

Doctoral Thesis

## **Developing an Approach for the Mathematical Calculation of the Damping Value of Railway Bridges with Ballasted Track**

submitted in satisfaction of the requirements for the degree of  
Doctor of Science  
of the Vienna University of Technology, Faculty of Civil Engineering

---

Dissertation

### **Entwicklung eines Ansatzes zur rechnerischen Bestimmung der Dämpfung von Eisenbahnbrücken mit Schotteroberbau**

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades eines  
Doktors der technischen Wissenschaften  
eingereicht an der Technischen Universität Wien, Fakultät für Bauingenieurwesen  
von

Dipl.-Ing. Andreas Stollwitzer BSc

Betreuer: Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Josef Fink  
Institut für Tragkonstruktionen – Forschungsbereich Stahlbau, TU Wien  
Karlsplatz 13/E212-01, 1040 Wien, Österreich

Gutachter: Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Christoph Adam  
Institut für Grundlagen der Technischen Wissenschaften – Arbeitsbereich für  
Angewandte Mechanik, Universität Innsbruck  
Technikerstraße 13, 6020 Innsbruck, Österreich

Gutachter: Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Rudolf Heuer  
Institut für Hochbau, Baudynamik und Gebäudetechnik – Forschungsbereich  
Strukturmechanik und Risikobewertung von Tragwerken, TU Wien  
Karlsplatz 13/E208-01, 1040 Wien, Österreich

Wien, im Juni 2021

---



Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Dissertation ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar.  
The approved original version of this doctoral thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

*„Einer muss sich plagen, der Schreiber oder der Leser.  
Der Leser will aber nicht.“*

- Wolf Schneider



Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Dissertation ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar.  
The approved original version of this doctoral thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

## Kurzfassung

Für Eisenbahnbrücken stellt der überfahrende Zug eine dynamische Belastung dar, wodurch speziell im Hochgeschwindigkeitsverkehr Brücken zu ausgeprägten Schwingungsantworten angeregt werden können. Die Problematik von übermäßigen und damit in Bezug auf die Gebrauchstauglichkeit als kritisch einzustufenden Brückenschwingungen infolge Zugüberfahrt betrifft vor allem einfeldrige Eisenbahnbrücken im kurzen und mittleren Spannweitenbereich. Unter Umständen können daraus schwerwiegende negative Konsequenzen für Tragwerk und Schotteroberbau resultieren. Vergleiche zwischen rechnerischen Prognosen der Schwingungsantworten von Eisenbahnbrücken infolge Zugüberfahrt und am Tragwerk durchgeführten Schwingungsmessungen sind jedoch häufig durch erhebliche Diskrepanzen charakterisiert. Die Diskrepanz zwischen Messung und Rechnung ist auf mehrere Ursachen zurückzuführen, welche einerseits in der Modellbildung der Brücke und des überfahrenden Zuges hinsichtlich Modellierungstiefe und verwendeter Eingangsparameter liegen und andererseits aus den derzeit gültigen normativen Vorgaben resultieren, welche konservative Ansätze in dynamischen Berechnungen vorschreiben.

Diese kumulative Dissertation, welche sich aus vier wissenschaftlichen Aufsätzen und einem vorangestellten Einleitungsteil zusammensetzt, widmet sich der mechanischen Modellbildung der Brücke, wobei der Schwerpunkt auf die dynamischen Eigenschaften des Schotteroberbaues auf der Brücke gelegt wird. Eine adäquate Berücksichtigung der Steifigkeits- und Dämpfungseigenschaften des Schotteroberbaues in dynamischen Berechnungen erfordert neben einem passenden mechanischen Modell vor allem der Realität entsprechende und präzise Eingangsparameter. Durch ein weites Spektrum an zur Verfügung stehenden Modellen des Schotteroberbaues mit teilweise konträren Ansätzen und insbesondere aufgrund von enormen Streuungen bezüglich der modellzugehörigen dynamischen Kennwerte kann nach dem derzeitigen Stand der Forschung jedoch keine realitätsnahe Einheit aus Modell und darauf abgestimmten Kennwerten gegeben werden.

Mit dem Ziel, eine wirklichkeitstreue Kombination aus Modell und zugehörigen Kennwerten für den Schotteroberbau zu entwickeln, wurde am Institut für Tragkonstruktionen/Forschungsbereich Stahlbau eine spezielle Versuchsanlage entwickelt, welche eine vom Brückentragwerk getrennte Erforschung des dynamischen Schotteroberbauverhaltens ermöglicht. Diese Versuchsanlage wurde bereits im Rahmen vorangegangener Forschungsarbeiten entwickelt, gebaut sowie mehrfachen konstruktiven Adaptierungen unterzogen. Die Versuchsanlage bildet einen Brückenabschnitt in Stahlbauweise mit darin befindlichem Schotteroberbau im Maßstab 1:1 nach und stellt den Ausgangspunkt der vorliegenden Dissertation dar.

Auf Basis von an der Versuchsanlage durchgeführten Messreihen und verschiedenen dabei gemessenen Verschiebungs-, Kraft- und Beschleunigungsverläufen werden mehrere Energiedissipationsme-

chanismen identifiziert, welche im Schotteroberbau auftreten und dessen Dämpfungseigenschaften fundamental beeinflussen. Die insgesamt drei Energiedissipationsmechanismen können in weiterer Folge mittels Feder-Dämpfer Elementen in mechanische Modelle der Brücke mit unterschiedlichen Detaillierungsgraden implementiert werden.

Eine ebenfalls mithilfe der Versuchsanlage erfolgte Bestimmung modellzugehöriger Steifigkeits- und Dämpfungskennwerte ergibt, dass die dynamischen Kennwerte des Schotteroberbaues jeweils einer signifikanten Abhängigkeit unterliegen, innerhalb dieser jedoch nur einer geringen Streuung. Damit kann letztendlich eine hinreichend genaue Angabe von Modell und Kennwerten gegeben werden. Als Teilergebnis dieser Dissertation stehen mehrere mechanische Modelle der Brücke mit unterschiedlichen Detaillierungsgraden und darauf abgestimmten dynamischen Kennwerten zur Verfügung, welche für dynamische Berechnungen herangezogen werden können.

Ausgehend von den entwickelten Brückenmodellen kann in weiterer Folge anhand von Energiebetrachtungen ein Berechnungsansatz hergeleitet werden, welcher es ermöglicht, die Dämpfung von Eisenbahnbrücken – ausgedrückt über das Lehr'sche Dämpfungsmaß – rechnerisch zu bestimmen. Ein Vergleich dieses neuen Berechnungsansatzes mit aus Messdaten identifizierten Dämpfungsmaßen von Bestandsbrücken offenbart eine ausgesprochen gute Übereinstimmung zwischen Rechnung und Messung und verifiziert damit dessen Anwendbarkeit. Letztendlich wird durch die erstmals mögliche rechnerische Bestimmung des Dämpfungsmaßes eine evidenzbasierte Alternative zu den konservativ ausgelegten normativen Vorgaben vorgestellt. Dadurch werden Potentiale eröffnet, die zu einer Minimierung der nach wie vor in der ingenieurpraktischen Brückendynamik bestehenden Diskrepanz zwischen Messung und Rechnung beitragen.

## Abstract

For railway bridges, the crossing train represents a dynamic load which may lead bridges to respond with excessive vibrations, especially during high-speed traffic. These critical bridge vibrations from train crossings mainly affect single-span railway bridges with small and middle spans. Under certain circumstances, they may result in serious negative consequences for the supporting structure and the ballast superstructure. Comparisons between calculated predictions of the vibration responses of railway bridges due to train crossings and vibration measurements carried out on the supporting structure frequently show considerable discrepancies. Such discrepancies between measurement and calculation are due to several reasons: on the one hand they are linked to the mechanical modelling of both the bridge and the crossing train with regard to the modelling depth and input parameters used; on the other hand, they are a result of the currently applicable normative specifications, which prescribe conservative approaches in dynamic calculations.

This cumulative dissertation consists of four scientific articles and a preceding introductory chapter and addresses the mechanical modelling of the bridge. Its focus lies on the dynamic properties of the ballasted track on the bridge. Adequate consideration of the stiffness and damping properties of the ballast superstructure in dynamic calculations requires a suitable mechanical model and, above all, precise input parameters which correspond to reality. However, the current state of research does not provide for a realistic combination of model and model-related characteristic values. This lack is due not only to the wide array of available models of the ballasted track with at times contradictory approaches, but particularly to the enormous scattering of model-related dynamic characteristic values.

To generate a realistic combination of model and associated characteristic values for the ballast superstructure, researchers at the Institute for Structural Engineering/Steel Construction Research Department developed a special large-scale test facility which allows for targeted research of the dynamic properties of the ballasted track independent of the supporting structure. This highly specialised test facility replicates a section of ballasted track located on the bridge on a scale of 1:1. The facility was developed, built, and subjected to multiple adaptations in the course of previous research work and forms the starting point of this dissertation.

Several series of measurements carried out on the test facility and various displacement and acceleration curves measured in the process enable the distinct identification of a total of three energy dissipation mechanisms which occur in the ballasted track and which fundamentally influence its damping properties. Using spring-damper elements, the energy dissipation mechanisms can subsequently be implemented into mechanical models of the bridge with different levels of detail. The determination of model-related stiffness and damping parameters carried out using the test facility shows that each of the dynamic parameters is subject to one significant dependency, while there are only minimal

variances within these dependencies. Thus, this provides sufficiently accurate specification of model and related parameters. A partial result of this dissertation are several mechanical models of the bridge with different levels of detail and corresponding dynamic characteristic values, which can be used for dynamic calculations.

Relying on such bridge models developed this way, it is subsequently possible to derive a calculation approach based on energy analyses, which allows to mathematically determine the damping factor of railway bridges - expressed via Lehr's damping measure. A comparison of this new calculation approach with damping factors of existing bridges identified from measurement data reveals a very high concurrence between calculation and measurement and thus serves to verify its applicability. Finally, this pioneering possibility to calculate the damping factor offers an evidence-based alternative to the conservatively interpreted normative specifications. Furthermore, this opens up potentials which contribute to minimising the discrepancies between measurement and calculation, which still exist in practical calculation of bridge dynamics.

## Publikationen

Die vorliegende kumulative Dissertation setzt sich aus den folgenden vier Publikationen zusammen:

- Publikation [1] Stollwitzer, A.; Fink, J. (2020) *Analyse des dynamischen Schotteroberbauverhaltens anhand einer Großversuchsanlage mit vertikaler Kraftanregung* in: Bauingenieur 95, Heft 1, S. 12-21. DOI: 10.37544/0005-6650-2020-01-36
- Publikation [2] Stollwitzer, A.; Fink, J. (2020) *Bestimmung modellabhängiger Steifigkeits- und Dämpfungskennwerte des Schotteroberbaues zur dynamischen Berechnung von Eisenbahnbrücken* in: Bauingenieur 95, Heft 9, S. 345-356.  
DOI: 10.1002/10.37544/0005-6650-2020-09-71
- Publikation [3] Stollwitzer, A.; Fink, J. (2021) *Die rechnerische Bestimmung der Dämpfung von Stahl-Eisenbahnbrücken – Teil 1: Theorie* in: Stahlbau 90, Heft 4, S. 305-315.  
DOI: 10.1002/stab.202100009
- Publikation [4] Stollwitzer, A.; Fink, J. (2021) *Die rechnerische Bestimmung der Dämpfung von Stahl-Eisenbahnbrücken – Teil 2: Verifizierung anhand von Bestandsbrücken* in: Stahlbau 90, Heft 6, S. 449-462. DOI: 10.1002/stab.202100013

Im Rahmen der Forschungstätigkeit des Autors der vorliegenden Dissertation sind darüber hinaus folgende Publikationen entstanden, welche ebenfalls im Themengebiet „Dynamik von Eisenbahnbrücken“ liegen:

### Zeitschriftenartikel

- 1) Stollwitzer, A.; Fink, J.; Malik, T. (2020) *Experimental analysis of damping mechanisms in ballasted track on single-track railway bridges* in: Engineering Structures 220, 110982, 11 S.  
DOI: 10.1016/j.engstruct.2020.110982
- 2) Stollwitzer, A.; Fink, J. (2021) *Dämpfungskennwerte des Schotteroberbaues auf Eisenbahnbrücken – Teil 1: Vertikale Relativbewegungen im Schotteroberbau* in: Bautechnik 98 (zur Veröffentlichung angenommen) DOI: 10.1002/bate.202000092
- 3) Stollwitzer, A.; Fink, J. (2021) *Dämpfungskennwerte des Schotteroberbaues auf Eisenbahnbrücken – Teil 2: Energiedissipation im Schotteroberbau und zugehöriges Rechenmodell* in: Bautechnik 98 (zur Veröffentlichung angenommen) DOI: 10.1002/bate.202000100

## Konferenzbeiträge

- 4) Stollwitzer, A.; Fink, J.; Petraschek, T. (2019) *Untersuchung des dynamischen Schotteroberbauverhaltens bei Eisenbahnbrücken* in: 16. D-A-CH Tagung Erdbebeningenieurwesen & Baudynamik, Innsbruck, 26.09.2019–27.09.2019; in: „16. D-A-CH Tagung Erdbebeningenieurwesen & Baudynamik“, C. Adam, G. Achs, T. Furtmüller (Hrg.), 2019, S. 465 – 472. ISBN: 978-3-200-06454-6.
- 5) Stollwitzer, A.; Fink, J.; Malik, T. (2020) *Influence of the Ballasted Track on the Dynamic Behaviour of Steel Railway Bridges* Akzeptiert in: The 9<sup>th</sup> European Conference on Steel and Composite Structures, Sheffield, 01.09.2021 – 03.09.2021
- 6) Stollwitzer, A.; Fink, J. (2021) *Rechnerische Ermittlung der dynamischen Parameter einer bestehenden Eisenbahnbrücke* eingereicht in: 17. D-A-CH Tagung Erdbebeningenieurwesen & Baudynamik, Zürich, 16.09.2021–17.09.2021

## Wissenschaftliche Berichte

- 7) Malik, T.; Stollwitzer, A.; Aigner, F.; Fink, J. (2019) *Modell und Kennwerte zum Schotteroberbauverhalten als Grundlage der Brückendynamik*. Ergebnisbericht zum FFG-Verkehrsinfrastrukturprojekt (VIF2014) „Schotteroberbaukennw.“, FFG-Projektnr. 850537.
- 8) Stollwitzer, A.; Fink, J. (2021) *Dynamische Durchschubversuche des Gleisrost-Schotteroberbausystems zur Analyse der Gleis-Tragwerk-Interaktion*. Ergebnisbericht an die ÖBB-Infrastruktur AG zum Forschungsprojekt DYS-GROS.

## Betreute Diplomarbeiten

- 1) Straub, N. (2019) *Bestimmung von modellabhängigen dynamischen Kennwerten des Schotteroberbaues auf Eisenbahnbrücken* [Diplomarbeit]. TU Wien.
- 2) Affenzeller, M. (2020) *Dynamische Analyse einer zweigleisigen Eisenbahnbrücke mit getrennten Tragwerken und gemeinsamem Schotterbett* [Diplomarbeit]. TU Wien.
- 3) Wiesner, P. (2021) *Planung und Entwicklung einer Versuchsanlage zur Erforschung der vertikalen Dämpfungsmechanismen im Schotteroberbau auf Eisenbahnbrücken* [Diplomarbeit]. TU Wien.

# Inhaltsverzeichnis

Kurzfassung .....	I
Abstract.....	III
Publikationen .....	V
Inhaltsverzeichnis.....	VII
TEIL A EINLEITUNG.....	1
1 Problemstellung und Ziel.....	2
1.1 Einleitung – Dynamik von Eisenbahnbrücken .....	2
1.2 Aufbau der Arbeit .....	5
1.3 Normative Vorgaben und Stand der Forschung.....	5
1.3.1 Internationale und nationale normative Vorgaben .....	5
1.3.2 Mechanische Modelle und Kennwerte des Schotteroberbaues nach dem Stand der Forschung.....	8
1.4 Die Diskrepanz zwischen Messung und Rechnung .....	12
1.4.1 Ursachen der Abweichung Messung/Rechnung.....	12
1.4.2 Vergleich von normativ vorgeschriebenen mit tatsächlichen Dämpfungsmaßen .....	13
1.4.3 Beurteilung einer Bestandsbrücke - Beispiel .....	14
1.5 Forschung zum dynamischen Schotteroberbauverhalten am Institut für Tragkonstruktionen/Forschungsbereich Stahlbau der TU Wien.....	16
1.5.1 Versuchsbrücke <i>Mähr</i> .....	16
1.5.2 Kurbelviereckmechanismus nach <i>Kirchhofer</i> .....	16
1.5.3 Versuchsanlage nach <i>Hackl</i> .....	19
1.6 Forschungsfragen.....	20
2 Ausgangslage der gegenständlichen Forschung – Versuchsanlage im Maßstab 1:1 .....	22
2.1 Funktionsprinzip .....	22
2.2 Bisherige dynamische Analysen an der Versuchsanlage .....	26
2.3 Fazit und durchgeführte Versuchsreihen als Datengrundlage.....	29
3 Zusammenfassung der Publikationen.....	31

3.1	Zusammenfassung von Publikation [1] .....	31
3.2	Zusammenfassung von Publikation [2] .....	34
3.3	Zusammenfassung von Publikation [3] .....	37
3.4	Zusammenfassung von Publikation [4] .....	40
3.5	Fazit.....	43
4	Erkenntnisse und praktische Anwendungsmöglichkeiten .....	45
5	Schlussfolgerungen und Ausblick.....	49
5.1	Schlussfolgerungen.....	49
5.2	Laufende Forschung und Ausblick.....	49
	Literatur .....	54
	Teil B Publikationen .....	61
1	Publikation [1] .....	63
2	Publikation [2] .....	74
3	Publikation [3] .....	87
4	Publikation [4] .....	99
	ANHANG .....	114

# TEIL A

# EINLEITUNG

# 1 Problemstellung und Ziel

Eine ressourceneffiziente, nachhaltige und umweltschonende Verkehrsinfrastruktur bietet das Potential, die globalen Umwelt- und Klimaziele unter einer fortschreitenden Globalisierung zu erreichen. Um der Herausforderung gerecht zu werden, weltweit nachhaltige und gut vernetzte Infrastruktursysteme zu schaffen, hat sich die Europäische Union die Ziele gesetzt, bis 2050 ein flächendeckendes Hochgeschwindigkeitsbahnnetz aufzubauen und gleichzeitig die Länge des bestehenden Hochgeschwindigkeitsbahnnetzes bis 2030 zu verdreifachen [5].

Neue technologische Entwicklungen werfen stets auch neue und komplexe Problemstellungen auf – ein Umstand, welcher im Hochgeschwindigkeitsverkehr insbesondere auf die Bewertung von bestehenden und neu zu errichtenden Eisenbahnbrücken hinsichtlich ihres dynamischen Verhaltens infolge Zugüberfahrten zutrifft. Die vorliegende Dissertation widmet sich dieser Thematik der Dynamik von Eisenbahnbrücken zufolge Hochgeschwindigkeitsverkehr. In den nachfolgenden Unterkapiteln wird nach einer kurzen Einführung in dieses Themengebiet ein Überblick über die relevante Normungssituation sowie den aktuellen Stand der Forschung gegeben. Anschließend wird auf die Motivation und die Ziele der vorliegenden Arbeit eingegangen.

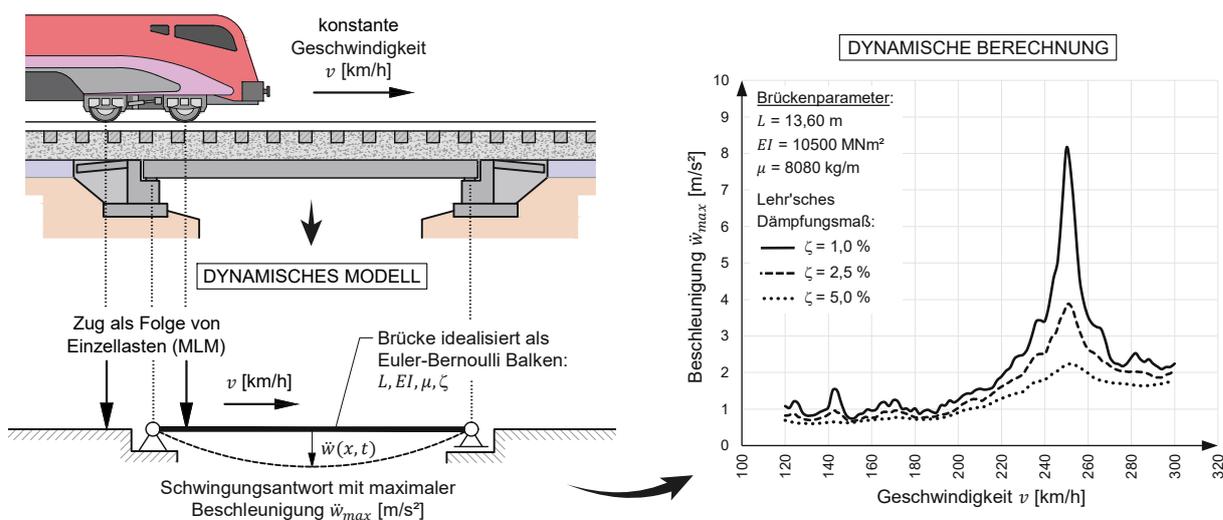
## 1.1 Einleitung – Dynamik von Eisenbahnbrücken

Eisenbahnbrücken können unter Hochgeschwindigkeitsverkehr zu übermäßigen Schwingungsantworten angeregt werden, wobei der überfahrende Zug für die Brücke eine dynamische Belastung darstellt. Diese Problematik betrifft vor allem Einfeldträgerbrücken im kurzen und mittleren Spannweitenbereich ( $< 40$  m). Übermäßige Schwingungen der Brücke können dabei vergleichsweise ungefährliche Konsequenzen nach sich ziehen, wie z. B. eine Verringerung des Fahrkomforts durch von den Passagieren als unangenehm empfundene Schwingungen des Wagenkastens. Unter Umständen können aber auch schwerwiegende negative Folgen auftreten, z. B. Schäden an der Tragkonstruktion durch Materialermüdung, Gleisfehlagen aufgrund lokaler Destabilisierungen des Schotterbettes und damit sogar die potentielle Gefahr einer Zugentgleisung.

Die Schwingungsantwort einer Brücke unter Hochgeschwindigkeitsverkehr hängt von einer Vielzahl unterschiedlicher Faktoren ab, wie der Bauweise (Stahl, Beton, Verbund), der Ausführung der Tragkonstruktion (Masse, Länge, Biege- und Torsionssteifigkeit), dem Unterbau, dem überfahrenden Zug (z. B. Railjet, ICE) und vor allem der Geschwindigkeit des überfahrenden Zuges. Eine realistische rechnerische Prognose der Brückenschwingungen und der auftretenden Resonanzerscheinungen – notwendig für die Zulassung neuer Züge, erhöhter Zuggeschwindigkeiten sowie bei Bedarf für die Auswahl geeigneter Ertüchtigungsmaßnahmen – erfordert realitätsnahe Berechnungsmodelle sowohl der Brücke als auch des überfahrenden Zuges sowie geeignete und zuverlässige Eingangsparameter.

Die Vorgaben der aktuellen nationalen und internationalen Normen und Regelwerke zur Berechnung von Brückenschwingungen bei Hochgeschwindigkeitsverkehr sind sehr streng ausgelegt, was auf die Komplexität der Materie und den Mangel an zuverlässigen Untersuchungen zurückzuführen ist – diese Problematik wird in den Kapiteln 1.3 und 1.4 diskutiert.

Generell spiegeln detailliertere Modelle die Realität besser wider, sind aber gleichzeitig aufgrund einer sehr hohen Rechenzeit ineffizient. Darüber hinaus erfordern detaillierte Modelle eine Vielzahl von präzisen Eingangsparametern für die Tragkonstruktion, die Züge und die Gleiseigenschaften, welche selten mit ausreichender Genauigkeit zur Verfügung stehen oder untersucht werden. Umgekehrt sind Berechnungsmodelle mit geringerer Komplexität, welche den normativen Vorgaben und damit konservativen Berechnungsansätzen entsprechen, für realitätsnahe Berechnungen oft ungeeignet. Mit solchen einfachen Modellen weicht das berechnete dynamische Verhalten von Eisenbahnbrücken unter Hochgeschwindigkeitsverkehr vom tatsächlichen (gemessenen) Verhalten der Bauwerke z. T. signifikant ab, wobei die Berechnungen die tatsächlichen Schwingungsantworten oft überbewerten und damit zu unwirtschaftlichen Ergebnissen führen.



**Abbildung 1.1:** Beispiel einer dynamischen Berechnung von Eisenbahnbrücken und Einfluss des rechnerisch angesetzten Dämpfungsmaßes

Abbildung 1.1 zeigt exemplarisch die Vorgehensweise einer rechnerischen Schwingungsprognose (dynamische Berechnung), wobei für Brücke und Zug das einfachste mechanische Modell verwendet wird: Der überfahrende Zug wird als Folge von Einzellasten betrachtet, welche die statischen Achslasten repräsentieren und sich mit konstanter Geschwindigkeit  $v$  über die Brücke bewegen (engl.: *Moving Load Model* – MLM). Die Brücke wird als Euler-Bernoulli Balken idealisiert, worin die Eigenschaften von Tragwerk und Schotteroberbau in einem Gesamtbalken zusammengefasst werden. Der Euler-Bernoulli Balken ist durch vier wesentliche Eigenschaften charakterisiert: Spannweite  $L$ , Biegesteifigkeit  $EI$ , Massenbelegung pro Laufmeter  $\mu$  und Lehr'sches Dämpfungsmaß  $\zeta$ . Eine

dynamische Berechnung erfolgt nun dahingehend, dass die Vertikalbeschleunigungen der Brücke  $\ddot{w}(x, t)$  infolge Zugüberfahrt für diskrete Geschwindigkeiten innerhalb eines vorab definierten Geschwindigkeitsbereiches (hier: 120 – 300 km/h) berechnet werden und als Ergebnis der jeweilige Maximalwert der Beschleunigung  $\ddot{w}_{max}$  in Abhängigkeit der Überfahrtsgeschwindigkeit  $v$  ausgewertet wird (theoretische Grundlagen siehe u. a. [6-8]). Im konkreten Fall in Abbildung 1.1 wird dies für eine Stahlbrücke mit 13,60 m Spannweite und exemplarisch für drei verschiedene Lehr'sche Dämpfungsmaße (1,0 %, 2,5 % und 5,0 %, siehe Legende) durchgeführt. Als überfahrender Zug wird ein ICE 4 der Deutschen Bahn (DB) verwendet.

Die dargestellten Beschleunigungsverläufe in Abbildung 1.1 (rechts) veranschaulichen zwei wesentliche Aspekte von dynamischen Berechnungen: Einerseits sind die Beschleunigungsverläufe durch eine oder mehrere ausgeprägte Resonanzspitzen charakterisiert. Die zugehörigen Geschwindigkeiten, bei denen die lokalen Beschleunigungsmaxima eintreten, werden als Resonanzgeschwindigkeiten bezeichnet (in diesem Fall tritt eine dominante Spitze bei 250 km/h auf) und stehen in direktem Zusammenhang mit den (Biege-)Eigenfrequenzen der Brücke. Ein weitaus bedeutenderer Aspekt hinsichtlich der Ausprägung der Resonanzspitze ist jener, dass das rechnerisch angesetzte Dämpfungsmaß einen gravierenden Einfluss auf die generierten Ergebnisse und vor allem auf die Ausprägung der Resonanzspitzen hat. Es zeigt sich, dass die Dämpfungscharakteristik der Brücke, in diesem Fall berücksichtigt über das Lehr'sche Dämpfungsmaß  $\zeta$ , einen essenziellen Einfluss auf die Größe der auftretenden Resonanzspitzen hat.

In Bezug auf die Dämpfungscharakteristik der Brücke hat der Schotteroberbau einen entscheidenden Einfluss auf das dynamische Verhalten. Eine adäquate Berücksichtigung seiner Dämpfungseigenschaften in dynamischen Berechnungen gestaltet sich durch eine Vielzahl an zur Verfügung stehenden mechanischen Modellen mit unterschiedlichen Detaillierungsgraden, welche sich teilweise grundlegend voneinander unterscheiden, jedoch als schwierig. Darüber hinaus erschwert die große Streuung von in der Literatur und Normen angegebenen modellzugehörigen Steifigkeits- und Dämpfungskennwerten einen pragmatischen Zugang.

Die vorliegende Arbeit greift diese Problematik auf und widmet sich der Modellbildung der Brücke, wobei der Fokus auf das dynamische Schotteroberbauverhalten und die realitätsnahe Implementierung seiner Steifigkeits- und insbesondere seiner Dämpfungseigenschaften in Rechenmodelle gelegt wird. Anhand einer speziellen Versuchsanlage, welche eine vom Brückentragwerk isolierte Erforschung des dynamischen Schotteroberbauverhaltens ermöglicht, werden mehrere mechanische Modelle für den Schotteroberbau formuliert und zugehörige modellabhängige dynamische Kennwerte bestimmt. Darauf aufbauend wird durch eine Implementierung der entwickelten Schotteroberbaumodelle in Brückenmodelle die Herleitung von Gleichungen zur rechnerischen Bestimmung der Dämpfung von Eisenbahnbrücken ermöglicht.

### 1.2 Aufbau der Arbeit

Die vorliegende kumulative Dissertation besteht aus zwei Teilen: **Teil A** bildet das Einleitungskapitel und behandelt neben der Motivation und der Ausgangssituation den Zusammenhang der vier wissenschaftlichen Aufsätze [1-4], welche sich in **Teil B** befinden, und die Einordnung dieser ins übergeordnete Themengebiet „Dynamik von Eisenbahnbrücken“. Der Teil A als Einleitungskapitel ist wie folgt aufgebaut:

**Kapitel 1** widmet sich zunächst den normativen Vorgaben zur dynamischen Berechnung von Eisenbahnbrücken und dem derzeitigen Stand der Forschung bezüglich der Modellbildung der Brücke mit dem Schwerpunkt Schotteroberbau. Anschließend wird auf die Motivation der vorliegenden Arbeit eingegangen und es werden Erkenntnisse vorangegangener Forschungsarbeiten am Institut für Tragkonstruktionen der TU Wien, auf welche diese Arbeit aufbaut, erläutert. Abschließend werden die Ziele der vorliegenden Dissertation in Form von Forschungsfragen definiert.

In **Kapitel 2** wird eine spezielle am Institut für Tragkonstruktionen/Forschungsbereich Stahlbau entwickelte Versuchsanlage als Ausgangspunkt zur gegenständlichen Forschung zum dynamischen Schotteroberbauverhalten vorgestellt. Dabei wird auf das Funktionsprinzip und die bisherigen anhand der Versuchsanlage gewonnenen Erkenntnisse eingegangen. Durch mehrere vom Autor der vorliegenden Arbeit durchgeführte Versuchsreihen wurde eine umfangreiche Datengrundlage geschaffen, welche die Basis für die Entwicklung mechanischer Modelle bildet und als Referenz für die Bestimmung von zugehörigen Kennwerten dient.

**Kapitel 3** enthält eine Zusammenfassung der vier wissenschaftlichen Publikationen sowie einen Überblick über den Zusammenhang der Publikationen. In **Kapitel 4** werden der wissenschaftliche Beitrag der Dissertation und praktische Anwendungsmöglichkeiten resultierend aus den gewonnenen Erkenntnissen erläutert.

