

## Doctoral Thesis

# Development and Application of a Testing Facility for Studying the Dynamic Behaviour of Ballasted Track at Railwaybridges

submitted in satisfaction of the requirements for the degree of  
Doctor of Science in Civil Engineering  
of the Technische Universität Wien, Faculty of Civil Engineering

---

## Dissertation

# Entwicklung und Anwendung einer Versuchsanlage zur Untersuchung der dynamischen Eigenschaften des Schotteroberbaues auf Eisenbahnbrücken

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

Dipl.-Ing. Klaus Hackl, BSc  
Matrikelnummer 00526349  
Hofbauerweg 3, 4210 Unterweikersdorf

- Betreuer: Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Josef Fink  
Institut für Tragkonstruktionen -  
Forschungsbereich für Stahlbau, TU Wien  
Karlsplatz 13, 1040 Wien
- Gutachter: Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Christoph Adam  
Institut für Grundlagen der Technischen Wissenschaften -  
Arbeitsbereich Angewandte Mechanik, Universität Innsbruck  
Technikerstraße 13, 6020 Innsbruck
- Gutachter: a.o. Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Rudolf Heuer  
Institut für Hochbau und Technologie -  
Forschungsbereich für Baumechanik und Baudynamik, TU Wien  
Karlsplatz 13, 1040 Wien



*Im Gedenken an meinen Großvater Friedrich Steffl,  
der in mir die Freude an der Bautechnik geweckt hat.*





# Kurzfassung

Die vorliegende Arbeit widmet sich der Untersuchung der dynamischen Eigenschaften des Schotteroberbaues auf Eisenbahnbrücken. Durch die Steigerung der Zuggeschwindigkeiten in den Bahnnetzen rücken dabei möglicherweise auftretende Resonanzerscheinungen, die zur Destabilisierung des Schotteroberbaues führen können, in den Fokus von wissenschaftlichen Untersuchungen hinsichtlich der Nachweisführung zur Gebrauchs- und Tragsicherheit. Die normativen Vorgaben verlangen für angegebene Überfahrtgeschwindigkeiten unter bestimmten Voraussetzungen eine dynamische Nachweisführung, geben diesbezüglich allerdings keine umfassenden Modelle und keine dafür passenden Kennwerte an, die beispielsweise den Steifigkeits- und Dämpfungseinfluss beschreiben.

Ziel dieser Arbeit war es, durch die Entwicklung einer Versuchsanlage im Maßstab 1:1 die dynamischen Eigenschaften des Schotteroberbaues detailliert untersuchen zu können. Außerdem sollten damit Kennwerte für ein den Schotteroberbau beschreibendes mechanisches Modell abgeleitet werden. Dadurch kann speziell das bisher bei der Nachweisführung nicht verwendbare Potential der Oberbaudämpfung berücksichtigt werden.

Im Aufbau der vorliegenden Arbeit sind drei Abschnitte hervorzuheben: Vorab wurde zuerst ein kleinmaßstäbliches Modell ( $M=1:5$ ) der geplanten Versuchsanlage ( $M=1:1$ ) gebaut, um daran deren Funktionstüchtigkeit zu überprüfen. Bei diesen Arbeiten wurden wichtige Erkenntnisse gewonnen, die dann an der Versuchsanlage ( $M=1:1$ ) zu entscheidenden Verbesserungen führten. Zusätzlich wurden am Modell ( $M=1:5$ ) unter Zuhilfenahme eines optischen Messsystems die Bewegungsvorgänge im dynamisch beanspruchten Schotteroberbau erstmals sichtbar gemacht. Die dadurch gewonnenen Erkenntnisse bestätigten das entwickelte mechanische Modell zur dynamischen Beschreibung des Schotteroberbaues.

Der zweite Abschnitt umfasst das Vorstellen von Planung und Bau der Versuchsanlage ( $M=1:1$ ) sowie die danach damit durchgeführten Versuche zu den Eigenschaften des Schotteroberbaues. Dabei wurden zwei Schotterarten untersucht, nämlich Neu- und Altschotter. Durch Vergleich der Messergebnisse sollte festgestellt werden, ob eine Verschlechterung der dynamischen Eigenschaften über den Lebenszyklus des Schotters gegeben ist. Es wurde nur eine geringfügige Verschlechterung beobachtet. Außerdem zeigte sich eine hohe Frequenzabhängigkeit der Dämpfungseigenschaften des Schotteroberbaues, wobei diese nur eine geringe Amplitudenabhängigkeit aufwiesen.

Im dritten Abschnitt wird die Ermittlung von Kennwerten für das mechanische Modell des Schotteroberbaues gezeigt. Dabei blieben Fragen offen, die zukünftig noch untersucht werden müssen. Darüber hinaus sollen in Hinkunft mit der entwickelten Versuchsanlage auch der belas-

---

tete Schotteroberbau, die Auswirkung der Schotterbettvereisung, etc. untersucht werden. Mit den hier und den zukünftig gewonnen Erkenntnissen wird dann eine umfassende Modellierung des Schotteroberbaues und damit eine genauere dynamische Berechnung von Zugüberfahrten auf Eisenbahnbrücken möglich sein.

# Abstract

In this doctoral thesis the dynamic characteristics of ballasted tracks on railway bridges are studied. Due to increasing train speed in rail network, resonance effects at railway bridges are possible. As a result the ballast may become unstable. Current standards require a dynamic safety analysis for defined given criterions such as the train speed. However, appropriate global mechanical models with corresponding parameters are not available, such as parameters describing the stiffness and damping properties of the ballasted track.

As a consequence, detailed studying of the dynamic behaviour of the ballasted track by developing and using a testing facility on full scale has become the aim of this thesis. Furthermore parameters for a mechanical model, describing dynamic properties of the ballasted track are to be determined. For instance, the to date unused damping potential of the ballasted track in dynamic safety analysis will be considerable then.

Three main sections of the present work are to be emphasized: At first a small scale model (on a scale of 1:5) of the testing facility was built for checking its functionality. The findings led to an essential improvement of the full scale testing facility. Optical measurements on the ballast substructure were also conducted at the scaled model to study the dynamic process in the ballast, in particular the movement of ballast stones. The gained findings verify the developed mechanical model describing the dynamic behaviour of ballasted track.

In the second section the development and construction of the testing facility (full scale) as well as the conducted experiments are summarized. Two types of ballast were tested, i.e. a ballast made of unused virgin gravel and a second one made of already used (old) gravel. Comparison of the test results for both types of ballast have been conducted to reveal whether its properties in a life cycle period are changed. However, only an insignificant deterioration of the ballast was observed. Furthermore, a significant frequency dependence of the damping properties of the ballasted track was observed, but their dependence on amplitudes is small.

The third and last section addresses the determination of parameters for the developed mechanical model of the ballasted track. Some questions have still remained open, which are to be studied in future. Moreover, additional experiments with the developed testing facility need to be done; for example, the effect on changing characteristics induced by loading the ballasted track and by frozen ballasted track in winter. The results and findings of this and future investigations will allow a detailed mechanic description of the ballasted track, and subsequently an accurate dynamic safety analysis of railway bridges.



# Inhaltsverzeichnis

<b>1</b>	<b>Einleitung</b>	<b>1</b>
1.1	Motivation . . . . .	1
1.1.1	Normen, Richtlinien, Regelwerke . . . . .	2
1.1.2	Literatur zum Schotteroberbau aus der Sicht des Tragwerkplaners . . . . .	7
1.1.3	Literatur zum Schotteroberbau aus der Sicht des Oberbauplaners und Eisenbahnbetreibers . . . . .	13
1.1.4	Erkenntnisse aus dem Literaturstudium . . . . .	15
1.2	Ausgangssituation . . . . .	17
1.3	Fragestellungen zum Forschungsgegenstand . . . . .	19
<b>2</b>	<b>Theoretische Grundlagen</b>	<b>21</b>
2.1	Grundlagen der Dynamik . . . . .	21
2.1.1	Einmassenschwinger . . . . .	21
2.1.2	Dämpfungsermittlung am Einmassenschwinger . . . . .	22
2.1.3	Dämpfungsermittlung durch modale Identifikation . . . . .	34
2.2	Beschreibung des Gleisaufbaues auf Brücken . . . . .	35
<b>3</b>	<b>Vorstudien am Modell</b>	<b>39</b>
3.1	Modell des Oberbaus im Regelbereich der Brücke . . . . .	39
3.1.1	Kontrolle der Funktionstüchtigkeit . . . . .	39
3.1.2	Verschiebungsverhalten des Schotters im Regelbereich der Brücke . . . . .	48
3.1.3	Ermittlung der Dämpfungseigenschaften . . . . .	54
3.2	Modell des Fahrbahnüberganges . . . . .	55
3.2.1	Beschreibung des Versuchsaufbaus . . . . .	55
3.2.2	Verschiebungsverhalten des Schotters im Auflagerbereich . . . . .	58
3.3	Erkenntnisse aus den Vorstudien . . . . .	61
<b>4</b>	<b>Planung und Bau der Großversuchsanlage</b>	<b>63</b>
4.1	Planung . . . . .	63
4.1.1	Arbeitsbereich und Planung der Versuchsanlage . . . . .	63
4.1.2	Detailplanung . . . . .	73
4.1.3	Zukünftige Versuchsanordnungen . . . . .	77
4.2	Mechanisches Modell der Versuchsanlage . . . . .	82
4.3	Bau der Großversuchsanlage . . . . .	85

4.3.1	Allgemeines zur Errichtung . . . . .	85
4.3.2	Technische Umsetzung der Federlager . . . . .	87
4.3.3	Einbau des Schotterbettes . . . . .	88
<b>5</b>	<b>Versuche</b>	<b>95</b>
5.1	Versuchsdurchführung . . . . .	95
5.2	Vorarbeiten, Vorversuche . . . . .	96
5.2.1	Bestimmung der Massenverteilung der Versuchsanlage . . . . .	96
5.2.2	Bestimmung der Dämpfungseigenschaften . . . . .	99
5.3	Hauptversuche . . . . .	105
5.3.1	Versuche mit Neuschotter . . . . .	105
5.3.2	Versuche mit Altschotter . . . . .	124
5.3.3	Ausblick auf zukünftige Versuche . . . . .	136
<b>6</b>	<b>Modellbildung und Bestimmung zugehöriger dynamischer Kennwerte</b>	<b>137</b>
6.1	Interpretation der Messergebnisse aus 5.3 und Erkenntnisse . . . . .	137
6.2	Bestimmung der dynamischen Kennwerte des Schotteroberbaues . . . . .	138
<b>7</b>	<b>Versuche an Bestandsbrücken zur Verifikation der Modellbildung</b>	<b>145</b>
7.1	Das Fahrenbachviadukt bei Persenbeug . . . . .	145
7.2	Die Mödlingbachbrücken in Mödling . . . . .	149
7.2.1	Tragwerk Gleis 3 . . . . .	150
7.2.2	Tragwerk Gleis 4 . . . . .	154
7.3	Bewertung der Ergebnisse . . . . .	157
<b>8</b>	<b>Erkenntnisse und Ausblick</b>	<b>159</b>
<b>A</b>	<b>Versuche an Modellen des Regelbereichs und des Fahrbahnübergangs</b>	<b>i</b>
A.1	optische Verschiebungsmessungen im Regelbereich . . . . .	i
A.2	optische Verschiebungsmessungen am Fahrbahnübergang . . . . .	vii
<b>B</b>	<b>Messergebnisse</b>	<b>ix</b>
B.1	Versuchsgeräte und Messtechnik . . . . .	ix
B.2	Ausschwingversuche an der unbefüllten Versuchsanlage . . . . .	ix
B.3	Ausschwingversuche an der befüllten horizontal entkoppelten Versuchsanlage	xi
B.4	Ausschwingversuche an der befüllten horizontal angekoppelten Versuchsanlage	xvi
B.5	Versuche bei Neuschotter - kontinuierliche Anregung . . . . .	xx
B.6	Versuche bei Altschotter - kontinuierliche Anregung . . . . .	xxiv
B.7	Kennwertermittlung . . . . .	xxvii
<b>C</b>	<b>Datenblätter</b>	<b>xxix</b>
C.1	Datenblatt Schiene 60E1 . . . . .	xxix

C.2	Datenblatt Unterschottermatten . . . . .	xxx
C.3	Datenblatt Gleisschotter . . . . .	xxxii
C.4	Datenblatt Schwelle . . . . .	xxxiii
C.5	Datenblatt Schwellenbesohlung . . . . .	xxxiii
C.6	Datenblatt Schienenklemme . . . . .	xxxiv
<b>D</b>	<b>Planunterlagen</b>	<b>xxxv</b>
D.1	Versuchsanlage - Detail A . . . . .	xxxvii
D.2	Versuchsanlage - Detail B . . . . .	xxxviii
D.3	Versuchsanlage - Detail C . . . . .	xxxix
D.4	Versuchsanlage - Detail D . . . . .	xl
D.5	Versuchsanlage - Detail E . . . . .	xli
D.6	Fahrenbachviadukt - Persenbeug . . . . .	xlii
D.7	Mödlingbachbrücken - Tragwerk Gleis 3 . . . . .	xliii
D.8	Mödlingbachbrücken - Tragwerk Gleis 4 . . . . .	xliv





# Abbildungsverzeichnis

1.1	Versuchsbrücke (aus [Mäh08, Abb. 7.2, S.148]) . . . . .	7
1.2	Mechanisches Modell des Schotterbettes nach [Kir12] . . . . .	9
1.3	Plan der Versuchsbrücke mit überlagertem Modell für das Schotterbett [mm] (aus [Hac12, Abb. 3.2, S.13], bearbeitet) . . . . .	10
1.4	Modelle zur Berücksichtigung des Gleiskörpers . . . . .	16
1.5	Funktionsprinzip der Versuchsanlage (aus [Fin12, Abb. 7,8 S.17], bearbeitet) . . . . .	18
1.6	Wirkungsäquivalenz bei verschiedener Anregung gezeigt am Modell des Schotterbettes (aus [Fin12, Abb. 4, S.12], bearbeitet) . . . . .	19
2.1	Der Einmassenschwinger . . . . .	21
2.2	Dämpfungsermittlung bei Ausschwingvorgängen . . . . .	23
2.3	Frequenzgänge bei frequenzunabhängiger Anregung . . . . .	26
2.4	Phasenfrequenzgänge . . . . .	27
2.5	Funktionsschema eines Richterregers . . . . .	29
2.6	Amplitudenfrequenzgänge bei Unwucherregung . . . . .	30
2.7	Dämpfungsermittlung an Hystereseschleifen . . . . .	33
2.8	Längsschnitt durch den Gleisaufbau auf einer Brücke [mm] . . . . .	37
3.1	Entwurf der Großversuchsanlage als Grundlage für die Modelluntersuchungen [mm] (aus [Fin12, Abb. 9, S.17], bearbeitet) . . . . .	40
3.2	Basiskonfiguration der Modellversuchsanlage im Maßstab 1:5 . . . . .	40
3.3	Geplante Konfigurationen der Modellversuchsanlage . . . . .	41
3.4	Varianten Schwellen . . . . .	42
3.5	Bau der Modellversuchsanlage . . . . .	42
3.6	Einbau des Schotterbettes . . . . .	43
3.7	Modellversuchsanlage im Maßstab 1:5 [cm] . . . . .	44
3.8	Funktionsprinzip der modifizierten Versuchsanlage . . . . .	45
3.9	Modifizierte Modellversuchsanlage . . . . .	45
3.10	Details der modifizierten Modellversuchsanlage . . . . .	46
3.11	Schwellenkonfiguration je Untersuchungsgegenstand . . . . .	47
3.12	Belastung des Schotterbettes . . . . .	47
3.13	Messung der Auflagernachgiebigkeit . . . . .	48
3.14	Erste Probemessung . . . . .	49
3.15	Zweite Probemessung . . . . .	50

3.16	Versuchsaufbau optische Verschiebungsmessung . . . . .	51
3.17	Optische Verschiebungsmessung . . . . .	51
3.18	Versuch ohne Auflast am Gleis und einer Auslenkung $w_{HZ,max} = 10$ mm . .	53
3.19	Funktionsprinzip der Versuchsanlage für den Fahrbahnübergangsbereich . .	55
3.20	Modellversuchsanlage für den Fahrbahnübergang (aus [Zip15], bearbeitet) .	56
3.21	Details der Modellversuchsanlage für den Fahrbahnübergang . . . . .	57
3.22	Grafische Erläuterung zur Verschiebungsmessung . . . . .	58
3.23	Horizontale Verschiebungsmessung ohne Auflast im Fahrbahnübergangsbereich	59
4.1	Längsschnitt durch den Entwurf der Versuchsanlage [mm] (aus [Bin15, Abb. 2.7, S.11], bearbeitet) . . . . .	64
4.2	Entwurf der Versuchsanlage mit Darstellung der zu variierenden Parameter sowie des mechanischen Modells (aus [Bin15, Abb. 2.7, S.11], bearbeitet) . . . . .	64
4.3	Endgültiger Entwurf der Versuchsanlage als Grundlage zur Bestimmung des Arbeitsbereichs (aus [Bin15, Abb. 4.9, S.44], bearbeitet) . . . . .	66
4.4	Finite-Elemente Modell des endgültigen Entwurfs der Versuchsanlage . . . .	66
4.5	$\eta$ - $f$ -Diagramm für Kombinationen aus Lagersteifigkeit $k_{FL}$ und Lagerposition $\ell_{FL}$ (aus [Bin15, Abb. 4.6, S.42], bearbeitet) . . . . .	67
4.6	$\dot{\eta}$ - $f$ -Diagramm für Kombinationen aus Lagersteifigkeit $k_{FL}$ und Lagerposition $\ell_{FL}$ (aus [Bin15, Abb. 4.7, S.43], bearbeitet) . . . . .	69
4.7	$\ddot{\eta}$ - $f$ -Diagramm für Kombinationen aus Lagersteifigkeit $k_{FL}$ und Lagerposition $\ell_{FL}$ (aus [Bin15, Abb. 4.8, S.43], bearbeitet) . . . . .	70
4.8	$\eta$ - $f$ -Diagramm für die Bandbreite der Schottersteifigkeit $k_b$ (aus [Bin15, Abb. 4.10, S.45], bearbeitet) . . . . .	70
4.9	Draufsicht der Versuchsanlage [mm], M=1:50 . . . . .	71
4.10	Längsschnitte der Versuchsanlage [mm], M=1:50 . . . . .	72
4.11	Querschnitt der Versuchsanlage ohne Schotteroberbau . . . . .	73
4.12	Detail A, Ansicht [mm], M=1:10 . . . . .	74
4.13	Detail B, Ansicht [mm], M=1:10 . . . . .	76
4.14	Detail C, Ansicht [mm], M=1:10 . . . . .	79
4.15	Detail D, Ansicht [mm], M=1:10 . . . . .	80
4.16	Detail E, Schnitt c-c [mm], M=1:10 . . . . .	81
4.17	Stabmodell der Versuchsanlage (aus [Bin15, Abb. 2.8, S.13], bearbeitet) . .	82
4.18	Herstellung der Fundamentplatte . . . . .	85
4.19	Herstellung der Lagerwände . . . . .	86
4.20	Montage der Stahlbauteile . . . . .	86
4.21	Fertiggestellte Versuchsanlage . . . . .	87
4.22	Montage der Unterschottermatten . . . . .	88
4.23	Einbau des Gleisschotters . . . . .	89
4.24	Verdichtung und Herstellung des Planums für den Schwelleneinbau . . . . .	89

4.25	Einbau des Gleises . . . . .	90
4.26	Fertigstellung des Gleises . . . . .	91
4.27	Stopfen des Gleises . . . . .	91
4.28	Einbau Beschleunigungssensoren . . . . .	91
4.29	Einbau Ankerstange . . . . .	92
4.30	Ausbau des Gleises (Neuschotter) . . . . .	93
4.31	Ausbau des Gleisschotters - Zustand . . . . .	94
4.32	Einbau des Altschotters . . . . .	94
5.1	Versuchsanlage ohne Schotteroberbau vor Ausschwingversuchen . . . . .	95
5.2	Messanordnung für Wägung ohne Schotteroberbau [mm] . . . . .	97
5.3	Versuchsanlage bei der Wägung . . . . .	98
5.4	Messanordnung für Ausschwingversuche ohne Schotteroberbau . . . . .	99
5.5	Messanordnung für Ausschwingversuche ohne Schotteroberbau [mm] . . . . .	100
5.6	Horizontalverankerung des Brückentroges im gelockerten Zustand . . . . .	101
5.7	Schwingungsantwort Ausschwingversuch Nr.:1 - manuelle Anregung . . . . .	102
5.8	Auswertung Ausschwingversuch Nr.:1 - Ausschnitt A, Abb.: 5.7 . . . . .	103
5.9	Versuchsanlage mit Schotteroberbau mit entkoppelter Ankerstange . . . . .	108
5.10	Versuchsanlage mit Schotteroberbau mit angekoppelter Ankerstange . . . . .	110
5.11	Verbindung Ankerstange - Lagerwand . . . . .	112
5.12	Positionierung der zusätzlich verwendeten Messtechnik [mm] . . . . .	113
5.13	Sensoren zur Ermittlung der Kenngrößen für die Hysterese . . . . .	114
5.14	Position der Beschleunigungssensoren an Trog und Schiene . . . . .	115
5.15	Bestimmung der horizontalen Lagerverschiebung $u_{KL_i}$ . . . . .	115
5.16	technische Geräte zur kontinuierlichen Anregung - 1 . . . . .	116
5.17	$\zeta - f$ - Verlauf für unterschiedliche statische Momente $m_{st}$ bei Neuschotter - 1 . . . . .	118
5.18	$\zeta - \eta$ - Verlauf für unterschiedliche statische Momente $m_{st}$ bei Neuschotter - 1 . . . . .	119
5.19	technische Geräte zur kontinuierlichen Anregung - 2 . . . . .	120
5.20	$\zeta - f$ - Verlauf für unterschiedliche statische Momente $m_{st}$ bei Neuschotter - 2 . . . . .	121
5.21	$\zeta - \eta$ - Verlauf für unterschiedliche statische Momente $m_{st}$ bei Neuschotter - 1 . . . . .	122
5.22	Vergleich des $\zeta - f$ - Verlaufes für Neu- und Altschotter bei $m_{st} = 0,55 \text{ kgm}$ . . . . .	126
5.23	Vergleich des $\zeta - f$ - Verlaufes für ge- und entkoppelten Schotteroberbau bei $m_{st} = 0,55 \text{ kgm}$ und horizontal gestütztem Kipp lager . . . . .	127
5.24	$\zeta - f$ - Verlauf für unterschiedliche statische Momente $m_{st}$ bei Altschotter . . . . .	128
5.25	Vergleich der Übertragungsfunktionen $\tilde{H}_{w_1}(f)$ für verschiedene Anregungsintensitäten je untersuchtem Resonanzbereich . . . . .	130
5.26	$\zeta - \eta$ - Verlauf für unterschiedliche statische Momente $m_{st}$ bei Altschotter . . . . .	131
5.27	Modelldarstellung der Messkonfiguration für die modale Identifikation . . . . .	132
5.28	Vorspannkonstruktion - nicht aktiviert . . . . .	133
5.29	Modifikation des Bauteils $\textcircled{\text{m}}$ . . . . .	134

5.30	$\zeta$ - $f$ - Verlauf mit veränderten Randbedingungen . . . . .	135
6.1	Kennwert $c_b$ für verschiedene statische Momente $m_{st}$ ( $h_S = 0,63$ m) . . . . .	140
6.2	Vergleich der gemessenen und der berechneten Eigenfrequenzen $f$ ohne und mit Schotteroberbau (Altschotter, ge- und entkoppelt) . . . . .	141
6.3	Vergleich der realen ( $u_I$ ) und der theoretischen ( $\tilde{u}_I$ ) Horizontalbewegung des entkoppelten Schotteroberbaues . . . . .	142
6.4	Auswertungsschreiben der modalen Identifikation für AS-FP2-8 6,00 bei entkoppeltem Oberbau . . . . .	143
6.5	Eigenformen der Versuchsanlage bei AS-FP2-8 6,00 und entkoppeltem Oberbau	144
7.1	Fahrenbachviadukt (aus [Kir12]) . . . . .	146
7.2	Ansichten der Brücke . . . . .	146
7.3	Versuchsaufbau am Fahrenbachviadukt . . . . .	147
7.4	Finite-Elemente-Modell des Fahrenbachviadukts (aus [Hac12, Abb. 4.7, S.34])	149
7.5	Ansichten Mödlingbachbrücken (Blick in Richtung Bhf. Mödling) . . . . .	150
7.6	Überblick zu den sich gleichenden Versuchsaufbauten für TW Gl.3 und TW Gl.4; hier dargestellt: Tragwerk Gleis4 (Blick entgegen der Fließrichtung des Mödlingbaches) . . . . .	151
7.7	Positionierung von Shakern und Messtechnik . . . . .	152
7.8	Übertragungsfunktionen $H_{\dot{w}_1}(f)$ für verschiedene Anregungskräfte bei TW 3	153
7.9	Übertragungsfunktionen $H_{\dot{w}}(f)$ für verschiedene Anregungskräfte bei TW 4	155
A.1	Versuch mit 100 kg Auflast und einer Auslenkung $w_{HZ,max}$ von 10 mm . . .	i
A.2	Versuch ohne Auflast und einer Auslenkung $w_{HZ,max}$ von 20 mm . . . . .	ii
A.3	Versuch mit 100 kg Auflast und einer Auslenkung $w_{HZ,max}$ von 20 mm . . .	iii
A.4	Versuch ohne Auflast und einer Auslenkung $w_{HZ,max}$ von 25 mm . . . . .	iv
A.5	Versuch mit 50 kg Auflast und einer Auslenkung $w_{HZ,max}$ von 25 mm . . .	v
A.6	Versuch mit 100 kg Auflast und einer Auslenkung $w_{HZ,max}$ von 25 mm . .	vi
A.7	horizontale Verschiebungsmessung mit Auflast im Fahrbahnübergangsbereich	vii
B.1	Legende Ausschwingversuche - unbefüllt . . . . .	x
B.2	Schwingungsantwort Ausschwingversuch - unbefüllt, Nr.: 2 - manuelle Anregung	x
B.3	Auswertung Ausschwingversuch - unbefüllt, Nr.: 2 - Ausschnitt A, Abb.: B.2	xi
B.4	Legende Ausschwingversuche - befüllt, entkoppelt . . . . .	xi
B.5	Schwingungsantwort Ausschwingversuch - befüllt, entkoppelt, Nr.: 1 - manuelle Anregung . . . . .	xii
B.6	Auswertung Ausschwingv.- befüllt, entkoppelt, Nr.: 1 - Ausschnitt A, Abb.: B.5	xii
B.7	Schwingungsantwort Ausschwingversuch - befüllt, entkoppelt, Nr.: 2 - manuelle Anregung . . . . .	xiii
B.8	Auswertung Ausschwingv.- befüllt, entkoppelt, Nr.: 2 - Ausschnitt A, Abb.: B.7	xiii

