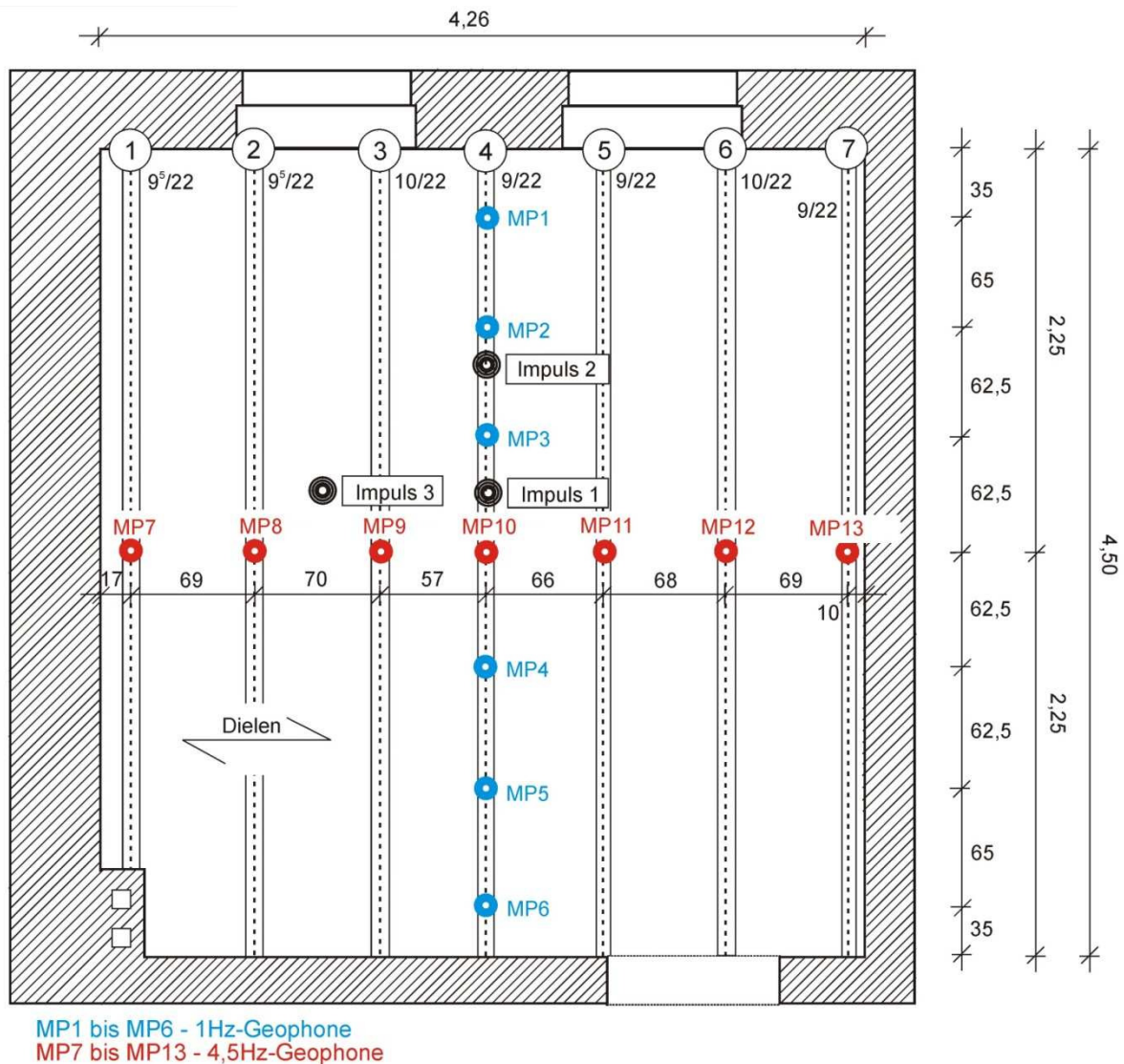


Abb. 14: Messaufbau mit Einleitungspunkten für den Impuls

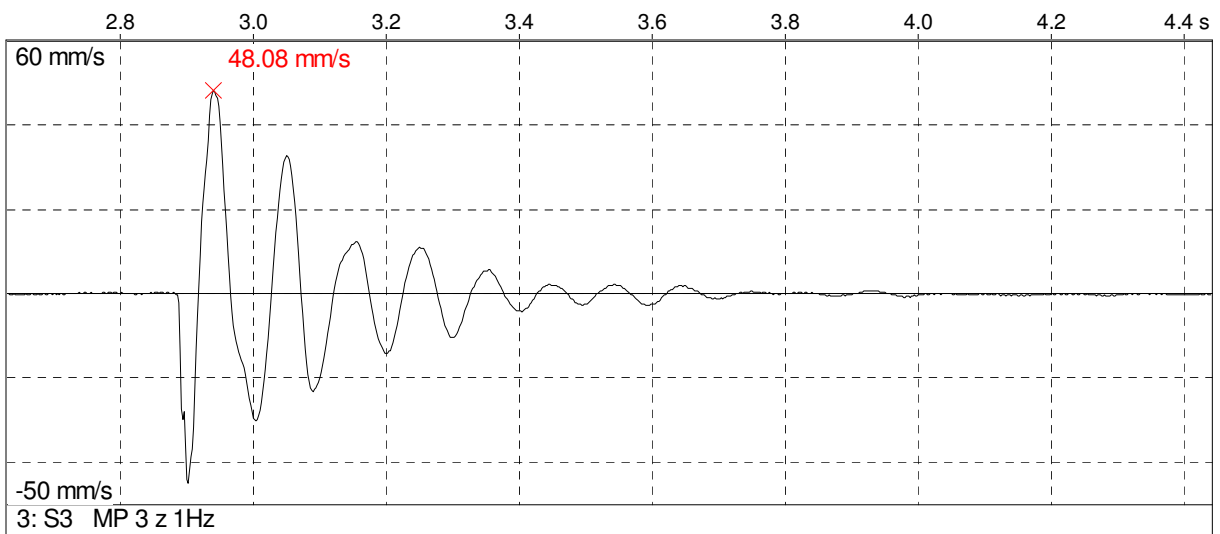


Abb. 15: Antwortzeitreihe für MP3 infolge „Impuls 1a“

4.1.3 Auswertung der Messung

Bei der Auswertung werden mit Hilfe der Systemidentifikation die modalen Parameter Eigenfrequenz und Eigenform aus den 13 Antwortzeitreihen bestimmt. In Abb. 16 ist ein Singulärwertverlauf als Ergebnis einer Berechnung mit der FDD dargestellt. Es ist zu erkennen, dass die erste Eigenfrequenz bei ca. 10 Hz liegt und dominant ist. Die restlichen Eigenfrequenzen verfügen über weniger Energie und sind deshalb von untergeordneter Bedeutung.

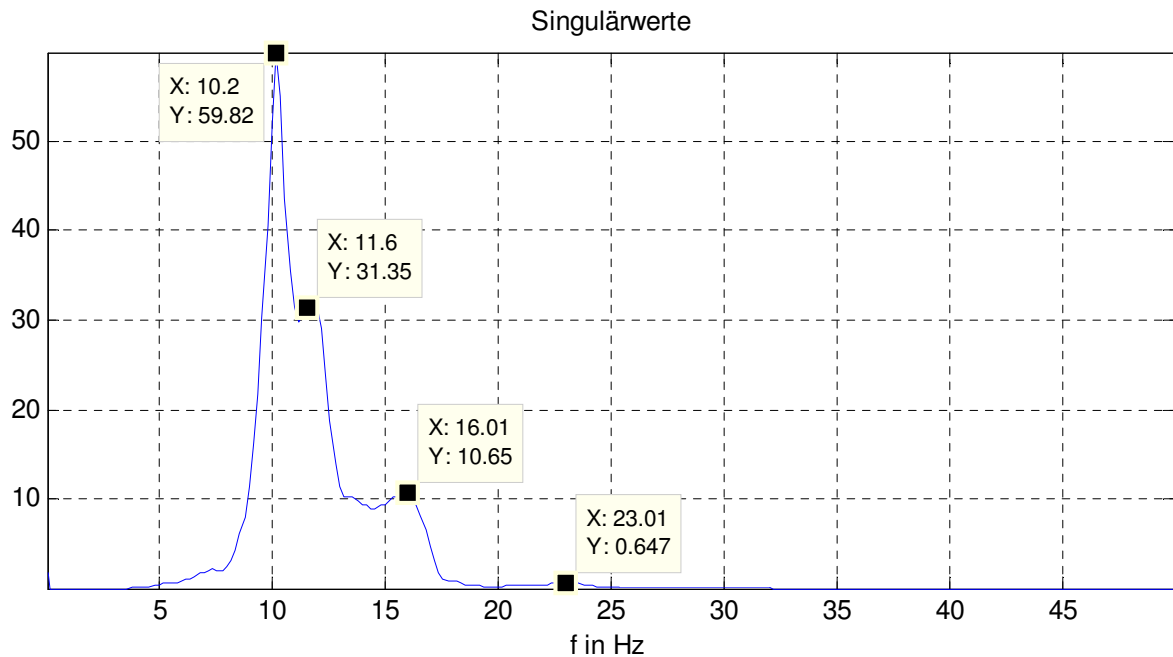


Abb. 16: Singulärwertverlauf

als Ergebnis der Berechnung mit der FDD für die Einwirkung „Impuls 3c“

Eine Zusammenstellung der ermittelten Eigenfrequenzen für jeweils drei Impulse an den Positionen nach Abb. 14 befindet sich in Tabelle 1. Im Gegensatz zu Abb. 16, handelt es sich bei den Tabellenwerten um gemittelte Ergebnisse für eine Variation der Ausschwingdauer. Ziel der Mittelung ist eine Verbesserung der Genauigkeit der Ergebnisse.

Für eine Identifikation bestimmter Eigenlösungen ist die Position der Impulseinwirkung von entscheidender Bedeutung. Wirkt ein Impuls in der Nähe einer Nullstelle der Eigenform, so kann diese Eigenlösung nur schwer oder gar nicht identifiziert werden. Antimetrische Eigenformen können somit nur durch außermittige Impulse gefunden werden. Dies führt zu den fehlenden Einträgen in Tabelle 1. Die zugehörige Eigenform zur ersten Eigenfrequenz ist in Abb. 17 bis Abb. 19 dargestellt. An der Übersicht in Abb. 17 kann man zunächst erkennen, dass es sich um eine „globale“ Eigenform handelt. Mit „global“ ist die Kopplung zwischen den einzelnen Bauteilen zu verstehen. Einzelne Holzbalken schwingen nicht ohne Mitwirkung der Dielen und benachbarter Holzbalken. Stellt man die Übersicht zweidimensional dar (siehe Abb. 18 und Abb. 19), dann lässt sich die Auflagersituation besser beurteilen. Insbesondere MP6 in Abb. 18 deutet auf eine Teileinspannung des Holzbalkens Nr. 4 an der Innenwand hin. Die Annahme einer gelenkigen Lagerung der Holzbalken an der Innenwand in Abschnitt 3.1.1 ist demnach nicht zutreffend und muss bei der Modellanpassung (siehe Abschnitt 3.1.4) korrigiert werden. Außerdem lässt sich anhand von Abb. 19 auch eine Behinderung der Auslenkung

an den Auflagern parallel zu den Holzbalken erkennen. Die genaue Ursache hierfür ist nicht bekannt. Ein Grund könnte die Einbindung der Dielen in die Oberfläche der Wand oder eine Kraftübertragung durch Reibung sein. Zur Vervollständigung der Eigenlösungen sind die Eigenformen zu den Eigenfrequenzen f_2 bis f_5 im Anhang A zu finden.

Tabelle 1: Identifizierte Eigenfrequenzen

	Eigenfrequenzen in Hz				
	f_1	f_2	f_3	f_4	f_5
Impuls 1a	9,95	-	15,7	-	-
Impuls 1b	9,95	-	16,0	-	-
Impuls 1c	10,00	-	16,4	-	-
Impuls 2a	10,05	-	16,7	-	24,9
Impuls 2b	10,15	-	16,2	-	25,0
Impuls 2c	10,10	-	16,0	-	25,0
Impuls 3a	10,15	-	15,9	22,4	-
Impuls 3b	10,25	11,70	15,9	23,0	-
Impuls 3c	10,25	11,75	16,0	23,0	-

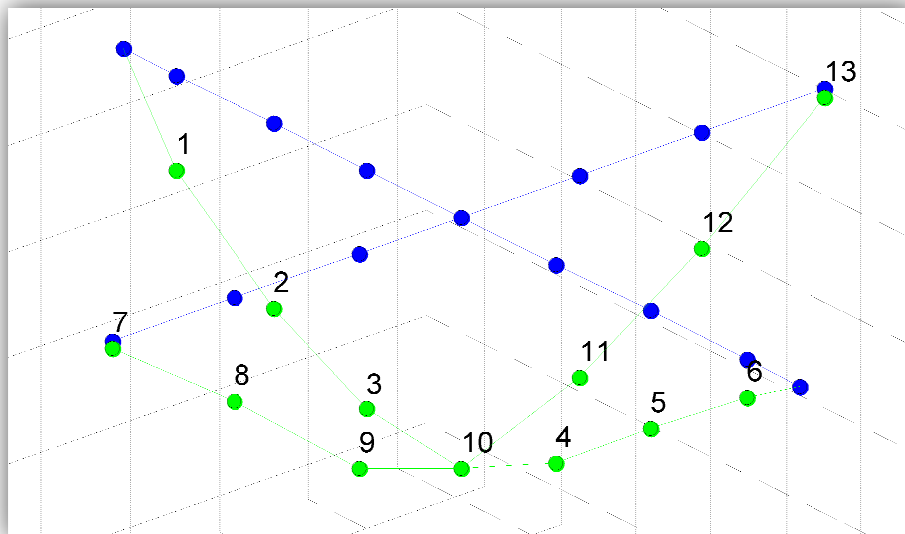


Abb. 17: Identifizierte erste Eigenform – Übersicht

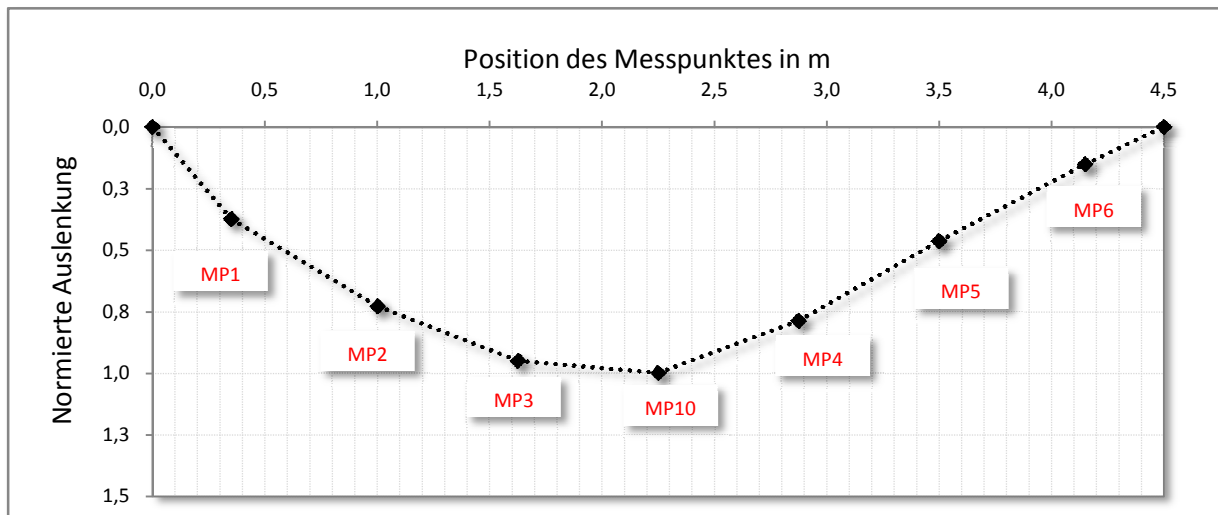


Abb. 18: Erste Eigenform – Achse Balken 4

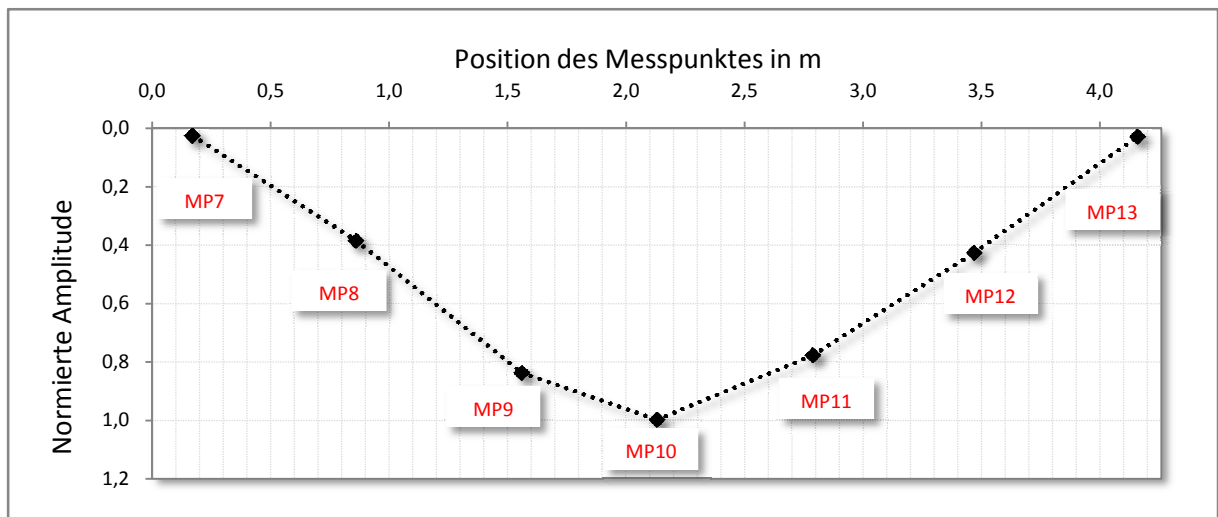


Abb. 19: Erste Eigenform – Quer zu den Balkenachsen

4.1.4 Modellbildung und Modellanpassung

Für das FE-Modell werden zunächst folgende Annahmen getroffen, vgl. Abb. 20:

- Holzbalken: Bernoulli-Balkenelemente (Ansys: BEAM4)
- Dielen: Schalenelemente (Ansys: SHELL63)
- Vernachlässigung des Schwerpunktversatzes zwischen Balken und Dielen
- Aussparung im Bereich Innenwandaufleger des Balkens Nr. 1 wird nicht modelliert.
- Zusatzmassen wirken auf die Balken und werden als Aufschlag auf die Holzrohndichte der Balken berücksichtigt.
Ersatzrohndichte der Balken: $\rho_{\text{ers}} = 4790 \text{ kg/m}^3$
- Alle Holzbalken haben eine Breite von 9 cm und eine Höhe von 22 cm
- Elastizitätsmodul des Holzes: $E_{\parallel} = 10000 \text{ MN/m}^2$, $E_{\perp} = 300 \text{ MN/m}^2$
- Querdehnzahl der Holzbalken und Holzdielen: $\nu = 0,2$

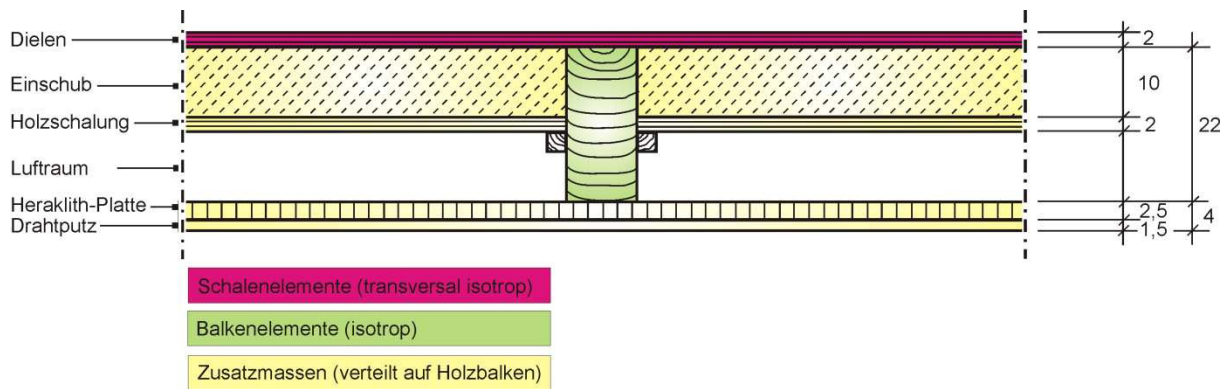


Abb. 20: Idealisierung der Holzbalkendecke

Abb. 21 zeigt das FE-Modell der Holzbalkendecke. Die Schalenelemente der Holzdielen liegen in der Höhe des Schwerpunktes der Balken. Die Modellbildung vor der Messung (siehe Abb. 2, Punkt 2) erfolgte auf Grundlage der Annahme, dass die Balken 1 und 7 (siehe Abb. 13) in vertikaler Richtung nicht kontinuierlich gelagert sind. Weiter wird angenommen, dass alle Balken sowohl auf der Außen- als auch auf der Innenwand vertikal aufgelagert sind. Die Dielen sind horizontal in x-Richtung gehalten. Der Versprung der Wand am Auflager des Balkens Nr. 1 wird nicht berücksichtigt. Für dieses Ausgangsmodell wird eine Modalanalyse durchgeführt. Sie liefert die in Tabelle 2 aufgelisteten Eigenfrequenzen und die in Abb. 22 dargestellte erste Eigenform mit dem Maximalwert der Auslenkung MX.

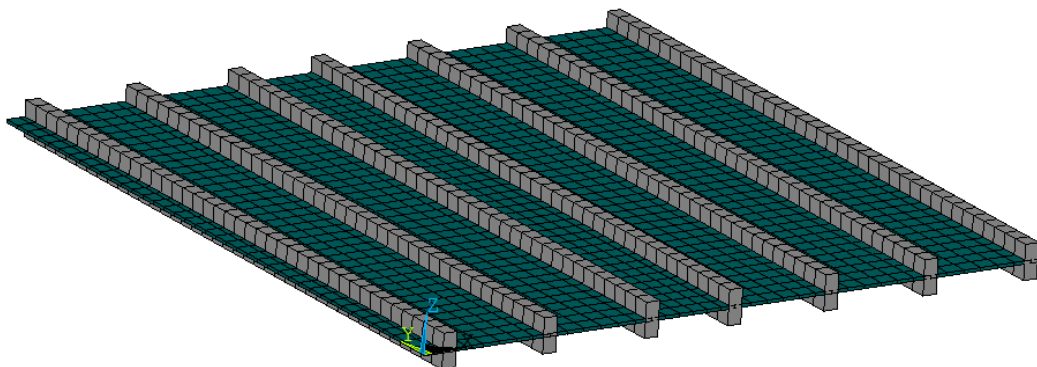


Abb. 21: Finite Elemente Modell

Tabelle 2: Eigenfrequenzen der Holzbalkendecke im Vergleich

	Eigenfrequenzen in Hz				
	f_1	f_2	f_3	f_4	f_5
Messung	10,1	11,7	16,1	22,8	25,0
Ausgangsmodell	2,80	3,04	3,72	5,27	7,71
rel. Abweichung in %	72,3	74,0	76,9	76,9	69,2
Angepasstes Modell	10,04	11,63	15,18	20,71	29,01
rel. Abweichung in %	0,6	0,6	5,7	9,2	16,0

Sowohl die relative Abweichungen bei den Eigenfrequenzen von bis zu 76,9 % (siehe Tabelle 2) als auch die Abweichungen bei dem Verlauf der ersten Eigenform (vgl. Abb. 18 und Abb. 19 mit Abb. 22) sind beim Ausgangsmodell nicht akzeptabel. Folglich wird eine Modellanpassung an die identifizierten Eigenfrequenzen und Eigenformen vorgenommen.

