



Diplomarbeit

Master's Thesis

Entwicklung von Rechenmodellen zur Beschreibung der dynamischen Eigenschaften des Schotteroberbaues bei Eisenbahnbrücken

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades eines Diplom-Ingenieurs
unter der Leitung

von

Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Josef Fink

Univ.-Ass. Dipl.-Ing. Johannes Kirchhofer

E 212 Institut für Tragkonstruktionen

Forschungsbereich für Stahlbau

eingereicht an der Technischen Universität Wien

Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Klaus Hackl

0526349

Hofbauerweg 3, 4210 Unterweikersdorf

Wien, 6. März 2012

Eidesstattliche Erklärung

Ich habe zur Kenntnis genommen, dass ich zur Drucklegung meiner Arbeit unter der Bezeichnung

D I P L O M A R B E I T

nur mit Bewilligung der Prüfungskommission berechtigt bin.

Ich erkläre weiters an Eides statt, dass ich meine Diplomarbeit nach den anerkannten Grundsätzen für wissenschaftliche Abhandlungen selbstständig ausgeführt habe und alle verwendeten Hilfsmittel, insbesondere die zugrunde gelegte Literatur, genannt habe.

Wien, am 6. März 2012

Klaus Hackl

Danksagung

Ich bedanke mich bei Herrn Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Josef Fink für die Unterstützung und speziell für den zur Verfügung gestellten Arbeitsplatz am Institut, wodurch die Arbeit sehr erleichtert wurde.

Dank gebührt auch Herrn Univ.-Ass. Dipl.-Ing. Johannes Kirchhofer, der als mein Betreuer stets mit Rat und Hilfe, wenn diese benötigt wurden, zur Stelle war.

Bei meinen Eltern Dorothea und Hans bedanke ich mich für die Unterstützung während des Studiums.

Für die Unterstützung beim Setzen dieser Arbeit mittels \LaTeX möchte ich mich auch bei Herrn Dipl.-Ing.(FH) Thomas Mock bedanken.

Zusammenfassung

In dieser Arbeit wurden Kennwerte der dynamischen Eigenschaften des Schotteroberbaues bei Stahleisenbahnbrücken ermittelt, die durch den Vergleich von Messwerten aus Versuchen mit Berechnungsergebnissen von Finite-Elemente-Modellen gewonnen wurden. Bei diesen Kennwerten handelt es sich um die, dem Schotterbett innewohnende Dämpfung und um steifigkeitswirksame Tragmechanismen, speziell um die Schubübertragung von der Schiene zum Tragwerk durch das Schotterbett.

Diese und andere Untersuchungen werden durchgeführt, da der derzeitige Stand der normativen Vorgaben, die Dämpfung betreffend, äußerst konservative Werte vorsieht, die sich nicht in der Realität widerspiegeln und somit wirtschaftlichem Bauen entgegenstehen.

Als Basis für diese Arbeit dienten die Messwerte aus Versuchen von Mähr [13] einerseits und von Fink & Kirchhofer [6] andererseits. Mähr führte Versuche an einer eigens am *Institut für Tragkonstruktionen* - Forschungsbereich Stahlbau gebauten Versuchsbrücke durch. Mit diesen konnten genannte Eigenschaften des Schotterbettes nachgewiesen werden. Die erhaltenen Messergebnisse dienten der vorliegenden Arbeit zur Erstellung und Anpassung eines Finite-Elemente-Modells, das Kennwerte des Schotterbettes, im Sinne einer Parameterstudie, lieferte. Kirchhofer führte die Untersuchungen an Brückentragwerken im Feld fort, um Einflüsse, die sich bei der Versuchsbrücke nicht zeigen, berücksichtigen zu können, wie etwa die durchlaufenden Gleise auf der Brücke. Eine dieser Untersuchungen fand am Fahrenbachviadukt statt. Deren Ergebnisse wurden zum Vergleich mit jenen eines FE-Modells derselben Brücke herangezogen, wobei aber für die Kennwerte des Schotterbettes jene der Versuchsbrücke verwendet wurden, um genannte Einflüsse abzugrenzen.

Es stellte sich heraus, dass eine Modifikation des FE-Modells nötig war, um die Versuchsergebnisse nachzubilden. Der Einsatz von Dämpferelementen am Fahrbahnübergang, welche die Reibungsdämpfung des Schleppbleches simulieren, brachte befriedigende Ergebnisse hinsichtlich der Auslenkung des Amplitudenfrequenzganges. Mit der Modellierung des gedämpften Fahrbahnüberganges allein war eine Anpassung des FE-Modells nicht möglich gewesen. Wie vermutet stellte sich heraus, dass die auf der Brücke durchlaufenden Gleise Einfluss auf Steifigkeit und Dämpfung der Brücke, jedenfalls nach der Finite-Elemente-Berechnung, haben.

Die erhaltenen Erkenntnisse aus auf Versuchsergebnissen basierenden Finite-Elemente-Modellen, die weiters mit theoretischen Elementen ausgebaut wurden um die Realität abzubilden, werfen weitere Fragen in diesem Forschungsgebiet auf. Mit zusätzlichen Versuchen müssen diese Theorien in Zukunft geprüft werden, um den derzeitigen, noch nicht befriedigenden, Kenntnisstand zu verbessern und das entwickelte FE-Modell allgemein anwendbar zu machen.

Abstract

Design of Computer Models for Describing the Dynamic Behaviour of the Ballast Substructure of Railway Bridges

In this thesis the behaviour of the ballast substructure of railway bridges was analysed. Measured data and results of calculations by finite element models had to be compared. Specific values are the damping and the stiffness of the ballast which transfers the shear forces from the rails to the truss. At present European standards for specific values of damping are declared conservatively. This has been shown by tests.

For the investigation results of measurements by Mähr [13] who had tested a one to one model of a railway bridge were used. This bridge had been built in the laboratory rooms of the *Institute of Structural Engineering* - Research Center of Steel Structures. A finite element model of this bridge was created and fitted to the results of measurements by Mähr. So the specific values of the ballast were found.

Fink & Kirchhofer [6] continued the studies of Mähr by testing a real bridge. This bridge is called Fahrenbachviadukt. For this bridge a finite element model was created as well. For the model the specific values which had been found out for the bridge in laboratory were used. After the first calculation of this model a different output in comparison to results by [6] was shown. So the model had to be modified. In step one damping elements were added to the finite element model. Such elements simulate the dynamic friction of the apron plate. But the results of calculation were not exact enough. In step two the rail track along the line continuing the rail track on top of Fahrenbachviadukt was integrated in the model. In this procedure calculation and measurement were brought together.

The technical expertise of this thesis has shown that many facts are still unknown. Dynamic behaviour of railway bridges can definitely be described by the finite element model but a lot of untested specific values are included. Therefore these facts have to be analysed in future to make the designed finite element model suitable for building railway bridges in an economic way.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
1.1	Motivation zu den Untersuchungen	1
1.2	Stand von Wissenschaft und Technik	2
1.3	Ziel der Arbeit	4
2	Vorarbeiten	5
2.1	Modellbildung zur Wirkung des Schotteroberbaues	5
2.2	Beschreibung der verwendeten Software	6
2.2.1	Allgemeines	7
2.2.2	Kontrollbeispiel	8
2.3	Querschnittswerte der Schiene	11
3	Versuchsbrücke	12
3.1	Beschreibung der Versuchsbrücke	12
3.2	Beschreibung des Finite-Elemente-Modells der Versuchsbrücke	13
3.3	Bestimmung der dynamischen Parameter des Feder-Dämpfer-Elements	15
3.4	Statischer Belastungsversuch	20
3.4.1	Versuchsaufbau	20
3.4.2	Ermittlung der statischen Steifigkeit des Schotterbettes	21
3.4.3	Nachweis der Schienenspannungen	23
4	Fahrenbachviadukt	27
4.1	Beschreibung des Fahrenbachviadukts	27
4.2	Ergebnisse des Versuchs	30
4.3	Beschreibung des Finite-Elemente-Modells	31
4.4	Vorgehensweise bei der Berechnung und deren Ergebnisse	32
4.4.1	Berechnung mit Gleisschotterwichte laut Norm	34
4.4.2	Berechnung mit angepasster Gleisschotterwichte	38
5	Erkenntnisse und Ausblick	49
5.1	Erkenntnisse	49
5.2	Ausblick	50

Abbildungsverzeichnis

1.1	Funktionsprinzip eines Richterregers	2
2.1	Schubmodell Schotterbett	5
2.2	Modellbildung des Schotterbettes	6
2.3	Ersatzstab Modellbildung	8
2.4	FE-Modell Ersatzstab	9
2.5	Amplitudenfrequenzgang für den Ersatzstab	10
2.6	Querschnitt der Schiene (60E1)	11
3.1	Versuchsbrücke - aus [13]	12
3.2	Plan der Versuchsbrücke mit Modellbildung (Vergrößerung siehe Anhang) .	13
3.3	Finite Elemente Modell der Versuchsbrücke	14
3.4	Amplitudenfrequenzgänge der Verschiebung in Feldmitte	16
3.5	Amplitudenfrequenzgänge der Beschleunigung in Feldmitte	17
3.6	Zusammenhang der Parameter des Schotters und k_L bei dyn. Anregung . .	18
3.7	Zusammenhang von k_d , c_d und aufgebrachtem m_{st} bei Variation von k_L . .	19
3.8	statischer Belastungsversuch - von DI Johannes Kirchhofer, TU Wien . . .	21
3.9	Verschiebungsverlauf bei statischer Belastung	22
3.10	Dehnungsverläufe bei statischer Belastung	23
3.11	Schnittkraftverläufe bei statischer Belastung von 6×800 kg in Feldmitte . .	25
4.1	Fahrenbachviadukt - aus [6]	27
4.2	Details der Brücke - aus [6]	28
4.3	Lagerung der Brücke - aus [6]	28
4.4	Auskragung Gehweg - von DI J. Kirchhofer, TU Wien	28
4.5	Plan des Fahrenbachviadukts (Vergrößerung siehe Anhang)	29
4.6	Finite-Elemente-Modell des Fahrenbachviadukts mit statisch wirksamem Querschnitt	31
4.7	Finite-Elemente-Modell des Fahrenbachviadukts mit steifigkeitswirksamem Querschnitt	34
4.8	Finite-Elemente-Modell des Fahrenbachviadukts mit Schienenauszug	35
4.9	Finite-Elemente-Modell des Fahrenbachviadukts ohne Gleiskörper	40
4.10	Amplitudenfrequenzgänge der Verschiebung für $\gamma_S = 17,25 \text{ kN/m}^3$	42
4.11	Amplitudenfrequenzgänge der Beschleunigung für $\gamma_S = 17,25 \text{ kN/m}^3$	43
5.1	Überblick über die zu untersuchenden Kennwerte	50

Tabellenverzeichnis

1.1	Dämpfungswerte laut ÖNORM EN 1991-2 - aus [2] Tab. 6.6	1
2.1	Angaben zu den Bezeichnungen des Ersatzstabes	9
2.2	Ergebnisse Ersatzstab	10
2.3	Querschnittswerte der Schiene (60E1)	11
3.1	Angaben zu den Bezeichnungen des FE-Modells	14
3.2	Messergebnisse der Versuchsbrücke	15
3.3	Ermittelte Kennwerte des Schotterbettes	18
3.4	Statische Durchbiegungen der Versuchsbrücke	21
3.5	Statische Federsteifigkeit	23
3.6	Querschnittswerte zur Dehnungsberechnung	26
3.7	Schnittgrößen zur Dehnungsberechnung	26
3.8	Gegenüberstellung der Ergebnisse der Dehnungsermittlung	26
4.1	Messergebnisse des Fahrenbachviadukts	30
4.2	Parameterstudie mit $\gamma_s = 20 \text{ kN/m}^3$ für $m_{st} = 2 \times 110 \text{ kgcm}$	37
4.3	Parameterstudie für $m_{st} = 2 \times 110 \text{ kgcm}$	39
4.4	Parameterstudie für $m_{st} = 2 \times 180 \text{ kgcm}$	44
4.5	Parameterstudie für $m_{st} = 2 \times 244 \text{ kgcm}$	45
4.6	Parameterstudie für $m_{st} = 2 \times 271 \text{ kgcm}$	46
4.7	Parameterstudie für $m_{st} = 2 \times 326 \text{ kgcm}$	47
4.8	Parameterstudie für $m_{st} = 2 \times 363 \text{ kgcm}$	48

1 Einleitung

Diese Arbeit entstand im Rahmen eines Forschungsvorhabens am *Institut für Tragkonstruktionen* - Forschungsbereich Stahlbau. Ziel des Forschungsvorhabens ist es, Fragen zum dynamischen Verhalten des Schotteroberbaues bei Stahleisenbahnbrücken zu klären. Diesbezüglich wurden bereits Arbeiten geleistet, auf die später näher eingegangen werden wird. Zunächst wird erklärt, warum das dynamische Verhalten des Schotteroberbaues nicht nur in der Theorie, sondern auch bei praktischen Anwendungen von Relevanz ist.

1.1 Motivation zu den Untersuchungen

Die Aufwertung und Modernisierung des Eisenbahnnetzes hinsichtlich kürzerer Reisezeiten bedingt, dass die Gleistrassen mit wesentlich höheren Geschwindigkeiten als bisher befahren werden müssen. Höhere Geschwindigkeiten bei Zugsüberfahrten bewirken eine größere dynamische Anregung bei Brückenbauwerken. Besonderes Augenmerk ist dabei auf Brücken mit geringen Spannweiten zu legen, da diese für die erste Biegeeigenform leicht in einen Resonanzzustand gebracht werden können. Sollen nun bestehende Brückentragwerke weiterhin verwendet werden, müssen diese den normativen dynamischen Vorgaben genügen, was jedoch oft nicht der Fall ist. Einen wichtigen Punkt stellt hierbei die Dämpfung dar. Diese reduziert die Schwingungsamplitude der Brücke und damit auch die auftretenden Beschleunigungen. Eine zu große Beschleunigung des Tragwerks bewirkt eine Destabilisierung im Korngerüst des Schotteroberbaues des Gleiskörpers und verschlechtert dadurch die Lagesicherheit des Gleises. Daher ist die maximale Beschleunigung des Schotteroberbaues laut ÖNORM EN 1991-2 [2] mit $3,5 \text{ m/s}^2$ begrenzt. Kurze Brückenbauwerke weisen ein höheres Dämpfungsmaß auf als lange. Die ÖNORM EN 1991-2 [2] sieht, die Dämpfungseigenschaften betreffend, eine Unterteilung von Brücken in zwei Klassen vor (siehe Tabelle 1.1).

Tabelle 1.1: Dämpfungswerte laut ÖNORM EN 1991-2

Brückentyp	ζ unterer Grenzwert der kritischen Dämpfung	
	Spannweite $L < 20 \text{ m}$	Spannweite $L \geq 20 \text{ m}$
Stahl und Verbund	$\zeta = 0,5 + 0,125(20 - L)$	$\zeta = 0,5$
Spannbeton	$\zeta = 1,0 + 0,07(20 - L)$	$\zeta = 1,0$
Walzträger in Beton und Stahlbeton	$\zeta = 1,5 + 0,07(20 - L)$	$\zeta = 1,5$

Diese Unterscheidung erfolgt an der Marke von zwanzig Metern, wobei die Dämpfung für eine Länge größer oder gleich dieser Marke als konstant angesetzt ist und für kleinere Längen um einen längenabhängigen Faktor erhöht werden darf. Die normativen Vorgaben sind allerdings für Brücken mit kurzer Spannweite ($<10\text{m}$, siehe [14]), aber auch für Brücken mit Spannweiten größer als zwanzig Metern (siehe [7]), viel zu konservativ angesetzt. Es ist daher von erheblichem Interesse, diese bisher unbeachteten Dämpfungseffekte

zu quantifizieren, um sie wirtschaftlich, in Form einer weiteren Verwendung bestehender Brückentragwerke bei höheren Überfahrtsgeschwindigkeiten, nutzen zu können.

Mit der Untersuchung der genannten Dämpfungseffekte des Schotteroberbaues und deren wirtschaftlicher Verwertung lassen sich aber auch Vorteile für Stahltragwerke im Vergleich mit Betontragwerken schaffen. Die ÖNORM EN 1991-2 [2] sieht nämlich nicht nur eine Unterscheidung in Bezug auf die Länge, sondern auch hinsichtlich des Baustoffs der Brücke, das anzusetzende Dämpfungsmaß betreffend, vor. Dabei schneidet der Baustoff Stahl im Vergleich sehr schlecht ab, da er eine sehr geringe innere Dämpfung aufweist (siehe Tabelle 1.1). Die diesbezügliche mögliche Aufwertung von Stahltragwerken zielt speziell auf Neubauprojekte ab.

1.2 Stand von Wissenschaft und Technik

Wie schon angemerkt, wurden bereits Arbeiten zum Thema ausgeführt. Im Besonderen wird nachfolgend auf jene eingegangen, die im Rahmen des erwähnten Forschungsvorhabens durchgeführt wurden, und als deren Fortführung diese Arbeit, als Teilbereich des gesamten diesbezüglichen Aufgabenkomplexes, zu verstehen ist. Am *Institut für Tragkonstruktionen* - Fachbereich Stahlbau wurde eine zehn Meter lange Versuchsbrücke, die eine Stahlbrücke mit Gleiskörper nachbildet, gebaut. An dieser untersuchte bereits Mähr [13] das dynamische Verhalten des Schotterbettes. Dazu wurden zur dynamischen Anregung der Versuchsbrücke eigens gebaute Richterregger verwendet.