B.9 Schwingungsantwort Ausschwingversuch - befüllt, entkoppelt, Nr.: 5 - manuelle Anregung . . . . .	xiv
B.10 Auswertung Ausschwingv.- befüllt, entkoppelt, Nr.: 5 - Ausschnitt A, Abb.: B.9	xiv
B.11 Schwingungsantwort Ausschwingversuch - befüllt, entkoppelt, Nr.: 6 - manuelle Anregung . . . . .	xv
B.12 Auswertung Ausschwingv.- befüllt, entkoppelt, Nr.: 6 - Ausschnitt A, Abb.: B.11	xv
B.13 Legende Ausschwingversuche - befüllt, angekoppelt . . . . .	xvi
B.14 Schwingungsantwort Ausschwingversuch - befüllt, angekoppelt, Nr.: 1 - manuelle Anregung . . . . .	xvii
B.15 Auswertung Ausschwingv.- befüllt, angekoppelt, Nr.: 1 - Ausschnitt A, Abb.: B.14 . . . . .	xvii
B.16 Schwingungsantwort Ausschwingversuch - befüllt, angekoppelt, Nr.: 6 - manuelle Anregung . . . . .	xviii
B.17 Auswertung Ausschwingv.- befüllt, angekoppelt, Nr.: 6 - Ausschnitt A, Abb.: B.16 . . . . .	xviii
B.18 Schwingungsantwort Ausschwingversuch - befüllt, angekoppelt, Nr.: 7 - manuelle Anregung . . . . .	xix
B.19 Auswertung Ausschwingv.- befüllt, angekoppelt, Nr.: 7 - Ausschnitt A, Abb.: B.18 . . . . .	xix
B.20 Versuchsergebnisse für Konfiguration FP2-3 6,08 - Neuschotter . . . . .	xxii
B.21 Versuchsergebnisse für Konfiguration FP2-12 4,50 - Neuschotter . . . . .	xxiii
B.22 Einfluss der horizontalen Halterung ① auf das Kipplager am Beispiel AS-FP2- 3 3,83 . . . . .	xxv
B.23 Auswertungsschreiben der modalen Identifikation für AS-FP2-8 6,00 bei gekop- pelttem Oberbau . . . . .	xxvi



# Tabellenverzeichnis

1.2	Kennwerte $k_{b,VB}$ und $c_{b,VB}$ (aus [Hac12, Tab.3.3, S.18], bearbeitet) . . . . .	10
1.3	Kennwerte der Scherfestigkeit für verschiedene Schottermaterialien (aus [Klo08])	14
2.1	Kennwerte der Übertragungsfunktionen $H_j(\eta)$ . . . . .	25
2.2	Übertragungsfunktionen $\tilde{H}_j(\eta)$ . . . . .	31
3.1	Durchgeführte Versuche . . . . .	52
4.1	Vertikale Federsteifigkeit der Federpakete bei voller Bestückung . . . . .	87
5.1	Massen der Versuchsanlage bezogen auf das Stabmodell nach Abb. 4.17 . . . . .	98
5.2	Auswertungsergebnisse Ausschwingversuch Nr.:1 . . . . .	104
5.3	Auswertungsergebnisse der Ausschwingversuche Nr.:1-5 und Nr.:1a-5a . . . . .	105
5.4	Massen bei Versuchen mit Neuschotter . . . . .	106
5.5	Vergleich der Schottermasse - Neuschotter - verschiedener Zeitpunkte . . . . .	107
5.6	Auswertungsergebnisse der Ausschwingversuche Nr.:1-6 (befüllt, entkoppelt)	108
5.7	Auswertungsergebnisse der Ausschwingversuche Nr.:1-7 (befüllt, angekoppelt)	110
5.8	Auswertungsergebnisse der Versuche mit kleinem Unwuchterreger . . . . .	117
5.9	Auswertungsergebnisse der Versuche mit großem Unwuchterreger . . . . .	121
5.10	Oberbaumasse bei Versuchen mit Altschotter . . . . .	124
5.11	Vergleich der Schottermasse - Altschotter - verschiedener Zeitpunkte . . . . .	124
5.12	Auswertungsergebnisse der Versuche mit und ohne Halterung ① . . . . .	126
5.13	Auswertungsergebnisse der modalen Identifikation . . . . .	132
5.14	Auswertungsergebnisse für die Zusatzmasse - Vorspannkonstruktion . . . . .	133
5.15	Auswertungsergebnisse der modalen Identifikation mit Vorspannkonstruktion	134
5.16	Auswertungsergebnisse für Zusatzmasse - Vorspannkonstruktion und Bauteil ② . . . . .	135
6.1	Auswertungsergebnisse der Versuche mit entkoppeltem Schotteroberbau bei $m_{st}=0,55$ kgm und horizontal gestütztem Kipplager . . . . .	142
7.1	Messergebnisse des Fahrenbachviadukts (aus [Hac12, S. 30]) . . . . .	147
7.2	Auswertungsergebnisse des Fahrenbachviadukts (aus [Kir12, S. 164]) . . . . .	148
7.3	Auswertungsergebnisse für TW 3 . . . . .	154
7.4	Auswertungsergebnisse für TW 4 . . . . .	155

B.1	Legende Versuchstage - Neuschotter . . . . .	xx
B.2	Auswertungsergebnisse - Fortsetzung Tabelle 5.8 . . . . .	xxi
B.3	Legende Versuchstage - Altschotter . . . . .	xxiv
B.4	Auswertungsergebnisse für verschiedene Anregungsintensitäten $m_{st}$ bei horizontal verankertem Kipplager für Altschotter . . . . .	xxvi
B.5	Eingangswerte zur Kennwertbestimmung . . . . .	xxvii
B.6	Dämpfungskennwerte $c_b \left[ \frac{\text{kNs}}{\text{m}} \right]$ des Schotteroberbaus für verschiedene $m_{st}$ [kgm] . . . . .	xxviii



# 1 Einleitung

Zur Einführung in das in der vorliegenden Arbeit behandelte Themengebiet wird hier dargelegt, warum ein Interesse an der dynamischen Untersuchung des Schotteroberbaues auf Eisenbahnbrücken besteht. Außerdem werden bereits bekannte Forschungsergebnisse aus diesem Bereich vorgestellt. Dies soll einerseits die Herangehensweisen der verschiedenen Fachrichtungen und deren Sichtweisen zum Thema aufzeigen und andererseits zum Verstehen des Verhaltens des Schotteroberbaues an sich beitragen. Um die dynamischen Eigenschaften des Schotteroberbaues in einem mechanischen Modell rechnerisch abbilden zu können, wird in dieser Arbeit eine Versuchsanlage vorgestellt, die eine Ermittlung der dafür benötigten Kennwerte ermöglichen soll.

## 1.1 Motivation

Die vorliegende Arbeit entstand im Einklang mit der Bearbeitung eines Forschungsauftrages an das *Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau* durch die Auftraggeber, bestehend aus *Österreichischer Forschungsförderungsgesellschaft FFG* und *Österreichischen Bundesbahnen ÖBB*, mit dem Ziel der „Ermittlung der Kennwerte und eines Modelles zur Beschreibung der dynamischen Wirkung des Schotteroberbaues auf Brückenschwingungen“<sup>i</sup> mit dem Kurztitel *Schotteroberbaumod.* [sic!].<sup>ii</sup> Dadurch wurde die Ausrichtung des Forschungsgegenstandes der vorliegenden Arbeit wesentlich vorgegeben. Bei diesbezüglichen Verweisen wird hier ausschließlich der Kurztitel verwendet. Das Forschungsprojekt selbst ist dem Projektschwerpunkt 2.2.7 *Realitätsnahe Modelle zur Bestimmung des dynamischen Verhaltens von EB-Brücken mit Schotteroberbau* der *FFG* zugeordnet.

Der Grund für dieses Forschungsvorhaben liegt in der bisher unzureichenden Beschreibbarkeit des dynamischen Verhaltens des Schotteroberbaues auf Eisenbahnbrücken<sup>iii</sup>, womit sich die gegenständliche Arbeit, unter andere in die bereits zum Thema geleisteten Arbeiten am *Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau* von [Kir12] und [Mäh08], einreihet. Auf die Genannten wird in den folgenden, sich mit der einschlägigen Literatur befassenden, Abschnitten näher eingegangen. Der Fokus lag in der Recherche auf Arbeiten, die sich mit den Eigenschaften des Schotteroberbaues und Versuchen dazu beschäftigen. Dabei ist die Unterteilung der betreffenden Literatur in zwei Abschnitte, abgesehen von einem Abschnitt, der sich den aktuellen Regelwerken widmet, hervorzuheben. Da das behandelte Thema ein interdisziplinäres ist, er-

---

<sup>i</sup>Langtitel des Forschungsprojekts.

<sup>ii</sup>vgl. [Fin12].

<sup>iii</sup>Speziell im kurzen und mittleren Stützweitenbereich weist der Schotteroberbau einen deutlichen Einfluss auf.

geben sich unterschiedliche Betrachtungsweisen je nach Fachbereich. In diesem Fall sind das die Oberbauplanung und die Tragwerkplanung, die wiederum selbst aus verschiedenen Kategorien des Bauingenieurwesens stammen, nämlich dem Verkehrswesen und dem konstruktiven Ingenieurbau.

### 1.1.1 Normen, Richtlinien, Regelwerke

Dieser Abschnitt behandelt alle relevanten Vorgaben aus besagten Schriften bezüglich des Themenkreises Brücke - Schotterbett - Gleis.

#### Eurocode

[ÖN EN 1990] Anhang A gibt als Gebrauchstauglichkeitskriterium für die Gleisstabilität eine maximal zulässige vertikale Schotterbettbeschleunigung von  $3,5 \frac{m}{s^2}$  vor.<sup>iv</sup> Dies gilt falls eine dynamische Berechnung laut [ÖN EN 1991-2] erforderlich ist. Zur Sicherstellung des Reisendenkomforts gilt eine maximale vertikale Wagenbeschleunigung von  $2,0 \frac{m}{s^2}$ . In [ÖN EN 1991-2] wird festgelegt, unter welchen Voraussetzungen eine dynamische Berechnung von Eisenbahnbrücken zu erfolgen hat. Dazu ist ein Flussdiagramm in [ÖN EN 1991-2, Bild 6.9, S.75] als Unterstützung bei der Entscheidung, ob eine dynamische Berechnung erfolgen muss, angegeben. Für Brücken, die bestimmte Kriterien für Eigenfrequenz  $n_0$ <sup>v</sup> und Stützweite  $L$  erfüllen, gibt [ÖN EN 1991-2, Bild 6.10, S.77] ein Diagramm mit einem gekennzeichneten Bereich an, für den keine dynamische Berechnung bei entsprechenden Lagekoordinaten der Eingangswerte, erforderlich ist. Zur dynamischen Berechnung selbst gibt die Norm Informationen zu Belastung, Teilsicherheitsbeiwerten und Lastkombinationen, zu berücksichtigenden Geschwindigkeiten, Brückenparametern und der Modellierung. Als Brückenparameter werden Dämpfung, Masse und Steifigkeit der Brücke verstanden. Es soll ein unterer Grenzwert für die Dämpfung angenommen werden, wobei zusätzlich auf Tabelle 1.1 verwiesen sei.

**Tabelle 1.1:** Dämpfungswerte laut [ÖN EN 1991-2, Tab. 6.6, S. 88]

Brückentyp	$\zeta$ unterer Grenzwert der kritischen Dämpfung	
	Spannweite $L < 20$ m	Spannweite $L \geq 20$ 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	$\zeta = 1,5 + 0,07(20 - L)$	$\zeta = 1,5$

Beim Ansetzen der Brückenmasse, die den Schotteroberbau beinhaltet, sind zwei Fälle zu

<sup>iv</sup>Die Hintergründe zur Festlegung dieses Kriteriums werden unter dem Punkt, der die Berichte des Sachverständigenausschusses des Europäischen Institutes für Eisenbahnforschung behandelt, angegeben.

<sup>v</sup> $n_0$  entspricht in der vorliegenden Arbeit  $f_0$ .

untersuchen. Einerseits ist die geringste Schotterdichte<sup>vi</sup>, sowie Schotterbetthöhe für die Bestimmung der maximalen Überbaubeschleunigung anzusetzen. Andererseits sind die höchste Schotterdichte bei Verunreinigung und Wassersättigung sowie zukünftige Gleishebungen zu berücksichtigen, um die niedrigsten Überfahrtgeschwindigkeiten zu bestimmen, bei welchen Resonanzerscheinungen zu erwarten sind. Für die Steifigkeit des Tragwerkes soll ein unterer Grenzwert verwendet werden, wobei man durch Interpretation der verwendeten Formulierung davon ausgehen kann, dass nur für den Tragfähigkeitsnachweis relevante Steifigkeiten gemeint sind. Zur Modellierung der Zugüberfahrt sind nur allgemeine Informationen gegeben. Da bei Brücken unter 30 m eine Wechselwirkung zwischen Zug- und Brückenmasse gegeben ist, die die Maximalwerte der Brückenantwort bei Resonanz reduzieren, darf dies zum Beispiel durch eine entsprechende Zusatzdämpfung  $\Delta\zeta$  berücksichtigt werden. Diese kann wie folgt, als Funktion der Stützweite  $L$  berechnet werden:

$$\Delta\zeta = \frac{0,0187L - 0,00064L^2}{1 - 0,0441L - 0,0044L^2 + 0,000255L^3} [\%] \quad (1.1)$$

Die Gesamtdämpfung  $\zeta_{\text{TOTAL}}$  ergibt sich durch Summation von  $\Delta\zeta$  mit dem aus Tabelle 1.1 bestimmbaren  $\zeta$ .

[ÖN EN 1991-2, Bild 6.19, S. 103] behandelt die Interaktion Tragwerk - Gleis nur hinsichtlich der Begrenzung der Schienenspannungen, wofür ein schematisches Modell angegeben wird. Für den Längsverschiebewiderstand des Gleises kann als Anhaltspunkt für die Steifigkeit ein Bereich von 20 bis 40  $\frac{\text{kN}}{\text{m}}$  für das unbelastete und 60  $\frac{\text{kN}}{\text{m}}$  für das belastete Gleis angenommen werden. Dies sind die Gültigkeitsgrenzen, die das einfache Berechnungsverfahren für einen Einzelüberbau<sup>vii</sup> beschränken. [ÖN B 1991-2] verweist auf [UIC Code 774-3]<sup>viii</sup>, wo bis auf einen Längsverschiebewiderstand von 12  $\frac{\text{kN}}{\text{m}}$  für ein moderat instand gehaltenes Gleis, die selben Werte angegeben werden. Die Verschiebung  $u_0$  zwischen Schwelle und Schotter bis zum Erreichen des plastischen Verhaltens, das den Verschiebewiderstand definiert, beträgt laut [UIC Code 774-3] 2 mm. Die Verschiebung zwischen Schiene und Schwelle wird mit 0,5 mm angegeben. Dieses bilineare Verhalten wird durch das Verschiebewiderstandsgesetz, das mittels eines Diagrammes in [ÖN EN 1991-2, Bild 6.20, S. 104] dargestellt ist, beschrieben.

### B45 Technische Richtlinie für Eisenbahnbrücken und sonstige Konstruktive Ingenieurbauwerke der ÖBB

Die Richtlinie B45 [ÖBB11a] legt Vorgaben zur dynamischen Berechnung und Untersuchung von Eisenbahnbrücken fest, wobei sie sich weitestgehend an den Normvorgaben des *Eurocode* und an Vorgaben des *UIC* orientiert. Es wird des weiteren auf [ÖBB11b] verwiesen.

<sup>vi</sup>Es wird eine Dichte  $\rho$  von 1700  $\frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$  angegeben. [ÖN B 1991-2] legt allerdings auch dafür das Maximum von 2000  $\frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$  fest.

<sup>vii</sup>vgl. [ÖN EN 1991-2] Abschnitt 6.5.4.6.1.

<sup>viii</sup>UIC... Union Internationale des Chemins de fer; Internationaler Eisenbahnverband.

### Richtlinie für die dynamische Berechnung von Eisenbahnbrücken der ÖBB

Diese Richtlinie [ÖBB11b] berücksichtigt sowohl die bereits angeführten Normen als auch [ONR 24008]. Es werden Vorgaben für die Modellierung von Tragwerken bei dynamischer Berechnung gemacht. Außerdem gibt es Festlegungen zur Wahl von Steifigkeit, Masse und Dämpfung bei Nachberechnungen. [ÖBB11b] geht auch auf die Modellierung des Schotterbettes ein, bezeichnet dies jedoch als Sonderfall und verweist auf die Ergebnisse des *Europäischen Institutes für Eisenbahnforschung ERRI*.<sup>ix</sup> Wie Gleis und Schotterbett modelliert werden können, wird in [ÖBB11b, Abb. 39, S. 39] gezeigt. Es handelt sich dabei um ein vertikal orientiertes Modell, das keine Schubübertragung zwischen Schiene und Tragwerk vorsieht. Kennwerte werden dafür nicht angegeben.

### Berichte des Sachverständigenausschusses D214 des Europäischen Institutes für Eisenbahnforschung

In diesen Abschnitt sind auch die Werke des *Europäischen Institutes für Eisenbahnforschung ERRI* einzuordnen, da sie teilweise die Grundlage für andere hier angeführte Schriften sind. [ERRID214RP1] gibt einen Literaturüberblick zum Thema *Dynamisches Verhalten von Eisenbahnbrücken über 200  $\frac{\text{km}}{\text{h}}$*  bis ins Jahr 1999. Neben einer Literaturrecherche, die sich weitgehend mit der Berechnung und Simulation von Zugsüberfahrten bei Brücken verschiedener Komplexität beschäftigt, widmet man sich auch der Messung und Bestimmung der Dämpfung. Die genannten Verfahren und Methoden werden teilweise in der vorliegenden Arbeit verwendet.<sup>x</sup> Die Schlussfolgerungen dieses Berichts sind allgemeiner Natur:

- „Die Dämpfung ist bei Betonbrücken größer als bei Stahlbrücken.“
- „Die Höhe der Amplitude der Fahrbewegung beeinflusst den gemessenen Dämpfungswert.“
- „Die Auflagerbedingungen haben einen starken Einfluss auf die Dämpfung.“
- „Ein Zusammenhang zwischen der Dämpfung und der Steifigkeit, der Länge und der 1. Eigenfrequenz von Brücken läßt sich statistisch nicht nachweisen.“

Diese Schlussfolgerungen basieren auf Versuchen, wobei noch angeführt wird, dass keine Zusammenhänge zwischen Dämpfung und Tragwerksparametern angegeben werden können. Es wurden nur geringe Unterschiede in der Dämpfung bei Brücken mit und ohne Schotterbett festgestellt, wobei dies in [Frý96] für Brücken mit Spannweiten größer 20 m spezifiziert wird. Quantitative Angaben zu den Dämpfungseigenschaften des Schotterbettes werden nicht gemacht.

In [ERRID214RP3] werden Angaben zu Dämpfungsgrößen für verschiedene Brückentypen und Spannweiten vorgelegt, wobei sich die Empfehlung des *ERRI-SVA D214*<sup>xi</sup> letztlich auch in

---

<sup>ix</sup>nachzulesen im folgenden Punkt.

<sup>x</sup>vgl. Kapitel 2.

<sup>xi</sup>Es handelt sich um die Kurzbezeichnung des Sachverständigenausschusses D214, der auch für alle Belange rund um Dynamik von Eisenbahnbrücken in den Ausschüssen des Eurocode zuständig ist. (vgl. [ERRID214RP8, S. 1].)

[ÖN EN 1991-2] widerspiegelt.<sup>xii</sup> Diese ist im Vergleich zu der von *Fryba* ebenda angegebenen Regression, speziell im Stützweitenbereich, unter 20 m konservativ.

Der achte Bericht des *ERRI-SVA D214* [ERRID214 RP8] behandelt, ob durch bauliche Maßnahmen, beispielsweise durch Einbau von Unterschottermatten, die Beschleunigungsspitzen im Schotteroberbau reduziert werden können, da bei Simulationsrechnungen der Grenzwert von 0,35 g, bei eingehaltenem Durchbiegungskriterium, überschritten wurde. Dazu durchgeführte Versuche an der *Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM Berlin)* zeigten, dass Unterschottermatten keine diesbezügliche Verbesserung erbrachten.<sup>xiii</sup> Es wurde sogar eine Verstärkung der Beschleunigungen um 60 % am Gleisrost, bei einer Fußpunktanregung von 0,8 g und 18 Hz festgestellt. Ohne Unterschottermatte betrug die Verstärkung unter den selben Versuchsbedingungen nur 15 %. Es ist festzuhalten, dass diese Zunahme frequenz- und beschleunigungsamplitudenabhängig ist. Der untersuchte Frequenzbereich reichte von 2 bis 20 Hz. Für den Grenzwert von 0,35 g betrug die Verstärkungswirkung mit Unterschottermatte 40 % und ohne diese 10 bis 15 %. Warum Unterschottermatten trotzdem Verwendung finden, wird in Abschnitt 2.2 beschrieben. Der in [ÖN EN 1990] angegebene Grenzwert von 0,35 g basiert auf Erkenntnissen aus dem Betrieb der Hochgeschwindigkeitsstrecke Paris-Lyon, bei der es ab 0,7 g zu einer Destabilisierung des Schotterbettes kam. Es liegt somit ein Sicherheitsfaktor von 2,0 zu Grunde. Dieser Wert wurde durch die Versuche an der *BAM Berlin* bestätigt. Relevante Setzungserscheinungen traten bei diesen Versuchen erst ab 0,8 g auf.

[ERRID214 RP9] stellt den Schlussbericht zu den Forschungsarbeiten des *ERRI-SVA D214* dar und gibt einen Überblick zu den Erkenntnissen.

Die Bedeutung dynamischer Berechnungen hinsichtlich der Bemessungsnachweise gliedert sich in zwei Punkte:

- Nachweis zur Einhaltung der maximal zulässigen Überbaubeschleunigung
- Nachweis der Einhaltung der maximal zulässigen Bemessungsschnittgrößen (quasistatische oder dynamische)

Unzulässige dynamische Beschleunigungen des Überbaues können zur Verringerung des Schotterzusammenhalts, Verringerung der Kontaktreibung zwischen Schwellensole und Schotter sowie zwischen Schotter und Brücke führen. Außerdem kann sowohl eine Verringerung der vertikalen Gleisstütze, als auch eine Herabsetzung des Längs- und Querverschiebewiderstandes des Gleises eintreten. Stoßvorgänge, beispielsweise bei Hohllagen, führen zum vorzeitigen Zerreiben des Schotters. Es können vermehrte Hohllagenbildung und Gleislagefehler auftreten.

Es ist eine Wechselwirkung zwischen Brücke und Schienen gegeben, die bei kleinen Stützweiten einen entsprechend höheren Anteil an Steifigkeit im Verhältnis zur Gesamtsteifigkeit der Brücke einnimmt. Eine genaue Kenntnis der Eigenfrequenz des Tragwerks wird als unabdingbar angesehen, um eine möglichst exakte dynamische Berechnung für selbiges durchführen zu können. Die Gesamtsteifigkeit beeinflussenden Faktoren sind nach [ERRID214 RP9, S. 49] folgende:

---

<sup>xii</sup>siehe auch Tab. 1.1.

<sup>xiii</sup>siehe dazu auch [RBR06].

- „Materialeigenschaften: Elastizitätsmodul  $E$  und Schubmodul  $G$ “
- „die Art des Querschnitts von Bauteilen“
- „das Ausmaß der Ribbildung im Beton“
- „bei gerissenem Beton das Ausmaß der Wirkung der Zugzone auf den gerissenen Beton“
- „die Verformung des Tragwerks insgesamt“
- „der Einfluß von Randbedingungen: Lager, Verbundwirkung zwischen Schotter und Schienen, usw.“

Als die Dämpfung der Brücke beeinflussende Faktoren werden in [ERRID214RP9, S. 49] folgende genannt:

- „Dissipation von Energie durch die Biegung von Baustoffen“
- „Reibung an den Stützen und im Endbereich von Tragwerken“
- „Dissipation von Energie im Schotter“
- „Öffnen und Schließen von Rissen im Material (insbesondere Beton)“
- Abstrahlung von Energie vom Lager in den Boden an den Enden von Brücken<sup>xiv</sup>

Die konservativen Dämpfungsangaben in Tabelle 1.1 beruhen auf Auswertungen von Messkampagnen die für, beziehungsweise durch den *ERRI-SVA* D214 durchgeführt wurden und sehr großen Streuungen unterlagen.<sup>xv</sup> Als Grund dafür werden sowohl schwer zu beobachtbare Parameter, die das Brückenverhalten beeinflussen, als auch unterschiedliche Messverfahren sowie Auswertungsmethoden, genannt. Für eine dynamische Berechnung ist die möglichst genaue Kenntnis des Dämpfungsgrades wichtig, da jener den Betrag der Beschleunigungsamplitude wesentlich beeinflusst.

In [ERRID214RP9] widmet man sich auch der dynamischen Prüfung von Brücken, wobei auf die Grundlagen, beispielsweise Erregungsarten, eingegangen wird. Außerdem werden Vor- und Nachteile verschiedener Messmethoden zur Dämpfungsmessung angegeben.

### Zusammenfassung

Das in diesem Abschnitt behandelte Schrifttum geht zwar auf die dynamische Berechnung von Zugüberfahrten ein, verlangt diese unter bestimmten Voraussetzungen sogar, aber es werden keine dynamischen Modelle, die die Brücken in ihrer Gesamtheit beschreiben angegeben. Folglich gibt es auch keine entsprechenden Kennwerte. Wichtig ist das Kriterium der maximal zulässigen Überbaubeschleunigung für Neubauten von  $0,35\text{ g}$  beziehungsweise  $3,5 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$ <sup>xvi</sup>, da

<sup>xiv</sup>Dieser Punkt wird hier korrigiert wiedergegeben. In [ERRID214RP9, S. 49] lautet er: „Dissipation von Energie vom Lager in den Boden an den Enden von Brücken“.