Den Abschluss bildet das **Kapitel 5**, worin neben den wesentlichen Schlussfolgerungen ein umfassender Ausblick auf zukünftige und teilweise bereits laufende Forschungsarbeiten enthalten ist.

### 1.3 Normative Vorgaben und Stand der Forschung

In den nachfolgenden Unterkapiteln wird auf die normativen Vorgaben bezüglich der dynamischen Berechnung von Eisenbahnbrücken sowie auf den Stand der Forschung und die damit verbundene in der Literatur zu findende große Bandbreite an mechanischen Modellen und zugehörigen Kennwerten für den Schotteroberbau eingegangen.

#### 1.3.1 Internationale und nationale normative Vorgaben

In der EN 1991-2 [9] werden unter Kapitel 6.4.4 Anforderungen zur Entscheidung, ob für eine gegebene Eisenbahnbrücke eine dynamische Berechnung erforderlich ist, angegeben. Die Entscheidung

orientiert sich dabei nach Betriebsgeschwindigkeit, Tragwerk (Einfeld- oder Durchlaufträgerbrücke), Spannweite, erster Biegeeigenfrequenz sowie erster Torsionseigenfrequenz der Brücke. Im Falle einer erforderlichen dynamischen Berechnung werden in der EN 1990/A1 [10] unter Kapitel A.2.4.4.2.1 Grenzwerte für die maximale vertikale Beschleunigung des Überbaues definiert, wobei für Neubauten mit Schotteroberbau der Grenzwert mit  $3,50 \text{ m/s}^2$  festgelegt wird. Im Gegensatz dazu wird auf nationaler Ebene in der ÖNORM B 4008-2 [11] im Anhang F.2 für Bestandsbrücken ein Grenzwert von  $6,00 \text{ m/s}^2$  für die maximale Beschleunigung des Brückenüberbaues mit Schotterbett angegeben. Im Vergleich zu den nationalen Festlegungen kann die Grenzbedingung der EN 1990/A1 mit lediglich  $3,50 \text{ m/s}^2$  als sehr streng interpretiert werden.

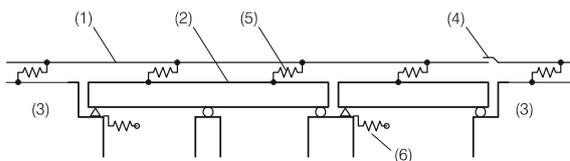
Die EN 1991-2 [9] enthält konkrete Angaben zur Vorgangsweise bei dynamischen Berechnungen. Dabei werden für die Verwendung der Brückenparameter Lehr'sche Dämpfungsmaße  $\zeta$  für das Tragwerk vorgeschrieben, welche sich nach dem Brückentyp (Stahl, Spannbeton, Walzträger in Beton – kurz: WiB – oder Stahlbeton) und nach der Spannweite richten, zusammengefasst in Tabelle 1. Diese Dämpfungsmaße umfassen das gesamte Tragwerk (Tragkonstruktion inkl. Schotteroberbau) und werden als „unterer Grenzwert der kritischen Dämpfung“ (Tab. 6.6, S. 88, [9]) bezeichnet, es handelt sich hierbei um eine ausgesprochen konservative Auslegung.

**Tabelle 1:** Lehr'sche Dämpfungsmaße nach EN 1991-2 (Quelle: Tab. 6.6 in [9])

Brückentyp	Spannweite $L < 20 \text{ m}$	$L \geq 20 \text{ m}$
Stahl	$\zeta = 0,50 + 0,125 (20 - L)$	$\zeta = 0,50$
Spannbeton	$\zeta = 1,00 + 0,07 (20 - L)$	$\zeta = 1,00$
WiB und Stahlbeton	$\zeta = 1,50 + 0,07 (20 - L)$	$\zeta = 1,50$

Die Vorgaben der EN 1991-2 [9] beinhalten zudem unter anderem ein Beispiel eines Modelles für ein Gleis-Tragwerkssystem, welches die Interaktion zwischen Gleis und Tragwerk in Form einer horizontalen Feder, sowohl für den Brücken- als auch für den Vorlandbereich, berücksichtigt. Hinsichtlich der Federsteifigkeit wird ein bilinearer Verlauf angegeben, wobei die darin angegebene Federsteifigkeit und der Durchschubwiderstand je nach Belastung (unbelastet – belastet) und Schotterzustand (gefrorenes Schotterbett – nicht gefrorenes Schotterbett) variiert. In Abbildung 1.2 ist das Modell des Gleis-Tragwerkssystems (links) sowie das Verschiebewiderstandsgesetz für die horizontale Gleis-Tragwerk Interaktion (rechts) dargestellt.

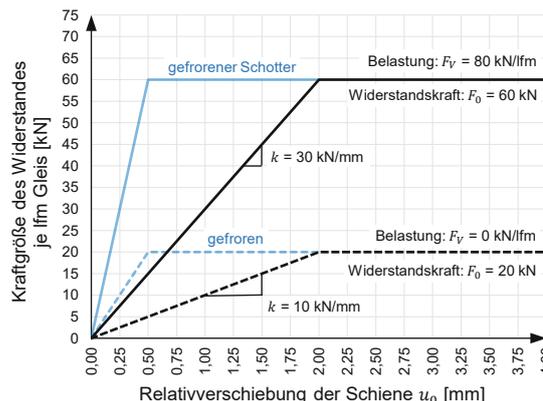
Bezüglich der Dämpfungseigenschaften der horizontalen Gleis-Tragwerk Interaktion (GTI) werden in der EN 1991-2 [9] keine Angaben gemacht. Angaben zur vertikalen Interaktion zwischen Gleis und Tragwerk, sowohl betreffend der Steifigkeits- als auch der Dämpfungseigenschaften, sind in der EN 1991-2 ebenfalls nicht enthalten.



**Legende**

- (1) Gleis
- (2) Überbau (das Bild zeigt einen einzelnen Überbau mit zwei Feldern und einen Einfeldträger)
- (3) Erdbauwerk
- (4) Schienenauszug (wenn vorhanden)
- (5) nicht lineare Längsfedern stellen die Längsbelastung/das Verschiebeverhalten des Gleises dar
- (6) Längsfedern stellen die Steifigkeit  $K$  in Längsrichtung eines Festlagers dar, unter Berücksichtigung der Steifigkeit von Gründung, Stützen und Lagern usw.

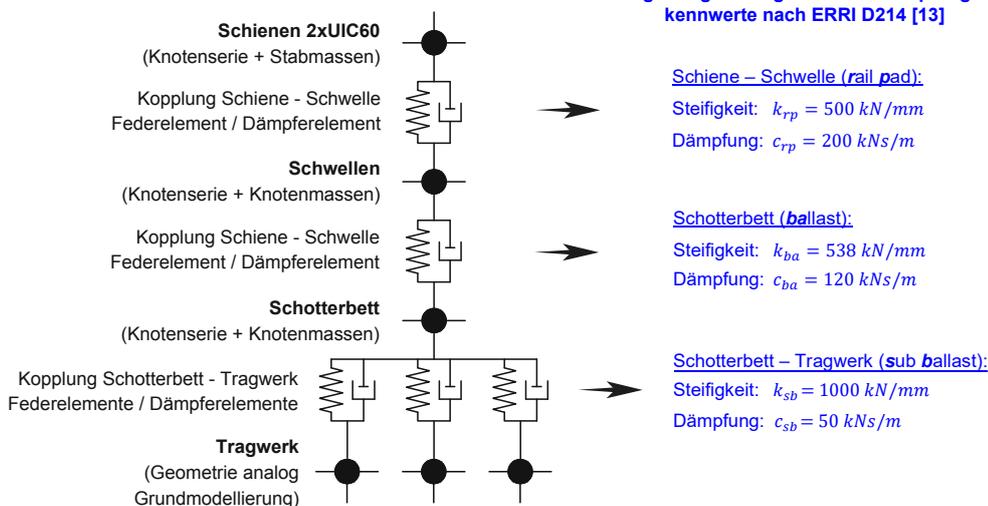
**(5) Verschiebewiderstand des Gleises**



**Abbildung 1.2:** Vorgaben der EN 1991-2 [9] – links: Beispiel eines Modelles eines Gleis-/Tragwerksystems (Quelle: Bild 6.19 in [9], bearbeitet) – rechts: Verschiebewiderstandsgesetz für ein Gleis in Längsrichtung (Quelle: Bild 6.20 in [9], bearbeitet)

Seitens der nationalen Bahnbetreiber werden von den ÖBB in der Richtlinie für die dynamischen Berechnung von Eisenbahnbrücken [12] Regelungen zur dynamischen Berechnung vorgegeben, welche im Wesentlichen auf den Vorgaben der EN 1991-2 [9] aufbauen. Für die Modellierung des Schotteroberbaues wird jedoch im Gegensatz zur EN 1991-2 ein vertikal orientiertes Modell mit vergleichsweise hohem Detaillierungsgrad angegeben. Dieses Modell besteht aus mehreren mittels Feder-Dämpfer Elementen gekoppelten Massen (Schienen, Schwellen, Schotterbett, Tragwerk), dargestellt in Abbildung 1.3 (links). Zugehörige Steifigkeits- und Dämpfungskennwerte werden in [12] jedoch nicht angegeben, diesbezüglich wird auf die Forschungsergebnisse des European Rail Research Institute (ERRI) verwiesen, welche in [13] enthalten sind. Die in [13] angegebenen und in Abbildung 1.3 (rechts in blau) angeführten Kennwerte sind im Vergleich mit anderen in der Literatur zu findenden Kennwerten (siehe Kap. 1.3.2) sehr hoch.

**Schotterbett-Modellierung gem. Richtlinie für die dynamische Berechnung von Eisenbahnbrücken [12]**



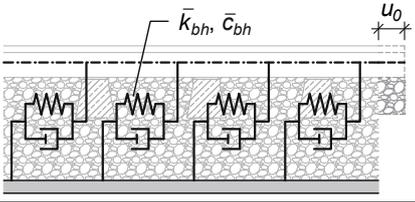
**Abbildung 1.3:** Richtlinie für die dynamische Berechnung von Eisenbahnbrücken der ÖBB – links: Schematische Schotterbett-Modellierung nach Abb. 39 in [12] – rechts: zugehörige Kennwerte nach [13]

Ein weiterer Aspekt in dynamischen Berechnungen, welcher im Laufe der vorliegenden Arbeit noch aufgegriffen wird, ist die rechnerisch angesetzte Schotterdichte. In der EN 1991-2 [9] werden zwei Grenzfälle für den Ansatz der Brückenmasse vorgeschrieben. Diese Grenzwertbetrachtung liegt einerseits darin begründet, dass „die maximale Tragwerksbeschleunigung bei Resonanz umgekehrt proportional zur Tragwerksmasse ist“ (Kap. 6.4.6.3.2 (1), [9]). Durch eine Verwendung des unteren Grenzwertes der Schotterdichte, welcher mit  $1700 \text{ kg/m}^3$  angegeben wird, soll die maximale Beschleunigung des Überbaues erfasst werden. Der obere Grenzwert resultiert daher, dass die Resonanzgeschwindigkeiten proportional zu den Eigenfrequenzen des Tragwerkes sind, d.h. je niedriger die Eigenfrequenz, desto niedriger die Resonanzgeschwindigkeit. Eine Erhöhung der Schottermasse geht mit einer Verringerung der Eigenfrequenz einher, wodurch in weiterer Folge Resonanzgeschwindigkeiten in einen niedrigeren Geschwindigkeitsbereich „verschoben“ werden und dadurch in den betrachteten Bereich fallen können. Bezüglich der Obergrenze wird in der EN 1991-2 kein konkreter Wert angegeben, sondern auf die EN 1991-1-1 [14] verwiesen, welche für Schotter eine maximale Dichte von  $2000 \text{ kg/m}^3$  angibt. In der Richtlinie für die dynamische Berechnung von Eisenbahnbrücken [12] wird mit Bezug auf die EN 1991-2 sowohl als unterer als auch als oberer Grenzwert eine Schotterdichte von  $2000 \text{ kg/m}^3$  festgelegt, womit eine Grenzwertbetrachtung anhand zweier unterschiedlicher Schotterdichten entfallen kann.

### 1.3.2 Mechanische Modelle und Kennwerte des Schotteroberbaues nach dem Stand der Forschung

Im Gegensatz zu den normativen Vorgaben, welche eher sporadischer Natur sind, beinhaltet der derzeitige Stand der Forschung eine weite Bandbreite an Modellen und zugehörigen Kennwerten, welche in entsprechenden Literaturquellen zu finden sind – worauf nachfolgend genauer eingegangen wird. Dabei finden hauptsächlich vertikal orientierte Modelle mit unterschiedlichen Detaillierungsgraden Verwendung. Bezüglich der horizontalen Gleis-Tragwerk Interaktion (GTI) werden neben der EN 1991-2 [9] beispielsweise von *Yang, Yau, Wu* in [7] Steifigkeits- und Dämpfungskennwerte angegeben. Diese Kennwerte sind zugehörig zu einer mechanischen Modellbildung mit kontinuierlicher Kopplung zwischen Gleis und Tragwerk (Kennwerte:  $\bar{k}_{bh}$  und  $\bar{c}_{bh}$  – jeweils pro Laufmeter Gleis). Die Steifigkeits- und Dämpfungskennwerte sind zudem unabhängig von Belastung und Verschiebung zwischen Gleisrost und Tragwerk  $u_0$ , im Gegensatz zu den Angaben in der EN 1991-2 (dargestellt in Abb. 1.2). Tabelle 2 fasst die Angaben aus [7] und [9] zusammen. Hierbei zeigt sich, dass die Steifigkeit nach [7] mit  $10,4 \text{ kN/mm/lfm}$  mit jener gemäß EN 1991-2 für den unbelasteten Zustand und für Relativverschiebungen unter  $2 \text{ mm}$  mit  $10 \text{ kN/mm/lfm}$  nahezu exakt übereinstimmt.

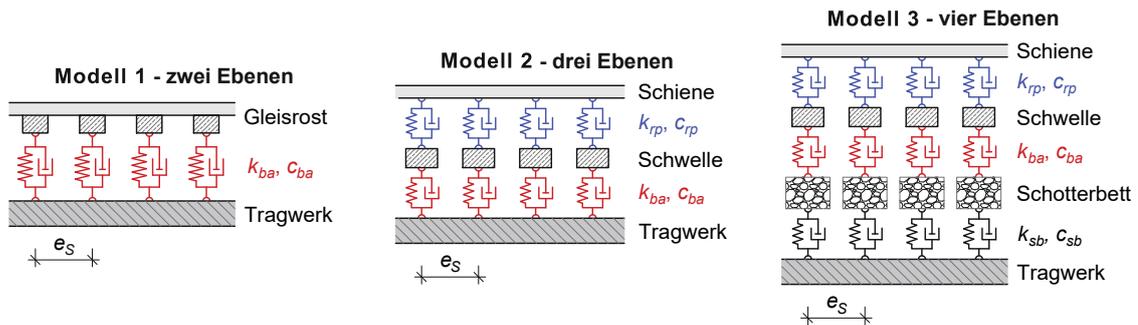
**Tabelle 2:** Modell und ausgewählte Kennwerte (pro Laufmeter Gleis)  
der horizontalen Gleis-Tragwerk Interaktion

Modell	EN 1991-2 [9]	Yang, Yau, Wu [7]
	$0 \leq u_0 \leq 2 \text{ mm}$ : unbelastet: $\bar{k}_{bh} = 10 \text{ kN/mm/lfm}$ belastet: $\bar{k}_{bh} = 30 \text{ kN/mm/lfm}$	$\bar{k}_{bh} = 10,4 \text{ kN/mm/lfm}$
	$\bar{c}_{bh} = 0$	$\bar{c}_{bh} = 50 \text{ kNs/m/lfm}$

Auf Basis der Erkenntnisse mehrerer experimenteller Untersuchungen und auf Basis von Messungen an realen Brücken – zu finden u. a. in [8, 15-18] – ist davon auszugehen, dass die horizontale GTI im Gegensatz zu [7] kein konstantes, sondern ein nichtlineares Steifigkeitsverhalten in Abhängigkeit der Verschiebungsamplitude  $u_0$  aufweist. Auf diesen Umstand wird im Laufe der vorliegenden Arbeit noch näher eingegangen.

Wie anfangs erwähnt, werden in der Literatur [13, 19-30] für den Schotteroberbau vorwiegend vertikal orientierte mechanische Modelle unter Vernachlässigung der horizontalen GTI verwendet. Die Modelle bestehen dabei aus diskret im Schwellenabstand  $e_s$  angeordneten Feder-Dämpfer Elementen und unterscheiden sich in ihrer Komplexität, wobei zwischen folgenden drei Varianten (veranschaulicht in Abb. 1.4) differenziert wird:

- **Modell 1:** zwei Ebenen (Gleisrost und Tragwerk), gekoppelt über Feder-Dämpfer Elemente, welche das Schotterbett (engl.: *ballast*) repräsentieren – Kennwerte:  $k_{ba}, c_{ba}$
- **Modell 2:** drei Ebenen (Schienen, Schwellen und Tragwerk) mit zwei Kopplungsstufen: Schiene/Schwelle (engl.: *rail pad*) – Kennwerte:  $k_{rp}, c_{rp}$ ; Schwelle/Tragwerk – Kennwerte:  $k_{ba}, c_{ba}$
- **Modell 3:** vier Ebenen (Schienen, Schwellen, Schotterbett und Tragwerk) mit drei Kopplungsstufen: Schiene/Schwelle – Kennwerte:  $k_{rp}, c_{rp}$ ; Schwelle/Schotterbett – Kennwerte:  $k_{ba}, c_{ba}$ ; Schotterbett/Tragwerk (engl.: *sub ballast*) – Kennwerte:  $k_{sb}, c_{sb}$



**Abbildung 1.4:** Vertikal orientierte Modelle des Schotteroberbaues mit unterschiedlichem Detaillierungsgrad

In Tabelle 3 sind die Steifigkeits- und Dämpfungskennwerte, welche im ERRI-Report [13] (entspricht Modell 3) sowie in [19-30] enthalten sind, nach Modell und Kopplungsebene geschlüsselt, aufgelistet. Der zugehörige Schwellenabstand  $e_S$  variiert dabei zwischen 0,55 und 0,72 m. Zur Veranschaulichung sind die Kennwerte in Abbildung 1.5 grafisch aufbereitet, Abbildung 1.5a beinhaltet die Federsteifigkeiten, Abbildung 1.5b enthält die jeweiligen Dämpfungskennwerte. Die unterschiedlichen Farben repräsentieren die unterschiedlichen Kopplungsebenen (vgl. Abb. 1.4): blau –  $k_{rp}$ ,  $c_{rp}$  (*rail pad*), rot –  $k_{ba}$ ,  $c_{ba}$  (*ballast*), schwarz –  $k_{sb}$ ,  $c_{sb}$  (*sub ballast*).

**Tabelle 3:** In [13, 19-30] verwendete Steifigkeits- und Dämpfungskennwerte des Schotteroberbaues für vertikal orientierte Modelle mit unterschiedlichen Detaillierungsgraden

Kennwert	Einheit	Modell 1				Modell 2				Modell 3						
		[19]	[20]	[21]	[22]	[23]	[24]	[25]	[26]	[19]	[27]	[28]	[29]	[30]	[20]	[13]
$e_S$	m	0,60	0,60	0,63	0,65	0,60	0,72	0,63	0,60	0,60	0,70	0,60	0,60	0,55	0,57	0,60
$k_{rp}$	kN/mm	-	-	-	-	120	90	120	153	300	60	175	100	65	80	500
$c_{rp}$	kNs/m	-	-	-	-	4	30	150	23	80	52	22	15	75	50	200
$k_{ba}$	kN/mm	62	12	82	190	47	32	450	921	120	12	84	100	138	120	538
$c_{ba}$	kNs/m	30	6	40	100	72	52	120	17	114	12	146	25	59	60	120
$k_{sb}$	kN/mm	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	80	78	60	1000
$c_{sb}$	kNs/m	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	46	31	90	50

Aus Abbildung 1.5 ist eindeutig die erhebliche Varianz der jeweiligen Kennwerte ersichtlich. Sowohl für die Federsteifigkeiten als auch für die Dämpfungskennwerte zeigt sich eine signifikante Streuung, wobei die Abweichung von Maximum zu Minimum innerhalb des jeweiligen Kennwertes von Faktor 3 ( $c_{sb}$ , Abb. 1.5b) bis hin zu Faktor 77 ( $k_{ba}$ , Abb. 1.5a) reicht.

Des Weiteren sind jene Kennwerte, welche im ERRI-Report [13] enthalten sind und in der Richtlinie für die dynamische Berechnung von Eisenbahnbrücken der ÖBB [12] als Referenzwert angegeben werden (siehe auch Abb. 1.3), grau hinterlegt. Diese Kennwerte sind vergleichsweise sehr hoch und daher eher als obere Grenzwerte zu interpretieren.

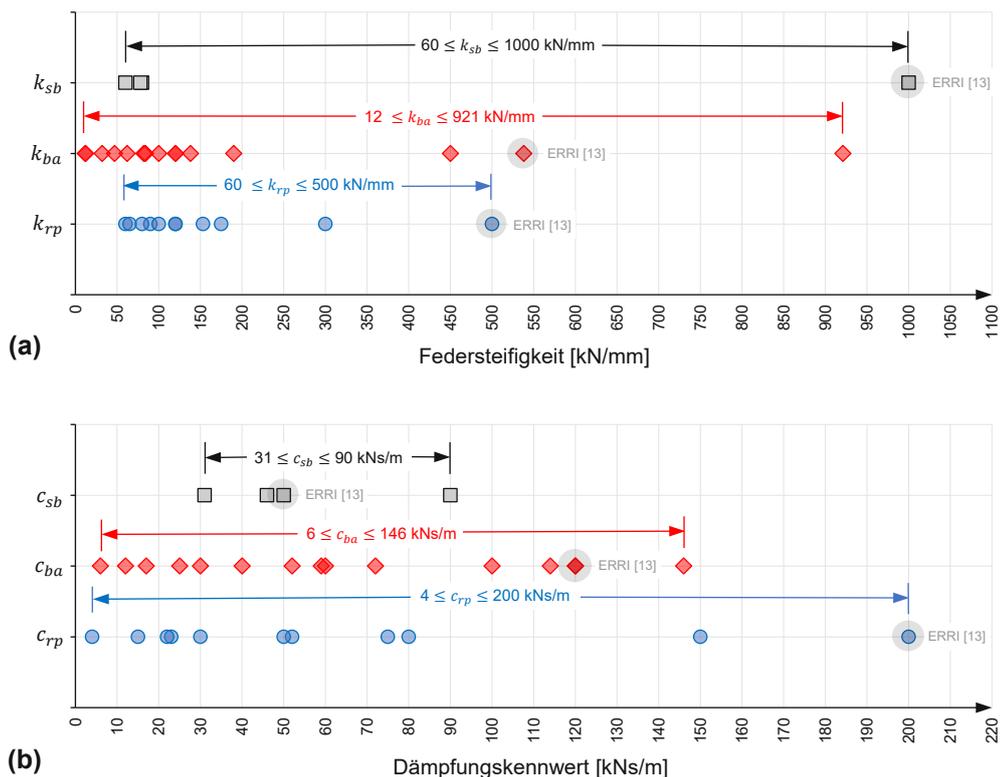


Abbildung 1.5: In der Literatur verwendete Kennwerte: (a) Federsteifigkeiten (b) Dämpfungskennwerte

Eine Interpretation der in Tabelle 3 aufgelisteten und in Abbildung 1.5 dargestellten dynamischen Kennwerte und eine Aussage darüber, in welcher Größenordnung das tatsächliche Schotteroberbauverhalten liegt, gestaltet sich als schwierig. Dieser Umstand liegt darin begründet, dass in den angeführten Quellen [13] bzw. [19-30] die dynamischen Kennwerte großteils ohne recherchierbaren Hintergrund angegeben werden, wodurch eine Plausibilitätskontrolle nicht möglich ist. An dieser Stelle wird daher auf eine kritische Diskussion der dynamischen Kennwerte verzichtet.

Durch die in der Literatur enthaltenen und teilweise sehr unterschiedlichen mechanischen Modelle des Schotteroberbaues und allen voran durch die erhebliche Streuung der zugehörigen Kennwerte wird ersichtlich, dass aus ingenieurpraktischer Hinsicht ein realitätsnaher Zugang zu dynamischen Berechnungen in Form eines einheitlichen und allgemein anwendbaren mechanischen Modelles mit darauf abgestimmten Kennwerten nicht gegeben ist. Diese Problematik wird ebenfalls durch die gegensätzlichen Angaben der normativen Vorgaben und der nationalen Richtlinie untermauert: Die EN 1991-2 [9] beispielsweise enthält bezüglich der Gleis-Tragwerk Interaktion nur Angaben zur Interaktion in horizontaler Richtung, welche vorwiegend zur Berechnung der aufs Gleis wirkenden Horizontallasten dienen und nicht vorrangig auf dynamische Berechnungen abzielen. Die Richtlinie für die dynamische Berechnung von Eisenbahnbrücken [12] auf nationaler Ebene hingegen gibt bezüglich der Gleis-Tragwerk Interaktion ein rein vertikal orientiertes Modell an (Abb. 1.3).

### 1.4 Die Diskrepanz zwischen Messung und Rechnung

Bei einem Vergleich zwischen rechnerisch prognostiziertem Tragwerksverhalten infolge Zugüberfahrt (Rechnung) und real auftretendem, am Tragwerk gemessenem Schwingungsverhalten (Messung) zeigt sich häufig eine erhebliche Abweichung zwischen Messung und Rechnung, wobei das Tragwerksverhalten rechnerisch teilweise deutlich überschätzt wird. Diese Diskrepanz zwischen Messung und Rechnung (siehe u. a. [31-32]) stellt eine komplexe Forschungsaufgabe in der ingenieurpraktischen Brückendynamik dar und bildet auch den Forschungsschwerpunkt bzw. die Motivation der vorliegenden Arbeit.

#### 1.4.1 Ursachen der Abweichung Messung/Rechnung

Eine wesentliche Ursache für die Diskrepanz zwischen Messung und Rechnung liegt in den dynamischen Eigenschaften des Schotteroberbaues begründet, genauer gesagt in den nach wie vor bestehenden, erheblichen Unsicherheiten bei der Berücksichtigung des Schotteroberbaues in dynamischen Berechnungen, resultierend aus der großen Bandbreite an mechanischen Modellen und der beträchtlichen Streuung der zugehörigen Eingangsparameter, dargelegt in Kapitel 1.3.

Ein weiterer Grund für die z. T. signifikante Abweichung zwischen Messung und Rechnung ist auf die konservative Auslegung der EN 1991-2 zurückzuführen. Bei dynamischen Berechnungen wird für das Tragwerk häufig das einfachste Modell des Euler-Bernoulli Balkens verwendet (u. a. in [33-36]), welches die Tragkonstruktion und den Schotteroberbau zu einem Gesamtbalken zusammenfasst (vgl. Abb. 1.1). Dabei werden die Dämpfungseigenschaften von Tragwerk und Schotteroberbau durch ein zum Gesamtbalken zugehöriges Lehr'sches Dämpfungsmaß  $\zeta$  pauschal erfasst, was eine erhebliche Vereinfachung der Realität darstellt. Für den Fall, dass keine aus Messdaten identifizierten Dämpfungsmaße vorliegen – was dem Regelfall entspricht – müssen in dynamischen Berechnungen daher die normativen Dämpfungsmaße (siehe Tab. 1) verwendet werden, welche stark auf der sicheren Seite liegen.

Darüber hinaus gibt es noch weitere Faktoren, welche unterschiedlichen Einfluss auf die Differenz zwischen Messung und Rechnung haben können. Hierzu zählt beispielsweise die Interaktion zwischen Boden und Bauwerk, welche u. a. in [37-39] thematisiert wird. Auch die fehlende Information über die genaue Steifigkeit der Tragkonstruktion kann eine rechnerische Abweichung vergrößern – eine Problematik, die vor allem auf bestehende Beton- und WiB-Tragwerke zutrifft. Hier spielen z. B. die Unkenntnis über den real vorhandenen dynamischen E-Modul des Betons sowie die Ungewissheit über den genauen Zustand des Tragwerkes (ungerissener oder gerissener Zustand) eine Rolle (siehe [40, 41]). In der vorliegenden Arbeit wird der Fokus auf Stahltragwerke gelegt, da bei diesen die Steifigkeit keiner Streuung unterworfen ist und die Eigenschaften der Tragkonstruktion (Masse,

Biegesteifigkeit) damit bereits vorab bekannt sind. Auch die Boden-Bauwerk Interaktion wird im Rahmen dieser Arbeit nicht näher beleuchtet, sie bleibt jedoch nicht unberücksichtigt<sup>1</sup>.

Neben der Modellbildung der Brücke hat auch die Modellbildung des überfahrenden Zuges unter Umständen einen signifikanten Einfluss auf die Ergebnisqualität dynamischer Berechnungen. Beispielsweise werden bei einer Modellierung des Zuges als Mehrkörpersystem dynamische Effekte der Fahrzeug-Brücken Interaktion (FBI) rechnerisch berücksichtigt, wodurch im Vergleich zum Moving Load Model (MLM, siehe Abb. 1) realistischere Ergebnisse erzielt werden. Die Thematik der Fahrzeug-Brücken Interaktion wird unter anderem in [8], [35] sowie [42-46] behandelt. Die vorliegende Arbeit beschäftigt sich jedoch ausschließlich mit der Modellbildung der Brücke, auf die Modellbildung des überfahrenden Zuges wird nicht eingegangen.