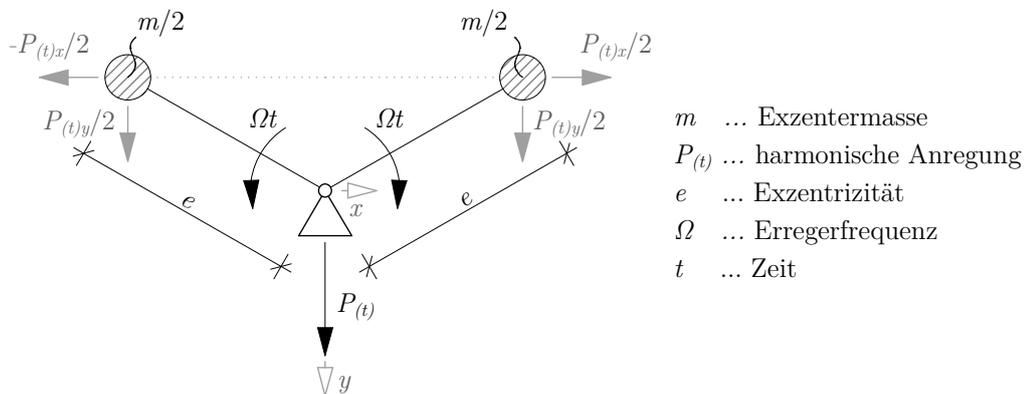


Abbildung 1.1: Funktionsprinzip eines Richterreggers

Das Funktionsprinzip (siehe Abbildung 1.1) beruht auf zwei gegenläufig rotierenden Massen, sodass sich die entgegengesetzt wirkenden Komponenten der Zentripetalkräfte aufheben und nur die in die gleiche Richtung weisenden Komponenten bestehen bleiben, die die harmonische Anregung $P(t)$ erzeugen.

$$P(t) = me \Omega^2 \sin(\Omega t) \quad (1.1)$$

Das in Gleichung (1.1) enthaltene Produkt von Masse m und Exzentrizität e bezeichnet man auch als statisches Moment m_{st} . Diese Bezeichnung wird auch in der vorliegenden Arbeit verwendet und gibt die Größe der verwendeten Unwucht an, mit welcher dann das Verhalten des Schotterbettes, bei der damit einhergehenden Veränderung der Anregungsstärke, gemessen wird. Dabei wurden sowohl Verschiebungen als auch Beschleunigungen in vertikaler Richtung gemessen. Mittels dieser Ergebnisse wurden Amplitudenfrequenzgänge für Verschiebungen und Beschleunigungen aufgezeichnet. Diese liegen für Anregungen der ersten und zweiten Biegeeigenform und der ersten Torsionseigenform vor, woraus sich ein nichtlineares Verhalten des Schotterbettes ablesen lässt. Mähr leitete daraus Kennwerte des Schotterbettes für einen die Versuchsbrücke abbildenden Ersatzstab her, wobei einige Vereinfachungen vorgenommen wurden. Mit diesem Ersatzstab wurde das dynamische Verhalten der Versuchsbrücke gut nachgebildet. Es wurde gezeigt, dass das Schotterbett zur Steifigkeit des Tragwerks beiträgt und eine erhebliche Dämpfungsarbeit leistet. In Folge stellte sich die Frage, ob sich Brücken im Feld ähnlich wie die Versuchsbrücke verhalten. Dazu untersuchten Fink & Kirchhofer [6] das Fahrenbachviadukt der Donauuferbahn zwischen Weins und Persenbeug. Hierfür wurden Drehgestelle so umgebaut, dass die Befestigung der Richterregler möglich ist und es sich somit, um eine mobile Versuchseinrichtung handelt. Außerdem ermöglichen die mit den Richterreglern verbundenen Drehgestelle eine wesentlich bessere Anregung des Brückentragwerks aufgrund der Zusatzmasse derselben. Auch bei diesen Versuchen konnte wieder ein großes Dämpfungspotential des Schotteroberbaues nachgewiesen werden. Das ausgeprägte, nichtlineare Verhalten des Schotteroberbaues tritt nicht auf, was auf das differente Verhältnis der Steifigkeiten von Stahltragwerk und Schotteroberbau dieser Brücke, im Vergleich zu dem der Versuchsbrücke, zurückzuführen ist.

Unabhängig vom angeführten Forschungsprojekt beschäftigten sich auch Zabel, Könke & Brehm [16] mit dem dynamischen Verhalten von Eisenbahnbrücken. Sie stellten ebenfalls einen Beitrag des Schotterbettes zur Gesamtsteifigkeit des untersuchten Brückentragwerks fest. Außerdem ergab sich für die, von den genannten, untersuchte Brücke eine ermittelte Dämpfung, die deutlich über der in der Norm angegebenen liegt. Besonders hervorzuheben ist der Nachweis der differenten Eigenformen von Messungen im Sommer und von jenen im Winter. Die Unterschiede in den Eigenformen ergeben sich aus der durch Vereisung des Schotterbettes erhöhten Steifigkeit.

In der Veröffentlichung von Rücker, Baeßler & Rohrmann [10] wird das dynamische Verhalten des Schotters auf Brücken aus eisenbahntechnischer Sicht untersucht. An dieser Stelle wird aber dennoch darauf eingegangen, da darin auch das Verhalten von Unterschottermatten untersucht wurde. Es stellte sich heraus, dass Unterschottermatten bei einem resonanzerregten Tragwerk zu einer Vergrößerung der Beschleunigungen führten.

1.3 Ziel der Arbeit

In dieser Arbeit soll ein Finite-Elemente-Modell gefunden werden, das den Schotteroberbau mit seinen bereits vorgestellten Eigenschaften möglichst genau abbilden kann. Dieses Modell soll es ermöglichen, eine dynamische Berechnung von Stahleisenbahnbrücken mit Schotteroberbau für verschiedene Tragwerksarten anzustellen, da der Gleiskörper immer der gleiche ist. Für Bestandsobjekte fielen damit die versuchstechnisch ermittelten Nachweise bei Zugüberfahrten mit nach oben veränderter Geschwindigkeit weg, da man diese dann bereits rechnerisch führen könnte. Damit gingen aber auch ein wesentlich geringerer Arbeitsaufwand sowie, daraus resultierend, geringere Kosten einher. Für Neubauobjekte ließe sich durch eine genaue dynamische Berechnung eine Gleichstellung in der Konkurrenzfähigkeit mit Betontragwerken, hinsichtlich der laut Norm anzusetzenden, unterschiedlichen Dämpfungsmaße, erzielen.

Die interessierenden Parameter sind die Steifigkeit und die Dämpfung des Schotteroberbaues. Das zu entwickelnde Finite-Elemente-Modell soll diese Parameter über Feder-Dämpfer-Elemente berücksichtigen. Um Größen dieser Parameter zu erhalten, die keine möglichen Einflüsse von anderen Bauteilen enthalten, beispielsweise das durchlaufende Gleis auf der Brücke, wird das Modell an den von Mähr [13] ermittelten Amplitudenfrequenzgängen der Versuchsbrücke geeicht. Mit den so ermittelten Parametern soll dann die im Feldversuch von Kirchhofer [6] untersuchte Brücke nachgerechnet werden. Anschließend ist zu ermitteln, ob sich diese Brücke mit den Werten, für die Steifigkeit und Dämpfung des Schotteroberbaues, der Laborbrücke nachbilden lässt, oder ob noch andere Einflüsse zu berücksichtigen sind, insbesondere das auf der Brücke durchlaufende Gleis. Vorab gestellte Fragen und deren Beantwortung in dieser Arbeit sollen nachfolgenden Untersuchungen als Grundlage dienen, um das bis jetzt rechnerisch nicht nutzbare große Dämpfungspotential in Zukunft nutzen zu können.

2 Vorarbeiten

In diesem Kapitel werden alle benötigten Angaben und Informationen vorgestellt, um die in den Kapiteln 3 und 4 benötigten FE-Berechnungen durchführen zu können.

2.1 Modellbildung zur Wirkung des Schotteroberbaues

In der Arbeit von Mähr [13] wurden die Kennwerte für das Schotterbett an einem Ersatzstab hergeleitet. Nun war es notwendig eine Modellbildung zu finden, die es ermöglicht, die Wirkung des Schotterbettes auch in einer das reale Tragwerk darstellenden FE-Berechnung abzubilden.

Es stellte sich die Frage, wie man den Schotterkörper durch eine Feder ersetzen kann. Mit der Feder sollen die Effekte der inneren Reibung im Schotterbett und die damit einhergehenden Verschiebungen erfasst werden. Dazu wurde die Annahme von [13] übernommen, nämlich dass Schiene und Stahltragwerk in vertikaler Richtung gekoppelt sind ($w_{\text{Schiene}} = w_{\text{Tragwerk}}$). Man stelle sich nun eine Box vor, die mit Gleisschotter gefüllt ist und deren Begrenzungsflächen an den Kanten gelenkig gelagert sind. Die Begrenzungsflächen bilden ein Kurbelviereck, bei dem der Schotter, durch eine diagonale Feder modelliert, die Kinematik des Systems bei angreifender Last verhindert, jedoch die in der Realität auftretende Verschiebung (Schubverformung) zulässt. Je nach horizontaler Lastrichtung bilden sich Druckdiagonalen aus, welche durch die Federn dargestellt werden (siehe Abbildung 2.1). Zugdiagonalen können sich nicht ausbilden, da der Schotter Kräfte ausschließlich über Kontaktpressungen übertragen kann.

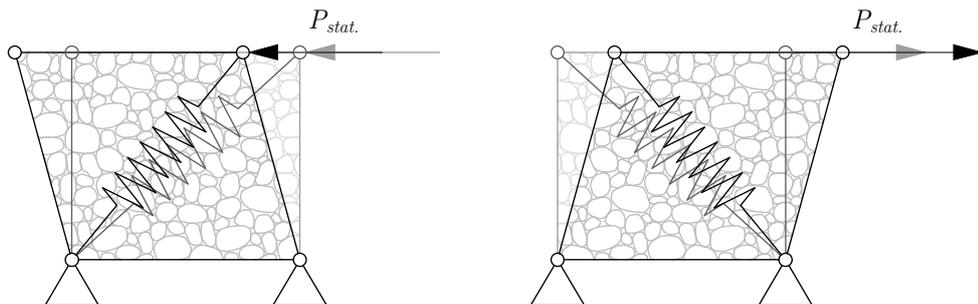


Abbildung 2.1: Schubmodell Schotterbett

In Abbildung 2.2a werden die verwendeten Größen angegeben. Die Höhe h_b^i des Modells entspricht jener des Schotterbettes und ist mit dem Abstand von Schienenunterkante zu

ⁱ b ... ballast

Deckblechoberkante definiert. Der Abstand der Schwellen wird durch e_s ⁱⁱ angegeben.

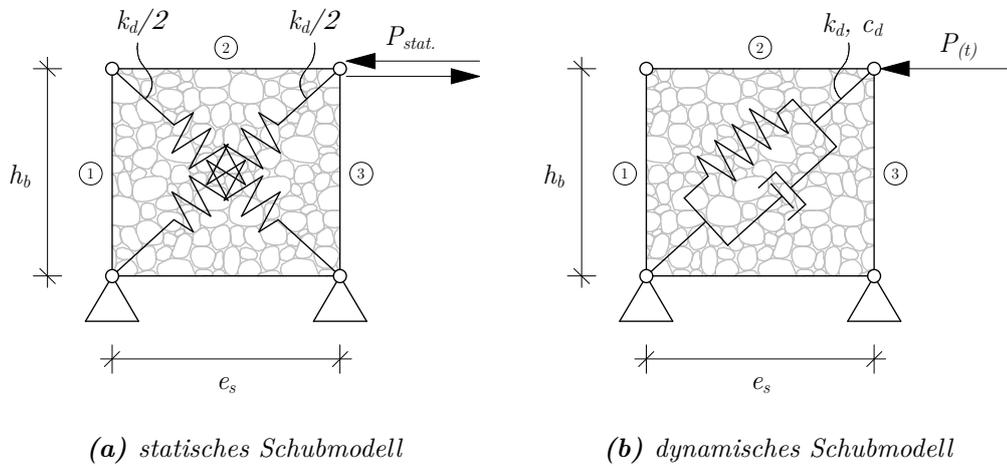


Abbildung 2.2: Modellbildung des Schotterbettes

Das Verhalten des Schotterkörpers wird durch die halbe Federsteifigkeit k_d beschrieben. Bei den Flächen ① bis ③ handelt es sich um dehn- und wölbstarre Begrenzungsflächen, welche die Gelenke koppeln.

Erweitert man das angeführte statische Modell, um auch dynamische Effekte abbilden zu können, führt dies zu einem Ergebnis, wie es in Abbildung 2.2b dargestellt ist. Die Aussagen für den statischen Fall bleiben gültig, lediglich werden zur Vereinfachung der in den Kapiteln 3 und 4 erfolgenden FE-Modellierung die diagonalen Federn mit halber Federsteifigkeit zu einer Feder mit dem Kennwert k_d zusammengefasst. Diese Feder wird nun mit einem Dämpferelement c_d erweitert, um die Dämpfungseigenschaften des Schotters modellieren zu können.

Ein ähnliches Modell verwenden Yang, Yau & Wu [15] bei Untersuchungen zur dynamischen Fahrzeug-Brückeninteraktion, allerdings werden dabei auch Feder-Dämpferelemente zur vertikalen Kopplung von Brücke und Schiene ($w_{\text{Schiene}} \neq w_{\text{Tragwerk}}$) verwendet.

2.2 Beschreibung der verwendeten Software

Zur Lösung der Aufgabenstellung dieser Arbeit wurde das Softwarepaket der Firma *Sofistik AG* herangezogen, da es sich zur Bearbeitung dynamischer Berechnungen, wie sie hier benötigt werden, gut eignet.

ⁱⁱs ... sleepers

2.2.1 Allgemeines

Die Funktionsweise des Programmes, laut *Sofistik* Handbuch - Basisfunktionalitäten [11], sieht wie folgt aus:

- Erzeugung einer Datenbasis *CDBASE* manuell oder mit Generierungsprogramm
- Berechnung der Daten
- Ausgabe der Ergebnisse

Für die genannten Punkte gibt es Programme mit Modulen zur Eingabe und Lösung diverser Aufgabenstellungen. Die in dieser Arbeit verwendeten sind folgende Module:

- zur Generierung der Datenbasis:
 - *Sofiplus*ⁱⁱⁱ - Grafische Eingabe von FE-Netzen mit *AutoCad*
 - *Teddy*^{iv} - Manuelle Eingabe mit den Modulen:
 - * *Aqua* - Materialien und Querschnitte
 - * *Sofimsha/Sofimshc* - Generierung von FE-Netzen
 - * *Sofiloat* - Lastgenerator
- zur Berechnung der Daten:
 - *Teddy* - Manuelle Eingabe mit den Modulen:
 - * *Ase* - Allgemeine Statik
 - * *Dyna* - Dynamische Berechnungen
 - Berechnung mit dem Programm *WinPS*^v
- zur Ausgabe der Ergebnisse:
 - *Teddy* - Manuelle Eingabe mit dem Modul:
 - * *Dynr* - Grafische Ausgabe instationärer Berechnungen und Antwortspektren
 - Ausgabe mit den Programmen *Ursula*^{vi}, *Animator*^{vii} und *WINGRAF*^{viii}

Mit dem Programm *Teddy* können Aufgabenstellungen in der Programmiersprache *CAD-INP* manuell eingegeben werden. Dies wurde in Kapitel 3 angewendet. Bei komplexen Aufgaben ist dies allerdings ein kompliziertes und unübersichtliches Unterfangen. Hier

ⁱⁱⁱVersion 17.3

^{iv}Version 11.17-25

^vVersion 11.16-25

^{vi}Version 11.22-25

^{vii}Version 12.34-25

^{viii}Version 15.2-25

bietet sich die grafische Eingabe mit dem Programm *Sofipplus* an, die diese enorm erleichtert. Mit *Sofipplus* lassen sich wiederum nicht alle Eingaben, die in *Teddy* möglich sind, umsetzen. Es gibt aber auch für dieses Problem eine Lösung, indem man alle möglichen Eingaben in *Sofipplus* tätigt, sie über den *Sofistik Struktural Desktop (SSD)*^{ix} exportiert und die noch fehlenden Eingaben mit *Teddy* hinzufügt. Dieses Vorgehen wird in dieser Arbeit für die im Kapitel 4 vorgestellte Brücke benötigt.

Alle so eingegebenen Daten werden in der Datenbasis *CDBASE* abgespeichert. Auf diese greifen dann die verschiedenen verwendeten Programme und Module, unabhängig voneinander, zu. Die Zusammenführung aller verwendeten Module und deren Berechnung erfolgte mit dem Programm *WinPS*.

Zur Ausgabe der Daten wurden das Programm *Ursula* zur schriftlichen und grafischen Ausgabe, das Programm *Animator* zur grafischen Ausgabe der FE-Struktur und deren dynamischer Ergebnisse und das Programm *WINGRAF* zur Ausgabe der Schnittgrößen verwendet.

2.2.2 Kontrollbeispiel

Um die Abläufe und die Arbeitsweise des Programmpaketes zu verstehen, wurde der in der Arbeit von Mähr [13] hergeleitete Ersatzstab mit Drehfederbettung nachgerechnet.

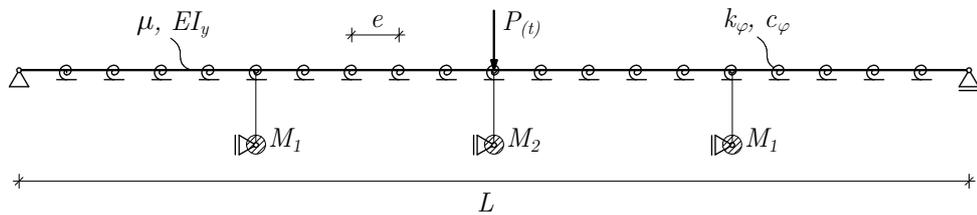


Abbildung 2.3: Ersatzstab Modellbildung

Dafür wurden die Querschnittswerte eines in *Sofistik* bereits implementierten Stabes modifiziert, um jene des Ersatzstabes zu erhalten. Die kontinuierliche Massenbelegung sowie die Punktmassen in den Viertelpunkten und in der Feldmitte wurden ebenso übernommen. In der Modellbildung wurden die Punktmassen, die die Befestigungsrahmen abbilden, an gelenkig gelagerten, nur vertikal verschieblichen Exzentern angeordnet, um Effekte der Rotationsträgheit, wie in [13] angegeben, auszuschließen (siehe Abbildung 2.3). Alle Daten wurden von [13] übernommen, lediglich die kontinuierliche Bettung des Stabes wurde auf eine diskrete im FE-Modell verändert (siehe Tabelle 2.1). Dies geschah, um zu eruieren, ob sich eine diskrete Bettung wesentlich auf das Ergebnis auswirkt, da in dieser Arbeit mit diskreten Bettungen gearbeitet werden sollte.

Um die Grafik des Ersatzstabes (Abbildung 2.3) übersichtlich zu gestalten, wurden die Drehfeder-Drehdämpferelemente an den Auflagern nicht eingezeichnet.

^{ix}Version 11.48-25

Tabelle 2.1: Angaben zu den Bezeichnungen des Ersatzstabes

L	10,0	m	Stützweite der Versuchsbrücke
e	0,5	m	Abstand der diskreten Drehfeder-Drehdämpferelemente
μ	3733,9	kg/m	Massebelegung des Ersatzstabes
M_1	481	kg	Masse der Befestigungsrahmen in den Viertelpunkten
M_2	3193	kg	Masse der Befestigungsrahmen + Richterregger in der Feldmitte
EI_y	133390	kNm ²	Biegesteifigkeit der Versuchsbrücke
k_φ	20120	kN/m	Drehfedersteifigkeit
c_φ	114,59	kNs/m	Drehdämpfung aus Receptance ermittelt

In Abbildung 2.4 sind diese jedoch zu erkennen. Sie wurden bei der Berechnung mit ihrem halben Wert angesetzt. Die Massenbelegung μ und die Punktmassen M_1 , M_2 werden nicht angezeigt.

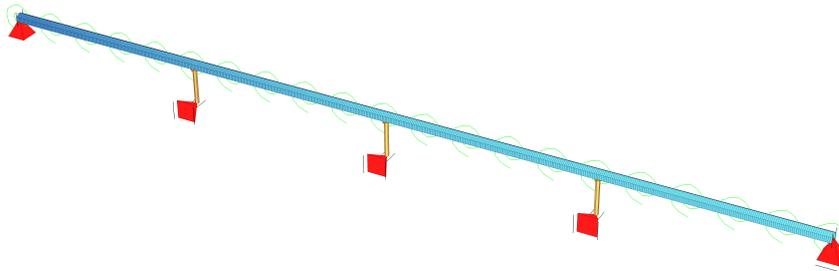


Abbildung 2.4: FE-Modell Ersatzstab

Abbildung 2.5 zeigt den gemessenen Amplitudenfrequenzgang der Versuchsbrücke und die Resonanzspitze, des von Mähr angepassten analytischen Modells.