<sup>xv</sup>Mit einer stochastischen Berechnung könnte die Streuung berücksichtigt werden. vgl. dazu [SPA16].

<sup>xvi</sup>für den Bestand vgl. [ONR 24008, S.90].

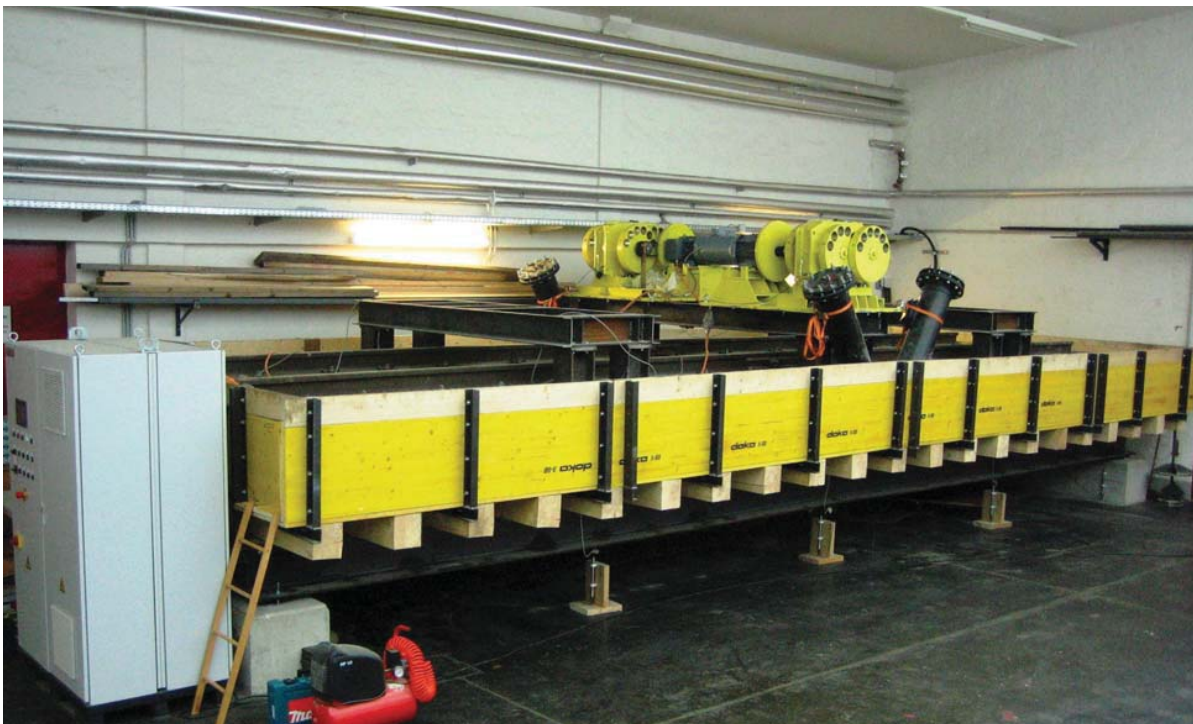


dies den Dreh- und Angelpunkt bei allen das Thema berührenden Untersuchungen darstellt. Um dieses Kriterium rechnerisch erfüllen zu können, werden genaue Angaben zu den Brückenparametern benötigt, um möglichst exakte Ergebnisse zu erhalten. Wie beschrieben sind die Dämpfungsvorgaben konservativ gewählt. Zur Beschreibung der Steifigkeit von Bauteilen gibt es keine umfassenden Angaben.

### 1.1.2 Literatur zum Schotteroberbau aus der Sicht des Tragwerkplaners

Der Schotteroberbau auf Brücken stellt bisher für den Tragwerkplaner in den meisten Fällen lediglich einen Teil des Lastfalles Eigengewicht dar. Dass dem nicht nur so ist, zeigen die nachfolgend angeführten Literaturstellen.

Begonnen sei mit der Rekapitulation der Arbeiten, die am *Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau* bereits durchgeführt wurden. Dabei war [Mäh08] der erste, der sich mit dem Thema beschäftigte. In dieser Arbeit wurde eingehend auf Schwingungen von Einfeldbrücken nach der Balkentheorie eingegangen, wobei auch gekoppelte Balken behandelt wurden. Zusätzlich erfolgte die Beschreibung der Modellierung von Fahrzeugen auf der Brücke. Es wurden das Modell überfahrender Kräfte, überfahrender Massen und Mehrkörpermodelle, die ein Schienenfahrzeug detailliert nachbilden, vorgestellt. Der praktische Teil dieser Arbeit setzte sich mit der Untersuchung einer Versuchsbrücke unter Laborbedingungen auseinander. Diese wird in Abbildung 1.1 gezeigt. Die Versuchsbrücke weist 10 m Stützweite auf und besteht aus einem Stahlträgerrost



**Abbildung 1.1:** Versuchsbrücke (aus [Mäh08, Abb. 7.2, S.148])

aus HE-A 340 Profilen, auf dem ein aus Holzelementen gefertigter Schottertrogt ruht. Drei Befestigungsrahmen aus Stahlprofilen, die am Stahlträgerrost montiert sind, dienen der Befestigung

von Unwuchterregern<sup>xvii</sup>, die in verschiedenen Positionen angeordnet, die Anregung von ausgewählten Eigenformen erlauben. Außerdem wurden bauliche Maßnahmen vorgesehen, die die Vorspannung des Schotterbettes erlaubten. Aus den Ergebnissen der Versuche geht hervor, dass das Schotterbett ein nichtlineares Verhalten aufweist. Der Vergleich von Versuchsergebnissen mit und ohne Schotteroberbau offenbart, dass der Schotter erhebliche Dämpfungsarbeit leistet, wobei sich dies bei Versuchen mit einem Impulshammer nicht so deutlich zeigte. Als Grund dafür wird das Nicht-Überwinden der Haftreibung aufgrund der als kleinst zu bezeichnenden Bewegungsamplituden angesehen. Die Dämpfungswerte aus den Impulshammernmessungen werden als unterer Richtwert angesehen. Auch die vorgenommene Vorspannung des Schotterbettes wirkt sich auf die Resonanzfrequenzen aus, die mit wachsender Vorspannkraft ebenfalls steigen. Abschließend wurden mittels eines mechanischen Modelles, das Tragwerk und Gleis als gekoppelte Balken abbildet, Kennwerte hinsichtlich Dämpfung und Steifigkeit des Schotterbettes abgeleitet. Die Schubübertragung im Schotterbett wird als ursächlich für die erhöhte Dämpfung und Steifigkeit angesehen, weshalb diese Form der Modellbildung gewählt wurde. Einschub: In [BÜ11] wird das Schotterbett und dessen Einfluss auf das dynamische Verhalten von Brücken mittels eines Finiten-Elements berücksichtigt. Diesem liegt als Wirkmechanismus ebenfalls die Schubübertragung im Schotterbett zugrunde. Die Ergebnisse der Versuchsbrücke von [Mäh08] dienen der Kontrolle des Finiten-Elements.

Nachfolgend beschäftigte sich [Kir12] mit dem Themenkreis. Auch hier arbeitete man mit der mittlerweile allerdings aus infrastrukturellen und organisatorischen Gründen seitens der *TU Wien* in eine ungeheizte Halle translozierten Versuchsanlage. Dies ermöglichte die Untersuchung der Auswirkungen eines vereisten Schotterbettes auf das Brückenverhalten bei dynamischer Anregung. Dabei wurde eine deutliche Steifigkeitserhöhung festgestellt, wobei diese auch bei längerem Betrieb der Unwuchterreger erhalten blieb. Die Eisbrücken zwischen den Körnern scheinen also auch bei Belastung intakt zu bleiben. Aber nicht nur die Vereisung wirkt sich auf das dynamische Verhalten aus, sondern die Umgebungstemperatur generell. Auf Untersuchungen zum Einfluss von Temperatur und Vereisung auf die Schotterbetteigenschaften sei an dieser Stelle auch auf [SPA16; SA16] hingewiesen. Außerdem wurde der Einfluss der Lagerungsbedingung auf das dynamische Verhalten geprüft, wobei kein wesentlicher Unterschied zwischen den getesteten Lagerformen<sup>xviii</sup> beobachtet werden konnte. Zusätzlich wurde zu Vergleichszwecken eine Bestandsbrücke untersucht. Dafür wurden eigens Eisenbahndrehgestelle so umgebaut, dass die Unwuchterreger darauf montiert werden konnten. Die bekannte, gleiche Anregungsintensität durch Unwuchterreger ermöglicht einen aussagekräftigen Vergleich der verschiedenen Brücken, doch mehr dazu später. Aus den Messergebnissen des untersuchten Brückenobjektes<sup>xix</sup> ging hervor, dass das nichtlineare Verhalten, wie es bei der Versuchsbrücke zu beobachten war, hier nicht auftrat. In [Kir12] wurde ein einfach zu handhabendes Stabwerkmodell mit Feder-Dämpferelementen mit den Kennwerten  $k_b$  und  $c_b$  entwickelt. Dieses

---

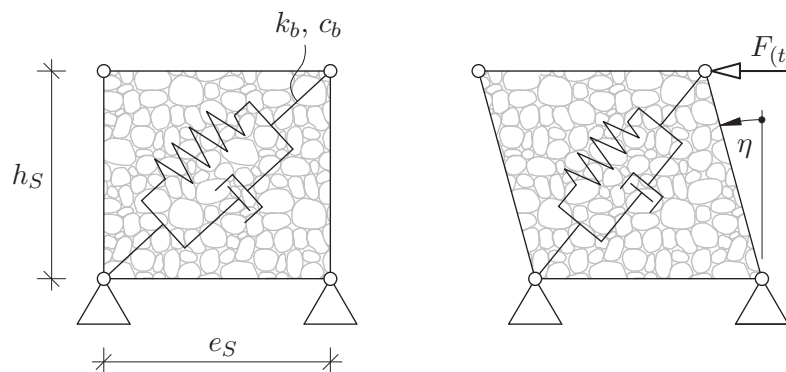
<sup>xvii</sup>Es handelt sich um die selben Geräte, die für die vorliegende Arbeit verwendet werden. Deren Beschreibung erfolgt in Kapitel 5.

<sup>xviii</sup>Rollen-/Kipplager einerseits und Elastomerlager andererseits.

<sup>xix</sup>Es handelt sich um das Fahrenbachviadukt in der Nähe von Persenbeug (vgl. Abschnitt 7.1).



ist in Abbildung 1.2 dargestellt. Man erkennt, dass diesem, wie dem Modell von [Mäh08],



**Abbildung 1.2:** Mechanisches Modell des Schotterbettes nach [Kir12]

die Schubübertragung im Schotterbett als Wirkmechanismus zu Grunde liegt.<sup>xx</sup> Für dieses Modell wurden unter Zuhilfenahme der Messdaten der Versuchsbrücke im Zuge der Diplomarbeit von [Hac12] Kennwerte abgeleitet. Abbildung 1.3 zeigt das Modellelement aus Abbildung 1.2, das mit der Plandarstellung der Versuchsbrücke überlagert wurde. Einzelheiten dazu sind [Hac12] zu entnehmen. Mit den so ermittelten Kennwerten und dem an einem Finite-Elemente-Modell des Fahrenbachviaduktes implementierten Stabwerkmodell wurden die Messergebnisse des Fahrenbachviaduktes nachberechnet und verglichen. Dabei zeigte sich, dass noch andere Brückenelemente beziehungsweise -bereiche Anteil am dynamischen Verhalten der Brücke haben müssen. Als besonders wirksam bei der Nachbildung hat sich die Modellierung von Dämpfungselementen am Fahrbahnübergang, welche eine mögliche Dämpfung des Schleppbleches oder Dämpfung durch Schotterkornumlagerung im Fahrbahnübergangsbereich simuliert, erwiesen. Ob dies zutreffend ist, müsste durch Versuche geklärt werden. Auch die Modellierung der Schienen über die Brückenenden hinaus war essentiell, um die tatsächlichen Steifigkeitsverhältnisse abbilden zu können. Dabei wurden die gleichen Feder-Dämpfer Elemente mit den gleichen Kennwerten wie auf der Brücke verwendet. Die Kennwerte selbst entsprechen jenen der Versuchsbrücke, da eine Parameterstudie zeigte, dass eine Anpassung dieser an die Messergebnisse des Fahrenbachviaduktes keine Verbesserung erbrachte, weshalb die obig beschriebenen Randbedingungen untersucht wurden. Tabelle 1.2 gibt die für die Versuchsbrücke ermittelten Kennwerte für Steifigkeit  $k_{b,VB}$  und Dämpfung  $c_{b,VB}$  des Schotterbettes bei verschiedenen Anregungsintensitäten  $m_{st}$  wieder.<sup>xxi</sup>

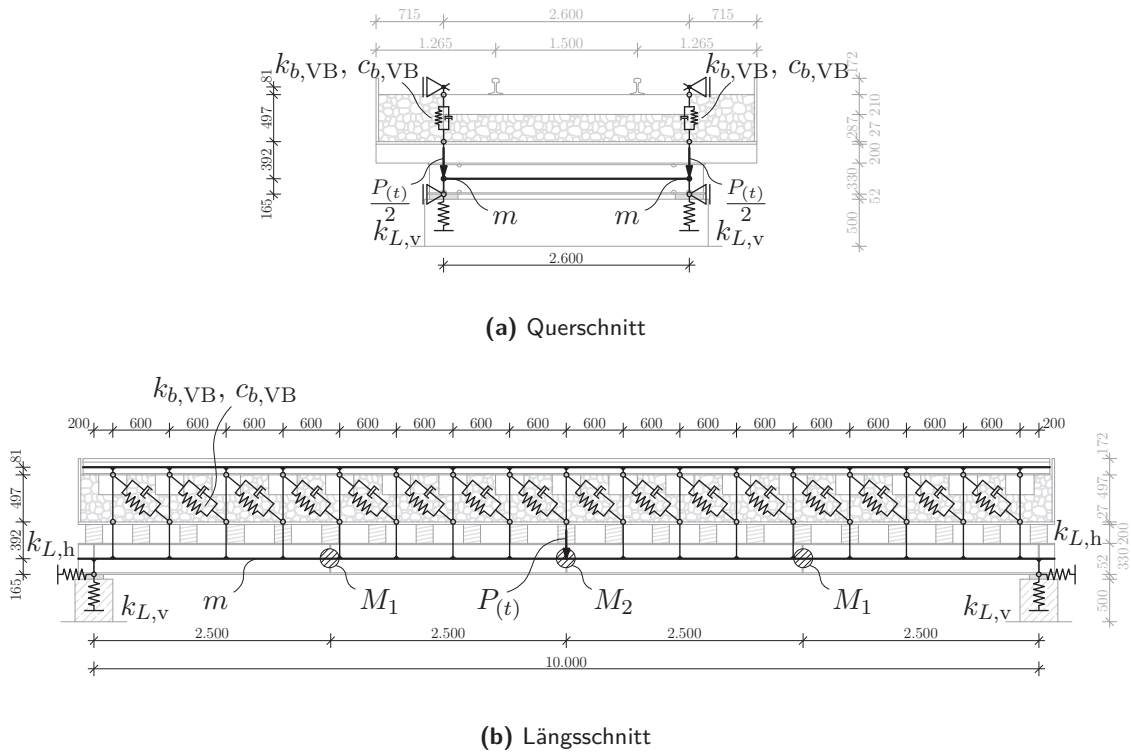
Die Arbeit von [Rau11] beschäftigt sich mit dem Einfluss der baulichen Randbedingungen auf das dynamische Verhalten von WIB<sup>xxii</sup>- Eisenbahnbrücken. [Rau11, S. 11] beschreibt die Diskrepanz zwischen dem Verhalten dynamisch berechneter und gemessener Zugüberfahrten

<sup>xx</sup>  $e_s$  ... Schwellenabstand,  $h_s$  ... dieser Kennwert wird in der vorliegenden Arbeit zur Vereinfachung der Modellierung neu definiert. Er bezeichnet nicht mehr die Höhe des Schotterbettes sondern den Abstand von der Fahrbahnplatte zur Stabachse der Schiene.

<sup>xxi</sup> Für diese Werte gilt:  $h_s$  = Höhe des Schotterbettes.

<sup>xxii</sup> WIB... Walzträger in Beton; es handelt sich um eine Stahl-Beton-Verbundbauweise.

# 1 Einleitung



**Abbildung 1.3:** Plan der Versuchsbrücke mit überlagertem Modell für das Schotterbett [mm] (aus [Hac12, Abb. 3.2, S.13], bearbeitet)

**Tabelle 1.2:** Kennwerte  $k_{b,VB}$  und  $c_{b,VB}$  (aus [Hac12, Tab.3.3, S.18], bearbeitet)

$m_{st}$	[kgcm]	2×191	2×370	2×525	2×648	2×728	2×761
$f$	[Hz]	4,316	4,083	3,950	3,866	3,850	3,850
$k_{b,VB}$	$\left[\frac{kN}{m}\right]$	14055	11345	9930	9080	8915	8915
$c_{b,VB}$	$\left[\frac{kNs}{m}\right]$	94,60	97,00	95,76	94,32	96,62	97,78

an WIB-Brücken. Es wird dazu ein Rechenbeispiel für eine Brücke angegeben, für die zwei verschiedene Steifigkeiten und zwei verschiedene Dämpfungswerte angenommen wurden. Die Überfahrtsimulation eines ICE-3 für Geschwindigkeiten im Bereich von 60 bis  $340 \frac{\text{km}}{\text{h}}$  für diese beiden Parameter, in je zwei Varianten, zeigte, dass die kritische Überfahrtsgeschwindigkeit für die sich aus den Steifigkeiten ergebenden Eigenfrequenzen deutlich unterschiedlich waren. Der Einfluss der Dämpfung wirkte sich nur auf die Amplitudengröße aus. Es wurden Literaturstellen zusammengefasst mit der Erkenntnis, dass die Witterung Einfluss auf Dämpfung und Steifigkeit des Brückenbauwerks nimmt. Temperatureinflüsse auf die Steifigkeit dürften nicht gegeben sein, wie aus Sommer- und Wintermessungen bei ca.  $0^\circ\text{C}$  hervorgeht, die ähnliche Ergebnisse zeigten. In dieser Arbeit wurden auch Messergebnisse der *Deutschen Bahn DB* für WIB-Brücken ausgewertet, mit dem Ergebnis, dass die Dämpfung um den Faktor 1,35 bis 2,35 größer als die Dämpfungsangabe der Norm war.<sup>xxiii</sup> Die praktischen Untersuchungen in dieser Arbeit waren auf den Fugenbereich in Brückenlängsrichtung bei zweigleisigen Brücken mit durchgehendem Schotterbett, bei getrennten Tragwerken, gerichtet. Dafür wurde eine Versuchsanlage, bestehend aus zwei nebeneinander liegenden Stahlkästen, die auf Biegeträgern befestigt wurden, gebaut, womit die vertikale Schubübertragung über der Längsfuge, bei einseitiger Lastaufbringung, im durchgehenden Schotterbett untersucht werden konnte.<sup>xxiv</sup> Für die Nachbildung der Versuche entwickelte man mechanische Modelle, für die Kennwerte abgeleitet wurden. Es handelt sich dabei um Weg- und Drehfedersteifigkeiten. Die Nachberechnung von Messergebnissen bei Brücken mit durchgehendem Schotterbett zeigte eine gute Übereinstimmung bei Verwendung des Modells der Koppelung. Auch in [ZKB08] wird der Einfluss des durchgehenden Schotterbettes auf die Steifigkeit bei getrennten Tragwerken festgestellt, und es werden mit einem Finite-Elemente-Modell Kennwerte für die Steifigkeit, die dieses Verhalten beschreiben, abgeleitet. Bei [FH06] wird ebenso der Einfluss des durchgehenden Schotterbettes erwähnt und es wird angeführt, dass der wirklichkeitsnahe Ansatz der Massen und Steifigkeiten bei Nachberechnungen von Brücken vielfach wirksamer ist in Bezug auf die Ergebnisse, als der angesetzte Dämpfungsgrad.

In [Bae08] wird Literatur zitiert, woraus auch hervorgeht, dass die Normvorgaben für die Dämpfung nicht jener der an Brücken gemessenen entspricht. Ursächlich dafür seien erhöhte Dämpfungsgrade aufgrund von Reibvorgängen im Schotter, sowie Dämpfungsbeiträge des Oberbaues, der Ausrüstungselemente und der Lager. Es wird angegeben, dass Untersuchungen am Schotteroberbau durch Großversuche im Maßstab 1:1 erfolgen sollten, um Skalierungseffekte ausschließen zu können. [Bae08, Bild 6-1, S.78] zeigt die Ursachen für vermehrt auftretende Gleislagefehler an Brückenübergängen. Diese sind Steifigkeitsunterschiede zwischen Untergrund im Widerlagerbereich und Tragwerk, Relativverschiebungen am Fahrbahnübergang sowie Schienenaufwölbungen aufgrund der Brückendurchbiegung. Belegt wird dies durch eine Gegenüberstellung einer Fahrwegsteifigkeitsmessung mit der zugehörigen Gleislage durch die Fahrbahnübergänge, aufgrund von Unstetigkeiten im aufgezeichneten Gleislageverlauf, deutlich

---

<sup>xxiii</sup>vgl. [Rau11, Bild 3.2, S. 38].

<sup>xxiv</sup>siehe [Rau11, Bild 4.4, S. 67].

zu erkennen sind.<sup>xxv</sup> Die praktischen Untersuchungen in dieser Arbeit behandelten das dynamische Verhalten einer Einzelschwelle im Schotterbett, wie dies durch die Versuchsanordnung bestimmt war. Es wurden Schwellensetzungen unter zyklischer Belastung<sup>xxvi</sup> und der Querverschiebewiderstand<sup>xxvii</sup> untersucht.<sup>xxviii</sup>

[Fre10] geht ebenfalls auf die Problematik der Schotterauflockerung bei Fahrbahnübergängen aufgrund der Längsverschiebung und der Vertikalverschiebung zufolge der Verdrehung des Brückenendes bei Durchbiegung ein. Deshalb legt [ÖNB 1991-2, Anhang G.4] eine maximale Längsverschiebung von der Oberkante der Tragplatte bis zum zugehörigen Widerlager von 10 mm fest.

Der Aufsatz von [PRu+09] behandelt das Zusammenwirken von Schotteroberbau und Brücke bei belastetem und unbelastetem Gleis hinsichtlich der auftretenden Schienenspannungen. Für die horizontale Steifigkeit des unbelasteten Schotterbettes wird ein Wert von  $6 \times 10^7 \frac{N}{m^2}$  angenommen und für das belastete Schotterbett ein Wert von  $12 \times 10^7 \frac{N}{m^2}$ . Es verdoppelt sich also die Steifigkeit des Schotterbettes bei Belastung.

Die Arbeit von [Zac05] widmet sich der Untersuchung des Gleisschotters im Fugenbereich von Eisenbahnbrücken. Dazu zählen der Übergangsbereich zwischen Brücke und Widerlager, der Bereich, an dem Überbauten an Pfeilern aneinandergrenzen und jener innerhalb eines Brückenfeldes. Durch Kornumlagerungen in diesen Bereichen können sogenannte „weiße Stellen“<sup>xxix</sup> auftreten. Dies zeigt sich aufgrund von Kornabrieb. Kornumlagerungen haben Einfluss auf das Setzungsverhalten und damit auf die Gleislage. Ziel der Arbeit war das Langzeitverhalten des Schotters in Fugenbereichen auf Tragwerken abschätzen zu können.

Die Autoren von [MG10, Bild 3, S. 191] widmen sich der Modellierung von Eisenbahnbrücken und geben ein Modell mit Federn, welche eine horizontale und vertikale Kopplung von Schiene und Untergrund/Tragwerk sowie Lagersteifigkeiten simulieren, wobei keine Federkennwerte angegeben werden. Bei [BZC09] wird mittels eines Finite-Elemente-Modelles eine Modellanpassung<sup>xxx</sup> an experimentell ermittelte Größen, wie beispielsweise die Eigenfrequenz, durchgeführt und auf unbekannte Eigenschaften beziehungsweise Kennwerte von Brückenelementen, geschlossen. Die Masse und Steifigkeit des Schotters wurde dabei in den Parametern des WIB-Tragwerks verschmiert.

Der Aufsatz von [Big+16] beschäftigt sich mit der Berücksichtigung des über die Brückenenden hinausreichenden Gleises, das die dynamischen Eigenschaften der Brücke beeinflusst. In der Modellbildung wird eine das Gleis ersetzende Ersatzfeder vorgesehen, die dann in eine Drehfeder umgelegt wird, um die Einspannwirkung des durchlaufenden Gleises auf der Brücke abzubilden.

Nachfolgend wird Literatur zur Dynamik bei Eisenbahnbrücken, auch hinsichtlich Zugüberfahrtsimulationen, angeführt, um damit den Themenkreis abzuschließen.

---

<sup>xxv</sup>siehe [Bae08, Bild 6-2, S.79].

<sup>xxvi</sup>[Bae08, Bild 4-4, S.53].

<sup>xxvii</sup>[Bae08, Bild 7-14, S.123].

<sup>xxviii</sup>siehe dazu auch [BR05].

<sup>xxix</sup>siehe beispielsweise [Zac05, Bild 1, S.4].

<sup>xxx</sup>engl. als model updating bezeichnet.

Als Standardwerk zum Thema ist [Frý96] anzugeben. Dies wird auch durch die Mitwirkung des Autors im *ERRI-SVA D214* ersichtlich. Es wird auf theoretische Grundlagen und Modellierung eingegangen, aber es werden auch Versuchsergebnisse vorgestellt. [Zac01] gibt ebenfalls einen Überblick zur Dynamik von Eisenbahnbrücken, wobei im wesentlichen auf die Erkenntnisse aus [ERRID214RP9] eingegangen wird.