### 1.4.2 Vergleich von normativ vorgeschriebenen mit tatsächlichen Dämpfungsmaßen

Werden an realen Brücken Messungen durchgeführt und die dynamischen Parameter Resonanzfrequenz  $f_d$  und Lehr'sches Dämpfungsmaß  $\zeta$  (zugehörig zur jeweiligen Resonanzfrequenz) aus Messdaten identifiziert, wird die konservative Auslegung der normativen Dämpfungsmaße stets ersichtlich. In Abbildung 1.6 sind für insgesamt 47 einfeldrige Eisenbahnbrücken aus Messdaten identifizierte Dämpfungsmaße  $\zeta_M$  in Abhängigkeit der Spannweite  $L$  dargestellt. Bei den Brücken handelt es sich um 18 Stahlbrücken (Abb. 1.6a), 23 Stahlbeton- sowie sechs WiB-Brücken (Abb. 1.6b), die entsprechenden Daten sind aus [47-52] entnommen. Eine vollständige Angabe der Brücken, der jeweiligen aus Messdaten identifizierten Dämpfungsmaße und der zugehörigen Quellen befindet sich in Tabelle A.1 im Anhang. Die Dämpfungsmaße in Abbildung 1.6 wurden anhand von zwei unterschiedlichen Anregungsmethoden bestimmt:

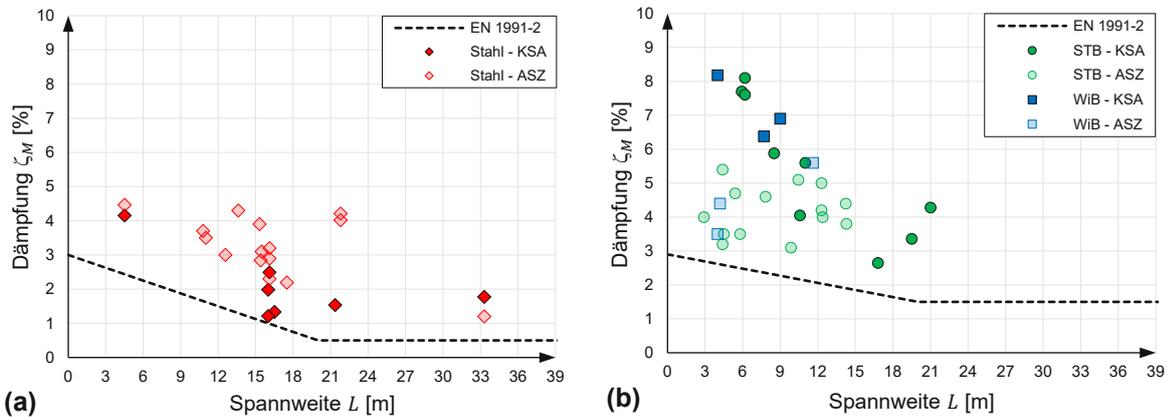
- **Ausschwingverhalten nach Zugüberfahrt (ASZ):** Dabei wird das Lehr'sche Dämpfungsmaß anhand des Ausschwingverhaltens des Tragwerkes nach einer Zugüberfahrt unter Voraussetzung einer exponentiellen Abklingfunktion über das logarithmische Dekrement  $\Lambda$  bestimmt (theoretische Grundlagen, siehe [53]).
- **Krafterregte Schwingungsanregung (KSA):** Das Tragwerk wird dabei durch einen Unwuchterreger gezielt harmonisch zu Schwingungen angeregt, was auch eine harmonische Schwingungsantwort des Tragwerkes nach sich zieht. Das Lehr'sche Dämpfungsmaß kann ebenfalls anhand des Ausschwingverhaltens nach Schwingungsanregung oder anhand eines Amplitudenfrequenzganges mittels Bandbreitenmethode (s. [53]) bestimmt werden.

Die aus Messdaten identifizierten Dämpfungsmaße unterliegen stets einer gewissen Streuung, welche je nach Anregungsmethode (ASZ oder KSA) unterschiedlich stark ausgeprägt ist. Insbesondere beim

---

<sup>1</sup> Auf die Berücksichtigung der Boden-Bauwerk Interaktion wird in Publikation [4] kurz eingegangen.

ASZ zeigt sich eine z. T. deutliche Streuung der identifizierten Dämpfungsmaße. Die KSA liefert im Vergleich dazu Dämpfungsmaße, welche einer geringen Streuung unterliegen und in weiterer Folge als reproduzierbar und der Realität entsprechend zu klassifizieren sind [32]. In Abbildung 1.6 sind die jeweiligen Mittelwerte (arithmetisches Mittel)  $\zeta_M$  dargestellt.



**Abbildung 1.6:** Aus Messdaten identifizierte Mittelwerte der Dämpfungsmaße an bestehenden Eisenbahnbrücken – Vergleich zwischen Messung und Norm: (a) Stahlbrücken – (b) Stahlbetonbrücken (STB) und Walzträger in Beton (WiB)-Brücken (Daten siehe Tab. A.1 im Anhang)

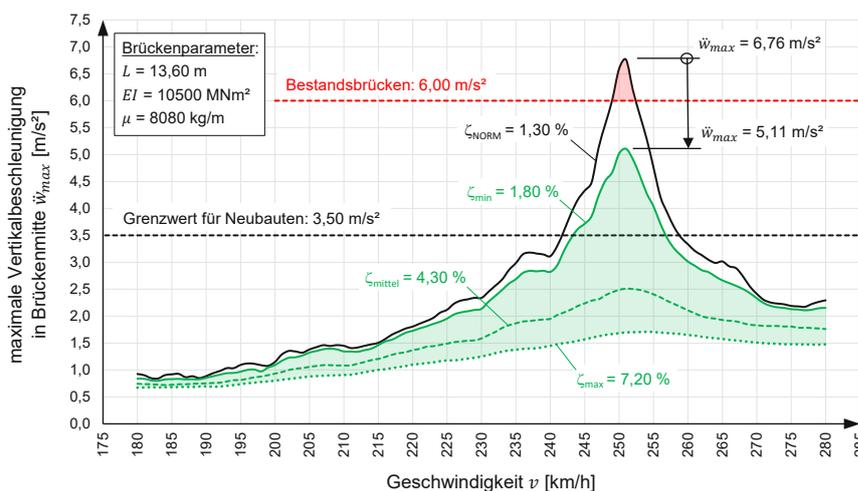
Abbildung 1.6 veranschaulicht die deutliche Diskrepanz zwischen den normativ vorgeschriebenen Dämpfungsmaßen (strichlierte Linie) und den aus Messdaten identifizierten. Die konservative Auslegung der EN 1991-2 [9] hat zur Folge, dass bei der rechnerischen Beurteilung von Bestandsbrücken und Neubauten mit diesen Werten das Schwingungsverhalten deutlich überschätzt werden kann, und zwar in der Hinsicht, dass rechnerisch Tragwerksbeschleunigungen erzielt werden, welche über den zulässigen Grenzbeschleunigungen liegen. Die Konsequenzen können beispielsweise eine erforderliche Verringerung der Betriebsgeschwindigkeit, Ertüchtigungsmaßnahmen am Tragwerk, erhöhter Instandhaltungsaufwand sowie im ungünstigsten Fall (theoretisch) sogar ein Neubau der Brücke sein.

### 1.4.3 Beurteilung einer Bestandsbrücke - Beispiel

In der Regel gelingt es erst durch In-situ-Messungen am realen Tragwerk, die zumeist mit erheblichen finanziellem Aufwand verbunden sind, vorerst kritische Brücken als unkritisch zu klassifizieren. Ein diesbezügliches konkretes Anwendungsbeispiel wird in Abbildung 1.7 gezeigt. Dabei wird das bereits in Kapitel 1.1 behandelte Stahltragwerk mit 13,60 m Spannweite (s. Abb. 1.1) aufgegriffen und die Beschleunigung  $\ddot{w}_{max}$  in Tragwerksmitte zufolge Zugüberfahrt in Abhängigkeit der Überfahrts-geschwindigkeit  $v$  für unterschiedliche Dämpfungsmaße berechnet. Als überfahrender Zug wird erneut ein ICE 4, idealisiert als überfahrende Einzelkräfte (MLM), verwendet. Die auftretende Resonanzspitze bei einer Überfahrts-geschwindigkeit von 250 km/h wird dabei essentiell durch das rechnerisch angesetzte Dämpfungsmaß  $\zeta$  beeinflusst. Nach EN 1991-2 [9] ergibt sich für diese Brücke in Stahlbauweise (siehe Tab. 1) ein Dämpfungsmaß  $\zeta_{NORM}$  von

$$\zeta_{NORM} = 0,5 + 0,125 (20 - L) = 0,5 + 0,125 (20 - 13,6) = 1,30 \%$$

Wird dieses Dämpfungsmaß in der dynamischen Berechnung verwendet, so ergeben sich Beschleunigungen, welche über dem erlaubten Grenzwert von  $6,00 \text{ m/s}^2$  liegen (Abb. 1.7 – schwarze Linie). Die Brücke wäre somit als kritisch einzustufen und entsprechende Maßnahmen zur Gewährleistung der Betriebssicherheit wären die Folge.



**Abbildung 1.7:** Vertikale Maximalbeschleunigung in Tragwerksmitte in Abhängigkeit der Geschwindigkeit für eine Beispielbrücke und für unterschiedliche Dämpfungsmaße

Für dieses Tragwerk liegen jedoch aus Messdaten identifizierte Dämpfungsmaße vor, welche anhand des Ausschwingverhaltens nach Zugüberfahrt (ASZ) ermittelt wurden [49]. Die aus Messdaten identifizierten Dämpfungsmaße liegen dabei zwischen  $1,80 \%$  (Minimalwert  $\zeta_{min}$ ) und  $7,20 \%$  (Maximalwert  $\zeta_{max}$ ), wodurch abermals die große Streuung bei dieser Anregungsmethode ersichtlich wird. Der Mittelwert  $\zeta_{mittel}$  liegt bei  $4,30 \%$ . Bei Verwendung der aus Messdaten identifizierten Dämpfungsmaße (grüne Linien in Abb. 1.7) werden die Grenzbeschleunigungen im gesamten betrachteten Geschwindigkeitsbereich ( $180 - 280 \text{ km/h}$ ) eingehalten. Die im konkreten Fall einzuhaltende Grenzbeschleunigung für Bestandsbrücken von  $6,00 \text{ m/s}^2$  wird selbst dann nicht überschritten, wenn rechnerisch der Minimalwert  $\zeta_{min}$  angesetzt wird. Somit kann die Brücke in finaler Konsequenz – für den ICE 4 und für die angewendeten Modelle für Zug und Brücke – als unkritisch eingestuft werden und etwaige Konsequenzen wie z. B. Maßnahmen am Tragwerk oder eine Verringerung der Betriebsgeschwindigkeit entfallen.

Letztendlich wird durch die konservative Auslegung der Norm und die nach wie vor bestehenden Unklarheiten bezüglich des dynamischen Schotteroberbauverhaltens und dessen Berücksichtigung in Tragwerksmodellen (siehe Kap. 1.3) jene Problematik verdeutlicht, dass nach derzeitigem Wissensstand kein allgemein anwendbares und gleichzeitig rechnerisch effizientes Berechnungsmodell für dynamische Berechnungen von Eisenbahnbrücken existiert, das realistische Ergebnisse liefert. Vor

allem für den Schotteroberbau werden verlässliche und evidenzbasierte Modelle und Eingangsparameter benötigt, die seine tatsächliche Wirkung widerspiegeln.

## 1.5 Forschung zum dynamischen Schotteroberbauverhalten am Institut für Tragkonstruktionen/Forschungsbereich Stahlbau der TU Wien

Das dynamische Schotteroberbauverhalten ist seit geraumer Zeit ein wesentlicher Schwerpunkt der Forschungstätigkeit am Institut für Tragkonstruktionen/Forschungsbereich Stahlbau der TU Wien. Diesbezüglich sind in der Vergangenheit mehrere Dissertationen entstanden, welche unmittelbar aufeinander aufbauen und den Grundstein für die vorliegende Arbeit bilden.

### 1.5.1 Versuchsbrücke Mähr

Mähr führt in [8] sowohl theoretische als auch experimentelle Untersuchungen zum dynamischen Verhalten von Eisenbahnbrücken durch. Die theoretischen Untersuchungen befassen sich vorrangig mit der möglichen Modellierung des überfahrenden Zuges, während sich die experimentellen Untersuchungen auf die Dämpfungseigenschaften des Schotteroberbaues fokussieren. In Bezug auf Letzteres entwickelte Mähr eine 10 m lange Versuchsbrücke in Stahlbauweise (Abb. 1.8, links), die mittels Unwuchterreger dynamisch angeregt wird. Versuche mit und ohne in der Versuchsbrücke eingebautem Schotteroberbau ermöglichten eine präzise Quantifizierung des Steifigkeits- und Dämpfungsbeitrages des Schotteroberbaues zur gesamten Brücke. Hierbei zeigte sich ein nichtlinearer Einfluss sowohl was die Steifigkeit als auch was die Dämpfung betrifft. Mähr formuliert darauf aufbauend in [8] ein mechanisches Modell der Versuchsbrücke, welches Tragwerk und Schotteroberbau als zwei mittels kontinuierlicher Feder-Dämpfer Elemente gekoppelte Balken betrachtet (Abb. 1.8, rechts). Bezüglich des Schotteroberbaues handelt es sich dabei um ein mechanisches Modell, welches von einer reinen horizontalen Gleis-Tragwerk Interaktion ausgeht.

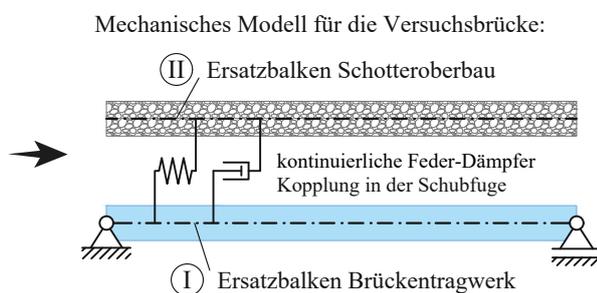
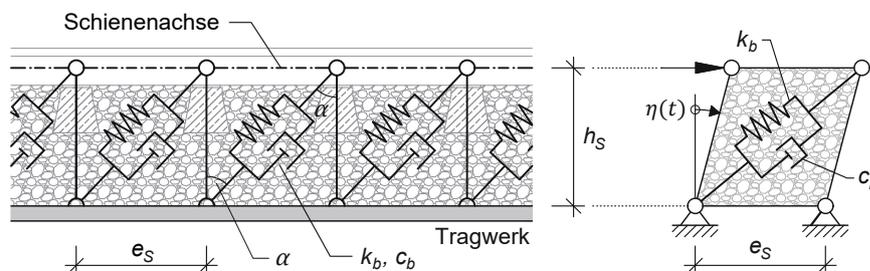


Abbildung 1.8: Links: Versuchsbrücke von Mähr (Quelle: Abb. 7.2, S. 148 in [8]) – Rechts: mechanisches Modell der Versuchsbrücke (Quelle: Abb. 10.13, S. 235 in [8], bearbeitet)

### 1.5.2 Kurbelviereckmechanismus nach Kirchhofer

Kirchhofer verwendet in [51] ebenfalls die von Mähr entwickelte Versuchsbrücke und analysiert dabei unterschiedliche Einflüsse auf das dynamische Schotteroberbauverhalten, wobei eine wesentliche

Erkenntnis jene ist, dass die dynamischen Parameter Resonanzfrequenz und Dämpfung einer eindeutigen Amplitudenabhängigkeit (als Abhängigkeit von der vertikalen Durchbiegung in Tragwerksmitte) unterliegen. Hinsichtlich der mechanischen Modellbildung des Schotteroberbaues adaptiert *Kirchhofer* den Ansatz von *Mähr* und formuliert das „Kurbelviereck“ – dargestellt in Abbildung 1.9.



**Abbildung 1.9:** Mechanisches Modell des Schotteroberbaues nach *Kirchhofer* – Kurbelviereck  
(Quelle: Abb. 7.2, S. 191 in [51], bearbeitet)

Beim mechanischen Modell des Kurbelviereckes werden starre, masselose und gelenkig gelagerte Stäbe durch ein schräg liegendes Feder-Dämpfer Element mit den zugehörigen dynamischen Kennwerten  $k_b$  und  $c_b$  miteinander verbunden. Die Geometrie des Kurbelviereckes ist durch den Schwellenabstand  $e_s$  sowie durch die Höhe  $h_s$  (Abstand zwischen Schienenachse und Unterkante des Schotterbettes) und dem daraus resultierenden Winkel  $\alpha$  (siehe Abb. 1.9) definiert. In jeder der beiden Schienenachsen befindet sich zwischen zwei benachbarten Schwellen ein Kurbelviereck, womit es sich nicht mehr um eine kontinuierliche, sondern um eine diskrete Kopplung zwischen Schiene und Tragwerk handelt. Die Verformung im Kurbelviereck als horizontale Relativverschiebung zwischen Tragwerk und Schienenachse wird über den Winkel  $\eta(t)$  angegeben (Abb. 1.9, rechts). Unter der Voraussetzung kleiner Verschiebungen ( $|\eta| \ll 1 \rightarrow \sin(\eta) = \eta$  und  $\cos(\eta) = 1$ ) können relative Vertikalverschiebungen zwischen Schiene und Tragwerk vernachlässigt werden, d. h. die Höhe  $h_s$  bleibt im verformten Zustand unverändert. Es handelt sich beim linearisierten Kurbelviereck somit um ein rein horizontal orientiertes mechanisches Modell.

Neben den anhand von Versuchen identifizierten dynamischen Parametern der Versuchsbrücke (Abb. 1.8) zieht *Kirchhofer* ebenfalls die dynamischen Parameter einer bestehenden einfeldrigen Eisenbahnbrücke (Bezeichnung: Fahrenbachviadukt) als Referenz heran, um für das Kurbelviereck die Steifigkeits- und Dämpfungskennwerte  $k_b$  bzw.  $c_b$  zu bestimmen. Sowohl die Versuchsbrücke als auch das Fahrenbachviadukt wurden dabei mittels kräfteerregter Schwingungsanregung (KSA) dynamisch angeregt. Als Referenzwerte zur Kennwertbestimmung dienen die Resonanzfrequenz (erste Biegeeigenfrequenz) sowie die zugehörige Verschiebungsamplitude – in diesem Fall die maximale Durchbiegung in Feldmitte. Die Kennwertbestimmung erfolgt für beide Brücken in der Weise, dass in einem FE-Modell der jeweiligen Brücke die Kennwerte  $k_b$  und  $c_b$  dahingehend angepasst werden,

dass die aus Messdaten identifizierten dynamischen Parameter mit jenen der FE-Rechnung übereinstimmen.

Nachfolgend sind die von *Kirchhofer* ermittelten Steifigkeits- und Dämpfungskennwerte für das Kurbelviereck in Abbildung 1.10 dargestellt. Dabei werden als Vergleich auch jene Kennwerte angeführt, die in der EN 1991-2 [9] für Verschiebungen  $u_0 < 2$  mm und von *Yang, Yau, Wu* in [7] angegeben werden (siehe Tab. 2). Diese Kennwerte gelten jedoch für eine kontinuierliche Kopplung und müssen erst auf die Geometrie des Kurbelviereckes umgerechnet werden, um einen direkten Vergleich zu ermöglichen:

$$k_b = \frac{e_s}{2 \sin^2(\alpha)} \bar{k}_{bh} \quad \text{bzw.} \quad c_b = \frac{e_s}{2 \sin^2(\alpha)} \bar{c}_{bh} \quad (1)$$

Die Schotterfedersteifigkeiten  $k_b$  sind in Abbildung 1.10a angeführt, die Dämpfungskennwerte  $c_b$  werden in Abbildung 1.10b wiedergegeben, jeweils in Abhängigkeit der Resonanzfrequenz  $f_d$ . Die Schotterfedersteifigkeit  $k_b$  variiert dabei zwischen 8 und 15 kN/mm, wobei eine eindeutige Amplitudenabhängigkeit wie folgt gegeben ist: Je höher die Durchbiegung  $w_0$  in Feldmitte, desto niedriger ist die Schotterfedersteifigkeit. Die Amplitudenabhängigkeit der Schotterfedersteifigkeit zeigt sich auch dahingehend, dass mit zunehmender Durchbiegung die Resonanzfrequenz leicht abnimmt (zu erkennen an den schwarzen Markierungen in Abb. 1.10a). Für die Versuchsbrücke liegt die Resonanzfrequenz daher in Abhängigkeit der Amplitude zwischen 3,7 und 4,4 Hz, im Falle des Fahrenbachviaduktes liegt die Resonanzfrequenz zwischen 5,64 und 5,80 Hz (blaue Markierungen in Abb. 1.10). Für den Dämpfungskennwert  $c_b$  ergeben sich in guter Näherung frequenz- und amplitudenunabhängige Werte – bei einem Mittelwert von ca. 90 kNm/s. Abbildung 1.10 veranschaulicht zudem, dass die dynamischen Kennwerte nach *Kirchhofer* [51] signifikant über jenen der EN 1991-2 (für den unbelasteten Zustand) und jenen nach *Yang, Yau, Wu* [7] liegen.

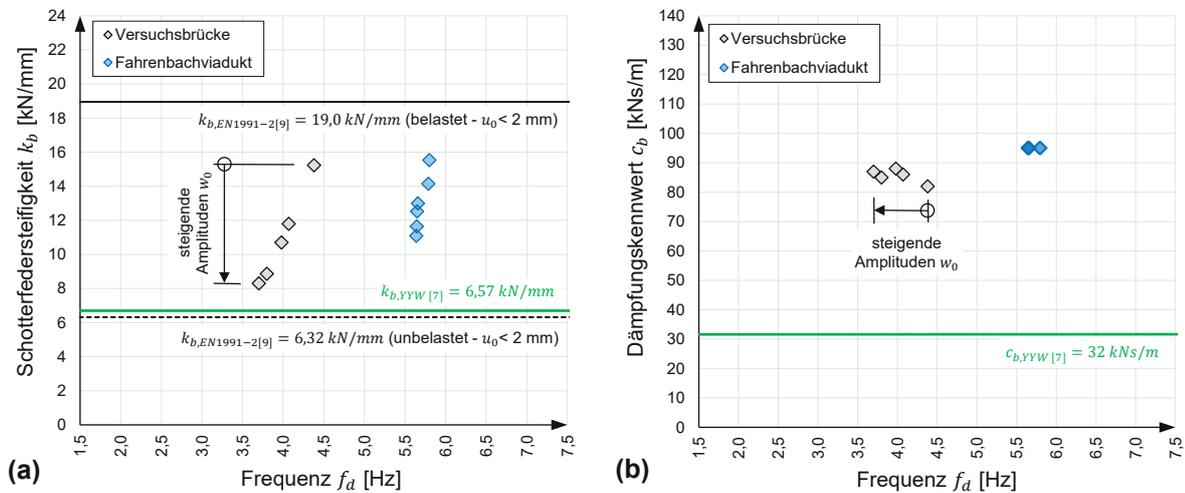


Abbildung 1.10: Kennwerte des Kurbelviereckes nach *Kirchhofer* [51] und Vergleichswerte aus [7, 9]:  
 (a) Schotterfedersteifigkeit (b) Dämpfungskennwert

### 1.5.3 Versuchsanlage nach Hackl

Aufbauend auf den Forschungen von *Mähr* und *Kirchhofer* entwickelt *Hackl* in [52] eine Versuchsanlage im Maßstab 1:1 zur gezielten Erforschung des dynamischen Schotteroberbauverhaltens. Die Entwicklung des Funktionsprinzips erfolgt dabei nach der Prämisse, dass die dynamischen Eigenschaften des Schotteroberbaues isoliert vom Brückentragwerk erfasst werden sollen, wobei dessen versuchstechnisch nachgebildete Verschiebungskinetik der realen Kinematik des auf der Brücke befindlichen Oberbaues entspricht. Des Weiteren wird durch eine Variation der Randbedingungen bei den Versuchsdurchführungen ermöglicht, das dynamische Schotteroberbauverhalten nicht nur für eine bestimmte Frequenz<sup>2</sup> zu untersuchen, wie das bei der Versuchsbrücke von *Mähr* der Fall ist, sondern in einem Frequenzbereich zwischen 3 und 9 Hz.

Die von *Hackl* entwickelte Versuchsanlage (Abb. 1.11) am Institut für Tragkonstruktionen/Forschungsbereich Stahlbau bildet die Ausgangslage der gegenständlichen Arbeit und wird in Kapitel 2 ausführlich beschrieben. Dabei wird auf das genaue Funktionsprinzip näher eingegangen und es werden die bisherigen Erkenntnisse, auf welche die vorliegende Arbeit aufbaut, diskutiert – an dieser Stelle sei daher auf Kapitel 2 verwiesen.



Abbildung 1.11: Versuchsanlage nach Hackl

Andere Versuchsaufbauten zum Schotteroberbauverhalten existieren zwar, diese behandeln jedoch anderweitige Aspekte des Schotteroberbaues: So legen z. B. die Untersuchungen an der Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM) den Fokus auf das Setzungsverhalten zufolge zyklischer Belastung des Gleises [54-56]. Auch das spanische Centro de Estudios y experimentación de obras públicas (CEDEX) widmet sich vorrangig dem Setzungsverhalten [57] sowie der lateralen Gleis-

<sup>2</sup> Als Frequenz ist in diesem Kontext die aus Messdaten identifizierte Resonanzfrequenz der Versuchsbrücke bzw. der Versuchsanlage zu verstehen.

stabilität [58]. Im Gegensatz dazu wird an der RWTH Aachen der Einfluss des durchgehenden Schotterbettes auf die Interaktion baulich getrennter Überbauten untersucht [59, 60].

Sowohl das BAM als auch das CEDEX verwenden dabei einen Oberbauabschnitt auf festem Untergrund mit vorwiegend vertikaler dynamischer Belastung des Gleises, somit wird streng genommen der Schotteroberbau im Dammbereich und nicht der Schotteroberbau auf der Brücke versuchstechnisch nachgebildet. Die am Institut für Tragkonstruktionen/Forschungsbereich Stahlbau entwickelte Versuchsanlage (Abb. 1.11) hingegen ermöglicht durch ihre spezielle Bauweise die Nachbildung und allen voran die gezielte dynamische Untersuchung des Schotteroberbaues auf der Brücke und ist dadurch bis dato beispiellos.

### 1.6 Forschungsfragen

Die vorliegende Arbeit widmet sich der Modellbildung der Brücke und behandelt zwei tragwerksseitige Ursachen, auf welche die Diskrepanz zwischen Messung und Rechnung zurückzuführen ist: die mechanische Modellbildung des Schotteroberbaues und die konservative Auslegung der EN 1991-2 bezüglich der rechnerisch anzusetzenden Dämpfungsmaße. Die behandelten Themengebiete können dabei in die folgenden aufeinander aufbauenden Schwerpunkte gegliedert werden:

1. Erforschung des dynamischen Schotteroberbauverhaltens
2. Dämpfung von Eisenbahnbrücken

Die Publikationen [1] und [2] beschäftigen sich mit dem ersten Themenschwerpunkt „Dynamisches Schotteroberbauverhalten“, darauf aufbauend widmen sich die Publikationen [3] und [4] dem zweiten Themenschwerpunkt „Dämpfung von Eisenbahnbrücken“ (Abb. 1.12).

#### **Schwerpunkt 1: Erforschung des dynamischen Schotteroberbauverhaltens**

Der erste Themenschwerpunkt wird mithilfe der von *Hackl* entwickelten Versuchsanlage und aufbauend auf den bisherigen Erkenntnissen diesbezüglich (siehe Kap. 2) durch umfangreiche Versuchsreihen und dynamische Analysen bearbeitet. Aus den normativen Vorgaben und den in der Literatur angeführten Modellen und Kennwerten ist ersichtlich, dass keine allgemein anwendbare Kombination aus Modell und darauf abgestimmten Kennwerten für den Schotteroberbau existiert. Die durchgeführten Untersuchungen an der Versuchsanlage widmen sich dieser Problematik und legen den Fokus auf die Identifizierung der Dämpfungsmechanismen bzw. der Energiedissipationsmechanismen im Schotteroberbau, der Formulierung von mechanischen Modellen und, in finaler Konsequenz, auf die Bestimmung modellzugehöriger Kennwerte. Dadurch soll eine versuchsgestützte und evidenzbasierte Einheit aus Modell und Kennwerten für den Schotteroberbau generiert werden. Diesbezüglich gilt es, folgende Forschungsfragen zu beantworten:

- Welche Energiedissipationsmechanismen werden im Schotteroberbau infolge tragwerksinduzierter Schwingungen aktiviert und welcher Bewegungskinematik sind diese unterworfen?
- Welchen Abhängigkeiten unterliegen die Energiedissipationsmechanismen?
- Welchen Steifigkeitsbeitrag hat der Schotteroberbau zur Systemsteifigkeit und welchen Abhängigkeiten unterliegt dieser?
- Wie können die Energiedissipationsmechanismen in mechanischen Modellen berücksichtigt werden?
- Wie kann eine Bestimmung modellzugehöriger dynamischer Kennwerte erfolgen und welchen Abhängigkeiten unterliegen die Kennwerte?

**Schwerpunkt 2: Dämpfung von Eisenbahnbrücken**

Aufbauend auf den Erkenntnissen zum dynamischen Schotteroberbauverhalten widmet sich dieser Themenschwerpunkt der Implementierung generierter Schotteroberbaumodelle in vollständige Modelle der Brücke. Der Fokus wird dabei auf die Dämpfungscharakteristik der Brücke gelegt. Die fortwährend thematisierte Diskrepanz zwischen Messung und Rechnung ist auch auf die normativen Vorgaben bezüglich der Dämpfungsmaße zurückzuführen. Mit der Intention, eine realitätsnahe Alternative zur Norm zu entwickeln, werden folgende Forschungsfragen formuliert:

- Welche praktischen Anwendungsmöglichkeiten können durch die gewonnenen Erkenntnisse gegeben/entwickelt werden und welche Möglichkeiten resultieren aus der Forschung zum dynamischen Schotteroberbauverhalten?
- Kann eine rechnerische Bestimmungsmöglichkeit für die Dämpfungsmaße von Eisenbahnbrücken formuliert werden?
- Wie kann eine Verifizierung von neu entwickelten Anwendungsmöglichkeiten erfolgen?
- Sind die entwickelten Modelle auf alle Eisenbahnbrücken allgemein anwendbar?

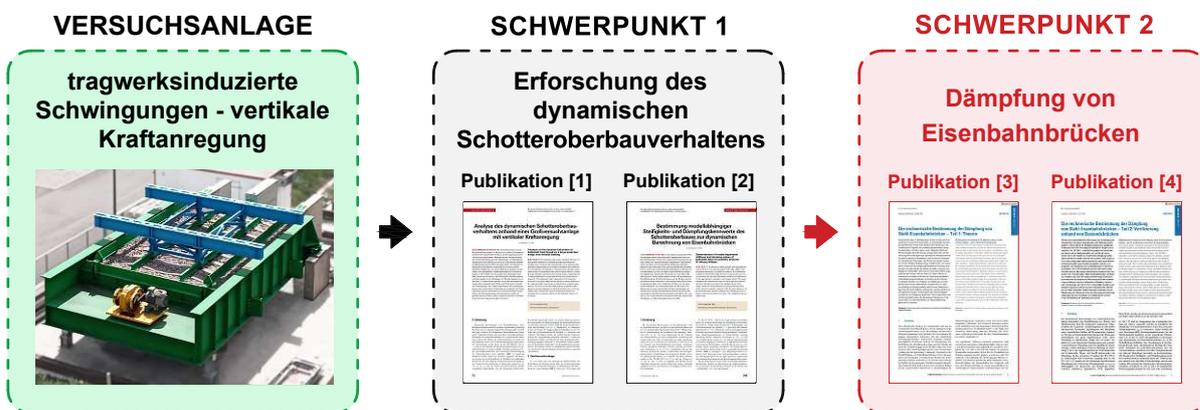


Abbildung 1.12: Thematische Einordnung der Publikationen

## 2 Ausgangslage der gegenständlichen Forschung – Versuchsanlage im Maßstab 1:1

### 2.1 Funktionsprinzip

Eine vollständige Dokumentation der Entwicklung und der Realisierung der Versuchsanlage findet sich in [52] sowie dazu ergänzend in [61]. Das Funktionsprinzip der Versuchsanlage ist auf den von *Kirchhofer* in [51] formulierten Mechanismus des Kurbelviereckes (Abb. 1.9) ausgelegt. Die Kinetik des Kurbelviereckes soll dabei versuchstechnisch für einen Schotteroberbauabschnitt im Maßstab 1:1 nachgebildet werden. Das vorrangige von *Hackl* in [52] definierte Ziel liegt dabei in der versuchsgestützten Bestimmung der zum Kurbelviereck zugehörigen dynamischen Kennwerte  $c_b$  und  $k_b$  für verschiedene Frequenzen.