Bei der Berechnung stellte sich heraus, dass die von *Sofistik* zur Verfügung gestellte Befehlskette, im Folgenden zur Vereinfachung als „*Sofistik*-Befehl“ bezeichnet, aus mehreren Gründen zur exakten Berechnung eines Amplitudenfrequenzganges nicht geeignet ist. *Sofistik* verwendet nicht den eingeschwungenen Zustand. Dies lässt sich in Abbildung 2.5b, an der nicht bei null beginnenden Verschiebung der Amplitude, erkennen. Bei niedrigen Anregungsfrequenzen wirkt sich die Dämpfung stärker auf die Amplitude aus, sodass diese im eingeschwungenen Zustand rasch auf null absinkt. Außerdem kann man nur eine fixe statische Ersatzlast angeben, was nicht der statischen Ersatzlast der Richterregger entspricht, da diese von der Frequenz derselben abhängt (vgl. Formel 1.1). Somit erfolgt ein anderer Energieeintrag in das System. Deshalb musste für jeden Zeitschritt der Berechnung die statische Ersatzlast gesondert berechnet, der Zeitschritt integriert und daraus das Maximum der Amplitude für den eingeschwungenen Zustand bestimmt werden. Die Programmierung in *Teddy* erfolgte mittels einer Schleife und den dazu benötigten, von *Sofistik* zur Verfügung gestellten, Befehlen. Dadurch ist eine exakte Berechnung des Am-

den Berechnungen an geeigneten Stellen zum Einsatz kam.

2.3 Querschnittswerte der Schiene

Für die Berechnungen in dieser Arbeit wurde, wie in 2.2 erläutert, das Softwarepaket der Firma *Sofistik* verwendet. Da dieses aber nicht über die Querschnittswerte von Schienentypen verfügt, war es notwendig, jene zu berechnen und dem Berechnungsprogramm manuell, durch Modifikation der Querschnittswerte von bereits implementierten Stäben, zuzuführen. Bei den verwendeten Schienen handelt es sich um solche des Typs 60E1, vormals als UIC60 bezeichnet. Die geometrischen Daten der Schiene wurden der DIN EN 13674-1 [4] entnommen (siehe auch Abbildung 2.6). Zur Ermittlung der Querschnittswerte wurde das Programm *DICKQ*^x der Firma *Ing. Software Dlubal GMBH* benutzt. In Tabelle 2.3 sind die berechneten Querschnittswerte aufgelistet. Darin wird die jeweilige Schubfläche pro Richtung als A_y und A_z , der Schwerpunktsabstand zur Schienenunterkante als z_S^u und der Abstand des Schubmittelpunktes zum Schwerpunkt als z_M bezeichnet.

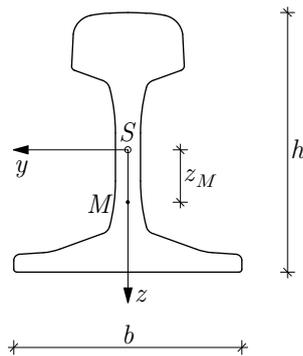


Tabelle 2.3: Querschnittswerte der Schiene (60E1)

b	15,00	cm	h	17,20	cm
A	76,66	cm ²	I_y	3036,39	cm ⁴
A_y	65,41	cm ²	I_z	511,11	cm ⁴
A_z	32,46	cm ²	I_T	220,67	cm ⁴
z_S^u	8,11	cm	z_M	3,47	cm

Abbildung 2.6: Querschnitt der Schiene (60E1)

^xVersion 6.00.310

3 Versuchsbrücke

Mit den in Kapitel 2.1 angestellten Überlegungen zur Modellbildung des Schotterbettes, werden nun die Versuche zur Bestimmung der Amplitudenfrequenzgänge bei verschiedenen Anregungsstärken, die bei Mähr [13] an der Versuchsbrücke durchgeführt wurden, verwendet, um Aussagen über konkrete Feder-Dämpferkennwerte treffen zu können.

3.1 Beschreibung der Versuchsbrücke

Im Folgenden findet sich eine kurze Zusammenfassung der Beschreibung der Versuchsbrücke (vgl. Abbildung 3.1), wie sie in [13] zu finden ist.



Abbildung 3.1: Versuchsbrücke

Die Versuchsbrücke setzt sich aus einem Primärtragwerk und einem Sekundärtragwerk zusammen. Das Primärtragwerk wird aus zwei Längsträgern HEA 340 und Querträgern gleichen Querschnittes, angeordnet bei den Auflagern, den Viertelpunkten und in der Brückenmitte, gebildet. Sie weist eine Länge von 10 Metern auf. Die in Abbildung 3.1 erkennbaren Querträger aus Vollholz (18×20 cm) sowie die darauf befestigten Schalungstafeln bilden das Sekundärtragwerk. Dieses wurde zur Gewichteinsparung aus Holz gefertigt und dient zur Aufnahme des Schotterbettes mit den darin verlegten Schienen.

In den Viertelpunkten sowie in Brückenmitte befinden sich Stahlbefestigungsrahmen zur Montage der Richterregler, die der Aufbringung der dynamischen Lasten dienen. Das Brückentragwerk ist an allen Auflagern auf ein Elastomer gebettet.

Die in Abbildung 3.1, in Brückenmitte befindlichen, schrägen Zylinder gehören zu einem

Schienen direkt über den Längsträgern positioniert werden, da dies keine Beeinflussung der Längsbiegesteifigkeit verursacht, die Modellierung aber erleichterte (siehe Abbildung 3.2a). Das Schotterbett wurde mit dem in Kapitel 2.1 vorgestellten Modell abgebildet. Das Feder-Dämpfer Element stellt sich im grafischen Ausgabemodul von *Sofistik - Animator* - nur als Feder dar (vgl. Abbildung 3.3). Zur Darstellung der Kopplung verwendet *Sofistik* gelbe Elemente, ähnlich einer Kette, wobei keine grafische Unterscheidung der Kopplungsart stattfindet. Die zur Bettung der Versuchsbrücke verwendeten Elastomerlager wurden im FE-Modell jeweils als vertikale und eine in Brückenlängsrichtung ausgerichtete horizontale Feder pro Auflager modelliert. Quer zur Längsachse befinden sich in den Auflagerpunkten sowie in den Schienenendpunkten Festhaltungen, um die Gleichgewichtsbedingungen des FE-Modells nicht zu verletzen. Aus dem gleichen Grund erfolgte eine Gabellagerung an den Schienenendpunkten.

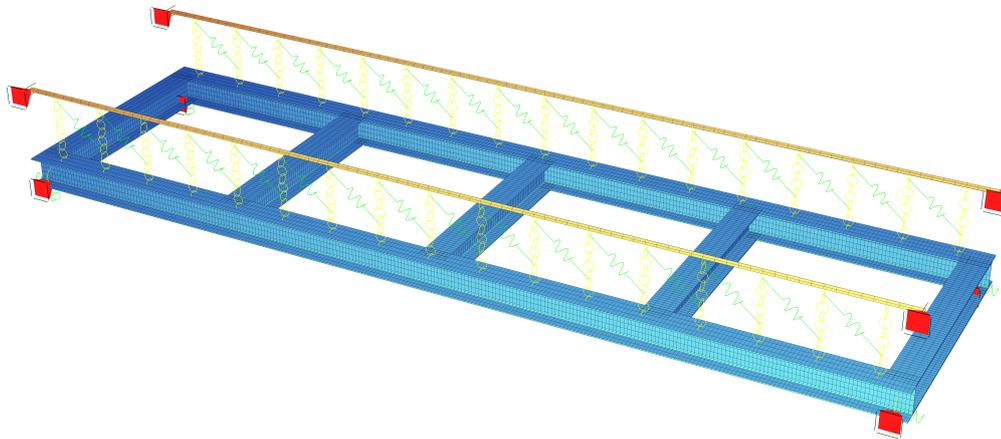


Abbildung 3.3: Finite Elemente Modell der Versuchsbrücke

Die in Abbildung 3.2 das FE-Modell bezeichnenden Angaben m , M_1 , M_2 , $k_{L,h}$ und $k_{L,v}$ wurden der Arbeit von Mähr [13] entnommen und den Erfordernissen des FE-Modells angepasst. Sie werden in Tabelle 3.1 angegeben und beziehen sich jeweils auf einen Längsträger.

Tabelle 3.1: Angaben zu den Bezeichnungen des FE-Modells

m	1635,88	kg/m	Masse des Schotterbettes + Querträger pro Meter
M_1	240,5	kg	Masse der Befestigungsrahmen in den Viertelpunkten
M_2	1596,5	kg	Masse der Befestigungsrahmen + Richterreger in Feldmitte
$k_{l,h}$	1970	N/mm ²	horizontale statische Lagersteifigkeit
$k_{l,v}$	745000	N/mm ²	vertikale statische Lagersteifigkeit

3.3 Bestimmung der dynamischen Parameter des Feder-Dämpfer-Elements

Zur Bestimmung der dynamischen Parameter des Feder-Dämpfer-Elements waren zwei Arbeitsschritte notwendig. Im ersten Schritt erfolgte die Anpassung der Federsteifigkeit k_d des FE-Modells, um die Frequenz f der Resonanzspitze der Versuchsbrücke nachbilden zu können. Dies erfolgte dabei für sechs verschiedene Anregungsstärken m_{st} (siehe Tabelle 3.2 sowie Abbildungen 3.4 und 3.5) wie in [13] beschrieben.

Tabelle 3.2: Messergebnisse der Versuchsbrücke

m_{st}	2×191	2×370	2×525	2×648	2×728	2×761	[kgcm]
$f_{(w_{max.})}$	4,316	4,083	3,950	3,866	3,850	3,850	[Hz]
$w_{max.}$	1,749	2,981	4,044	4,880	5,316	5,492	[mm]
$f_{(a_{max.})}$	4,400	4,133	3,966	3,900	3,883	3,883	[Hz]
$a_{max.}$	1,380	2,197	2,808	3,256	3,523	3,602	[m/s ²]

Dafür wurde der vom Modul *Dyna* zur Verfügung gestellte Befehl `eige` verwendet. Mit diesem lassen sich Eigenvektoren und Eigenwerte einer Struktur berechnen. Bei dieser Arbeit liegt das Interesse darin, die angeführten Parameter an die erste Biegeeigenform anzupassen. Daher wird hier auch nur die erste Biegeeigenfrequenz angegeben. Beim zweiten Schritt der Berechnung wurde zuerst mit dem *Sofistik*-Befehl ein Richtwert für die Dämpfung bestimmt, um die wirkliche Größe abzuschätzen. Mit diesem erfolgte dann der korrekte und zeitintensive Anpassungsprozess des FE-Modells an die Ergebnisse der Versuchsbrücke. Das heißt, es erfolgte die Anpassung im eingeschwungenen Zustand mit der exakten Anregungsstärke pro Zeitschritt (vgl. Kapitel 2.2.2). Die Abbildungen 3.4 und 3.5 zeigen die Amplitudenfrequenzgänge der Verschiebung sowie der Beschleunigung in Brückenmitte, wobei die Messergebnisse der Versuche schwarz und die Ergebnisse der FE-Modellierung rot aufgetragen sind. Die FE-Ergebnisse beziehen sich dabei auf eine Berechnung mit statischen Lagersteifigkeiten, worauf später noch eingegangen wird. Wie auch bei Mähr [13] beschrieben, zeigt sich, dass eine exakte Anpassung des Verlaufes des Amplitudenfrequenzganges der FE-Modellierung an jenen der Versuchsbrücke, aufgrund deren nichtlinearen Verhaltens, nicht möglich war. Es erfolgte kein Versuch ein nichtlineares FE-Modell zu erstellen, da, wie sich in Kapitel 4 zeigen wird, bei einem realen Brückentragwerk diese Nichtlinearität nicht in dieser Größe auftritt. Die Bestimmung der Resonanzspitze im Frequenzband sowie deren Amplitude war für die Verschiebungen hingegen sehr gut durchführbar. Bei der Bestimmung der Beschleunigungen ergab sich allerdings eine Abweichung bei den Amplituden (siehe Abbildung 3.5). Dies lässt sich damit erklären, dass Beschleunigungen nicht so exakt messbar sind wie Verschiebungen, was auch in Tabelle 3.2 an den unterschiedlichen Werten für $f_{(w_{max.})}$ und $f_{(a_{max.})}$ ersichtlich ist. Außerdem verliert der Wert der Beschleunigung bei der Berechnung an Genauigkeit, da es sich um die zweite zeitliche Ableitung der Verschiebung handelt.

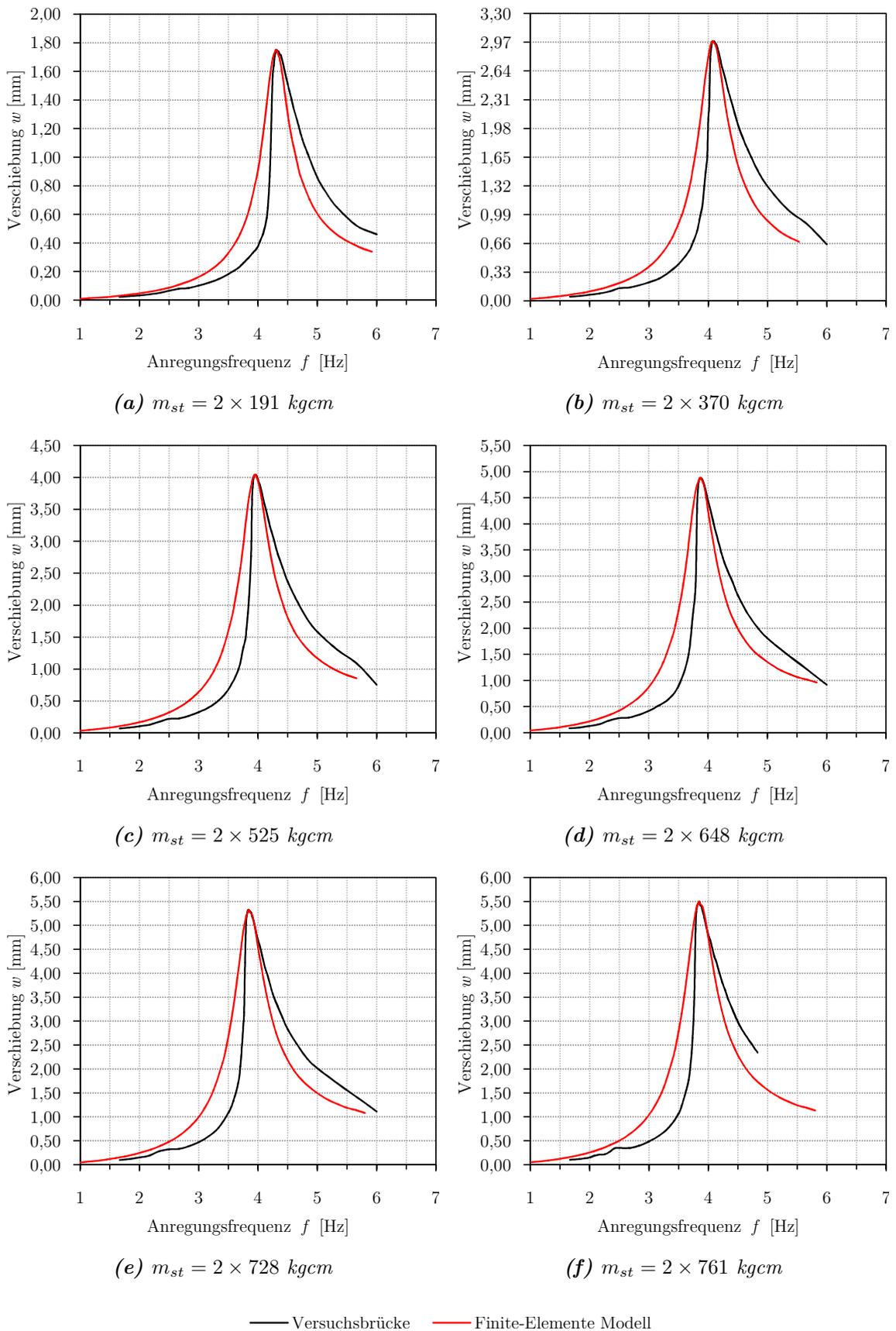


Abbildung 3.4: Amplitudenfrequenzgänge der Verschiebung in Feldmitte

3 Versuchsbrücke

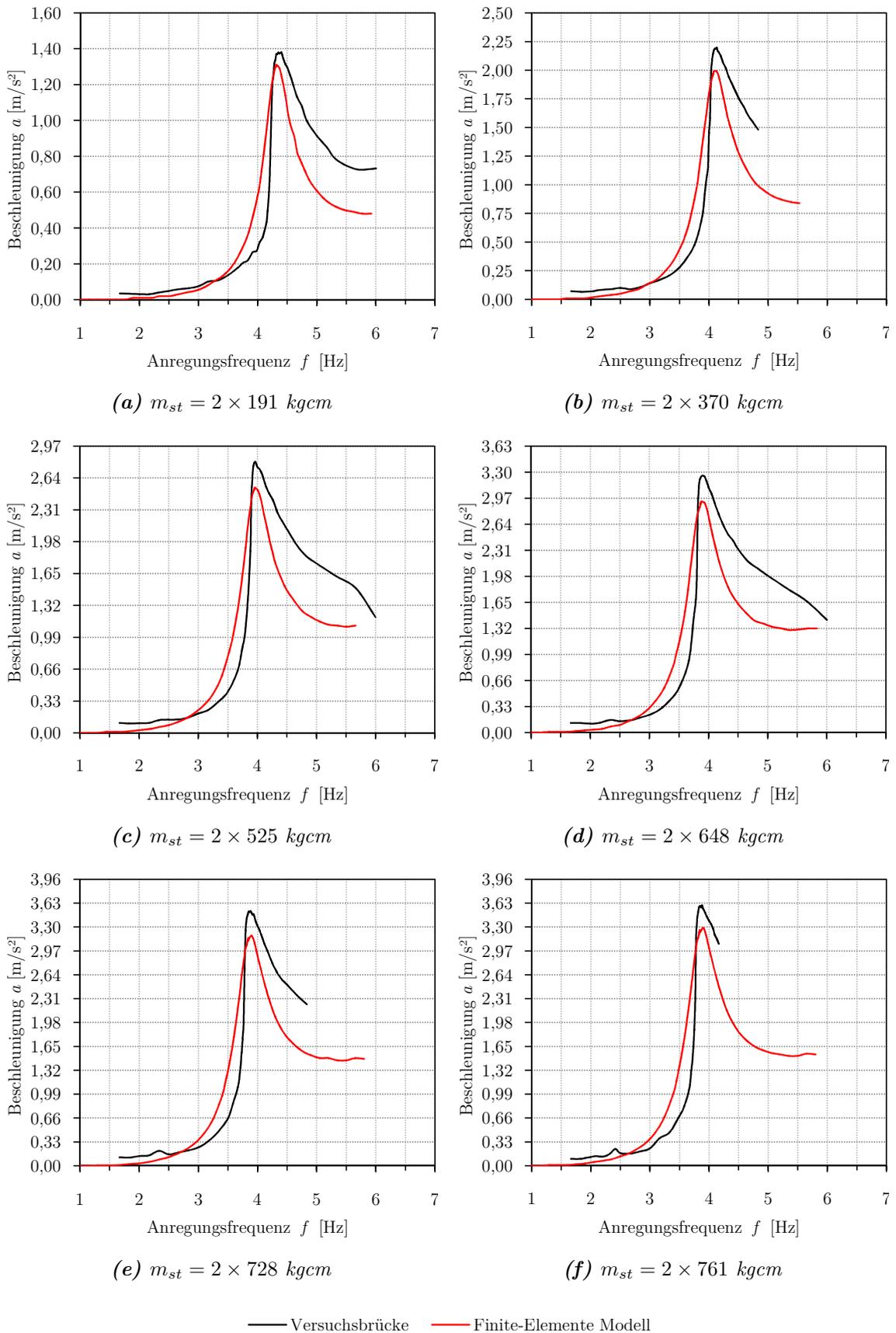


Abbildung 3.5: Amplitudenfrequenzgänge der Beschleunigung in Feldmitte

Es erfolgte keine Anpassung der Parameter des Schotterbettes an den Beschleunigungsverlauf der Versuchsbrücke und anschließender Mittelwertbildung aus Verschiebungs- und Beschleunigungsverlaufes, wie es bei [13] geschah. Die Anpassung an den per se genaueren Verschiebungsverlauf erschien für diese Arbeit ausreichend. In Tabelle 3.3 werden alle Ergebnisse zu den ermittelten Kennwerten des Schotterbettes, bei statischen Federsteifigkeiten der Lager und Anpassung an den Verschiebungsverlauf, aufgelistet.