In [BKP08] wird ausführlich auf die Dynamik von Eisenbahnbrücken eingegangen, und es werden Berechnungsmethoden vorgestellt. Die Arbeiten von [SA15; SA16; Rig06; RRS10; RDG11; CP11; Spe10; BMS05] behandeln die Simulation von Zugüberfahrten, wobei [Rig06] eine Übersicht zu mechanischen Modellen für das Schotterbett gibt und auch diesbezügliche Kennwerte anführt.<sup>xxxii</sup> In [RRS10] werden drei verschiedene Modelle mit angegebenen Kennwerten verglichen. Die Schotterbettmodelle wirkten sich dabei nur auf die maximalen Amplituden der Beschleunigung aus. Die Autoren von [YYW04] behandeln das Thema ebenfalls ausführlich und stellen ein sehr detailliertes Modell für das Schotterbett mit vertikaler und horizontaler Orientierung vor. Dafür werden auch Kennwerte angegeben.

Schlussendlich wird von [WF05] aufgezeigt, dass Resonanzerscheinungen bei Brücken auch für die Materialermüdung relevant sein können und die Nachweisführung sehr komplex werden kann, aufgrund der zu eruiierenden Belastungsgeschichte beziehungsweise -zukunft.

### 1.1.3 Literatur zum Schotteroberbau aus der Sicht des Oberbauplaners und Eisenbahnbetreibers

Die Literaturangaben in diesem Abschnitt sind bezüglich der vorliegenden Arbeit informeller Natur, es soll damit aber ein Gesamtbild zum Baustoff Gleisschotter und dessen Aufgaben und Eigenschaften geboten werden.

In [Klo08] werden wesentliche Anforderungen - diese sind in Abschnitt 2.2 angeführt - und Eigenschaften des Schotteroberbaues angegeben. Es wird auch auf die Scherfestigkeit des Gleisschotters eingegangen, die hier aber in Bezug auf Längs- und Querverschiebewiderstände beispielsweise gegen Brems- oder Fliehkräfte, angeführt sind. Die Scherfestigkeit  $\tau$  wird angegeben zu:

$$\tau = \acute{c} + \sigma \tan \psi \quad (1.2)$$

Darin bezeichnet  $\acute{c}$  den Verzahnungswiderstand (Haftfestigkeit),  $\sigma$  die Vertikalspannung und  $\psi$  den Reibungswinkel. [Klo08] gibt für verschiedene Schottermaterialien auch Werte an, als deren Quelle die *TU Graz* angeführt wird. Sie sind in Tabelle 1.3 ersichtlich.

An der *TU Graz* wurden von [Pov78] und später [Kie85] die Auswirkungen der Stoßbelastungen aus dem Eisenbahnverkehr auf den Gleisschotter untersucht. Dabei fand ein Großschengerät Verwendung, auf das mittels Fallgewicht Stöße aufgebracht wurden.<sup>xxxiii</sup> [Pov78] stellte fest, dass der elastische Scherweg ein Vielfaches des plastischen Scherweges betrug. Genauere Angaben konnten allerdings nicht gegeben werden. Es werden  $\tan \psi$ -Werte, die statisch ermittelt

<sup>xxxii</sup>es wird z.B. [YYW04] zitiert.

<sup>xxxiii</sup>siehe [Pov78, Abb. 4, S.19].

**Tabelle 1.3:** Kennwerte der Scherfestigkeit für verschiedene Schottermaterialien (aus [Klo08])

Bezeichnung	Verzahnungsanteil $\acute{c}$ [ $\frac{\text{N}}{\text{cm}^2}$ ]	Reibungswinkel $\rho$ [°]	$\tan\psi$
verschmutzter Schotter	5,2	57,7	1,58
gereinigter Schotter	8,1	63,4	2,0
Rundkies	4,2	57,4	1,56
aufbereiteter Schotter	9,2	65,2	2,16

wurden und kleiner sind als die Größenordnung, angegeben - siehe Tabelle 1.3 angeführt ist. Es besteht eine linear steigende Abhängigkeit zwischen  $\tan\psi$  und aufgebrachtem Schwerweg. Dies gilt auch für Stoßvorgänge, wobei mit unterstellter sinkender Stoßzeit die Steigung der Funktionsgeraden zunimmt.<sup>xxxiii</sup> Da für Tabelle 1.3 keine Angaben zum Schwerweg vorliegen, sollten die dort angegebenen Werte nur zu Zwecken des Abschätzens verwendet werden, speziell hinsichtlich des Zustands des Schotters. Die Erkenntnis in [Kie85] besteht darin, dass nach einer Verdichtungsphase die Scherfestigkeit einem Maximalwert zustrebte. Weitere Stöße bewirkten nur noch kleinere plastische Verformungen.

In [GK04] beschäftigte man sich mit dem elastischen und plastischen Dehnungsverhalten bei zyklischer Belastung. Es wurde eine Zunahme der Steifigkeit mit wachsender Zyklenzahl festgestellt. Die Dichte  $\rho$  von Basaltschotter der Körnung 22,4/63 wird mit  $1,725 \frac{\text{g}}{\text{cm}^3}$  angegeben. Der Instandhaltungsaufwand für das Schotterbett spielt aus Kostengründen eine wesentliche Rolle im Bahnbetrieb. Deshalb beschäftigt man sich auch intensiv mit der Erforschung des granularen Verhaltens des Schotters, speziell hinsichtlich von Setzungserscheinungen und damit einhergehender Hohllagenbildungen unter Schwellen sowie der Kornzerstörung durch Abrieb etc. Als Beispiele dafür seien exemplarisch die Arbeiten von [Hol03] und [Kru02] angeführt. Das Werk [Kno01, Abb. 5.1, S.160; Abb. 5.2, S.162] fasst Steifigkeits- und Dämpfungskennwerte für vertikal orientierte Schotterbettmodelle auf festem Untergrund von verschiedenen Autoren tabellarisch zusammen. Es handelt sich dabei um Messergebnisse, die unter verschiedenen Randbedingungen ermittelt und zum Teil zu Vergleichszwecken umgerechnet wurden. Die Werte beziehen sich auf einen Stützpunkt<sup>xxxiv</sup> und liegen in einem Bereich von 30,7 bis 100 (767)  $\frac{\text{MN}}{\text{m}}$  für die Schotterbettsteifigkeit und 21,8 bis 100 (797)  $\frac{\text{kNs}}{\text{m}}$  für die Schotterbettdämpfung. Werte in Klammern sind Maxima eines Autors, die deutlich über die Größenordnung der von der Mehrheit der Autoren angegebenen Werte hinausgehen. Es ist offensichtlich, dass diese Kennwerte eine große Streubreite aufweisen und nur als Anhaltspunkte für den Größenbereich verwendet werden sollten.

Abschließend sei noch auf die Methode der Schotterbettverklebung, die bei Hochgeschwindigkeitsstrecken zur Fixierung der Schotterkörner gegen Wandern durch Luftverwirbelungen eingesetzt wird, hingewiesen. Es wird mit dieser Methode aber auch versucht, den Steifig-

<sup>xxxiii</sup> vgl. [Pov78, Abb. 51, S. 128].

<sup>xxxiv</sup> Schwellenabstand  $e_S = 0,7 \text{ m}$ .

keitssprung am Fahrbahnübergang durch eine abschnittsweise größer werdende Intensität der Verklebung hin zum Tragwerk kontinuierlicher zu gestalten, wie dies in [LAH10] gezeigt wird. Egal welchen Zweck die Verklebung verfolgt, man sollte ihr hinsichtlich der Steifigkeitserhöhung, die vermutlich ähnliche Auswirkungen hat, wie sie in [Kir12] bei vereistem Schotterbett beobachtet wurden, bei dynamischen Berechnungen Beachtung schenken.

### 1.1.4 Erkenntnisse aus dem Literaturstudium

Unter Abschnitt 1.1.1 wurden die Vorgaben aus den einschlägigen Normen, Richtlinien und Regelwerken und die daraus resultierenden Erfordernisse hinsichtlich der dynamischen Berechnung von Eisenbahnbrücken bereits zusammengefasst. In den daran anschließenden Abschnitten 1.1.2 und 1.1.3 wurden Forschungsarbeiten zum Thema und teilweise darüber hinaus, vorgestellt, aber noch nicht bezüglich der Vorhaben in der vorliegenden Arbeit bewertet. Dies soll dem Leser einen unvoreingenommenen Blick auf das Themengebiet ermöglichen. Bezüge zu Literaturstellen, mit auch kritischer Betrachtung, werden spezifisch in den betreffenden Kapiteln hergestellt.

In dem hier behandelten Abschnitt sei zusammengefasst, dass der derzeitige Stand der Forschung vier Modelle zur dynamischen Beschreibung von Eisenbahnbrücken mit Schotteroberbau anbietet. Diese sind in Abbildung 1.4 dargestellt. Die angeführten Modelle sind vereinfacht dargestellt in vier Gruppen eingeteilt. Für die Modelle sind teilweise Verfeinerungen des Detaillierungsgrades oder Berücksichtigung weiterer Randbedingungen möglich. Modell I berücksichtigt die Eigenschaften des Schotterbettes hinsichtlich Masse und Steifigkeit durch Anpassung der diesbezüglichen Brückenparameter. Gekennzeichnet ist dies durch die schraffierte Zusatzfläche. Dieses Vorgehen fand beispielsweise in [BZC09] Verwendung. Zusätzlich kann bei diesem Modell die Einspannwirkung der über die Brücke hinausreichenden Gleise mittels Drehfedern simuliert werden, wie dies in [Big+16] vorgestellt wird. Bei Modell II handelt es sich um jenes, das in den vorangegangenen Abschnitten als vertikal orientiertes Modell bezeichnet wurde. Es ist meist detaillierter ausgeformt und berücksichtigt dann Schiene, Schwelle und Schotter als Massenpunkte, die über Feder-Dämpfermodelle, die die Steifigkeit und Dämpfung von Zwischenlage und Schotter simulieren, gekoppelt sind. Dieses Modell ist in der Fahrwegsimulation auf festem Untergrund in Verwendung, und es gibt diverse Angaben zu Kennwerten wie dies in [Kno01] gezeigt wird. Es wird aber auch bei Berechnungen von Brücken eingesetzt.<sup>xxxv</sup> Wie bereits im vorigen Abschnitt angeführt, streuen die diesem Modell zugehörigen Kennwerte diverser Quellen erheblich. Modell III zeigt die in [YYW04] vorgestellte Variante der Schotterbettmodellierung. Hierbei handelt es sich um ein sowohl vertikal als auch horizontal orientiertes Modell. Dafür werden Kennwerte angegeben, allerdings fanden sich keine weiteren unabhängigen Quellen, die eine Beurteilung dieser Kennwerte erlauben würden. Modell IV stellt ein horizontal orientiertes Modell dar, welches am *Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau* von [Kir12] entwickelt wurde, das eine einfache Umsetzung bei der Eingabe in EDV-Programme bezweckt, weshalb die Feder-Dämpfer Elemente diagonal angeordnet sind. Die vertikalen Kopp-

---

<sup>xxxv</sup>vgl. beispielsweise [BMS05].



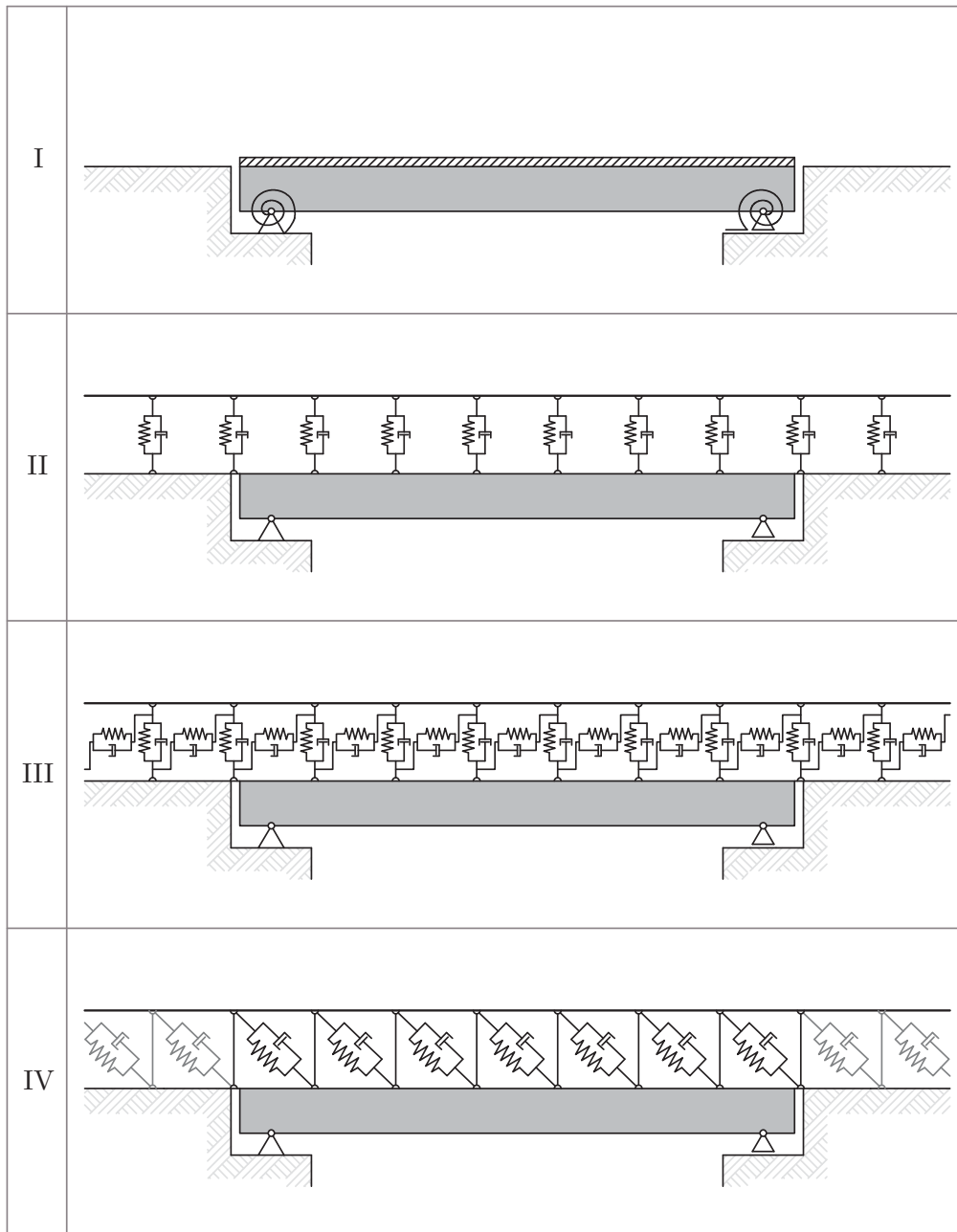


Abbildung 1.4: Modelle zur Berücksichtigung des Gleiskörpers



lungsstäbe sind als unendlich steif angenommen. Auch andere Quellen beschäftigen sich mit der horizontalen Kraftübertragung im Schotterbett, allerdings zielen diese meist auf Berechnungsmethoden zur Ermittlung der Schienenspannungen ab.<sup>xxxvi</sup>

## 1.2 Ausgangssituation

Für Modell IV in Abbildung 1.4 sollen in der vorliegenden Arbeit Kennwerte durch Versuche an einer eigens dafür zu planenden und zu bauenden Versuchsanlage ermittelt werden.

Auf die Hintergründe dazu wird in [Fin12] eingegangen. Diese sind nachfolgend zusammengefasst. Die bisher an der Versuchsbrücke (VB) des *Instituts für Tragkonstruktionen - Stahlbau* ermittelten Kennwerte für Steifigkeit  $k_{b,VB}$  und Dämpfung  $c_{b,VB}$  sind aufgrund der Schubübertragung an der biegeweichen Versuchsbrücke als über deren Länge gemittelt zu betrachten. Bei der Nachberechnung einer Bestandsbrücke mit diesen Kennwerten zeigte sich, dass das Modell um das Gleis, das über die Brückenenden hinausreicht<sup>xxxvii</sup>, erweitert werden muss, damit das reale Verhalten abgebildet werden kann. Daraus folgte die Hypothese zum Dämpfungsmechanismus des Schotterbetts, die besagt, dass die Dämpfung in den an die Brücke anschließenden Gleisbereichen größer sei als auf der Brücke. Dies wird aus dem mechanisch gegebenen Umstand abgeleitet, dass die Schubverformung - im Falle der ersten Eigenform bei einem gelenkig gelagerten Einfeldträger - von null in Brückenmitte zum Maximum an den Brückenenden ansteigt. Aus den bisherigen Erkenntnissen, dass die Dämpfung des Schotterbetts amplitudenabhängig ist, folgt, dass die Dämpfung an den Brückenenden größer sein muss, als die bisher über die Brücke verteilt ermittelte Dämpfung. Daher ist das Ziel des Forschungsvorhabens die Schubverformung  $\eta$  des Schotterbetts getrennt von Einflüssen einer Biegetragwirkung zu untersuchen, wie dies dem mechanischen Modell nach Abbildung 1.2 gerecht wird. Eine Prinzipdarstellung der Wirkungsweise der biegestarren Versuchsanlage ist in Abbildung 1.5 angegeben. Ein Kurbelviereckmechanismus mit biegestarren Stäben, in den der Gleisrost eingebunden ist, schwingt bei definierter Anregung<sup>xxxviii</sup> vertikal auf einem Federlager<sup>xxxix</sup> und ermöglicht so eine reine Schubverformung im Schotterbett. Mit bekannten Eingangs- und Messgrößen können die gesuchten Kennwerte  $k_b$  und  $c_b$  des in dieser Abbildung überlagerten mechanischen Modells des Schotterbetts mittels der dafür geltenden Bewegungsgleichung berechnet werden.

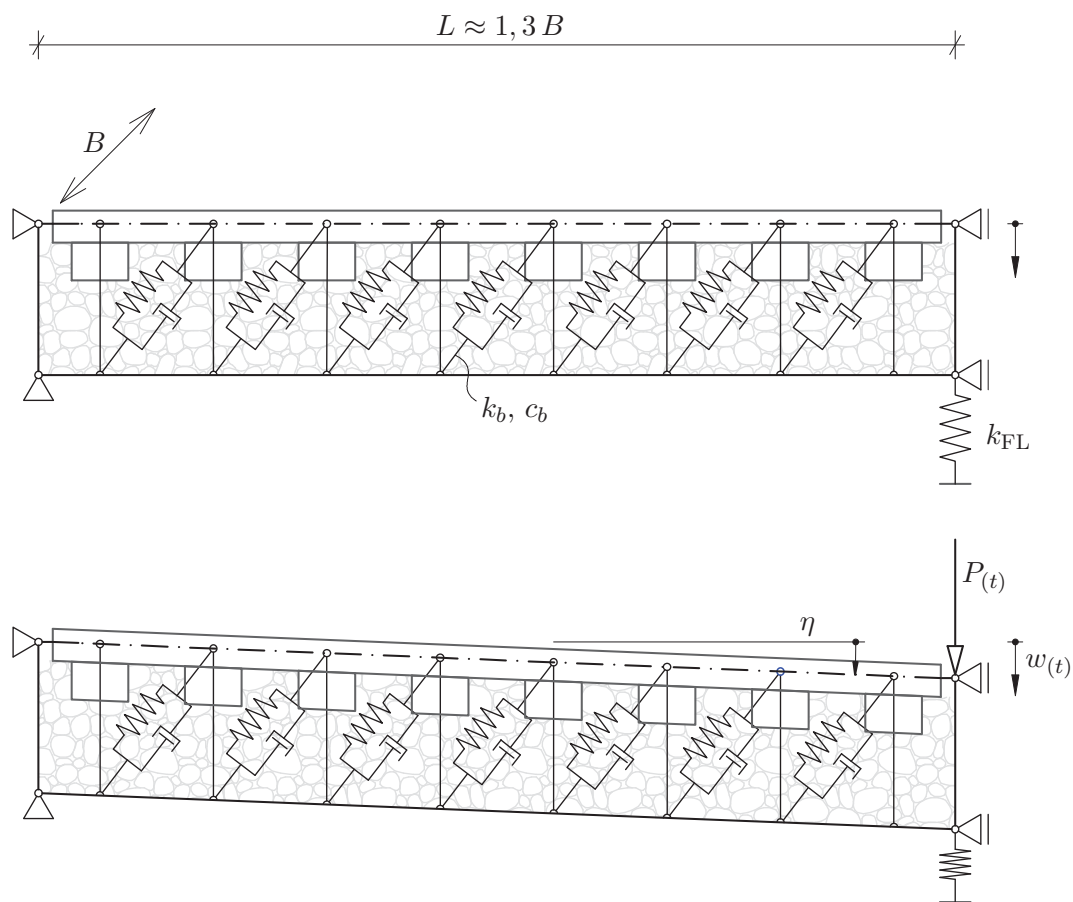
Die zu entwickelnde Versuchsanlage soll auch den Schottertrogl von Eisenbahnbrücken realitätsnah abbilden. In Bezug auf Geometrie und Oberflächenbeschaffenheit war dies bei der Versuchsbrücke nach Abbildung 1.1 nicht gegeben. Mit der Versuchsanlage wird außerdem beabsichtigt, die Amplituden- und Frequenzabhängigkeit der Kennwerte des Schotterbettes zu bestimmen. Dadurch lässt sich möglicherweise auf eine variierende Verteilung der Kennwerte entlang der Brücke schließen. Über die Wirkäquivalenz der Schubverformung  $\eta$  kann, wie in Abbildung 1.6 gezeigt, auf die Eigenschaften des Schotteroberbaues in den an die Brücke an-

<sup>xxxvi</sup>vgl. beispielsweise [PRu+09].

<sup>xxxvii</sup>grauer Modellbereich des Modells IV in Abb. 1.4.

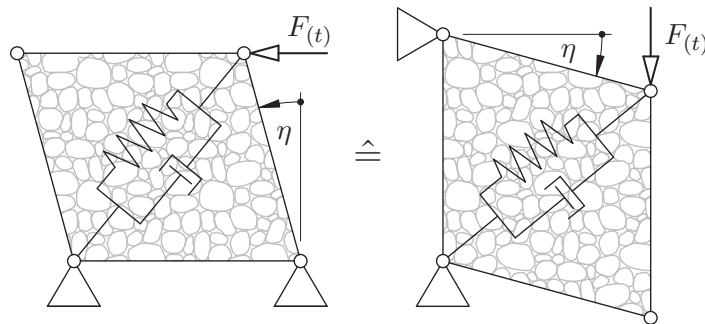
<sup>xxxviii</sup>Mit der Wahl der Anregungskraft  $P(t)$  wird die Amplitude eingestellt.

<sup>xxxix</sup>Mit der Wahl der Federsteifigkeit  $k_{FL}$  wird die Frequenz festgelegt.



**Abbildung 1.5:** Funktionsprinzip der Versuchsanlage  
(aus [Fin12, Abb. 7,8 S.17], bearbeitet)

schließenden Bereichen geschlossen werden.



**Abbildung 1.6:** Wirkungsäquivalenz bei verschiedener Anregung gezeigt am Modell des Schotterbettes (aus [Fin12, Abb. 4, S.12], bearbeitet)

Für die durch den Forschungsauftrag an die vorliegende Arbeit gestellten Aufgaben ergeben sich Fragen, die im folgenden Abschnitt behandelt werden.

### 1.3 Fragestellungen zum Forschungsgegenstand

In den vorangegangenen Abschnitten dieses Kapitels wurden Grundlagen und Sachverhalte zum Themengebiet Schotteroberbau auf Eisenbahnbrücken und dessen dynamisches Verhalten vorgestellt. Daraus ergeben sich Fragestellungen, die einer Beantwortung bedürfen. Diese seien hier gestellt:

- Wie können Kennwerte, die das dynamische Verhalten des Schotteroberbaues beschreiben, bestimmt werden und zwar unbeeinflusst von den bereits beschriebenen Randbedingungen, die bisher nicht ausgeschlossen werden konnten?
- Wie können Bewegungsprozesse im Schotter, der den Gegebenheiten der Brückendynamik unterworfen ist, sichtbar gemacht werden, um das bereits existierende mechanische Modell auf seine Realitätsnähe zu überprüfen?
- Sind die interessierenden Kennwerte einer oder mehreren Abhängigkeiten unterworfen, wie zum Beispiel einer Frequenzabhängigkeit und welche Auswirkungen hat dies?
- Wie können diese Kennwerte durch unterschiedliche Mess- und Auswertungsverfahren validiert werden, um Fehler zu vermeiden, die durch fehlende Vergleichsmöglichkeiten, resultierend aus einer geringen Versuchszahl, auftreten können?
- Welchen Streubereich weisen diese Kennwerte auf und wie ist damit umzugehen?
- In welcher Weise kann mit dem mechanischen Modell und den dafür ermittelten Kennwerten das dynamische Verhalten von Eisenbahnbrücken simuliert werden? Sind noch

andere, möglicherweise unbekannte, das dynamische Verhalten beeinflussende Effekte zu berücksichtigen?

Die erste und zugleich Kernfrage soll durch die Entwicklung einer speziell auf die Fragestellung abgestimmten Versuchsanlage, wie sich dies auch im Titel der vorliegenden Arbeit widerspiegelt, beantwortet werden. In den Kapiteln 3 und 4 ist die Antwort zu finden.

Unter Zuhilfenahme eines Modells der Versuchsanlage und eines optischen Messsystems wird in Kapitel 3 der Versuch beschrieben, mit dem das Verformungsverhalten des schwingenden Schotteroberbaues aufgezeichnet wird, um damit die Konformität des mechanischen Modells unter realen Bedingungen zu kontrollieren.

Durch Variation von Einstellmöglichkeiten an der Versuchsanlage, wie zum Beispiel der Eigenfrequenz, ist es möglich Abhängigkeiten der Kennwerte, falls vorhanden, zu bestimmen. Eine genaue Beschreibung und Resultate werden in Kapitel 6 vorgelegt.

Das enge Korsett einer geringen Versuchszahl, die den logistischen und finanziellen Möglichkeiten von Großversuchen, wie den im Zuge dieser Arbeit durchgeführten, geschuldet ist, erfordert aufgrund ihrer geringen Anzahl eine Validierung der Resultate. Die Vergleichbarkeit mit anderen Ergebnissen, die mögliche Fehler leicht auffindbar werden lässt, sofern es keine systematischen Fehler sind, ist daher kaum gegeben. Daher musste eine Antwort auf die Frage möglichst vieler, aber voneinander unabhängiger Mess- und Auswertemethoden für einen Versuch gefunden werden, welche in Kapitel 2 zu finden ist.