Das Kernelement der Versuchsanlage bildet ein 7,85 m langer und 4,72 m breiter Stahltrog (Abb. 2.1), bestehend aus zwei 1,40 m hohen Hauptträgern (als geschweißte I-Profile) mit dazwischenliegenden querorientierten Trägern (Querträger) und einem 4,40 m breiten Deckblech. Die insgesamt elf Querträger sind im regelmäßigen Abstand von 750 mm angeordnet. Der Querschnitt des Stahltröges entspricht damit dem Querschnitt einer typischen Trogbrücke in Stahlbauweise.

Der Stahltrog ist in zwei Achsen gelagert: An einem Ende liegt der Stahltrog an zwei Punkten auf einem Betonsockel auf (Auflager A bzw. Lagerachse A) und wird in diesen zwei Punkten gegen Verschiebungen in horizontaler und vertikaler Richtung gehalten. Verdrehungen des Stahltröges um die Lagerachse A werden jedoch ermöglicht. Die zweite Lagerachse bilden zwei Federlager, welche unter den beiden Hauptträgern positioniert sind. Jedes der beiden Federlager kann mit maximal zwölf Einzelfedern bestückt werden. Durch eine Variation der Positionierung der Federlager (Abstand zwischen festem Auflager und Federlager) sowie durch eine Modifikation der Steifigkeit der Federlager (Anzahl an Federn pro Federpaket) ist es möglich, die Resonanzfrequenz der Versuchsanlage  $f_d$  zu verändern. Das versuchstechnisch umsetzbare Frequenzspektrum liegt dabei in etwa zwischen 3 und 9 Hz.

Die dynamische Anregung erfolgt über einen Unwuchterreger, welcher sich am freien Ende des Stahltröges in einem Abstand von 6,75 m zum festen Auflager befindet. Der Unwuchterreger (kurz: UWE) erzeugt durch gegenläufig rotierende Unwuchtmassen  $m_{UW}$ , welche sich im Abstand  $e$  vom Drehpunkt befinden, die harmonische Anregungskraft  $F_{UWE}(t)$ . Durch die gegenläufige Rotation von zwei Unwuchtmassen heben sich die horizontalen Anteile der auf die beiden Unwuchtmassen wirkenden Zentrifugalkräfte gegenseitig auf, während sich die vertikalen Anteile summieren. Dadurch entsteht eine rein in vertikaler Richtung wirkende Kraftanregung. Der an der Versuchsanlage befindliche

UWE besteht aus zwei Sets von jeweils zwei Unwuchtmassen, wodurch die vertikale harmonische Anregungskraft  $F_{UWE}(t)$  wie folgt definiert ist:

$$F_{UWE}(t) = \underbrace{4 m_{UW} e}_{m_{st}} \Omega_{err}^2 \sin(\Omega_{err} t) = m_{st} \Omega_{err}^2 \sin(\Omega_{err} t) \quad (2)$$

In Gleichung (2) bezeichnet  $\Omega_{err}$  die Erregerkreisfrequenz<sup>3</sup> und  $m_{st}$  das statische Moment aller vier Unwuchtmassen. Die aus statischem Moment und Erregerkreisfrequenz resultierende Kraftamplitude

$$F_0 = m_{st} \Omega_{err}^2 \quad (3)$$

steigt bei vorab eingestelltem statischem Moment mit zunehmender Erregerkreisfrequenz quadratisch an.



Abbildung 2.1: Versuchsanlage - Vorderansicht

Im Stahltrug ist über eine Länge von 6,0 m ein Schotteroberbau gemäß ÖBB-Regelplanung eingebaut, bestehend aus einem 55 cm hohen Schotterbett, insgesamt neun besohnten Betonschwellen mit einem Schwellenabstand  $e_s$  von 0,60 m und zwei 5,40 m langen UIC-60 Schienen. Zwischen Schotterbett und Stahltrug ist zudem eine Unterschottermatte angeordnet. Beim eingebauten Schotter handelt es sich um Altschotter am Ende seiner Lebensdauer, welcher dem Weichenbereich eines Verschiebebahnhofes entnommen wurde. Im Vergleich zu erstmalig eingebautem Schotter (Neuschotter) ist Altschotter durch einen höheren Feinkornanteil und einen höheren Verschmutzungsgrad charakterisiert.

Der Schotteroberbau kann mithilfe einer speziellen Stahlkonstruktion (Bezeichnung: Vorspannvorrichtung) statisch belastet werden. Im Falle einer Lastaufbringung liegt die Vorspannvorrichtung (blaue Konstruktion in Abb. 2.1) in vier Punkten auf den Schienen auf und wird mittels vier Gewindestangen, welche mit dem Stahltrug verbunden sind (siehe Abb. 2.1), auf den Gleisrost (Schienen

<sup>3</sup> Zusammenhang zwischen Erregerkreisfrequenz  $\Omega_{err}$  und Erregerfrequenz  $f_{err}$ :  $\Omega_{err} = 2\pi f_{err}$

inkl. Schwellen) niedergespannt. Die vierfache Punktlagerung entspricht der Belastung durch zwei aufliegende Radsätze eines Zuges mit einem Achsabstand von 3,0 m. Die maximal aufbringbare Belastung beträgt 125 kN pro Punkt, wodurch in Summe zwei Achslasten eines Zuges mit je 250 kN simuliert werden können. Für den Fall, dass der unbelastete Schotteroberbau betrachtet werden soll, liegt die Vorspannvorrichtung am Stahltrog auf und ist diesem als Zusatzmasse zuzuordnen. In Abbildung 2.2 sind der eingebaute Schotteroberbau (Abb. 2.2a), sowie die Vorspannvorrichtung (Abb. 2.2b), der UWE (Abb. 2.2c) und eines der beiden Federlager (Abb. 2.2d) ersichtlich.



(a) Schotteroberbau



(b) Vorspannvorrichtung



(c) Unwuchererregere



(d) Federlager

**Abbildung 2.2:** Hauptkomponenten der Versuchsanlage

Bei dynamischer Anregung durch den UWE wird der Stahltrog zu Verdrehungen um das feste Auflager A angeregt. Aufgrund seiner ausgesprochen hohen Biege- und Schubsteifigkeit kann davon ausgegangen werden, dass sich der Stahltrog hinsichtlich seiner Verschiebungskinetik als starrer Körper verhält und lediglich eine Drehbewegung absolviert. Die Drehbewegung des Stahltrages wird über den Winkel  $\eta(t)$  beschrieben. Die Versuchsanlage wird durch die Anregung in einen stationären Schwingungszustand versetzt, wobei versuchstechnisch stets der Resonanzzustand untersucht wird, bei dem die Anregungsfrequenz  $f_{err}$  des UWE mit der Resonanzfrequenz  $f_d$  der Versuchsanlage übereinstimmt. Wie bereits erwähnt, liegt die Resonanzfrequenz  $f_d$  in Abhängigkeit der Lage (Abstand vom festen Auflager) und der Steifigkeit (Anzahl an Federn pro Paket) der beiden Federlager in einem

Bereich zwischen 3 und 9 Hz. Die Verschiebungen bzw. Beschleunigungen des Stahltrages in vertikaler Richtung variieren in Abhängigkeit der verwendeten Unwuchtmasse und der daraus resultierenden Kraftamplitude der Anregung (siehe Gl. 3). Je größer die Unwuchtmasse, desto höher des Verschiebungs- und Beschleunigungsniveau im stationären Schwingungszustand. Dadurch sind versuchs-technisch Beschleunigungsamplituden des Stahltrages – gemessen an der Position des UWE – bis zu  $12 \text{ m/s}^2$  erreichbar.

Das Funktionsprinzip der Versuchsanlage ist auf den Mechanismus des Kurbelviereckes und damit auf eine rein horizontale Interaktion zwischen Gleisrost und Tragwerk (in diesem Fall entspricht der Stahltrug dem Tragwerk) ausgelegt. Dies wird in der Hinsicht realisiert, dass der Gleisrost durch eine stahlbaummäßige Konstruktion (Kopplungskonstruktion, zu erkennen in Abb. 2.2a zwischen den Schienen) mit einer am festen Auflager befindlichen Betonwand (Lagerwand) verbunden ist. Bei Verdrehungen des Stahltrages um das feste Auflager wird der Gleisrost durch diese Kopplungskonstruktion theoretisch in seiner horizontalen Lage gehalten, wodurch Relativbewegungen zwischen Gleisrost und Stahltrug induziert werden. Die horizontale Relativverschiebung ist über die Verschiebung  $u(t)$  definiert. In der Kopplungskonstruktion ist zusätzlich eine Kraftmessdose eingebaut, wodurch die Kopp-lungskraft  $P(t)$  zwischen Lagerwand und Gleisrost erfasst werden kann. Die Bewegungen des Gleis-rostes in vertikaler Richtung werden über den Drehwinkel  $\psi(t)$  um das Auflager B beschrieben, welches direkt über dem Auflager A in der Schienenachse situiert ist.

Abbildung 2.3 zeigt einen Längsschnitt durch die Versuchsanlage, worin neben den dargestellten Be-standteilen und geometrischen Randbedingungen auch dynamische und kinematische Kenngrößen eingetragen sind, welche im stationären Schwingungszustand gemessen werden. Als weitere Ergän-zung zeigt Abbildung 2.4 einen Querschnitt der Versuchsanlage.

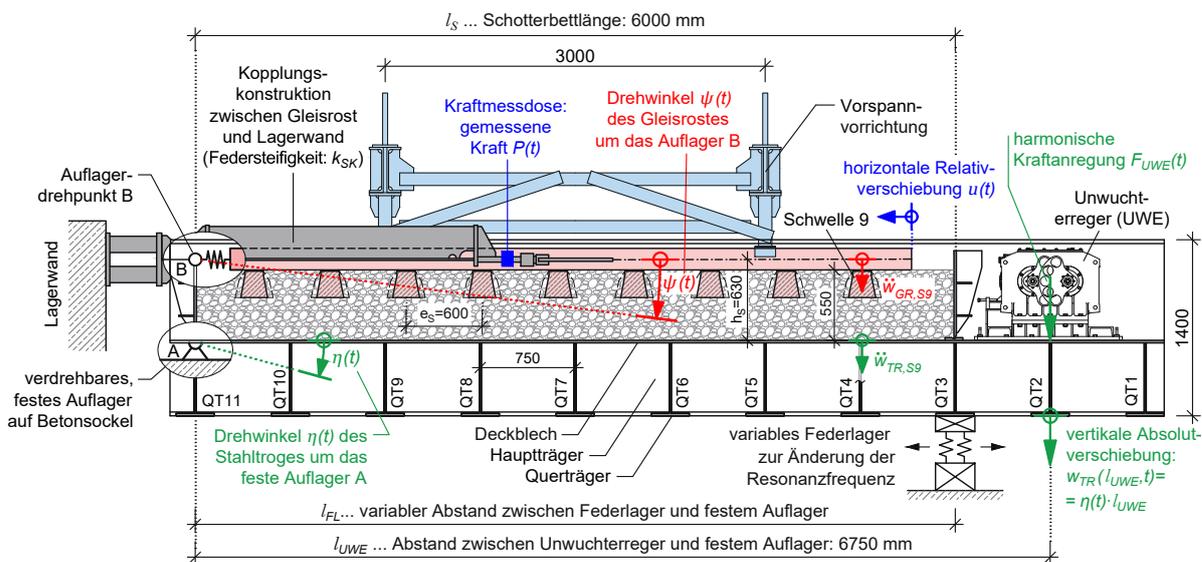


Abbildung 2.3: Längsschnitt der Versuchsanlage

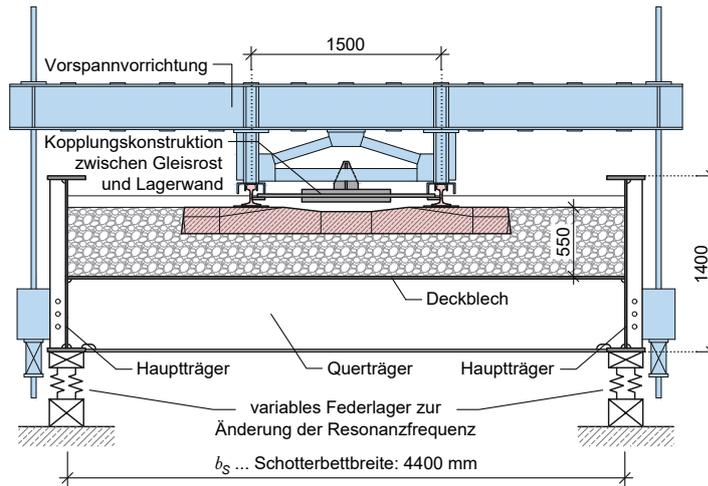


Abbildung 2.4: Querschnitt der Versuchsanlage

Die Kinematik der Versuchsanlage ist somit durch die beiden Drehwinkel  $\eta(t)$  und  $\psi(t)$  sowie durch die horizontale Relativverschiebung  $u(t)$  definiert, womit es sich um ein Schwingensystem mit drei Freiheitsgraden handelt. Im stationären Schwingungszustand sind die Verdrehungen und Verschiebungen auf einem sehr kleinen Niveau, es gilt:

$$|\eta|, |\psi|, |u| \ll 1$$

Durch die Voraussetzung kleiner Verschiebungen können bei einer Idealisierung der Versuchsanlage als mechanisches Modell (worauf nachfolgend noch genauer eingegangen wird) trigonometrische Beziehungen linearisiert werden. In Bezug auf die Drehwinkel  $\eta(t)$  und  $\psi(t)$  gilt daher:

$$\sin \eta \cong \eta, \quad \sin \psi \cong \psi \quad \text{und} \quad \cos \eta = \cos \psi \cong 1$$

Abschließend kann festgehalten werden, dass die Versuchsanlage durch die dynamische Anregung des Stahltroges (entspricht dem Tragwerk) und durch die daraus resultierende Verschiebungskinetik den Zustand des Schotteroberbaues auf Eisenbahnbrücken, welcher tragwerksinduziert zu Schwingungen angeregt wird, nachbildet.

## 2.2 Bisherige dynamische Analysen an der Versuchsanlage

Mehrere durchgeführte Versuchsreihen bilden die Grundlage der von *Hackl* in [52] behandelten dynamischen Analysen. Der Fokus wird darin einerseits auf die qualitative und quantitative Analyse der Dämpfungseigenschaften des Schotteroberbaues und andererseits auf die Bestimmung von dynamischen Kennwerten für das Kurbelviereck gelegt.

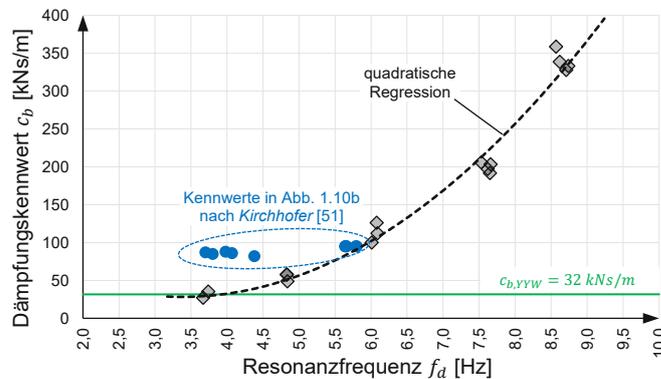
### Erkenntnisse zu den Dämpfungseigenschaften des Schotteroberbaues nach *Hackl* [52]

Die Dämpfungseigenschaften werden anhand der vertikalen Bewegungen des Stahltroges auf Basis von Ausschwingvorgängen und Amplitudenfrequenzgängen bestimmt und über das Lehr'sche Dämpfungsmaß  $\zeta$  angegeben. Durch Versuche ohne eingebauten Schotteroberbau wird vorab der Beitrag



Die einzelnen Kurbelvierecke, welche in jeder Schienenachse jeweils zwischen zwei benachbarten Schwellen auftreten, werden im mechanischen Modell zu einem Ersatzelement zusammengefasst (Kennwerte:  $\tilde{k}_b$  und  $\tilde{c}_b$ ).

Eine Bestimmung der dynamischen Kennwerte erfolgt in [52] indem anhand der Bewegungsgleichung des Einfreiheitsgradsystems unter der Verwendung der aus Messdaten identifizierten Resonanzfrequenz  $f_d$  und des Dämpfungsmaßes  $\zeta$  die Steifigkeits- und Dämpfungskennwerte rückgerechnet werden. Die von *Hackl* ermittelten Dämpfungskennwerte sind in Abbildung 2.6 in Abhängigkeit der Resonanzfrequenz der Versuchsanlage dargestellt, wobei als Vergleich auch die Dämpfungskennwerte nach *Kirchofer* (blaue Punkte, siehe Abb. 1.10b) und *Yang, Yau, Wu* [7] (Bez.:  $c_{b,YYW}$ ) angeführt sind. Es zeigt sich ein mit zunehmender Resonanzfrequenz in guter Näherung quadratischer Anstieg des Dämpfungskennwertes  $c_b$  (veranschaulicht durch die schwarz strichlierte Regressionslinie).



**Abbildung 2.6:** Dämpfungskennwerte  $c_b$  in Abhängigkeit der Resonanzfrequenz  $f_d$  der Versuchsanlage, rückgerechnet anhand des mechanischen Modelles der Versuchsanlage mit einem Freiheitsgrad (Quelle: Tabellen B.4, B.5 und B.6 in Anhang B in [52])

Im Gegensatz zum Dämpfungskennwert lässt sich die Schotterfedersteifigkeit  $k_b$  anhand des mechanischen Modelles mit einem Freiheitsgrad (Abb. 2.5) nicht bestimmen, da eine Rückrechnung negative Steifigkeitswerte liefert. *Hackl* führt in Bezug auf die Schotterfedersteifigkeit  $k_b$  ohne eine Angabe konkreter Werte lediglich an, dass „negative Werte das Ergebnis waren [...] diese sind relevantlos und nicht angeführt“ und dass „andere noch unbekannte Effekte auftreten müssen“ (S. 140, [52]). An dieser Stelle sei jedoch darauf hingewiesen, dass Untersuchungen des Autors der vorliegenden Arbeit in [62] gezeigt haben, dass mit einer mechanischen Idealisierung der Versuchsanlage als Einfreiheitsgradsystem im Frequenzbereich  $< 4$  Hz sehr wohl positive und auch realistische Werte für die Schotterfedersteifigkeit bestimmt werden können. Erst im Frequenzbereich  $> 4$  Hz fällt die Schotterfedersteifigkeit signifikant ins Negative. Die bleibende Erkenntnis in [52], welche in der vorliegenden Arbeit aufgegriffen wird, ist, dass die Versuchsanlage anhand eines mechanischen Modelles mit lediglich einem Freiheitsgrad und unter Voraussetzung einer ausschließlichen horizontalen Gleis-Tragwerk Interaktion nicht zufriedenstellend genau beschrieben werden kann.

### **Erkenntnisse weiterführender Analysen der Versuchsanlage**

Als Erweiterung zu den Untersuchungen in [52] wird in [62] der Einfluss der statischen Belastung des Schotteroberbaues auf dessen Steifigkeits- und Dämpfungscharakteristik untersucht. Hierzu wird die Vorspannvorrichtung (siehe u.a. Abb. 2.2b) an vier Punkten auf die Schienen niedergespannt und dadurch werden zwei Achslasten eines Zuges mit je 250 kN in Form einer statischen Auflast simuliert. Da bei Versuchsdurchführung unter gleichen Rahmenbedingungen (über das Federlager eingestellte Resonanzfrequenz und verwendete Unwuchtmassen) bei einem Vergleich zwischen unbelastetem und belastetem (vorgespannten) Schotteroberbau keine Änderung der Resonanzfrequenz  $f_d$  feststellbar ist, wird der Einfluss der Vorspannung auf die Resonanzfrequenz als verschwindend gering beurteilt. Eine Erhöhung der Systemsteifigkeit wird durch die simulierte Belastung somit nicht hervorgerufen. Hinsichtlich der Dämpfungscharakteristik hat die Vorspannung einen erhöhenden Einfluss auf die aus Messdaten identifizierten Dämpfungsmaße nach Lehr und die daraus ermittelten zum Kurbelviereckmechanismus zugehörigen Dämpfungskennwerte (Bezeichnung:  $c_{b,pre}$ ). Der Einfluss der Vorspannung ist jedoch nur geringfügig, mit partiellen Abweichungen – an dieser Stelle sei daher auf [62] verwiesen. Hinsichtlich der Schotterfedersteifigkeit für den belasteten Zustand (Bezeichnung:  $k_{b,pre}$ ) wird auch in [62] ein mechanisches Modell mit einem Freiheitsgrad als Referenz zur Kennwertbestimmung herangezogen, wodurch wiederum keine plausiblen Ergebnisse für die Steifigkeit erzielt werden.

Zur Identifikation möglicher störender Einflussparameter auf die rechnerische Eigenfrequenz der Versuchsanlage wird in [63] eine Sensitivitätsanalyse anhand eines dreidimensionalen FE-Modelles durchgeführt. Der Fokus wird darin auf den Einfluss der Gründung gelegt, wobei anhand einer umfassenden Parameterstudie kein erkennbarer Einfluss der vorhandenen Gründung auf die rechnerische Eigenfrequenz feststellbar ist. Die Boden-Bauwerk Interaktion kann somit bei einer mechanischen Idealisierung der Versuchsanlage vernachlässigt werden.

### **2.3 Fazit und durchgeführte Versuchsreihen als Datengrundlage**

Abschließend kann zusammengefasst werden, dass die simulierte Belastung durch die Vorspannvorrichtung, die Gründung sowie das Schotteralter (Neu- oder Altschotter) keinen signifikanten Einfluss auf das dynamische Verhalten der Versuchsanlage bzw. den Schotteroberbau hat. Eine Untersuchung des unbelasteten Zustandes mit dem in der Anlage befindlichen Altschotter kann somit als repräsentativ für die Erforschung des dynamischen Schotteroberbauverhaltens infolge tragwerksinduzierter Schwingungen angesehen werden.

Der Umstand, dass eine Idealisierung der Versuchsanlage als mechanisches Modell mit einem einzigen Freiheitsgrad nicht der Realität entspricht und daher ein detaillierteres Mehrfreiheitsgradsystem formuliert bzw. entwickelt werden muss, bildet die Ausgangslage der vorliegenden Arbeit. Als

vorrangiges Ziel gilt es, auf Basis von Messdaten die Bewegungskinetik im Schotteroberbau zu identifizieren und der prinzipiellen Frage auf den Grund zu gehen, welche Dämpfungs- bzw. Energiedissipationsmechanismen infolge tragwerksinduzierter Schwingungen im Schotteroberbau aktiviert werden. Darauf aufbauend kann in weiterer Folge ein wirklichkeitsgetreues mechanisches Modell formuliert werden.

### **Versuchsreihen**

Im Zuge von [52] und [62] wurden mehrere Adaptierungen und Ergänzungen an der Kopplungskonstruktion zwischen Gleisrost und Lagerwand durchgeführt, um die Steifigkeit der Kopplungskonstruktion zu erhöhen und mögliche Verlustwege entlang dieser zu minimieren. Aus diesem Grund und vor allem auch aus Mangel an zur Verfügung stehenden Messdaten aufgrund von unvollständigen Messungen von Beschleunigungen und Verschiebungswegen im Schwingzustand muss zuerst eine Datengrundlage geschaffen werden, welche die Referenz für dynamische Analysen bildet.

Im Sommer 2018 und im Sommer 2019 wurden zu diesem Zwecke mehrere Versuchsreihen mit insgesamt 249 Schwingversuchen unter verschiedensten Randbedingungen (Variation des Federpaketes und verwendete Unwuchtmass für die Anregung) durchgeführt. Bei 69 Versuchen wurde die Kopplungskonstruktion zwischen Gleisrost und Lagerwand gelöst („entkoppelter Zustand“), wodurch der Einfluss der horizontalen Verschiebungsbehinderung des Gleisrostes quantifiziert werden kann – dieser Einfluss wird in Publikation [1] ausführlich diskutiert. Bei zwölf der 249 Schwingversuche wurden Messdaten für Amplitudenfrequenzgänge gewonnen, bei den restlichen 237 und damit dem Großteil der Schwingversuche handelt es sich um Ausschwingversuche.

Eine vollständige Liste mit allen Versuchen und den Randbedingungen ist in Tabelle A.2 im Anhang angeführt. Durch die Variation des Federlagers liegt die Resonanzfrequenz der Versuchsanlage in einem Bereich zwischen 3,97 und 8,72 Hz. Aus den unterschiedlich großen verwendeten Unwuchtmassen resultiert ein statisches Moment  $m_{st}$  (siehe Gl. 2) von 0,182 bis 3,816 kgm, wodurch sich für den Stahlrog Vertikalbeschleunigungen bis zu 12 m/s<sup>2</sup> ergeben (gemessen an der Position des Unwuchterregers).

Im stationären Schwingungszustand wurden mehrere vertikale und horizontale Verschiebungs-, Beschleunigungs- und Kraftverläufe gemessen. Letztendlich ist durch die Vielzahl an durchgeführten Schwingversuchen und das breite Versuchsspektrum mit Beschleunigungsamplituden, die teilweise über Erdbeschleunigungsniveau liegen, eine solide Datenbasis für dynamische Analysen in qualitativer und quantitativer Weise geschaffen. Diese Datenbasis bildet die Ausgangslage für den ersten Forschungsschwerpunkt „Erforschung des dynamischen Schotteroberbauverhaltens“, welcher in den Publikationen [1] und [2] behandelt wird.

### 3 Zusammenfassung der Publikationen

#### 3.1 Zusammenfassung von Publikation [1]

##### Analyse des dynamischen Schotteroberbauverhaltens anhand einer Großversuchsanlage mit vertikaler Kraftanregung

In Publikation [1] werden auf Basis von Analysen von gemessenen Verschiebungs- und Beschleunigungsverläufen und anhand der aus Messdaten identifizierten dynamischen Parameter Resonanzfrequenz  $f_d$  und Lehr'sches Dämpfungsmaß  $\zeta$  der Versuchsanlage Erkenntnisse zum dynamischen Schotteroberbauverhalten in qualitativer und quantitativer Weise vorgestellt. Die Grundlage bilden die Versuchsreihen im Sommer 2018, welche sowohl Versuche mit gekoppeltem, als auch mit entkoppeltem Oberbau (Lösung der Kopplungskonstruktion) beinhalten. Für jede Konfiguration des Federlagers und der dadurch eingestellten Resonanzfrequenz wurden jeweils drei verschiedene Unwuchtmassen verwendet, die unterschiedlich große Verschiebungs- und Beschleunigungsamplituden mit sich bringen (UW1: kleine Amplituden – UW2: mittlere Amplituden – UW3: große Amplituden).

Die Bestimmung des Dämpfungsmaßes  $\zeta$  erfolgt auf Basis der Bewegungen des Stahltroges unter der Annahme linearer Systemeigenschaften (konstante Steifigkeit und Dämpfung). Bei den Ausschwingversuchen wird das Dämpfungsmaß unter Voraussetzung einer exponentiellen Abklingfunktion über das logarithmische Dekrement bestimmt. Im Falle der Amplitudenfrequenzgänge wird das Dämpfungsmaß anhand der Bandbreitenmethode (Wurzel-2 Methode) aus den Messdaten bestimmt. Die Annahme linearer Systemeigenschaften gilt dabei für jede Versuchskonfiguration, aber nicht für das gesamte Versuchsspektrum. Die Voraussetzung linearer Systemeigenschaften für jede Versuchskonfiguration wird dadurch bestätigt, dass einerseits die Einhüllende der gemessenen Abklingfunktionen quasi exakt einer exponentiellen Abklingfunktion entspricht und dass andererseits Amplitudenfrequenzgang und Ausschwingversuch nahezu übereinstimmende dynamische Parameter (Resonanzfrequenz und Dämpfungsmaß) liefern. Diese Zusammenhänge werden exemplarisch anhand eines Ausschwingversuches und eines Amplitudenfrequenzganges unter gleicher Versuchskonfiguration (Federlagerkonfiguration und Unwuchtmasse) gezeigt.

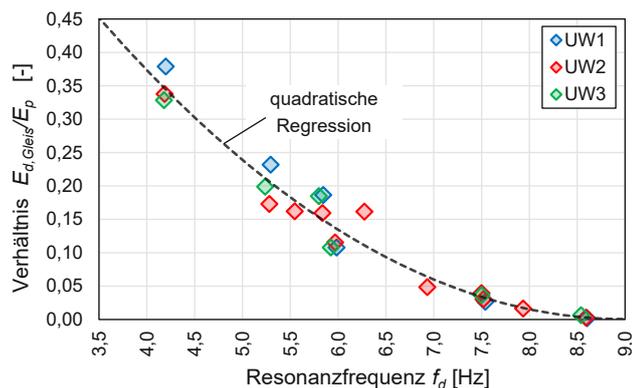
Das Dämpfungsverhalten folgt einer eindeutigen Frequenzabhängigkeit, wobei das aus Messdaten identifizierte Dämpfungsmaß mit zunehmender Resonanzfrequenz in guter Näherung quadratisch ansteigt. Hinsichtlich der Verschiebungsamplituden zeigt sich gegenüber der Frequenzabhängigkeit eine unterdominante Abhängigkeit: Bei identer Konfiguration des Federlagers (Position und Steifigkeit), und damit bei gleichbleibender Resonanzfrequenz, nimmt das Dämpfungsmaß mit steigender Unwuchtmasse und daraus resultierenden zunehmenden vertikalen Verschiebungsamplituden geringfügig zu.

Der Vergleich zwischen in horizontaler Richtung festgehaltenem Gleisrost (gekoppelter Oberbau) und dem nicht festgehaltenen Gleisrost (entkoppelter Oberbau) ermöglicht, den Einfluss der horizontalen Gleis-Tragwerk Interaktion zu quantifizieren. Die horizontale Festhaltung des Gleisrostes bewirkt eine Erhöhung der Systemsteifigkeit und auch eine Erhöhung des Dämpfungsvermögens. Dieser Umstand ist in den identifizierten dynamischen Parametern dahingehend feststellbar, dass vor allem im unteren Frequenzbereich bei gekoppeltem Oberbau im Vergleich zum entkoppelten Oberbau höhere Dämpfungsmaße und auch geringfügig höhere Resonanzfrequenzen festgestellt werden. Auch bei den vertikalen Verschiebungsamplituden des Stahltröges tritt im unteren Frequenzbereich eine Differenz zwischen gekoppeltem und entkoppeltem Oberbau auf, wobei sich für den entkoppelten Zustand signifikant höhere Verschiebungsamplituden ergeben.

Der Unterschied zwischen gekoppeltem und entkoppeltem Oberbau ist vor allem im unteren Frequenzbereich  $< 6,0$  Hz erkennbar. Mit zunehmender Resonanzfrequenz nimmt diese Differenz jedoch sukzessive ab, bis kein merkbarer Unterschied mehr vorhanden ist. Im Umkehrschluss bedeutet dieser Zusammenhang, dass der vorausgesetzte horizontale Dämpfungs- bzw. Energiedissipationsmechanismus mit steigender Resonanzfrequenz zunehmend an Bedeutung verliert und somit andere Energiedissipationsmechanismen wirken müssen.