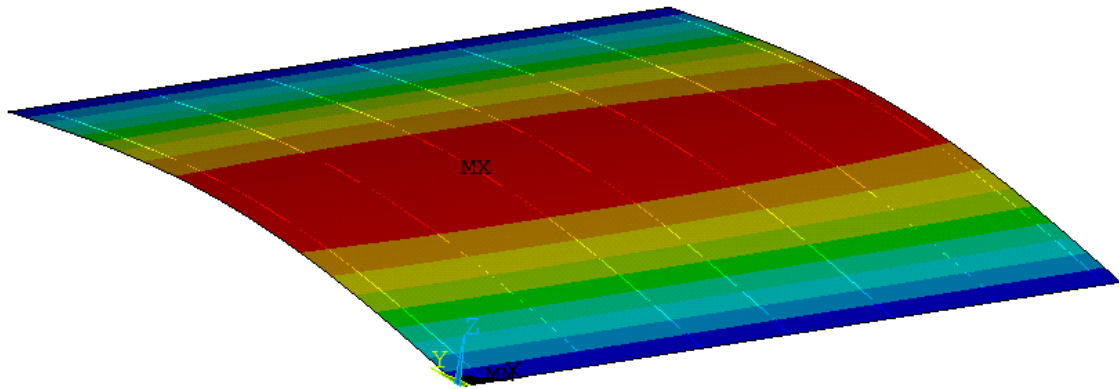


Abb. 22: Erste Eigenform des Ausgangsmodells (Simulation)

Es werden folgende Änderungen am Ausgangsmodell durchgeführt:

- Die Teileinspannung am Innenaufleger der Holzbalken wird mit rotatorischen Federn (Ansys: COMBIN14) angenähert: $C_{rot} = 1 \text{ MNm/rad}$.
- Die Amplituden der ersten Eigenform an den Balken Nr. 1 und 7 wird durch vertikale Wegfedern (Ansys: COMBIN14) an den 39 Innenknoten der elementierten Balken korrigiert: $C_w = 90 \text{ kN/m}$.
- Der E-Modul und die Ersatzrohddichte des Holzbalkens werden als Parameter definiert und anhand der ersten beiden identifizierten Eigenfrequenzen automatisiert angepasst (siehe Abschnitt 2.2.2).

Eine automatisierte Anpassung der Federelemente war nicht möglich, da die Federelemente nur in einem bestimmten Steifigkeitsbereich einen Einfluss auf die Eigenlösung haben. Dies führt zum Abbruch der Iteration bei der Optimierung durch fehlende Konvergenz.

Die Ergebnisse des angepassten Modells sind zum Vergleich in Tabelle 2 aufgelistet und in Abb. 24 bis Abb. 26 sowie im Anhang B dargestellt. Durch die Anpassung der ersten beiden Eigenfrequenzen tritt eine relative Frequenzabweichung über einem Prozent nur noch bei den Eigenfrequenzen Nr. 3, 4 und 5 auf. Beim Vergleich der identifizierten mit den simulierten Eigenformen zeigt sich nach der Anpassung eine gute Übereinstimmung bei den ersten vier Eigenformen. Die fünfte Eigenform weicht dagegen stark ab, obwohl die zugehörige Eigenfrequenz lediglich eine relative Abweichung von 16 % aufweist.

Während der Anpassung wurde deutlich, dass die Randbedingungen einen sehr großen Einfluss auf die mit dem FE-Modell angepasste dynamische Steifigkeit und Ersatzrohddichte haben können. Hierzu wird eine zusätzliche Untersuchung mit einer Variation der rotatorischen Federsteifigkeit durchgeführt. Tabelle 3 und Abb. 23 enthalten die Ergebnisse dieser Untersuchung. Im grau hinterlegten Bereich ändern sich die Parameter besonders stark durch die Variation der Federsteifigkeit. Der ge-

wählte Wert für die Federsteifigkeit und die zugehörigen ermittelten Parameter der Modellanpassung sind in Tabelle 3 fett gedruckt.

Tabelle 3: Abhängigkeit der gewählten Parameter von den Randbedingungen

Federsteifigkeit C_{rot} in Nm	dynamisches E-Modul $E_{II,dyn}$ in MN/m ²	Ersatzrohrdichte ρ_{ers} in kg/m ³
1	37357	1204
10	37357	1204
10 ²	37344	1204
10 ³	37296	1204
10 ⁴	36728	1206
10 ⁵	31743	1321
10⁶	19743	1328
10 ⁷	17334	1394
10 ⁸	17115	1403
10 ⁹	17076	1403
10 ¹⁰	17077	1403

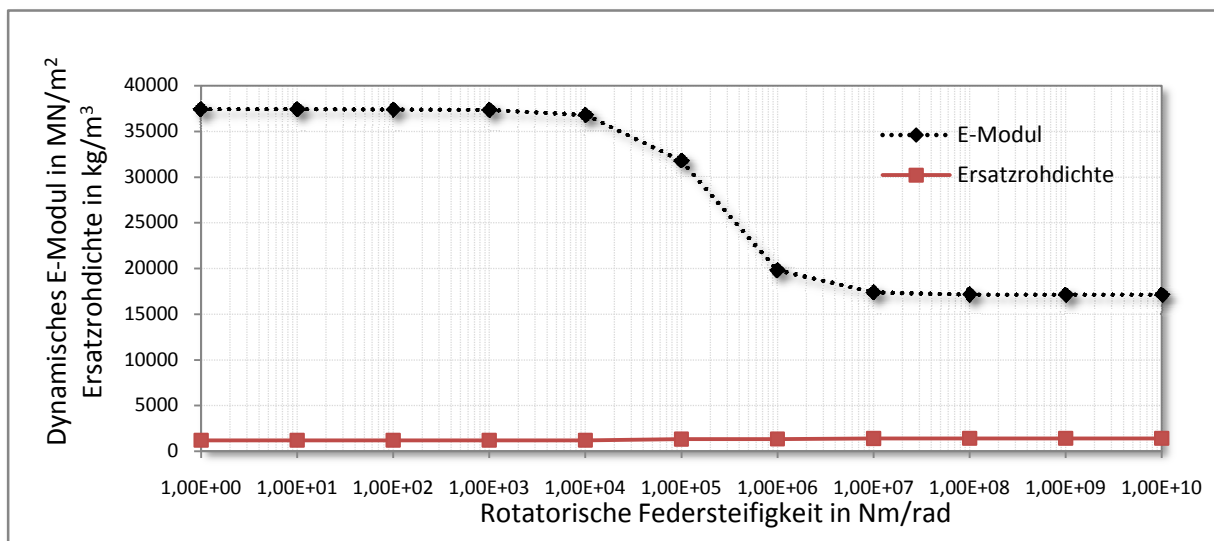


Abb. 23: Einfluss der rotatorischen Federn auf die Parameter zur Modellanpassung

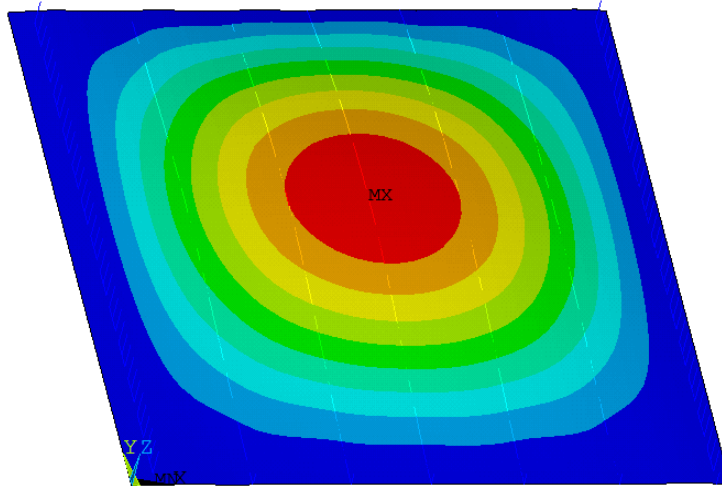


Abb. 24: Erste Eigenform des angepassten Modells (Simulation)

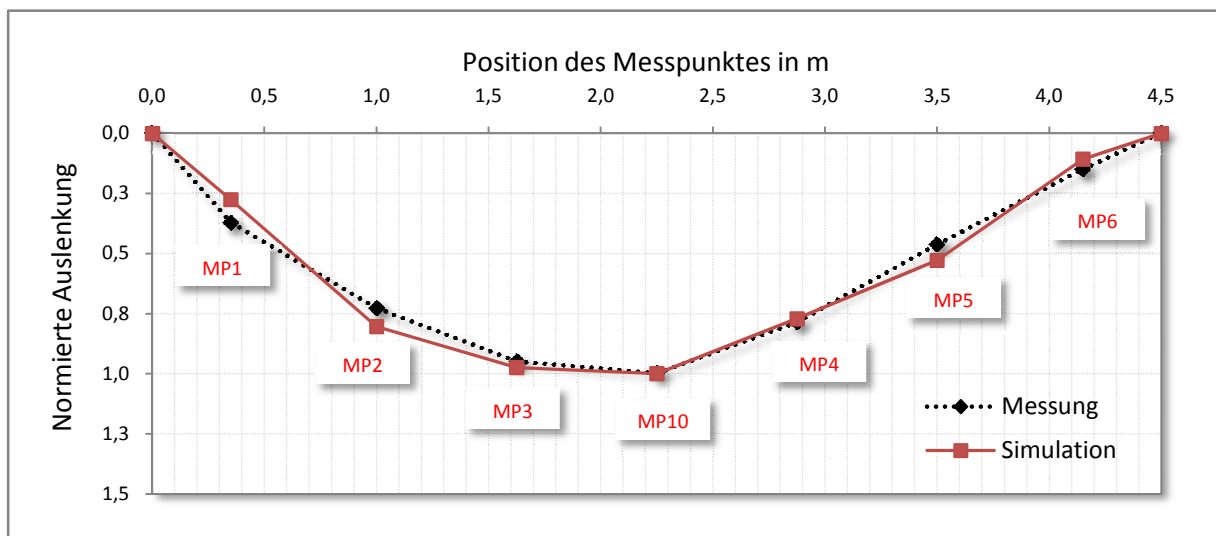


Abb. 25: Erste Eigenform – Achse Balken 4

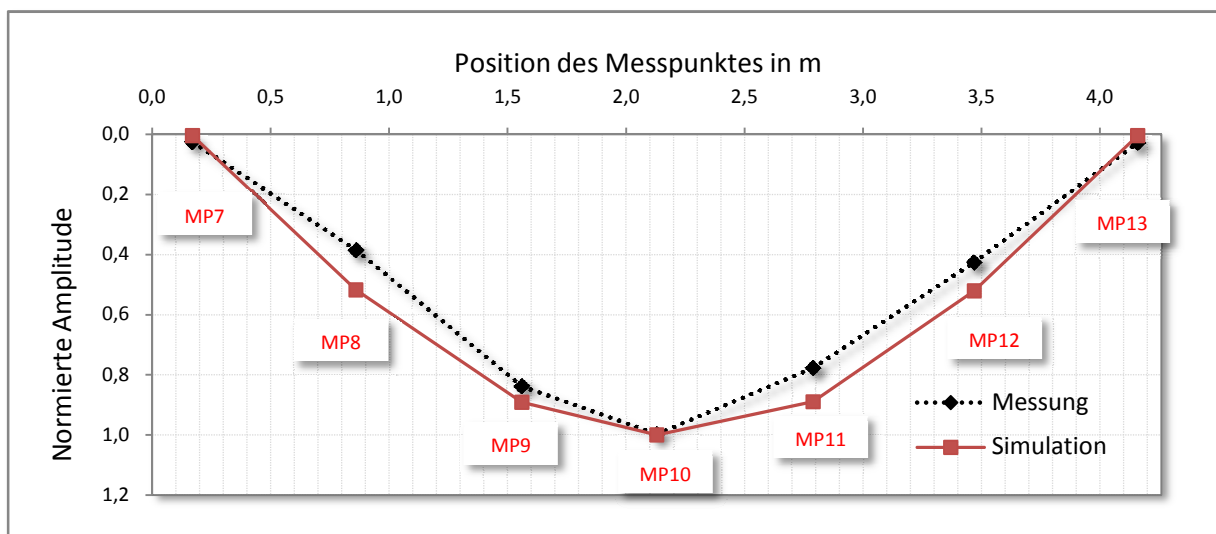


Abb. 26: Erste Eigenform – Quer zu den Balkenachsen

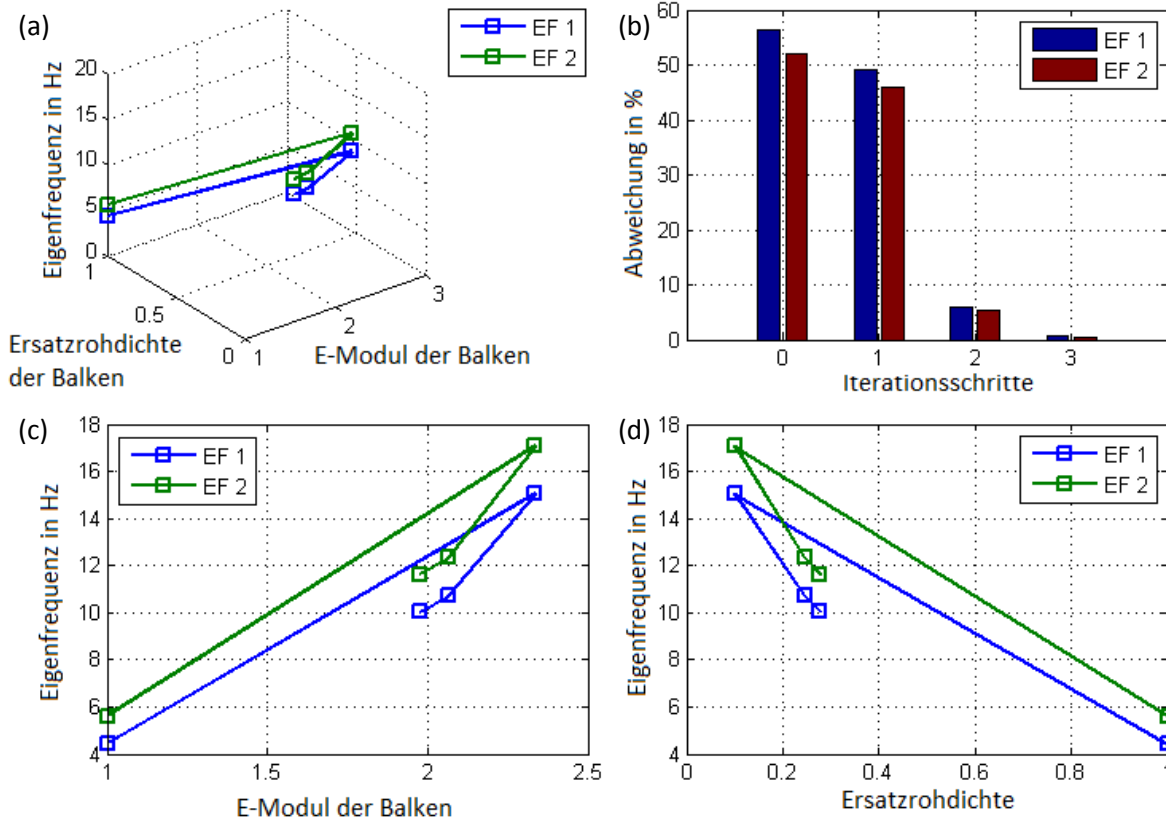


Abb. 27: Modellanpassung, (a) Verlauf der Modellanpassung, (b) Abweichung der Eigenfrequenzen, (c) Abhängigkeit vom E-Modul der Holzbalken, (d) Abhängigkeit von der Ersatzrohndichte

Abb. 27 zeigt den Verlauf der automatisierten Anpassung des Modells anhand der gewählten Parameter E-Modul und Ersatzrohndichte. Im Verlauf der Berechnung nimmt die Abweichung bei den Eigenfrequenzen ab und die Parameterwerte verändern sich. Nach drei Iterationen ist das Fehlerkriterium eingehalten. Für das E-Modul wird der Ausgangswert auf einen 1,97-fachen Wert korrigiert. Bei der Ersatzrohndichte sinkt der Wert auf das 0,28-fache. Beide Parameter sind sensitiv. Die Zielparameter in Tabelle 3 (fettgedruckte Werte) spiegeln das dynamische Verhalten der Decke wider. Für die Berechnung der Systemantworten unter dynamischen Lasten, etwa infolge Personengruppen, die sich auf der Decke bewegen, ist dieses angepasste FE-Modell geeignet. Um auch das Tragverhalten unter statischen Lasten richtig wiederzugeben, müsste zusätzlich eine Modellanpassung an die Deformationen unter statischer Last durchgeführt werden.

Anmerkung:

Die Wahl des E-Moduls als Validierungsparameter erfolgt vor allem aus praktischen Gründen, ist aber nicht zwingend notwendig. Alternativ könnten auch das Trägheitsmoment bzw. die Querschnittsabmessung variiert werden, was allerdings wesentlich aufwendiger ist und bei gleichbleibender Dichte eine Änderung der Masse nach sich zieht.

4.1.5 Ersatzkennwerte für Biegesteifigkeiten

Ein Ersatzkennwert für die dynamische Biegesteifigkeit in Balkenrichtung lässt sich mit dem angepassten E-Modul und den angenommenen Balkenabmessungen zu

$$B_{dyn} = E_{ers} \cdot I_{ers} = E_{ers} \cdot \frac{b_{ers} \cdot h_{ers}^3}{12}$$

$$B_{dyn} = 19.743 \cdot \frac{0,09 \cdot 0,22^3}{12} = 1,58 \text{ MNm}^2$$

angeben. An dieser Stelle ist darauf hinzuweisen, dass weitere Untersuchungen an Holzbalkendecken benötigt werden, um hier gesicherte Erkenntnisse und Streubreiten für Erhöhungsfaktoren zu gewinnen.

Ein Ersatzkennwert für die statische Biegesteifigkeit lässt sich an dieser Stelle nicht ableiten, da keine Deformationsmessungen durchgeführt wurden.

4.2 Stahlbetonrippendecke

4.2.1 Objektbeschreibung

Die Stahlbetonrippendecke befindet sich in einem Kasernengebäude in Pirmasens (siehe Abb. 28). Es wurde im Jahr 1938 erbaut und 2009 messtechnisch untersucht. Unter der Leitung von Prof. Dipl.-Ing. P. Bindseil (FH Kaiserslautern) und Prof. Dr.-Ing. J. Schnell (TU Kaiserslautern) wurden im Rahmen des Forschungsprojektes „Experimentelle Tragwerksanalysen im Bauwerksbestand“ (EX.TRA.BEST) umfangreiche experimentelle Untersuchungen durchgeführt. Dabei wurden 1 m-Streifen durch Sägeschnitte von der umgebenden Decke getrennt. Dies führte zu einem vereinfachten einachsigen Tragverhalten der Deckenstreifen. Der Deckenaufbau und die Sägeschnitte sind in Abb. 29 dargestellt. Zum Vergleich der dynamischen mit den statischen Untersuchungen bekam das ISD die Möglichkeit, eigene (dynamische) Messungen durchzuführen.



Abb. 28: Kasernengebäude in Pirmasens

4.2.2 Schwingungsmessung

Die Messungen des ISD umfassen drei Deckenstreifen, die im Folgenden mit „Decke 1“, „Decke 2“ und „Decke 3“ bezeichnet sind. Der Unterschied zwischen den Decken liegt in der Schädigung. Decke 1 wurde nicht zusätzlich geschädigt. Decke 2 diente der Ermittlung der statischen Tragfähigkeit und wurde vor den dynamischen Messungen durch statische Vorbelastung überbeansprucht und somit geschädigt. Bei Decke 3 wurden die Ziegel an der Unterseite der Decke entfernt (s. Abb. 30, rechts). Dadurch ergibt sich ein Steifigkeitsverlust, der anhand der Messungen identifiziert werden sollte.

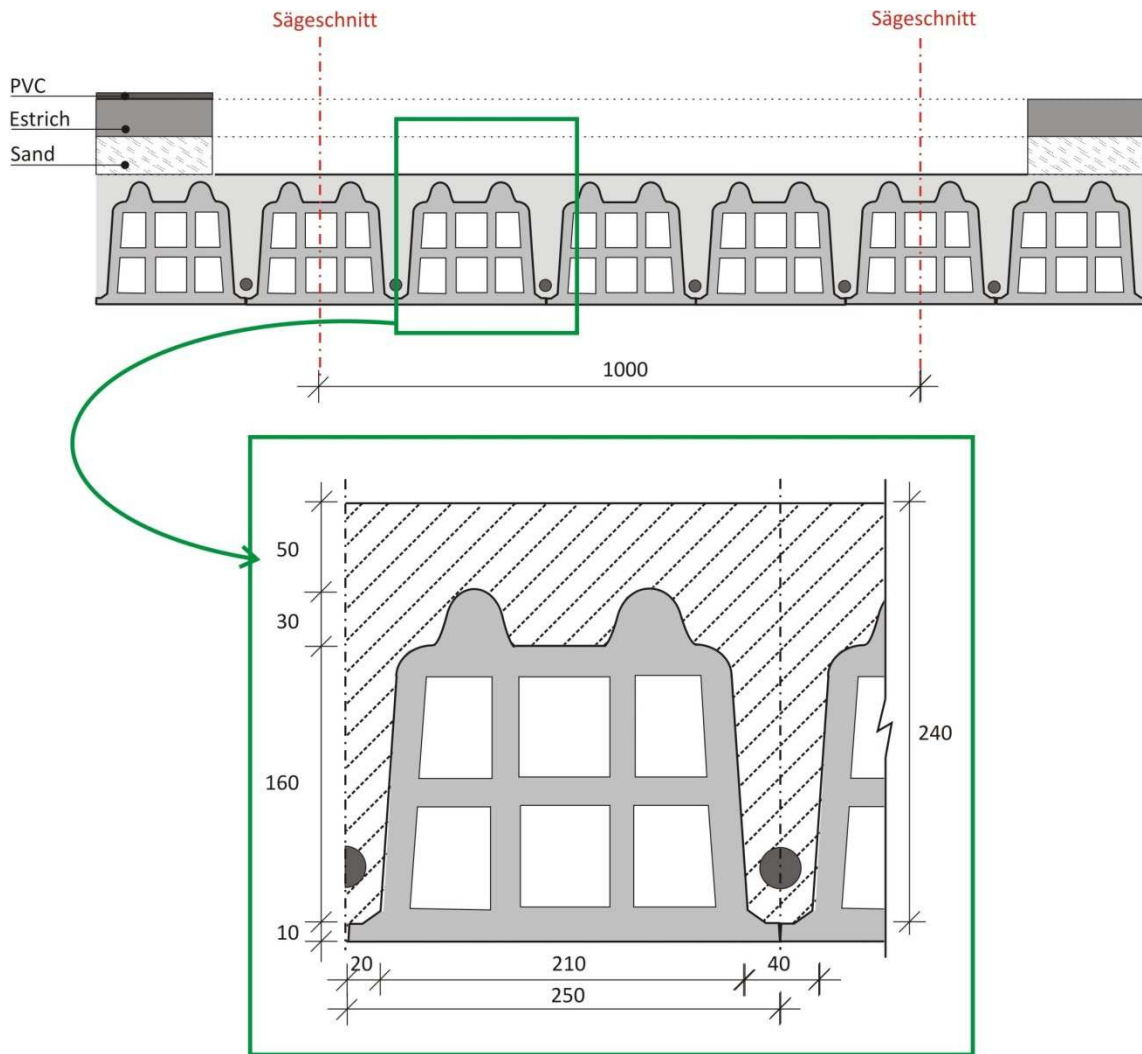


Abb. 29: Deckenaufbau und Sägeschnitte [1]

Für die Messung kamen sieben Geophone zum Einsatz. Abb. 31 bis Abb. 33 zeigen die Anordnung der Schwinggeschwindigkeitssensoren und die Einleitungspunkte der Impulse.