Wie bereits in anderen Arbeiten gezeigt wurde, hängt das dynamische Verhalten von Eisenbahnbrücken mit Schotteroberbau von vielen Randbedingungen, wie zum Beispiel Witterungseinflüssen, ab. Die ermittelten Kennwerte sind von diesen folglich beeinflusst. Alle Randbedingungen zu untersuchen, würde den Rahmen dieser Arbeit sprengen, weshalb hier nur der Unterschied zwischen neuem und altem<sup>x1</sup> Gleisschotter untersucht wird. Dies geschieht in Kapitel 6 und beantwortet die Frage nach möglichen Bandbreiten für die Kennwerte im speziellen Fall und wie diese gehandhabt werden müssen. Zu den nicht behandelten Randbedingungen wird ein Überblick in Kapitel 8 gegeben.

Abschließend wird die Frage, ob mit dem mechanischen Modell und den zugehörigen Kennwerten Eisenbahnbrücken dynamisch nachgerechnet werden können, in Kapitel 7 beantwortet. Dazu werden Versuche an Bestandsbrücken mit bekannter Anregungskraft durchgeführt und deren Ergebnisse mit Berechnungen, denen die ermittelten Kennwerte zugrunde liegen, verglichen.

---

<sup>x1</sup>darunter ist Gleisschotter am Ende der Verwendbarkeit, bestimmt durch Abrieb, Verschmutzungsgrad, etc., zu verstehen.

## 2 Theoretische Grundlagen

In diesem Kapitel werden die Grundlagen zur Bearbeitung der in den nachfolgenden Kapiteln auftretenden Aufgabenstellungen zur Beschreibung der dynamischen Vorgänge der Versuchsanlage und des untersuchten Schotteroberbaues vorgestellt.

### 2.1 Grundlagen der Dynamik

Zur Beschreibung dynamischer Vorgänge im Ingenieurbau wird in einem ersten Schritt sehr oft versucht, den zu untersuchenden Gegenstand - den realen Schwinger - mit dem mechanischen Modell des Einmassenschwingers<sup>i</sup> (technischer Schwinger) durch Idealisierung und Vereinfachung zu abstrahieren. Daraus ergeben sich einige Vorteile, auf die auch in dieser Arbeit zurückgegriffen werden wird. Der erste sei die einfache Lösung der Bewegungsgleichung desselben und damit einhergehend das einfache Verstehen, da greifbarer in der mathematischen Analyse. Dies ist unverzichtbar für das Verständnis des dynamischen Verhaltens der in dieser Arbeit vorgestellten Versuchsanlage.

#### 2.1.1 Einmassenschwinger

In Abbildung 2.1 wird der ideale viskos gedämpfte Einmassenschwinger vorgestellt. Da sich

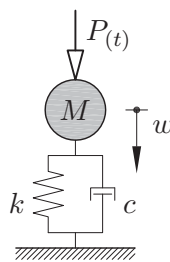


Abbildung 2.1: Der Einmassenschwinger

diese Arbeit mit der Dämpfungswirkung des Schotteroberbaues beschäftigt, wird auf die Beschreibung des ungedämpften Einmassenschwingers verzichtet, wie auch für die detaillierte Herleitung auf die einschlägige Fachliteratur<sup>ii</sup> verwiesen wird, deren Inhalte nach Erfordernis

<sup>i</sup>englisch bezeichnet als SDOF (single degree of freedom) system.

<sup>ii</sup>vgl. z.B. [Klo78; Cho01; Pet01].

in der vorliegenden Arbeit übernommen wurden. Dies gilt generell auch für angegebene Formeln in den folgenden Abschnitten. Für Begriffe und Definitionen wird auf [DIN 1311-2] hingewiesen, wobei nicht alle der dort verwendeten Bezeichnungen in dieser Arbeit übernommen werden. Im vorgestellten Fall wird der Einmassenschwinger durch eine harmonische Kraftanregung  $P_{(t)}$  in Schwingung versetzt. Mit  $k$  und  $c$  seien die Federsteifigkeit und die geschwindigkeitsproportionale Dämpfung des Systems bezeichnet. Die Nulllage, der mit  $w$  beschriebenen Schwingung, bezieht sich auf die durch die Punktmasse  $M$  erzeugte statische Auslenkung (statische Ruhelage). Der so definierte Einmassenschwinger wird mit folgender Bewegungsgleichung charakterisiert:

$$M\ddot{w} + c\dot{w} + kw = P_{(t)} \quad (2.1)$$

Nach Umformung von (2.1) und Einführung der Eigenkreisfrequenz

$$\omega_0 = \sqrt{\frac{k}{M}} \quad (2.2)$$

und dem Dämpfungsgrad<sup>iii</sup>

$$\zeta = \frac{c}{2\sqrt{Mk}}, \quad (2.3)$$

folgt die Darstellung der Bewegungsgleichung in der Dimension Beschleunigung:

$$\ddot{w} + 2\zeta\omega_0\dot{w} + \omega_0^2w = \frac{P_{(t)}}{M} \quad (2.4)$$

Die harmonisch periodische Einwirkung in (2.4) sei gegeben durch  $P_{(t)} = P_0 \cos(\Omega t)^{iv}$ . Zur Abschätzung der Eigenfrequenz einer Struktur, beziehungsweise zum Verständnis, welche Auswirkung das Verhältnis Steifigkeit zu Masse auf die Eigenfrequenz hat, kann Formel (2.2) dienen, womit der Bogen zum eingangs Angekündigten gespannt ist.

### 2.1.2 Dämpfungsermittlung am Einmassenschwinger

Nachfolgend werden nun verschiedene Verfahren zur Dämpfungsermittlung, die in dieser Arbeit Verwendung finden, vorgestellt.

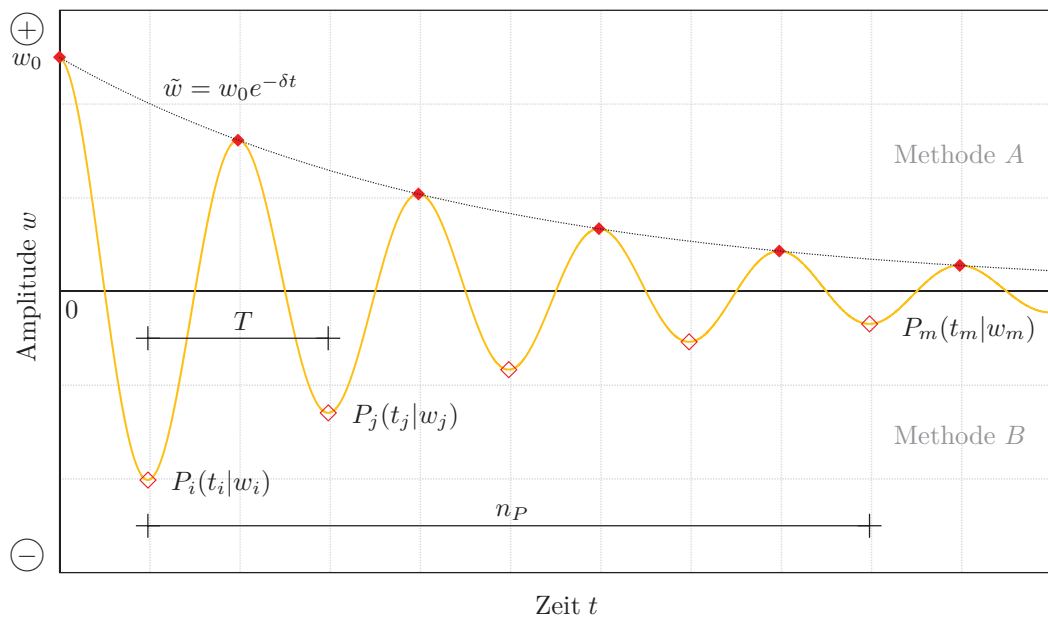
#### Freie gedämpfte Schwingung - Ausschwingvorgang

Für die Herleitung der hier beschriebenen Methoden wird die homogene Form der Bewegungsgleichung (2.4), also ohne einwirkende äußere Kraft  $P_{(t)}$ , verwendet. Abbildung 2.2 zeigt den so beschriebenen Ausschwingvorgang. Bei der Lösung der homogenen Bewegungsgleichung des viskos gedämpften Einmassenschwingers handelt es sich um eine exponentiell abklingende Schwin-

---

<sup>iii</sup>in [DIN 1311-2] bezeichnet als mit  $\vartheta$ , andernorts mit  $D$  bezeichnet; auch benannt als *Lehr'sches Dämpfungsmaß*.

<sup>iv</sup> $\Omega$ ... Erregerfrequenz.


**Abbildung 2.2:** Dämpfungsermittlung bei Ausschwingvorgängen

gung, bei der die Einhüllende der lokalen Maxima eine Funktion folgender Gestalt ist:

$$\tilde{w} = w_0 e^{-\delta t} \quad (2.5)$$

Dabei bezeichnet  $w_0$  die Anfangsauslenkung und  $\delta$  den sogenannten Abklingkoeffizienten. Dieser entspricht dem Produkt aus  $\zeta \omega_0$ . Verfügt man nun über gemessene Ausschwingvorgänge von Versuchen, die nicht unbedingt exakt Gleichung (2.5) entsprechen müssen, kann eine Ausgleichsfunktion für die Einhüllende berechnet werden und unter Verwendung des Abklingkoeffizienten  $\delta$  und des beschriebenen Zusammenhangs mit  $\zeta$  der Dämpfungsgrad ermittelt werden. Die dafür noch benötigte Eigenkreisfrequenz  $\omega_0$  kann näherungsweise aus der über mehrere Schwingungszyklen gemittelten Schwingzyklendauer  $\tilde{T}^v$  über den Zusammenhang  $T = \frac{2\pi}{\omega_0}$  bestimmt werden. Dieses Vorgehen sei in dieser Arbeit als Methode A<sup>vii</sup> bezeichnet. Als Hinweis sei festgehalten, dass die lineare Eigenfrequenz des gedämpften Einmassenschwingers  $f_d$  niedriger ist im Vergleich zum ungedämpften, wie aus  $f_d = f_0 \sqrt{1 - \zeta^2}$  hervorgeht. Bei sehr kleinen Dämpfungswerten, wie sie im Bauwesen (vgl. [Pet96, S. 111]) und auch in der vorliegenden Arbeit auftreten, kann davon ausgegangen werden, dass  $f_d \approx f_0$  gilt, da der Einfluss der Dämpfung auf die Eigenfrequenz vernachlässigbar gering ist. Eigenfrequenz und Eigenkreisfrequenz stehen durch  $f_0 = \frac{\omega_0}{2\pi}$  in Zusammenhang.

Das als *logarithmische Dekrementmethode* bezeichnete Vorgehen, stellt eine weitere Möglichkeit zur Dämpfungsermittlung dar. In der vorliegenden Arbeit wird diese Variante als Methode B (vgl. Abb. 2.2 - negativer Ordinatatenbereich) bezeichnet. Definiert ist das logarithmische

<sup>v</sup> $\tilde{T} = (t_m - t_i)/(n_P - 1)$ ;  $n_P \dots$  Anzahl der sich im Betrachtungszeitraum befindlichen Peaks.

<sup>vi</sup> $T = 1/f$  [s],  $f = \omega/(2\pi)$  [ $s^{-1}$ ] bzw. [Hz].

<sup>vii</sup>vgl. Abb. 2.2 - positiver Ordinatatenbereich.

Dekrement  $\Lambda$  als natürlicher Logarithmus des Quotienten von Ordinatenwerten zweier aufeinander folgenden Amplitudenmaxima (bzw. -minima)  $P_i$  und  $P_j$ <sup>viii</sup>, wie aus folgender Gleichung hervorgeht:

$$\Lambda = \ln \frac{e^{-\zeta\omega t_i}}{e^{-\zeta\omega t_j}} \Bigg|_{t_j=t_i+T} = \ln e^{\zeta\omega T} = \zeta\omega T = \zeta\omega \frac{2\pi}{\omega} = 2\pi\zeta \quad (2.6)$$

Nach Umformung wird in (2.6) auch der Zusammenhang mit dem Dämpfungsgrad  $\zeta$  hergestellt, wobei dies nur für  $\zeta \ll 1$  gilt.

Praktisch wird das logarithmische Dekrement  $\Lambda$  für einen längeren Betrachtungszeitraum als die Schwingzyklendauer  $T$  ermittelt. Dafür wird die Anzahl der Schwingungszyklen  $n$ <sup>ix</sup> zwischen  $P_i$  und  $P_m$  bestimmt (vgl. Abb. 2.2). Damit folgt für das logarithmische Dekrement, ermittelt für einen längeren Betrachtungszeitraum:

$$\Lambda = \frac{1}{n} \ln \frac{w_i}{w_m} \quad (2.7)$$

Es ist darauf hinzuweisen, dass Gleichung (2.7) streng nur für eine viskos gedämpfte Schwingung, das heißt exponentiell abklingend, gültig ist.

### Stationäre Schwingung - Amplitudenfrequenzgang

Eine stationäre Schwingung stellt sich bei harmonisch periodischer Anregung nach einem Einschwingvorgang ein. Der Einschwingvorgang wird durch die homogene Lösung (freie Schwingung) für die Bewegungsgleichung (2.4) des Einmassenschwingers beschrieben, allerdings wird diese hier nicht weiter behandelt, da nicht benötigt.<sup>x</sup> Von Interesse ist die Partikulärlösung von (2.4), der stationäre Schwingungsanteil. Der Lösungsansatz hierzu lautet:

$$w(t) = w_0 e^{i\Omega t} \quad (2.8)$$

Nach Einsetzen von (2.8) und deren 1. und 2. Ableitung in (2.4) lautet diese:

$$(-\Omega^2 M + i\Omega c + k)w_0 = P_0 \quad (2.9)$$

Durch Umformen von (2.9) nach  $w_0$  und aus dem Anschreiben des reellen Bestimmungsstückes (Betrag) ergibt sich:

$$w_0 = \left( \frac{P_0}{k - M\Omega^2 + i\Omega c} \right) = \frac{P_0}{\sqrt{(k - M\Omega^2)^2 + \Omega^2 c^2}} \quad (2.10)$$

Führt man nun noch das Frequenzverhältnis (normierte Erregerfrequenz)  $\eta = \frac{\Omega}{\omega_0}$  ein, folgt nach

<sup>viii</sup> $P \dots$  Peak

<sup>ix</sup> $n = n_P - 1$ .

<sup>x</sup>Die freie Schwingung strebt bei gedämpften Systemen gegen null.



Einsetzen desselben in (2.10) und Verwendung von (2.3):

$$w(\eta) = \left( \frac{P_0}{k} \frac{1}{1 - \eta^2 + i2\zeta\eta} \right) = \frac{P_0}{k} \frac{1}{\sqrt{(1 - \eta^2)^2 + 4\zeta^2\eta^2}} \quad (2.11)$$

Allgemein kann (2.11) auch folgendermaßen angeschrieben werden:

$$H_j(\eta) = \kappa_j \alpha_j(\eta) \quad (2.12)$$

Es wird  $H_j(\eta)$  als Übertragungsfunktion,  $\kappa_j$  als Übertragungskoeffizient und  $\alpha_j(\eta)$  als Vergrößerungsfaktor oder Amplitudenfrequenzgang (siehe Abb. 2.3) bezeichnet.<sup>xi</sup> Der in Klammern in komplexer Schreibweise formulierte Ausdruck in (2.11) wird auch als komplexe Übertragungsfunktion  $H_j(i\eta)$ <sup>xii</sup> benannt. Die allgemeine mit Indizes versehene Schreibweise folgt aus der Tatsache, dass die gezeigte Herleitung des Schwingweges auch für die Schwinggeschwindigkeit  $\dot{w}(\eta)$  und die Schwingbeschleunigung  $\ddot{w}(\eta)$  möglich ist. Die Koeffizienten<sup>xiii</sup> von (2.12) für die drei Übertragungsfunktionen (Systemantworten) sind in Tabelle 2.1 angegeben.

**Tabelle 2.1:** Kennwerte der Übertragungsfunktionen  $H_j(\eta)$

$H_j(\eta)$	$\kappa_j$	$\alpha_j(\eta)$	$\alpha_{j,max}$	$\eta_{(\alpha_{j,max})}$
$H_w(\eta)$	$\frac{P_0}{k}$	$\frac{1}{\sqrt{(1-\eta^2)^2+4\zeta^2\eta^2}}$ *	$\frac{1}{2\zeta\sqrt{1-\zeta^2}}$	$\sqrt{1-2\zeta^2}$
$H_{\dot{w}}(\eta)$	$\frac{P_0}{\sqrt{Mk}}$	$\frac{\eta}{\sqrt{(1-\eta^2)^2+4\zeta^2\eta^2}}$ †	$\frac{1}{2\zeta}$	1
$H_{\ddot{w}}(\eta)$	$\frac{P_0}{M}$	$\frac{\eta^2}{\sqrt{(1-\eta^2)^2+4\zeta^2\eta^2}}$ *	$\frac{1}{2\zeta\sqrt{1-\zeta^2}}$	$\frac{1}{\sqrt{1-2\zeta^2}}$

Die Vergrößerungsfaktoren  $\alpha_j(\eta)$  sind spezifisch auch benannt als:

\*) dynamische Nachgiebigkeit (Rezeptanz)

†) Admittanz

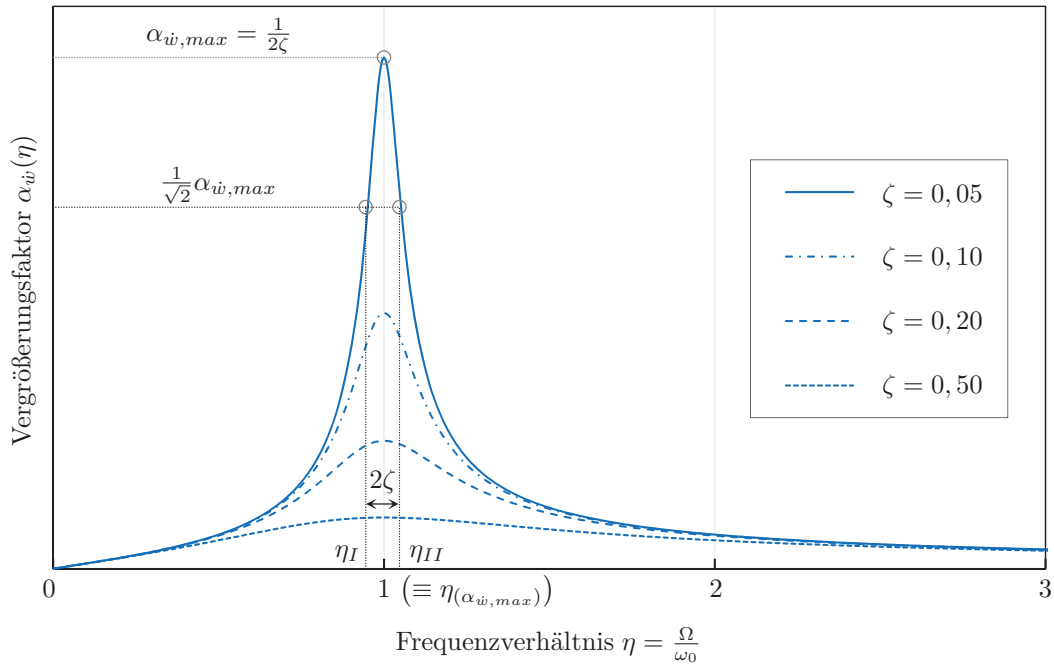
\*) Akzeleranz

Nun kann man sich der Dämpfungsermittlung am Amplitudenfrequenzgang widmen. In Tabelle 2.1 sind auch die Maxima der Funktionsverläufe der Amplitudenfrequenzgänge angegeben. Steht ein bei einem Versuch gemessener Amplitudenfrequenzgang zur Verfügung, kann das gemessene Maximum theoretisch in den entsprechenden Ausdruck in Tabelle 2.1 eingesetzt werden und es ergibt sich der Dämpfungsgrad  $\zeta$ . Aufgrund der messtechnisch schwierig zu erfassenden Amplitudenspitze verwendet man eine andere, genauere Methode. Diese wird als Bandbreitenmethode oder  $\sqrt{2}$  - Methode bezeichnet. Zur Erläuterung dieser, ist zunächst der Begriff Winkelresonanzfrequenz zu nennen. Darunter ist der Phasenverschiebungswinkel  $\phi_{\dot{w}}$ , der für den Wert 0, Winkelresonanz ( $\eta = 1$ ) erzeugt, zu verstehen. Beim Phasenverschiebungswinkel

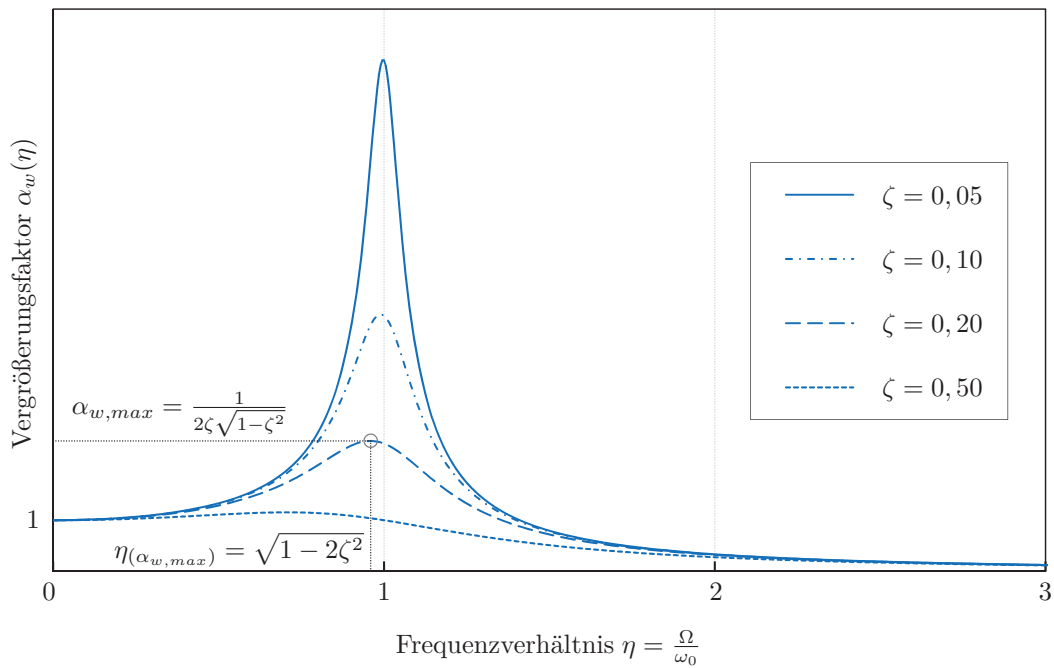
<sup>xi</sup>vgl. [DIN 1311-2, S. 17].

<sup>xii</sup> $H_j(\eta) = |H_j(i\eta)|$ .

<sup>xiii</sup>Herleitung siehe z.B. [Klo78].



(a) Amplitudenfrequenzgang der Schwinggeschwindigkeit - Admittanz



(b) Amplitudenfrequenzgang des Schwingweges - Dynamische Nachgiebigkeit (Rezeptanz)

**Abbildung 2.3:** Frequenzgänge bei frequenzunabhängiger Anregung

handelt es sich um das Argument von (2.11) in komplexer Schreibweise:

$$\phi_w(\eta) = -\tan^{-1} \left( \frac{2\zeta\eta}{1-\eta^2} \right) \quad (2.13)$$

Für  $\phi_{\dot{w}}(\eta)$  gilt  $\phi_w(\eta) + \frac{\pi}{2}$  und  $\phi_{\ddot{w}}(\eta)$  entspricht  $\phi_w(\eta) + \pi$ . Abbildung 2.4 gibt die Funktionsverläufe für  $\phi_{\dot{w}}(\eta)$  und  $\phi_w(\eta)$  wieder.

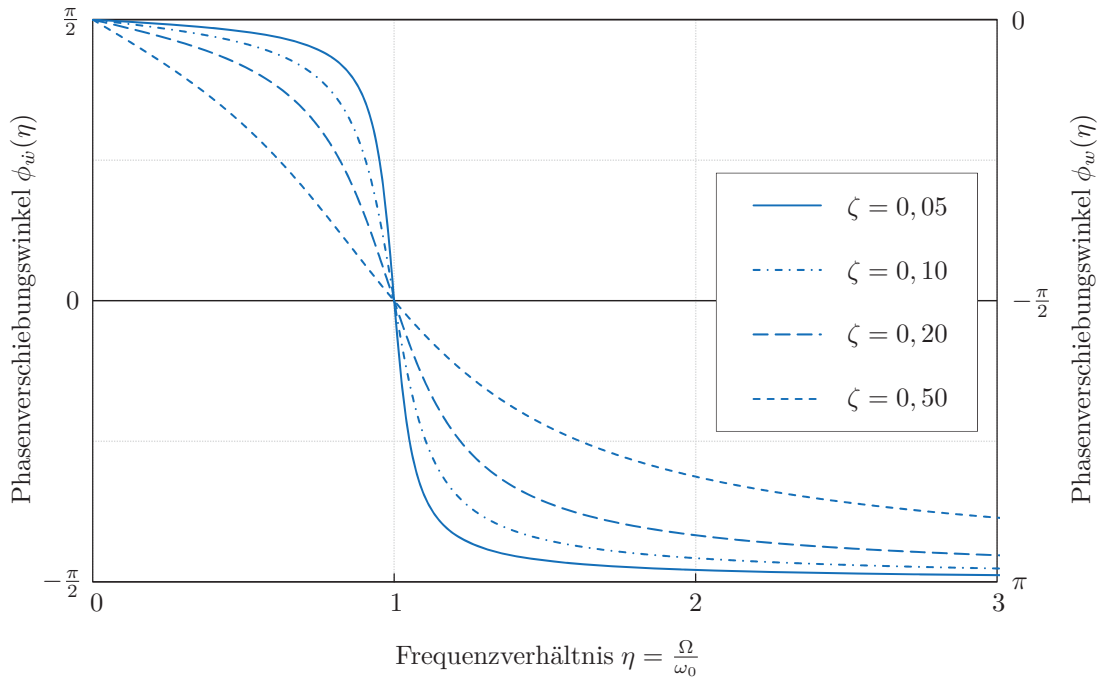


Abbildung 2.4: Phasenfrequenzgänge

Untersucht man nun die Punkte, die um  $\frac{\pi}{4}$  verschoben, vor und nach der Winkelresonanzfrequenz liegen, ergibt sich bei Betrachtung der komplexen Schreibweise von (2.11), dass der Realteil  $\Re$  dem Imaginärteil  $\Im$  entspricht, also:

$|1 - \eta^2| = 2\zeta\eta \quad (2.14)$

Daher ergeben sich folgende Frequenzverhältnisse für diese Winkel:

$$\eta_I = -\zeta + \sqrt{1 + \zeta^2} \quad \text{und} \quad \eta_{II} = +\zeta + \sqrt{1 + \zeta^2} \quad (2.15)$$

Der Abstand dieser Frequenzverhältnisse entspricht dem doppelten Dämpfungsgrad, in Formelnotation somit  $2\zeta$  (vgl. Abb. 2.3(a)).