Durch die in der Kopplungskonstruktion eingebaute Kraftmessdose und der gleichzeitig gemessenen horizontalen Relativverschiebung zwischen Gleisrost und Stahltrög kann (bei gekoppeltem Oberbau) eine Hystereseschleife im stationären Schwingungszustand gebildet werden. Die von der Hystereseschleife eingeschlossene Fläche entspricht dabei der pro Schwingperiode dissipierten Energie im horizontalen Dämpfungsmechanismus (Bezeichnung der Energie:  $E_{d,Gleis}$ ). Durch eine Energierelation von dissipierter Energie  $E_{d,Gleis}$  zur über den Unwuchterreger ins System eingeleiteten Gesamtenergie  $E_p$  kann in weiterer Folge der Anteil des horizontalen Dämpfungsmechanismus an der Gesamtdämpfung bestimmt werden. Diese Energierelation (dargestellt in Abb. 3.1) zeigt, dass der horizontale Dämpfungsmechanismus im unteren Frequenzbereich einen Anteil von unter 50 % an der Gesamtdämpfung einnimmt. Die bedeutende Erkenntnis aus der Energierelation ist, dass der Einfluss des horizontalen Dämpfungsmechanismus mit steigender Resonanzfrequenz deutlich abnimmt und im höheren Frequenzbereich sogar gegen Null tendiert.

Der geringe Einfluss des horizontalen Dämpfungsmechanismus impliziert, dass speziell im höheren Frequenzbereich andere Dämpfungsmechanismen wirken müssen. Eine Analyse der vertikalen Beschleunigungsamplituden von Schiene und Stahltrög zeigt, dass zwischen Schienen- und Trögbeschleunigung eine teilweise signifikante Differenz auftritt, wobei die Beschleunigungsamplitude der Schiene stets jene des Stahltröges übersteigt. Diese Differenz der Beschleunigungen impliziert auch eine vertikale Relativverschiebung, womit ein weiterer, rein vertikal wirkender Energiedissipationsmechanismus identifiziert ist.



**Abbildung 3.1:** Verhältnis von im horizontalen Dämpfungsmechanismus dissipierter Energie  $E_{d,gleis}$  zu im Gesamtsystem dissipierter Energie  $E_p$  in Abhängigkeit der Resonanzfrequenz (Quelle: Bild 12 in [1])

Des Weiteren zeigt sich, dass die pro Schwingperiode ins System eingebrachte Energie  $E_p$  einer in guter Näherung linearen Abhängigkeit von den Vertikalbeschleunigungen des Stahltroges unterliegt. Dieser beschleunigungsabhängige Energieeintrag lässt auf einen weiteren Energiedissipationsmechanismus schließen, welcher in Zusammenhang mit den Absolutbewegungen des Schotters in vertikaler Richtung steht. Dabei wird die Hypothese aufgestellt, dass mit steigendem Beschleunigungsniveau eine „Zerrüttung“ des Schotters stattfindet und Reibungsmechanismen im Schotter aktiviert werden, welche ohne (messbare) vertikale Relativverschiebungen agieren.

Im Schotteroberbau werden somit infolge tragwerksinduzierter Schwingungen drei Energiedissipationsmechanismen aktiviert, welche unterschiedlichen Bewegungskinematiken zugeordnet sind: horizontal, vertikal relativ und vertikal absolut. Mit zunehmender Resonanzfrequenz findet dabei ein Übergang von einem kombinierten Wirken aller drei Mechanismen hin zu einer deutlichen Dominanz der vertikalen Dämpfungsmechanismen statt.

Aufbauend auf den identifizierten Dämpfungsmechanismen werden anschließend beispielhaft vier mechanische Modelle zur Beschreibung des Schotteroberbaues formuliert (siehe Abb. 3.2). Die verschiedenen Dämpfungsmechanismen werden anhand von vertikal oder horizontal orientierten kontinuierlich oder diskret angeordneten Feder-Dämpfer Elementen idealisiert und werden im jeweiligen Modell entweder alleinig oder gemeinsam wirkend integriert. Der horizontale Mechanismus wird dabei über den von *Kirchhofer* formulierten Kurbelviereckmechanismus beschrieben. Der Fokus liegt auf möglichst einfach zu handhabenden Modellen mit linearen Systemparametern, weshalb für die Dämpferelemente eine viskose (geschwindigkeitsproportionale) Dämpfung angesetzt wird.

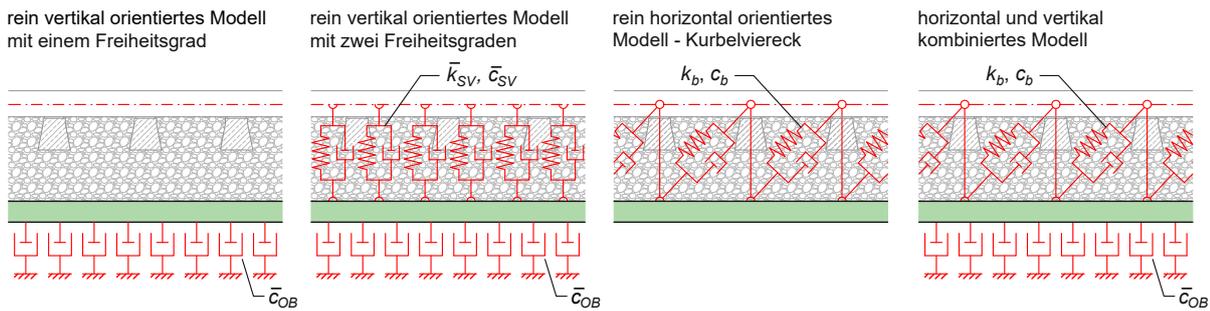


Abbildung 3.2: Mechanische Modelle des Schotteroberbaues (Quelle: Bild 13 in [1], bearbeitet)

Eine wesentliche Neuheit in der mechanischen Modellbildung ist, dass vertikal orientierte kontinuierliche Dämpfungselemente (Kennwert:  $\bar{c}_{OB}$ ) verwendet werden, welche den vertikalen Absolutbewegungen des Tragwerkes zugeordnet sind. Durch diese kontinuierliche Dämpfung wird jener Energiedissipationsmechanismus abgebildet, welcher mit den Absolutbewegungen des Schotters in Zusammenhang steht.

Abschließend wird für das einfachste mechanische Modell mit einem Freiheitsgrad (Abb. 3.2, ganz links) exemplarisch gezeigt, wie der zugehörige Dämpfungskennwert  $\bar{c}_{OB}$  auf Basis einer Idealisierung der Versuchsanlage als Einfreiheitsgradsystem unter Miteinbeziehung des Dämpfungsmaßes  $\zeta$  bestimmt werden kann. Der ermittelte Dämpfungskennwert  $\bar{c}_{OB}$  ist dabei proportional zum Dämpfungsmaß und steigt mit zunehmender Resonanzfrequenz quadratisch an.

### 3.2 Zusammenfassung von Publikation [2]

#### Bestimmung modellabhängiger Steifigkeits- und Dämpfungskennwerte des Schotteroberbaues zur dynamischen Berechnung von Eisenbahnbrücken

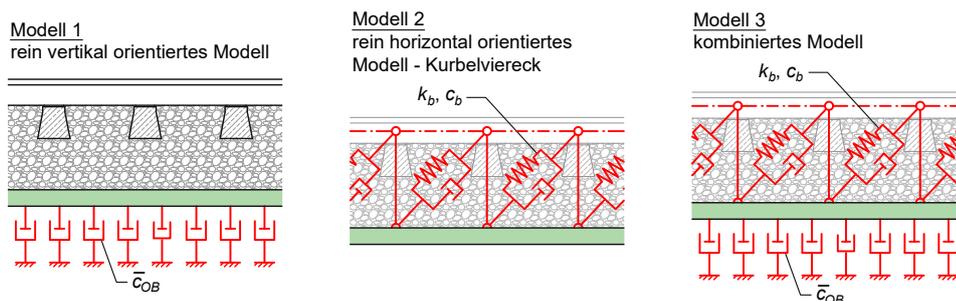
Am Ende von Publikation [1] wird eine umfassende Bestimmung von modellabhängigen dynamischen Kennwerten als Ausblick formuliert. Publikation [2] knüpft nahtlos an diesen Schlusssatz an und beinhaltet eine Bestimmung von Steifigkeits- und Dämpfungskennwerten für drei vorab definierte mechanische Modelle.

Bei den drei in dieser Publikation behandelten mechanischen Modellen (siehe Abb. 3.3) handelt es sich um Modelle, welche bereits in Publikation [1] formuliert wurden und wie folgt definiert sind:

- **Modell 1:** Bei diesem Modell handelt es sich um ein rein vertikal orientiertes Modell, welches auf der Annahme basiert, dass Energiedissipation ausschließlich in jenem Mechanismus stattfindet, welcher den Absolutbewegungen des Tragwerkes zugehörig ist. Die einzige Unbekannte, welche es zu bestimmen gilt, ist der Dämpfungskennwert  $\bar{c}_{OB}$ .
- **Modell 2:** Beim Modell 2 handelt es sich um das Kurbelviereck, welches davon ausgeht, dass Energiedissipation ausschließlich in horizontaler Richtung durch Relativverschiebungen

zwischen Gleisrost und Tragwerk stattfindet (zugehörige dynamische Kennwerte:  $k_b$  und  $c_b$ ).

- **Modell 3:** Dieses kombinierte Modell setzt sich aus den ersten beiden Modellen zusammen und beinhaltet damit eine Kombination aus vertikal und horizontal orientierten Feder-Dämpfer Element. Modell 3 stellt dabei im Vergleich zu den anderen beiden das komplexeste Modell dar, welches gleichzeitig der Realität am nächsten ist. Modell 1 (rein vertikal) und Modell 2 (rein horizontal) sind dabei als Grenzfälle bzw. Sonderfälle von Modell 3 zu interpretieren.



**Abbildung 3.3:** Mechanische Modelle zur Bestimmung modellzugehöriger dynamischer Kennwerte (Quelle: Bild 1 in [2], bearbeitet)

Bei der mechanischen Idealisierung wird die Energiedissipation in jenem Mechanismus, welcher auf den vertikalen Relativbewegungen zwischen Gleisrost und Tragwerk basiert („vertikal relativ“), vereinfachend jenem Mechanismus zugeordnet, welcher den Absolutbewegungen des Tragwerkes zugehörig ist. Anders ausgedrückt bedeutet das, dass sämtliche Energiedissipation in vertikaler Richtung (absolut und relativ) im Kennwert  $\bar{c}_{OB}$  zusammengefasst wird.

Aufbauend auf einem mechanischen Modell der Versuchsanlage werden Bestimmungsgleichungen für die dynamischen Kennwerte der drei anfangs definierten Modelle hergeleitet. Als Referenz für die Bestimmung der Kennwerte dienen gemessene dynamische und kinematische Kenngrößen, die im stationären Schwingungszustand an der Versuchsanlage gemessen wurden. Hierbei werden jene Versuchsreihen im Sommer 2018 und im Sommer 2019 mit insgesamt 180 Schwingversuchen als Datengrundlage herangezogen, welche mit gekoppeltem Oberbau durchgeführt wurden.

Hinsichtlich der mechanischen Modellbildung wird aufbauend auf den vorab definierten und in Kapitel 2 erläuterten Randbedingungen (Stahltrug verhält sich als starrer Körper, Gründung hat keinen Einfluss, Energiedissipation findet ausschließlich im Schotteroberbau statt) die Versuchsanlage als System mit zwei Freiheitsgraden idealisiert. Die beiden Freiheitsgrade sind dabei der Drehwinkel  $\eta(t)$  des Stahltruges um das feste Auflager und die horizontale Relativverschiebung zwischen Gleisrost und Stahltrug  $u(t)$ , welche über die Höhe des Kurbelviereckes  $h_s$  in einen „horizontalen“ Drehwinkel  $\varphi(t)$  umgerechnet wird.



zur Verfügung stehenden Gleichung, nicht mehr möglich ist. Die Bestimmung der zum Kurbelvier-eckmechanismus zugehörigen Kennwerte  $k_b$  und  $c_b$  erfolgt auf Basis von gemessenen Hystereseschleifen, gebildet aus der Kopplungskraft  $P(t)$  und der horizontalen Relativverschiebung  $u(t)$  zwischen Gleisrost und Stahltrug (vgl. Abb. 2.3). Die aus Hystereseschleifen ermittelte Schotterfedersteifigkeit zeigt dabei eine deutliche nichtlineare Verschiebungsabhängigkeit und näherungsweise eine Frequenzunabhängigkeit, wobei mit zunehmender Verschiebungsamplitude die Steifigkeit abnimmt. Der Steifigkeitsbeitrag des Schotteroberbaues zur Gesamtsteifigkeit bzw. zur Systemsteifigkeit ist als äußerst gering einzustufen. Die nichtlineare Steifigkeit des Schotteroberbaues liefert zudem eine Erklärung dafür, dass mit steigenden vertikalen Verschiebungsamplituden die Resonanzfrequenz leicht abnimmt („Linksschiefe“ der Resonanzfrequenz). Der ebenfalls aus Hystereseschleifen ermittelte Dämpfungskennwert  $c_b$  folgt einer geringfügigen Frequenzabhängigkeit und im unteren Frequenzbereich zusätzlich auch einer Verschiebungsabhängigkeit.

Im Falle von Modell 3 verbleibt nach der Bestimmung der beiden „horizontalen“ Kennwerte  $k_b$  und  $c_b$  der Dämpfungskennwert  $\bar{c}_{OB}$  als einzige unbekannte Größe und kann wiederum anhand der Bestimmungsgleichungen aus Methode 1 (Energieäquivalenz) und Methode 2 (Koeffizientenvergleich) rückgerechnet werden.

Als Ergebnis stehen letztendlich drei mechanische Modelle für den Schotteroberbau mit zugehörigen Steifigkeits- und Dämpfungskennwerten, die in weiterer Folge in Tragwerksmodelle für dynamische Berechnungen von Eisenbahnbrücken integriert werden können. Abschließend werden in Publikation [2] exemplarisch zwei Tragwerksmodelle angegeben, welche das rein vertikal orientierte Modell des Schotteroberbaues (Modell 1) und das kombinierte Modell (Modell 3) beinhalten.

### 3.3 Zusammenfassung von Publikation [3]

#### Die rechnerische Bestimmung der Dämpfung von Stahl-Eisenbahnbrücken – Teil 1: Theorie

Zwei ausgewählte mechanische Brückenmodelle mit zugehörigen dynamischen Kennwerten, resultierend aus den Publikationen [1] und [2], bilden den Ausgangspunkt der Publikationen [3] und [4], welche sich einer praktischen Anwendungsmöglichkeit der generierten Modelle widmen.

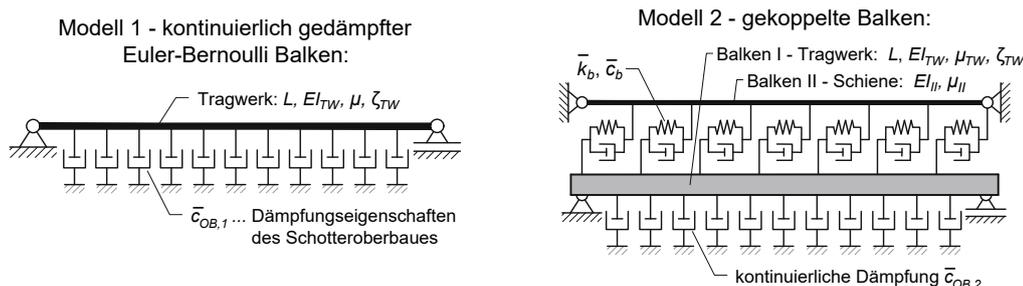


Abbildung 3.5: Brückenmodelle (Quelle: Bild 1 in [3], bearbeitet)

Bei den zwei Brückenmodellen (Abb. 3.5) handelt es sich im Grunde genommen um jene beiden Modelle, die am Ende in Publikation [2] angeführt werden, mit dem einzigen Unterschied, dass der Vorlandbereich nicht berücksichtigt wird. Bei Modell 1 handelt es sich um einen kontinuierlich gedämpften Euler-Bernoulli Balken, Modell 2 besteht aus zwei in horizontaler Richtung über kontinuierliche Feder-Dämpfer Elemente gekoppelte Balken (Balken I: kontinuierlich gedämpftes Tragwerk – Balken II: Schiene). Im Gegensatz zu den vorangegangenen Publikationen [1] und [2] wird bei Modell 2 nicht mehr das diskrete mechanische Modell des Kurbelviereckes zur Berücksichtigung der horizontalen Gleis-Tragwerk Interaktion verwendet, sondern eine kontinuierliche horizontale Verbindung. Die zugehörigen Steifigkeits- und Dämpfungskennwerte werden dabei lediglich geometrisch umgerechnet.

Für die beiden vorab definierten Brückenmodelle werden zunächst die zugehörigen dynamischen Steifigkeits- und Dämpfungskennwerte  $\bar{c}_{OB,1}$  (zugehörig zu Modell 1) sowie  $\bar{c}_{OB,2}$ ,  $\bar{c}_b$  und  $\bar{k}_b$  (zugehörig zu Modell 2) angeführt. Bei diesen Kennwerten handelt es sich um jene aus Publikation [2], wobei für die weitere Verwendung Regressionslinien angegeben werden.

In weiterer Folge werden für die beiden Brückenmodelle anhand von Energiebetrachtungen und unter Miteinbeziehung der modellzugehörigen Definition für die erste Biegeeigenfrequenz Bestimmungsgleichungen für das Lehr'sche Dämpfungsmaß  $\zeta_{ges}$  des Gesamttragwerkes (Tragwerk inkl. Schotteroberbau) – zugehörig zur ersten Biegeeigenfrequenz – hergeleitet. Die Herleitung erfolgt nach dem Prinzip, dass die dissipativen Beiträge des Tragwerkes  $E_{d,TW}$  und des Oberbaues  $E_{d,OB}$  zur im Gesamtsystem (Tragwerk inkl. Schotteroberbau) dissipierten Energie  $E_{d,ges}$  gesondert erfasst werden. Nach Definition der dissipierten Energien  $E_{d,ges}$ ,  $E_{d,TW}$  und  $E_{d,OB}$  kann die entsprechende Energieäquivalenz

$$E_{d,ges} = E_{d,TW} + E_{d,OB} \quad (4)$$

dahingehend vereinfacht werden, dass als Ergebnis Bestimmungsgleichungen für das Dämpfungsmaß  $\zeta_{ges}$  der Gestalt

$$\zeta_{ges} = \zeta_{TW} + \Delta\zeta_{OB} \quad (5)$$

stehen, worin  $\zeta_{TW}$  für das Dämpfungsmaß des Brückentragwerkes und  $\Delta\zeta_{OB}$  für das Dämpfungsmaß des Schotteroberbaues stehen. Das Maß  $\zeta_{TW}$  umfasst neben der Dämpfung in der Tragkonstruktion auch die Dämpfung in der Lagerung sowie die Dämpfung im Baugrund.

### **Modell 1 – kontinuierlich gedämpfter Euler-Bernoulli Balken**

Die Bestimmungsgleichung für das zu Modell 1 zugehörige Dämpfungsmaß  $\zeta_{ges,1}$  resultiert nach entsprechender Herleitung zu:

$$\zeta_{ges,1} = \zeta_{TW} + \Delta\zeta_{OB,1} = \zeta_{TW} + \frac{\bar{c}_{OB,1}}{2 \Omega_1 \mu_{ges}} \quad (6)$$

In Gleichung (6) bezeichnet  $\mu_{ges}$  die Massenbelegung pro Laufmeter des Gesamttragwerkes (Tragkonstruktion und Schotteroberbau) und  $\Omega_1$  die erste Biegeeigenkreisfrequenz, welche nach *Petersen* [53] wie folgt definiert ist:

$$\Omega_1 = \frac{\pi^2}{L^2} \sqrt{\frac{EI_{TW}}{\mu_{ges}}} \quad (7)$$

In Gleichung (7) steht  $L$  für die Spannweite, der Ausdruck  $EI_{TW}$  bezeichnet die Biegesteifigkeit des Tragwerkes.

### **Modell 2 – gekoppelte Balken**

Als Erweiterung zu Modell 1 wird bei Modell 2 die horizontale Gleis-Tragwerk Interaktion berücksichtigt, daher wird die horizontale Relativverschiebung zwischen Gleis und Tragwerk bei der Herleitung der Bestimmungsgleichung miteinbezogen. Ausgehend von einer sinusförmigen und für beide Balken (Tragwerk und Schienen) identischen Biegelinie und unter Voraussetzung ideal gelenkiger Lagerung des Tragwerkes (ein festes und ein horizontal verschiebliches Auflager) setzt sich die horizontale Relativverschiebung in Abhängigkeit der Spannweite aus einem Anteil zufolge der Lagerexzentrizität  $e_L$  (Abstand zwischen Auflagerdrehpunkt und Schwerlinie des Tragwerkes) und einem Anteil zufolge Schwerlinienabstand  $r$  (Abstand zwischen Schwerlinie des Tragwerks und Schwerlinie der Schienen) zusammen.

Letztendlich ergibt sich die Bestimmungsgleichung für das zu Modell 2 zugehörige Dämpfungsmaß  $\zeta_{ges,2}$  wie folgt:

$$\zeta_{ges,2} = \zeta_{TW} + \Delta\zeta_{OB,2} = \zeta_{TW} + \frac{\bar{c}_{OB,2}}{2 \Omega_1 \mu_{ges}} + \frac{\bar{c}_b \pi^2}{\Omega_1 \mu_{ges} L^2} \left( e_L^2 + \frac{r^2}{2} \right) \quad (8)$$

Für die zu Modell 2 zugehörige erste Biegeeigenkreisfrequenz kann nicht mehr Gleichung (7) angewendet werden, sondern eine erweiterte Form, welche die Schotterfedersteifigkeit  $\bar{k}_b$  sowie Massenträgheitsanteile des Tragwerkes in horizontaler Richtung zufolge Auflagerexzentrizität enthält. Für eine genaue Herleitung wird dabei auf die Dissertation von *Brandstetter* [64] zurückgegriffen, welche diese enthält. Die erste Biegeeigenkreisfrequenz für Modell 2 ist dabei als

$$\Omega_1 = \frac{\pi^2}{L^2} \frac{EI_{ges} + \bar{k}_b \frac{L^2}{\pi^2} (r^2 + 2 e_L^2)}{\sqrt{\mu_{ges} \left[ 1 + 2 \left( \frac{\pi e_L}{L} \right)^2 \right]}} \quad (9)$$

definiert. Die Biegesteifigkeit  $EI_{ges}$  in Gleichung (9) setzt sich aus den Biegesteifigkeiten des Tragwerkes  $EI_{TW}$  und der Schienen  $EI_{II}$  zusammen. Da die Schotterfedersteifigkeit  $\bar{k}_b$  in Abhängigkeit der horizontalen Verschiebungsamplitude  $u_0$  zwischen Gleis und Tragwerk unterschiedlich groß ist und die Verschiebungsamplitude  $u_0$  darüber hinaus keine über die Spannweite konstante Größe ist, wird diesbezüglich ein Ansatz vorgestellt, wie die Schotterfedersteifigkeit  $\bar{k}_b$  festgelegt werden kann. Dabei wird anhand einer zuvor gewählten Durchbiegung in Feldmitte (z. B. infolge einer Belastung durch einen Zug) und auf Basis der in der Feder gespeicherten Formänderungsenergie eine äquivalente und als über die Länge konstant betrachtete Verschiebungsamplitude  $u_{0,äqui}$  definiert, welche als Eingangsgröße zur Festlegung der verschiebungsabhängigen Steifigkeit  $\bar{k}_b$  dient.

Als Ergebnis von Publikation [3] stehen zwei mechanische Modelle der Brücke mit modellzugehörigen Bestimmungsgleichungen für die dynamischen Parameter erste Biegeeigenkreisfrequenz und Lehr'sches Dämpfungsmaß. Der entscheidende Mehrwert, welcher aus Publikation [3] hervorgeht, ist, dass durch die vorgestellten Ansätze erstmals eine Möglichkeit gegeben wird, die Dämpfung von Eisenbahnbrücken versuchsgestützt und evidenzbasiert rechnerisch zu ermitteln.

### 3.4 Zusammenfassung von Publikation [4]

#### Die rechnerische Bestimmung der Dämpfung von Stahl-Eisenbahnbrücken – Teil 2: Verifizierung anhand von Bestandsbrücken

In Publikation [4] werden die in Publikation [3] vorgestellten Berechnungsansätze anhand eines Vergleiches von berechneten dynamischen Parametern mit aus Messdaten identifizierten dynamischen Parametern für insgesamt 13 Eisenbahnbrücken verifiziert.

Bei den 13 Eisenbahnbrücken handelt es sich um einfeldrige Stahltragwerke ohne Auflagerschiefe (Winkel  $\alpha$  zwischen Tragwerks- und Lagerachse beträgt  $90^\circ$ ) mit Spannweiten zwischen 4,50 und 33,30 m. Die dynamischen Parameter (erste Biegeeigenfrequenz  $f_1$  und Lehr'sches Dämpfungsmaß  $\zeta_{ges}$ ) wurden anhand zweier unterschiedlicher Anregungsmethoden bestimmt: anhand des Ausschwingverhaltens nach Zugüberfahrt (ASZ) und mittels krafterregter Schwingungsanregung (KSA). Bei sechs Tragwerken wurden die dynamischen Parameter anhand des ASZ identifiziert, bei vier Tragwerken auf Basis der KSA und für drei Tragwerke sind dynamische Parameter aus beiden Anregungsmethoden vorhanden. Je nach Anregungsmethode unterliegen die identifizierten Dämpfungsmaße einer gewissen Streuung, welche beim ASZ im Vergleich zur KSA wesentlich ausgeprägter ist.

Insofern sind die Dämpfungsmaße zufolge KSA als realitätsnäher und reproduzierbar einzustufen. Hinsichtlich der aus Messdaten identifizierten Biegeeigenfrequenzen ist nur eine marginale bis nicht vorhandene Streuung vorhanden.

Bei der rechnerischen Bestimmung der dynamischen Parameter werden sowohl für Modell 1 als auch für Modell 2 Ergebnisse für drei unterschiedliche Massenbelegungen angegeben, welche aus unterschiedlich großen rechnerisch angesetzten Schotterdichten ( $1400, 1550$  und  $1700 \text{ kg/m}^3$ ) resultieren. Durch diese Parameterbetrachtung wird der Einfluss der Schotterdichte in den Ergebnissen abgebildet.

In einem ersten Schritt werden die ersten Biegeeigenfrequenzen  $f_1$  berechnet. Dabei zeigt sich, dass sich die berechneten Biegeeigenfrequenzen von Modell 1 und Modell 2 kaum voneinander unterscheiden und die bei Modell 2 enthaltene Berücksichtigung der horizontalen Gleis-Tragwerk Interaktion somit einen vernachlässigbaren Einfluss auf die Biegeeigenfrequenz hat. Ein Vergleich zwischen berechneten und aus Messdaten identifizierten Biegeeigenfrequenzen ist ebenfalls durch geringe Abweichungen zwischen Rechnung und Messung charakterisiert. Diese gute Übereinstimmung bestätigt die mechanische Kompatibilität zwischen Rechenmodell und realem Tragwerk. Bei der anschließenden Bestimmung der Dämpfungsmaße wird die mechanische Kompatibilität durch eine Anpassung der rechnerisch angesetzten Biegesteifigkeit noch weiter optimiert, sodass die rechnerische Biegeeigenfrequenz mit der aus Messdaten identifizierten Biegeeigenfrequenz exakt übereinstimmt.

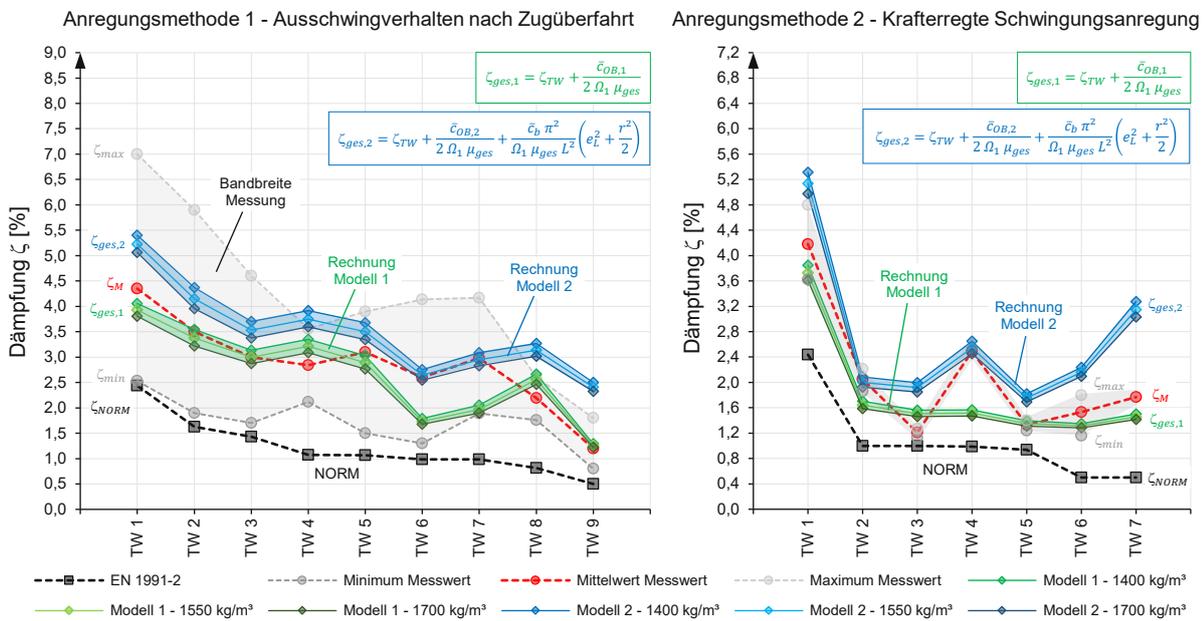
Der rechnerischen Bestimmung der Dämpfungsmaße geht eine Festlegung der Tragwerksdämpfung  $\zeta_{TW}$  voran. Das Dämpfungsmaß  $\zeta_{TW}$  wird auf Basis der von *Petersen* in [53] angegebenen Dämpfungsmaße als Referenz für jedes der 13 Tragwerke individuell je nach Lagerung und Bauweise (offene oder geschlossene Bauweise) vorab festgelegt. Zuletzt werden die Dämpfungsmaße  $\zeta_{ges,1}$  (Modell 1 siehe Gl. 6) und  $\zeta_{ges,2}$  (Modell 2, siehe Gl. 8) für jedes Tragwerk und für drei unterschiedliche Schotterdichten bestimmt.

Ein Vergleich zwischen berechneten Dämpfungsmaßen, aus Messdaten identifizierten Dämpfungsmaßen und normativ vorgeschriebenen Dämpfungsmaßen  $\zeta_{NORM}$ <sup>4</sup> (dargestellt in Abb. 3.6) zeigt einerseits wiederum die äußerst konservative Auslegung der EN 1991-2 und dass die darin angegebenen Dämpfungsmaße  $\zeta_{NORM}$  als Untergrenze der in der Realität zu erwartenden Dämpfungsmaße zu interpretieren sind. Die entscheidende Erkenntnis aber ist, dass die berechneten Dämpfungsmaße auf Basis der hergeleiteten Ansätze mit den aus Messdaten identifizierten Dämpfungsmaßen ausgesprochen gut übereinstimmen. Bei Modell 2 ergeben sich im Vergleich zu Modell 1 prinzipiell höhere

---

<sup>4</sup> Siehe Tabelle 1 – für Stahlbrücken gilt nach Tab. 6.6 in EN 1991-2 [9]:  $\zeta_{NORM} = 0,5 + 0,125 (20 - L) \%$  für Spannweiten bis 20 m und  $\zeta_{NORM} = 0,50 \%$  für Spannweiten  $\geq 20,0$  m

Dämpfungsmaße, wobei fallweise auch signifikante Abweichungen zu beobachten sind. Diese Abweichungen treten insbesondere bei langen Tragwerken mit großen Lagerexzentrizitäten auf, worauf im Anschluss noch näher eingegangen wird.