Abb. 30: Deckenuntersicht - links: vollständige Decke; rechts: Deckenstreifen ohne Ziegel

(Fotos: Prof. Dipl.-Ing. P. Bindseil, FH Kaiserslautern)

Beim Ausschwingen antwortet das System Decke in seinen Eigenfrequenzen bzw. Eigenformen. Für die Aufnahme der Zeitreihen wurde eine Abtastfrequenz von 500 Hz eingestellt. Die Impulseinleitungspunkte werden so gewählt, dass die erwartete erste und zweite Eigenform in ihren Maxima angeregt werden. Die einzuleitende Energie, die durch die Fallhöhe des Sandsacks gesteuert werden kann, wird vorab geschätzt und während der Messung überprüft.

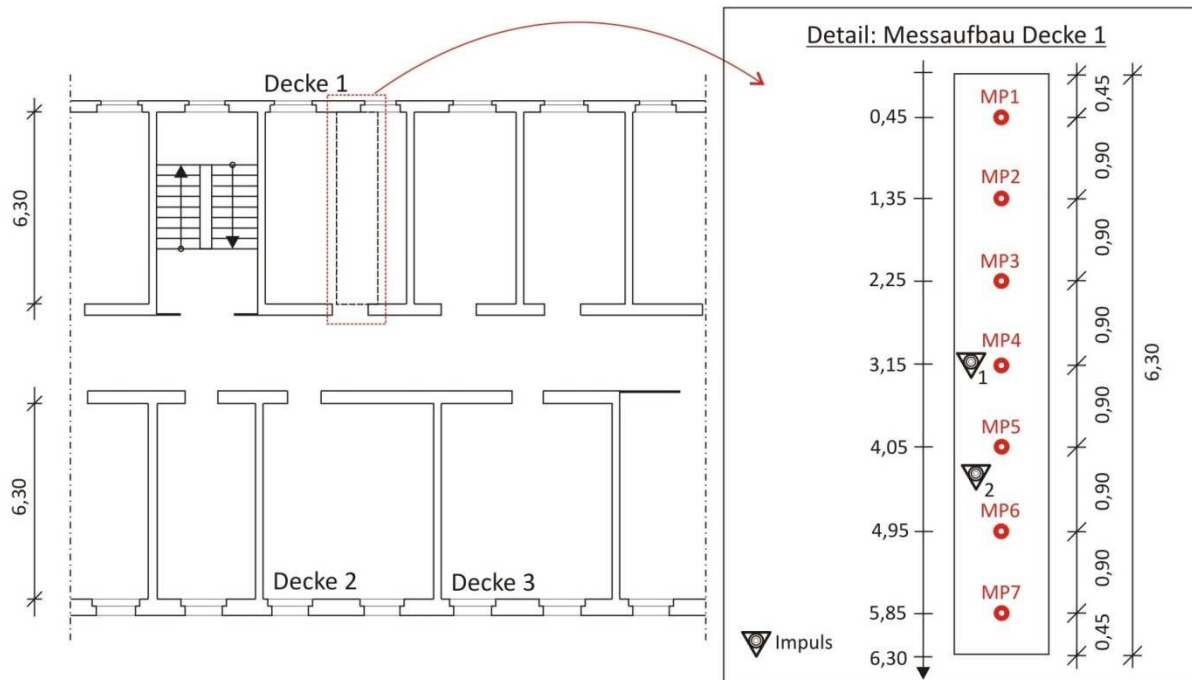


Abb. 31: Skizze Decke 1 – Mess- und Einwirkungspunkte

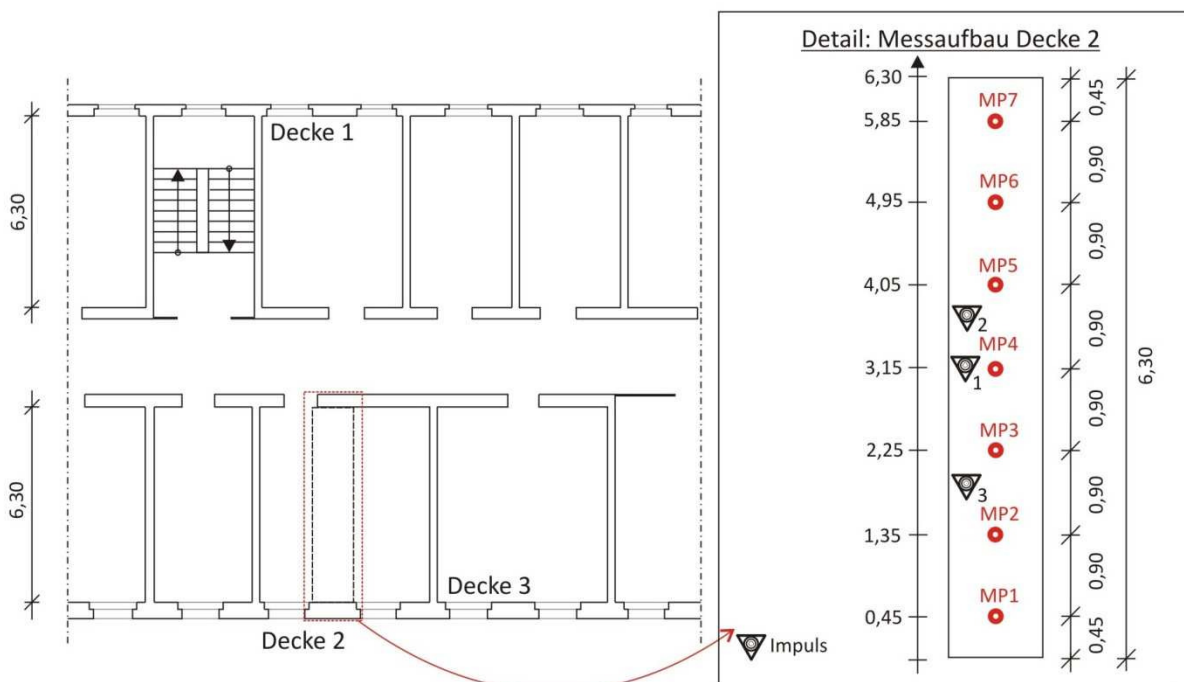


Abb. 32: Skizze Decke 2 – Mess- und Einwirkungspunkte

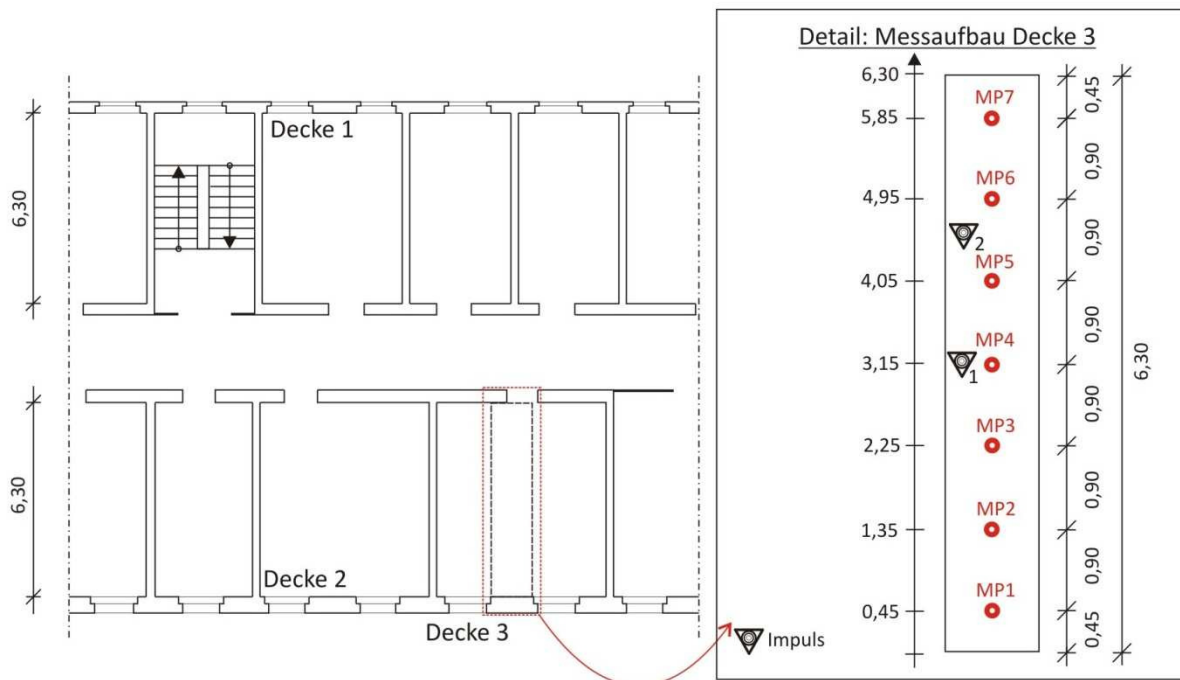


Abb. 33: Skizze Decke 3 – Mess- und Einwirkungspunkte

4.2.3 Auswertung der Messung

Eine Systemidentifikation mit der FDD liefert zunächst den Singulärwertverlauf in Abb. 34. Dieser resultiert aus der Systemantwort, die an allen Sensoren gemessen und durch einen Sandsack angeregt wurde.

Es können für jede Decke jeweils zwei Eigenfrequenzen identifiziert werden. Dabei weist die erste Eigenfrequenz im Vergleich eine wesentlich höhere Amplitude im Frequenzspektrum auf, was auf einen höheren Energiegehalt schließen lässt.

Anhand von Tabelle 4 kann die Streuung der Eigenfrequenzen für die einzelnen Versuche und die Abnahme der Eigenfrequenzen mit steigendem Grad der Schädigung abgeschätzt werden. Bei der ersten Eigenfrequenz stellt sich eine Minderung von ca. 25 % ein.

Für die Decken 1 und 3 wurde bei der Messung auf einen dritten Impulsort verzichtet (vgl. Abb. 31 bis Abb. 33), weshalb diese Einträge für „Impuls 3“ in Tabelle 4 fehlen.

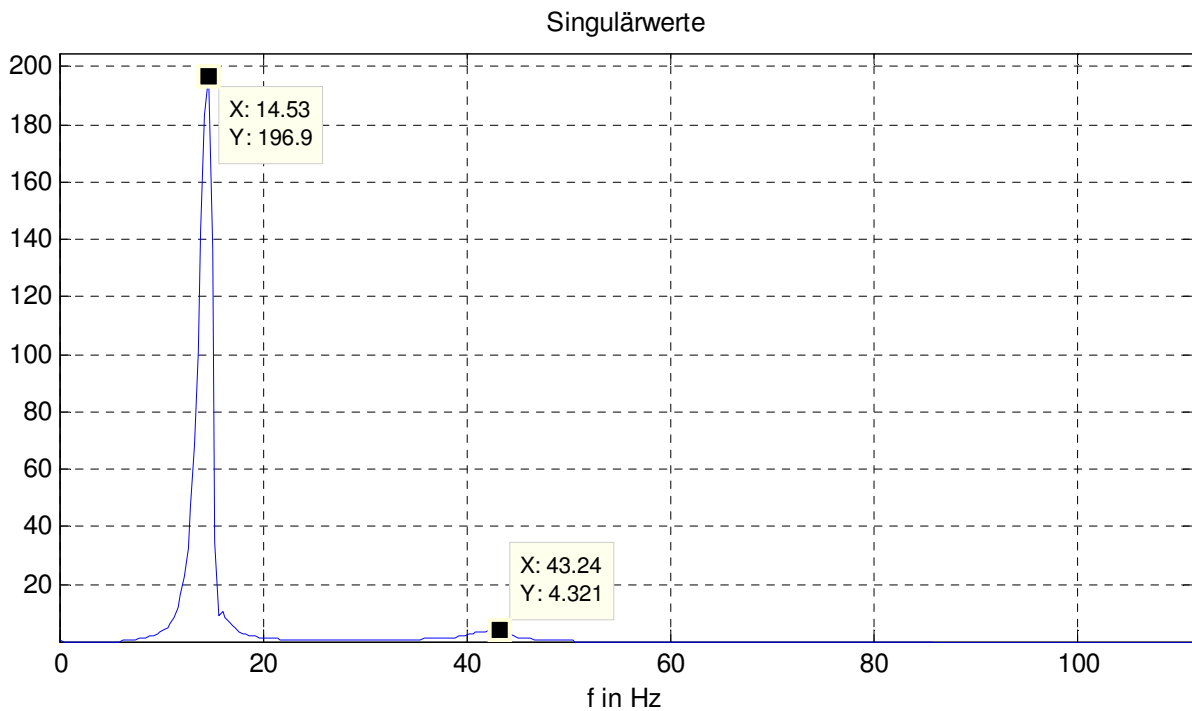


Abb. 34: Singulärwertverlauf für Decke 3 infolge Impuls 2a

Tabelle 4: Identifizierte Eigenfrequenzen

	Eigenfrequenzen in Hz Decke 1		Eigenfrequenzen in Hz Decke 2		Eigenfrequenzen in Hz Decke 3	
	f_1	f_2	f_1	f_2	f_1	f_2
	Impuls 1a	19,30	-	17,90	-	14,75
Impuls 1b	19,30	-	17,85	-	14,60	44,1
Impuls 1c	19,20	-	17,75	-	14,35	43,8
Impuls 2a	19,45	54,5	17,85	50,5	14,55	43,1
Impuls 2b	19,40	56,0	17,75	50,2	14,40	43,1
Impuls 2c	19,40	55,6	17,75	50,1	14,45	43,1
Impuls 3a	-	-	17,75	50,0	-	-
Impuls 3b	-	-	17,65	49,8	-	-
Impuls 3c	-	-	17,60	49,7	-	-

Die Eigenformen zu den in Tabelle 4 aufgelisteten Eigenfrequenzen sind in Abb. 35 und Abb. 36 dargestellt. Sie entsprechen dem vorab erwarteten Verlauf und bestätigen somit die Richtigkeit der Messungen und Auswertung. Bei allen Decken ist eine Teileinspannung an den Auflagern zu erkennen. Während die Verläufe der Eigenformen bei den Decken 1 und 2 sehr ähnlich sind, weisen die Eigenformen der Decke 3 auf eine verhältnismäßig größere Steifigkeit bei den Randeinspannungen hin.

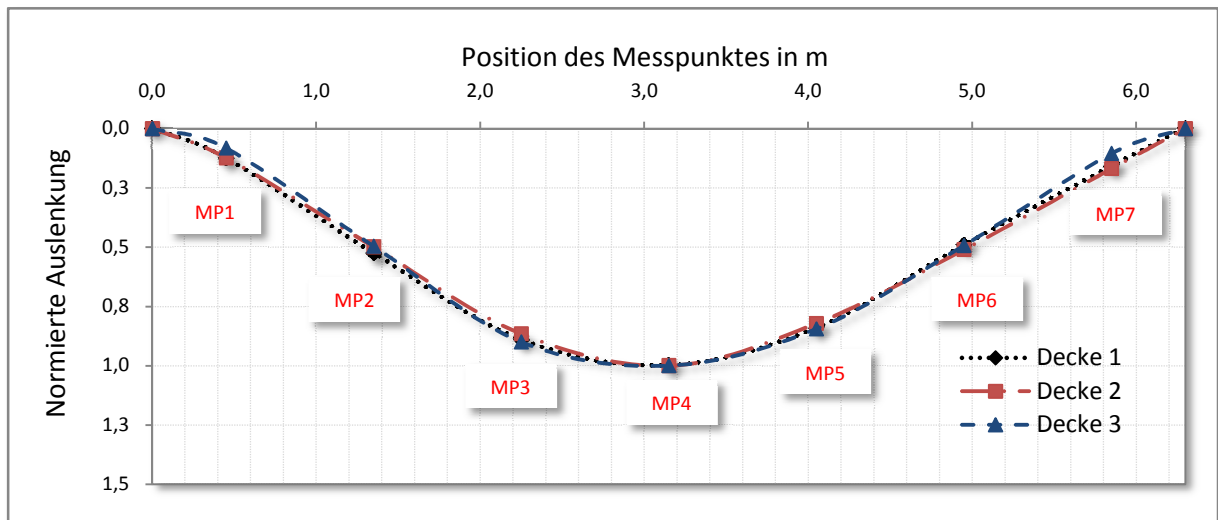


Abb. 35: Erste Eigenform

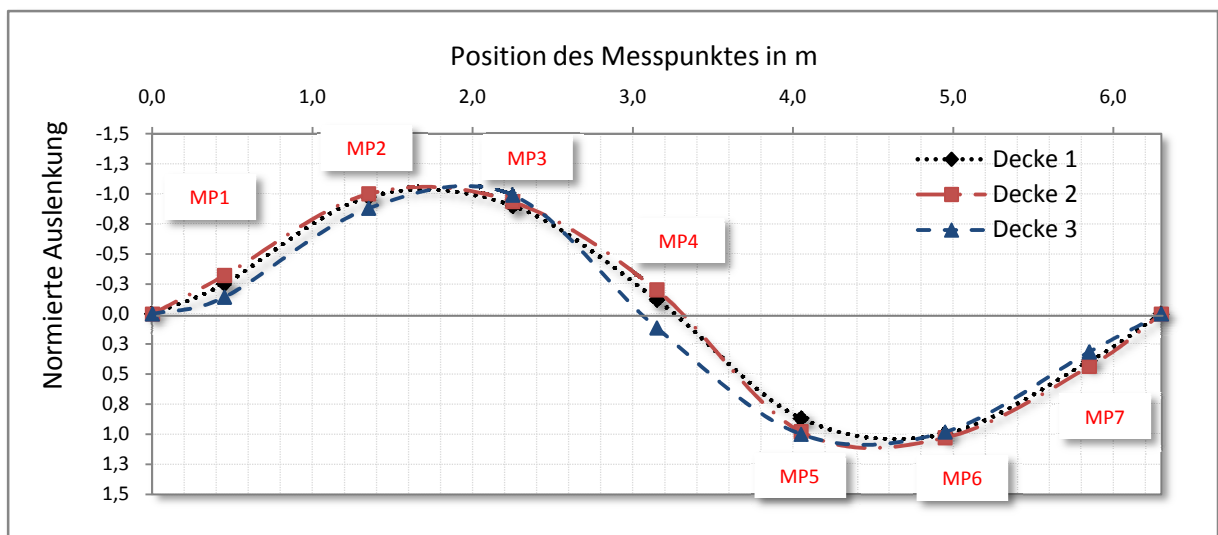


Abb. 36: Zweite Eigenform

4.2.4 Modellbildung und Modellanpassung

Wie zuvor bei der Holzbalkendecke werden auch hier Annahmen für das Modell getroffen:

- Biegesteifigkeit der Stahlbetonrippen wird auf die Breite des Deckenstreifens verschmiert. Ersatzhöhe der Decke: $h_{\text{ers}} = 15 \text{ cm}$
- Schalenelemente (Ansys: SHELL63) mit einer Kantenlänge von ca. 7 cm (siehe Abb. 37)
- Ersatzrohddichte für die Decke: $\rho_{\text{ers}} = 3093 \text{ kg/m}^3$
- Gemittelttes Elastizitätsmodul für die Decke: $E_{\text{ers}} = 34000 \text{ MN/m}^2$
- Querdehnzahl: $\nu = 0,2$

Daraus ergibt sich das FE-Modell in Abb. 37. Durch die fehlende Lagerung an den Längsseiten (Sägeschnitte) stellt sich ein einachsiges Tragverhalten ein. Die Modalanalyse liefert die in Tabelle 5 aufgelisteten Eigenfrequenzen und die in Abb. 38 dargestellte erste Eigenform. Dabei gibt es noch keine Unterschiede zwischen den einzelnen Deckenstreifen. Erst durch die Anpassung kann die Schädigung

abgebildet werden. Außerdem wurde die Teileinspannung der Deckenstreifen an den Auflagern, die durch die Messungen festgestellt wurde, noch nicht berücksichtigt.

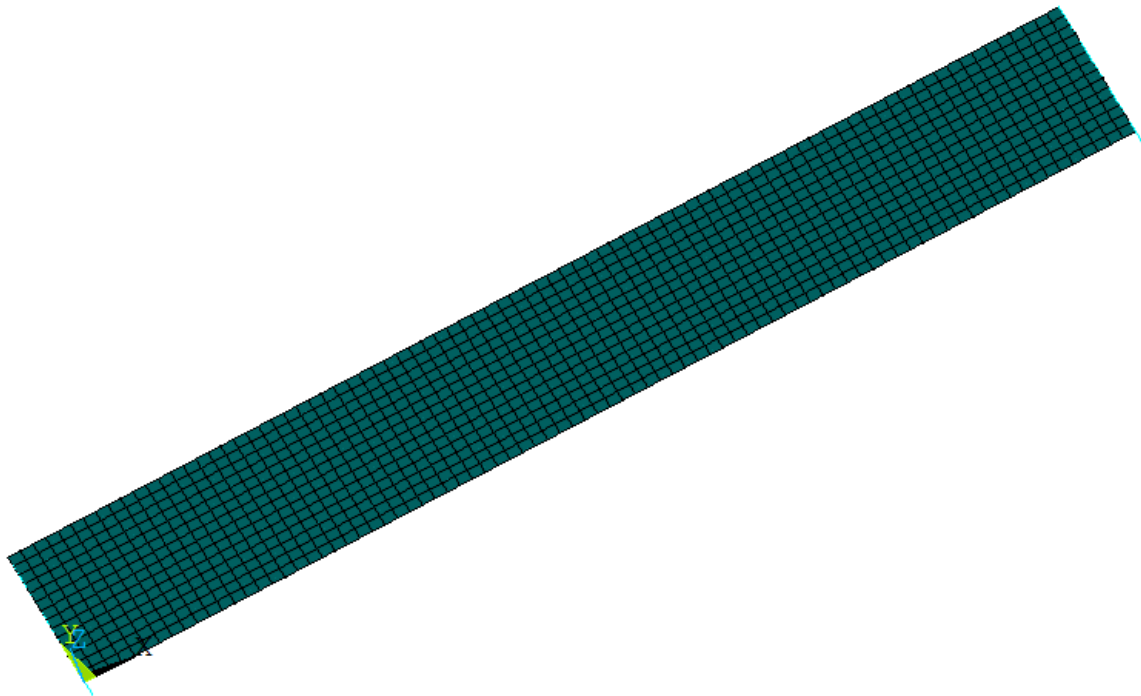


Abb. 37: Finite Elemente Modell Deckenstreifen

Tabelle 5: Eigenfrequenzen der Stahlbetonrippendecke im Vergleich

	Eigenfrequenzen in Hz Decke 1		Eigenfrequenzen in Hz Decke 2		Eigenfrequenzen in Hz Decke 3	
	f_1	f_2	f_1	f_2	f_1	f_2
	Messung	19,3	55,7	17,8	50,0	14,4
Ausgangsmodell	4,64	18,60	4,64	18,60	4,64	18,60
rel. Abweichung in %	76,0	66,6	73,9	62,8	67,8	56,7
Angepasstes Modell	19,33	55,82	17,82	50,06	*)	*)
rel. Abweichung in %	0,2	0,2	0,1	0,1	-	-

*) Das FE-Modell lässt sich zwar an die identifizierten Eigenfrequenzen der Messung anpassen, liefert dann aber unrealistische Parameter. Deshalb wird im Fall der Decke 3 an die erste Eigenfrequenz angepasst (siehe Tabelle 6).

Dies führt zu folgenden Änderungen des Ausgangsmodells:

- Die Teileinspannung am Innenaufleger wird mit rotatorischen Federn (Ansys: COMBIN14) angenähert. Jede rotatorische Feder greift am Auflagerknoten an und hat eine Steifigkeit von: $C_{rot} = 2 \text{ MNm/rad}$. Zusammengefasst hat jedes Auflager eine Federsteifigkeit von $C_{rot} = 30 \text{ MNm/rad}$.
- Der gemittelte E-Modul und die Ersatzrohndichte werden als Parameter definiert und anhand der ersten beiden identifizierten Eigenfrequenzen automatisiert angepasst (siehe Abschnitt 2.2.2).