Die kinetische Energie des betrachteten Einmassenschwingers ist dem Quadrat der Geschwindigkeit proportional und damit auch dem Quadrat des Vergrößerungsfaktors  $\alpha_{\dot{w}}$ . Dessen Ma-

ximum und das zugehörige Frequenzverhältnis können Tabelle 2.1 entnommen werden. Unter Verwendung des Ausdrucks für  $\alpha_{\dot{w}}$  (siehe Tab. 2.1) und (2.14) folgt nach Umformung der Wert für die um  $\frac{\pi}{4}$  verschobenen Frequenzen zu:

$$\frac{1}{\sqrt{2}}\alpha_{\dot{w},max} \quad (2.16)$$

Dies bedeutet, dass der Wert der kinetischen Energie nur noch halb so groß ist wie jener für den Resonanzfall. Der in Abbildung 2.3(a) eingezeichnete Abstand  $2\zeta$  wird deshalb auch Halbwertsbreite genannt. Diese eignet sich nun sehr gut zur Berechnung des Dämpfungsgrades aus praktischen Versuchen, da für diese Frequenzverhältnisse nahezu immer gut auswertbare Messergebnisse für die Amplituden erhalten werden. Sowohl aus den Formeln der Tabelle 2.1 als auch aus Abbildung 2.3 geht hervor, dass das obig Hergeleitete nur für den Amplitudenfrequenzgang der Schwinggeschwindigkeit gilt. Für geringe Dämpfungsgrade kann diese Methode, aber auch für den Amplitudenfrequenzgang des Schwingweges und der Schwingbeschleunigung, angewendet werden. Dies ist sehr gut an den Resonanzspitzen des Schwingweges in Abbildung 2.3(b) zu erkennen, die erst für wachsende Dämpfungsgrade  $\zeta$ , immer mehr von  $\eta = 1$  abweichen (beispielsweise  $\zeta = 0, 2$ ). Somit ist diese Vorgehensweise aufgrund der sehr geringen Abweichung innerhalb der genannten Anwendungsgrenze zulässig. Ähnlich gestaltet sich die Situation für die Schwingbeschleunigung (vgl. dazu Tab. 2.1 bzw. Abb. 2.6(a)). Anwendung findet die Bandbreitenmethode für die praktische Dämpfungsauswertung eines Versuchsergebnisses am besten mit:

$$\zeta = \frac{\eta_{III} - \eta_I}{2} = \frac{\Omega_{II} - \Omega_I}{2\omega_0} = \frac{f_2 - f_1}{2f_0} \simeq \frac{f_2 - f_1}{f_2 + f_1} \quad (2.17)$$

Die oben angegebenen Herleitungen erfolgten, wie bereits ausgeführt wurde, aufgrund der messtechnisch schwierigen Erfassung der Resonanzspitze. Wie in (2.17) erkennbar ist, wäre aber auch hier immer noch die Kenntnis der Eigenfrequenz  $f_0$  vonnöten. Deshalb führt man einen Näherungsterm ein, der nur mehr die einfach und exakt ermittelbaren Frequenzen der Halbwertsbreite  $f_1, f_2$  enthält. Dabei nutzt man den annähernd symmetrischen Verlauf der Funktion des Vergrößerungsfaktors um die Resonanzspitze. Da bei den Versuchsauswertungen in Kapitel 5 keine Frequenzverhältnisse  $\eta$  angegeben werden, beschränkt sich die Angabe für  $\zeta$  bereits hier auf die Frequenzen  $f$ . Es sei wiederum darauf hingewiesen, dass auch (2.17) nur für geringe Dämpfungen, wie sie im Bauwesen üblich sind, gilt.

Am Ende dieses Themenkreises muss noch die Auswirkung der Verwendung einer Unwuchterregung, wie in dieser Arbeit geschehen, auf die Gestalt der Vergrößerungsfaktoren  $\alpha_j$  erörtert werden. Die Zusammensetzung der Erregerkraft  $P_{(t)}$ <sup>xiv</sup> kann in Abbildung 2.5 nachvollzogen werden.

Für diese modifiziert sich der statische Anteil  $P_0$  zur erregerfrequenzabhängigen Größe  $me\Omega^2$ ,

<sup>xiv</sup>Im vorliegenden Fall handelt es sich um einen sogenannten Richtererger, bei dem sich entgegen gerichtete Komponenten der Zentrifugalkräfte durch zwei gegenläufig rotierende Exzentermassen aufheben.

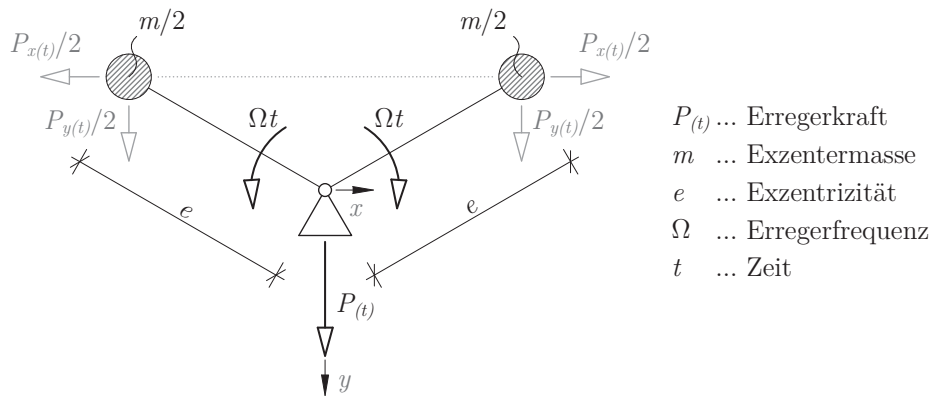


Abbildung 2.5: Funktionsschema eines Richterregers

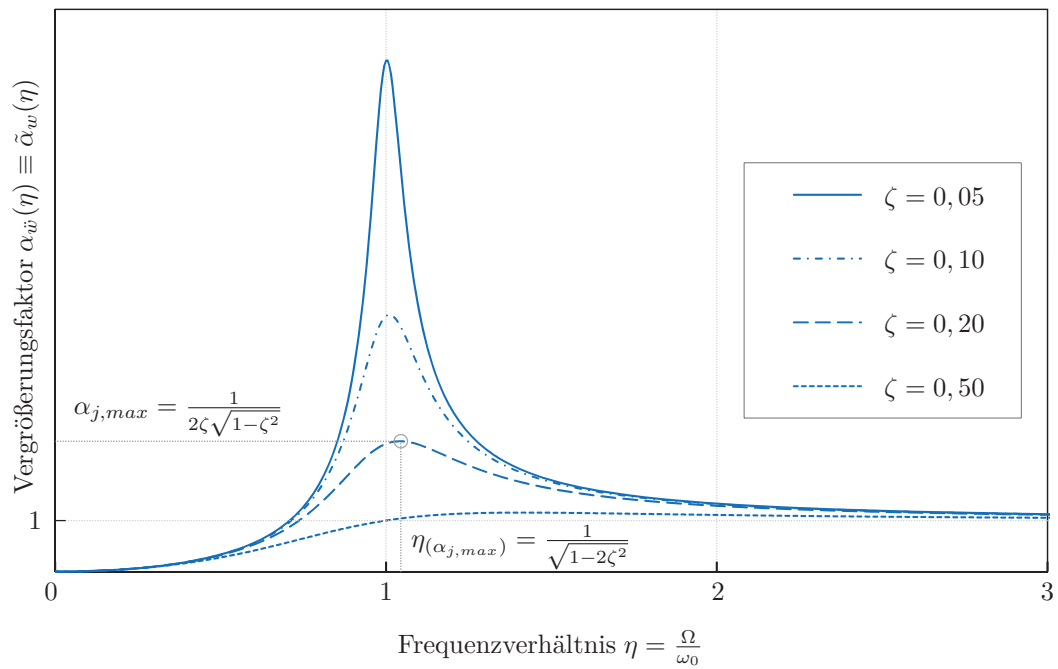
wodurch (2.1) folgende Gestalt annimmt:

$$(M + m)\ddot{w} + c\dot{w} + kw = \underbrace{me}_{m_{st}} \overbrace{\Omega^2 \cos(\Omega t)}^{P(t)} \quad (2.18)$$

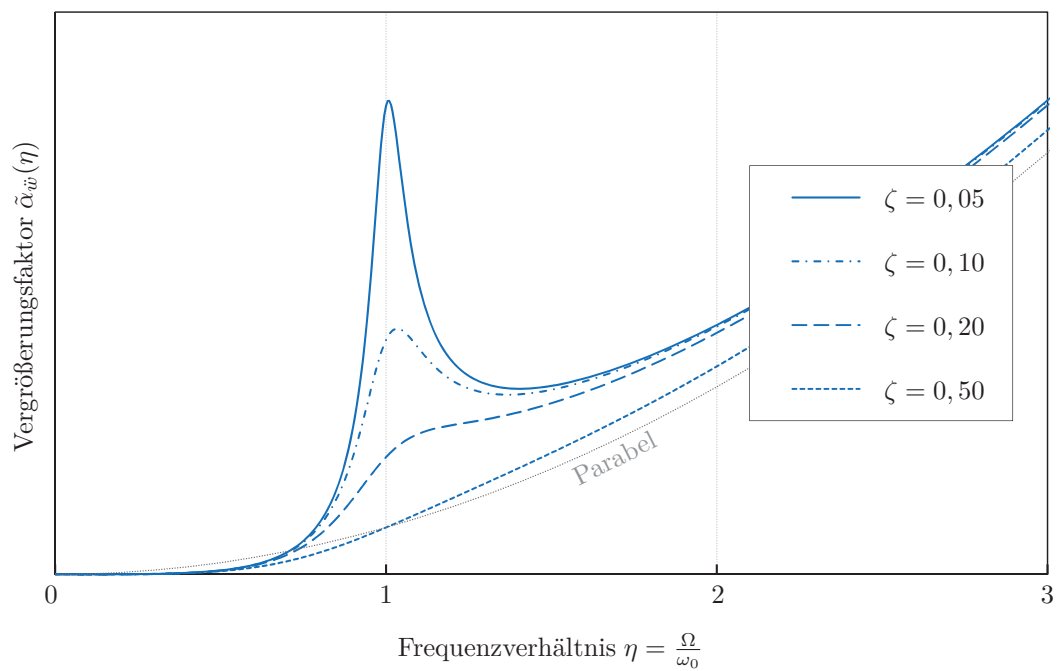
Das Produkt aus Exzentermasse  $m$  und Exzentrizität  $e$  wird auch als statisches Moment  $m_{st}$  bezeichnet und in dieser Arbeit als Kenngröße für die verwendete Unwucht verwendet. Analog zur Herleitung der Übertragungsfunktionen für die frequenzunabhängige Kraft  $P_0$ , folgt für die frequenzabhängige Kraft:

$$\underbrace{w(\eta)}_{\tilde{H}_w(\eta)} = \left( \frac{m_{st}}{M + m} \frac{-\eta^2}{1 - \eta^2 + i2\zeta\eta} \right) = \underbrace{\frac{m_{st}}{M + m}}_{\tilde{\kappa}_w} \underbrace{\frac{\eta^2}{\sqrt{(1 - \eta^2)^2 + 4\zeta^2\eta^2}}}_{\tilde{\alpha}_w(\eta)} \quad (2.19)$$

Durch Vergleich des Vergrößerungsfaktors  $\tilde{\alpha}_w(\eta)$  in (2.19) mit den Vergrößerungsfaktoren für die frequenzunabhängige Kraft in Tabelle 2.1 erkennt man, wie auch in Abbildung 2.6(a) ersichtlich, dass gilt:  $\tilde{\alpha}_w(\eta) \equiv \alpha_{\ddot{w}}(\eta)$ . Somit ist auch auf Basis der Begründung für die Zulässigkeit der Bandbreitenmethode für die Schwingbeschleunigung bei frequenzunabhängiger Anregung und geringer Dämpfung, die Zulässigkeit der Verwendung der Bandbreitenmethode für die Übertragungsfunktion des Schwingweges, die mit Unwuchterregung erzeugt wurde und in dieser Arbeit Verwendung fand, bestätigt. Der Frequenzgang der Schwingbeschleunigung bei Unwuchterregung  $\tilde{\alpha}_{\ddot{w}}$  ist in Abbildung 2.6(b) ersichtlich. Der Funktionsverlauf nähert sich bei  $\eta \rightarrow \infty$  einer Parabel an. Das heißt, die Schwingbeschleunigung nimmt mit dem Quadrat der Erregerfrequenz zu. Im Vergleich dazu strebt der Schwingweg in Abbildung 2.6(a) dem Wert 1 entgegen. Der Verlauf der Schwinggeschwindigkeit ist an dieser Stelle nicht mehr grafisch aufbereitet, kann aber anhand der Formel in Tabelle 2.2 nachvollzogen werden. Die Schwinggeschwindigkeit strebt bei  $\eta \rightarrow \infty$  einer Geraden durch den Ursprung mit einer Steigung von eins zu. Es gilt wiederum das Anwendungskriterium vom Vorliegen geringer Dämpfungsgrade, wie bereits ausgeführt wurde.



(a) Amplitudenfrequenzgang  $\alpha_{\ddot{w}}(\eta) \equiv \tilde{\alpha}_w(\eta)$



(b) Amplitudenfrequenzgang der Schwingbeschleunigung  $\tilde{\alpha}_w(\eta)$

**Abbildung 2.6:** Amplitudenfrequenzgänge bei Unwuchterregung

**Tabelle 2.2:** Übertragungsfunktionen  $\tilde{H}_j(\eta)$

$\tilde{H}_j(\eta)$	$\tilde{\kappa}_j$	$\tilde{\alpha}_j(\eta)$
$\tilde{H}_w(\eta)$	$\frac{m_{st}}{M+m}$	$\frac{\eta^2}{\sqrt{(1-\eta^2)^2+4\zeta^2\eta^2}}$
$\tilde{H}_{\dot{w}}(\eta)$	$\frac{e\sqrt{mk}}{\sqrt[3]{M+m}}$	$\frac{\eta^3}{\sqrt{(1-\eta^2)^2+4\zeta^2\eta^2}}$
$\tilde{H}_{\ddot{w}}(\eta)$	$\frac{m_{stk}}{(M+m)^2}$	$\frac{\eta^4}{\sqrt{(1-\eta^2)^2+4\zeta^2\eta^2}}$

Der Vergrößerungsfaktor  $\alpha_j(\eta)$  entspricht der Übertragungsfunktion  $H_j(\eta)$ , dividiert durch den Übertragungskoeffizienten  $\kappa_j$ . Dabei spricht man auch von der normierten Übertragungsfunktion  $|H_j(\eta)|$ . Für Versuchsergebnisse ist eine derart normierte Übertragungsfunktion meist nicht herstellbar, da keine Kenntnisse über  $\kappa_j$  vorliegen. Es wird daher mit der Erregerkraft  $P_0$  näherungsweise normiert. Die so normierte genäherte Übertragungsfunktion sei mit  $|H_j(\eta)|_{P_0}$  bezeichnet. Auswertungsergebnisse in der vorliegenden Arbeit werden auf diese Weise angegeben.

### Stationäre Schwingung - Hysterese

Eine selten verwendete Möglichkeit der Dämpfungsermittlung ist die Auswertung sogenannter Hystereschleifen.<sup>xv</sup> Diese entstehen in dieser Arbeit beispielsweise durch Gegenüberstellung von Kraft und Weg bei selbem Zeitverlauf. Dabei läuft bei vorhandener Dämpfung eine Größe der anderen *hinterher*<sup>xvi</sup> und es entsteht eine Ellipse unter der Voraussetzung viskoser Dämpfung (siehe Abb. 2.7). Material- beziehungsweise Systemverhalten, welches Dämpfung in viskoser Form innehat, wird zum Beispiel mit Hilfe des *Kelvin-Voigt-Modelles* beschrieben. Dieses besteht aus Feder und Dämpfer in Parallelschaltung, wie es beim eingangs vorgestellten Einmassenschwinger zu sehen ist (vgl. Abb. 2.1). Liegt keine viskose Dämpfung vor, können andere, komplexere Modelle zur Beschreibung der versuchstechnisch bestimmten Hysterese verwendet werden (z.B. *Coulomb-Modell* bei Reibdämpfung, etc.<sup>xvii</sup>). Die von der Hystereseschleife eingeschlossene Fläche gibt Auskunft über die geleistete Dämpfungsarbeit des untersuchten Systems. Wie nun genau auf die Dämpfung geschlossen werden kann, wird nachfolgend grob umrissen.<sup>xviii</sup>

Der dynamische Zustand bei stationärer Anregung des Einmassenschwingers, wie mit Gleichung (2.1) angeschrieben, setzt sich aus den Termen für Trägheit (Masse mal Beschleunigung), Dämpfungskraft, Federkraft und Anregungskraft zusammen. Betrachtet man einen Schwingungszyklus, leisten Trägheit und Federkraft, jeweils aufsummiert über den Betrachtungszeitraum,

<sup>xv</sup>Die dafür benötigten Eingangsgrößen, speziell die Kraftgröße, sind oft messtechnisch nicht erfassbar.

<sup>xvi</sup>griech. hysteros.

<sup>xvii</sup>vgl. z.B. [Bee94].

<sup>xviii</sup>Details dazu siehe z.B. [Pet01; Fle93].

keine Arbeit. Es findet ein ständiger Austausch zwischen kinetischer (Masse) und potentieller (Feder) Energie statt, sodass zwar während des Schwingzyklus Arbeit geleistet wird, am Ende jedoch bleiben weder Gewinn noch Verlust. Arbeit wird also durch die Dämpfungs- und die Anregungskraft geleistet. Die Dämpfungskraft ergibt sich nach Einsetzen der Ableitung der Lösung der Bewegungsgleichung (2.4) in der Form

$$\begin{aligned} w(t) &= \frac{P_0}{M} \frac{1}{\underbrace{\sqrt{\left(\left(\frac{\Omega}{\eta}\right)^2 - \Omega^2\right)^2 + \left(2\zeta\frac{\Omega^2}{\eta}\right)^2}}_{w_0}} \cos(\Omega t - \varphi) \\ &= \frac{P_0}{\underbrace{k}_{\kappa_w}} \alpha_w \cos(\Omega t - \varphi) \end{aligned} \quad (2.20)$$

in den Term selbiger in (2.1) zu

$$\begin{aligned} F_{c(t)} &= c\dot{w}(t) = -c\Omega w_0 \sin(\Omega t - \varphi) \\ &= P_0 2\zeta \eta \alpha_w \sin(\Omega t - \varphi) \end{aligned} \quad (2.21)$$

In den Gleichungen (2.20) und (2.21) wird, jeweils in der zweiten Zeile, der Bezug zur Vergrößerungsfunktion  $\alpha_w$  hergestellt. Trüge man nun die vorgestellten Größen  $w(t)$  und  $F_{c(t)}$  in einem Diagramm zueinander ein, so entstünde eine ellipsenförmige Hysteresenschleife, deren Hauptachsen mit Abszisse und Ordinate zusammenfielen.<sup>xix</sup> Da dem System aber Steifigkeit innewohnt, liegt auf Grund dessen die Ellipse verdreht im Koordinatensystem.

Die Federkraft berechnet sich wie folgt:

$$\begin{aligned} F_{k(t)} &= k w(t) = k w_0 \cos(\Omega t - \varphi) \\ &= P_0 \alpha_w \cos(\Omega t - \varphi) \end{aligned} \quad (2.22)$$

Die Gesamtkraft  $\Sigma F_{i(t)}$ , gebildet durch Summieren von Dämpfungskraft  $F_{c(t)}$  und Federkraft  $F_{k(t)}$  bezogen auf  $P_0$ , eingetragen mit dem bezogenen Schwingweg  $\frac{w(t)}{\kappa_w}$  in ein Diagramm, ergibt die in Abbildung 2.7 gezeigten Hysteresekurven für verschiedene Dämpfungsgrade  $\zeta$  bei festgehaltenem Frequenzverhältnis  $\eta = \frac{\Omega}{\omega_0}$  in (a), beziehungsweise vice versa für konstante Dämpfung  $\zeta$  in (b). Zu beachten ist, dass dabei die Maxima von Kraft und Weg nicht zum selben Zeitpunkt auftreten. Je geringer allerdings der vorhandene Dämpfungsgrad ist, desto geringer wird die Differenz der Maxima (siehe Abb. 2.7(a)).

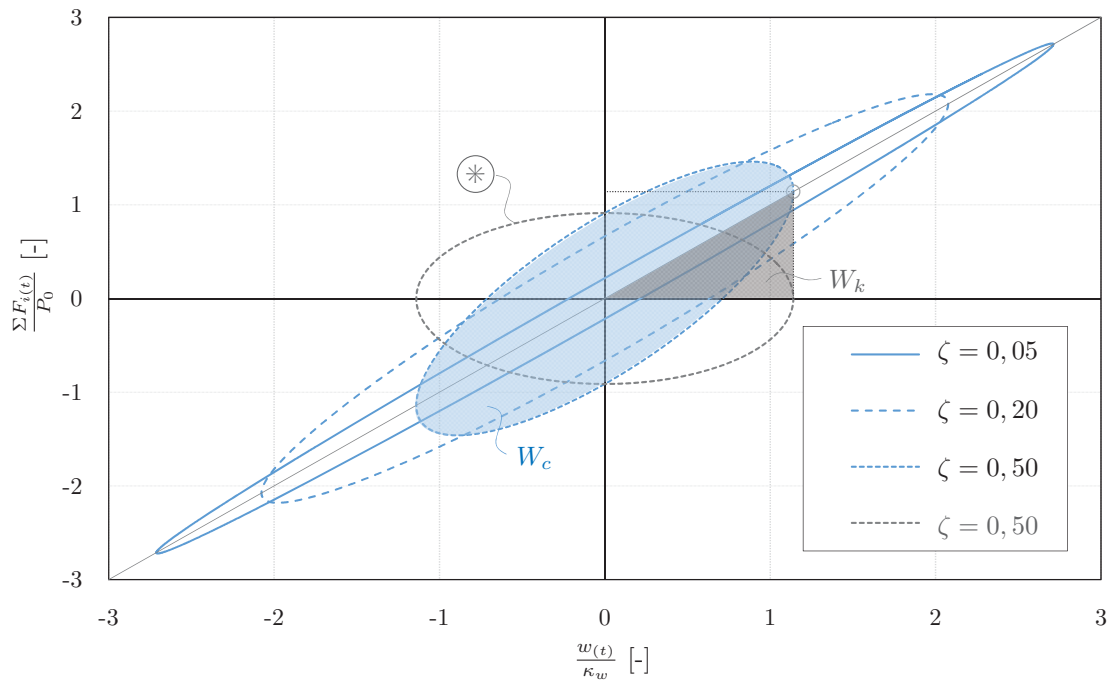
Für die von der Dämpfungskraft geleistete Arbeit  $W_c^{\text{xx}}$  gilt:

$$\begin{aligned} W_c &= \int c\dot{w}^2 dt = \pi c \Omega w_0^2 \\ &= 2\pi \zeta \eta w_0^2 k \end{aligned} \quad (2.23)$$

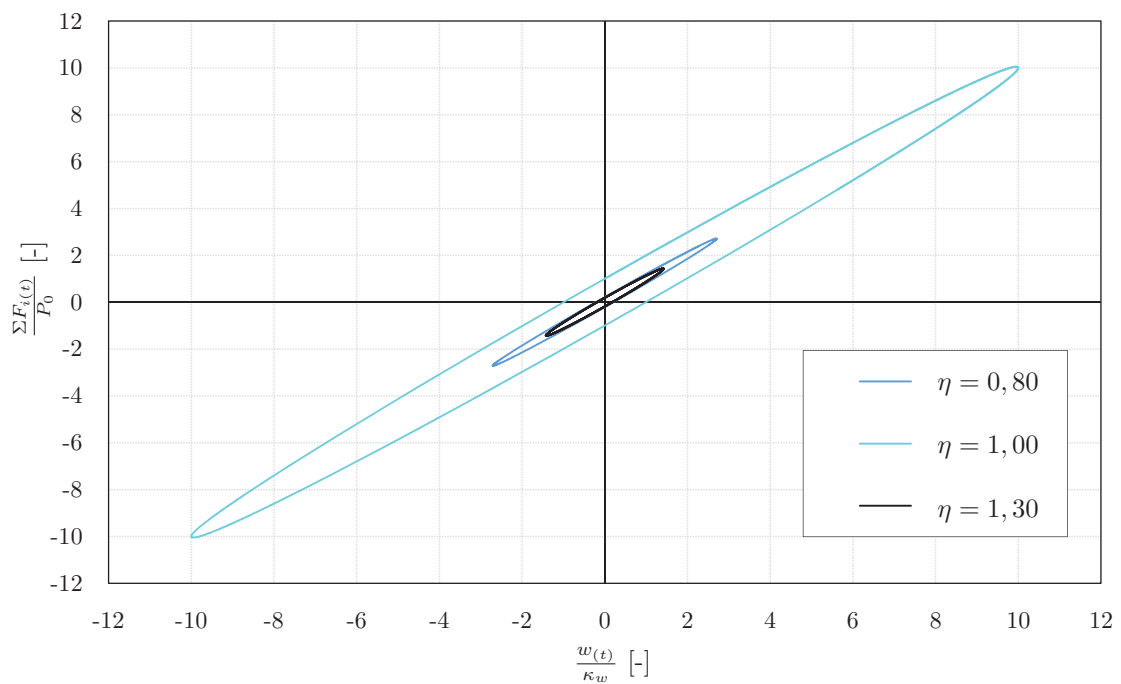
<sup>xix</sup>siehe  $\textcircled{*}$  in Abbildung 2.7(a).