Tabelle 3.3: Ermittelte Kennwerte des Schotterbettes

m_{st}	2×191	2×370	2×525	2×648	2×728	2×761	[kgcm]
f	4,316	4,083	3,950	3,866	3,850	3,850	[Hz]
k_d	14055	11345	9930	9080	8915	8915	[kN/m]
c_d	94,60	97,00	95,76	94,32	96,62	97,78	[kNs/m]

Es gibt zu den Elastomerlagern keine Informationen hinsichtlich ihrer dynamischen Eigenschaften. Nach Auskunft der Firma *Reisner & Wolff Engineering G.m.b.H.* (Lagerhersteller) bewegen sich die dynamischen Steifigkeiten von Elastomerlagern in einem Bereich des Fünf- bis Zwanzigfachen der statischen Steifigkeit. Daraufhin wurde noch eine Parameterstudie mit variierenden Lagersteifigkeiten k_L durchgeführt.

Für die kleinste Anregungsstärke mit $m_{st}=2\times 191$ kgcm erfolgte eine Bestimmung der Parameter des Schotterbettes k_d und c_d für die fünf-, zehn-, fünfzehn- und zwanzigfache Lagersteifigkeit k_L (siehe Abbildung 3.6).

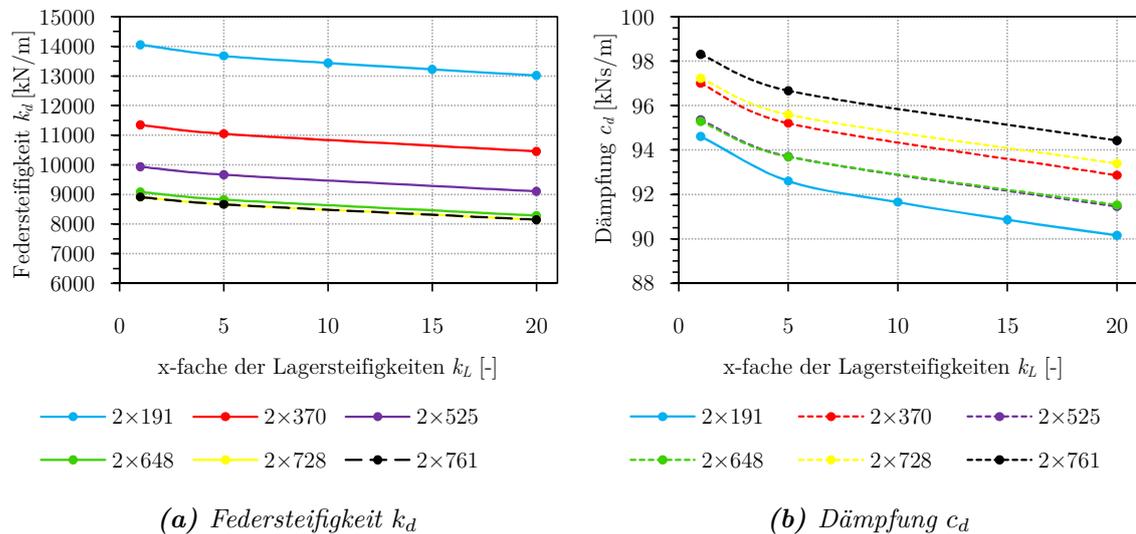


Abbildung 3.6: Zusammenhang der dynamischen Parameter des Schotters und der Lagersteifigkeiten k_L bei dynamischer Anregung

Da sich nach einem anfänglich starken Abfall der Parameter des Schotterbettes bis zur

fünffachen Lagersteifigkeit ein flacher linearer Verlauf bis zur zwanzigfachen Lagersteifigkeit einstellte, erfolgte für die weiteren Anregungsstärken nur noch eine Berechnung bei fünf- und zwanzigfachen Lagersteifigkeit. Wie in Abbildung 3.6a zu sehen ist, liegt die Abweichung des Parameters der Federsteifigkeit k_d bei 7,4% ($m_{st}=2 \times 191$ kgcm) bis 8,7% ($m_{st}=2 \times 761$ kgcm) unter jener bei Anwendung der statischen Lagersteifigkeit. Ähnliches gilt für die in Abbildung 3.6b aufgetragene Dämpfung c_d . Hier liegt die Abweichung zwischen 4,7% ($m_{st}=2 \times 191$ kgcm) und 3,9% ($m_{st}=2 \times 761$ kgcm), wobei anzumerken ist, dass alle Werte für eine Anregungsstärke größer als 2×191 kgcm (eng strichliert) mit dem *Sofistik*-Befehl ermittelt wurden und somit nur eine Näherung darstellen.

In Abbildung 3.7 sind die Zusammenhänge der Parameter des Schotterbettes mit der Intensität der Anregung aufgetragen.

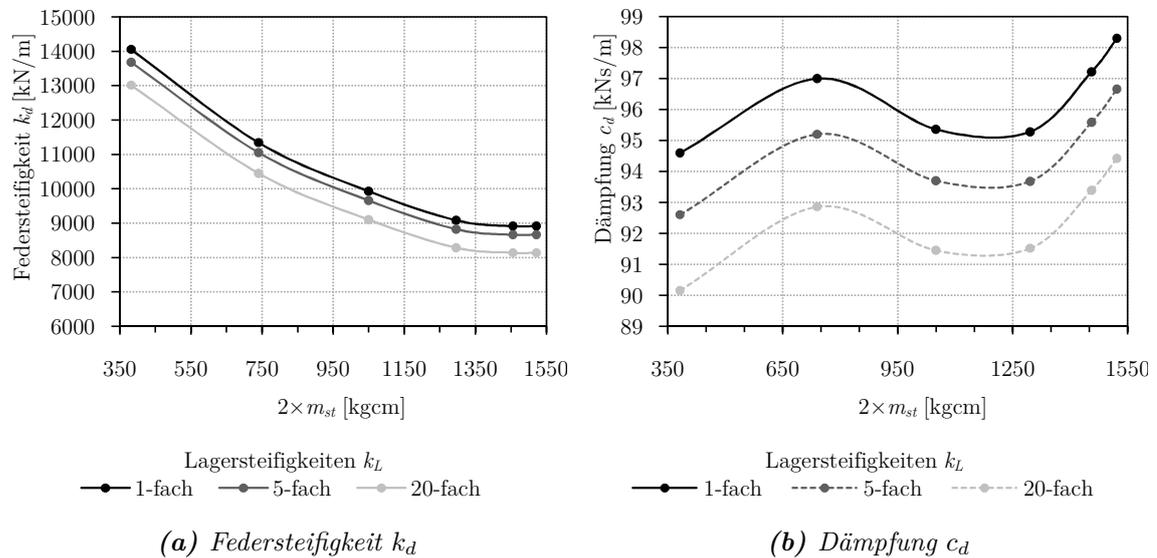


Abbildung 3.7: Zusammenhang der dynamischen Parameter des Schotterbettes und aufgebrachtem statischen Moment m_{st} bei Variation der Lagersteifigkeiten k_L

Für die Federsteifigkeiten k_d lässt sich ein quadratischer Zusammenhang mit dem statischen Moment erkennen. Wird für die in Abbildung 3.7a aufgetragenen Werte für die statischen Lagersteifigkeiten k_L (1-fach) eine Ausgleichsfunktion berechnet, ergibt sich eine Anpassung von 99,9%. Diese Ausgleichsfunktion ist in Gleichung (3.1) angegeben und kann für spätere Versuche mit anderen aufgetragenen statischen Momenten zur Berechnung äquivalenter Federsteifigkeiten für das Schotterbett benutzt werden.

$$k_d = 0,003 m_{st}^2 - 11,61 m_{st} + 17940 \quad (3.1)$$

mit

k_d . . . Federsteifigkeit in kN/m

m_{st} . . . statisches Moment in kgcm

Für die Dämpfungseigenschaften lässt sich keine sinnvolle Ausgleichsfunktion angeben (siehe Abbildung 3.7b). Aufgrund des unerwarteten Verhaltens der Dämpfung wurden auch die Kurven (strichliert) für die fünf- beziehungsweise zwanzigfache Lagersteifigkeit k_L aufgetragen. Bei diesen handelt es sich wiederum um welche, die mit dem *Sofistik*-Befehl berechnet wurden (vgl. Abbildung 3.6). Da diese einen qualitativ ähnlichen Verlauf zu jenem mit statischer Lagersteifigkeit aufweisen, kann ein Eingabefehler ausgeschlossen werden. Die Verläufe der Amplitudenfrequenzgänge für die variierenden Lagersteifigkeiten sind, nach erfolgter Anpassung der Parameter des Schotterbettes, identisch zu jenen mit statischer Lagersteifigkeit (vgl. Abbildung 3.4 und 3.5) und deshalb nicht mehr gesondert abgebildet.

3.4 Statischer Belastungsversuch

Während der Entstehungsphase dieser Arbeit ergab sich die Möglichkeit an der Versuchsbrücke einen statischen Belastungsversuch durchzuführen. Bisher waren lediglich dynamische Versuche durchgeführt worden.

Der statische Belastungsversuch ergibt Messwerte, die wesentlich einfacher mit Finiten Elementen nachzubilden und auch nachzuvollziehen sind. So lassen sich die Annahmen hinsichtlich der Korrektheit der Modellbildung des Schotterbettes, unabhängig von dynamischen Ergebnissen, kontrollieren.

3.4.1 Versuchsaufbau

Aufgrund der Dimensionen der Versuchsbrücke war ein Belastungsversuch mit herkömmlichem Prüfgerät eines Labors nicht möglich. Daher fand die Belastung mit sechs, im Labor vorhandenen, Betonplatten statt. Die Gewichtsermittlung erfolgte durch Abwiegen und ergab 800 kg pro Platte. Mittels eines Hydraulikstaplers wurden die Betonplatten auf den in Brückenmitte befindlichen, leeren Befestigungsrahmen für die Richterreger abgelegt (siehe Abbildung 3.8a). Es bestand das Problem, dass die Versuchsbrücke nicht von allen Seiten für den Hydraulikstapler zugänglich war. Die Lösung erfolgte mit Schwerlastrollen, die auf den Befestigungsrahmen aufgelegt, mit drei Platten beladen und von Hand auf die

unzugängliche Seite der Brücke verschoben wurden, wie in Abbildung 3.8b zu erkennen ist. Danach erfolgte die weitere Belastung mit den verbliebenen drei Platten.

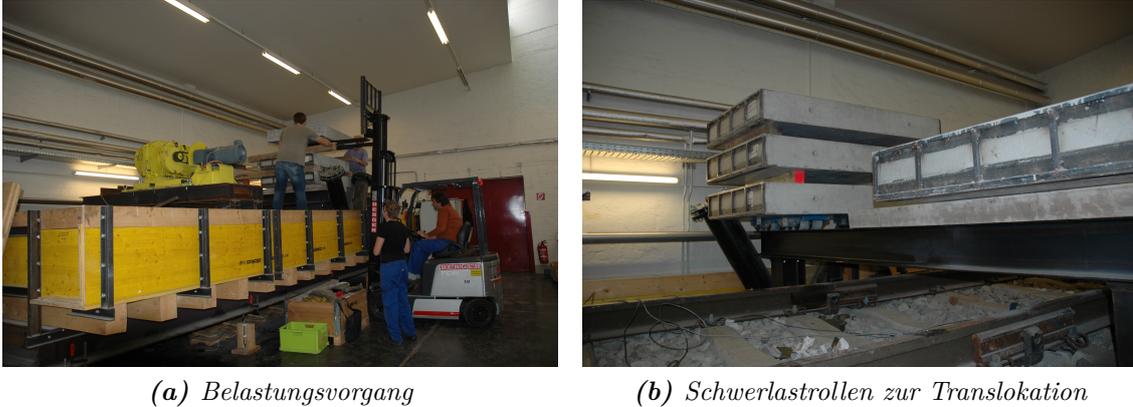


Abbildung 3.8: statischer Belastungsversuch

Zur Bestimmung der Durchbiegung wurden Wegaufnehmer an den noch von den dynamischen Versuchen verbliebenen Messpositionen angebracht. Die, von diesen Versuchen immer noch angebrachten, Dehnmessstreifen an den Unterseiten des Primärtragwerkes fanden ebenso Verwendung.

Zur bestehenden Messeinrichtung neu hinzu kamen Messpunkte an den Schienen. Diese wurden mit Dehnmessstreifen versehen, um später damit gemessene Schienenspannungen mit den Ergebnissen des entwickelten FE-Modells vergleichen zu können.

3.4.2 Ermittlung der statischen Steifigkeit des Schotterbettes

Für die Bestimmung der statischen Steifigkeit des Schotterbettes kam die gleiche Vorgehensweise wie in Punkt 3.3 zur Anwendung. Zur Bestimmung der statischen Federsteifigkeit über die statische Durchbiegung des FE-Modells musste allerdings das *Sofistik*-Modul *ASE* verwendet werden. Die zur Anpassung des FE-Modells benötigten Messergebnisse der Versuchsbrücke werden in Tabelle 3.4 aufgelistet. Darin bezieht sich die Bezeichnung „rechter Träger“ auf den in Abbildung 3.8a dem Betrachter nähergelegenen Brückenlängsträger (sichtbar). Die Bezeichnung „linker Träger“ bedeutet folglich Gegenteiliges (Längsträger verdeckt).

Tabelle 3.4: Statische Durchbiegungen der Versuchsbrücke

	linker Träger	rechter Träger	
Messwert $w_{stat.}$	4,494	4,096	[mm]
Mittelwert $\bar{w}_{stat.}$		4,295	[mm]

In Tabelle 3.4 werden die maximalen Werte des Verschiebungsverlaufes bei Belastung (vgl. Abbildung 3.9a) sowie deren Mittelwert $\bar{w}_{stat.}$, angegeben. Abbildung 3.9 zeigt deutlich die einzelnen Belastungsschritte durch das Auflegen der Betonplatten. Ebenso ist der Verschiebevorgang der Platten von der rechten auf die linke Brückenseite, wie in 3.4.1 beschrieben, an der Verschränkung der Graphen erkennbar. Der differierende Verschiebungsverlauf der Träger rührt höchstwahrscheinlich von der asymmetrischen Aufbringung der Belastung während des Belastungsvorganges sowie dem nicht mehr optimal gleichmäßig verdichteten Gleisschotter (dynamische Versuche) her.

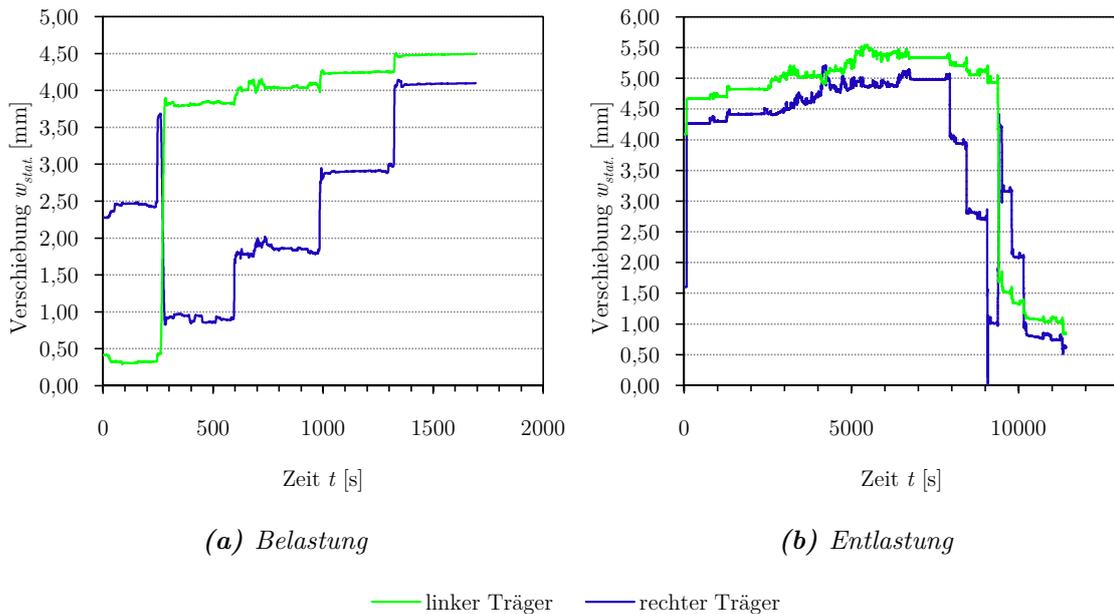


Abbildung 3.9: Verschiebungsverlauf bei statischer Belastung

Die Entlastung erfolgte nicht sofort nach der Messung der maximalen Durchbiegung, um eventuelle Spannungumlagerungen im Schotterbett zu dokumentieren. In Abbildung 3.9b sind diese auch im Anstieg der Verschiebungen zu erkennen. Bei der Entlastung erwiesen sich diese Verformungen als bleibend. Dieser Effekt dürfte auf die Verzahnung der einzelnen Körner des Schotterbettes zurückzuführen sein. Bei dynamischer Belastung ist dies nicht zu erwarten, da durch die zyklische Gegenbewegung allfällige Verzahnungen gelöst werden, was sich in den in dieser Arbeit ermittelten Dämpfungseigenschaften niederschlägt.

Mit dem in Tabelle 3.4 angegebenen Mittelwert der Verschiebung in Brückenmitte wurde die statische Federsteifigkeit $k_{d_{stat.}}$ am FE-Modell ermittelt. Anschließend erfolgte eine Grenzwertbetrachtung der statischen Federsteifigkeit. Die so erhaltenen Ergebnisse werden in Tabelle 3.5 angeführt.

Aus diesen Werten ergibt sich nochmals deutlich, dass das Schotterbett eine teilweise Schubübertragung (nachgiebiger Verbund) zwischen Primärtragwerk und Schienen bewir-

ken muss, da in der Annahme einer nicht vorhandenen Verbundwirkung ($k_{d_{stat.,gr.}} = 0$) eine deutlich größere Durchbiegung in Brückenmitte auftritt, für vollständigen Verbund ($k_{d_{stat.,gr.}} = \infty$) sich aber eine geringere Durchbiegung ergibt. Die Annahme des nachgiebigen Verbunds und die darauf abgestimmte Modellbildung scheint damit bestätigt und gerechtfertigt.

Tabelle 3.5: Statische Federsteifigkeit

$k_{d_{stat.}}$	6988	$k_{d_{stat.,gr.}}$	0	∞	[kN/m]
$\bar{w}_{stat.}$	4,295	$w_{stat.}$	8,825	0,568	[mm]

3.4.3 Nachweis der Schienenspannungen

Wie in Punkt 3.4.1 erwähnt, sollten auch die aus der Modellbildung hervorgehenden Schienenspannungen nachgewiesen werden. Dies erfolgte mit den unter Zuhilfenahme der applizierten Dehnmessstreifen gemessenen Dehnungen ε , die wiederum über das Hooke'sche Gesetz (3.2) mit den Spannungen σ verknüpft sind, worin E den Elastizitätsmodul bezeichnet.