**Abbildung 3.6:** Vergleich zwischen rechnerischen, normativ vorgeschriebenen und aus Messdaten identifizierten Dämpfungsmaßen (Quelle: Bild 3 in [4], bearbeitet)

In weiterer Folge wird eine Analyse der Energiedissipation in den einzelnen Dämpfungsmechanismen durchgeführt, welche in qualitativer Weise zeigt, wie groß der Anteil einzelner Dämpfungsmechanismen (Dämpfung im Tragwerk, Dämpfung im Schotteroberbau) an der Gesamtdämpfung ist. Dabei wird einerseits gezeigt, dass die Energiedissipation im Schotteroberbau stets höher ist als jene im Tragwerk und dass bei beiden Modellen der Anteil der Energiedissipation im Schotteroberbau mit zunehmender Frequenz ansteigt.

Für Modell 2 erfolgt eine detailliertere Analyse der dissipativen Anteile, wobei die im Schotteroberbau dissipierte Energie in drei Anteile aufgeteilt wird, welche zufolge unterschiedlicher geometrischer Randbedingungen wirken: vertikal absolute zufolge Durchbiegungen des Tragwerkes, horizontal zufolge Lagerexzentrizität und horizontal zufolge Schwerlinienabstand. Bezüglich der Energieaufteilung bei Modell 2 hat der Dämpfungsanteil zufolge Lagerexzentrizität insbesondere bei Tragwerken mit Spannweiten über 15 m einen signifikanten Einfluss auf die rechnerischen Dämpfungsmaße.

Da bei der Herleitung der Bestimmungsgleichung von einer ideal gelenkigen Lagerung und damit von einer über die Länge konstanten Horizontalbewegung des Tragwerkes ausgegangen wird, welche jedoch im Falle einer schwimmenden Lagerung mittels Elastomerlager theoretisch nicht auftreten kann, wird abschließend ein Sonderfall bei der Bestimmung der Dämpfungsmaße behandelt, welcher die

Lagerexzentrizität vernachlässigt (Annahme:  $e_L = 0$ ). Durch die Vernachlässigung der Lagerexzentrizität ergeben sich für Modell 2 Dämpfungsmaße, welche wesentlich näher an jenen von Modell 1 liegen, die teilweise signifikanten punktuellen Abweichungen werden praktisch gänzlich eliminiert. Letztendlich zeigt der behandelte Sonderfall mit Vernachlässigung der Lagerexzentrizität, dass die postulierte Schotterbettkinematik in horizontaler Richtung einen erheblichen Einfluss auf die rechnerischen Dämpfungsmaße hat.

Schlussendlich bieten die vorgestellten Modelle und zugehörigen Bestimmungsgleichungen eine realitätsnahe Alternative zu den Vorgaben der EN 1991-2 und schaffen durch die erstmals mögliche rechnerische Bestimmung des Dämpfungsmaßes eine evidenzbasierte Grundlage, welche Potenziale für eine Minimierung der komplexen Diskrepanz zwischen Messung und Rechnung in Bezug auf die Dämpfungsmaße von Eisenbahnbrücken birgt.

### 3.5 Fazit

Ausgehend von den durchgeführten dynamischen Analysen an der Versuchsanlage stehen als Ergebnis der Publikationen [1] und [2] mechanische Modelle des Schotteroberbaues mit modellzugehörigen Kennwerten, welche in vollständige Brückenmodelle für dynamische Berechnungen integriert werden können. Darauf aufbauend stellen die in Publikation [3] hergeleiteten und in Publikation [4] verifizierten Ansätze zur rechnerischen Bestimmung der Dämpfung das bedeutende Ergebnis und die entscheidende Kernaussage der vorliegenden Dissertation dar: eine erstmalige Möglichkeit, die Dämpfung von Eisenbahnbrücken rechnerisch in einer der Realität entsprechenden Größenordnung zu bestimmen. Nachfolgend ist in Abbildung 3.7 der chronologische Aufbau der im Rahmen dieser Arbeit erfolgten Forschung und der Zusammenhang der vier Publikationen zusammengefasst.

Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Dissertation ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar. The approved original version of this doctoral thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

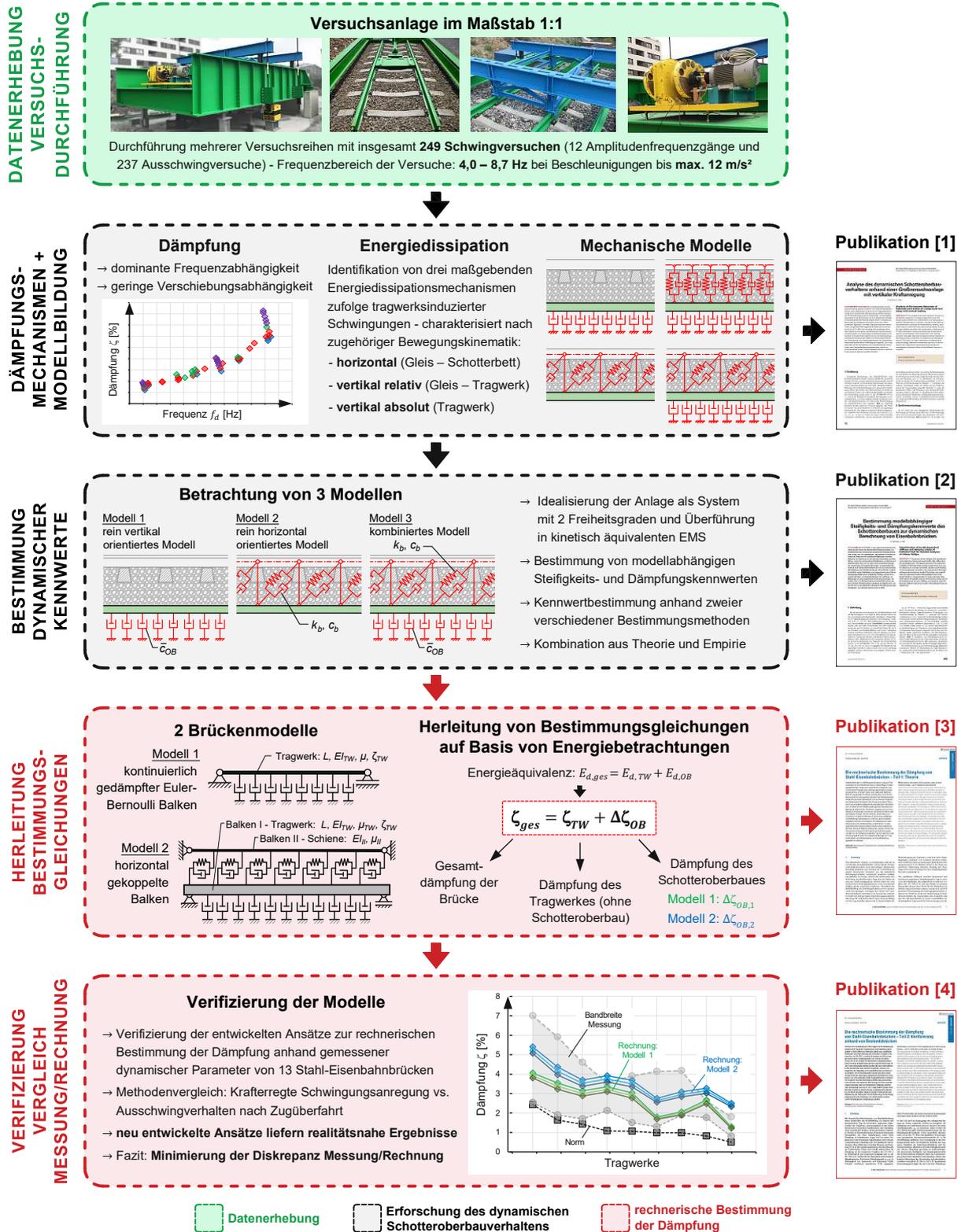


Abbildung 3.7: Aufbau der Forschung und Zusammenhang der Publikationen

## 4 Erkenntnisse und praktische Anwendungsmöglichkeiten

Die in Kapitel 1.6 formulierten Forschungsfragen zu den beiden Themenschwerpunkten „Erforschung des dynamischen Schotteroberbauverhaltens“ und „Dämpfung von Eisenbahnbrücken“ wurden im Rahmen der Publikationen [1-4] vollständig beantwortet. Darüber hinaus konnten neben den gestellten Forschungsfragen auch die in der Dissertation von *Hackl* [52] formulierten offenen Fragestellungen und Unklarheiten bezüglich des dynamischen Schotteroberbauverhaltens und vor allem in Bezug auf die mechanische Idealisierung der Versuchsanlage im Rahmen der vorliegenden Arbeit vollständig geklärt werden. Die bei der Planung der Versuchsanlage vorausgesetzte Annahme, dass im Schotteroberbau ausschließlich ein horizontaler Dämpfungsmechanismus wirkt – beschrieben über das mechanische Modell des Kurbelviereckes – stellt sich als nicht zutreffend heraus. Zudem ist die Idealisierung der Versuchsanlage als Einfreiheitsgradsystem unter Miteinbeziehung des Kurbelviereckmechanismus (siehe Abb. 2.5) eine zu starke Vereinfachung der Realität, welche die große Diskrepanz zwischen Messung und Rechnung bei *Hackl* [52] bedingt.

### **Schwerpunkt 1: Erforschung des dynamischen Schotteroberbauverhaltens**

Anhand der Versuchsanlage, welche speziell auf die isolierte und vom Brückentragwerk getrennte Erforschung des dynamischen Schotteroberbauverhaltens ausgelegt ist, konnten in dieser Dissertation wichtige Erkenntnisse zu den Dämpfungs- bzw. Energiedissipationsmechanismen gewonnen werden, welche im Schotteroberbau infolge tragwerksinduzierter Schwingungen wirken.

Der Dämpfungsbeitrag des Schotteroberbaues zur Gesamtdämpfung folgt einer überdominanten Frequenzabhängigkeit und einer unterdominanten Verschiebungsamplitudenabhängigkeit: Mit zunehmender Resonanzfrequenz und mit zunehmenden Verschiebungsamplituden steigt die Energiedissipation im Schotteroberbau an. Der Dämpfungsbeitrag resultiert aus drei Energiedissipationsmechanismen, welche auf unterschiedlichen Bewegungs kinematiken basieren: horizontale Relativverschiebungen zwischen Gleisrost und Schotterbett, vertikale Relativverschiebungen zwischen Gleisrost und Tragwerk sowie vertikale Absolutbewegungen des Schotteroberbaues. Die drei Energiedissipationsmechanismen agieren in Abhängigkeit der Resonanzfrequenz in unterschiedlicher Kombination. Während im niedrigen Frequenzbereich ein kombiniertes Wirken aller drei Mechanismen gegeben ist, findet mit einer Zunahme der Resonanzfrequenz ein Übergang hin zu einem fast ausschließlichen Wirken der vertikalen Mechanismen statt.

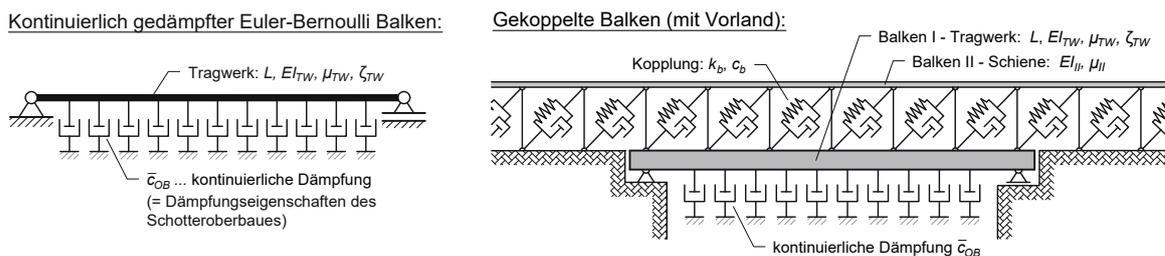
Der Steifigkeitsbeitrag des Schotteroberbaues zur Systemsteifigkeit ist als gering bis vernachlässigbar einzustufen. Dieser minimale Einfluss auf die Steifigkeit wird in Publikation [4] dahingehend bestätigt, dass sich die Berücksichtigung der Schottersteifigkeit in der horizontalen Gleis-Tragwerk Interaktion nur geringfügig auf die rechnerische Biegeeigenfrequenz der betrachteten Tragwerke auswirkt. Die horizontale Schotterfedersteifigkeit ist zudem im Vergleich zu den Vorgaben der EN 1991-2

(siehe Abb. 1.2) nichtlinear: mit steigender Relativverschiebung nimmt die Steifigkeit ab. Die nichtlineare Steifigkeit schlägt sich ebenfalls in der Resonanzfrequenz nieder, die mit steigendem Verschiebungsamplitudenniveau leicht abnimmt („Linksschiefe“ der Resonanzfrequenz, diskutiert in Publikation [2]).

Eine Implementierung der dynamischen Steifigkeits- und Dämpfungseigenschaften in Brückenmodelle für dynamische Berechnungen kann in Form von horizontal und vertikal orientierten Feder-Dämpfer Elementen erfolgen, wodurch der Schotteroberbau gesondert (getrennt vom Tragwerk) Berücksichtigung findet. Bei der Formulierung der mechanischen Modelle für den Schotteroberbau liegt die Priorität in der Entwicklung einfach anwendbarer und damit möglichst recheneffizienter Modelle. Die modellzugehörigen Kennwerte, welche in Publikation [2] anhand von Messdaten an der Versuchsanlage bestimmt werden, unterliegen zwar signifikanten Frequenz- bzw. Verschiebungsabhängigkeiten, welche es zu berücksichtigen gilt, sie zeigen innerhalb dieser Abhängigkeiten aber nur eine geringe Streuung. Im Gegensatz zu den in der Literatur (siehe. Kap. 1.3) enthaltenen dynamischen Kennwerten, welche einer erheblichen Streuung unterliegen, ist auf Basis der durchgeführten Versuche die Schaffung einer realitätsnahen und hinreichend präzisen Angabe von Rechenmodellen und zugehörigen Kennwerten gelungen.

Da die drei Energiedissipationsmechanismen in Abhängigkeit der Resonanzfrequenz in unterschiedlicher Größenordnung wirksam sind, werden auch verschiedene mechanische Modelle mit unterschiedlichem Detaillierungsgrad formuliert. Eine Besonderheit in den mechanischen Modellen besteht darin, dass erstmals Dämpferelemente verwendet werden, die in Abhängigkeit der Absolutbewegungen des Tragwerkes agieren und jenen Energiedissipationsmechanismus repräsentieren, der den vertikalen Absolutbewegungen des Schotteroberbaues zuzuordnen ist.

Als Teilergebnis dieser Dissertation stehen mechanische Modelle der Brücke mit unterschiedlichen Detaillierungsgraden und darauf abgestimmten dynamischen Steifigkeits- und Dämpfungskennwerten zur Verfügung, welche für dynamische Berechnungen herangezogen werden können, beispielhaft dargestellt in Abbildung 4.1. In Publikation [2] wird diesbezüglich auch die Empfehlung gegeben, das mechanische Modell in Abhängigkeit der Biegeeigenfrequenz der Brücke zu wählen: So wäre z. B. für Tragwerke mit geringen Spannweiten bzw. hohen Biegesteifigkeiten und daraus resultierenden vergleichsweise hohen Biegeeigenfrequenzen die Wahl eines rein vertikal orientierten Tragwerksmodelles eine realitätsnahe Lösung, da mit zunehmender Frequenz die Energiedissipation im horizontalen Dämpfungsmechanismus (horizontale Gleis-Tragwerk Interaktion) gegen Null tendiert. Umgekehrt wäre für Tragwerke mit hohen Spannweiten und daraus resultierenden vergleichsweise niedrigeren Biegeeigenfrequenzen die Anwendung eines kombinierten Modelles die realitätsnähere Wahl.



**Abbildung 4.1:** Beispiele für Tragwerksmodelle für dynamische Berechnungen von Eisenbahnbrücken  
(Quelle: Bild 15 in [2], bearbeitet)

## Schwerpunkt 2: Dämpfung von Eisenbahnbrücken

Auf Basis der formulierten Tragwerksmodelle und den zugehörigen Steifigkeits- und Dämpfungskennwerten ist es anhand von Energiebetrachtungen gelungen, einen Ansatz herzuleiten, der es ermöglicht, die Dämpfung von Eisenbahnbrücken in Form des Lehr'schen Dämpfungsmaßes rechnerisch zu bestimmen. Die in Publikation [4] erfolgte Verifizierung der Methode zur rechnerischen Dämpfungsbestimmung bestätigt deren Anwendbarkeit, womit eine realitätsnahe Alternative zu den normativen Vorgaben der EN 1991-2 gegeben ist. Im Hinblick darauf, dass nach dem derzeitigen Stand der Wissenschaft eine realitätsnahe Bestimmung der Dämpfung von Eisenbahnbrücken nur durch aufwendige In-situ-Messungen am Tragwerk möglich ist, kann die erstmals gegebene Möglichkeit einer rechnerischen Dämpfungsbestimmung in gewisser Weise als forschungstechnischer Durchbruch angesehen werden.

Bei der Verifizierung in Publikation [4] wird der Fokus auf Stahl-Eisenbahnbrücken gelegt, da bei Stahlbrücken die Biegesteifigkeit eindeutig bestimmbar ist und auch das Dämpfungsmaß des Tragwerkes  $\zeta_{TW}$  gut abschätzbar ist. Der Ansatz zur rechnerischen Bestimmung des Dämpfungsmaßes  $\zeta_{ges}$  ist grundsätzlich auch auf andere Bauweisen (Stahlbeton-, Spannbeton-, Verbund- und WiB-Brücken) anwendbar. Hierzu sind jedoch genaue Informationen über die Eigenschaften der Tragkonstruktion und damit die Kenntnis über die Massenbelegung und allen voran die Biegesteifigkeit Voraussetzung.

Letztendlich steht mit den neu entwickelten Ansätzen zur Bestimmung der Dämpfung ein realitätsnahes Hilfsmittel zur rechnerischen Beurteilung von bestehenden Eisenbahnbrücken und damit für eine prädiktive Instandhaltung zur Verfügung. Bei Anwendung der derzeitigen normativen Vorgaben werden nicht wenige Eisenbahnbrücken im Hinblick auf ihr dynamisches Verhalten vorerst als kritisch eingestuft und erst im Nachhinein durch In-situ-Messungen am Tragwerk als unkritisch identifiziert. Durch die neu entwickelte Methode zur rechnerischen Dämpfungsbestimmung können aufwendige In-situ-Messungen unter Umständen vermieden werden.

Im konkreten Anwendungsfall – beispielsweise bei einer gegebenen Eisenbahnbrücke – ist neben der rechnerischen Bestimmung des Dämpfungsmaßes  $\zeta_{ges}$  auch eine Implementierung von aus Messdaten identifizierten dynamischen Parametern in ein mechanisches Modell möglich. Werden an Eisenbahnbrücken In-situ-Messungen durchgeführt, so erhält man bezüglich der Dämpfung auf Basis der Messdaten als Ergebnis das Lehr'sches Dämpfungsmaß  $\zeta_{ges,M}$ . Dieses Maß fasst das gesamte Dämpfungsvermögen der Brücke in einem Wert zusammen und kann in nachfolgenden dynamischen Berechnungen für das einfachste mechanische Modell, den Euler-Bernoulli Balken, rechnerisch angesetzt werden. Anhand der neuen Berechnungsansätze ist es nun möglich, aus dem aus Messdaten identifizierten Dämpfungsmaß  $\zeta_{ges,M}$  anhand der Energieäquivalenz (siehe Gl. 4) Eingangsparemeter für detailliertere dynamische Modelle der Brücke rückzurechnen. Durch diese Interaktion zwischen Messung und Rechnung (für ein Brückenmodell exemplarisch in Abb. 4.2 dargestellt) wird eine größtmögliche Übereinstimmung von Realität und Rechenmodell erzielt.

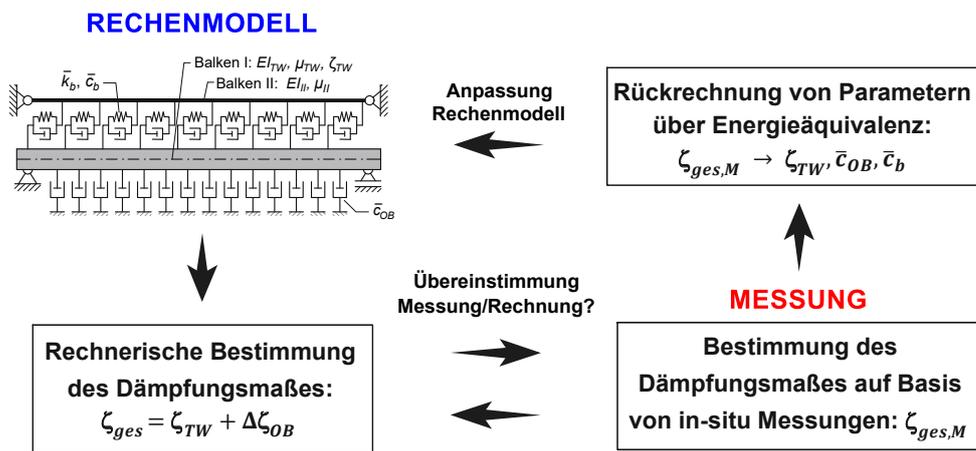


Abbildung 4.2: Interaktion Messung-Rechnung

## 5 Schlussfolgerungen und Ausblick

### 5.1 Schlussfolgerungen

Abschließend können die wesentlichen Erkenntnisse und Ergebnisse dieser Dissertation wie folgt zusammengefasst werden:

- Drei Energiedissipationsmechanismen, welche im Schotteroberbau infolge tragwerksinduzierter Schwingungen auftreten und das Dämpfungsverhalten von Brücken fundamental beeinflussen, wurden identifiziert und deren Abhängigkeiten erfasst.
- Mechanische Modelle des Schotteroberbaues, welche auf die Energiedissipationsmechanismen abgestimmt sind, wurden formuliert und modellzugehörige dynamische Kennwerte wurden bestimmt.
- Für zwei definierte Brückenmodelle wurden auf Basis von Energiebetrachtungen Bestimmungsgleichungen zur rechnerischen Bestimmung des Lehr'schen Dämpfungsmaßes hergeleitet.
- Die Bestimmungsgleichungen wurden anhand eines Vergleiches mit aus Messdaten identifizierten Dämpfungsmaßen realer Eisenbahnbrücken verifiziert und somit deren Anwendbarkeit bestätigt.

Anhand der durchgeführten Versuche und den Analysen an der Versuchsanlage ist es gelungen, das Verständnis zum dynamischen Schotteroberbauverhalten auf Eisenbahnbrücken zu vertiefen. Insbesondere in Bezug auf dessen Dämpfungscharakteristik konnte die Frage beantwortet werden, wie und nach welchen Abhängigkeiten Energiedissipation im Schotteroberbau stattfindet. Der in weiterer Folge entwickelte Ansatz zur rechnerischen Bestimmung der Dämpfung von Eisenbahnbrücken stellt einen wichtigen Fortschritt in Bezug auf die Beurteilung des dynamischen Verhaltens von Bestandsbrücken dar. Die Erkenntnisse und Ergebnisse, die im Rahmen der vorliegenden Arbeit erzielt werden konnten, leisten einen Beitrag, um Brücken berechenbarer zu machen und eröffnen Potentiale, die zu einer Minimierung der Diskrepanz zwischen Messung und Rechnung führen können.

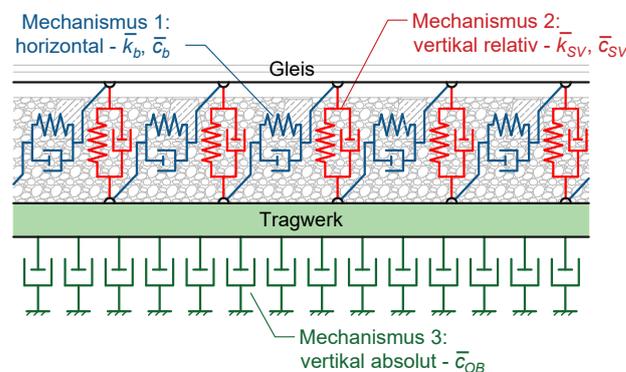
### 5.2 Laufende Forschung und Ausblick

Aufbauend auf der vorliegenden Arbeit ergeben sich sowohl betreffend des dynamischen Schotteroberbauverhaltens als auch betreffend der entwickelten Ansätze zur rechnerischen Dämpfungsbestimmung Fragestellungen für zukünftige Forschungen, welche zum Teil auch schon zum Zeitpunkt der Fertigstellung der vorliegenden Dissertation behandelt werden. Vor allem eine Bestimmung von dynamischen Kennwerten des Schotteroberbaues für Frequenzen über 9 Hz ist von besonderem Interesse.

### Erweiterung des mechanischen Modelles des Schotteroberbaues

Im Rahmen der Publikationen [2-4] werden für den Schotteroberbau mechanische Modelle verwendet, in denen die Energiedissipation in den beiden vertikalen Dämpfungsmechanismen vereinfachend in einem Dämpferelement (Dämpfungskennwert  $\bar{c}_{OB}$ ) zusammengefasst werden.

Ein erweitertes mechanisches Modell, welches alle drei Energiedissipationsmechanismen durch entsprechende horizontal und vertikal angeordnete Feder-Dämpfer Elemente bzw. Dämpferelemente separat voneinander beinhaltet (dargestellt in Abb. 5.1), bildet die Realität vergleichsweise besser ab, die praktische Anwendbarkeit gestaltet sich durch den höheren Grad an Komplexität jedoch als rechenintensiv und dadurch mitunter als ineffizient. Dennoch steht im Rahmen der derzeitigen Forschungstätigkeit am Institut für Tragkonstruktionen/Forschungsbereich Stahlbau eine Bestimmung von dynamischen Steifigkeits- und Dämpfungskennwerten für ein vollständiges Modell gemäß Abbildung 5.1 im Fokus. Eine Bestimmung der modellzugehörigen Dämpfungskennwerte auf Basis der Versuchsanlage und auf Basis der im Rahmen dieser Arbeit geschaffenen Datengrundlage ist bereits in zwei Publikationen [65, 66] enthalten. Neben der vollständigen Bestimmung dynamischer Kennwerte wird an dieser Stelle auch eine Analyse der Recheneffizienz des vollständigen Modelles für den Schotteroberbau in Ausblick gestellt, womit die Fragestellung geklärt werden soll, inwieweit sich die praktische Anwendung dieses Modelles für dynamische Berechnungen eignet.



**Abbildung 5.1:** Vollständiges mechanisches Modell des Schotteroberbaues unter Berücksichtigung der drei Energiedissipationsmechanismen

### Isolierte Erforschung der drei im Schotteroberbau wirkenden Energiedissipationsmechanismen

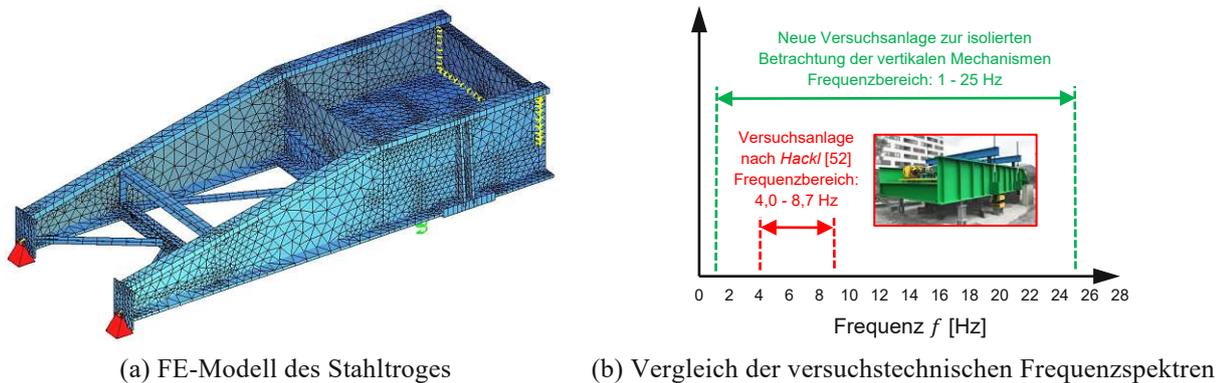
Das Versuchsspektrum der Versuchsanlage nach Hackl [52], welches in der vorliegenden Arbeit behandelt wird, ist konstruktionsbedingt auf den Frequenzbereich zwischen 4,0 und 8,7 Hz limitiert und bildet damit nur einen Teilbereich des Frequenzbereiches ab, in welchem Eisenbahnbrücken liegen. Die Grenzen des Frequenzbereiches von Eisenbahnbrücken variieren je nach Quelle und liegen beispielsweise bei 2-50 Hz [6] und in [36, 42] bei 3-36 Hz. Des Weiteren werden bei der Versuchsanlage die drei identifizierten Energiedissipationsmechanismen in integraler Weise erfasst, sie wirken also stets gemeinsam. Darüber hinaus erfährt der Schotteroberbau aufgrund der Drehbewegungen des

Stahltröge keine einheitliche Kinematik in vertikaler Richtung, sondern über die Länge ein unterschiedliches Verschiebungs- bzw. Beschleunigungsniveau.

Im Rahmen der weiterführenden und teilweise bereits erfolgten Forschung am Institut für Tragkonstruktionen/Forschungsbereich Stahlbau soll die Untersuchung des dynamischen Schotteroberbauverhaltens weiter vertieft und erweitert werden, indem die beiden vertikalen und der horizontale Energiedissipationsmechanismus getrennt voneinander betrachtet werden sollen und der versuchstechnisch untersuchte Frequenzbereich dabei auf 1-25 Hz ausgeweitet wird. Das angestrebte Ziel lautet, eine versuchstechnische Trennung von vertikalen und horizontalen Dämpfungsmechanismen und einen Übergang von einer integralen hin zu einer isolierten Erfassung der zugehörigen Bewegungskinematiken zu schaffen.

Eine isolierte Untersuchung des horizontalen Energiedissipationsmechanismus und damit der horizontalen Gleis-Tragwerk Interaktion kann durch Adaptierungen an der Versuchsanlage erfolgen. Hierzu wird das Federlager durch ein zweites, vertikal unverschiebliches Lager ersetzt, wodurch der Stahltrög in vertikaler und horizontaler Richtung festgehalten wird. Durch hydraulische Pressen, welche zwischen der Lagerwand und der Kopplungskonstruktion zwischen Gleisrost und Lagerwand eingebaut sind, wird der Gleisrost frequenz- und verschiebungsgesteuert dynamisch angeregt. Durch diese gleisrostinduzierten horizontalen Schwingungen des Schotteroberbaues wird der Dammbereich bzw. der Vorlandbereich vor und nach der Brücke versuchstechnisch nachgebildet. Diese isolierte Erforschung der horizontalen Gleis-Tragwerk Interaktion ist bereits im Rahmen von [62] erfolgt, jedoch nur in einem sehr kleinen Frequenzbereich bis max. 5 Hz. Die Erforschung in einem erheblich höheren Frequenzbereich bis 25 Hz ist Gegenstand eines laufenden Forschungsprojektes [67], welches bereits in unmittelbarer Zukunft abgeschlossen wird. Erste wichtige Ergebnisse und Erkenntnisse diesbezüglich sind bereits in zwei Publikationen [68, 69] enthalten.