<sup>xx</sup> $W = \int F dw = \int F \frac{dw}{dt} dt = F \dot{w} dt.$





(a) Hystereseschleifen für verschiedene Dämpfungsgrade  $\zeta$  ( $\eta = 0,80 = \text{const.}$ )



(b) Hystereseschleifen für verschiedene Frequenzverhältnisse  $\eta$  ( $\zeta = 0,05 = \text{const.}$ )

**Abbildung 2.7:** Dämpfungsermittlung an Hystereseschleifen

Diese entspricht, wie bereits erläutert, dem von der Hystereseschleife eingeschlossenen Gebiet (siehe Abb. 2.7(a), blau hinterlegte Fläche). Sie entspricht der pro Zyklus dissipierten Energie. Die durch die Federkraft erbrachte Arbeit  $W_k^{\text{xxi}}$  ist gegeben durch:

$$W_k = \int k w \dot{w} dt = \frac{1}{2} k w_0^2 \quad (2.24)$$

In Abbildung 2.7(a) entspricht die grau hinterlegte Fläche  $W_c$ . Setzt man (2.23) und (2.24) ins Verhältnis, ergibt sich die spezifische Dämpfung  $\psi$  zu:

$$\psi = \frac{W_c}{W_k} = \dots = 4\pi\zeta\eta = 2\Lambda\eta \quad (2.25)$$

Bei bekanntem Flächeninhalt der Hysterese kann somit der Dämpfungsgrad  $\zeta$  berechnet werden:

$$\zeta = \frac{\psi}{4\pi\eta} \quad (2.26)$$

Liegt keine exakt viskose Dämpfung vor, das heißt, dass die Hystereseschleife keiner Ellipse entspricht, kann trotzdem ein äquivalenter Dämpfungsgrad berechnet werden. Dazu muss der Flächeninhalt (Arbeit) der allgemeinen Hystereseschleife bestimmt werden und in (2.25) beziehungsweise (2.26) eingesetzt werden.<sup>xxii</sup>

### 2.1.3 Dämpfungsermittlung durch modale Identifikation

Wie bereits erläutert, versucht man einfache Systeme mit dem Modell des Einmassenschwingers zu abstrahieren. Bei komplexeren Strukturen ist das nicht mehr möglich, wie auch die Anregungsgrößen dieser Systeme zumeist unbekannt sind. Um auch dafür Eigenfrequenzen und Dämpfungsgrade einfach und schnell ermitteln zu können, wurde die Methode der modalen Identifikation entwickelt. Dabei werden bei unbekannter Anregungsgröße *Output Only*<sup>xxiii</sup> Analysemethoden benützt, die sich wiederum nach dem dabei verwendeten mathematischen Vorgehen gliedern. Dies setzt eine elektronische Datenverarbeitung voraus. Für die Anregung des Systems, den *Input*, wird dabei ein gleichmäßig verteiltes Anregungsspektrum vorausgesetzt, das als *weißes Rauschen* bezeichnet wird. Maschinen, Straßenverkehr, Wind, etc. reichen aus, dieses zu erzeugen. Um eine ausreichend genaue Analyse durchführen zu können, muss eine entsprechend lange Messdauer gewährleistet sein. Bei den in dieser Arbeit durchgeführten Untersuchungen wurde die modale Identifikation verwendet, um eventuell vorhandene, nicht mehr gezielt anregbare, höhere Eigenfrequenzen zu ermitteln. Die dabei auch ermittelten Dämpfungsgrade sind in diesem Fall als Nebenprodukt, das zur Abschätzung verwendet werden kann, zu sehen. Nachfolgend werden die Analysemethoden, die zur Anwendung kommen können, aufgezählt und erläutert ohne auf Details einzugehen. Genaue Informationen dazu, beziehungsweise zum dafür verwendeten Analyseprogramm *ARTEMIS*, können zum Beispiel [Bra12] entnom-

<sup>xxi</sup> $W = \int k w \dot{w} dt = k \int \frac{d}{dt} (\frac{1}{2} w_0^2) dt = \frac{1}{2} k w_0^2$ .

<sup>xxii</sup>vgl. [Cho01, S. 103].

<sup>xxiii</sup>Es wird nur die Systemantwort erfasst.

men werden. Da diese Methoden bei der Erstellung der vorliegenden Arbeit nur ein Hilfsmittel für die Beurteilung einer aufgestellten These im Zuge der Parameterbestimmung in Kapitel 6 darstellten, wird auf eine genauere Beschreibung verzichtet.

### **FDD Frequency Domain Decomposition**

Bei der *FDD* wird die Systemantwort in Antworten unabhängiger Einmassenschwinger zerlegt. Diese repräsentieren dann wiederum die einzelnen Moden des Gesamtsystems. Somit sind die Eigenfrequenzen abschätzbar. Die dazugehörigen Schwingungsformen lassen sich in *ARTEMIS* anzeigen.

### **EFDD Enhanced Frequency Domain Decomposition und CFDD Curve-fitted Frequency Domain Decomposition**

Diese Methoden beruhen auf einer Erweiterung der *FDD* und liefern auch genauere Ergebnisse hinsichtlich der Eigenfrequenz. Zusätzlich ist eine Dämpfungsermittlung möglich. Die *EFDD* arbeitet im Zeitbereich und die *CFDD* im Frequenzbereich.

## **2.2 Beschreibung des Gleisaufbaues auf Brücken**

In diesem Abschnitt wird der Gleisaufbau auf Brücken beschrieben und stellt somit einen Exkurs in ein Teilgebiet des Eisenbahnwesens dar. Die vorgestellten Bauelemente und deren Funktion werden aus der Sicht der Oberbauplanung erläutert. Die Betrachtung des Oberbaues aus der Sicht des konstruktiven Ingenieurbauwesens, speziell hinsichtlich der dynamischen Eigenschaften, betrifft praktisch nur Brücken und spielt erst seit Einführung des Hochgeschwindigkeitsverkehrs eine wesentliche Rolle. Der Aufbau für eine Schnellfahrstrecke entsprechend den Vorgaben der *ÖBB* sei entlang des Lastpfades ab der Lasteinleitung durch das Eisenbahnrad beschrieben (siehe Abb. 2.8).

Die Schiene nimmt die Kräfte des Eisenbahnrades auf. Bei diesen Kräften handelt es sich um vertikale Lasten, Brems- und Anfahrkräfte, sowie Querkräfte die aus der Spurführung resultieren. Zusätzlich wirken in Längsrichtung noch Kräfte aus der Temperaturdehnung. Bei den für das vorliegende Forschungsvorhaben verwendeten Schienen handelt es sich um solche des Typs *60E1*.<sup>xxiv</sup> Auch die folgenden Detailangaben zu Bauelementen beziehen sich bereits auf Schnellfahrstrecken und somit auf jene für das hier vorgestellte Forschungsprojekt verwendete. Schienenklemmen verankern die Schienen an der Schwelle, wobei diese aufeinander abgestimmt sind (vgl. Datenblätter C.4 und C.6). Je nach Klemmentyp ergibt sich ein entsprechender Durchschubwiderstand, der den Längs Kräften entgegenwirkt. [Lic03, S. 48] gibt für den Durchschubwiderstand der Schienenklemmen pro Schienenaufleger 15 bis 30 kN an. Die Schienenklemmen sind wiederum an der Schwelle befestigt. Diese sind für die Lastverteilung im Schotterbett verantwortlich und zwar horizontal und vertikal. Es wurden besohlte Betonschwellen des Typs

---

<sup>xxiv</sup>vgl. Datenblatt C.1.

*B70* verwendet (siehe Anhang C.4). Unter Besohlung wird das Aufkaschieren eines Polyurethanwerkstoffes auf die horizontale Kontaktfläche, die das Schotterbett berührt, verstanden (vgl. Anhang C.5). Die Besohlung weist laut [Lic03, S. 284] folgende Vorteile auf:

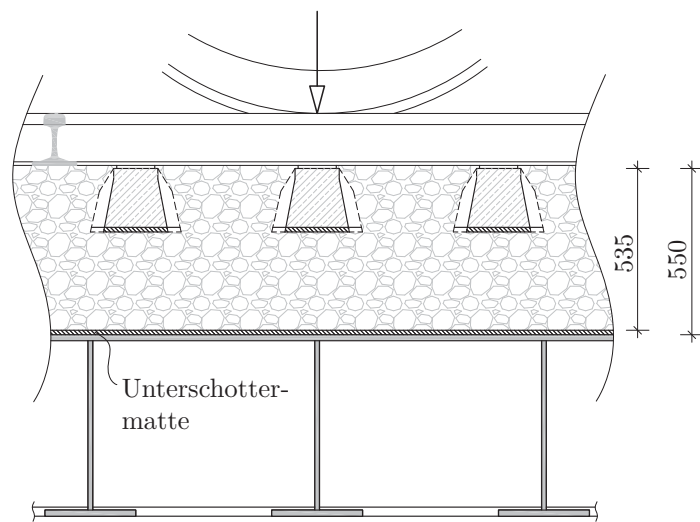
- elastischer Kontakt zwischen Schwelle und Schotter
- kein plötzlicher Kontakt bei dynamischer Belastung
- Vergrößerung der wirksamen Auflagerfläche der Schwelle<sup>xxv</sup>, dadurch
- Verringerung der Schotterpressung

Die Schwellen sind im Gleisschotter eingebettet. Für die Schotterbetthöhe wurde die Vorgabe der *ÖBB*<sup>xxvi</sup> von 55 cm (Gesamthöhe) für Hochgeschwindigkeitsstrecken verwendet. Der Schwellenabstand beträgt 60 cm wie in [Lic03, S. 278] angegeben. Die verwendete Schotterkörnung 31,5-63 mm leitet sich ebenfalls aus [ÖBB04, S. 2] ab (vgl. Datenblatt C.3). Das Schotterbett hat neben den lastverteilenden und lastabtragenden Funktionen auch die Eigenschaften wasserableitend zu sein und die einer einfach herstellbaren Lagekorrektur der Schienen bei Stopf- und Richtarbeiten. Außerdem trägt es zum elastischen Verhalten des Oberbaues bei. Da bei der Lagerung des Gleisschotters auf harten Untergründen, beispielsweise ein Brückendeck wie im vorliegenden Fall, sehr hohe Beanspruchungen an den Schotterkörnern auftreten, erfolgt der Einbau von Unterschottermatten. Dabei handelt es sich um Werkstoffe ähnlich jenen der Schwellenbesohlung. Es wurde das Produkt *Sylomer D 1019* verwendet (vgl. Datenblatt C.2). Die Vorzüge der Unterschottermatten ähneln jenen der Schwellenbesohlung, angepasst an die entsprechenden Randbedingungen. Ein weiterer Vorteil besteht darin, dass ein verbesserter Fahrzeuglauf durch Ausgleich der wechselnden Untergrundsteifigkeiten an Unstetigkeitsstellen, wie Fahrbahnübergängen bei Brücken, ermöglicht wird.

---

<sup>xxv</sup>durch Eindrücken der Schotterkörner in die Besohlung.

<sup>xxvi</sup>*ZOV 4* (Zusatzbestimmungen zu den Oberbauvorschriften) [ÖBB04, S. 8].



**Abbildung 2.8:** Längsschnitt durch den Gleisaufbau auf einer Brücke [mm]



## 3 Vorstudien am Modell

In diesem Kapitel werden Vorstudien an einem Modell im Maßstab 1:5 vorgestellt. Diese Versuche dienten einerseits der Kontrolle der Funktionstüchtigkeit der Versuchsanlage ( $M= 1:1$ ) und der dahinterstehenden Modellbildung und andererseits der Untersuchung des Verformungsverhaltens des Schotterkörpers mit einem optischen Messsystem, wobei dies nur am Modell möglich war.

### 3.1 Modell des Oberbaus im Regelbereich der Brücke

Der Abschnitt basiert auf den Erkenntnissen aus der vom Autor der vorliegenden Arbeit mitbetreuten Diplomarbeit von [HR]. Nachfolgend werden die bei dieser Arbeit gewonnenen Informationen zusammengefasst vorgestellt.

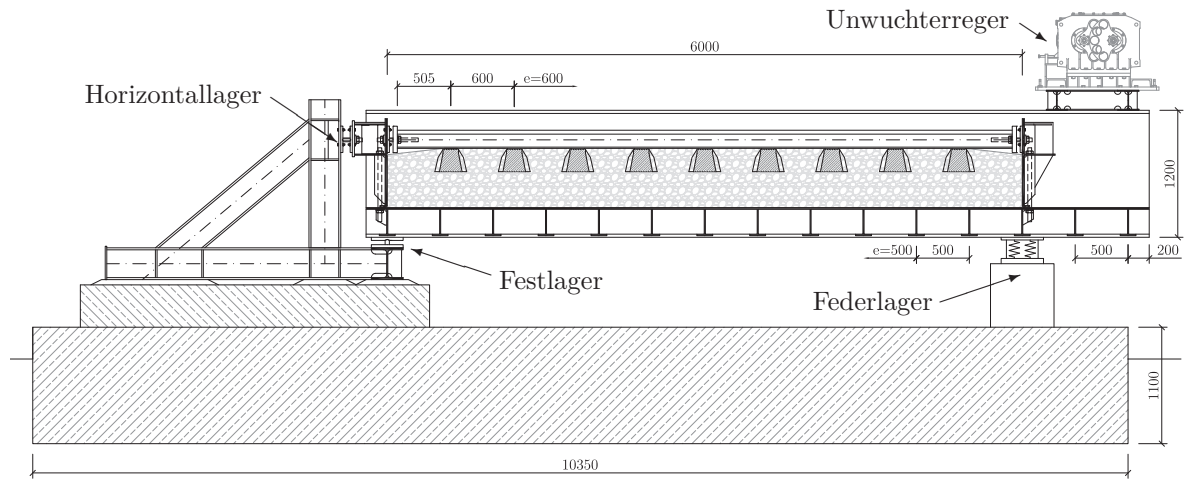
#### 3.1.1 Kontrolle der Funktionstüchtigkeit

Wie bereits eingangs erwähnt, sollte ein Modell im Maßstab 1:5 der geplanten Versuchsanlage gebaut werden, um deren Funktionstüchtigkeit und Verhalten im Vorhinein beurteilen zu können. Als Grundlage für das zu planende Modell dient das prinzipielle Modell nach Abbildung 1.5 sowie ein erster Entwurf zur konstruktiven Umsetzung der Großversuchsanlage, der im Zuge des Forschungsvorhabens *Schotteroberbaumod.* unter Mitwirkung des Verfassers der vorliegenden Arbeit entwickelt wurde und in Abbildung 3.1 dargestellt ist. Darin werden die symbolischen Festlager aus Abbildung 1.5 mittels einer Stahlkonstruktion ausgeführt, die auf einem massiven Fundamentblock befestigt ist. Das Federlager wird mit sogenannten Federpaketen realisiert.<sup>i</sup> Die Anregung erfolgt mit Unwuchterregern. Der Kurbelviereckmechanismus wird durch den Brückentrog<sup>ii</sup> unten und den Gleisrost oben sowie das Schotterbett seitlich in Längsrichtung begrenzende, sogenannte Bordwände, gebildet. Diese Bauelemente sind in ihren Berührungspunkten möglichst gelenkig verbunden, um dem Modellprinzip zu entsprechen.

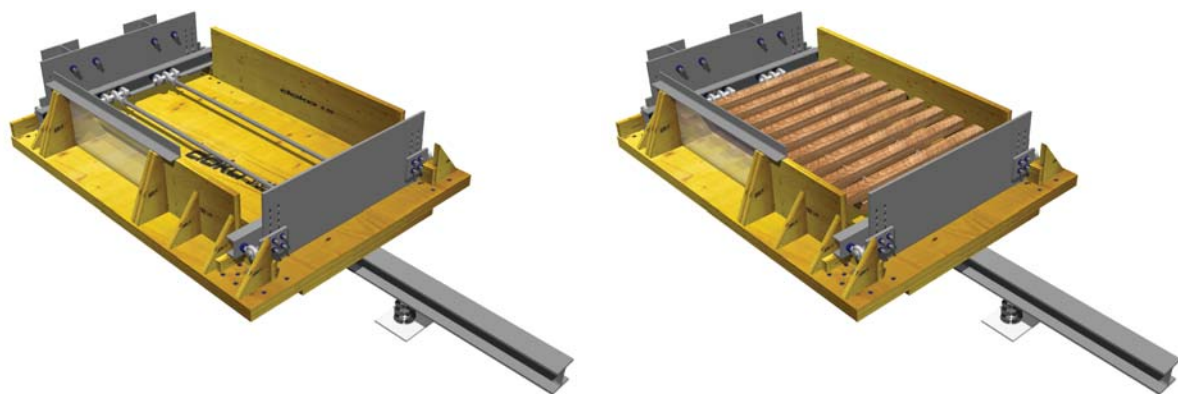
Die Abbildungen 3.2, 3.3 und 3.4 zeigen das dafür entworfene Modell in verschiedenen Konfigurationen. In Abbildung 3.2 ist die Basiskonfiguration, die dem Entwurf in Abbildung 3.1 entspricht, ohne und mit Schwellen dargestellt. Eine Erklärung zu den verwendeten Schwellen erfolgt später. Das Festlager des Modelles wurde mittels H-Trägerstücken ausgeführt, die an einer massiven Wand befestigt wurden. An diesen erfolgte die Verschraubung der Bordwand.

<sup>i</sup>die Erläuterung dazu, siehe Abschnitt 4.3.2.

<sup>ii</sup>Dieser besteht aus zwei Längsträgern mit dazwischen liegender, das Brückendeck bildenden, orthotropen Platte.



**Abbildung 3.1:** Entwurf der Großversuchsanlage als Grundlage für die Modelluntersuchungen [mm]  
(aus [Fin12, Abb. 9, S.17], bearbeitet)



(a) Darstellung ohne Schwellen

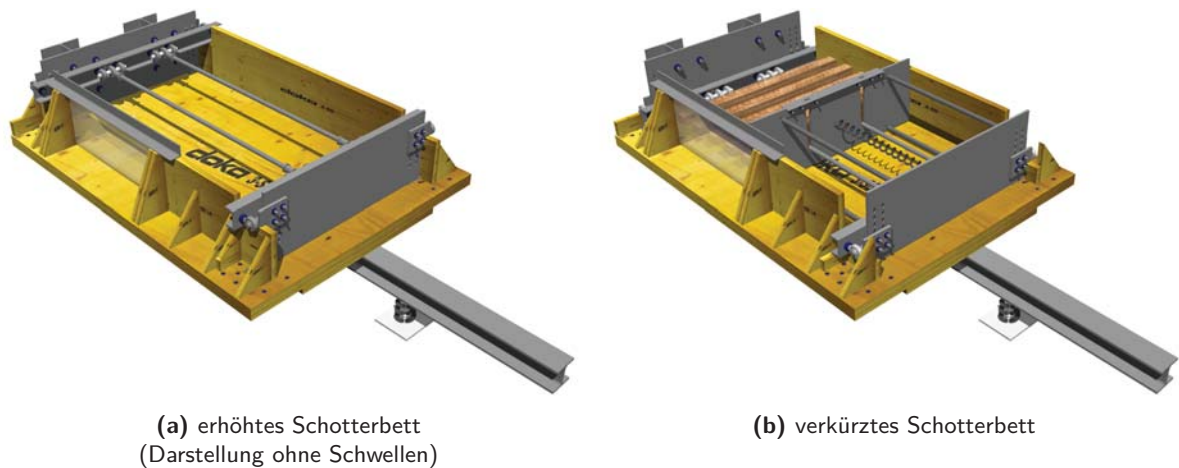
(b) Darstellung mit Schwellen

**Abbildung 3.2:** Basiskonfiguration der Modellversuchsanlage im Maßstab 1:5



Zur Einstellung der Eigenfrequenz wurde ein an der Unterseite der Anlage montierter Stahlträger vorgesehen, entlang dessen die Lagerfeder mit festgelegter Steifigkeit verschoben werden kann, um dies zu ermöglichen. Die sich im Vordergrund befindliche Trogwand wird durch eine Glasscheibe unterbrochen, die den Blick auf den vertikalen Längsschnitt des Schotterbetts für das verwendete optische Messsystem freigibt. Mehr dazu später.

Um einen eventuell vorhandenen Einfluss der Schotterbetthöhe auf die dynamischen Eigenschaften des Schotteroberbaus feststellen zu können, wurde ein in der Höhe variabel anzuordnender Gleisrost vorgesehen. Dieses Modell ist in Abbildung 3.3(a) dargestellt. Zur Untersuchung des Einflusses der Länge des eingebauten Schotteroberbaus, wurde die Möglichkeit dies durch Einbau einer zusätzlichen Bordwand zu schaffen, die gelenkig mit Abstandhaltern gegen die Bordwand federlagerseitig verspannt werden sollte, um so das Schotterbett zu verkürzen. Abbildung 3.3(b) zeigt diese Konfiguration, die aber nach den ersten Versuchsergebnissen, die zur Modifikation des Kurbelviereckmechanismus<sup>iii</sup> führten, nicht weiter verfolgt wurde, da eine Umsetzung unter den veränderten Randbedingungen im Maßstab 1:1 aufgrund der technischen und wirtschaftlichen Umsetzbarkeit unrealistisch erschien. Die eingangs angesprochene Un-



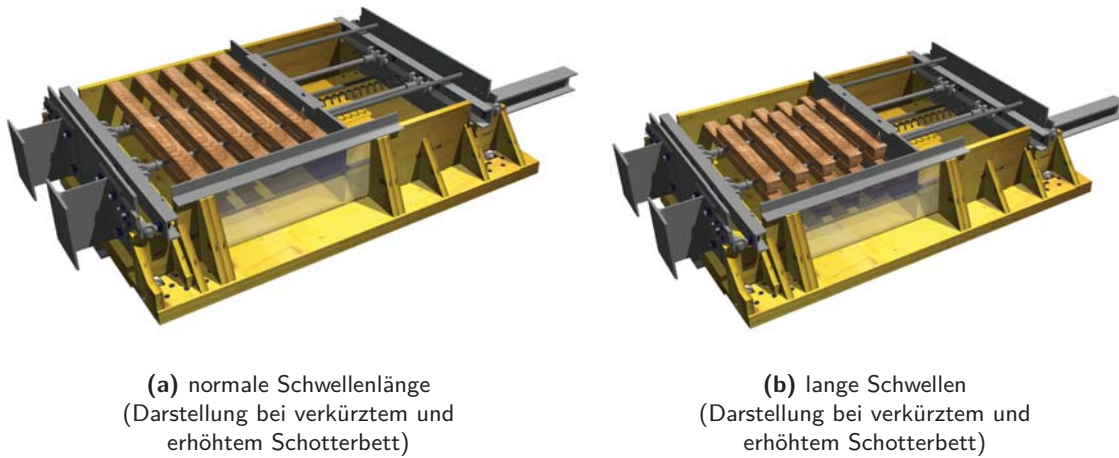
**Abbildung 3.3:** Geplante Konfigurationen der Modellversuchsanlage

tersuchung des Verformungsverhaltens des Schotter-Schwellen-Komplexes mit einem optischen Messsystem<sup>iv</sup>, für die die bereits beschriebene Glasplatte in der Trogwand vorgesehen war, erforderte die Verlängerung der Schwellen bis zur Trogwand also zur Glasplatte. Da die Verlängerung der Schwellen das Verhalten des Schotterbettes höchstwahrscheinlich beeinflusst, waren auch Versuche mit maßstabsgetreuen Schwellen vorgesehen. Für die Modellanlage wurden Buchenschwellen verwendet, die an Gewindestangen, die Schienen simulieren, befestigt werden sollten. Dazu war geplant, eine Normal- und eine Langschiene jeweils gegenüberliegend an der Gewindestange zu befestigen und je nach untersuchter Modellkonfiguration den Gleisrost zu wenden. Dies wird in Abbildung 3.4 verdeutlicht. In der Ausführung wurden dann allerdings

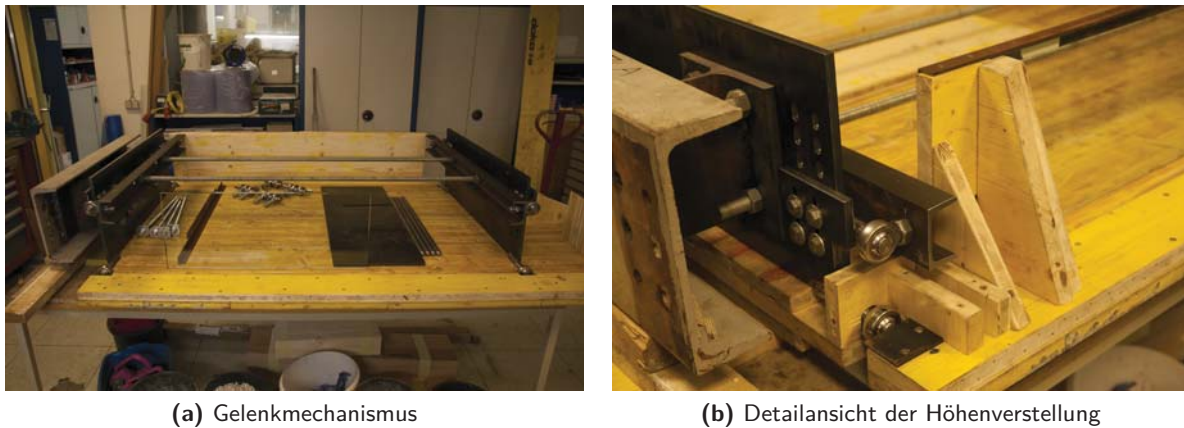
<sup>iii</sup>vgl. Abb. 3.8.