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \tag{3.2}$$

Abbildung 3.10 zeigt den Dehnungsverlauf sowohl für den Längsträger als auch für die Schiene.

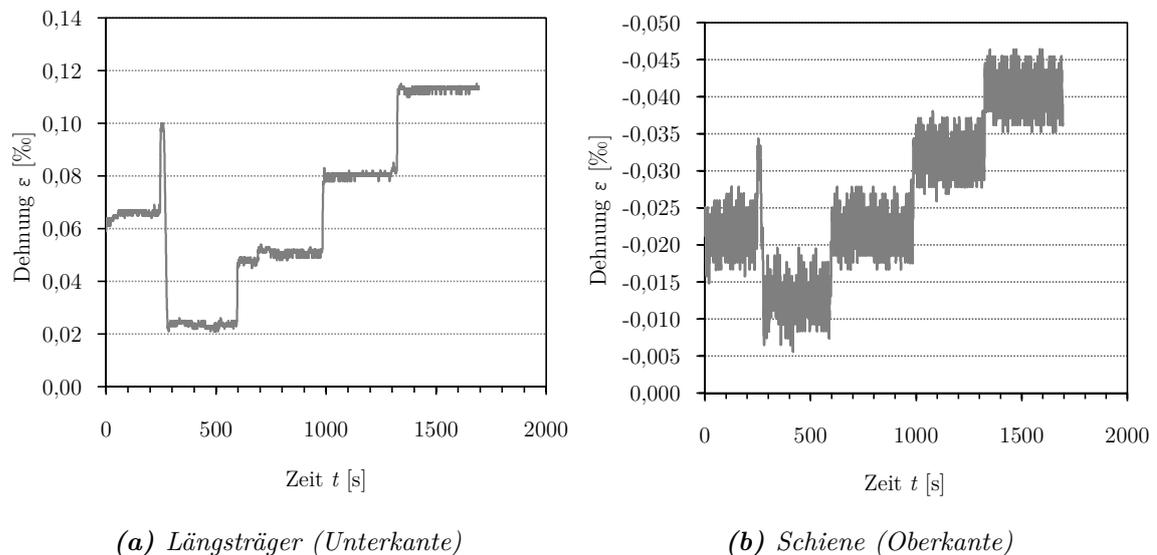
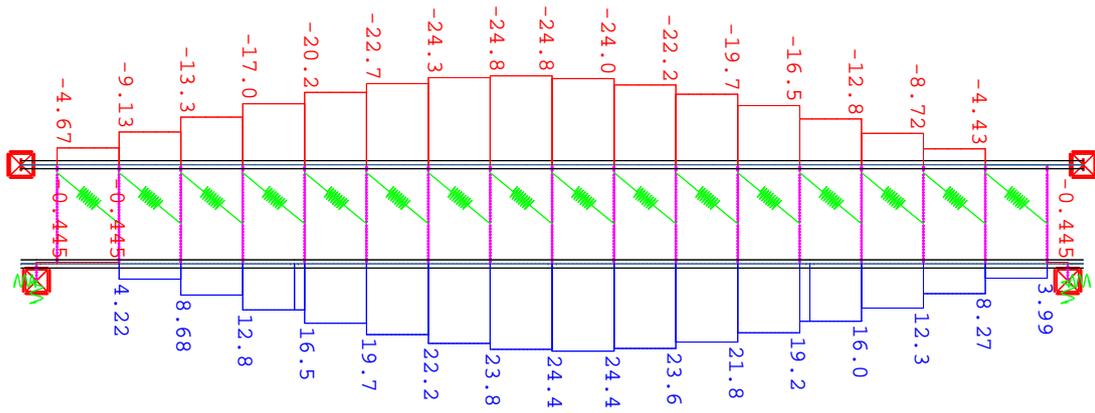


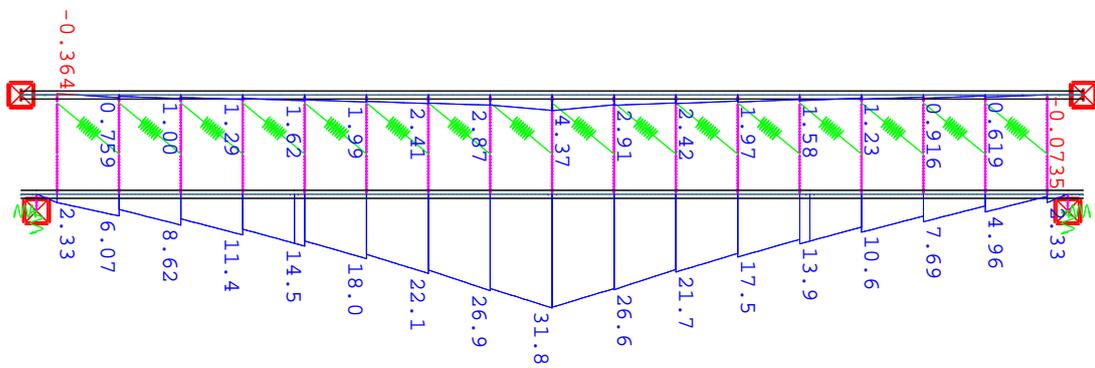
Abbildung 3.10: Dehnungsverläufe bei statischer Belastung

Die gemessenen Werte stammen für den Längsträger aus der Brückenmitte, die der Schiene von etwa 1,2 m außerhalb der Mitte, da aufgrund des Befestigungsrahmens eine Messung in Brückenmitte nicht möglich war. Beide Dehnungsverläufe beziehen sich auf die rechte Brückenseite (vgl. Punkt 3.4.2). In Abbildung 3.10a sind die Dehnungen ε des Längsträgers mit den deutlich erkennbaren Belastungssprüngen zu sehen. Für die in Abbildung 3.10b aufgetragenen Dehnungen der Schiene bestand die Befürchtung, dass die auftretenden Dehnungen bereits die Werte der Messtoleranz der Dehnmessstreifen unterschreiten. Das bestätigte sich nicht, wie an den deutlich abgesetzten Belastungssprüngen erkennbar ist. Der große Sprung der Dehnungsverläufe bei etwa 250 Sekunden zeigt wieder das Verschieben der Betonplatten während des Belastungsprozesses an. Man beachte, dass die Belastung über den Befestigungsrahmen direkt in das Primärtragwerk eingeleitet wurde, und das Schotterbett keine Vorspannung aufwies, was die Aussagekraft des Versuchs hinsichtlich der Modellbildung des Schotterbettes noch unterstreicht. Damit wurde erstmals die Verbundwirkung des Schotterbettes mit der damit einhergehenden Spannung in der Schiene direkt nachgewiesen.

Mit der an die Verschiebung \bar{w} angepassten statischen Federsteifigkeit $k_{d_{stat}}$ wird nun versucht die qualitativen Erkenntnisse zu quantifizieren. Dazu wurden unter Zuhilfenahme des *Sofistik*-Programmes *WINGRAF* die statischen Schnittgrößen (siehe Abbildung 3.11) ausgegeben, um damit die Dehnungen des Modells zu berechnen und mit jenen des Versuchs zu vergleichen.



(a) Normalkraftverlauf [kN]



(b) Momentenverlauf [kNm]

Abbildung 3.11: Schnittkraftverläufe bei statischer Belastung von 6×800 kg in Feldmitte

Umformen und Erweitern der Formel 3.2 führt zu Formel (3.3) zur Berechnung der Dehnung.

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} = \frac{1}{E} \left(\frac{N}{A} \pm \frac{M}{I_y} z_S^{o,u} \right) \quad (3.3)$$

In Tabelle 3.6 werden die Querschnittswerte für die Schiene (vgl. Tabelle 2.3) und den Träger (aus [5]) nochmals angegeben.

Tabelle 3.6: Querschnittswerte zur Dehnungsberechnung

	A [cm ²]	I_y [cm ⁴]	$z_S^{o,u}$ [cm]	E [kN/cm ²]
60E1	76,66	3036,39	9,09	21000,00
HEA340	133,00	27690,00	16,50	

Tabelle 3.7 gibt die benötigten Querschnittswerte (siehe Abbildung 3.11) an den zu vergleichenden Stellen für den Dehnungsverlauf an.

Tabelle 3.7: Schnittgrößen zur Dehnungsberechnung

		N [kN]	M [kNcm]
Brückenmitte	HEA340	24,4	31,8
1,2 m neben der Mitte	60E1	-22,2	2,42

Setzt man die Werte aus den Tabellen 3.6 und 3.7 in Formel (3.3) ein, erhält man die Dehnungen an der Schienenoberkante und der Trägerunterkante. Die Ergebnisse sowie die Messwerte aus Tabelle 3.4 sind in Tabelle 3.8 eingetragen und einander gegenübergestellt.

Tabelle 3.8: Gegenüberstellung der Ergebnisse der Dehnungsermittlung

		Dehnung ε [%]	
		Messergebnis	Berechnungsergebnis
Brückenmitte	HEA340 Unterkante	0,115	0,099
1,2 m neben der Mitte	60E1 Oberkante	-0,046	-0,048

Der Vergleich der Ergebnisse zeigt, dass das FE-Modell die Verbundwirkung etwas überschätzt. Dennoch sind die Ergebnisse durchaus zufriedenstellend, wenn man bedenkt, wie viele Unsicherheiten aus Modellbildung, Messtoleranzen und Berechnung in diesen stecken. Damit hat sich die Modellbildung für das Schotterbett endgültig als tauglich erwiesen und kann für reale Brückentragwerke zur Berechnung eingesetzt werden.

4 Fahrenbachviadukt

Im vorliegenden Abschnitt werden die in Kapitel 3 ermittelten dynamischen Parameter des Schotterbettes für eine Brücke im Feld, konkret das Fahrenbachviadukt, angewendet. Es wurde überprüft, ob sich die Versuchsergebnisse mit jenen der Finite-Elemente-Berechnung decken. Träfe dies nicht zu, würden Überlegungen zur Modifikation des FE-Modells angestellt, um bisher unbekannte Einflüsse, die auf eine Brücke im Feld wirken könnten, abzubilden.

4.1 Beschreibung des Fahrenbachviadukts

Wie bereits in Kapitel 1 angeführt, untersuchten Fink & Kirchhofer [6] das Fahrenbachviadukt (siehe Abbildung 4.1). Aus dieser Veröffentlichung sind die Daten der Brücke hier nochmals angegeben:



Abbildung 4.1: Fahrenbachviadukt

Die Brücke ist Teil eines bereits stillgelegten Streckenabschnittes der Donauuferbahn, die von St. Valentin nach Krems führt. Sie befindet sich bei Kilometer 57,576 zwischen Weins und Persenbeug. Es handelt sich um eine einfeldrige Stahlbrücke mit zwei Hauptträgern. Sie bildet mit einer orthotropen Fahrbahnplatte das Tragwerk. Abbildung 4.1a zeigt die Untersicht der Brücke. Die beiden Hauptträger und die orthotrope Fahrbahnplatte sind gut zu erkennen, ebenso die Verstärkung der Untergurte der Hauptträger im Bereich der maximalen Momentenbelastung (vgl. auch 4.5). Die Schienen sind auf dieser Strecke auf Holzschwellen montiert (siehe Abbildung 4.2b). Zur Lagerung des Tragwerks dienen zwei Linienkipplager auf der einen und zwei Rollenlager auf der anderen Seite (siehe Abbildung 4.3). An den Randträgern sind Konsolen befestigt, auf welchen die Gehwege verlaufen und die Kabeltröge montiert sind (siehe Abbildung 4.4).

Das Brückentragwerk weist eine Spannweite von 21,35 m auf. Die genauen Abmessungen des statisch wirksamen Querschnittes wurden den zur Verfügung gestellten Plänen der *Österreichischen Bundesbahnen (ÖBB)* entnommen und sind in Abbildung 4.5 angegeben.



(a) Untersicht der Brücke



(b) Draufsicht der Brücke

Abbildung 4.2: Ansichten der Brücke



(a) Linienkipplager



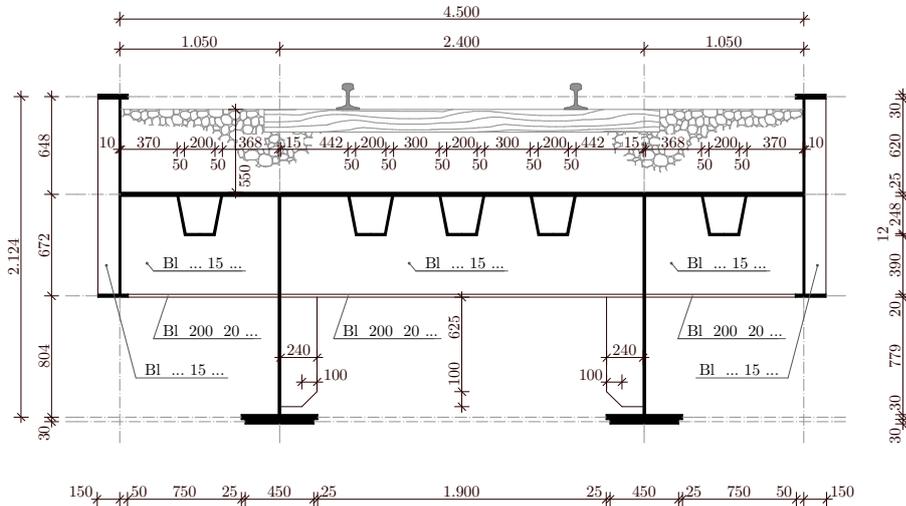
(b) Rollenlager

Abbildung 4.3: Lagerung der Brücke

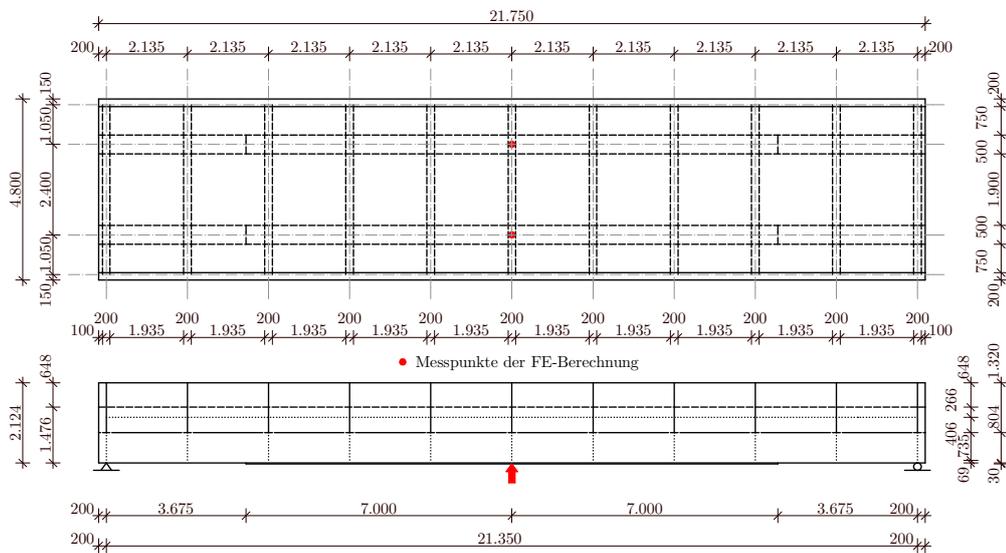


Abbildung 4.4: Auskragung Gehweg

4 Fahrenbachviadukt



(a) Querschnitt [mm], (M=1:50)



(b) Draufsicht und Ansicht [mm], (M=1:200)

Abbildung 4.5: Plan des Fahrenbachviadukts (Vergrößerung siehe Anhang)

4.2 Ergebnisse des Versuchs

Am Fahrenbachviadukt wurden, wie bei der Versuchsbrücke (vgl. Kapitel 3), Tests mit sechs verschiedenen statischen Momenten (m_{st}) durchgeführt. Es zeigte sich auch hier, dass mit steigender Größe von m_{st} eine Verschiebung der Resonanzspitze in niedrigere Frequenzbereiche erfolgt. Das bei der Versuchsbrücke stark ausgebildete nichtlineare Verhalten des Amplitudenfrequenzganges (vgl. Abbildungen 3.4 und 3.5), konnte beim Fahrenbachviadukt (siehe Abbildungen 4.10 und 4.11) nicht in diesem Ausmaß festgestellt werden. Der Grund dafür liegt in der Dominanz der Eigenschaften des Schotterbettes gegenüber jenen der verbliebenen Konstruktion bei der Versuchsbrücke, was bei dieser, im Sinne der Untersuchung des Schotterbettes, evident ist. Bei der Fahrenbachbrücke treten diese Effekte des Schotterbettes nicht so deutlich hervor, da hier das Tragwerk die wesentliche Komponente in der Wirkungsweise der Brücke darstellt. Die Versuchsergebnisse, nämlich die Frequenz der ersten Biegeeigenform f und die zugehörigen Maxima von Verschiebung $w_{max.}$ und Beschleunigung $a_{max.}$, sind in Tabelle 4.1 aufgelistet. Im Gegensatz zur Versuchsbrücke befinden sich die Resonanzspitzen von Verschiebung und Beschleunigung an der selben Stelle im Frequenzband.

Es wurde auch ein statischer Belastungstest durchgeführt. Dazu verwendete man den zum Aufstellen der Drehgestelle und der Richterreger benötigten, vor Ort befindlichen, Gleisbagger. Dieser weist eine Masse von 20 t auf. Das Ergebnis dieses Versuchs ist ebenfalls in Tabelle 4.1 eingetragen.

Zu den Werten in Tabelle 4.1 ist festzuhalten, dass diese Mittelwerte darstellen, die aus den Messergebnissen der beiden Hauptträger in Feldmitte stammen. Die Ursache dafür ist, dass die Gleisachse über der Brücke einen Bogen beschreibt, und die damit einhergehende Überhöhung des Schotterbettes eine Schiefstellung, der sich auf den Gleisen befindlichen Versuchseinrichtungen, bewirkte. Diese Schiefstellung verschob den Schwerpunkt und ergab damit eine ungleiche Lasteintragung in die Hauptträger, was wiederum zu differierenden Vertikalverschiebungen führte und über genannte Mittelwertbildung berücksichtigt wurde.

Tabelle 4.1: Messergebnisse des Fahrenbachviadukts

m_{st}	2×110	2×180	2×244	2×271	2×326	2×363	[kgcm]
f	5,800	5,750	5,717	5,683	5,650	5,633	[Hz]
$w_{max.}$	1,038	1,708	2,281	2,570	2,993	3,218	[mm]
$a_{max.}$	1,441	2,464	3,059	3,518	4,272	4,712	[m/s ²]
$w_{stat.}$	1,582						[mm]

4.3 Beschreibung des Finite-Elemente-Modells

Das Fahrenbachviadukt musste aufgrund der Bauart mittels Flächenelementen, im Gegensatz zur Versuchsbrücke (vgl. Kapitel 3), wo Stabelemente einsetzbar waren, modelliert werden. Die Vorgehensweise sowie die verwendeten Module von Sofistik wurden bereits in Kapitel 2 erläutert. Für den Aufbau der Flächen wurden dreiecksförmige Finite-Elemente verwendet. Das entwickelte Modell zur Abbildung des Schotterkörpers wurde aus Kapitel 3 übernommen und dem, zuvor durch *Sofipus* generierten, Tragwerk mittels manueller Programmierung in *Teddy* hinzugefügt. Die Stege der Hauptträger wurden bei den Auflagern zusätzlich in vertikaler Richtung gelagert, um die Auflagerkräfte auf eine größere Anzahl von Finiten-Elementen zu verteilen und damit numerischen Fehlern bei der Berechnung vorzubeugen. Zur Vermeidung einer zu großen Anzahl von Eigenformen untergeordneter Bauteile bei der Ergebnisausgabe wurden die Schienen quer zur Brückenlängsachse unverschieblich gelagert. Abbildung 4.6 zeigt das so erhaltene FE-Modell des Fahrenbachviaduktes.