Im Rahmen eines weiteren derzeit laufenden Forschungsprojektes erfolgt eine isolierte Erforschung der beiden vertikalen Energiedissipationsmechanismen, welche im Schotteroberbau infolge vertikaler Relativverschiebungen zwischen Gleisrost und Tragwerk sowie infolge der vertikalen Absolutbewegungen des Schotteroberbaues auftreten. Aus Gründen der Wirtschaftlichkeit wird jedoch nicht die bestehende Versuchsanlage für diese Untersuchungen verwendet bzw. umgebaut, sondern es kommt eine neue Versuchsanlage in ähnlicher Bauweise (Stahltrög mit eingebautem Schotteroberbau) zum Einsatz. Im Gegensatz zur bestehenden Versuchsanlage ist der Frequenzbereich der neuen Versuchsanlage mit 1-25 Hz wesentlich breiter und durch eine geringere Länge des eingebauten Schotteroberbauabschnittes ist eine nahezu einheitliche vertikale Verschiebungskinetik gegeben. Die Entwicklung und Planung der neuen Versuchsanlage ist bereits im Rahmen von [70] erfolgt.



**Abbildung 5.2:** Neue Versuchsanlage zur isolierten Erforschung der vertikalen Energiedissipationsmechanismen im Schotteroberbau

### Weiterentwicklung der Ansätze zur rechnerischen Dämpfungsbestimmung

Sofern keine dynamischen Messungen in unterschiedlichen Ausbaustufen durchgeführt werden, muss das Dämpfungsmaß des Tragwerkes  $\zeta_{TW}$  anhand von Referenzwerten festgelegt werden. Beispielsweise gibt *Petersen* in [53] Dämpfungsmaße an, auf welche auch in Publikation [4] zurückgegriffen wird. Dennoch wird an dieser Stelle empfohlen, eine umfassende Recherche bezüglich der Dämpfungsmaße  $\zeta_{TW}$  durchzuführen. Hierbei sollte auch der Dämpfungsbeitrag der Boden-Bauwerk Interaktion detaillierter recherchiert und miteinbezogen werden.

Die beiden Brückenmodelle, auf deren Basis die Bestimmungsgleichungen zur rechnerischen Bestimmung der Dämpfung hergeleitet werden, enthalten mehrere Vereinfachungen: So wird eine ideal gelenkige Lagerung mit einem festen und einem horizontal verschieblichen Lager angenommen. In Publikation [4] wird der Einfluss der Lagerbedingungen und der Einfluss der Verschiebungen im Auflagerbereich auf das rechnerische Dämpfungsmaß als durchaus signifikant identifiziert. Um die realen am Tragwerk auftretenden Lagerverschiebungen rechnerisch in adäquater Weise miteinbeziehen zu können, sind daher weitere In-situ-Messungen an Tragwerken erforderlich.

Ein weiterer Aspekt, welcher bisher nicht in die Brückenmodelle miteinbezogen wurde, ist der Vorlandbereich vor und nach der Brücke. Dieser wird in der Herleitung der Bestimmungsgleichungen vernachlässigt und für die Schienen wird eine starre Einspannung in horizontaler Richtung vorausgesetzt. Eine starre Schieneneinspannung entspricht jedoch nicht der Realität, womit eine Erweiterung des mechanischen Modelles um den Vorlandbereich erforderlich ist, um die Übereinstimmung von Realität und Rechenmodell weiter zu vertiefen. Bei einer Miteinbeziehung des Vorlandbereiches ergeben sich jedoch mehrere Fragestellungen, welche es zu beantworten gilt. Dazu zählt z. B. welchen Einfluss die Länge des berücksichtigten Vorlandes auf die rechnerischen dynamischen Parameter hat und insbesondere die Frage, wie man die nichtlinearen Eigenschaften der horizontalen Gleis-Schotterbett Interaktion in ein mechanisches Modell, das einem Schwingsystem mit linearen

Systemeigenschaften entspricht, implementieren kann. Untersuchungen und Analysen zur Berücksichtigung des Vorlandbereiches in mechanischen Modellen werden u. a. von *Brandstetter* in [64] und von *Bigelow et al.* in [17-18] durchgeführt. Sowohl *Brandstetter* als auch *Bigelow et. al* wählen einen Ansatz, bei dem der Vorlandbereich in einer Ersatzfeder zusammengefasst wird, berücksichtigen dabei aber nur dessen Beitrag zur Systemsteifigkeit und damit den Einfluss des Vorlandes auf die erste Biegeeigenfrequenz, nicht aber dessen Beitrag zur Gesamtdämpfung.

Eine Erweiterung der in dieser Arbeit formulierten Brückenmodelle um den Vorlandbereich (Abb. 5.3) und eine damit verbundene Weiterentwicklung der modellzugehörigen Bestimmungsgleichungen für die dynamischen Parameter (erste Biegeeigenfrequenz und Lehr'sches Dämpfungsmaß) wird an dieser Stelle abschließend als zukünftiges Forschungsthema in Aussicht gestellt. Durch die aktuell laufende isolierte Erforschung der horizontalen Gleis-Tragwerk Interaktion anhand der Versuchsanlage wird diesbezüglich derzeit eine Datengrundlage an dynamischen Steifigkeits- und Dämpfungskennwerten erarbeitet.

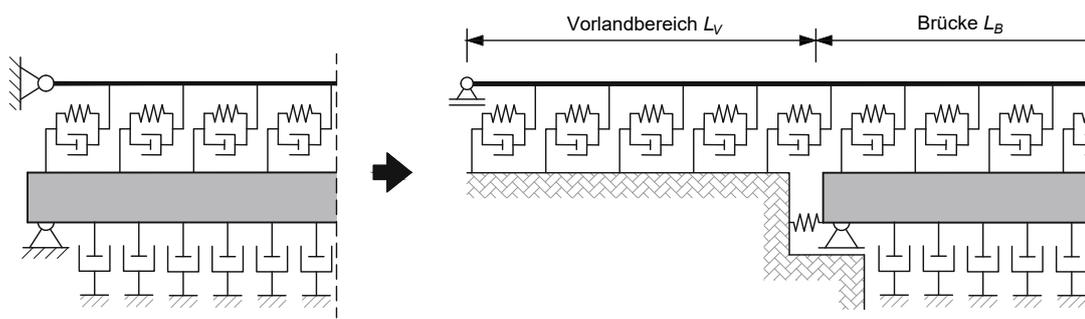


Abbildung 5.3: Erweiterung des Brückenmodelles um den Vorlandbereich

## Literatur

- [1] Stollwitzer, A.; Fink, J. (2020) *Analyse des dynamischen Schotteroberbauverhaltens anhand einer Großversuchsanlage mit vertikaler Kraftanregung* in: Bauingenieur 95, Heft 1, S. 12 - 21. DOI: 10.37544/0005-6650-2020-01-36
- [2] Stollwitzer, A.; Fink, J. (2020) *Bestimmung modellabhängiger Steifigkeits- und Dämpfungskennwerte des Schotteroberbaues zur dynamischen Berechnung von Eisenbahnbrücken* in: Bauingenieur 95, Heft 9, S. 345 - 356. DOI: 10.1002/10.37544/0005-6650-2020-09-71
- [3] Stollwitzer, A.; Fink, J. (2021) *Die rechnerische Bestimmung von Stahl-Eisenbahnbrücken – Teil 1: Theorie* in: Stahlbau 90, Heft 4, S. 305-315. DOI: 10.1002/stab.202100009
- [4] Stollwitzer, A.; Fink, J. (2021) *Die rechnerische Bestimmung von Stahl-Eisenbahnbrücken – Teil 2: Verifizierung anhand von Bestandbrücken* in: Stahlbau 90, Heft 6, S. 449-462. DOI: 10.1002/stab.202100013
- [5] Europäische Kommission: *WEISSBUCH Fahrplan zu einem einheitlichen europäischen Verkehrsraum – Hin zu einem wettbewerbsorientierten und ressourcenschonenden Verkehrssystem*. Brüssel, 2011.
- [6] Fryba, L. (1996) *Dynamics of Railway Bridges*. London: Thomas Telford.
- [7] Yang, B.; Yau, J. D.; Wu, Y. S. (2004) *Vehicle Bridge Interaction Dynamics - With Applications to High-Speed Railways*. Taipei: World Scientific Publishing Co. Pte. Ltd.
- [8] Mähr, T. C. (2009) *Theoretische und experimentelle Untersuchungen zum dynamischen Verhalten von Eisenbahnbrücken mit Schotteroberbau unter Verkehrslast* [Dissertation]. TU Wien.
- [9] ÖNORM EN 1991-2:2012 03 01 (2012) *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken (konsolidierte Fassung)*. Wien: Austrian Standard Institute.
- [10] ÖNORM EN 1990/A1:2013 03 15 (2013) *Eurocode – Grundlagen der Tragwerksplanung – Änderung 1: Anwendung bei Brücken (konsolidierte Fassung)*. Wien: Austrian Standard Institute.
- [11] ÖNORM B 4008-2:2019 11 15 (2019) *Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Tragwerke – Teil 2: Brückenbau*. Wien: Austrian Standard Institute.
- [12] ÖBB Infrastruktur-AG (2011) *Richtlinie für die dynamische Berechnung von Eisenbahnbrücken*. Ausgabe Februar 2011.

- [13] ERRI D214 (1999) *Eisenbahnbrücken für Geschwindigkeiten über 200 km/h*. RP1-RP9, Utrecht: European Rail Research Institute.
- [14] ÖNORM EN 1991-1-1:2011 09 01 (2011) *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen – Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau (konsolidierte Fassung)*. Wien: Austrian Standard Institute.
- [15] Freystein, H. (2012) *Untersuchungen zu den zulässigen zusätzlichen Schienenspannungen aus Interaktion Gleis/Brücke* [Dissertation]. Technische Universität Berlin.
- [16] Battini, J.-M.; Ülker-Kaustell, M. (2011) *A simple finite element to consider the non-linear influence of the ballast on vibrations of railway bridges* in: *Engineering Structures* 33, Issue 9, pp. 2597-2602. DOI: 10.1016/j.engstruct.2011.05.005
- [17] Bigelow, H.; Feldmann, M.; Hoffmeister, B. et al. (2016) *Zur Einspannwirkung von Eisenbahngleisen – Die Auswirkung auf die erste Biegeeigenfrequenz bei Einfeldträgerbrücken* in: *Bautechnik* 93, H. 7, S. 462-469. DOI: 10.1002/bate.201600006
- [18] Bigelow, H.; Hoffmeister, B.; Feldmann, M. (2016) *Zur Einspannwirkung von Eisenbahngleisen – Teil 2: Nichtlineare Federcharakteristiken* in: *Bautechnik* 97, H. 2, S. 74-84. DOI: 10.1002/bate.201900063
- [19] Rigueiro, C.; Rebelo, C.; Simões da Silva, L. (2010) *Influence of ballast models in the dynamic response of railway viaducts* in: *Journal of Sound and Vibration*, Vol. 329, Issue 15, pp. 3030–3040. DOI: 10.1016/j.jsv.2010.02.002
- [20] Lei, X.; Zhang, B. (2010) *Influence of the track stiffness distribution on vehicle and track interactions in track transition* in: *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit*, Vol. 224, pp. 592-604. DOI: 10.1243/2F09544097JRRT318
- [21] Lou, P. (2007) *Finite element analysis for train-track-bridge interaction system* in: *Archive of Applied Mechanics*, Vol. 77, Issue 10, pp. 707-728. DOI: 10.1007/s00419-007-0122-4
- [22] Andersson, C.; Oscarsson, J. (1999) *Dynamic Train/Track Interaction Including State-Dependent Track Properties and Flexible Vehicle Components* in: *Vehicle System Dynamics*, Vol. 33, Issue 1, pp. 47-58. DOI: 10.1080/00423114.1999.12063069
- [23] Kouroussis, G.; Verlinden, O. (2013) *Prediction of railway induced ground vibration through multibody and finite element modelling* in: *Mechanical Science*, Vol. 4, pp. 167-183. DOI: 10.5194/ms-4-167-2013

- [24] Kouroussis, G.; Verlinden, O.; Conti, C. (2012) *Influence of some vehicle and track parameters on the environmental vibrations induced by railway traffic* in: *Vehicle System Dynamics - International Journal of Vehicle Mechanics and Mobility*, Vol. 50, Issue 4, pp- 619-639. DOI: 10.1080/00423114.2011.610897
- [25] Lou, P.; Yu, Z.W.; Au, F.T.K. (2012) *Rail-bridge coupling element of unequal lengths for analysing train-track-bridge interaction systems* in: *Applied Mathematical Modelling*, Vol. 36, Issue 4, pp. 1395-1414. DOI: 10.1016/j.apm.2011.08.041
- [26] Lombaert, G.; Degrande, G.; Kogut, J.; Francois, S. (2006) *The experimental validation of a numerical model for the prediction of railway induced vibrations* in: *Journal of Sound and Vibration*, Vol. 297, Issues 3-5, pp. 512-535. DOI: 10.1016/j.jsv.2006.03.048
- [27] Young, T.H.; Li, C.Y. (2003) *Vertical Vibration Analysis of Vehicle/Imperfect Track Systems* in: *Vehicle System Dynamics - International Journal of Vehicle Mechanics and Mobility*, Vol. 40, Issue 5, pp. 329-349. DOI: 10.1076/vesd.40.5.329.17912
- [28] Kogut, J.P.; Lombaert, G.; Francois, S., et al. (2003) *High speed train induced vibrations: in situ measurements and numerical modelling* in: 10<sup>th</sup> International Congress on Sound and Vibration. 7.-10. July 2003, Stockholm, Sweden.
- [29] Nguyen, K.; Goicolea, J.M; Galbadòn, F. (2014) *Comparison of dynamic effects of high-speed traffic load on ballasted track using a simplified two-dimensional and full three-dimensional model* in: *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit*, Vol. 228, Issue 2, pp. 128-142. DOI: 10.1177/0954409712465710
- [30] Zhai, W.M.; Wang, K.; Cai, C. (2009) *Fundamentals of vehicle-track coupled dynamic* in: *Vehicle System Dynamics - International Journal of Vehicle Mechanics and Mobility*, Vol. 47, Issue 11, pp. 1349-1376. DOI: 10.1080/00423110802621561
- [31] Reiterer, M.; Bruschetini-Ambro, S.-Z. (2019) *Dynamik von Eisenbahnbrücken: Diskrepanz zwischen Messung und Rechnung* in: *Bauingenieur* 94, Heft 4, Fachteil D-A-CH, S. 9-21. DOI: 10.37544/0005-6650-2019-04-41
- [32] Reiterer, M.; Lachinger, S.; Fink, J. et al. (2017) *Ermittlung der dynamischen Kennwerte von Eisenbahnbrücken unter Anwendung von unterschiedlichen Schwingungsanregungsmethoden* in: *Bauingenieur* 92, Heft 10, Fachteil Erdbebeningenieurwesen, S. 2-13. DOI: 10.37544/000-6650-2017-10-24

- [33] Adam, C.; Salcher, P. (2014) *Dynamic effect of high-speed trains on simple bridge structures* in: Structural Engineering and Mechanics, Vol. 51, Issue 4, pp. 581-599.  
DOI: 10.12989/sem.2014.51.4.581
- [34] Adam C.; Salcher, P. (2017) *Effect of the Load Modelling Strategy on the Dynamic Response Prediction of Bridges Subjected to High-Speed Trains* in: Irschik H., Belyaev A., Krommer M. [Hrsg.] Dynamics and Control of Advanced Structures and Machines. Springer, Cham.  
DOI: 10.1007/978-3-319-43080-5\_24
- [35] Glatz, B.; Fink, J. (2019) *Einfluss der Zugmodelle auf die dynamische Antwort von 75 Stahl-, Verbund- und Stahlbetonbrücken* in: Stahlbau 88, Heft 5, S. 470-477.  
DOI: 10.1002/stab.201900014
- [36] Glatz, B.; Bettinelli, L.; Fink, J. (2020) *Triebfahrzeuge und Fahrzeug-Brücken-Interaktion in der dynamischen Berechnung von Eisenbahnbrücken* in: Bautechnik 97, Heft 7, S. 453-461. DOI: 10.1002/bate.201900113
- [37] Hirzinger, B.; Adam, C.; Salcher, P. (2020) *Dynamic response of a non-classically damped beam with general boundary conditions subjected to a moving mass-spring-damper system* in: International Journal of Mechanical Sciences 185, 105877.  
DOI: 10.1016/j.ijmecsci.2020.105877
- [38] Adam, C.; Hirzinger, B. (2020) *Ein Modell mit Boden-Bauwerk-Interaktion zur dynamischen Berechnung von Eisenbahnbrücken* in: Bauingenieur 95, H. 7-8, S. 289-298.  
DOI: 10.37544/0005-6650-2020-07-08-81
- [39] Salcher, P.; Onay, A.; Adam, C. (2020) *Effekt der Boden-Bauwerksinteraktion auf die Dynamik rahmenartiger Eisenbahnbrücken* in: Bautechnik 97, H. 7, S. 490–498.  
DOI: 10.1002/bate.202000005
- [40] Reiterer, M.; Lachinger, S. (2020) *Untersuchung der dynamischen Kennwerte einer Eisenbahnbrücke bei unterschiedlichen Ausbauständen* in: Beton- und Stahlbetonbau 115, Heft 2, S. 117–127. DOI: 10.1002/best.201900055
- [41] Vospernig, M.; Reiterer, M. (2020) *Evaluierung der dynamischen Systemeigenschaften von einfeldrigen Stahlbeton-Eisenbahnbrücken: Messtechnische Bestimmung der dynamischen Kennwerte für zwei Versuchsbrücken im gerissenen und ungerissenen Zustand bei unterschiedlichen Ausbauständen* in: Beton- und Stahlbetonbau 115, Heft 6, S. 424-437.  
DOI: 10.1002/best.201900093

- [42] Glatz, B; Fink, J. (2021) *A redesigned approach to the additional damping method in the dynamic analysis of simply supported railway bridges* in: Engineering Structures 241, 112415, 13 S. DOI: 10.1016/j.engstruct.2021.112415
- [43] Yau, J.D.; Martínez-Rodrigo, M.D.; Domenech, A. (2019) *An equivalent additional damping approach to assess vehicle-bridge interaction for train-induced vibration of short-span railway bridges* in: Engineering Structures, Vol. 188, pp. 469-479.  
DOI: 10.1016/j.engstruct.2019.01.144
- [44] Domènech, A.; Museros, P.; Martínez-Rodrigo, M.D. (2014) *Influence of the vehicle model on the prediction of the maximum bending response of simply-supported bridges under high-speed railway traffic* in: Engineering Structures, Vol. 72, pp- 123-139.  
DOI: 10.1016/j.engstruct.2014.04.037
- [45] Doménech A, Museros P. (2011) *Influence of the vehicle model on the response of high-speed railway bridges at resonance. Analysis of the additional damping method prescribed by Eurocode 1* in: Proceedings of the 8<sup>th</sup> International Conference on Structural Dynamics, EURO-DYN 2011, 2011, p. 1273-1280.
- [46] Liu, K.; De Roeck, G.; Lombaert, G. (2009) *The effect of dynamic train-bridge interaction on the bridge response during a train passage* in: Journal of Sound and Vibration, Vol. 325, Issues 1-2, p. 240-251. DOI: 10.1016/j.jsv.2009.03.021
- [47] Lachinger, S.; Reiterer, M.; Vorwagner, A. (2018) *KOMET – Kombination Methoden der Anregung, Messung und Auswertung zur Ermittlung dynamischer Kennwerte von Eisenbahnbrücken*. Wien: REVOTEC zt gmbh, Austrian Institute of Technology, TU Wien, Ergebnisbericht zum Projekt KOMET. Internes Dokument.
- [48] ÖBB Infrastruktur AG (2019) *Dynamische Messungen von Eisenbahnbrücken „DynDi 2“*. Wien: REVOTEC zt gmbh. Technischer Bericht. Internes Dokument.
- [49] ÖBB Infrastruktur AG (2007) *Westbahnstrecke Wien-Salzburg - Ertüchtigung für 250 km/h – Schwingungsmessung*. Graz: Ingenieurbüro DI Nippitsch & DI Heiden. Technischer Bericht. Internes Dokument.
- [50] Affenzeller, M. (2020) *Dynamische Analyse einer zweigleisigen Eisenbahnbrücke mit getrennten Tragwerken und gemeinsamem Schotterbett* [Diplomarbeit] TU Wien.
- [51] Kirchhofer, J. (2012) *Beitrag zur vertiefenden Beschreibung des dynamischen Verhaltens von Eisenbahnbrücken mit Schotteroberbau* [Dissertation]. TU Wien.

- [52] Hackl, K. (2017) *Entwicklung und Anwendung einer Versuchsanlage zur Untersuchung der dynamischen Eigenschaften des Schotteroberbaues auf Eisenbahnbrücken* [Dissertation]. TU Wien.
- [53] Petersen, C.; Werkle, H. (2017) *Dynamik der Baukonstruktionen*. 2., überarb. und aktual. Aufl. Heidelberg: Springer
- [54] Zacher, M.; Baeßler, M. (2005) *Dynamic behaviour of ballast on railway bridges* in: Delgado, R.; Calcada, R.; Goicolea, j. M.; Gabaldon, F. [Hrsg.] *Dynamics of High-Speed Railway Bridges*. London: CRC Press, 14 p.
- [55] Rücker, W.; Baeßler, M.; Rohrmann, R. G. (2006) *Experimentelle Untersuchungen zu Schotterfahrwegen auf Brücken* in: Rackwitz, F. [Hrsg.] *Entwicklungen in der Bodenmechanik, Bodendynamik und Geotechnik*. Heidelberg: Springer, S. 397-414.
- [56] Baeßler, M. (2009) *Lageveränderungen des Schottergleises durch zyklische und dynamische Beanspruchungen* [Dissertation]. Technische Universität Berlin.
- [57] CEDEX - Centro de Estudios y experimentación de obras públicas (2020) *CEDEX TRACK BOX (CTB)*. [http://www.cedex.es/NR/rdonlyres/D3AAEA4F-4E44-4194-B761-E0B760D2CF98/144152/CEDEXTRACKBOX\\_english.pdf](http://www.cedex.es/NR/rdonlyres/D3AAEA4F-4E44-4194-B761-E0B760D2CF98/144152/CEDEXTRACKBOX_english.pdf) [Zugriff am 16.03.2020]
- [58] Estaire, J.; Mirasol, V.; Santana, M. (2017). *Track lateral stability tests performed in CEDEX Track Boz and their modelling* in: *Geotecnia* 140, pp. 03-30. DOI: 10.24849/j.geot.2017.140.01
- [59] Rauert, T. (2011) *Zum Einfluss baulicher Randbedingungen auf das dynamische Verhalten von WIB-Eisenbahnbrücken* [Dissertation] RWTH Aachen.
- [60] Bigelow, H.; Rauert, T.; Hoffmeister, B. et al. (2018) *Steifigkeitsbeiträge durchgehender Schotterschichten auf Eisenbahnbrücken mit Längsfugen* in: *Stahlbau* 87, H. 3, S. 215-224. DOI: 10.1002/stab.201810577
- [61] Binder, E. (2015) *Planung einer Versuchsanlage zur Untersuchung der dynamischen Eigenschaften des Schotteroberbaues von Eisenbahnbrücken* [Diplomarbeit] TU Wien.
- [62] Malik, T.; Stollwitzer, A.; Fink, J. et al. (2019) *Modell und Kennwerte zum Schotteroberbauverhalten als Grundlage der Brückendynamik*. Ergebnisbericht zum Forschungsprojekt „Schotteroberbaukennw.“ – Verkehrsinfrastrukturforschung (VIF2014). Wien: TU Wien. Internes Dokument.

- [63] Niedzielski, J. (2018) *Sensitivitätsanalyse einer Versuchsanlage zur Untersuchung der Einflussparameter auf die rechnerische Eigenfrequenz von Eisenbahnbrücken* [Diplomarbeit]. TU Wien.
- [64] Brandstetter, G. (2018) *Analyse einfacher Tragwerkmodelle zur dynamischen Berechnung von Eisenbahnbrücken mit Schwerpunkt Schotteroberbau* [Dissertation]. TU Wien.
- [65] Stollwitzer, A.; Fink, J. (2021) *Dämpfungskennwerte des Schotteroberbaues auf Eisenbahnbrücken – Teil 1: Vertikale Relativbewegungen im Schotteroberbau* in: Bautechnik 98 (zur Veröffentlichung angenommen) DOI: 10.1002/bate.202000092
- [66] Stollwitzer, A.; Fink, J. (2021) *Dämpfungskennwerte des Schotteroberbaues auf Eisenbahnbrücken – Teil 2: Energiedissipation im Schotteroberbau und zugehöriges Rechenmodell* in: Bautechnik 98 (zur Veröffentlichung angenommen) DOI: 10.1002/bate.202000100
- [67] Stollwitzer, A.; Fink, J. (2021) *Dynamische Durchschubversuche des Gleisrost-Schotteroberbausystems zur Analyse der Gleis-Tragwerk-Interaktion*. Ergebnisbericht an die ÖBB-Infrastruktur AG zum Forschungsprojekt DYS-GROS. Internes Dokument.
- [68] Stollwitzer, A.; Fink, J.; Malik, T. (2020) *Experimental analysis of damping mechanisms in ballasted track on single-track railway bridges* in: Engineering Structures 220, 110982, 11 S. DOI: 10.1016/j.engstruct.2020.110982
- [69] Stollwitzer, A.; Fink, J.; Petraschek, T. (2019) *Untersuchung des dynamischen Schotteroberbauverhaltens bei Eisenbahnbrücken* in: 16. D-A-CH Tagung Erdbebeningenieurwesen & Baudynamik, Innsbruck, 26.09.2019–27.09.2019; in: „16. D-A-CH Tagung Erdbebeningenieurwesen & Baudynamik“, C. Adam, G. Achs, T. Furtmüller (Hrg.), 2019, S. 465 – 472. ISBN: 978-3-200-06454-6.
- [70] Wiesner, P. (2021) *Planung und Entwicklung einer Versuchsanlage zur Erforschung der vertikalen Dämpfungsmechanismen im Schotteroberbau auf Eisenbahnbrücken* [Diplomarbeit]. TU Wien.

# TEIL B

# PUBLIKATIONEN

Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Dissertation ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar.  
The approved original version of this doctoral thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.



Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Dissertation ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar.  
The approved original version of this doctoral thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

# 1 Publikation [1]

Titel: Analyse des dynamischen Schotteroberbauverhaltens anhand einer Großversuchsanlage mit vertikaler Kraftanregung

Autoren: Andreas Stollwitzer & Josef Fink

DOI: 10.37544/0005-6650-2020-01-36

Zeitschrift: Bauingenieur

ISSN: 0005-6650

eISSN: 1436-4867

Verlag: VDI Fachmedien

impact factor: 0,815 (2019)

Ausgabe: 95. Jahrgang (2020), Heft 1

Seiten: 10 (S. 13 – 21)

Übernahme des Fachbeitrags in der Dissertation (print-Version) mit Genehmigung der  
VDI Fachmedien GmbH & Co. KG Unternehmen für Fachinformationen

## 2 Publikation [2]

**Titel:** Bestimmung modellabhängiger Steifigkeits- und Dämpfungskennwerten des Schotteroberbaues zur dynamischen Berechnung von Eisenbahnbrücken

**Autoren:** Andreas Stollwitzer & Josef Fink

**DOI:** 10.1002/10.37544/0005-6650-2020-09-71

**Zeitschrift:** Bauingenieur

**ISSN:** 0005-6650

**eISSN:** 1436-4867

**Verlag:** VDI Fachmedien

**impact factor:** 0,815 (2019)

**Ausgabe:** 95. Jahrgang (2020), Heft 9

**Seiten:** 12 (S. 345 – 356)

Übernahme des Fachbeitrags in der Dissertation (print-Version) mit Genehmigung der  
VDI Fachmedien GmbH & Co. KG Unternehmen für Fachinformationen

### 3 Publikation [3]

Titel: Die rechnerische Bestimmung der Dämpfung von Stahl-Eisenbahnbrücken – Teil 1: Theorie

Autoren: Andreas Stollwitzer & Josef Fink

DOI: 10.1002/stab.202100009

Zeitschrift: Stahlbau

ISSN: 0038-9145

eISSN: 1437-1049

Verlag: Ernst & Sohn

impact factor: 0,780 (2019)

Ausgabe: 90. Jahrgang (2021), Heft 4

Seiten: 11 (S. 305 – 315)

## 4 Publikation [4]

**Titel:** Die rechnerische Bestimmung der Dämpfung von Stahl-Eisenbahnbrücken – Teil 2: Verifizierung anhand von Bestandsbrücken

**Autoren:** Andreas Stollwitzer & Josef Fink

**DOI:** 10.1002/stab.202100013

**Zeitschrift:** Stahlbau

**ISSN:** 0038-9145

**eISSN:** 1437-1049

**Verlag:** Ernst & Sohn

**impact factor:** 0,780 (2019)

**Ausgabe:** 90. Jahrgang (2021), Heft 6

**Seiten:** 14 (S. 449 – 462)

# ANHANG

**Tabelle A.1:** Aus Messdaten identifizierte Dämpfungsmaße für 47 Eisenbahnbrücken auf Basis unterschiedlicher Schwingungsanregungsmethoden

TW NR	Bauweise	Spann- weite  L  [m]	1 - Ausschwingverhalten nach Zugüberfahrt (ASZ)				2 - Krafterregte Schwingungsanregung (KSA)			
			$\zeta_{\min}$ [%]	$\zeta_{\max}$ [%]	$\zeta_{\text{mittel}}$ [%]	Quelle	$\zeta_{\min}$ [%]	$\zeta_{\max}$ [%]	$\zeta_{\text{mittel}}$ [%]	Quelle
1	Stahl	16,10	1,89	5,85	<b>3,20</b>	KOMET [47]	-	-	-	-
2	Stahl	15,47	1,50	3,90	<b>3,10</b>	ÖBB [49]	-	-	-	-
3	Stahl	13,60	1,80	7,20	<b>4,30</b>	ÖBB [49]	-	-	-	-
4	Stahl	11,00	1,90	5,90	<b>3,50</b>	ÖBB [49]	-	-	-	-
5	Stahl	12,57	1,70	4,60	<b>3,00</b>	ÖBB [49]	-	-	-	-
6	Stahl	15,30	2,20	7,20	<b>3,90</b>	ÖBB [49]	-	-	-	-
7	Stahl	21,80	3,14	5,17	<b>4,21</b>	<sup>5</sup>	-	-	-	-
8	Stahl	21,80	2,85	5,17	<b>4,02</b>	<sup>5</sup>	-	-	-	-
9	Stahl	10,79	2,10	6,40	<b>3,70</b>	ÖBB [49]	-	-	-	-
10	Stahl	15,40	2,12	3,56	<b>2,84</b>	ÖBB [49]	-	-	-	-
11	Stahl	17,50	1,76	2,61	<b>2,19</b>	ÖBB [49]	-	-	-	-
12	Stahl	4,50	2,22	7,00	<b>4,46</b>	Affenzeller [50]	2,53	4,80	<b>4,15</b>	Affenzeller [50]
13	Stahl	16,10	1,30	5,30	<b>2,60</b>	ÖBB [48, 49]	-	-	<b>2,49</b>	KOMET [47]
14	Stahl	33,30	0,80	1,80	<b>1,20</b>	ÖBB [49]	-	-	<b>1,77</b>	KOMET [47]
15	Stahl	21,36	-	-	-	-	1,16	1,80	<b>1,53</b>	Kirchhofer [51]
16	Stahl	16,00	-	-	-	-	1,66	2,21	<b>1,98</b>	KOMET [47]
17	Stahl	16,50	-	-	-	-	1,24	1,40	<b>1,33</b>	Hackl [52]
18	Stahl	16,00	-	-	-	-	1,13	1,27	<b>1,21</b>	Hackl [52]
19	Stahlbeton	9,85	1,50	3,90	<b>3,10</b>	ÖBB [49]	-	-	-	-
20	Stahlbeton	12,39	2,30	6,40	<b>4,00</b>	ÖBB [49]	-	-	-	-
21	Stahlbeton	4,40	2,00	5,80	<b>3,20</b>	ÖBB [49]	-	-	-	-
22	Stahlbeton	2,90	2,30	7,30	<b>4,00</b>	ÖBB [49]	-	-	-	-
23	Stahlbeton	7,82	2,20	7,30	<b>4,60</b>	ÖBB [49]	-	-	-	-
24	Stahlbeton	4,50	2,40	5,40	<b>3,50</b>	ÖBB [49]	-	-	-	-
25	Stahlbeton	14,29	2,40	7,70	<b>3,80</b>	ÖBB [49]	-	-	-	-
26	Stahlbeton	5,40	2,90	8,00	<b>4,70</b>	ÖBB [49]	-	-	-	-
27	Stahlbeton	12,30	2,40	5,70	<b>4,20</b>	ÖBB [49]	-	-	-	-
28	Stahlbeton	4,40	3,30	8,80	<b>5,40</b>	ÖBB [49]	-	-	-	-
29	Stahlbeton	14,24	2,20	6,20	<b>4,40</b>	ÖBB [49]	-	-	-	-
30	Stahlbeton	5,80	2,10	7,10	<b>3,50</b>	ÖBB [49]	-	-	-	-

<sup>5</sup> Aus datenschutzrechtlichen Gründen darf diese Quelle nicht veröffentlicht werden.