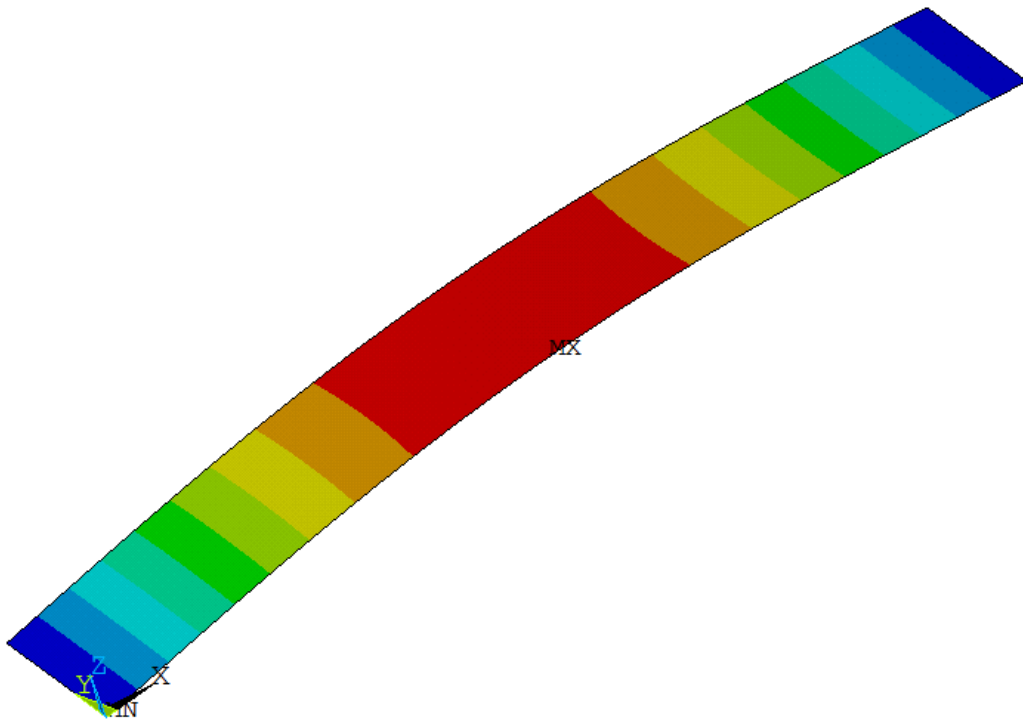


Abb. 38: Erste Eigenform des Ausgangsmodells (Simulation)

Nach der Modellanpassung ergeben sich die Eigenfrequenzen nach Tabelle 5 unten. Für die Decken 1 und 2 ergeben sich nur noch relative Abweichungen von weniger als 1 % zu den gemessenen Eigenfrequenzen.

Bei der Decke 3 führt die Anpassung zu unrealistisch hohen Parameterwerten, was auf eine unzureichende Modellbildung hindeutet. Insbesondere der Abstand der identifizierten zweiten Eigenfrequenz zur identifizierten ersten Eigenfrequenz hat einen großen Einfluss auf die Parameter. Vermutlich führt die vergleichsweise starke Rissbildung zu einem stark abweichenden Verlauf der Biegesteifigkeit über die Länge des Deckenstreifens. Die Annahme einer konstanten Biegesteifigkeit im Modell ist somit vermutlich nicht ausreichend. Dadurch kann für den dynamischen, gemittelten E-Modul der Decke kein konkreter Wert, sondern nur ein Wertebereich ermittelt werden. Sämtliche Parameter aus der automatisierten Anpassung sind in Tabelle 7 aufgelistet.

Um die Größe des Fehlers abzuschätzen wird eine weitere Untersuchung für Decke 3 durchgeführt. Die Anpassung soll nun lediglich mit der ersten Eigenfrequenz geschehen. Da die Parameteranzahl die Anzahl der Eigenfrequenzen nicht überschreiten kann, wird nur noch das gemittelte E-Modul als Parameter verwendet. Für die Ersatzrohrdichte werden drei mögliche Werte gewählt. Sämtliche Ergebnisse sind in Tabelle 6 zusammengefasst. Die Variation der Ersatzrohrdichte nach Tabelle 6 hat nur einen geringen Einfluss auf die Eigenfrequenzen der Decke 3. Während die erste Eigenfrequenz durch die Anpassung gut angenähert ist, weist die zweite Eigenfrequenz eine Differenz von ca. 3 Hz zu der identifizierten zweiten Eigenfrequenz der Messung auf. Obwohl die relative Abweichung mit ca. 7 % gering erscheint, so hat sie jedoch bei der automatisierten Anpassung einen großen Einfluss auf die Parameter.

Tabelle 6: Eigenfrequenzen für Decke 3 mit dem angepassten Modell

	Eigenfrequenz f_1 in Hz	Eigenfrequenz f_2 in Hz	dyn. E-Modul E_{ers} in N/m^2
$\rho_{\text{ers}} = 900 \text{ kg/m}^3$	14,43	39,96	$1,43 \cdot 10^{10}$
$\rho_{\text{ers}} = 1000 \text{ kg/m}^3$	14,21	39,39	$1,57 \cdot 10^{10}$
$\rho_{\text{ers}} = 1100 \text{ kg/m}^3$	14,35	39,82	$1,79 \cdot 10^{10}$

Tabelle 7: Parameter des angepassten Modells

	dyn. E-Modul E_{ers} in N/m^2	Ersatzrohrdichte ρ_{ers} in kg/m^3
Decke 1	$6,36 \cdot 10^{10}$	1565
Decke 2	$3,34 \cdot 10^{10}$	1169
Decke 3	siehe Tabelle 6	siehe Tabelle 6

Die ersten zwei Eigenformen der Messung und des angepassten Modells für Decke 1 sind in Abb. 39 und Abb. 40 dargestellt. Der Vergleich zeigt eine sehr gute Übereinstimmung.

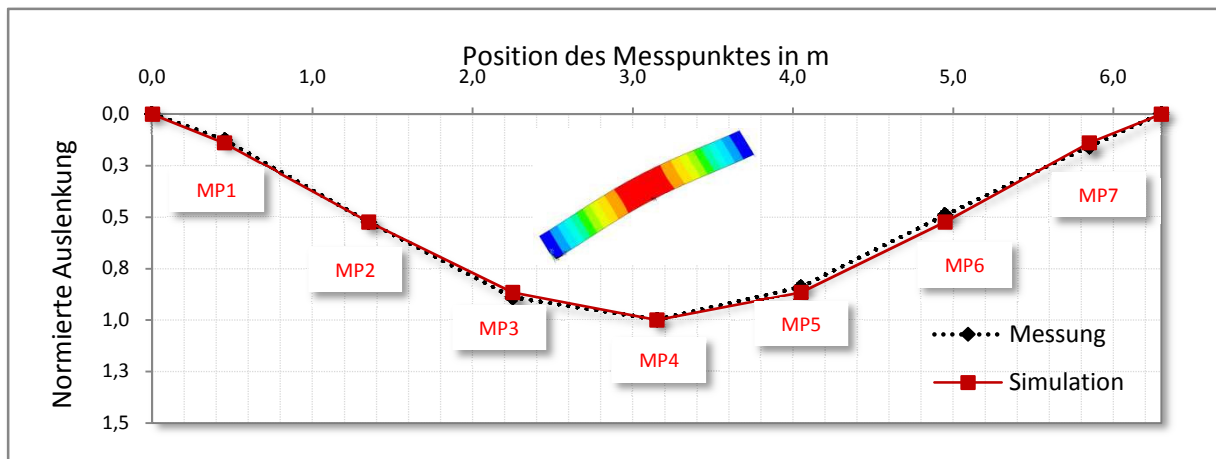


Abb. 39: Erste Eigenform für Decke 1 im Vergleich

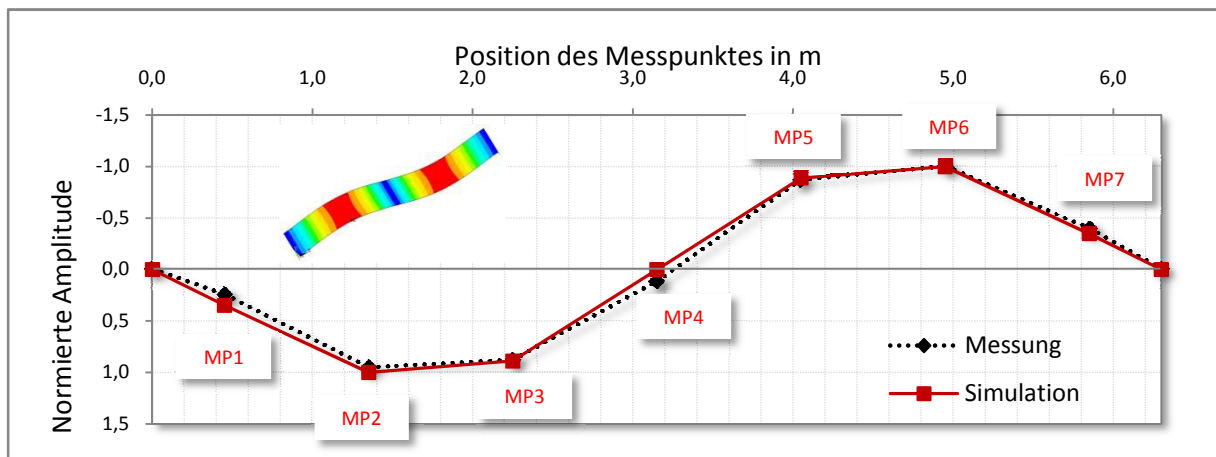


Abb. 40: Zweite Eigenform für Decke 1 im Vergleich

Bei dem Verlauf der Modellanpassung in Abb. 41 fällt besonders die Verschlechterung beim ersten Iterationsschritt auf, die jedoch in den folgenden Schritten wieder verbessert wird. Auch hier wird nach wenigen Iterationen eine gute Anpassung erreicht.

Sowohl der E-Modul als auch die Dichte sind als sensitive Parameter anzusehen. Beide Parameter verändern ihre Werte während der Anpassung in erheblichem Umfang. Es ist jedoch nicht auszuschließen, dass weitere Unzulänglichkeiten oder Ungenauigkeiten des Modells, wofür weitere Parameter gewählt werden müssten, durch die gewählten Parameter korrigiert werden.

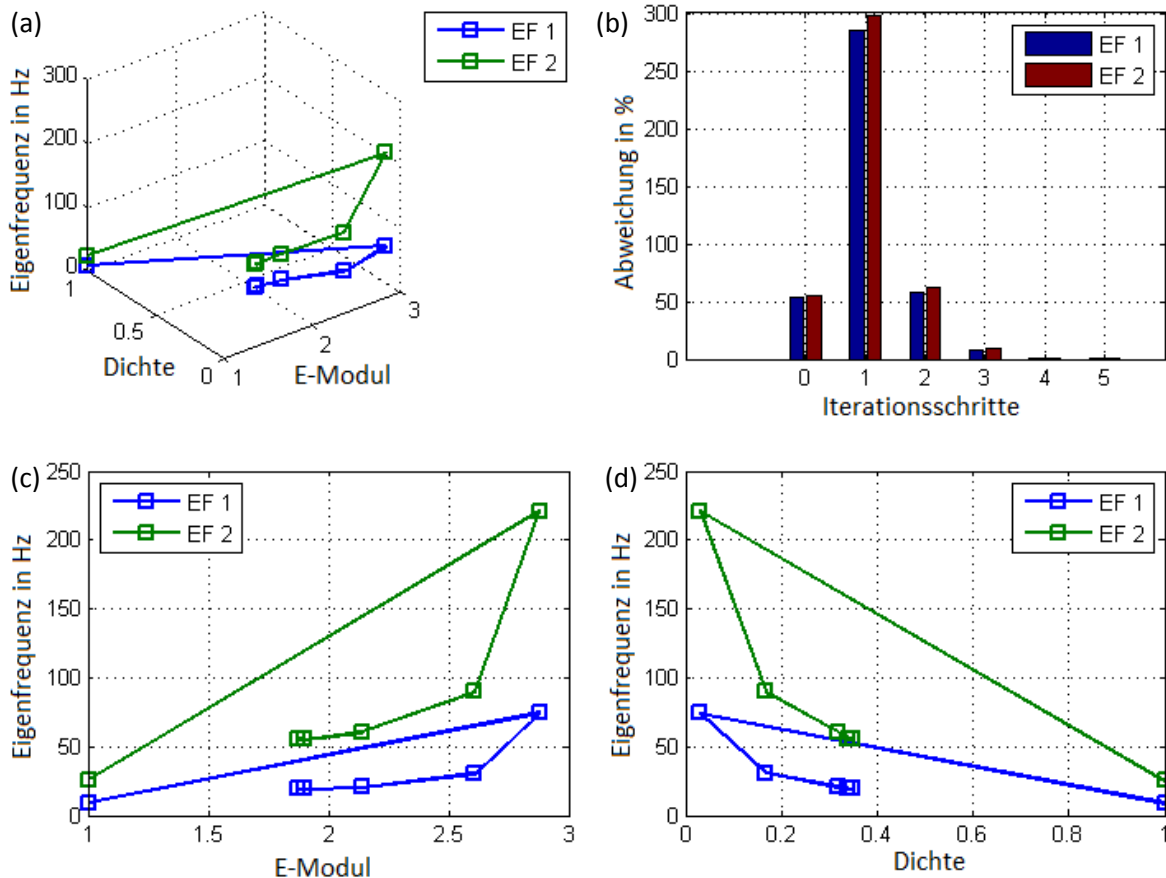


Abb. 41: Modellanpassung Decke 1, (a) Verlauf der Modellanpassung, (b) Abweichung der Eigenfrequenzen, (c) Abhängigkeit vom E-Modul, (d) Abhängigkeit von der Ersatzrohrdichte

4.2.5 Ersatzkennwerte für Biegesteifigkeiten

Mit dem Parameter E-Modul nach Tabelle 7 lässt sich ein Ersatzkennwert für die dynamische Biegesteifigkeit mit Berücksichtigung des einachsialen Tragverhaltens zu

$$B_{dyn} = E_{ers} \cdot I_{ers} = E_{ers} \cdot \frac{bh_{ers}^3}{12}$$
$$B_{dyn,Decke\ 1} = 6,36 \cdot 10^4 \cdot \frac{1 \cdot 0,15^3}{12} = 17,89 \text{ MNm}^2$$

angeben.

Da die Schädigung bei Decke 1 nur gering ist, besteht mit Gleichung (8) - aufgelöst nach λ_1^2 - die Möglichkeit, die Randbedingungen zu überprüfen. Unter Verwendung der gemessenen Eigenfrequenz $f_1 = 19,3 \text{ Hz}$ (Tabelle 5), der Länge des Deckenstreifens $l = 6,3 \text{ m}$ sowie der Massenbelegung

$\mu_0 = \rho \cdot d = 1565 \cdot 0,15 = 234,75 \text{ kg/m}$ erhält man

$$\lambda_1^2 = \frac{\omega_1 \cdot l^2}{\sqrt{\frac{B_{dyn}}{\mu_0}}} = \frac{19,3 \cdot 2\pi \cdot 6,3^2}{\sqrt{\frac{17,89 \cdot 10^6}{234,75}}} = 17,43$$

Nach [7], Seite 157, Tab. 4.3 gilt:

- für beidseitig gelenkige Lagerung: $\lambda_1^2 = 9,87$,
- für beidseitig starre Einspannung: $\lambda_1^2 = 22,4$

Das Ergebnis liegt zwischen diesen Werten und stimmt sehr gut mit den in Abb. 39 dargestellten Verläufen der Eigenformen nahe der Randknoten überein.

Auch bei dieser Rippendecke wurden vom ISD nur dynamische Messungen, aber keine Deformationsmessungen durchgeführt, sodass sich keine Ersatzkennwerte für statische Biegesteifigkeiten ableiten lassen.

4.3 Stahlbetonversuchsplatte

4.3.1 Zielsetzung

Die bisher beschriebenen Beispiele einer Holzbalken- und einer Stahlbetonrippendecke haben gezeigt, dass mit dynamischen Testsignalen auch nur das dynamische Verhalten analysiert werden kann. Ein FE-Modell lässt sich an die identifizierten modalen Parameter anpassen. Anschließend kann dieses validierte FE-Modell für die Ermittlung des Antwortverhaltens unter verschiedenen dynamischen Lastfällen – etwa im Rahmen einer Umnutzung - verwendet werden. Aus den Ergebnissen für die Validierungsparameter lassen sich Ersatzparameter für eine dynamische Biegesteifigkeit ableiten. Um auch Angaben zum Tragverhalten unter statischen Lasten machen zu können, werden Deformationsmessungen für verschiedene Laststufen benötigt. Aus den gemessenen Dehnungen und Durchbiegungen lassen sich statische Biegesteifigkeiten berechnen.

Mit dem Ziel eine vollständige Analyse des Tragverhaltens durchzuführen, wird eine Stahlbetonversuchsplatte mit konstanter Dicke und definierten Abmessungen und Randbedingungen, bekannter Betonfestigkeitsklasse und vorgegebenem Bewehrungsgrad hergestellt und anschließend unter dynamischen und statischen Lasten beansprucht.

Dieser Modellversuch hat den Vorteil, dass viele Parameter und die Randbedingungen besser bekannt und daher die Unsicherheiten auf die üblichen Streubreiten von E-Modul oder Dichte reduziert sind. Es ist also davon auszugehen, dass ein FE-Modell a-priori besser an das reale System angepasst werden kann.

Ein weiterer Vorteil ist, dass statische Lasten im Versuch beliebig – auch bis zum Bruch - aufgebracht werden können. Dies ist in der Praxis nicht ohne weiteres möglich, da Belastungsversuche

1. sehr zeit- und kostenintensiv sind,
2. den Einsatz von rückverankerten Belastungsrahmen erfordern, um die externen statischen Versuchslasten einzuleiten,
3. die Decken im Bestand nicht überlasten dürfen, was zu einer deutlichen Begrenzung der Versuchslast führt.

4.3.2 Objektbeschreibung

Die nachstehend beschriebenen Versuche wurden in der Materialprüfanstalt für das Bauwesen in Braunschweig durchgeführt. Als Versuchsobjekt wird eine Platte mit Randeinspannung gewählt. Sie wird ohne Betonierfugen gefertigt und mit Einbauteilen versehen. Einen Überblick gibt der Auszug aus dem Schalplan in Abb. 42 und die Pläne im Anhang E.

	Größtkorn: 16 mm
Betonstahl	Bst 500 Matten: Q188 Stabstahl: \varnothing 8 bis 14 mm
Betondeckung	$c_v = 3,0$ cm

Die Verdichtung erfolgte mit einem Flaschenrüttler. Abb. 43 zeigt die Bewehrung mit den Hüllrohren für die Befestigung des Randunterzuges am Hallenboden. Der Abstand von einem Meter entspricht dabei der Rasterbohrung im Hallenboden. 30 Tage nach dem Betonieren wurden die Spannstangen (SAS 950/1050, \varnothing 36 mm) durch die Hüllrohre gesteckt und mit einer Kraft von 750 kN vorgespannt (siehe Abb. 44). Um die Rissbildung der Platte von unten aufzunehmen, wurde eine Aussparung von 15x15 cm am Unterzug eingesetzt (siehe Abb. 44 und Abb. 45).

Die Betonrohddichte und das statische Elastizitätsmodul des Betons wurden mit Hilfe von Prüfkörpern bestimmt. Die Ergebnisse sind im Anhang D beigefügt.

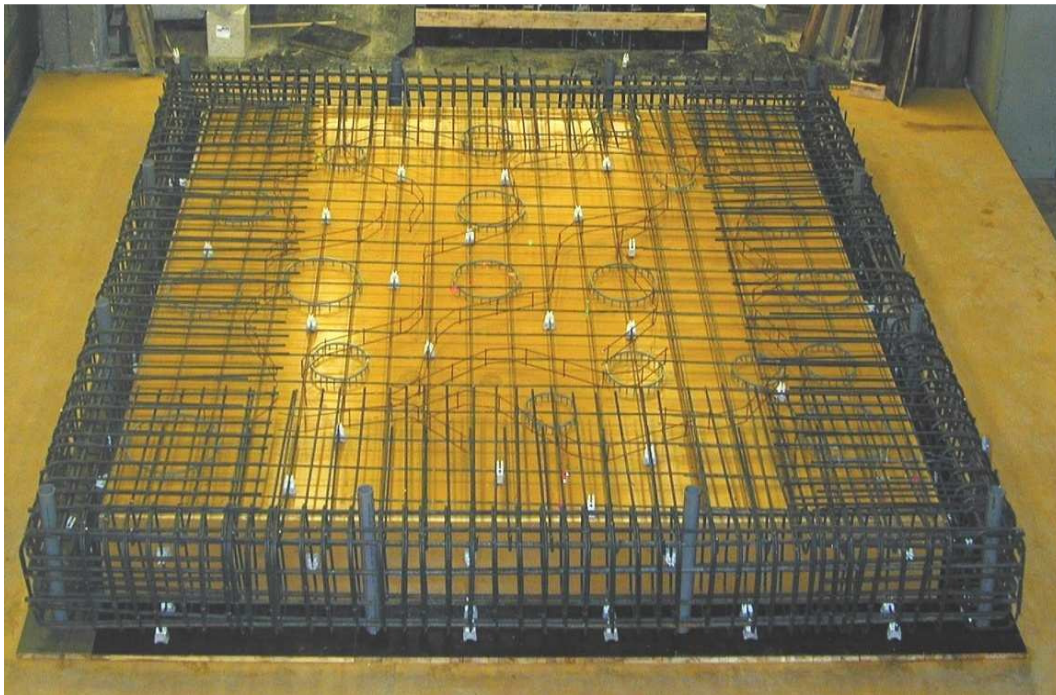


Abb. 43: Bewehrung der Stahlbetonplatte



Abb. 44: Fertiggestellte Platte



Abb. 45: Aussparung für die Kamera

4.3.3 Messungen

Der Versuch umfasst statische und dynamische Messungen, die alternierend durchgeführt wurden. Für die statischen Messungen wird eine vorab festgelegte Kraft mit Hydraulikpressen aufgebracht und die zugehörigen Verschiebungen mit Hilfe von induktiven und optischen Wegaufnehmern gemessen. Zur Montage der Wegaufnehmer wurde ein Metallgestell errichtet, das über die Platte spannte und in der Bodenplatte verankert war.

Weiterhin kamen Dehnungsmessstreifen (DMS) auf der Betonoberfläche (Typ PL-60-11) und auf der oberen und unteren Mattenbewehrung (Typ FLA-1-11-3L) zum Einsatz. Die Positionen der DMS sind in Abb. 46 dargestellt.

Die Belastungseinrichtung besteht aus zwei Hydraulikzylindern mit einer maximalen Druckkraft von je 1000 kN, die schrittweise über dreilagige Lastverteilungsträger und 16 darunter liegende Stahlplatten auf die Betonoberfläche übertragen wird (siehe Abb. 47). Durch diesen Aufbau wird eine Flächenlast simuliert.