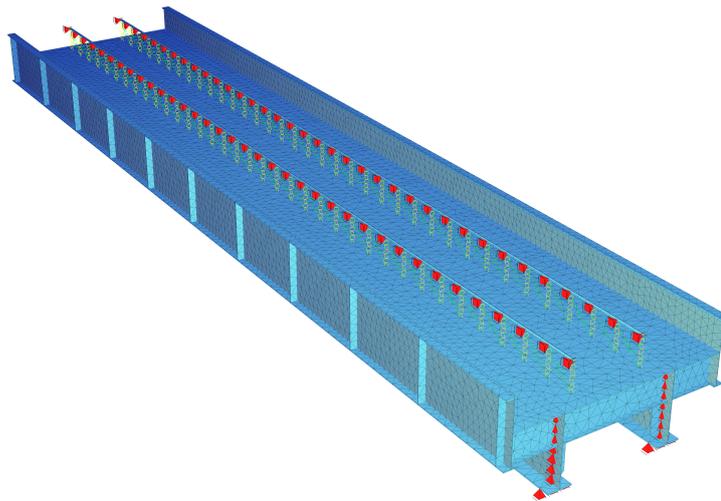


Abbildung 4.6: Finite-Elemente-Modell des Fahrenbachviaduktes mit statisch wirksamem Querschnitt

Das Eigengewicht des Schotteroberbaues wurde als Flächenlast eingegeben, da dadurch eine automatische Zuordnung auf die generierte Knotenstruktur des FE-Netzes erfolgt. Für die dynamische Berechnung wurde der eingegebene Lastfall manuell mittels dem Modul *Teddy* in Massen umgewandelt.

Da die Richterregler auf einer Brücke im Feld nicht ohne Adaptierungen verwendet werden können, modifizierte Kirchhofer Drehgestelle so, dass die Richterregler auf diesen montiert werden konnten. Für nähere Informationen wird an dieser Stelle auf [6] verwiesen. Dieses Zusatzgewicht wurde direkt über acht Massenpunkte (je 2,0375 t) auf den Schienen, die

den acht Radaufsetzpunkten entsprechen, berücksichtigt.

4.4 Vorgehensweise bei der Berechnung und deren Ergebnisse

Wie unter Punkt 4.2 angegeben, hat das Tragwerk bei Bestandsbrücken, aufgrund der höheren Gesamtsteifigkeit, einen großen Einfluss auf das Gesamtsystem. Daher wurde das Tragwerk für die Berechnungen in diesem Kapitel separat gedämpft. Die dafür verwendeten Werte des Lehr'schen Dämpfungsmaßes ζ wurden Petersen [9] entnommen. Dieser gibt jenes über das logarithmische Dämpfungsdekrement Δ an. Mit Formel (4.1) sind beide miteinander verknüpft.

$$\zeta = \frac{\Delta}{2\pi} \quad (4.1)$$

Das logarithmische Dämpfungsdekrement setzt sich aus drei, die Wirkungsweise der Dämpfung beschreibenden, Koeffizienten zusammen, welche Formel (4.2) beschreibt.

$$\Delta = \Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_3 \quad (4.2)$$

mit

$$\Delta_1 = 0,005$$

$$\Delta_2 = 0$$

$$\Delta_3 = 0,004$$

Δ_1 steht dabei für die dem Stahl innewohnende Dämpfungsfähigkeit, und Δ_3 für die Dämpfungseigenschaften der Lager, in diesem Fall Linienkipplager und Rollenlager. Δ_2 entspräche der Dämpfungswirkung des Schotterbettes. Da diese aber durch die vorliegende Arbeit mittels der Feder-Dämpferelemente, ermittelt werden soll, wurde der Wert gleich null gesetzt. Petersen gibt jeweils drei Werte für Δ an. Diese beziehen sich auf kleine, mittlere und große Schwingungsamplituden, wobei keine Definitionen für die genannten Eigenschaften angegeben werden. In der vorliegenden Arbeit wurden mittlere Werte verwendet.

Die Berechnung der Amplitudenfrequenzgänge mit *Sofistik* wird mittels direkter Zeitintegration durchgeführt. Bei dieser Art der Berechnung kann das Lehr'sche Dämpfungsmaß aus mathematischen Gründen nicht berücksichtigt werden. Darum war eine Berücksichtigung der Dämpfung nach Rayleigh notwendig. Dabei wird die Dämpfungsmatrix durch Linearkombination von Massen- und Steifigkeitsmatrix formuliert:

$$\mathbf{C} = \alpha\mathbf{M} + \beta\mathbf{K} \quad (4.3)$$

Der massenproportionale Faktor α und der steifigkeitsproportionale Faktor β werden durch

Formel (4.4) mit dem Lehr'schen Dämpfungsmaß verknüpft.

$$\zeta_i = \frac{\alpha + \beta\omega_i^2}{2\omega_i} \quad (4.4)$$

Nimmt man zwei Dämpfungswerte ζ_i und ζ_j an, erhält man zwei Gleichungen. Setzt man nun $\zeta_i = \zeta_j$, dann lässt sich das Gleichungssystem nach α und β abhängig von den Frequenzen ω_i und ω_j auflösen:

$$\alpha = 2 \frac{\omega_j \zeta - \omega_i \zeta}{\omega_j^2 - \omega_i^2} \omega_i \omega_j \quad (4.5)$$

$$\beta = 2 \frac{\omega_j \zeta - \omega_i \zeta}{\omega_j^2 - \omega_i^2} \quad (4.6)$$

Das Lehr'sche Dämpfungsmaß stimmt bei zwei Frequenzen ω_i und ω_j mit der Rayleigh Dämpfung überein (siehe Formeln (4.5) und (4.6)). Bei allen anderen Frequenzen stimmt diese nur näherungsweise mit der Lehr'schen Dämpfung überein.

Es stellt sich die Frage, welche Frequenzen für ω_i und ω_j verwendet werden können, um eine möglichst genaue Dämpfung zu gewährleisten. Laut der Richtlinie für die dynamische Berechnung von Eisenbahnbrücken der *Österreichischen Bundesbahnen (ÖBB)* [12] werden dafür die Frequenzen der ersten und zweiten Biegeeigenform verwendet, da diese die wesentlichen Anteile zum Ergebnis beitragen. Für die Werte der ersten und zweiten Biegeeigenform wurde zu Beginn jedes Berechnungsabschnitts eine Rechnung ohne Dämpfung durchgeführt, mit der die Eigenfrequenzen bestimmt wurden. Die so erhaltenen Größen konnten nun mit dem Wert aus (4.2) in die Gleichungen (4.5) und (4.6) eingesetzt werden, um damit die Faktoren α und β zu berechnen. Die ermittelten Faktoren erlaubten dann eine Berechnung mit berücksichtigter Dämpfung nach Rayleigh.

Bei den ersten Berechnungen zeigte sich, dass eine exakte Berechnung, wie sie im Kapitel 3 noch möglich war, nicht zielführend ist. Aufgrund der enorm gestiegenen Knotenanzahl des Finite-Elemente-Modells steigt die Dauer der Berechnung auf ein nicht mehr akzeptables Maß. Daher wurde auf den bereits beschriebenen *Sofistik*-Befehl zurückgegriffen, der für den interessierenden Bereich des Amplitudenfrequenzganges, nämlich die Resonanzspitze, welcher mit den Versuchsergebnissen verglichen wurde, ausreichend genau ist.

Noch vor der ersten Berechnung mussten die Kennwerte der Feder-Dämpferelemente festgelegt werden. Dazu wurde die in Kapitel 3 vorgestellte Formel (3.1) zur Bestimmung der Steifigkeit des Schotterbettes, in Abhängigkeit des statischen Moments m_{st} , herangezogen. Da sich bei den Dämpfungswerten kein plausibler Zusammenhang mit dem statischen Moment ableiten ließ, wurde die Dämpfung mit 95 kNs/m, als ungefährender Mittelwert (siehe Abbildung 3.7b), festgelegt.

4.4.1 Berechnung mit Gleisschotterwichte laut Norm

Durch die angeführten Angaben ist das Modell der nachzurechnenden Brücke definiert. Es fehlt lediglich die anzusetzende Wichte des Schotterbettes. In Kapitel 3 konnte diese durch Abwiegen der Brücke ermittelt werden. Für das Fahrenbachviadukt war diese Vorgehensweise nicht möglich. Darum wurde auf Angaben der ÖNORM EN 1991-1-1 [1] in Tabelle A.6 (Baustoffe für Brücken) zurückgegriffen. Diese sieht eine Wichte γ_S für Schotter als „Belag für Eisenbahnbrücken“ mit 20 kN/m^3 vor.

Das erste Ergebnis für das Modell, wie es Abbildung 4.6 zeigt, wich deutlich von den Versuchsergebnissen in Tabelle 4.1 ab. Insbesondere die Frequenz der ersten Biegeeigenform war deutlich zu gering. Dies führte zu der Annahme, dass statisch nicht in Rechnung gestellte Bauteile Steifigkeit liefern. So wurde das FE-Modell um diese Bauteile, wie zum Beispiel die Konsolen mit den Gehwegen (siehe Abbildung 4.4), erweitert (siehe Abbildung 4.7).

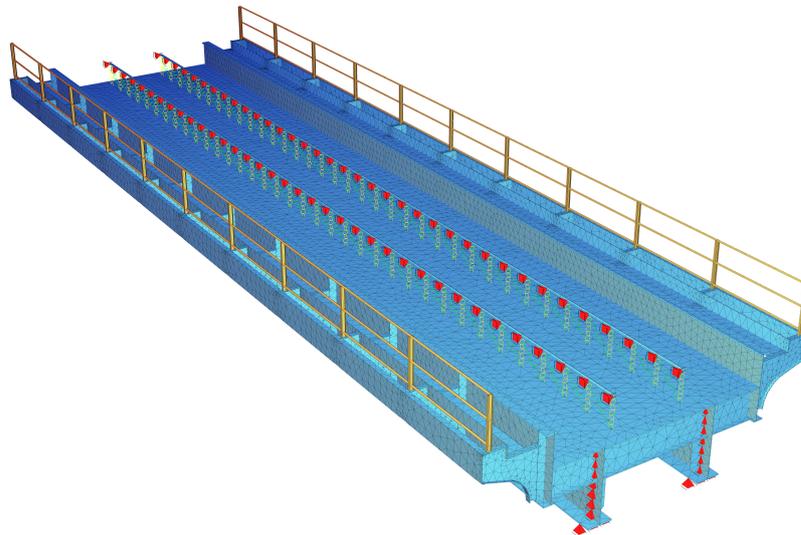


Abbildung 4.7: Finite-Elemente-Modell des Fahrenbachviadukts mit steifigkeitswirksamem Querschnitt

Die Ergebnisse dieser zweiten Modellbildung sind in Tabelle 4.2 an oberster Stelle mit dem Titel „ohne Schienenauszug“ aufgelistet. Alle, in dieser Tabelle angeführten Werte, weisen für die prozentuelle Abweichung die Versuchsergebnisse aus Tabelle 4.1 als Referenz auf. Es zeigte sich, dass auch diese durchgeführten Maßnahmen, zur Anpassung der Steifigkeit, zu keiner wesentlichen Verbesserung der Ergebnisse beitrugen. Der nächste Schritt war eine Extremwertuntersuchung für die dynamischen Parameter des Schotterbettes. Doch auch bei der unrealistischen Annahme einer unendlichen Steifigkeit k_d des Schotters fand keine zufriedenstellende Verbesserung statt. Unter der Annahme, dass eine genauere Modellierung der ersten Biegeeigenfrequenz, beispielsweise durch Verkettung von

Mess- und Rechenungenauigkeiten, nicht möglich ist, erfolgte eine Anpassung des Dämpferkennwerts c_d . Doch auch dieser wies eine zu große Abweichung auf, was wiederum zur Modellierung einer Reibungsdämpfung an den Fahrbahnübergängen führte. Diese sollte die dämpfende Wirkung des Schleppbleches simulieren. Am Fahrbahnübergang wurden diese diskreten Dämpferelemente mit dem Kennwert $c_{F\ddot{U}}$ in einem Abstand von 500 mm entlang des Deckblechendes in das Modell eingebaut. Der Startwert für $c_{F\ddot{U}}$ wurde mit 95 kNs/m festgelegt. Die mit diesem Modell ermittelten Ergebnisse können der Tabelle 4.2, Zeile „ohne Schienenauszug mit gedämpftem Fahrbahnübergang“, entnommen werden. Anhand dieser Werte erkennt man, dass die Annahme des gedämpften Fahrbahnübergangs plausibel ist, da mit relativ kleinen Dämpfungswerten gute Ergebnisse bezüglich der dynamischen Verschiebung w erzielt werden.

Nun erfolgte wieder die Zuwendung zum Problem, der noch nicht abbildbaren ersten Biegeeigenfrequenz. Dazu wurde den durchlaufenden Schienen bei Brücken im Feld Aufmerksamkeit geschenkt. Die Abbildung der Effekte der durchgehenden Schienen erfolgte im Modell mit Feder-Dämpferelementen, die über die Brücke hinaus gezogen wurden (siehe Abbildung 4.8).

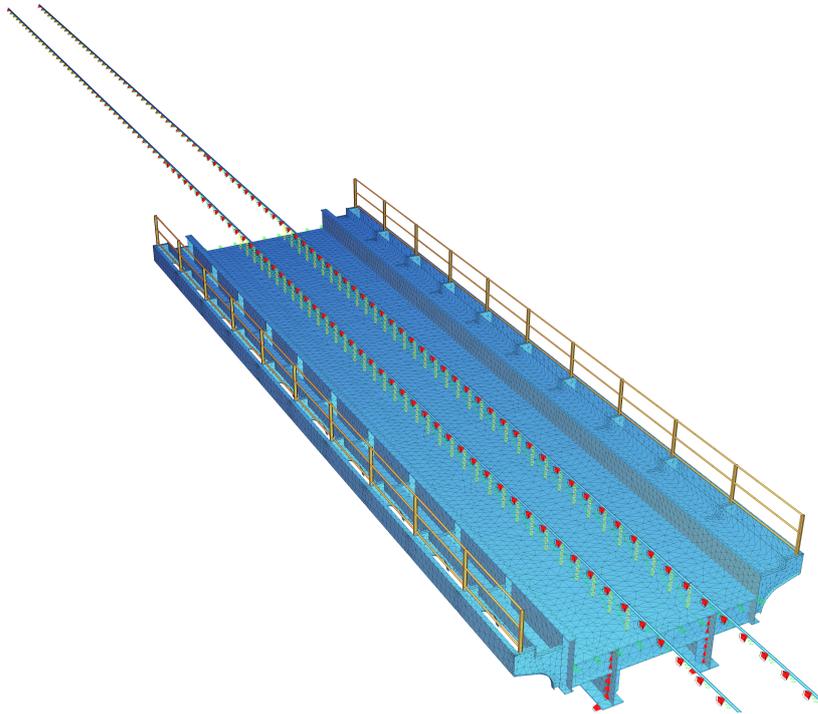


Abbildung 4.8: Finite-Elemente-Modell des Fahrenbachviadukts mit Schienenauszug

Nachfolgend wird dieses Modell als Schienenauszug bezeichnet. Die Kennwerte dieser Elemente werden, die Steifigkeit beschreibend mit $k_{d,SA}$, und die Dämpfung beschreibend mit $c_{d,SA}$, bezeichnet. In Ermangelung der Größen dieser Kennwerte wurden dieselben, wie für die Elemente über der Brücke, festgelegt. Der Schienenauszug weist beidseits der Brücke

eine Länge von $30,6 \text{ m} = 51 \times 0,6 \text{ m}$ (Schwellenabstand) auf. Dieser Wert ergab sich nach mehreren Versuchen, mit dem Ziel, die Spannung im Federelement am Ende der Schiene möglichst klein zu halten. Die ersten elf Schwellen wurden so modelliert, dass eine Vertikalverschiebung zugelassen wurde, um die Einsenkung der Schienen im Auflagerbereich, bei Durchbiegung der Brücke, zu berücksichtigen. In Tabelle 4.2 mit der „mit Schienen- auszug“ bezeichneten Zeile, sind die erhaltenen Ergebnisse nachzulesen. Man erkennt eine deutliche, allerdings noch immer nicht zufriedenstellende, Verbesserung der Anpassung des Modells. Für den wieder sehr stark abweichenden Wert der Verschiebung wurde eine Berechnung mit gedämpftem Fahrbahnübergang durchgeführt. Wie man erkennen kann, lässt sich mit dieser Einstellung die Vertikalverschiebung bei dynamischer Anregung sehr leicht anpassen. Die ebenfalls angegebenen Werte für die statische Durchbiegung weichen zwar von den Versuchsergebnissen stark ab, nur ist diesen Ergebnissen nicht dieselbe Bedeutung beizumessen wie den dynamischen, da es sich beim angegebenen Gewicht des eingesetzten Gleisbaggers nur um einen ungefähren Wert handelt.

Tabelle 4.2: Parameterstudie mit $\gamma_s = 20 \text{ kN/m}^3$ für $m_{st} = 2 \times 110 \text{ kg/cm}$

ohne Schienenauszug		f [Hz]	Abw. [%]	w [mm]	Abw. [%]	$w_{stat.}$ [mm]	Abw. [%]
k_d [kN/m]	c_d [kNs/m]						
15531	95	5,277	9,0	2,516	142,4	1,79	13,1
15531	150	5,277	9,0	1,922	85,2	1,79	13,1
∞	1000	5,505	5,1	4,875	369,7	1,63	3,0

ohne Schienenauszug mit gedämpftem Fahrbahnübergang		$c_{F\ddot{U}}$ [kNs/m]	f [Hz]	Abw. [%]	w [mm]	Abw. [%]	$w_{stat.}$ [mm]	Abw. [%]
k_d [kN/m]	c_d [kNs/m]							
15531	95	95	5,277	9,0	0,990	4,6	1,79	13,1
∞	95	105	5,505	5,1	1,069	3,0	1,63	3,0

mit Schienenauszug		f [Hz]	Abw. [%]	w [mm]	Abw. [%]	$w_{stat.}$ [mm]	Abw. [%]
k_d [kN/m]	c_d [kNs/m]						
15531	95	5,405	6,8	1,577	51,9	1,727	9,2
100000	150	5,711	1,5	2,412	132,4	1,554	1,8

mit Schienenauszug mit gedämpftem Fahrbahnübergang		$c_{F\ddot{U}}$ [kNs/m]	f [Hz]	Abw. [%]	w [mm]	Abw. [%]	$w_{stat.}$ [mm]	Abw. [%]
k_d [kN/m]	c_d [kNs/m]							
15531	95	95	5,405	6,8	0,858	17,3	1,727	9,2
100000	95	105	5,711	1,5	1,117	7,6	1,554	1,8

4.4.2 Berechnung mit angepasster Gleisschotterwichte

Da die unter Punkt 4.4.1 durchgeführten Untersuchungen hinsichtlich der Variation der Steifigkeit nicht das gewünschte Resultat lieferten, musste die noch vorhandene Abweichung der Berechnungsergebnisse in einem anderen, zunächst noch unbekanntem Umstand begründet sein. Hält man die Ergebnisse des statischen Belastungsversuchs außen vor, kann der Unterschied der Ergebnisse nur durch eine falsch angenommene Masse des Schotterbettes begründet werden. Nach gründlichem Literaturstudium fand sich diese Vermutung bestätigt. In der Veröffentlichung von Gottschol & Kempfert [8] wird die Wichte von Basaltschotter mit $17,25 \text{ kN/m}^3$ angegeben. Dies liefert somit einen oberen Grenzwert für die Wichte von Gleisschotter, da dieser einer der schwersten seiner Art ist. Die *Österreichischen Bundesbahnen (ÖBB)* [3] verwenden bei Berechnungen allgemein eine Wichte von 15 kN/m^3 . Dieser Wert stellt einen unteren Grenzwert dar, da er durch späteres Nachstopfen im Zuge der Gleisinstandhaltung steigen kann. Es zeigt sich somit eine enorme Abweichung zu dem von der Norm angegebenen Wert.