TW NR	Bauweise	Spann- weite  L  [m]	1 - Ausschwingverhalten nach Zugüberfahrt (ASZ)				2 - Kräfteerregte Schwingungsanregung (KSA)			
			$\zeta_{\min}$ [%]	$\zeta_{\max}$ [%]	$\zeta_{\text{mittel}}$ [%]	Quelle	$\zeta_{\min}$ [%]	$\zeta_{\max}$ [%]	$\zeta_{\text{mittel}}$ [%]	Quelle
23	Stahlbeton	7,82	2,20	7,30	<b>4,60</b>	ÖBB [49]	-	-	-	-
24	Stahlbeton	4,50	2,40	5,40	<b>3,50</b>	ÖBB [49]	-	-	-	-
25	Stahlbeton	14,29	2,40	7,70	<b>3,80</b>	ÖBB [49]	-	-	-	-
26	Stahlbeton	5,40	2,90	8,00	<b>4,70</b>	ÖBB [49]	-	-	-	-
27	Stahlbeton	12,30	2,40	5,70	<b>4,20</b>	ÖBB [49]	-	-	-	-
28	Stahlbeton	4,40	3,30	8,80	<b>5,40</b>	ÖBB [49]	-	-	-	-
29	Stahlbeton	14,24	2,20	6,20	<b>4,40</b>	ÖBB [49]	-	-	-	-
30	Stahlbeton	5,80	2,10	7,10	<b>3,50</b>	ÖBB [49]	-	-	-	-
31	Stahlbeton	10,45	2,40	7,20	<b>5,10</b>	ÖBB [49]	-	-	-	-
32	Stahlbeton	12,30	2,40	6,90	<b>5,00</b>	ÖBB [49]	-	-	-	-
33	Stahlbeton	8,50	-	-	-	-	-	-	<b>5,88</b>	KOMET [47]
34	Stahlbeton	19,50	-	-	-	-	-	-	<b>3,36</b>	KOMET [47]
35	Stahlbeton	21,00	-	-	-	-	-	-	<b>4,28</b>	KOMET [47]
36	Stahlbeton	16,80	-	-	-	-	-	-	<b>2,65</b>	KOMET [47]
37	Stahlbeton	5,92	-	-	-	-	-	-	<b>7,70</b>	KOMET [47]
38	Stahlbeton	10,57	-	-	-	-	-	-	<b>4,05</b>	KOMET [47]
39	Stahlbeton	6,18	-	-	-	-	-	-	<b>7,61</b>	KOMET [47]
40	Stahlbeton	6,18	-	-	-	-	-	-	<b>8,10</b>	KOMET [47]
41	Stahlbeton	11,00	-	-	-	-	-	-	<b>5,60</b>	KOMET [47]
42	WiB	4,00	2,30	5,80	<b>3,50</b>	ÖBB [49]	-	-	-	-
43	WiB	11,61	2,60	8,30	<b>5,60</b>	ÖBB [49]	-	-	-	-
44	WiB	4,19	2,90	9,10	<b>4,40</b>	ÖBB [49]	-	-	-	-
45	WiB	4,00	-	-	-	-	-	-	<b>8,18</b>	KOMET [47]
46	WiB	7,70	-	-	-	-	-	-	<b>6,38</b>	KOMET [47]
47	WiB	9,00	-	-	-	-	-	-	<b>6,90</b>	KOMET [47]

**Tabelle A.2:** Durchgeführte Schwingversuche an der Versuchsanlage: Versuchstag, Randbedingungen und aus Messdaten identifizierte Resonanzfrequenz

VNR	Versuchstag	Federlager			Anregung $m_{st}$ [kgm]	Versuchstyp	Kopplungs- konstruktion	$f_d$ [Hz]
		Abstand $l_{FL}$ [m]	Anzahl Federn	$k_{FL}$ [kN/mm]				
1	05.07.2018	6,00	4	32,93	0,551	Ausschwinger	fest	6,03
2	05.07.2018	6,00	4	32,93	0,551	Ausschwinger	fest	6,03
3	05.07.2018	6,00	4	32,93	0,551	Frequenzgang	fest	6,04
4	05.07.2018	6,00	8	65,87	0,551	Ausschwinger	fest	7,52
5	05.07.2018	6,00	8	65,87	0,551	Ausschwinger	fest	7,52
6	05.07.2018	6,00	8	65,87	0,551	Frequenzgang	fest	7,54
7	10.07.2018	6,00	10	82,33	0,551	Ausschwinger	fest	8,16
8	10.07.2018	6,00	10	82,33	0,551	Ausschwinger	fest	8,15
9	10.07.2018	6,00	10	82,33	0,551	Frequenzgang	fest	8,19
10	10.07.2018	6,00	12	98,80	0,551	Ausschwinger	fest	8,59
11	10.07.2018	6,00	12	98,80	0,551	Ausschwinger	fest	8,59
12	10.07.2018	6,00	12	98,80	0,551	Frequenzgang	fest	8,65
13	10.07.2018	6,00	6	49,40	0,551	Ausschwinger	fest	6,84
14	10.07.2018	6,00	6	49,40	0,551	Ausschwinger	fest	6,85
15	10.07.2018	6,00	6	49,40	0,551	Frequenzgang	fest	6,87
16	18.07.2018	6,00	6	49,40	0,551	Ausschwinger	fest	6,87
17	18.07.2018	6,00	6	49,40	0,551	Ausschwinger	fest	6,87
18	18.07.2018	6,00	6	49,40	0,551	Frequenzgang	fest	6,87
19	18.07.2018	3,75	6	49,40	0,551	Ausschwinger	fest	4,69
20	18.07.2018	3,75	6	49,40	0,551	Ausschwinger	fest	4,70
21	18.07.2018	3,75	6	49,40	0,551	Frequenzgang	fest	4,72
22	18.07.2018	3,75	12	98,80	0,551	Ausschwinger	fest	5,90
23	18.07.2018	3,75	12	98,80	0,551	Ausschwinger	fest	5,90
24	18.07.2018	3,75	12	98,80	0,551	Frequenzgang	fest	5,92
25	18.07.2018	3,75	10	82,33	0,551	Ausschwinger	fest	5,60
26	18.07.2018	3,75	10	82,33	0,551	Ausschwinger	fest	5,61
27	18.07.2018	3,75	10	82,33	0,551	Frequenzgang	fest	5,62
28	18.07.2018	3,75	8	65,87	0,551	Ausschwinger	fest	5,28
29	18.07.2018	3,75	8	65,87	0,551	Ausschwinger	fest	5,28
30	18.07.2018	3,75	8	65,87	0,551	Frequenzgang	fest	5,29
31	18.07.2018	3,75	4	32,93	0,551	Ausschwinger	fest	4,16
32	18.07.2018	3,75	4	32,93	0,551	Ausschwinger	fest	4,16
33	18.07.2018	3,75	4	32,93	0,551	Frequenzgang	fest	4,17
34	29.08.2018	3,75	8	65,87	0,551	Ausschwinger	fest	5,28
35	29.08.2018	3,75	8	65,87	0,551	Ausschwinger	fest	5,29
36	29.08.2018	3,75	8	65,87	0,551	Ausschwinger	fest	5,28
37	29.08.2018	3,75	8	65,87	0,365	Ausschwinger	fest	5,30

VNR	Versuchstag	Federlager			Anregung $m_{st}$ [kgm]	Versuchstyp	Kopplungs- konstruktion	$f_d$ [Hz]
		Abstand $l_{FL}$ [m]	Anzahl Federn	$k_{FL}$ [kN/mm]				
38	29.08.2018	3,75	8	65,87	0,365	Ausschwinger	fest	5,30
39	29.08.2018	3,75	8	65,87	0,365	Ausschwinger	fest	5,28
40	29.08.2018	3,75	8	65,87	0,813	Ausschwinger	fest	5,23
41	29.08.2018	3,75	8	65,87	0,813	Ausschwinger	fest	5,24
42	29.08.2018	3,75	8	65,87	0,813	Ausschwinger	fest	5,24
43	29.08.2018	3,75	12	98,80	0,813	Ausschwinger	fest	5,79
44	29.08.2018	3,75	12	98,80	0,813	Ausschwinger	fest	5,79
45	29.08.2018	3,75	12	98,80	0,813	Ausschwinger	fest	5,81
46	29.08.2018	3,75	12	98,80	0,365	Ausschwinger	fest	5,84
47	29.08.2018	3,75	12	98,80	0,365	Ausschwinger	fest	5,86
48	29.08.2018	3,75	12	98,80	0,365	Ausschwinger	fest	5,84
49	29.08.2018	3,75	12	98,80	0,551	Ausschwinger	fest	5,84
50	29.08.2018	3,75	12	98,80	0,551	Ausschwinger	fest	5,84
51	29.08.2018	3,75	12	98,80	0,551	Ausschwinger	fest	5,84
52	29.08.2018	3,75	4	32,93	0,551	Ausschwinger	fest	4,19
53	29.08.2018	3,75	4	32,93	0,551	Ausschwinger	fest	4,19
54	06.09.2018	3,75	4	32,93	0,551	Ausschwinger	fest	4,19
55	06.09.2018	3,75	4	32,93	0,551	Ausschwinger	fest	4,19
56	06.09.2018	3,75	4	32,93	0,365	Ausschwinger	fest	4,19
57	06.09.2018	3,75	4	32,93	0,365	Ausschwinger	fest	4,21
58	06.09.2018	3,75	4	32,93	0,365	Ausschwinger	fest	4,21
59	06.09.2018	3,75	4	32,93	0,813	Ausschwinger	fest	4,17
60	06.09.2018	3,75	4	32,93	0,813	Ausschwinger	fest	4,19
61	06.09.2018	3,75	4	32,93	0,813	Ausschwinger	fest	4,19
62	06.09.2018	6,00	4	32,93	0,813	Ausschwinger	fest	5,93
63	06.09.2018	6,00	4	32,93	0,813	Ausschwinger	fest	5,93
64	06.09.2018	6,00	4	32,93	0,813	Ausschwinger	fest	5,93
65	06.09.2018	6,00	4	32,93	0,365	Ausschwinger	fest	6,00
66	06.09.2018	6,00	4	32,93	0,365	Ausschwinger	fest	5,98
67	06.09.2018	6,00	4	32,93	0,365	Ausschwinger	fest	5,98
68	06.09.2018	6,00	4	32,93	0,551	Ausschwinger	fest	5,98
69	06.09.2018	6,00	4	32,93	0,551	Ausschwinger	fest	5,98
70	06.09.2018	6,00	4	32,93	0,551	Ausschwinger	fest	5,95
71	06.09.2018	6,00	8	65,87	0,551	Ausschwinger	fest	7,53
72	06.09.2018	6,00	8	65,87	0,551	Ausschwinger	fest	7,50
73	06.09.2018	6,00	8	65,87	0,551	Ausschwinger	fest	7,53
74	06.09.2018	6,00	8	65,87	0,365	Ausschwinger	fest	7,53
75	06.09.2018	6,00	8	65,87	0,365	Ausschwinger	fest	7,55
76	06.09.2018	6,00	8	65,87	0,365	Ausschwinger	fest	7,53

VNR	Versuchstag	Federlager			Anregung $m_{st}$ [kgm]	Versuchstyp	Kopplungs- konstruktion	$f_d$ [Hz]
		Abstand $l_{FL}$ [m]	Anzahl Federn	$k_{FL}$ [kN/mm]				
77	06.09.2018	6,00	8	65,87	0,813	Ausschwinger	fest	7,50
78	06.09.2018	6,00	8	65,87	0,813	Ausschwinger	fest	7,50
79	06.09.2018	6,00	8	65,87	0,813	Ausschwinger	fest	7,50
80	06.09.2018	6,00	12	98,80	0,813	Ausschwinger	fest	8,51
81	06.09.2018	6,00	12	98,80	0,813	Ausschwinger	fest	8,54
82	06.09.2018	6,00	12	98,80	0,813	Ausschwinger	fest	8,54
83	06.09.2018	6,00	12	98,80	0,365	Ausschwinger	fest	8,60
84	06.09.2018	6,00	12	98,80	0,365	Ausschwinger	fest	8,60
85	06.09.2018	6,00	12	98,80	0,365	Ausschwinger	fest	8,60
86	06.09.2018	6,00	12	98,80	0,551	Ausschwinger	fest	8,57
87	06.09.2018	6,00	12	98,80	0,551	Ausschwinger	fest	8,60
88	06.09.2018	6,00	12	98,80	0,551	Ausschwinger	fest	8,60
89	25.09.2018	5,25	12	98,80	0,551	Ausschwinger	fest	7,96
90	25.09.2018	5,25	12	98,80	0,551	Ausschwinger	fest	7,96
91	25.09.2018	5,25	12	98,80	0,551	Ausschwinger	fest	7,93
92	25.09.2018	5,25	10	82,33	0,551	Ausschwinger	fest	7,50
93	25.09.2018	5,25	10	82,33	0,551	Ausschwinger	fest	7,50
94	25.09.2018	5,25	10	82,33	0,551	Ausschwinger	fest	7,50
95	25.09.2018	5,25	8	65,87	0,551	Ausschwinger	fest	6,92
96	25.09.2018	5,25	8	65,87	0,551	Ausschwinger	fest	6,93
97	25.09.2018	5,25	8	65,87	0,551	Ausschwinger	fest	6,94
98	25.09.2018	5,25	6	49,40	0,551	Ausschwinger	fest	6,28
99	25.09.2018	5,25	6	49,40	0,551	Ausschwinger	fest	6,28
100	25.09.2018	5,25	6	49,40	0,551	Frequenzgang	fest	6,29
101	25.09.2018	5,25	4	32,93	0,551	Ausschwinger	fest	5,54
102	25.09.2018	5,25	4	32,93	0,551	Ausschwinger	fest	5,54
103	25.09.2018	5,25	4	32,93	0,551	Ausschwinger	fest	5,54
104	25.09.2018	5,25	4	32,93	0,551	Frequenzgang	fest	5,55
105	20.09.2018	6,00	12	98,80	0,551	Ausschwinger	entkoppelt	8,57
106	20.09.2018	6,00	12	98,80	0,551	Ausschwinger	entkoppelt	8,60
107	20.09.2018	6,00	12	98,80	0,551	Ausschwinger	entkoppelt	8,57
108	20.09.2018	6,00	12	98,80	0,365	Ausschwinger	entkoppelt	8,63
109	20.09.2018	6,00	12	98,80	0,365	Ausschwinger	entkoppelt	8,60
110	20.09.2018	6,00	12	98,80	0,365	Ausschwinger	entkoppelt	8,60
111	20.09.2018	6,00	12	98,80	0,813	Ausschwinger	entkoppelt	8,54
112	20.09.2018	6,00	12	98,80	0,813	Ausschwinger	entkoppelt	8,57
113	20.09.2018	6,00	12	98,80	0,813	Ausschwinger	entkoppelt	8,54
114	20.09.2018	6,00	8	65,87	0,813	Ausschwinger	entkoppelt	7,50
115	20.09.2018	6,00	8	65,87	0,813	Ausschwinger	entkoppelt	7,53

VNR	Versuchstag	Federlager			Anregung $m_{st}$ [kgm]	Versuchstyp	Kopplungs- konstruktion	$f_d$ [Hz]
		Abstand $l_{FL}$ [m]	Anzahl Federn	$k_{FL}$ [kN/mm]				
116	20.09.2018	6,00	8	65,87	0,813	Ausschwinger	entkoppelt	7,53
117	20.09.2018	6,00	8	65,87	0,365	Ausschwinger	entkoppelt	7,55
118	20.09.2018	6,00	8	65,87	0,365	Ausschwinger	entkoppelt	7,55
119	20.09.2018	6,00	8	65,87	0,365	Ausschwinger	entkoppelt	7,55
120	20.09.2018	6,00	8	65,87	0,551	Ausschwinger	entkoppelt	7,55
121	20.09.2018	6,00	8	65,87	0,551	Ausschwinger	entkoppelt	7,53
122	20.09.2018	6,00	8	65,87	0,551	Ausschwinger	entkoppelt	7,55
123	20.09.2018	6,00	4	32,93	0,551	Ausschwinger	entkoppelt	5,84
124	20.09.2018	6,00	4	32,93	0,551	Ausschwinger	entkoppelt	5,84
125	20.09.2018	6,00	4	32,93	0,551	Ausschwinger	entkoppelt	5,84
126	20.09.2018	6,00	4	32,93	0,365	Ausschwinger	entkoppelt	5,84
127	20.09.2018	6,00	4	32,93	0,365	Ausschwinger	entkoppelt	5,84
128	20.09.2018	6,00	4	32,93	0,365	Ausschwinger	entkoppelt	5,84
129	20.09.2018	6,00	4	32,93	0,813	Ausschwinger	entkoppelt	5,84
130	20.09.2018	6,00	4	32,93	0,813	Ausschwinger	entkoppelt	5,84
131	20.09.2018	6,00	4	32,93	0,813	Ausschwinger	entkoppelt	5,84
132	20.09.2018	3,75	4	32,93	0,813	Ausschwinger	entkoppelt	4,05
133	20.09.2018	3,75	4	32,93	0,813	Ausschwinger	entkoppelt	4,05
134	20.09.2018	3,75	4	32,93	0,813	Ausschwinger	entkoppelt	4,05
135	20.09.2018	3,75	4	32,93	0,365	Ausschwinger	entkoppelt	4,07
136	20.09.2018	3,75	4	32,93	0,365	Ausschwinger	entkoppelt	4,07
137	20.09.2018	3,75	4	32,93	0,365	Ausschwinger	entkoppelt	4,07
138	20.09.2018	3,75	4	32,93	0,551	Ausschwinger	entkoppelt	4,05
139	20.09.2018	3,75	4	32,93	0,551	Ausschwinger	entkoppelt	4,07
140	20.09.2018	3,75	4	32,93	0,551	Ausschwinger	entkoppelt	4,05
141	25.09.2018	3,75	8	65,87	0,551	Ausschwinger	entkoppelt	5,14
142	25.09.2018	3,75	8	65,87	0,551	Ausschwinger	entkoppelt	5,13
143	25.09.2018	3,75	8	65,87	0,551	Ausschwinger	entkoppelt	5,13
144	25.09.2018	3,75	8	65,87	0,365	Ausschwinger	entkoppelt	5,13
145	25.09.2018	3,75	8	65,87	0,365	Ausschwinger	entkoppelt	5,13
146	25.09.2018	3,75	8	65,87	0,365	Ausschwinger	entkoppelt	5,13
147	25.09.2018	3,75	8	65,87	0,813	Ausschwinger	entkoppelt	5,11
148	25.09.2018	3,75	8	65,87	0,813	Ausschwinger	entkoppelt	5,11
149	25.09.2018	3,75	8	65,87	0,813	Ausschwinger	entkoppelt	5,11
150	25.09.2018	3,75	12	98,80	0,813	Ausschwinger	entkoppelt	5,79
151	25.09.2018	3,75	12	98,80	0,813	Ausschwinger	entkoppelt	5,79
152	25.09.2018	3,75	12	98,80	0,813	Ausschwinger	entkoppelt	5,79
153	25.09.2018	3,75	12	98,80	0,365	Ausschwinger	entkoppelt	5,84
154	25.09.2018	3,75	12	98,80	0,365	Ausschwinger	entkoppelt	5,84

VNR	Versuchstag	Federlager			Anregung $m_{st}$ [kgm]	Versuchstyp	Kopplungs- konstruktion	$f_d$ [Hz]
		Abstand $l_{FL}$ [m]	Anzahl Federn	$k_{FL}$ [kN/mm]				
155	25.09.2018	3,75	12	98,80	0,365	Ausschwinger	entkoppelt	5,84
156	25.09.2018	3,75	12	98,80	0,551	Ausschwinger	entkoppelt	5,81
157	25.09.2018	3,75	12	98,80	0,551	Ausschwinger	entkoppelt	5,84
158	25.09.2018	3,75	12	98,80	0,551	Ausschwinger	entkoppelt	5,81
159	12.11.2018	3,75	12	98,80	0,182	Ausschwinger	entkoppelt	5,91
160	12.11.2018	3,75	12	98,80	0,182	Ausschwinger	entkoppelt	5,91
161	12.11.2018	3,75	12	98,80	0,182	Ausschwinger	entkoppelt	5,94
162	12.11.2018	3,75	12	98,80	0,365	Ausschwinger	entkoppelt	5,91
163	12.11.2018	3,75	12	98,80	0,365	Ausschwinger	entkoppelt	5,91
164	12.11.2018	3,75	12	98,80	0,365	Ausschwinger	entkoppelt	5,91
165	12.11.2018	3,75	12	98,80	0,813	Ausschwinger	entkoppelt	5,88
166	12.11.2018	3,75	12	98,80	0,813	Ausschwinger	entkoppelt	5,88
167	12.11.2018	3,75	12	98,80	0,813	Ausschwinger	entkoppelt	5,88
168	12.11.2018	3,75	12	98,80	0,813	Ausschwinger	entkoppelt	5,85
169	12.11.2018	3,75	12	98,80	0,813	Ausschwinger	entkoppelt	5,85
170	12.11.2018	3,75	12	98,80	0,813	Ausschwinger	entkoppelt	5,85
171	12.11.2018	3,75	12	98,80	0,551	Ausschwinger	entkoppelt	5,88
172	12.11.2018	3,75	12	98,80	0,551	Ausschwinger	entkoppelt	5,88
173	12.11.2018	3,75	12	98,80	0,551	Ausschwinger	entkoppelt	5,88
174	14.08.2019	3,75	4	32,93	0,182	Ausschwinger	fest	4,07
175	14.08.2019	3,75	4	32,93	0,182	Ausschwinger	fest	4,07
176	14.08.2019	3,75	4	32,93	0,182	Ausschwinger	fest	4,06
177	14.08.2019	3,75	4	32,93	0,551	Ausschwinger	fest	4,04
178	14.08.2019	3,75	4	32,93	0,551	Ausschwinger	fest	4,05
179	14.08.2019	3,75	4	32,93	0,551	Ausschwinger	fest	4,04
180	14.08.2019	3,75	4	32,93	1,102	Ausschwinger	fest	4,03
181	14.08.2019	3,75	4	32,93	1,102	Ausschwinger	fest	4,03
182	14.08.2019	3,75	4	32,93	1,102	Ausschwinger	fest	4,04
183	14.08.2019	3,75	4	32,93	1,551	Ausschwinger	fest	4,02
184	14.08.2019	3,75	4	32,93	1,551	Ausschwinger	fest	4,02
185	14.08.2019	3,75	4	32,93	1,551	Ausschwinger	fest	4,02
186	14.08.2019	3,75	4	32,93	2,000	Ausschwinger	fest	4,00
187	14.08.2019	3,75	4	32,93	2,000	Ausschwinger	fest	4,01
188	14.08.2019	3,75	4	32,93	2,000	Ausschwinger	fest	4,00
189	14.08.2019	3,75	4	32,93	2,459	Ausschwinger	fest	3,98
190	14.08.2019	3,75	4	32,93	2,459	Ausschwinger	fest	3,98
191	14.08.2019	3,75	4	32,93	2,459	Ausschwinger	fest	3,98
192	14.08.2019	3,75	4	32,93	3,059	Ausschwinger	fest	3,97
193	19.08.2019	3,75	4	32,93	1,102	Ausschwinger	fest	4,04

VNR	Versuchstag	Federlager			Anregung $m_{st}$ [kgm]	Versuchstyp	Kopplungs- konstruktion	$f_d$ [Hz]
		Abstand $l_{FL}$ [m]	Anzahl Federn	$k_{FL}$ [kN/mm]				
194	19.08.2019	3,75	4	32,93	1,102	Ausschwinger	fest	4,04
195	19.08.2019	3,75	4	32,93	1,102	Ausschwinger	fest	4,03
196	19.08.2019	6,00	6	49,40	0,182	Ausschwinger	fest	6,88
197	19.08.2019	6,00	6	49,40	0,182	Ausschwinger	fest	6,88
198	19.08.2019	6,00	6	49,40	0,182	Ausschwinger	fest	6,88
199	19.08.2019	6,00	6	49,40	0,551	Ausschwinger	fest	6,83
200	19.08.2019	6,00	6	49,40	0,551	Ausschwinger	fest	6,85
201	19.08.2019	6,00	6	49,40	0,551	Ausschwinger	fest	6,85
202	19.08.2019	6,00	6	49,40	1,102	Ausschwinger	fest	6,80
203	19.08.2019	6,00	6	49,40	1,102	Ausschwinger	fest	6,80
204	19.08.2019	6,00	6	49,40	1,102	Ausschwinger	fest	6,79
205	19.08.2019	6,00	6	49,40	1,551	Ausschwinger	fest	6,77
206	19.08.2019	6,00	6	49,40	1,551	Ausschwinger	fest	6,77
207	19.08.2019	6,00	6	49,40	1,551	Ausschwinger	fest	6,77
208	19.08.2019	6,00	6	49,40	2,000	Ausschwinger	fest	6,74
209	19.08.2019	6,00	6	49,40	2,000	Ausschwinger	fest	6,76
210	19.08.2019	6,00	6	49,40	2,000	Ausschwinger	fest	6,74
211	19.08.2019	6,00	6	49,40	2,459	Ausschwinger	fest	6,73
212	19.08.2019	6,00	6	49,40	2,459	Ausschwinger	fest	6,74
213	19.08.2019	6,00	6	49,40	2,459	Ausschwinger	fest	6,73
214	19.08.2019	6,00	6	49,40	3,059	Ausschwinger	fest	6,70
215	19.08.2019	6,00	6	49,40	3,059	Ausschwinger	fest	6,71
216	19.08.2019	6,00	6	49,40	3,059	Ausschwinger	fest	6,71
217	19.08.2019	6,00	6	49,40	3,660	Ausschwinger	fest	6,68
218	19.08.2019	6,00	6	49,40	3,660	Ausschwinger	fest	6,70
219	19.08.2019	6,00	6	49,40	3,660	Ausschwinger	fest	6,68
220	20.08.2019	6,00	8	65,87	0,551	Ausschwinger	fest	7,57
221	20.08.2019	6,00	8	65,87	0,551	Ausschwinger	fest	7,58
222	20.08.2019	6,00	8	65,87	0,551	Ausschwinger	fest	7,58
223	20.08.2019	6,00	10	82,33	0,551	Ausschwinger	fest	8,09
224	20.08.2019	6,00	10	82,33	0,551	Ausschwinger	fest	8,11
225	20.08.2019	6,00	10	82,33	0,551	Ausschwinger	fest	8,13
226	20.08.2019	6,00	12	98,80	0,182	Ausschwinger	fest	8,71
227	20.08.2019	6,00	12	98,80	0,182	Ausschwinger	fest	8,72
228	20.08.2019	6,00	12	98,80	0,182	Ausschwinger	fest	8,71
229	20.08.2019	6,00	12	98,80	0,551	Ausschwinger	fest	8,65
230	20.08.2019	6,00	12	98,80	0,551	Ausschwinger	fest	8,65
231	20.08.2019	6,00	12	98,80	0,551	Ausschwinger	fest	8,65
232	20.08.2019	6,00	12	98,80	1,102	Ausschwinger	fest	8,61

VNR	Versuchstag	Federlager			Anregung $m_{st}$ [kgm]	Versuchstyp	Kopplungs- konstruktion	$f_d$ [Hz]
		Abstand $l_{FL}$ [m]	Anzahl Federn	$k_{FL}$ [kN/mm]				
233	20.08.2019	6,00	12	98,80	1,102	Ausschwinger	fest	8,61
234	20.08.2019	6,00	12	98,80	1,102	Ausschwinger	fest	8,61
235	20.08.2019	6,00	12	98,80	1,551	Ausschwinger	fest	8,55
236	20.08.2019	6,00	12	98,80	1,551	Ausschwinger	fest	8,57
237	20.08.2019	6,00	12	98,80	1,551	Ausschwinger	fest	8,55
238	20.08.2019	6,00	12	98,80	2,000	Ausschwinger	fest	8,52
239	20.08.2019	6,00	12	98,80	2,000	Ausschwinger	fest	8,53
240	20.08.2019	6,00	12	98,80	2,000	Ausschwinger	fest	8,52
241	20.08.2019	6,00	12	98,80	2,459	Ausschwinger	fest	8,50
242	20.08.2019	6,00	12	98,80	2,459	Ausschwinger	fest	8,48
243	20.08.2019	6,00	12	98,80	2,459	Ausschwinger	fest	8,48
244	20.08.2019	6,00	12	98,80	3,059	Ausschwinger	fest	8,44
245	20.08.2019	6,00	12	98,80	3,059	Ausschwinger	fest	8,42
246	20.08.2019	6,00	12	98,80	3,059	Ausschwinger	fest	8,42
247	20.08.2019	6,00	12	98,80	3,816	Ausschwinger	fest	8,44
248	20.08.2019	6,00	12	98,80	3,816	Ausschwinger	fest	8,41
249	20.08.2019	6,00	12	98,80	3,816	Ausschwinger	fest	8,44