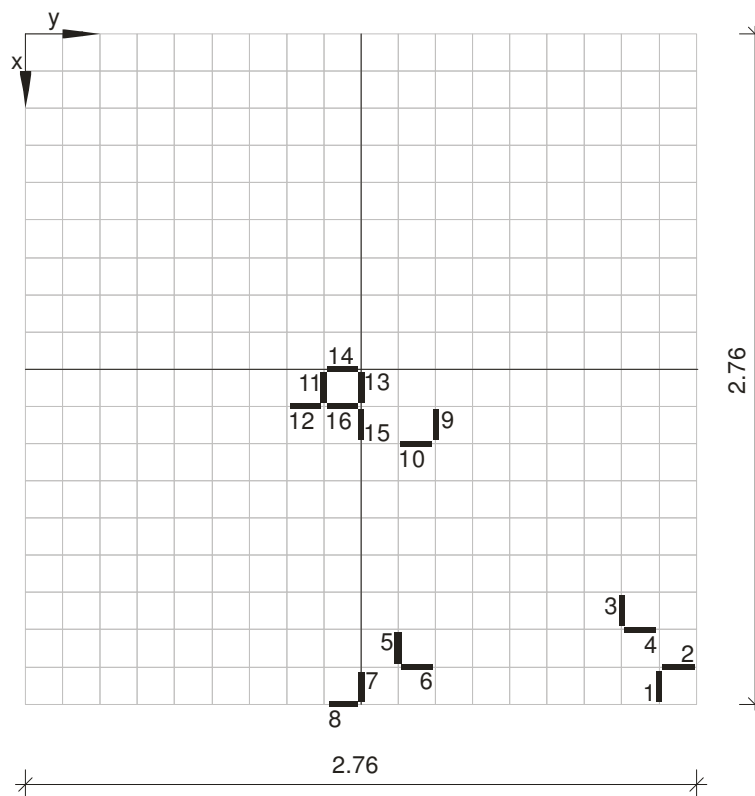


Abb. 46: Positionen der Dehnungsmessstreifen (DMS)

Die dynamischen Messungen fanden in einigen Laststufen der entlasteten Struktur statt. Angeregt wurde die Platte durch einen Impulshammer an den Orten nach Abb. 48. Das System antwortete mit Ausschwingvorgängen, die mit neun Geophonen aufgezeichnet wurden. Dabei betrug die Abtastfrequenz 1200 Hz.

Zur Kontrolle der Randeinspannung der Stahlbetonplatte wurde zusätzlich ein seitlicher Wegaufnehmer installiert. Außerdem konnte eine Zugrissbildung an der Oberseite der Platte beobachtet werden.



Abb. 47: Stahlbetonplatte mit mehrstufiger Belastungsvorrichtung

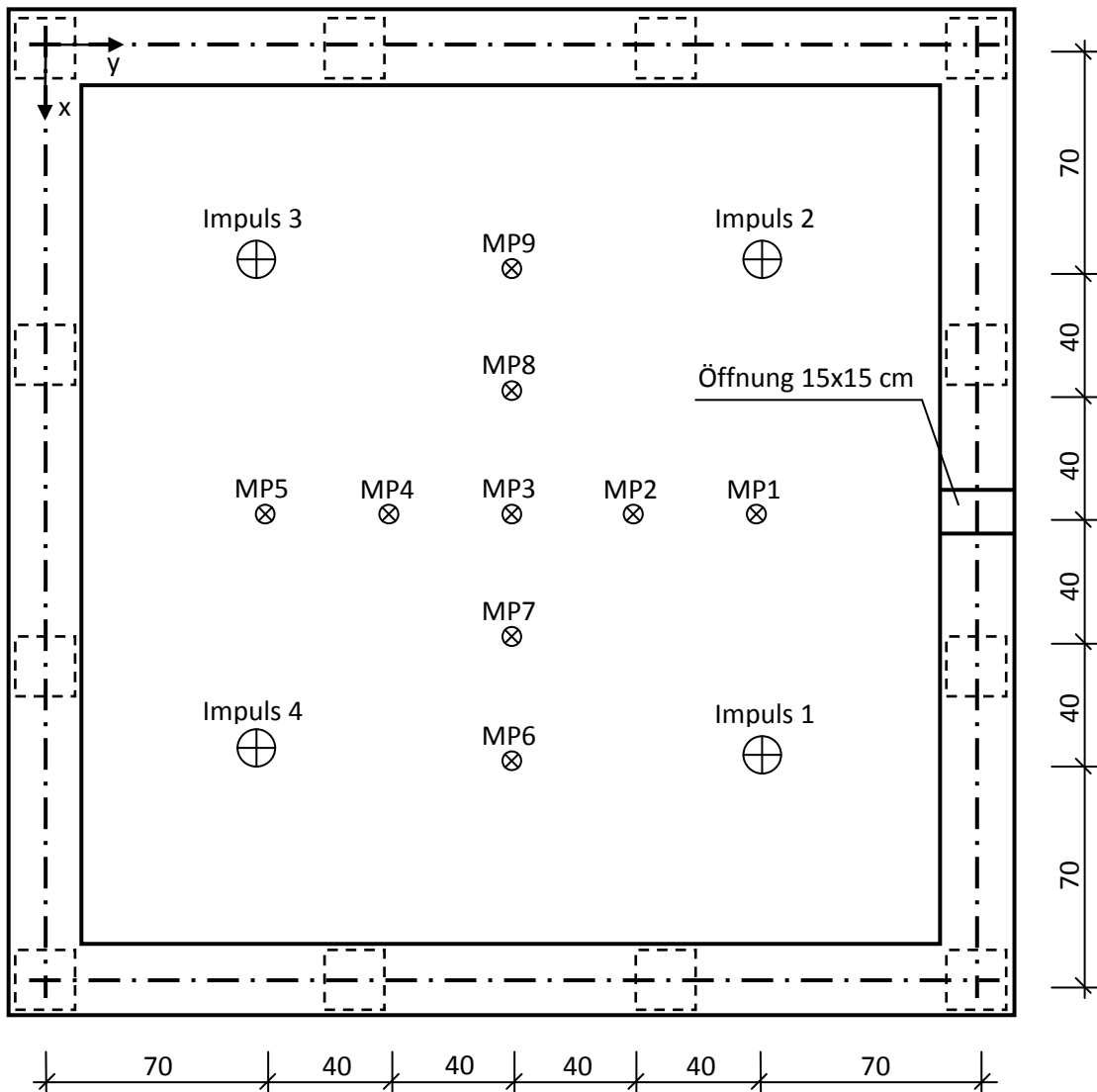


Abb. 48: Messaufbau mit Geophonen und Impulseinleitungsorten

4.3.4 Auswertung der Messungen

In diesem Abschnitt sollen die statischen und dynamischen Messdaten ausgewertet werden. Zunächst wird der Kraft-Weg-Verlauf in der Plattenmitte zu den einzelnen Lastschritten in Abb. 49 dargestellt. Die maximal eingeleitete Kraft ist bei 1790 kN erreicht. Nimmt man nun die maximalen Kräfte für jeden Lastschritt und teilt diese durch die Plattenfläche von $9,0 \text{ m}^2$, so erhält man das Diagramm in Abb. 50.

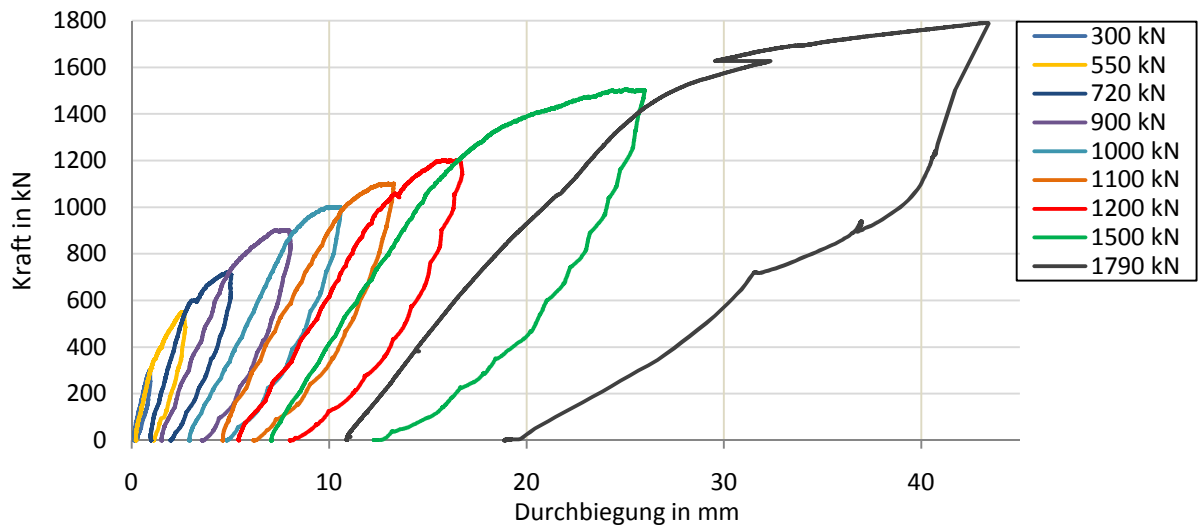


Abb. 49: Kraft-Mittenschiebungs-Diagramm

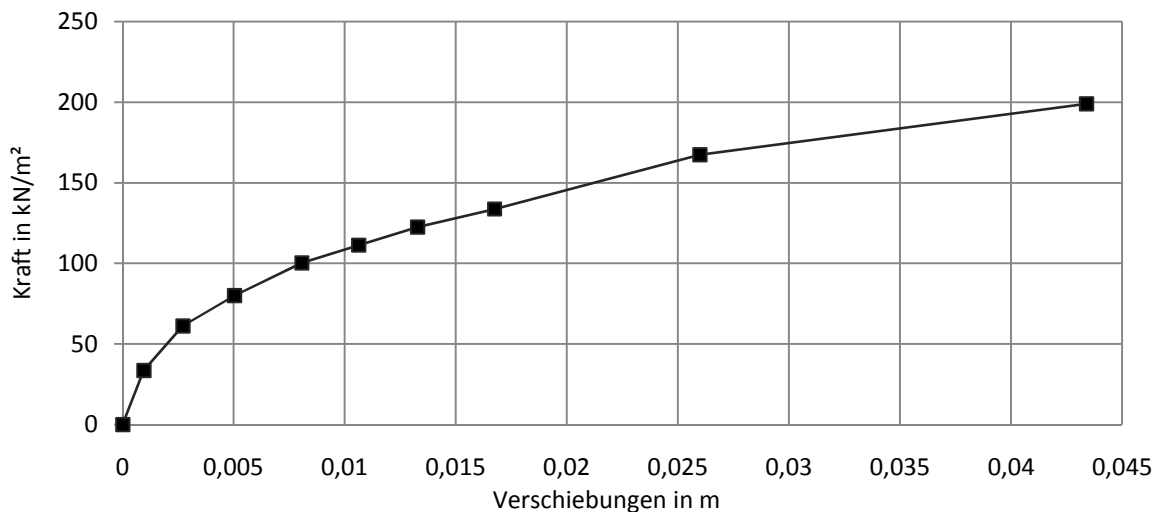


Abb. 50: Umhüllende der Kraft-Mittenschiebungen

Zusätzliche Informationen liefern die Dehnungsmessungen. In Abb. 51 sind die Dehnungen der Dehnungsmessstreifen an Position 13 (siehe Abb. 46) dargestellt. Die Belastungsstufen sind deutlich erkennbar. Mit Hilfe der Momenten-Krümmungsbeziehung soll die statische Steifigkeit bestimmt werden, wobei die Krümmung aus den Dehnungen berechnet wird.

Um die Biegemomente berechnen zu können, müssen vorab die Randbedingungen ermittelt werden. Hierzu wird auf die dynamischen Versuche zurückgegriffen.

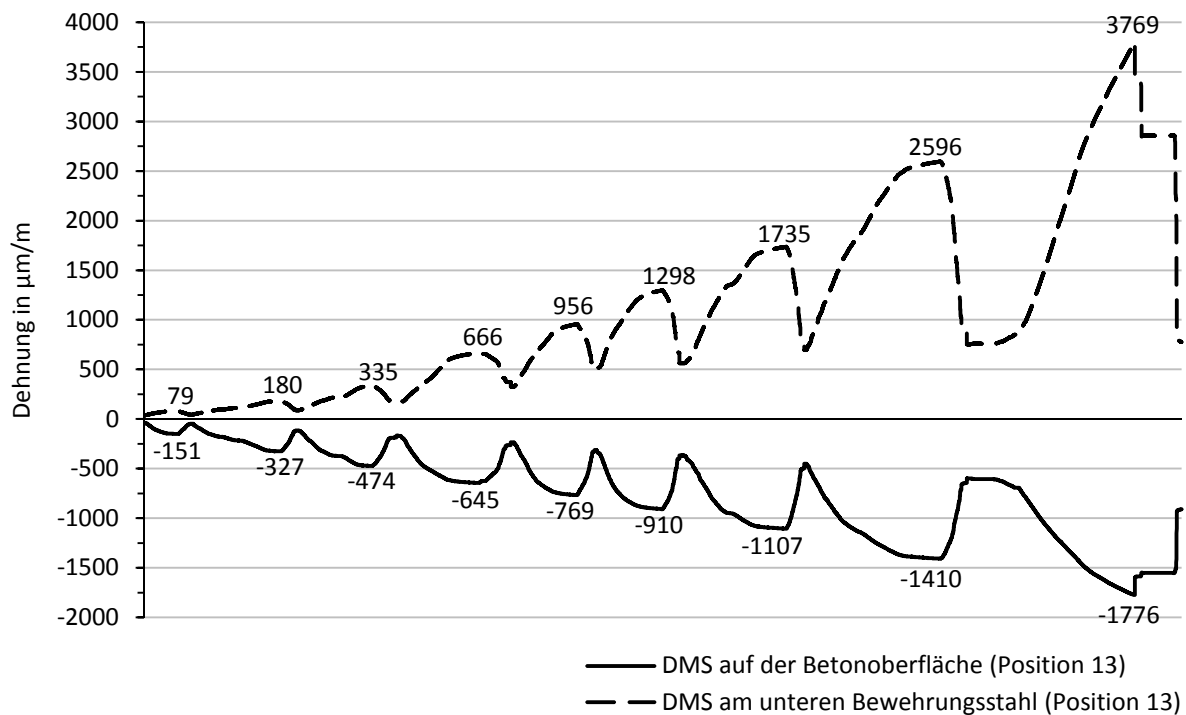


Abb. 51: Dehnungsverlauf für die Laststufen an Position 13

Für die Auswertung der dynamischen Versuche wird wie zuvor die FDD verwendet. Hier wird jedoch der Schädigungsgrad durch die statischen Laststufen und die daraus resultierende Rissbildung berücksichtigt. Dabei werden die dynamischen Versuche immer ohne statische Belastung durch die Hydraulikpressen durchgeführt. Ein Beispiel für einen Singulärwertverlauf und die Eigenfrequenzen ist in Abb. 52 dargestellt. Variiert man die Länge des Zeitabschnittes für das Ausschwingen der Platte, so kann die Genauigkeit der Eigenfrequenzen noch erhöht werden. Die so ermittelten ersten beiden Eigenfrequenzen, die das dynamische Verhalten der Platte maßgeblich bestimmen, sind in Tabelle 9 und Tabelle 10 für verschiedene Vorbelastungen zusammengefasst.

Begonnen wird mit der unbelasteten und somit ungeschädigten Platte. Die Frequenzabnahme mit zunehmender Schädigung ist deutlich erkennbar.

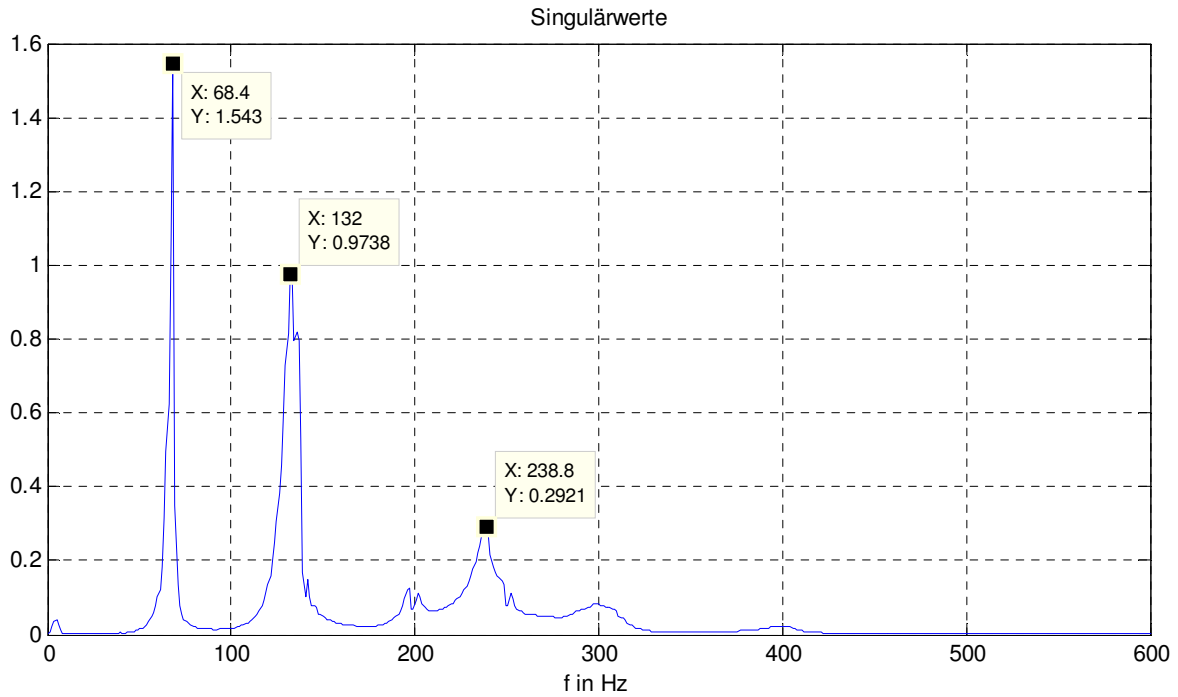


Abb. 52: Singulärwertverlauf für Impuls 2, Laststufe 0 kN

Tabelle 9: Identifizierte erste Eigenfrequenz in Hz

	Vorbelastung in kN								
	0	20	100	200	720	900	1100	1200	1500
Impuls 1	67,5	67,5	66,5	64,4	56,8	54,4	50,7	47,5	45,4
Impuls 2	68,2	67,8	66,9	64,6	57,1	54,1	50,3	47,5	44,9
Impuls 3		67,6	67,0	64,8	56,7	53,7	50,3	47,6	44,9
Impuls 4		67,2	66,4	64,5	55,7	53,5	49,8	46,9	44,0

Tabelle 10: Identifizierte zweite Eigenfrequenz in Hz

	Vorbelastung in kN								
	0	20	100	200	720	900	1100	1200	1500
Impuls 1	130,8	130,8	129,4	128,2	118,6	113,1	105,5	100,2	96,3
Impuls 2	132,5	131,9	129,5	128,6	118,6	112,8	105,2	100,6	95,7
Impuls 3		130,2	129,7	128,6	117,5	111,2	104,6	99,3	94,6
Impuls 4		134,9	133,9	132,9	116,6	112,6	104,4	98,4	93,8

Bei der FDD kann für jeden Singulärwert auch ein Singulärvektor ausgegeben werden, der als Auslenkung der Eigenform an den Messpunkten verstanden wird. Abb. 53 zeigt beispielhaft die Eigenform zur ersten Eigenfrequenz in einer dreidimensionalen Übersicht. In der zweidimensionalen Darstellung der ersten Eigenform in Abb. 56 und Abb. 57 sind die Randbedingungen besonders gut zu erkennen. Während drei Ränder eine deutliche Einspannung darstellen, ist der Rand in der Nähe von Messpunkt 6 nahezu gelenkig. Mit Hilfe eines FE-Modells soll die rotatorische Federsteifigkeit am Plattenrand durch Anpassung an die identifizierte erste Eigenform ermittelt werden.

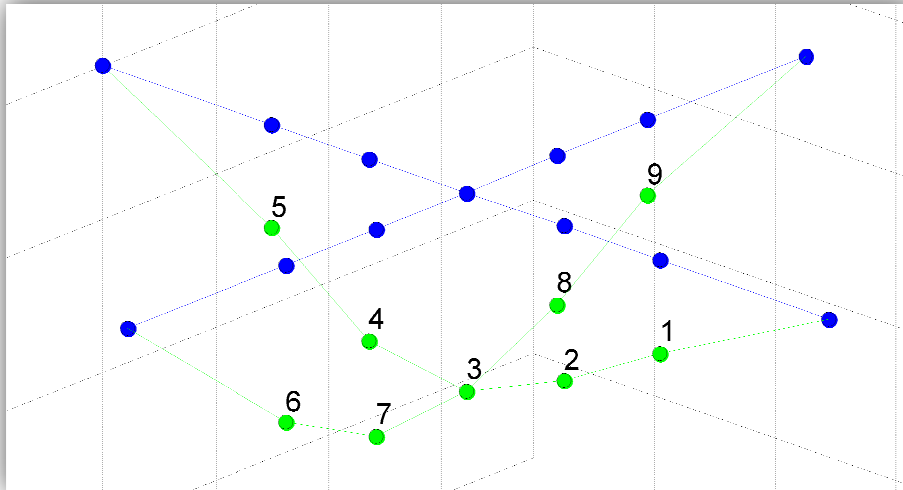


Abb. 53: Identifizierte erste Eigenform – Übersicht

4.3.5 Modellbildung und Modellanpassung

Das gewählte FE-Modell für Stahlbetondecken ist durch die konstante Plattendicke und die Homogenität des Materials vergleichsweise einfach. Da die Materialeigenschaften des Betons durch die Prüfkörper (siehe Anhang D) näherungsweise bekannt sind, können große Unsicherheiten im Ausgangsmodell ausgeschlossen werden.

Für das FE-Modell werden folgende Annahmen getroffen:

- Platte aus Schalenelementen (Ansys: SHELL63)
- Elementgröße: 10 x 10 cm
- Plattenabmessungen: 3,00 / 3,00 / 0,12 m (siehe Abb. 42)
- Elastizitätsmodul der Platte: $E = 21.000 \text{ MN/m}^2$ (siehe Anhang D)
- Rohdichte der Platte: $\rho = 2300 \text{ kg/m}^3$ (siehe Anhang D)
- Querdehnzahl der Platte: $\nu = 0,2$
- Allseitige Einspannung der Platte

Abb. 54 zeigt das ebene FE-Modell mit der Elementierung. Um die Randbedingungen anpassen zu können, wird zunächst eine Modalanalyse durchgeführt und die erste Eigenform ausgegeben (siehe Abb. 55, links). Durch das symmetrische System und die gleichmäßig verteilte Masse wird auch die erste Eigenform symmetrisch. Beim Vergleich mit der ersten identifizierten Eigenform der Messung ist besonders in x-Richtung eine Anpassung erforderlich (siehe Abb. 57).

Als erste Korrektur wird die Einspannung am Rand in der Nähe von Messpunkt 6 aufgehoben. Diese Änderung führt zu dem Verlauf des angepassten Modells in Abb. 57 und in Abb. 55, rechts. Für die y-Richtung ergeben sich durch die Anpassung keine Änderungen im Verlauf (siehe Abb. 56).

Bei der Anpassung der Eigenfrequenzen wurde zunächst versucht, den E-Modul und die Rohdichte zu variieren, um die Schädigung der Platte zu berücksichtigen. Es stellte sich jedoch heraus, dass die gewählten Parameter nicht geeignet sind, um zwei Eigenfrequenzen anzunähern, wenn eine größere Schädigung eintritt. Abhilfe könnten weitere Parameter schaffen, die den Ort der Schädigung besser

beschreiben. Zum Beispiel könnte die lokale Abnahme der Steifigkeit in Bereichen mit starker Rissbildung durch eine lokale Absenkung des E-Moduls oder der Plattendicke berücksichtigt werden. Hier soll jedoch an der Annahme der konstanten Steifigkeit über die Plattenabmessungen festgehalten und der Fehler anhand der zweiten Eigenfrequenz abgeschätzt werden. Die Anpassung an die erste Eigenfrequenz wird durch den Parameter E-Modul realisiert. Die Rohdichte wird nicht variiert. Ein Beispiel für eine automatisierte Modellanpassung nach Abschnitt 2.2.2 ist in Abb. 58 dargestellt. Der jeweils zugehörige ermittelte dynamische E-Modul zur Anpassung ist in Tabelle 12 aufgelistet. Der relative Fehler für die zweite Eigenfrequenz des angepassten Modells beträgt maximal 6,2 % bei einer Vorbelastung der Decke mit 1500 kN (siehe Tabelle 11).