Mit den angegebenen Werten für den Gleisschotter wurde dann ein weiterer Berechnungsdurchgang ausgeführt. In einem ersten Schritt wurde wieder das Modell ohne Schienenauszug für $m_{st} = 2 \times 110 \text{ kg/cm}$ herangezogen (vgl. Tabelle 4.3). Die angegebenen prozentuellen Abweichungen beziehen sich auf die Versuchsergebnisse laut Tabelle 4.1. Für $\gamma_S = 17,25 \text{ kN/m}^3$ und Verwendung des Modells für den steifigkeitswirksamen Querschnitts ist die Abweichung der ersten Biegeeigenfrequenz f schon deutlich geringer als in Punkt 4.4.1. Die Abweichung der Vertikalverschiebung w hingegen weist fast keine Verbesserung auf. Deshalb wurde der Dämpferkennwert c_d auf 200 kNs/m erhöht, was allerdings in der Realität als unwahrscheinlich angesehen werden muss und im Sinne einer Grenzwertbetrachtung zu verstehen ist. Aber auch diese Maßnahme brachte keinen Erfolg, was erneut zur Modellierung des gedämpften Fahrbahnüberganges führte. Mit dem dabei angepassten Kennwert $c_{FÜ}$ lässt sich die Durchbiegung w sehr leicht im Modell nachbilden, wie in Tabelle 4.3 ganz rechts zu sehen ist. Für die Werte in der Spalte „mit gedämpftem Fahrbahnübergang“ gilt die gleiche Eigenfrequenz f wie bei der Berechnung ohne Modellierung der Dämpfer am Fahrbahnübergang.

In weiterer Folge wurde untersucht, wie sich der Detailierungsgrad des FE-Modells auf die Ergebnisse auswirkt. Dazu fand eine Untersuchung des FE-Modells mit statisch wirksamem Querschnitt statt (vgl. Abbildung 4.6). Die vermeintlich genauere Berechnung begründet sich mit der Tatsache, dass die Massen der nicht modellierten Konstruktionsteile nicht berücksichtigt wurden. Man kann daher davon ausgehen, dass eine Modellierung des statisch wirksamen Querschnittes als ausreichend angesehen werden kann, da der Unterschied der Ergebnisse äußerst gering ist. In dieser Arbeit wurde der steifigkeitswirksame Querschnitt weiterverwendet.

Tabelle 4.3: Parameterstudie für $m_{st} = 2 \times 110 \text{ kg/cm}$

	mit gedämpftem Fahr- bahnübergang												
	k_d [kN/m]	c_d [kNs/m]	$k_{d,SA}$ [kN/m]	$c_{d,SA}$ [kNs/m]	f [Hz]	Abw. [%]	w [mm]	Abw. [%]	$w_{stat.}$ [mm]	Abw. [%]	$c_{FÜ}$ [kNs/m]	w [mm]	Abw. [%]
$\gamma_S = 17,25 \text{ kN/m}^3$ ohne Schienenauszug													
steifigkeitswirksamer QS	15531	95	-	-	5,480	5,5	2,511	141,9	1,790	13,1	84,5	1,038	0,0
statisch wirksamer QS	15531	200	-	-	5,504	5,1	1,550	49,3	1,824	15,3	-	-	-
stat. w. QS ohne Schiene	15531	95	-	-	5,438	6,2	2,486	139,5	1,897	19,9	84,5	1,040	0,2
mit Schienenauszug													
steifigkeitswirksamer QS	15531	95	15531	95	5,613	3,2	1,565	50,8	1,727	9,2	55	1,043	0,5
statisch wirksamer QS	15531	95	15531	95	5,638	2,8	1,566	50,9	1,758	11,1	56	1,038	0,0
$\gamma_S = 15,00 \text{ kN/m}^3$ ohne Schienenauszug													
steifigkeitswirksamer QS	15531	95	-	-	5,665	2,3	2,406	131,8	1,790	13,1	80	1,037	0,1
statisch wirksamer QS	15531	95	-	-	5,695	1,8	2,400	131,2	1,824	15,3	80	1,039	0,1
stat. w. QS ohne Schiene	15531	95	-	-	5,629	2,9	5,665	445,8	1,897	19,9	119	1,036	0,2
mit Schienenauszug													
steifigkeitswirksamer QS	15531	95	15531	95	5,802	0,0	1,532	47,6	1,727	9,2	52	1,037	0,1
statisch wirksamer QS	15531	95	15531	95	5,834	0,6	1,527	47,1	1,758	11,1	56	1,037	0,1

Um den Einfluss der Schubübertragung des Schotterbettes zu zeigen, wurde auch ein Modell ohne Gleiskörper erstellt (siehe Abbildung 4.9). Es zeigte sich nur eine geringfügigere Verschlechterung des Ergebnisses, als dies noch bei der Versuchsbrücke in Kapitel 3 der Fall war. Dies lässt sich wieder mit der Dominanz des Schotterbettes gegenüber dem Tragwerk bei der Versuchsbrücke erklären, wie sie bei Brücken im Feld so nicht auftritt.

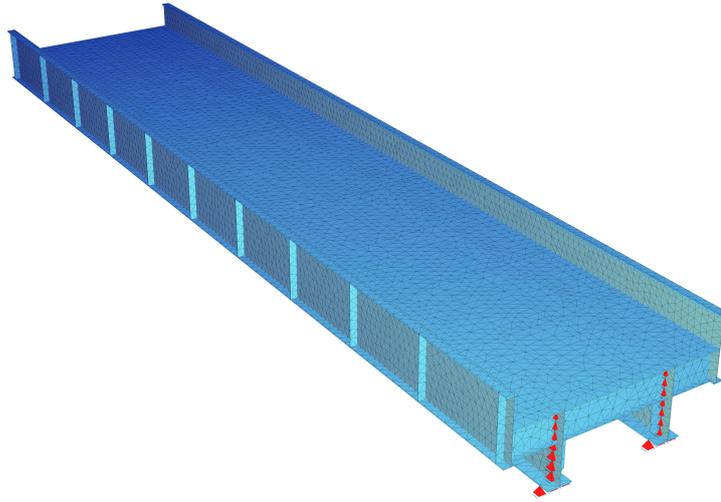


Abbildung 4.9: Finite-Elemente-Modell des Fahrenbachviadukts ohne Gleiskörper

Da die Anpassung des Modells an die erste Biegeeigenfrequenz f noch nicht optimal erschien, erfolgte auch eine Berechnung mit modelliertem Schienenauszug (siehe Tabelle 4.3 - Zeile: „mit Schienenauszug“). Dies brachte wieder eine Verbesserung des Ergebnisses der Eigenfrequenz f . Das Ergebnis für die Durchbiegung w war hingegen neuerlich nicht zufriedenstellend, was zur Modellierung der Dämpferelemente am Fahrbahnübergang führte, mit welchen nun eine Abbildung der Versuchsergebnisse möglich war.

Die bereits durchgeführten Untersuchungen wurden auch für die Schotterwichte γ_S von $15,00 \text{ kN/m}^3$ wiederholt. Dabei zeigte sich eine genaue Übereinstimmung der Ergebnisse bei Verwendung des Modells mit Schienenauszug (siehe Tabelle 4.3).

Alle Ergebnisse für die weiteren Untersuchungen der fünf verbliebenen statischen Momente m_{st} werden in den Tabellen 4.4 bis 4.8 am Kapitelende aufgelistet, wobei sich die Ergebnisse nur noch auf den steifigkeitswirksamen Querschnitt beziehen. Dabei fällt die besser werdende Anpassung der Resultate bei steigendem statischen Moment m_{st} auf. Dies führt bei den Modellen mit Schienenauszug und $\gamma_S = 15,0 \text{ kN/m}^3$ bereits zu einer Überschätzung der Versuchsergebnisse.

Ein Vergleich der genauen Verläufe der Amplitudenfrequenzgänge kann in den Abbildungen 4.10 für die Vertikalverschiebung w und in Abbildung 4.11 für die Beschleunigung, betrachtet werden. Diese beziehen sich auf das Modell ohne Schienenauszug, mit stei-

figkeitswirksamem Querschnitt, $\gamma_S = 17,25 \text{ kN/m}^3$ und gedämpftem Fahrbahnübergang, wobei dessen Kennwert $c_{F\ddot{U}}$ exakt angepasst wurde (Abweichung = 0%, gemessene = berechnete Durchbiegung). Es wurde dieses Modell ausgewählt, da es die wenigsten Unbekannten (nur $c_{F\ddot{U}}$) aufweist. In Abbildung 4.10 lässt sich, abgesehen von der verschobenen Resonanzspitze, die gute Übereinstimmung der Amplitudenfrequenzgänge der Vertikalverschiebungen von Versuch und FE-Berechnung erkennen. Das stark nichtlineare Verhalten, wie es bei der Versuchsbrücke in Kapitel 3 zu beobachten war, tritt nicht auf. Somit konnte das lineare FE-Modell den Amplitudenfrequenzgang an der untersuchten Brücke auch sehr genau nachbilden. Die in Abbildung 4.11 erkennbaren Amplitudenfrequenzgänge der Beschleunigung zeigen weder Übereinstimmung mit der Lage der Resonanzspitze noch mit der Größe der Amplitude. Diese Differenzen lassen sich wahrscheinlich durch unterschiedliche Messsysteme für Verschiebung (Wegaufnehmer) und Beschleunigung (Beschleunigungsaufnehmer) sowie numerische Ungenauigkeiten bei der Berechnung erklären.

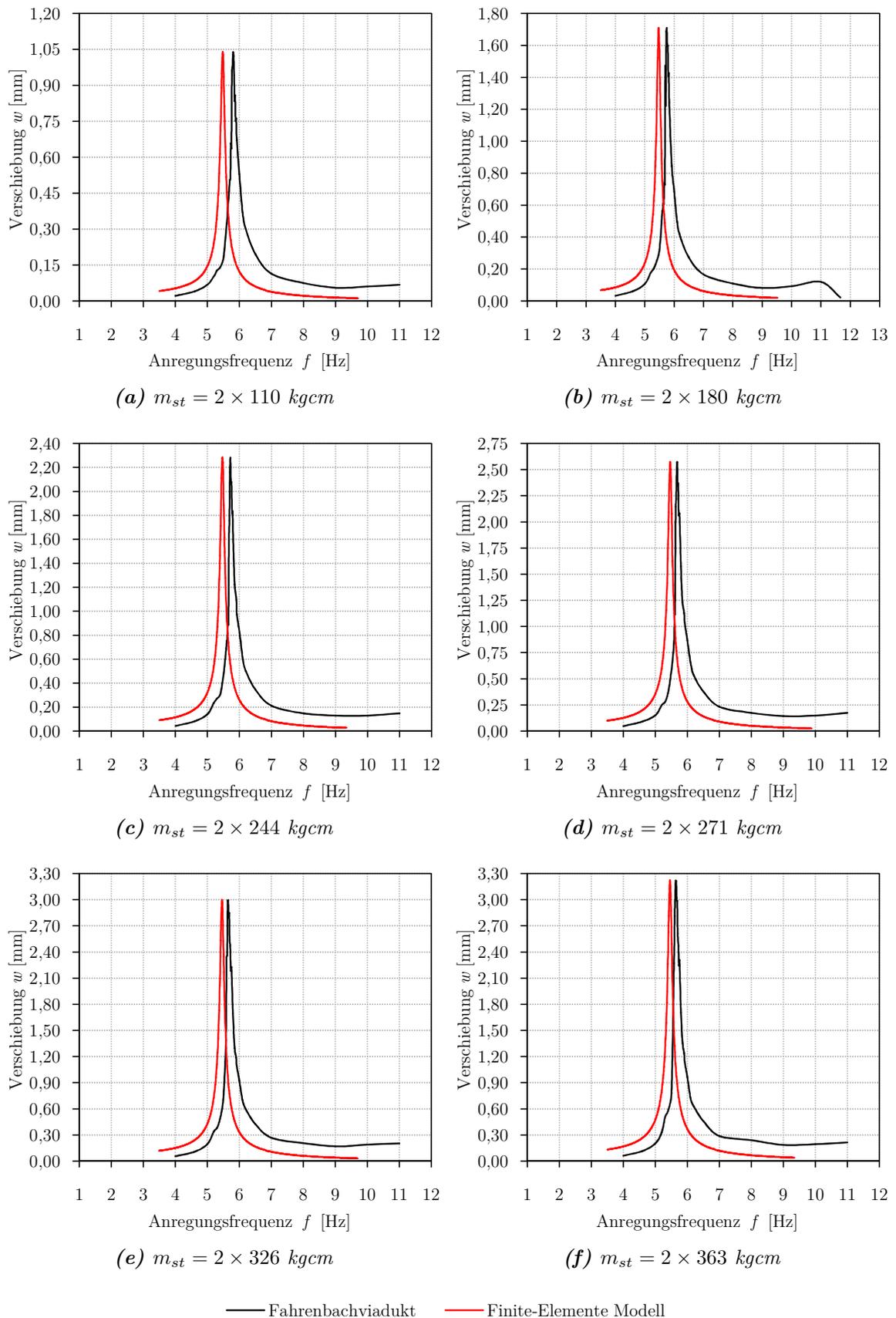


Abbildung 4.10: Amplitudenfrequenzgänge der Verschiebung für $\gamma_S = 17,25 \text{ kN/m}^3$

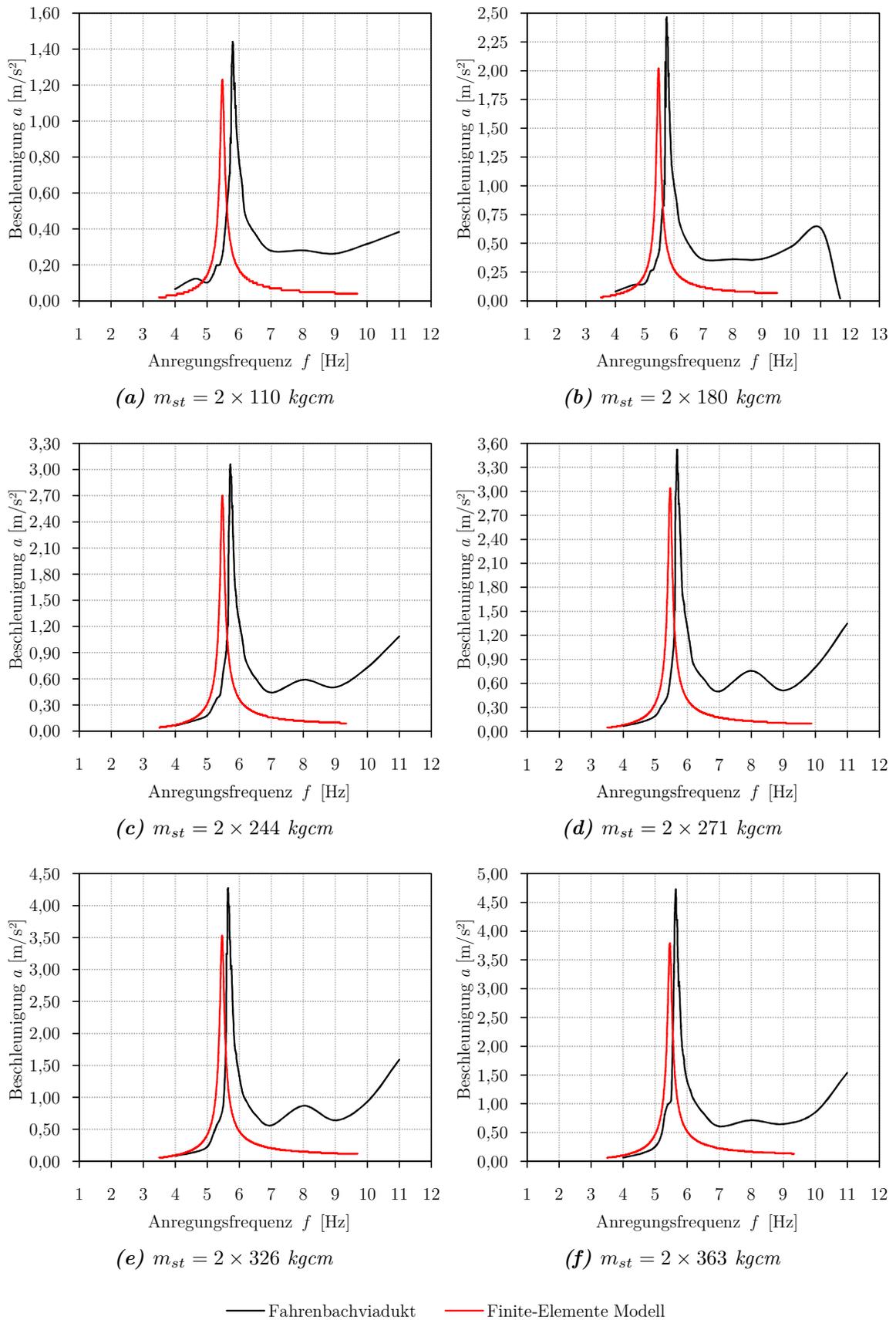


Abbildung 4.11: Amplitudenfrequenzgänge der Beschleunigung für $\gamma_S = 17,25 \text{ kN/m}^3$

Tabelle 4.4: Parameterstudie für $m_{st} = 2 \times 180 \text{ kg/cm}$

		mit gedämpftem Fahr- bahnübergang													
		k_d [kN/m]	c_d [kNs/m]	$k_{d,SA}$ [kN/m]	$c_{d,SA}$ [kNs/m]	f [Hz]	Abw. [%]	w [mm]	Abw. [%]	$w_{stat.}$ [mm]	Abw. [%]	$c_{FÜ}$ [kNs/m]	w [mm]	Abw. [%]	
$\gamma_S = 17,25 \text{ kN/m}^3$ ohne Schienenauszug		steifigkeitswirksamer QS	14149	95	-	-	5,473	4,8	3,857	125,8	1,795	13,5	79	1,708	0,0
		mit Schienenauszug	14149	95	14149	95	5,600	2,6	2,439	42,8	1,734	9,6	45	1,701	0,4
$\gamma_S = 15,00 \text{ kN/m}^3$ ohne Schienenauszug		steifigkeitswirksamer QS	14149	95	-	-	5,658	1,6	3,789	121,8	1,795	13,5	75	1,711	0,2
		mit Schienenauszug	14149	95	14149	95	5,789	0,7	2,385	39,6	1,734	9,6	45	1,702	0,4