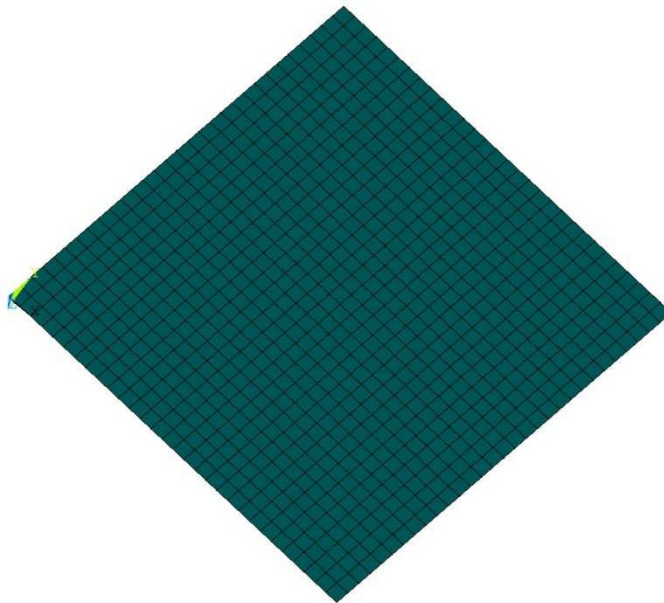


Abb. 54: Finite Elemente Modell

Tabelle 11: Eigenfrequenzvergleich für die Stahlbetonplatte

		Vorbelastung in kN								
		0	20	100	200	720	900	1100	1200	1500
Messung	f_1	67,9	67,5	66,7	64,6	56,6	53,9	50,3	47,4	44,8
	f_2	131,7	132,0	130,6	129,6	117,8	112,4	104,9	99,6	95,1
Ausgangsmodell	f_1	67,93								
	f_2	138,5								
Angepasstes Modell	f_1	67,86	67,51	66,52	64,55	56,4	53,91	50,33	47,44	44,83
	f_2	134,98	134,28	132,32	128,39	112,19	107,25	100,11	94,37	89,18

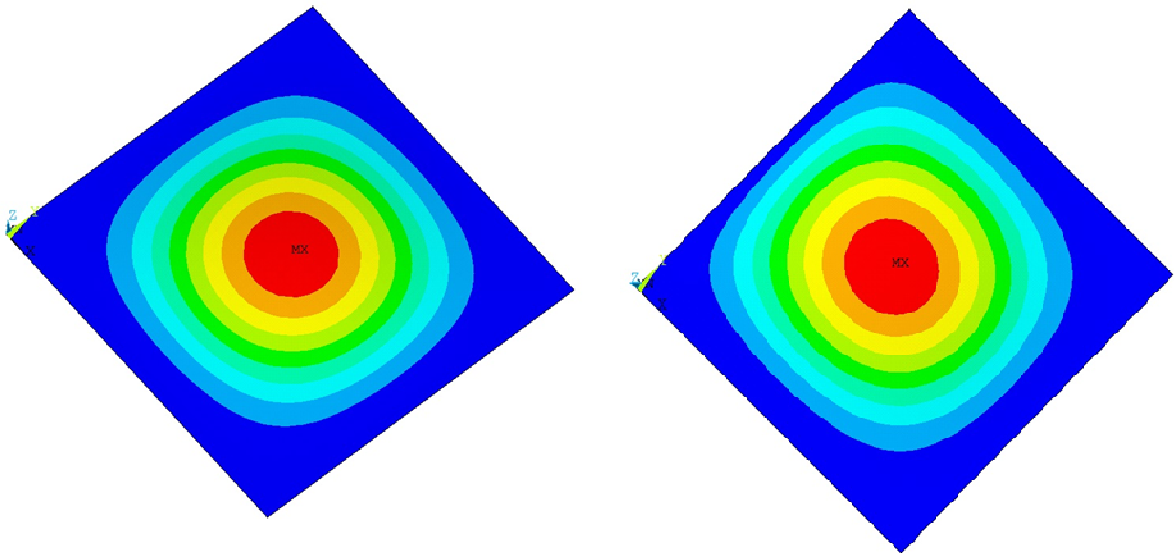


Abb. 55: Erste Eigenform - links: Ausgangsmodell; rechts: angepasstes Modell

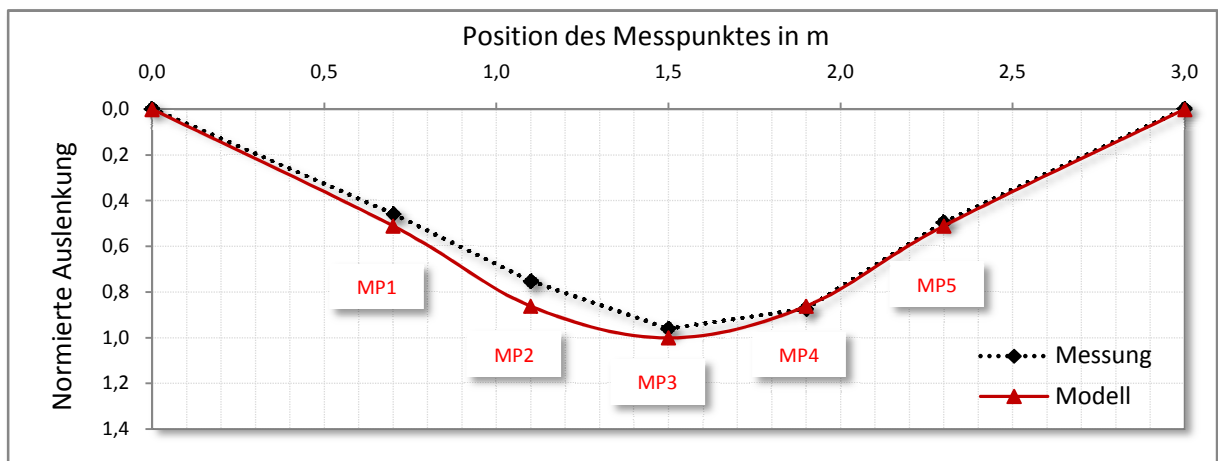


Abb. 56: Erste Eigenform - y-Richtung

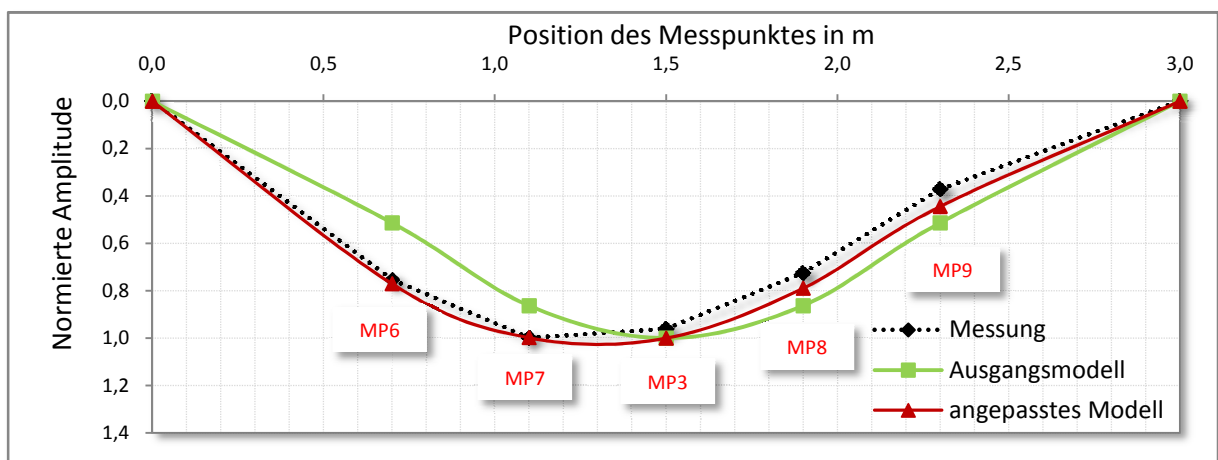


Abb. 57: Erste Eigenform - x-Richtung

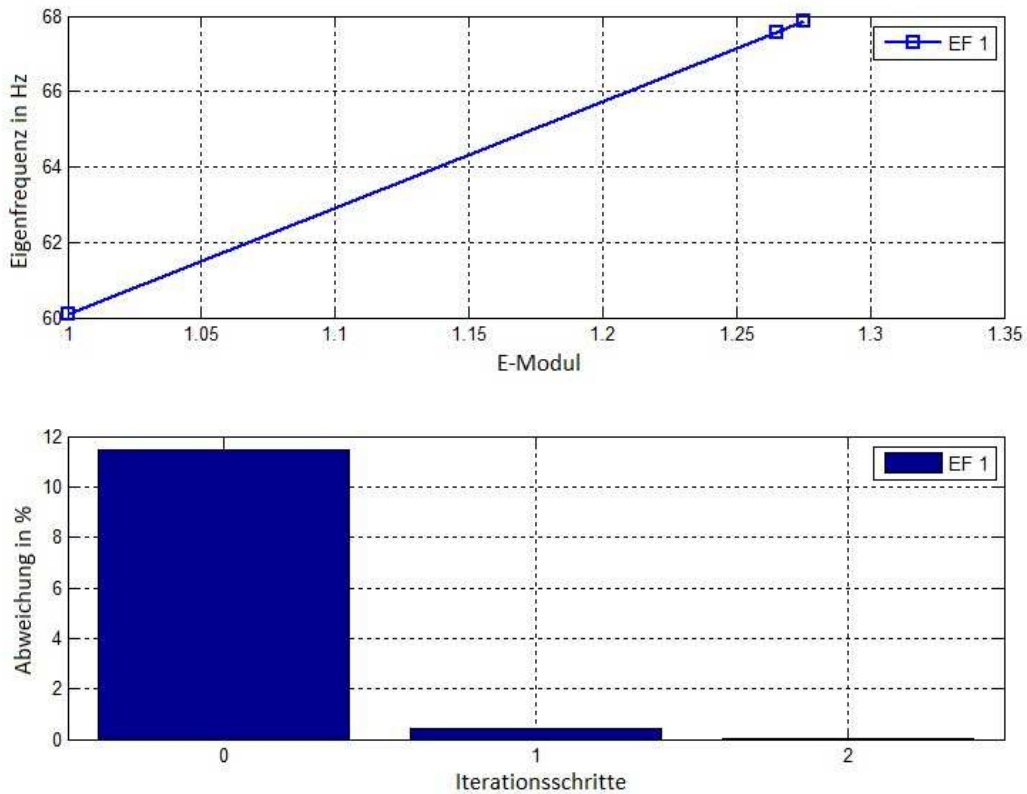


Abb. 58: Modellanpassung für die Platte ohne Vorbelastung

4.3.6 Ersatzkennwerte für Biegesteifigkeiten

Mit dem angepassten Modell können nun auch die Biegemomente in Plattenmitte berechnet werden. Dazu wird die dreiseitig eingespannte Platte mit der Last versehen und eine statische Analyse durchgeführt. Für die Bestimmung der statischen Biegesteifigkeit wird dann auf die Dehnungsmessungen zurückgegriffen, die sowohl die Schädigung als auch die Plattentragwirkung wiedergeben. Mit den Gleichungen (6) und (7) kann mit dem berechneten Moment des Modells und den gemessenen Dehnungen die Krümmung und die statische Biegesteifigkeit auf Querschnittsebene in der Platte angegeben werden:

$$\kappa = \frac{m}{E_{stat} I} (1 - \nu^2) = \frac{m}{E_{stat} h^3} 12 (1 - \nu^2) = \frac{m}{B_{stat}} = \frac{\varepsilon_{s1} - \varepsilon_{c2}}{d}$$

- mit:
- κ Krümmung
 - E_{stat} statischer E-Modul
 - m Biegemoment in Plattenmitte
 - I Flächenträgheitsmoment 2. Grades
 - ε_{s1} Betonstahldehnung unten
 - ε_{c2} Betondehnung an der Oberseite
 - h Plattendicke
 - d Statische Nutzhöhe
 - B_{stat} Plattenbiegesteifigkeit

In Tabelle 12 wird der statische E-Modul für die Richtungen x und y getrennt angegeben und dann der Mittelwert gebildet. Dieser Mittelwert wird mit dem dynamischen E-Modul verglichen. Es fällt auf, dass das Verhältnis zwischen den Moduln im relativ stark geschädigten Bereich (≥ 720 kN) nur leicht variiert. Für den ungeschädigten und leicht geschädigten Bereich kann durch die geringen Dehnungen kein zuverlässiger Wert für den statischen E-Modul bestimmt werden. Auf Basis der E-Moduln können die Biegesteifigkeiten berechnet werden. Dabei resultiert die dynamische Biegesteifigkeit, die den dynamischen E-Modul verwendet, aus der Anpassung des numerischen Modells an die modalen Parameter und verwendet den Zielparameter gemäß Tabelle 12, Zeile 1. Die Berechnung der statischen Biegesteifigkeit basiert dagegen auf der Dehnungsmessung und der Bestimmung des Schnittmoments mit Hilfe des numerischen Modells.

Tabelle 12: Vergleich der Elastizitätsmoduln und Biegesteifigkeiten

	Vorbelastung in kN								
	0	20	100	200	720	900	1100	1200	1500
$E_{dyn} / 10^{10}$	2,68	2,65	2,57	2,42	1,85	1,69	1,47	1,31	1,17
$E_{stat,x} / 10^{10}$	-	-	-	-	0,78	0,74	0,71	0,60	0,53
$E_{stat,y} / 10^{10}$	-	-	-	-	0,82	0,75	0,68	0,60	0,60
$E_{stat} / 10^{10}$	-	-	-	-	0,80	0,74	0,69	0,60	0,56
E_{stat} / E_{dyn}	-	-	-	-	0,43	0,44	0,47	0,46	0,48
B_{stat} in (MNm²)/m	-	-	-	-	1,438	1,331	1,248	1,083	1,016
B_{dyn} in (MNm²)/m	-	-	-	-	3,344	3,026	2,656	2,354	2,117

Für den ungeschädigten Zustand (ohne Vorbelastung) bietet es sich an, mit einer nach Gleichung (12) berechneten dynamischen Biegesteifigkeit zu vergleichen und dabei die identifizierte 1. Eigenfrequenz $f_1 = 67,9$ Hz zu verwenden:

$$B_{I,dyn} = \frac{(67,9 \cdot 2\pi)^2 \cdot 1,5^4}{81} \cdot \frac{1}{276} = 3,2 \frac{MNm^2}{m}$$

Das Ergebnis ist zwar etwas niedriger als erwartet, liegt aber dennoch im Bereich der dynamischen Biegesteifigkeiten, die für Vorbelastungen von 720 und kN (s. Tabelle 12, Zeile 7) ermittelt wurden.

Das Verhältnis der Plattenbiegesteifigkeit kann zusätzlich mit dem Verhältnis der Balkenbiegesteifigkeit aus [5] verglichen werden. In [5] werden Werte zwischen 0,3 und 0,4 bestimmt. Sie liegen also niedriger, als die hier ermittelten Verhältnisse aus Tabelle 12 für die stark geschädigte Platte.

Abb. 59 zeigt die nahezu stetige Abnahme der Plattenbiegesteifigkeit mit zunehmender Last (statisch) oder Vorbelastung (dynamisch).

Im Ergebnis zeigt sich, dass die Modeldecke unter dynamischen Lasten ein steiferes Verhalten aufweist als unter statischen Lasten. Der Einfluss der Schädigung unter steigenden statischen Lasten lässt sich gut an der Abnahme der ersten und zweiten Eigenfrequenz (siehe Tabelle 11) erkennen.

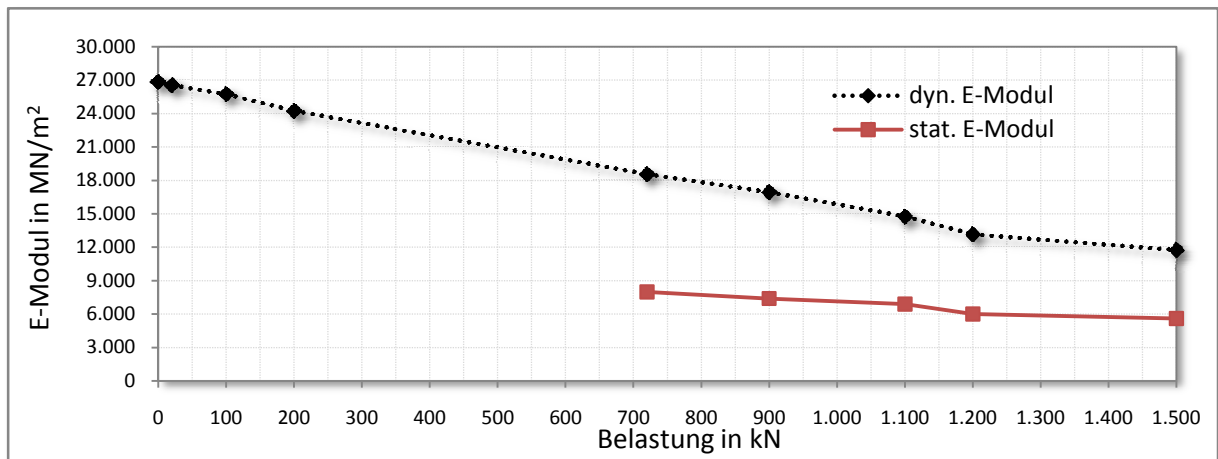


Abb. 59: Einfluss der Schädigung auf das E-Modul bei der Versuchsplatte

5 Fazit

In Zusammenarbeit mit dem Ingenieurbüro H. Sellmann wurden verschiedene Decken im Bestand aus unterschiedlichen Materialien experimentell untersucht. Die ursprüngliche Idee war bei Antragstellung, allein mit dynamischen Testsignalen sowohl das dynamische als auch das statische Tragverhalten der Konstruktion zu ermitteln.

Im Zuge des Projektfortschritts hat sich dann herausgestellt, dass das Tragverhalten unter statischen und dynamischen Lasten nur dann identisch ist, wenn die Tragglieder einer Decke vorwiegend im linear-elastischen Bereich beansprucht werden. Ob diese Voraussetzung erfüllt ist, lässt sich bei Decken im Bestand schwer feststellen, da weder der Vorspannungs- noch der Deformationszustand zum Zeitpunkt der Messung bekannt sind und aufwendige statische Belastungstests nicht ohne Weiteres durchgeführt werden können. Daher sollte zunächst grundsätzlich – und damit auf der sicheren Seite liegend – davon ausgegangen werden, dass sich das Tragverhalten unter dynamischen Lasten von dem unter statischen Lasten unterscheidet. Dies gilt insbesondere beim Vorhandensein von Rissen an lastabtragenden Elementen der Decke.

Im Projekt wurde eine Methodik entwickelt, die ein numerisches Strukturmodell einer beliebigen Decke unter Anwendung der automatisierten Modellanpassung mit dem allgemeinen Newton-Verfahren an die modalen Parameter, die zuvor mit der Frequency Domain Decomposition identifiziert wurden, anpasst. Anschließend steht ein numerisches Modell bereit, das die Systemantwort unter beliebigen dynamischen Lasten realitätsnah wiedergibt.

Die einzelnen Schritte dieser Methodik werden ausführlich an zwei Decken im Bestand (Holzbalken- und Stahlbetonrippendecke) und einer Stahlbetonversuchsplatte erläutert. Bei den Bestandsdecken kann nur das Tragverhalten unter dynamischen Lasten analysiert werden, da keine Deformationsmessungen vorliegen. Die Versuchsplatte dagegen wird unter dynamischen und statischen Lasten getestet, wobei auch eine Aufzeichnung der Durchbiegungen und Dehnungen in Plattenmitte erfolgt. Im Vergleich mit den Bestandsdecken ist hier vorteilhaft, dass viele Parameter und die Randbedingungen besser bekannt und daher die Unsicherheiten auf die üblichen Streubreiten von E-Modul oder Dichte reduziert sind. Im Ergebnis stehen Ersatzkennwerte für Biegesteifigkeiten bereit. Dabei zeigt sich, dass die statische Biegesteifigkeit 43 bis 48 % der dynamischen Biegesteifigkeit beträgt.

Es ist zu erwarten, dass dieses Ergebnis gut auf weitere Stahlbetondecken übertragbar ist, allerdings sind dazu unbedingt weitere statische und dynamische Versuche an verschiedenen Deckentypen (einachsig/zweiachsig gespannt, Rippendecken, ohne/mit Vorspannung) notwendig, um hier Mittelwerte und Streubreiten für das Verhältnis aus dynamischer zu statischer Biegesteifigkeit zu bestimmen. Ist der Zusammenhang zwischen statischem und dynamischen Verhalten an einer hinreichenden Anzahl Decken erforscht, ist zu erwarten, dass zukünftig auf statische Belastungstests verzichtet werden kann.

Dies gilt auch für die anderen – im Wesentlichen historischen – Deckentypen, wie Stahlstein- oder Holzbalkendecken. Hier können weiterführende wissenschaftliche Arbeiten die im Projekt erarbeitete Methodik nutzen, um den Zusammenhang zwischen statischem und dynamischen Tragverhalten zu erforschen, wofür auch statische Belastungstests erforderlich sind. Abschließend erfolgt das Ableiten von Ersatzkennwerten, die in einer Datenbank gespeichert werden. Auch hier wird angestrebt, mittel- bis langfristig bei der Zustandsermittlung nur die wesentlich einfacher anwendbaren Tests mit dynamischen Signalen zu benötigen.