Tabelle 4.5: Parameterstudie für $m_{st} = 2 \times 244 \text{ kg/cm}$

		mit gedämpftem Fahr- bahnübergang													
		k_d [kN/m]	c_d [kNs/m]	$k_{d,SA}$ [kN/m]	$c_{d,SA}$ [kNs/m]	f [Hz]	Abw. [%]	w [mm]	Abw. [%]	$w_{stat.}$ [mm]	Abw. [%]	$c_{FÜ}$ [kNs/m]	w [mm]	Abw. [%]	
$\gamma_S = 17,25 \text{ kN/m}^3$ ohne Schienenauszug		steifigkeitswirksamer QS	12989	95	-	-	5,468	4,4	5,095	123,4	1,798	13,7	78,7	2,282	0,0
		mit Schienenauszug	12989	95	12989	95	5,589	2,2	3,179	39,4	1,741	10,1	45	2,292	0,5
$\gamma_S = 15,00 \text{ kN/m}^3$ ohne Schienenauszug		steifigkeitswirksamer QS	12989	95	-	-	5,652	1,1	4,966	117,7	1,798	13,7	75	2,278	0,1
		mit Schienenauszug	12989	95	12989	95	5,777	1,0	3,105	36,1	1,741	10,1	42	2,277	0,2

Tabelle 4.6: Parameterstudie für $m_{st} = 2 \times 271 \text{ kg/cm}$

		mit gedämpftem Fahr- bahnübergang													
		k_d [kN/m]	c_d [kNs/m]	$k_{d,SA}$ [kN/m]	$c_{d,SA}$ [kNs/m]	f [Hz]	Abw. [%]	w [mm]	Abw. [%]	$w_{stat.}$ [mm]	Abw. [%]	$c_{FÜ}$ [kNs/m]	w [mm]	Abw. [%]	
$\gamma_S = 17,25 \text{ kN/m}^3$ ohne Schienenauszug		steifigkeitswirksamer QS	12529	95	-	-	5,465	3,8	5,509	114,4	1,800	13,8	74,5	2,570	0,0
		mit Schienenauszug	12529	95	12529	95	5,578	1,8	3,386	31,8	1,743	10,2	37	2,580	0,4
$\gamma_S = 15,00 \text{ kN/m}^3$ ohne Schienenauszug		steifigkeitswirksamer QS	12529	95	-	-	5,650	0,6	5,437	111,6	1,800	13,8	71	2,567	0,1
		mit Schienenauszug	12529	95	12529	95	5,773	1,6	3,358	30,7	1,743	10,2	35	2,584	0,5

Tabelle 4.7: Parameterstudie für $m_{st} = 2 \times 326 \text{ kg/cm}$

		mit gedämpftem Fahr- bahnübergang													
		k_d [kN/m]	c_d [kNs/m]	$k_{d,SA}$ [kN/m]	$c_{d,SA}$ [kNs/m]	f [Hz]	Abw. [%]	w [mm]	Abw. [%]	$w_{stat.}$ [mm]	Abw. [%]	$c_{FÜ}$ [kNs/m]	w [mm]	Abw. [%]	
$\gamma_S = 17,25 \text{ kN/m}^3$ ohne Schienenauszug		steifigkeitswirksamer QS	11646	95	-	-	5,461	3,3	6,444	115,3	1,803	14,0	76,5	2,994	0,0
		mit Schienenauszug	11646	95	11646	95	5,569	1,4	3,922	31,0	1,749	10,6	37	3,004	0,4
$\gamma_S = 15,00 \text{ kN/m}^3$ ohne Schienenauszug		steifigkeitswirksamer QS	11646	95	-	-	5,645	0,1	6,303	110,6	1,803	14,0	72	3,008	0,5
		mit Schienenauszug	11646	95	11646	95	5,757	1,9	3,822	27,7	1,749	10,6	33	3,001	0,3

Tabelle 4.8: Parameterstudie für $m_{st} = 2 \times 363 \text{ kg/cm}$

$\gamma_S = 17,25 \text{ kN/m}^3$ ohne Schienenauszug											mit gedämpftem Fahr- bahnübergang		
	k_d [kN/m]	c_d [kNs/m]	$k_{d,SA}$ [kN/m]	$c_{d,SA}$ [kNs/m]	f [Hz]	Abw. [%]	w [mm]	Abw. [%]	$w_{stat.}$ [mm]	Abw. [%]	$c_{FÜ}$ [kNs/m]	w [mm]	Abw. [%]
steifigkeitswirksamer QS	11092	95	-	-	5,457	3,1	6,985	117,1	1,805	14,1	79,1	3,219	0,0
mit Schienenauszug													
steifigkeitswirksamer QS	11092	95	11092	95	5,569	1,1	4,354	35,3	1,752	10,7	43	3,219	0,0
$\gamma_S = 15,00 \text{ kN/m}^3$ ohne Schienenauszug											mit gedämpftem Fahr- bahnübergang		
	k_d [kN/m]	c_d [kNs/m]	$k_{d,SA}$ [kN/m]	$c_{d,SA}$ [kNs/m]	f [Hz]	Abw. [%]	w [mm]	Abw. [%]	$w_{stat.}$ [mm]	Abw. [%]	$c_{FÜ}$ [kNs/m]	w [mm]	Abw. [%]
steifigkeitswirksamer QS	11092	95	-	-	5,642	0,2	6,851	112,9	1,805	14,1	75	3,228	0,3
mit Schienenauszug													
steifigkeitswirksamer QS	11092	95	11092	95	5,757	2,2	4,249	32,0	1,752	10,7	39	3,216	0,1

5 Erkenntnisse und Ausblick

Abschließend werden in diesem Kapitel alle gewonnenen Erkenntnisse zusammengefasst und aufgelistet. Außerdem wird mit Hilfe der erhaltenen Erkenntnisse versucht, einen Ausblick auf zukünftig zu untersuchende neue Themenbereiche dieses Forschungsvorhabens zu geben.

5.1 Erkenntnisse

In Kapitel 3, das die Versuchsbrücke beschreibt, wurde gezeigt, dass das Modell (siehe Punkt 2.1) sowohl zur Abbildung der statischen als auch der dynamischen Eigenschaften geeignet ist, und eine Ermittlung von Kennwerten derselben möglich war. Die ausgeprägte Nichtlinearität des Schotterbettes konnte mit dem benutzten linearen FE-Modell nicht wiedergegeben werden. Dies war aber auch nicht nötig, da der Bereich in der die Resonanzspitze liegt ausreichend genau abgebildet wurde. Außerdem war zu diesem Zeitpunkt schon bekannt, dass die Brücke im Feld eine kaum vorhandene Nichtlinearität aufweist, und somit eine nichtlineare FE-Berechnung unnötig erschien. Mit den durch das FE-Modell ermittelten Kennwerten des Schotterbettes wurde das Fahrenbachviadukt (siehe Kapitel 4) nachgerechnet. Dabei zeigte sich, dass das nicht ohne zusätzliche Maßnahmen, die Modellbildung betreffend, möglich war. Als wichtiger Punkt muss hierbei die Wichte des Schotterbettes genannt werden. Diese zu kennen ist essentiell, um eine möglichst genaue Berechnung der Eigenfrequenz durchführen zu können. Die zweite, die Eigenfrequenz beeinflussende Größe, nämlich die Steifigkeit des Tragwerks, stellte bei der detaillierten Modellierung keinen maßgeblichen Faktor zur Anpassung mehr dar. Das so modifizierte Modell war jedoch nicht in der Lage die Versuchsergebnisse wiederzugeben. Durch Einbau von, das Schleppblech simulierenden, Dämpferelementen an den Fahrbahnübergängen, konnte das FE-Modell schließlich die Auslenkung des Amplitudenfrequenzganges nachbilden. Der Kennwert der Dämpferelemente wurde solange angepasst, bis die gemessene mit der berechneten Verschiebung übereinstimmte. Diese Dämpferelemente sind derzeit eine Annahme, der noch keine Versuche als Grundlage zur Untermauerung dienen. Die dafür verwendeten Kennwerte $c_{FÜ}$ liegen allerdings in plausiblen Größenordnungen, die eine Verwendung rechtfertigten.

Der letzte Schritt der Anpassung des FE-Modells war die Modellierung der, über die Brücke hinaus verlaufenden, Gleise. Diese als Gleisauszug bezeichnete Modellbildung lieferte schließlich die gewünschten Ergebnisse, nämlich die genaue Nachbildung der im Versuch ermittelten Amplitudenfrequenzgänge. Mit drei Kennwerten - jenen der Länge L_{SA} des Schienenauszugs und der Steifigkeit $k_{d,SA}$ sowie der Dämpfung $c_{d,SA}$ des Schotterbettes über festem Untergrund - weist dieses Modell die meisten Unbekannten auf. Die Wirkung des Schienenauszugs ist ohne Zweifel vorhanden, es stellt sich lediglich die Frage nach dessen Kenngrößen. Auch hierfür gibt es noch keine versuchstechnischen Grundlagen.

Abschließend ist noch auf die differenten Auflagersituationen bei Versuchsbrücke und Fahrbachviadukt hinzuweisen. Die dynamischen Kennwerte des Schotterbettes wurden an der, auf Elastomerlagern ruhenden Versuchsbrücke, ermittelt. Das Fahrbachviadukt hingegen ist durch Linienkipplager und Rollenlager mit dem Unterbau (Widerlager) verbunden. Es besteht die Möglichkeit, dass aus diesen Unterschieden der Lagereigenschaften k_L und c_L Ungenauigkeiten bei den Ergebnissen (Anpassung der Kennwerte k_d und c_d) auftreten. Besonders werden davon vermutlich die Dämpfungseigenschaften beeinflusst.

5.2 Ausblick

Die in Punkt 5.1 aufgezeigten Erkenntnisse warfen gleichzeitig auch Fragen auf, die es in Zukunft zu beantworten gilt. Für alle dieses Themengebiet betreffenden Untersuchungen sei in der Zukunft angeraten, die Gleisschotterwichte so genau wie möglich zu ermitteln - am besten durch Abwiegen derselben, soweit dies möglich ist.

Für die genannten Kennwerte $c_{FÜ}$, L_{SA} , $k_{d,SA}$, $c_{d,SA}$, k_L und c_L sind weitere Untersuchungen dringend nötig. Zur Verdeutlichung der Kennwerte sind diese grafisch in Abbildung 5.1 nochmals angeführt:

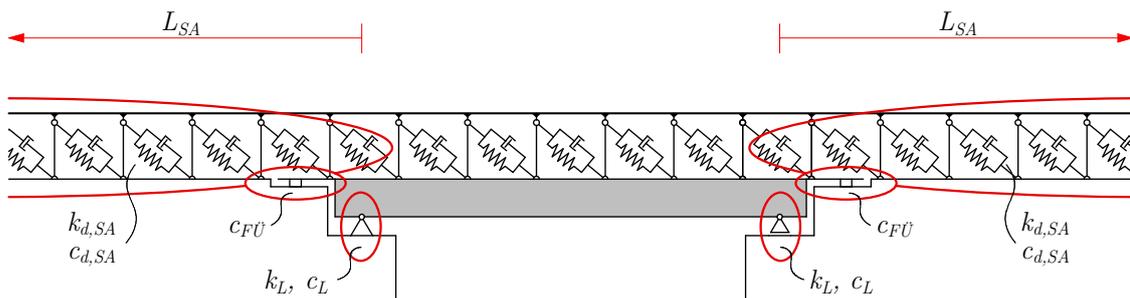
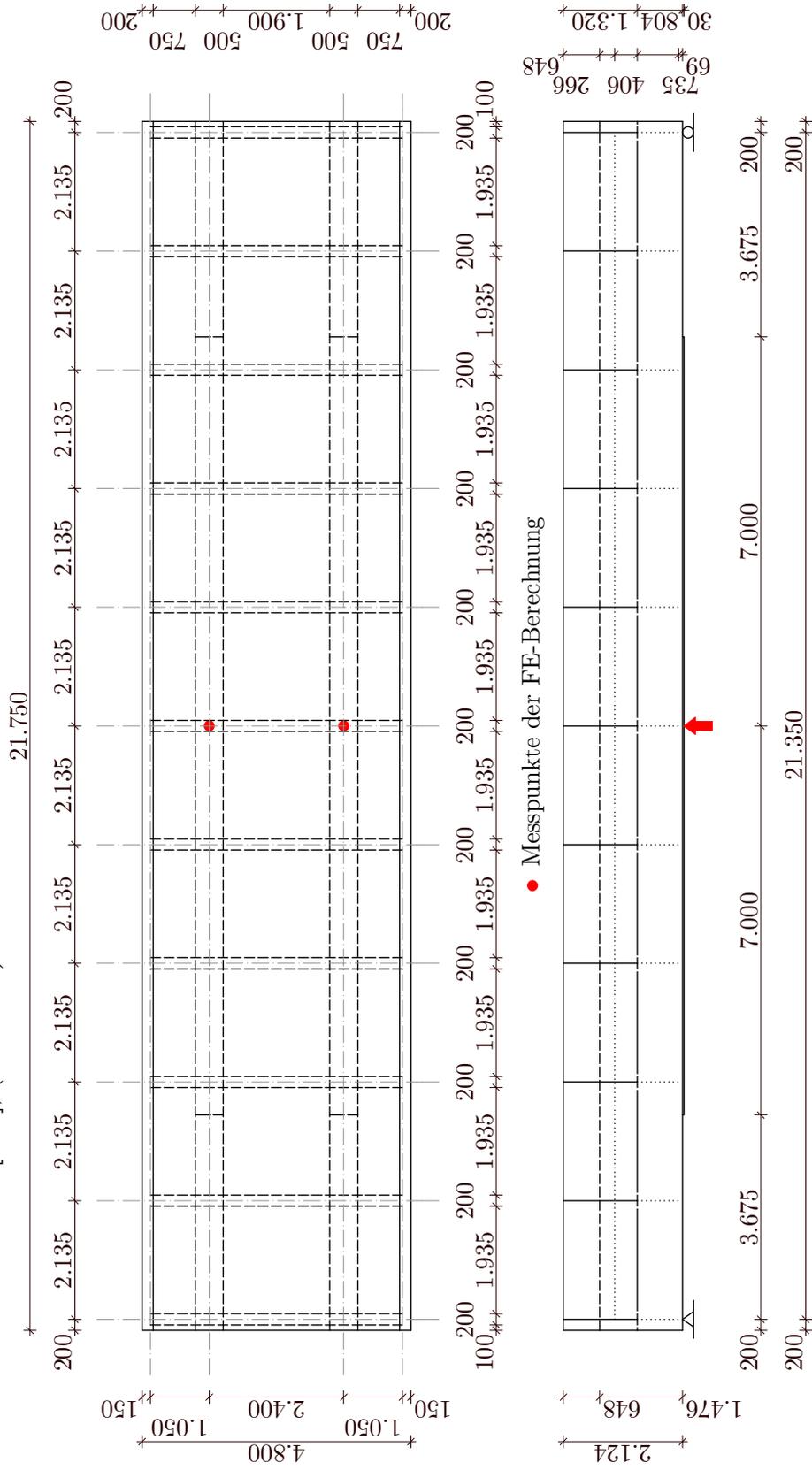


Abbildung 5.1: Überblick über die zu untersuchenden Kennwerte

Von besonderem Interesse ist dabei die Dämpfung des Fahrwegüberganges mit dem Kennwert $c_{FÜ}$, da dieser enormen Einfluss auf die Ergebnisse hat. Gleiches gilt für die Länge L_{SA} des Schienenausuges. Die Kennwerte der Feder-Dämpferelemente $k_{d,SA}$ und $c_{d,SA}$ sollten hinsichtlich einer eventuell vorhandenen Differenz zu jenen über der Brücke, k_d und c_d , überprüft werden. Den Lagereigenschaften k_L und c_L muss ebenso nachgegangen werden, da über deren Auswirkungen auf das Verhalten der Brücke zu wenige Informationen vorliegen. Die Differenz bei der Anpassung des Beschleunigungsverlaufes (siehe Abbildung 4.11) mittels der FE-Berechnung sollte ebenso noch untersucht werden.

Sollten diese Annahmen, wie angeraten, in Zukunft untermauert und bestätigt werden, um den damit einhergehenden Kenngrößen mittels Versuchen Gewicht zu verleihen, birgt das in dieser Arbeit entwickelte Modell großes wirtschaftliches Potential.

Draufsicht und Ansicht [mm], (M=1:120)



Literatur

- [1] *ÖNORM EN 1991-1-1; Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke*. Österreichisches Normungsinstitut, März 2003. Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen - Wichten, Eigengewicht, Nutzlasten im Hochbau.
- [2] *ÖNORM EN 1991-2; Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke*. Österreichisches Normungsinstitut, August 2004. Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken.
- [3] *ZOV 4 - Bettungsquerschnitte*. Österreichische Bundesbahnen ÖBB, Dezember 2004.
- [4] *DIN EN 13674-1; Bahnanwendungen - Oberbau - Schienen - Teil 1: Vignolschienen ab 46 kg/m*. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., 2011. Deutsche Fassung EN 13674-1:2011.
- [5] ALFONS GORIS (Hrsg.): *SCHNEIDER Bautabellen für Ingenieure -mit Berechnungshinweisen und Beispielen*. Köln, 18 Aufl., 2008.
- [6] FINK, J. und J. KIRCHHOFER: *Experimentelle Untersuchungen zum dynamischen Verhalten von Eisenbahnbrücken mit Schotteroberbau*. Stahlbau, 80, 2011. Berlin.
- [7] GEIER, R., G. SCHIMETTA, M. ÖSTERREICHER und W. UNTERBERGER: *Dynamische Untersuchungen von Eisenbahnbrücken*. Beton und Stahlbetonbau, 101(6), 2006. Berlin.
- [8] GOTSCHOL, A. und H.-G. KEMPFERT: *Zyklisch viskoelastisch-viskoplastischer Stoffansatz nichtbindiger Böden und Schotter*. Bautechnik, 81(4), 2004. Berlin.
- [9] PETERSEN, C.: *Dynamik der Baukonstruktionen*. Braunschweig/Wiesbaden, 1996.
- [10] RÜCKER, W., M. BAESSLER und R. G. ROHRMANN: *Entwicklungen in der Bodenmechanik, Bodendynamik und Geotechnik*, Kap. Experimentelle Untersuchungen zu Schotterfahrwegen auf Brücken. Frank Rackwitz (Hrsg.), 2006. Festschrift zum 60. Geburtstag von Univ.-Prof. Dr.-Ing.habil. Stavros A. Savidis.
- [11] SOFISTIK AG, Oberschleissheim: *Basisfunktionalitäten*. Version 2010.
- [12] STADLER, C., H. BRUNNER, G. MAYRHOFER und H. PIRCHER: *Richtlinie für die dynamische Berechnung von Eisenbahnbrücken*. Österreichische Bundesbahnen ÖBB, August 2010. Vorabzug.
- [13] TOBIAS CHRISTOPH MÄHR: *Theoretische und experimentelle Untersuchungen zum dynamischen Verhalten von Eisenbahnbrücken mit Schotteroberbau unter Verkehrslast*. Doktorarbeit, TU Wien, 2009.

- [14] VOSPERNIG, M. und M. REITERER: *Dynamisches Rechenmodell von Brücken kurzer Spannweite*. Techn. Ber., Red Bernard, Wien, 2011.
- [15] YANG, Y. B., J. D. YAU und Y. S. WU: *Vehicle Bridge Interaction Dynamics: -with applications to high-speed railways*. Singapore, 2004.
- [16] ZABEL, V., C. KÖNKE und M. BREHM: *Experimentelle und numerische Untersuchungen zum dynamischen Verhalten von Eisenbahnbrücken*. Baustatik-Baupraxis 10, 2008. Karlsruhe.