Literatur

- [1] *Ahnert, R.; Krause, K. H.:* Typische Baukonstruktionen von 1860 bis 1960 zur Beurteilung der vorhandenen Bausubstanz, Band 2. huss-Medien GmbH, Berlin, 2009.
- [2] Ansys 14.0 Help. Digitales Handbuch zum Programm Ansys 14.0.
- [3] *Brincker, R.; Zhang, L.:* Frequency Domain Decomposition Revisited. Proceedings of the 3rd International Operational Modal Analysis conference – IOMAC. 2009.
- [4] *Cunha, A. et al.:* From Input-Output to Output-Only Modal Identification of Civil Engineering structures. SAMCO Final Report 2006.
- [5] *Grießmann, T.:* Dynamisches Tragverhalten von Stahlbetonbiegeträgern im Experiment und in der Simulation. Dissertation, Mitteilungen des Instituts für Statik und Dynamik der Leibniz Universität Hannover, 2011.
- [6] *Haake, G.:* Systemidentifikation mit Autoregressiven Modellen und Validierung numerischer Strukturmodelle bei Offshore-Windenergieanlagen. Dissertation, Mitteilungen des Instituts für Statik und Dynamik der Leibniz Universität Hannover, 2010.
- [7] *Natke, H. G.:* Baudynamik. Teubner-Verlag, 1989. (ISBN 3-519-02368-7)
- [8] *Natke, H. G.:* Einführung in Theorie und Praxis der Zeitreihen- und Modalanalyse. Vieweg, 3., überarbeitete Auflage, 1992.
- [9] *Schmoch, A.:* Modellbildung, Modellvalidierung und Schwingungsreduktion für eine weitgespannte Decke im Bestand. Diplomarbeit, Institut für Statik und Dynamik der Leibniz Universität Hannover, 2013.
- [10] *Szilard, R.:* Theories and Applications of plate analysis. John Wiley & Sons, Inc, 2004. (ISBN 0-471-42989-9)
- [11] *Welch, P. D.:* The Use of Fast Fourier Transform for the Estimation of Power Spectra: A Method Based on Time Averaging Over Short, Modified Periodograms. IEEE Transactions on Audio and Electroacoustics, 1967.
- [12] *Zerbst, A.-K.:* Bericht über die dynamischen Messungen von Stahlbetonrippendecken in einem Kasernengebäude in Pirmasens. Hannover, 2009.
- [13] *Zerbst, A.-K.; Gerasch, W.-J.:* Ermittlung der Tragfähigkeit historischer und neuer Geschossdecken mit Hilfe von Schwingungsuntersuchungen. Zwischenbericht, Hannover, April 2009.
- [14] *Zhang, L.; Brincker, R.; Andersen, P.:* An overview of operational modal analysis: major development and issues. Konferenzbeitrag, Proceedings of the 1st International Operational Modal Analysis Conference IOMAC 2005, Copenhagen, Denmark, 2005

Anhang

Anhang A – Identifizierte Eigenformen der Holzbalkendecke aus der Messung

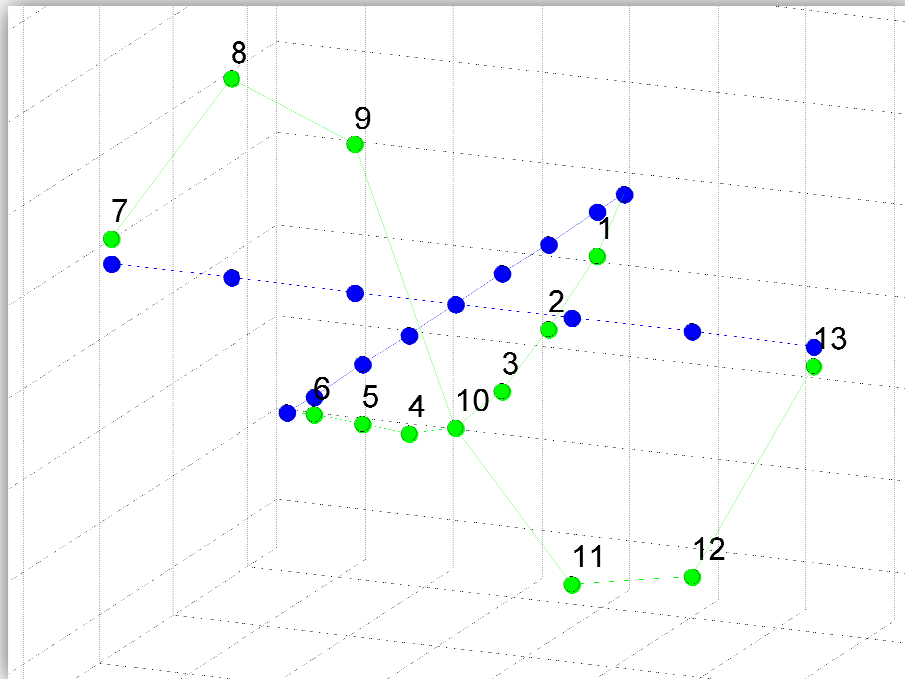


Abb. A-1: Zweite Eigenform

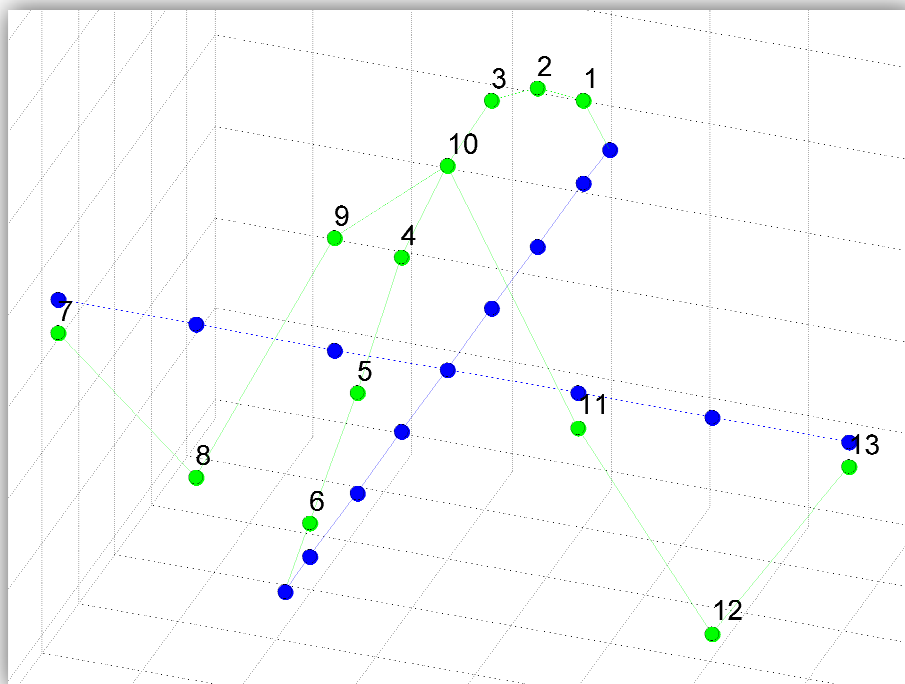


Abb. A-2: Dritte Eigenform

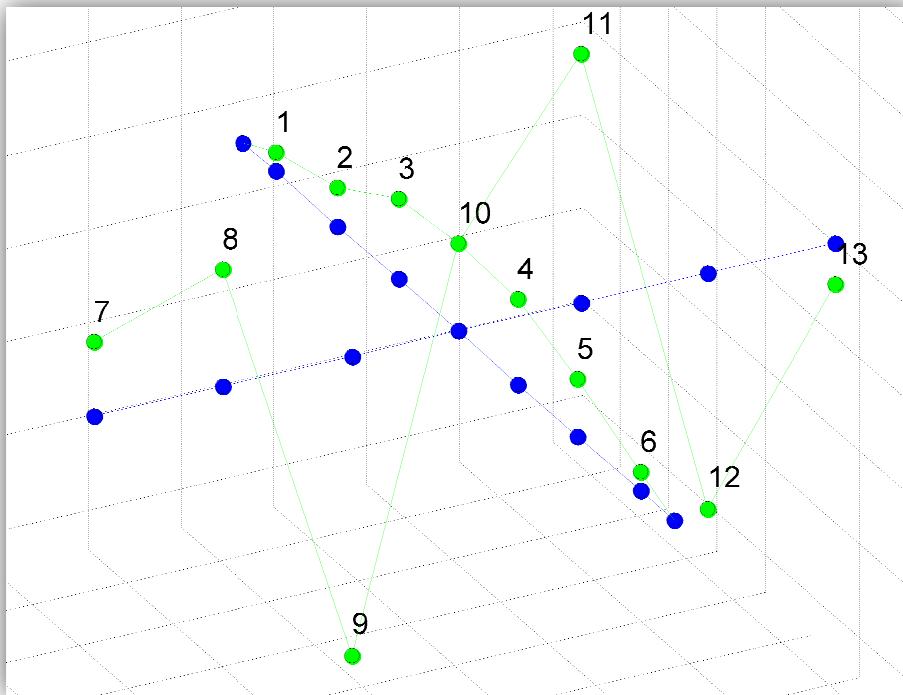


Abb. A-3: Vierte Eigenform

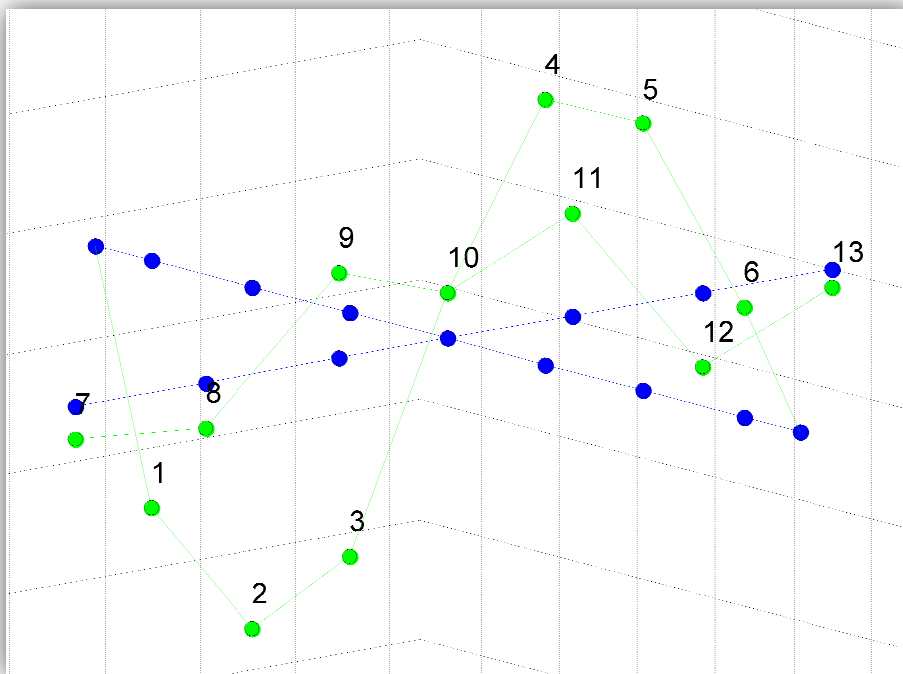


Abb. A-4: Fünfte Eigenform

Anhang B – Eigenformen der Holzbalkendecke aus der Simulation mit dem angepassten FE-Modell

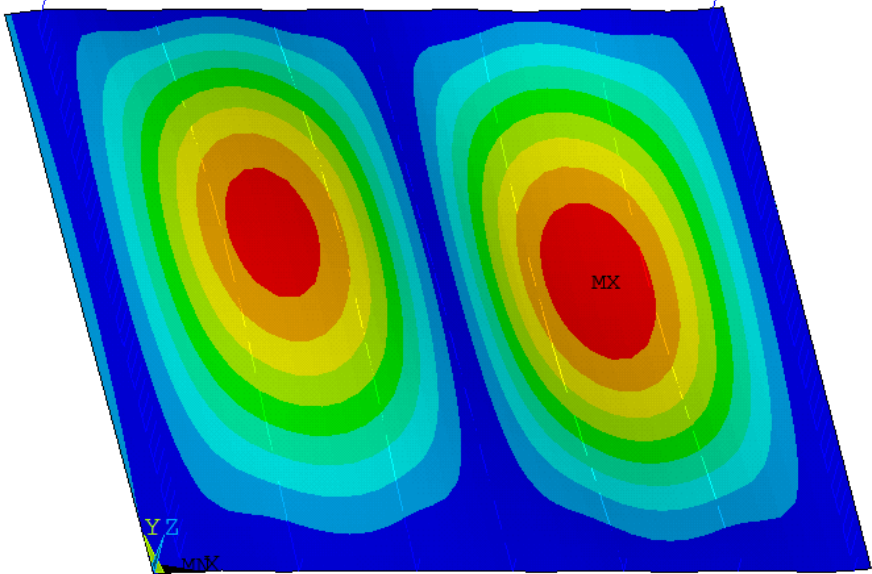


Abb. B-1: Zweite Eigenform

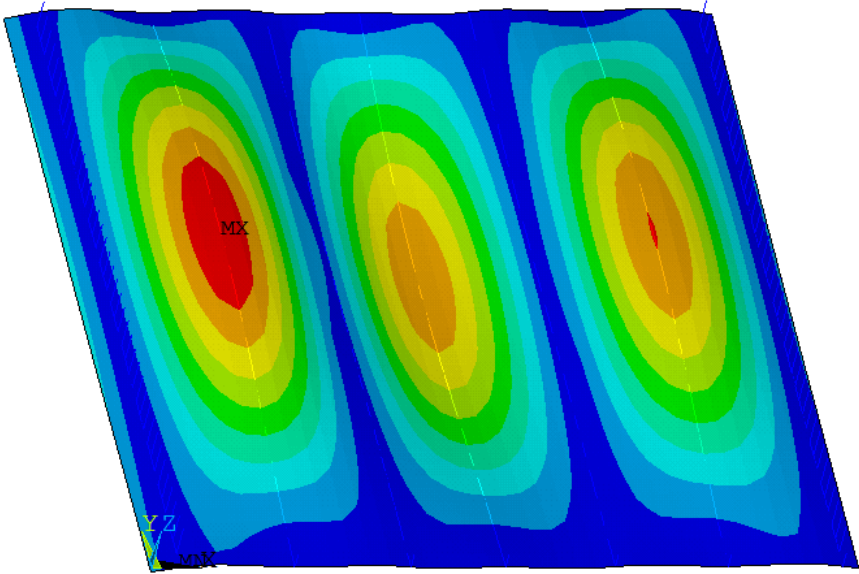


Abb. B-2: Dritte Eigenform

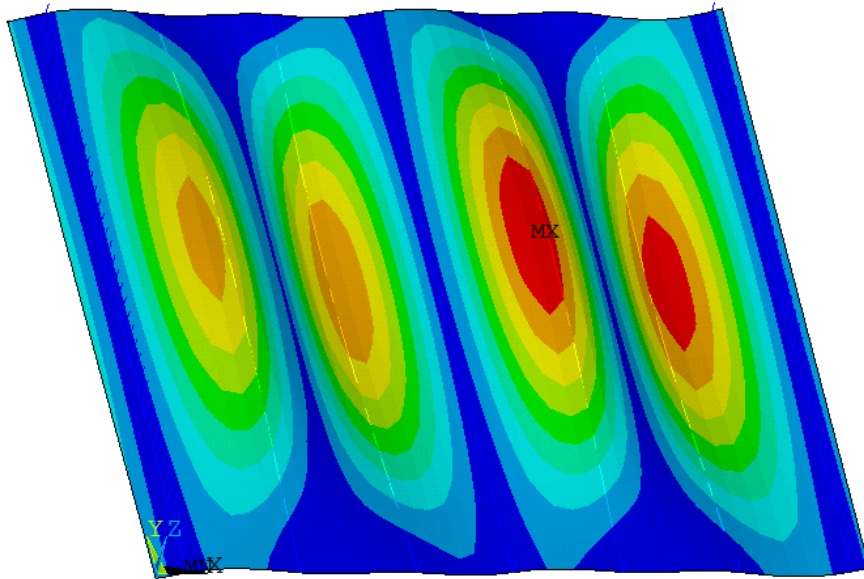


Abb. B-3: Vierte Eigenform

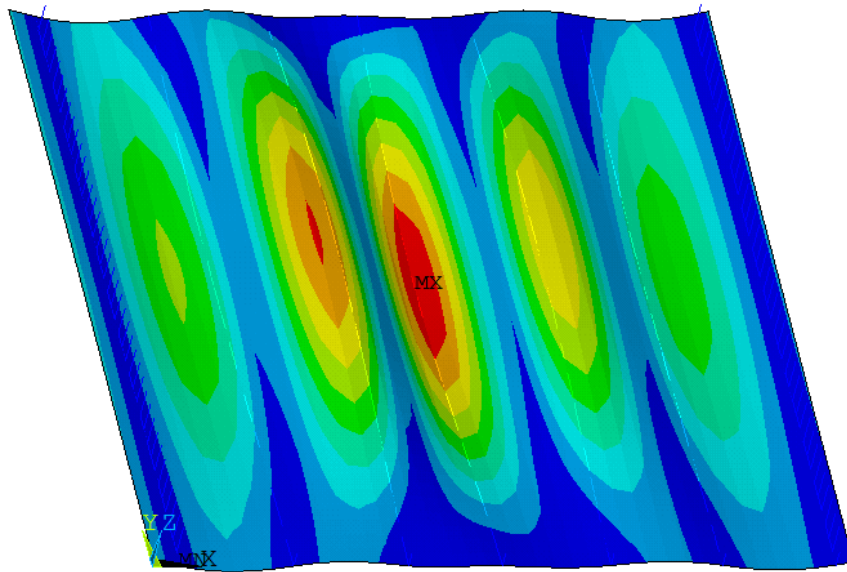


Abb. B-4: Fünfte Eigenform

Anhang C – Verläufe der automatisierten Modellanpassung für die Stahlbetonrippendecken „Decke 2“ und „Decke 3“

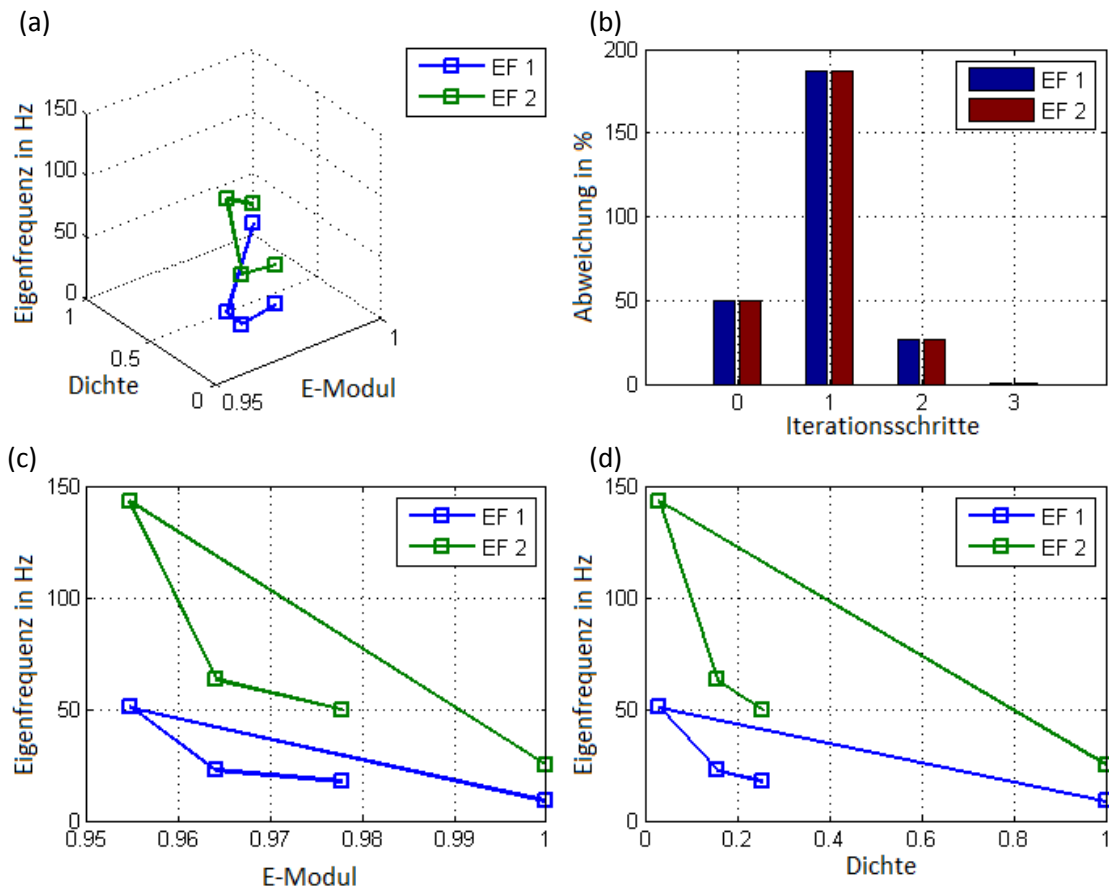


Abb. C-1: Modellanpassung Decke 2, (a) Verlauf der Modellanpassung, (b) Abweichung der Eigenfrequenzen, (c) Abhängigkeit vom E-Modul, (d) Abhängigkeit von der Ersatzrhdichte

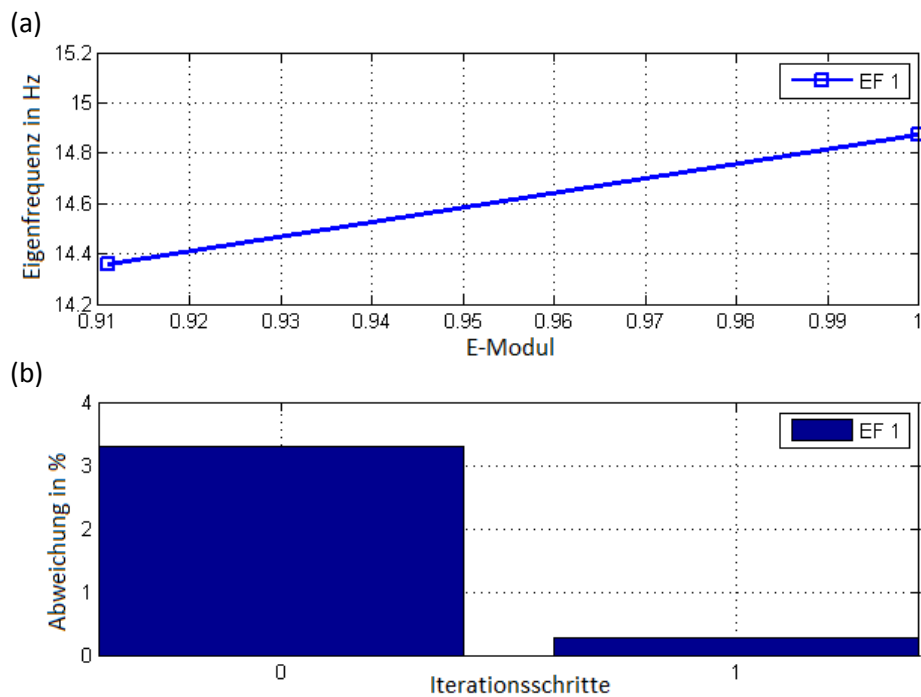


Abb. C-2: Modellanpassung Decke 3, (a) Verlauf der Modellanpassung, (b) Abweichung der Eigenfrequenz

Anhang D – Betoneigenschaften der Prüfkörper



Institut für Baustoffe, Materialprüfanstalt
Massivbau und Brandschutz für das Bauwesen




Bearbeitungs-Nr.: 1034/692/13
 Auftraggeber : Leibnitz Universität Hannover
 Versuch : statischer Belastungsversuch Platte 1
 Sollbetongüte : C 25/30
 Herstellungstag : 15.02.2013
 Prüftag : 21.03.2013
 Prüfalter : 34 Tage

Prüfnorm : 1048 T5
 Prüfer : H. Fricke
 Prüfmaschine : TONI 2000 kN
 Verformungsaufnehmer : DD1 (Hottinger)
 Meßlänge (Stauchung) : 140 mm
 Belastungsgeschwindigkeit: 0,6 N/mm²/s

Abmessungen, Masse und Rohdichte der Proben :

Probenbez.	Ø mm	h mm	m kg	ρ kg/m ³
C25/30 15.02.13 lfd.-Nr.: 5	150,0	291,7	11,9530	2319
C25/30 15.02.13 lfd.-Nr.: 6	149,8	297,0	12,1433	2320
C25/30 15.02.13 lfd.-Nr.: 7	149,8	291,3	11,9096	2320

Ergebnisse des statischen E-Moduls :

Legende	Probenbez.	σ _u N/mm ²	σ _o N/mm ²	ε _u mm/m	ε _o mm/m	E _{b statisch} kN/mm ²	F _{max} kN	σ _{max} N/mm ²
	C25/30 15.02.13 lfd.-Nr.: 5	0,37	12,51	0,061	0,674	19,8	634,8	35,92
	C25/30 15.02.13 lfd.-Nr.: 6	0,36	12,52	0,048	0,620	21,3	612,8	34,77
	C25/30 15.02.13 lfd.-Nr.: 7	0,36	12,52	0,086	0,642	21,9	679,0	38,53

Statistik:

Serie n = 3	ρ kg/m ³	σ _u N/mm ²	σ _o N/mm ²	ε _u mm/m	ε _o mm/m	E _{b statisch} kN/mm ²	σ _{max} N/mm ²
x	2319	0,36	12,52	0,065	0,645	21,0	36,41
s	1	0,01	0,00	0,019	0,027	1,1	1,92
v	0,02	2,07	0,04	29,65	4,23	5,12	5,28

Bezeichnungen:

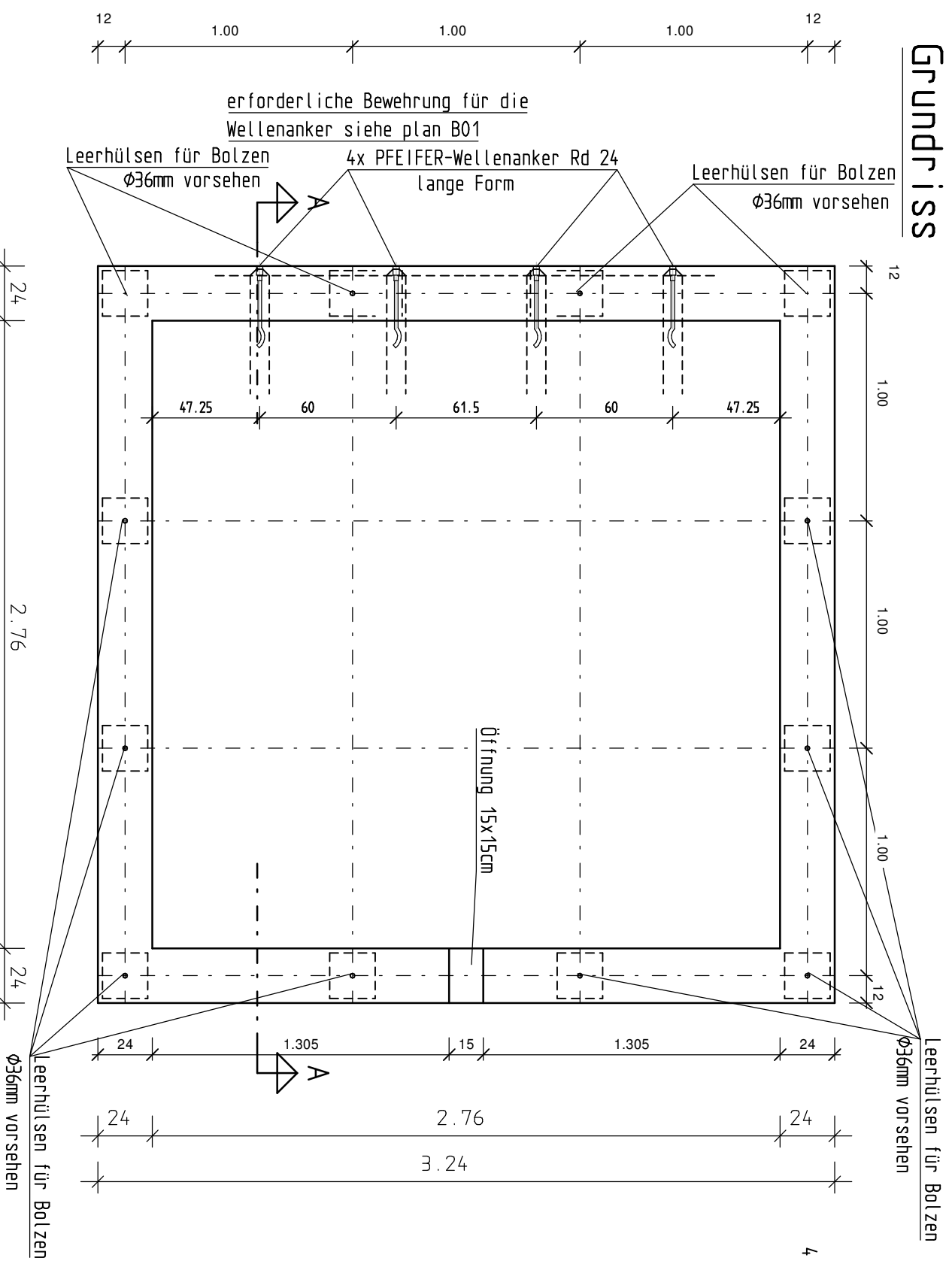
Ø	Probendurchmesser	ε _u	Stauchung unten
hk	Bauteilhöhe	ε _o	Stauchung oben
m	Probenmasse	E _{b statisch}	E-Modul
ρ	Rohdichte	F _b	Bruchkraft
σ _u	Prüfspannung E-Modul (unten)	σ _{max}	Festigkeit
σ _o	Prüfspannung E-Modul (oben)		

Anhang E – Ausführungszeichnungen für die Stahlbetondeckenplatte

Folgende Pläne sind beigefügt:

- Schalplan: S 01
- Bewehrungsplan: B 01

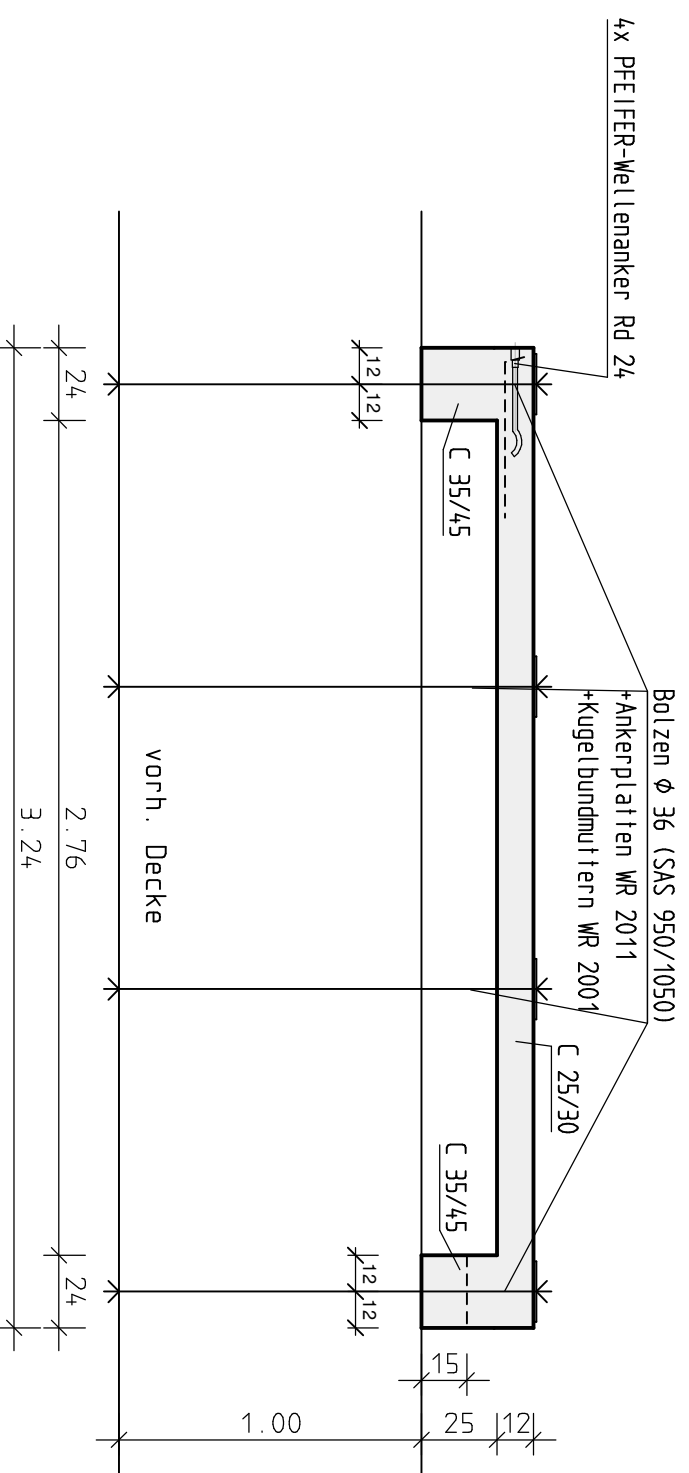
Grundriss



Verankerung

4 Stk. PFEIFER-Wellenanker Rd 24
- lange Form

Schnitt A-A



EINBAUTEILE

Nr.	Anz.	Bezeichnung
1	12	Bolzen ϕ 36 (SAS 950/1050) +Ankerplatten WR 2011 +Kugelbundmuttern WR 2001

Baustoffe

Beton	C 12/15 als Magerbeton
Stahlbeton	C 25/30; 35/45
Stahlbeton Fertigteil	-
Betonstahl	BST 500 (A)
Profilstahl	-
Mauerwerk	-
Holz der Güteklasse	-

Alle Masse sind verantwortlich am Bau zu prüfen!

INDEX	DATUM	ÄNDERUNG	Gez.

Projekt **DBU - Forschungsprojekt**

Bauherr/in **Leibniz Universität Hannover
Institut für Statik und Dynamik (Institute for Structural Analysis)
Dipl.-Ing. Elham Bazrafshan
Appelstraße 9a
30167 Hannover**

Planbez. **Schalplan**

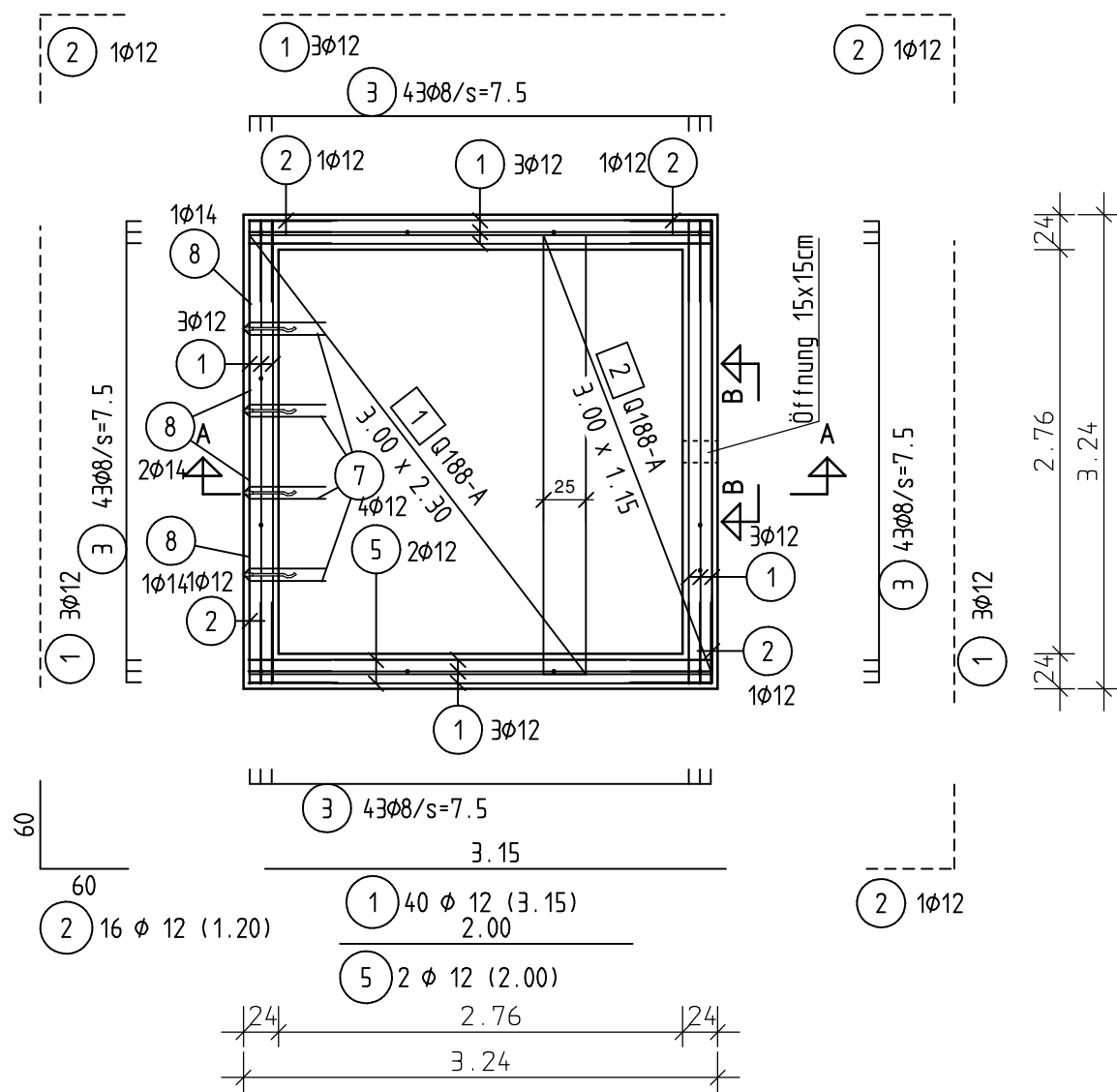
Bauteil **Stb. Platte h=12 cm,
Lagerung: eingespannt**

Projektnr.	Gez.	Blatt	NR	Index
12-100	CH			
Maßstab	Format	Datum	Blatt	NR
1:25	A3	23.10.12	S	01

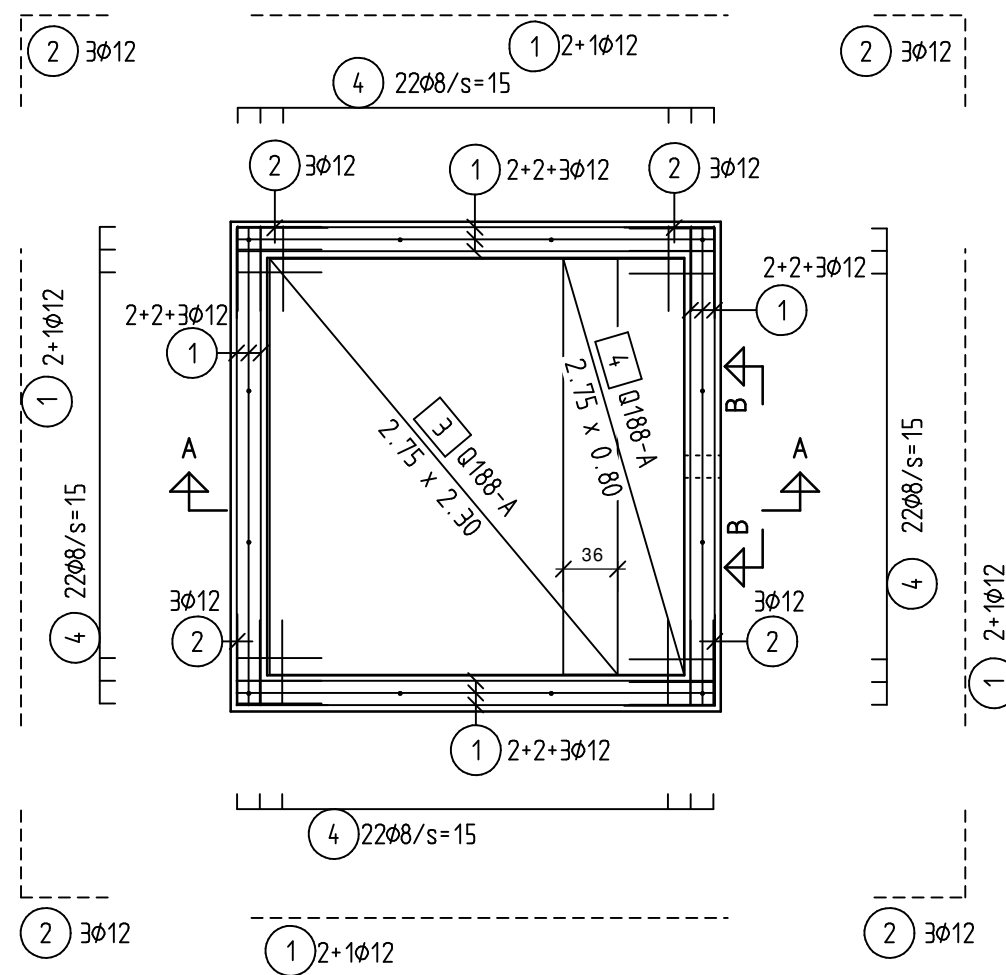
DIPLOM-ING. HARTWIG SELLMANN
BERATENDER INGENIEUR FÜR BAUWESEN
Konkordiasstr. 14b
30449 Hannover
Tel.: 0511/745 33 38
Fax.: 0511/74 23 63

Grundriss

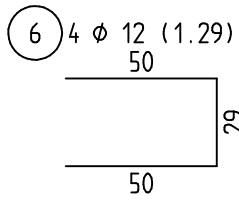
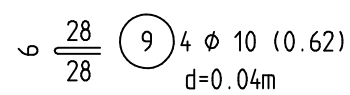
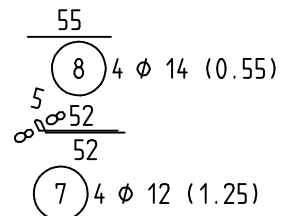
obere Bewehrung



untere Bewehrung

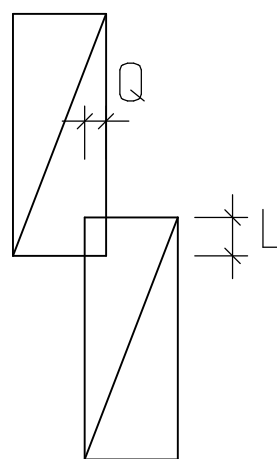
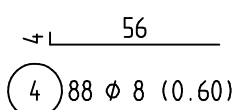
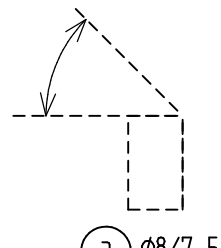
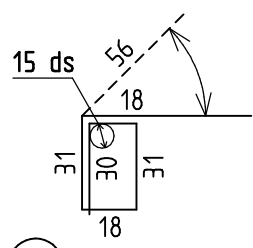
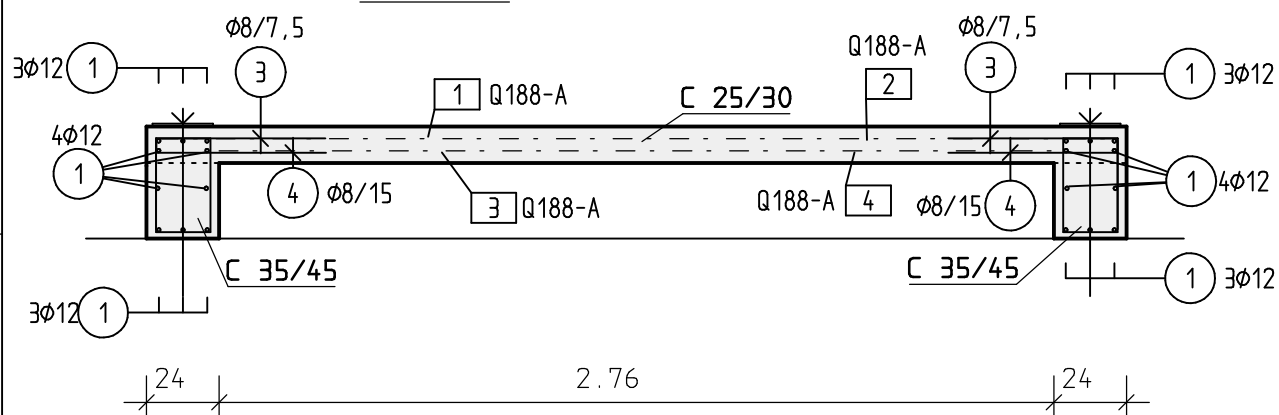


Querzug- und Schrägzugbew. für die Wellenanker



Schnitt A-A

M. = 1:25

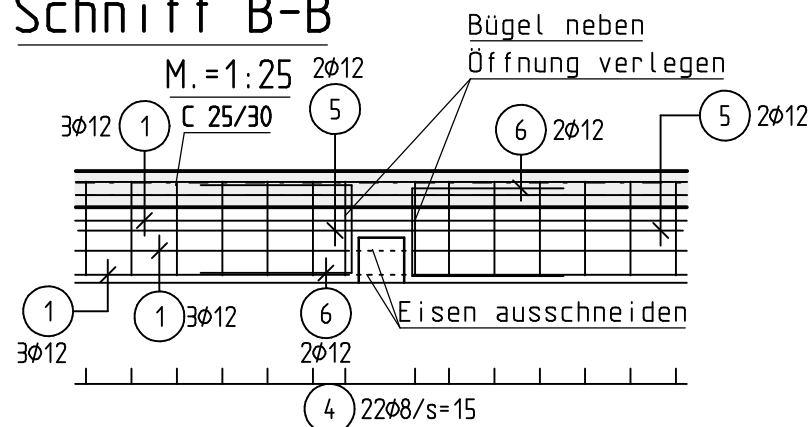


Q188A: Übergreifungsstoß (min.)

Längsrichtung L = 25 cm
Querrichtung Q = 25 cm

Matten örtlich ausschneiden

Schnitt B-B



Abstandhalter

Abstandhalter sind unter Berücksichtigung der Betondecke den örtl. Anforderungen in Eigenverantwortung anzupassen!

21.00 lfdm DBV-DT-5-B-L

Abstandhalter:	Typ nach DBV-Merkblatt "Abstandhalter"
	Verlegung nach DBV-Merkblatt "Betondecke und Bewehrung" (Tab. 4: Anordnung)

Lagesicherung der oberen Bewehrung nach dem DBV-Merkblatt "Unterstützungen"

Bei Bauteildicken bis ca. 50 cm legt das DBV-Merkblatt die Anforderungen an die Unterstützungen fest und regelt deren Anwendung.

Für Unterstützungen, zertifiziert gemäß DBV-Merkblatt, sind folgende Lasten Frd zulässig:

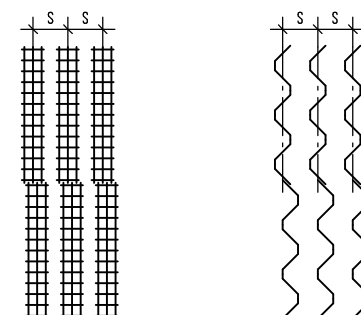
Linienförmige Unterstützungen (Unterstützungskörbe, -schlangen)
Pzul = 0,67 kN/m

Maximaler Verlegeabstand s für Unterstützungen

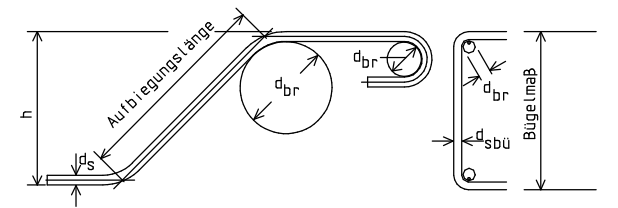
Stabdurchmesser ds der oberen Bewehrung	linienförmige Unterstützung
≤ 6,5 mm	s = 50 cm
6,5 mm < ds ≤ 12 mm	s = 70 cm
ds > 12 mm *)	s = 70 cm

*) sind die unterstützenden Stäbe ds 12 mm, kann ein rechnerischer Nachweis des Verlegeabstandes durchgeführt werden.

Verlegeabstand bei linienförmigen Unterstützungen: s ist Achsmaß



Mindestwerte der Biegerolldurchmesser d_{br}



(gem. DIN 1045 18.3 Tabelle 18)

	Bst	500 S (IV S)		500 M (IV M)	
		1	2	3	4
1	Stabdurchmesser ds (mm)	Haken, Schlaufen, Bügel			
2	< 20	4 ds			
3	20 bis 28	7 ds			
4	Befondeckung rechtwinklig zur Krümmungsebene	Aufbiegungen und andere Krümmungen von Stäben (Rahmenecken)			
5	> 5 cm und > 3 ds	15 ds			
6	≤ 5 cm oder ≤ 3 ds	20 ds			

Baustoffe

	Festigkeitsklasse	Expositions-klasse	Betondeckung nom C [mm]	
			oben	außen innen
Decke	C 25/30	XC 1/ X0	30 30	30 30
Rahmen	C 35/45	XC 1/ X0	30 30	30 30
Betonstahl	BST 500(A)			

Alle Masse sind verantwortlich am Bau zu prüfen!

INDEX	DATUM	ÄNDERUNG	Gez.

Projekt: DBU - Forschungsprojekt

Bauherr/in: Leibniz Universität Hannover
Institut für Statik und Dynamik (Institute for Structural Analysis)
Dipl.-Ing. Elham Bazrafshan
Appelstraße 9a
30167 Hannover

Planbez.: Bewehrungsplan

Bauteil: Stb. Platte h=12 cm,
Lagerung: eingespannt

Projektnr.	Gez.			
12-100	Ch			
Maßstab	Format	Datum	Blatt	NR
1:50 1:25	420x420	23.10.12	B	01

DIPL.-ING. HARTWIG SELLMANN
BERATENDER INGENIEUR FÜR BAUWESEN

Konkordiastr. 14b
30449 Hannover
Tel.: 0511/45 33 38
Fax.: 0511/44 23 63