<sup>iv</sup>siehe Abschnitt 3.1.2.

zwei separate Gleisroste angefertigt.<sup>v</sup>



**Abbildung 3.4:** Varianten Schwellen



**Abbildung 3.5:** Bau der Modellversuchsanlage

Die Umsetzung des Kurbelviereckmechanismus kann Abbildung 3.5(a) entnommen werden. Hier ist die zu diesem Zeitpunkt gerade im Bau befindliche Modellanlage, mit einseitig noch nicht montierter Trogwand, zu sehen, wobei die Gelenke des Kurbelviereckmechanismus, umgesetzt mittels sogenannter Gelenkköpfe, erkennbar sind. Die Verbindung des Gleises mit der Bordwand<sup>vi</sup> erfolgte an den Enden des Gleises jeweils durch einen Querträger und ein C-Profil aus Stahl. Bei dieser ersten Ausführungsvariante waren die Gewindestangen beziehungsweise Schienen noch direkt am Querträger verschraubt. Darauf wird später noch eingegangen. In Abbildung 3.5(b) wird die Detailansicht dieser Verbindung angegeben, wobei auch die Umsetzung der geplanten Höhenverstellbarkeit des Gleisrostes zu sehen ist.

<sup>v</sup>vgl. Abb. 3.11.

<sup>vi</sup>hier mit noch nicht montierten Schwellen.

Für die vorliegende Arbeit wurden die Thematik Funktionstüchtigkeit der Modellversuchsanlage und Verschiebungsverhalten des darin untersuchten Schotterbettes zur besseren Verdeutlichung in zwei Abschnitte gegliedert. Diese wurden während der Versuche allerdings abwechselnd untersucht, sodass die folgend beschriebene Vorgehensweise auch Bilder umfasst, die die Konfiguration für die Untersuchung des Verschiebungsverhaltens, also die Verwendung von langen Schwellen, in diesem die Funktionstüchtigkeit behandelnden Abschnitt zeigen.

Abbildung 3.6(a) zeigt die an eine Stütze der Laborhalle montierte Modellversuchsanlage, mit dem vorbereiteten Planum des Schotterbettes vor Einbau der Schwellen. Der verwendete Gleis-



(a) Planum vor Gleiseinbau

(b) Gleis vor dem Einschottern

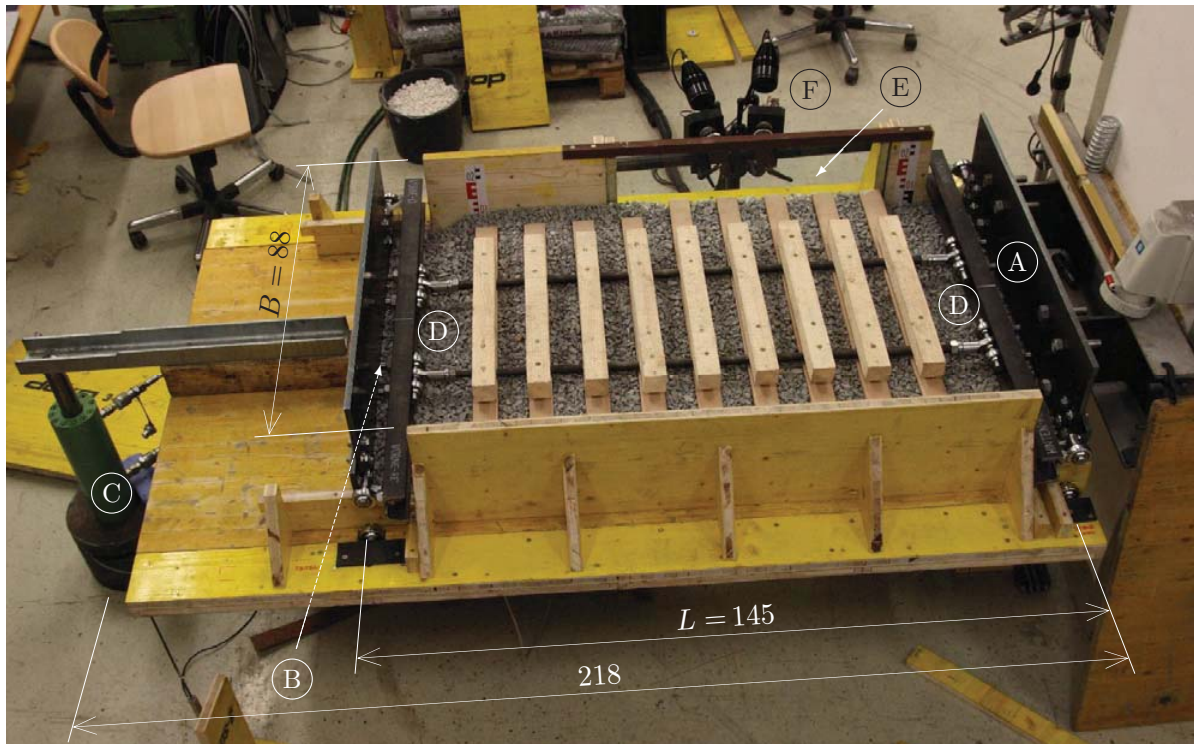
**Abbildung 3.6:** Einbau des Schotterbetts

schotter besteht aus gebrochenem Granit und dessen Körnung wurde im Maßstab 1:5 skaliert. Der im Bereich des Sichtfensters befindliche Schotter wurde weiß eingefärbt. Der Grund dafür wird in Abschnitt 3.1.2 dargelegt. Das Schotterbett wurde manuell durch Stampfen mit einem Stück Kantholz verdichtet und anschließend das Planum hergestellt. Da die federlagerseitige Bordwand in diesem Bauzustand noch instabil war, wurde sie durch die temporär angebrachte, stehende Holzplatte - rechts im Bild - gestützt. Teilbild (b) zeigt den auf das Planum aufgelegten Gleisrost, der hier lange Schwellen aufweist.<sup>vii</sup> Der Kurbelviereckmechanismus war in diesem Stadium komplett. Es erfolgte im nächsten Schritt das Einschottern der Schwellen, wobei versucht wurde, die ausgerichteten Schotterkörner des Planums beim Verdichten mit jenen im Schwellenfach zu verzahnen, um keine vorgegebene Gleitebene zu erzeugen. Die skalierte Schotterbetthöhe entspricht einer realen Höhe von 55 cm. In Abbildung 3.7 wird die fertig gestellte Modellversuchsanlage vorgestellt. In dieser Abbildung sind die wesentlichen Abmessungen eingetragen. Die Breite  $B$  des Schottertroges entspricht der im Maßstab 1:5 skalierten Breitenangabe nach [ÖBB11a, Tab.1, S6]. Auf Grund des Einbaues des Sichtfensters (E) wurde entschieden das Schotterbett zu verlängern, sodass nun in etwa  $L = 1,6 B$ <sup>viii</sup> gilt. Zur Übersicht sind in dieser Abbildung auch wichtige Bauteile und versuchsnotwendige Geräte bezeichnet. Bei (A) handelt es sich um das bereits beschriebene Festlager, bestehend Bordwand

<sup>vii</sup>Schwellenquerschnitt: 5,1×4,1 cm; Achsabstand: 12,0 cm. Diese Maße gelten für alle durchgeführten Versuche in diesem Kapitel.

<sup>viii</sup>ursprünglich  $L = 1,3 B$ ; vgl. Abb. 1.5.

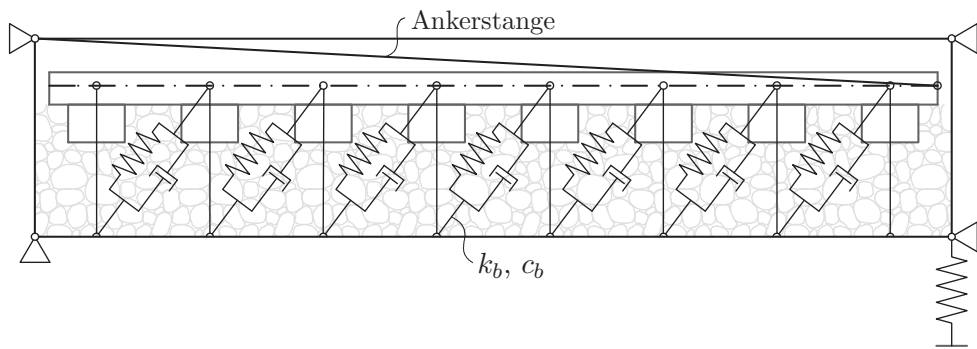




**Abbildung 3.7:** Modellversuchsanlage im Maßstab 1:5 [cm]

und H-Trägerstücken, die an ein C-Profilstück geschweißt wurden, das mit einem weiteren C-Profilstück an der Laborhallenstütze verspannt wurde. (B) zeigt die verwendete Lagerfeder an, die durch den Trog verdeckt wird. (C) bezeichnet einen Hydraulikzylinder, der zur gesteuerten Anregung ( $w_{\text{HZ}}$ ) bei den optischen Verschiebungsmessungen verwendet wurde. Darauf wird wiederum in Abschnitt 3.1.2 eingegangen. Je nach Untersuchungsgegenstand waren entweder (B) oder (C) in Verwendung. Bei (F) handelt es sich um das für die in Abschnitt 3.1.2 beschriebenen Versuche verwendete optische Messsystem. Bei ersten Probeläufen mit belastetem Gleis zeigte sich, dass durch die vorhandene Biegesteifigkeit der Schienen ein Teil der Belastung von diesen abgefangen wurde. Deshalb wurden Zwischengelenke (D) an den Übergängen von Schienen zu Querträgern angebracht. Diese Maßnahme schaffte aber nur bedingt Abhilfe. Durch das Streben nach voneinander unabhängigen Messverfahren zur Dämpfungsermittlung - wie in Abschnitt 1.3 aufgezeigt sowie in Abschnitt 2.1.2 theoretisch behandelt - und das nicht zufriedenstellende Verhalten der Modellanlage bei belastetem Gleis, folgte die Ausarbeitung eines neuen Modellprinzips. In Abbildung 3.8 ist dieses Modell dargestellt. Hier ist die Entkopplung des Gleisrosts aus dem Kurbelviereckmechanismus vorgesehen. Einerseits ermöglicht dies eine uneingeschränkte Belastung des Schotterbettes, da der vertikale Lastpfad direkt von den Schienen zum Schotterbett führt, andererseits wird durch die nun neu eingeführte sogenannte Ankerstange, die den Gleisrost mit dem Kurbelviereckmechanismus verbindet, eine Kraftmessung durch ein integriertes Messglied ermöglicht.<sup>ix</sup> Mit dieser Kraft  $F_{(t)}$  und dem

<sup>ix</sup>Die Neigung der Ankerstange zur Horizontalen ist in dieser Abbildung zur besseren Darstellung stark überhöht dargestellt. Beim Bau war man, soweit es die technischen und geometrischen Umstände zuließen, um eine



**Abbildung 3.8:** Funktionsprinzip der modifizierten Versuchsanlage

gemessenen Scherweg  $u(t)$ , bei Schubverformung zwischen Trog und Gleis, lässt sich eine Hystereseschleife auftragen, aus der die Dämpfung mit den bereits beschriebenen theoretischen Grundlagen bestimmt werden kann.<sup>x</sup> Ein zusätzlicher Vorteil dieser Konstruktionsweise ist die größere Einbautoleranz hinsichtlich der Höhenlage des Gleisrosts. Dies ist speziell in Bezug auf die zu planende Großversuchsanlage von Relevanz. Abbildung 3.9 zeigt die praktische Umsetzung des neuen Modellprinzips. Die obere Begrenzung des Kurbelviereckmechanismus besteht



(a) modifizierter Gelenkmechanismus



(b) Schienen und Kraftmessung an der Ankerstange

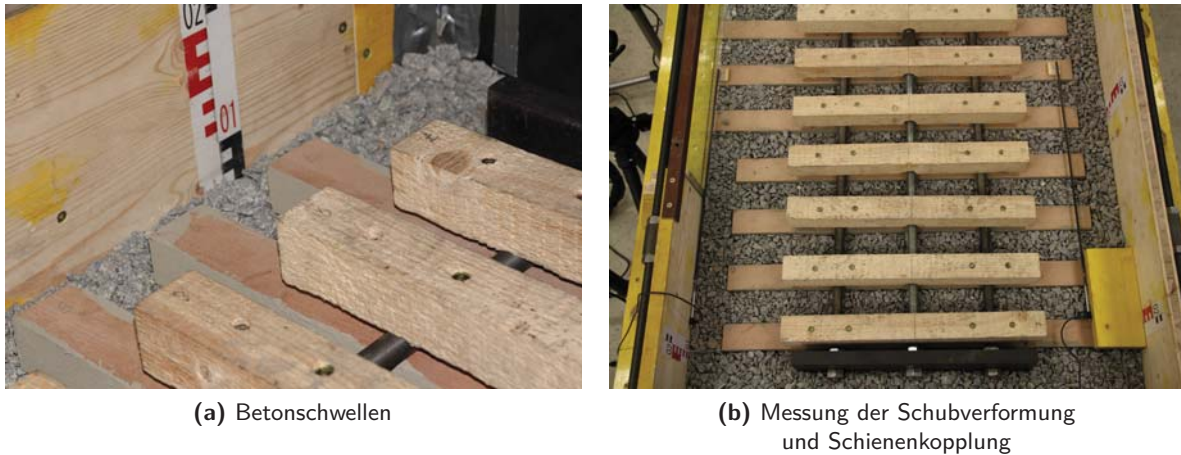
**Abbildung 3.9:** Modifizierte Modellversuchsanlage

nur mehr aus Gewindestangen, die die nun seitlich an den Bordwänden befestigt sind, wie in Teilbild (a) erkennbar ist. Teilbild (b) zeigt die Funktionsweise der Ankerstange sowie das darin integrierte Messglied bei der auflagerseitigen Bordwand. Bei dieser Darstellung fehlen noch die Schwellen und der gelenkige Anschluss an die Bordwand beim Auflager. Die Verbindung der Schienen mit der Ankerstange erfolgt über die sogenannte Schienenkopplung, die mittels einer Stahlplatte ausgeführt wurde, wovon ein Teil im rechten unteren Bildrand, zum Teil durch die

<sup>x</sup>vgl. Abschnitt 2.1.2 u.a. Abb. 2.7.  
möglichst horizontale Ausrichtung bemüht.

Bordwand verdeckt, zu erkennen ist.<sup>xi</sup>

Bei den ersten Probeläufen erschien die Oberflächenrauigkeit der Buchenholzschwellen nicht dem diesbezüglichen Modellgesetz zu entsprechen, um damit Betonschwellen simulieren zu können.<sup>xii</sup> Deshalb wurden die Holzschwellen im Zuge des Umbaus der Modellanlage mit einer Zementsuspension bestrichen, um einer skalierten Betonschwelle in ihrer Oberflächenbeschaffenheit nahe zu kommen. Dies ist in Abbildung 3.10(a) an den noch nicht eingeschotterten Schwellen zu erkennen. Teilbild (b) zeigt das fertig eingebaute Gleis mit langen Schwellen.



**Abbildung 3.10:** Details der modifizierten Modellversuchsanlage

Bei genauer Betrachtung erkennt man, dass die oberen Kanthölzer zur Schienenbefestigung beziehungsweise Schienenklemmen im Bereich der Ankerstange eine Ausnehmung aufweisen. Somit findet keine direkte Kraftübertragung von den Schwellen zur Ankerstange statt. Am unteren Bildrand kann nochmals die Schienenkopplung erkannt werden. An den Trogwänden links und rechts im Bild sieht man die zur Messung des Scherweges  $u(t)$  montierten Wegaufnehmer. Abbildung 3.11 gibt nun eine Übersicht zu den verwendeten Schwellenkonfigurationen je nach Untersuchungsgegenstand. In Teilbild (a) wird jene für die Verformungsbeobachtung dargestellt. Auch bei diesen Untersuchungen wurden Ausschwingversuche zu Vergleichszwecken mit den Versuchen an der Modellanlage in der Konfiguration für die Schwingungsuntersuchungen, wie sie in Teilbild (b) zu sehen ist, durchgeführt. In diesen Abbildungen ist nun auch der gelenkige Anschluss, wiederum ausgeführt mit Gelenkköpfen, an der Bordwand beim Festlager zu erkennen.

Wie aus den erwähnten Probeversuchen bereits bekannt ist, sollte der Schotteroberbau auch belastet werden, um die Auswirkung eines überfahrenden Zugs auf die Eigenschaften des dann verspannten Schotterbetts zu ergründen. Diese Versuchsanordnung ist in Abbildung 3.12 dargestellt.<sup>xiii</sup> Die Belastung erfolgte mit noch vorhandenen ungeöffneten Schottersäcken, da diese

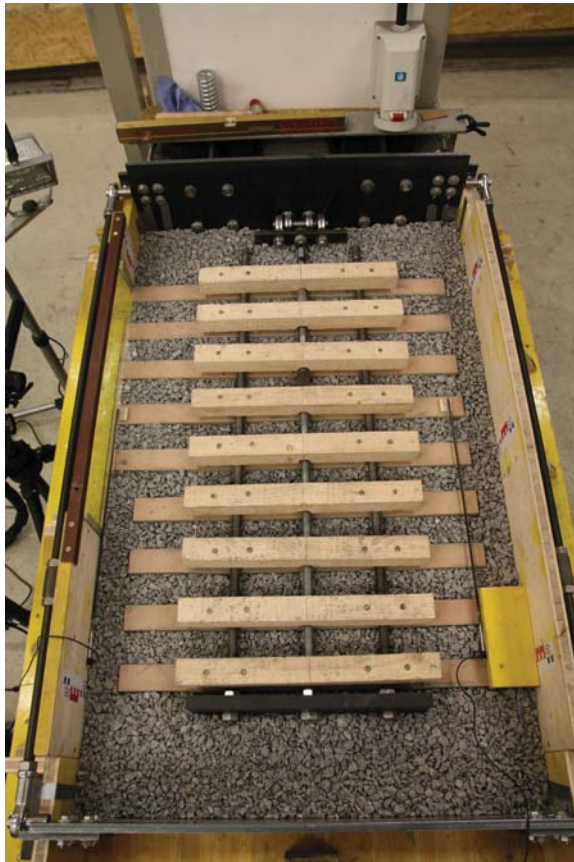
<sup>xi</sup>siehe auch Abb. 3.10(b).

<sup>xii</sup>Für diese Modellversuche bestand nie der Anspruch der Einhaltung der Modellgesetze für jedes Detail, da lediglich qualitative Erkenntnisse für die Planung der Großversuchsanlage gewonnen werden sollten. Es wurde aber versucht diese möglichst einzuhalten.

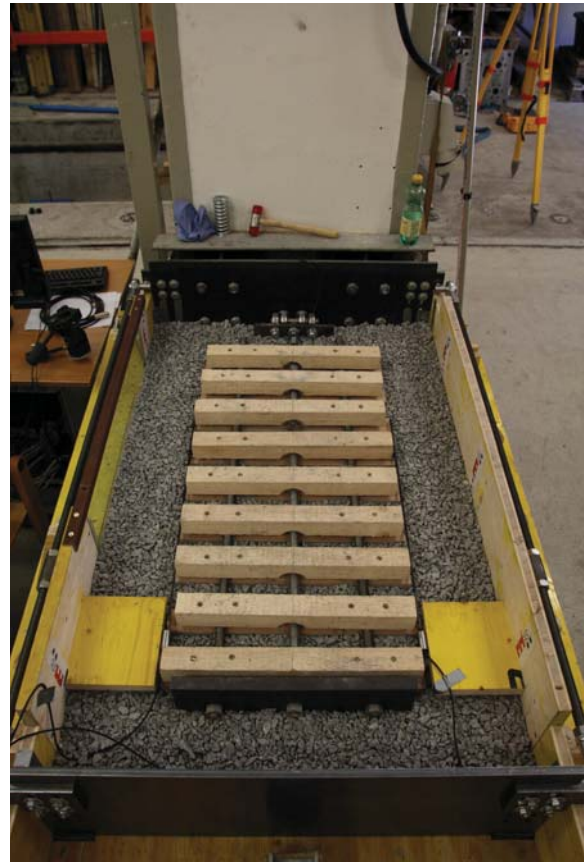
<sup>xiii</sup>Hierbei handelt es sich um die Konfiguration mit normalen Schwellen.



### 3.1 Modell des Oberbaus im Regelbereich der Brücke



(a) Konfiguration für Verformungsbeobachtung



(b) Konfiguration für Schwingungsuntersuchung

**Abbildung 3.11:** Schwellenkonfiguration je Untersuchungsgegenstand



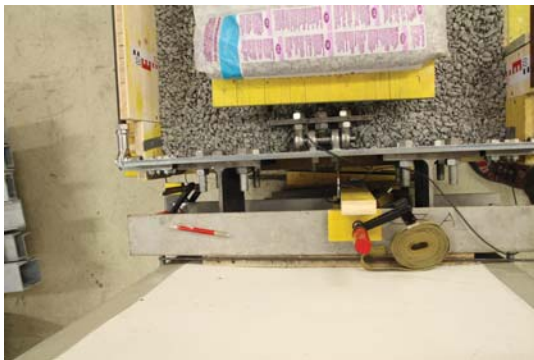
(a) Belastung mit 50 kg



(b) Belastung mit 100 kg

**Abbildung 3.12:** Belastung des Schotterbetts

einheitlich 25 kg aufweisen und so einheitliche Laststufen aufgebracht werden konnten. Die Gesamtbelastung von 100 kg war immer auf der Modellanlage aufgebracht, um die Eigenfrequenz durch Massenveränderungen nicht zu verändern. Die Belastung wurde allerdings an verschiedenen Positionen aufgesetzt, wie dies in den Teilbildern (a) und (b) zu sehen ist.<sup>xiv</sup> Zum einen am Gleis, durch Belastung von zwei nicht benachbarten Schwellen<sup>xv</sup> und zum anderen durch Belastung des Troges direkt. Das heißt, eine Veränderung der Eigenfrequenz bei Versuchen mit unterschiedlicher Belastung ist auf eine Steifigkeitsveränderung des Schotterbetts zurückzuführen. Insgesamt wurden drei verschiedene Belastungsszenarien getestet und zwar mit 0, 50 und 100 kg. Bei den Versuchen mit Auflast zeigte sich, dass die Bordwand beim Auflager, an die die Ankerstange des modifizierten Modells montiert wurde, nicht über eine ausreichende Biegesteifigkeit verfügte, obwohl es sich um eine vermeintlich steife Stahlkonstruktion handelt. Deshalb wurden nach dieser Erkenntnis die auftretenden Verschiebungen der Anschlussstelle der Ankerstange an der Bordwand und die Verschiebungen an den beiden auflagerseitigen unteren Gelenken mit Wegaufnehmern während der Versuche gemessen. Die Positionierung der Wegaufnehmer ist in Abbildung 3.13 dokumentiert.



(a) Nachgiebigkeitsmessung am Auflager der Ankerstange



(b) Nachgiebigkeitsmessung an den Gelenken beim Auflager

**Abbildung 3.13:** Messung der Auflagernachgiebigkeit

#### 3.1.2 Verschiebungsverhalten des Schotters im Regelbereich der Brücke

In diesem Abschnitt werden unter Zuhilfenahme eines optischen Messsystems die Verschiebungen der einzelnen Schotterkörner im Schotteroberbau, die aufgrund der Schubübertragung zwischen Schiene und Brückendeck entstehen, aufgezeichnet und analysiert. Beim verwendeten Messgerät handelt es sich um das System *Aramis* der Firma *gom*. Dieses erlaubt beispielsweise die berührungslose Verschiebungsmessung von Punkten auf Flächen wie sie hier verwendet wurde.<sup>xvi</sup>

<sup>xiv</sup>Der Einfluss der verschiedenen Positionen der Auflast auf die Eigenfrequenz war unbedeutend.

<sup>xv</sup>Es befand sich eine unbelastete Schwelle dazwischen.

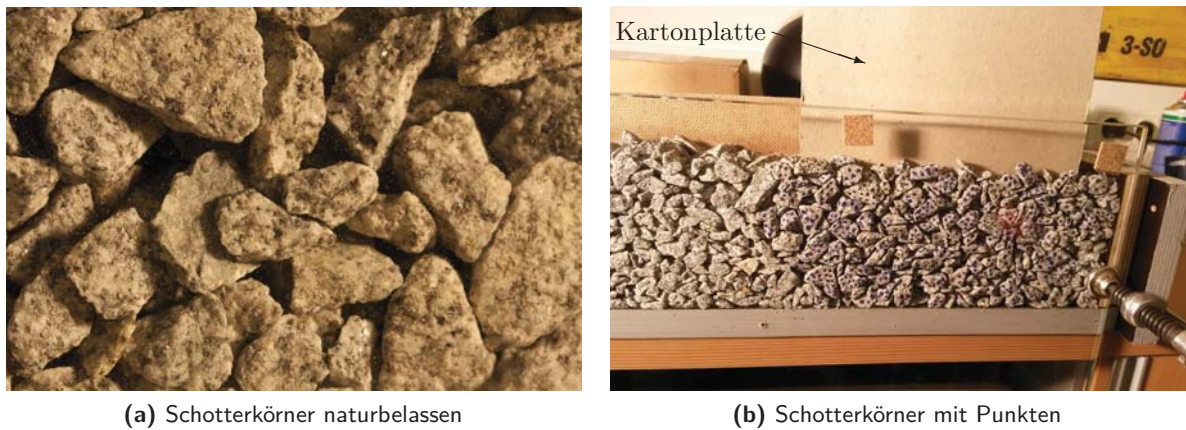
<sup>xvi</sup>Mehr Informationen zu Funktionsweise und Anwendungsmöglichkeiten siehe [Gmb17].



### Vorversuche zur Realisierbarkeit

Vor dem Baubeginn der Modellversuchsanlage wurden Vorversuche zur Überprüfung der technischen Umsetzung der optischen Verschiebungsmessung an dem granularen Material Schotter, das zusätzlich durch Glas zu beobachten war<sup>xvii</sup>, durchgeführt.

Für die Vorversuche wurde eine quaderförmige Box, bei der eine Seitenfläche aus Glas zur Beobachtung des Schotterbettquerschnitts bestand, mit dem zu testenden Schotterkörnern gefüllt.<sup>xviii</sup> Anschließend wurde getestet, ob die Software des Messsystems die Schotterkörner erkennt. Die zu untersuchende Oberfläche muss ein Muster mit deutlichem schwarz-weiß-Kontrast aufweisen. Bei den verwendeten Schotterkörnern aus Granit zeigte sich, dass dieser Kontrast nicht ausreichend gegeben war, wie dies in Abbildung 3.14(a) dokumentiert ist, weshalb dieser erste Versuch scheiterte. Daher wurden die Schotterkörner mit künstlich aufgebracht

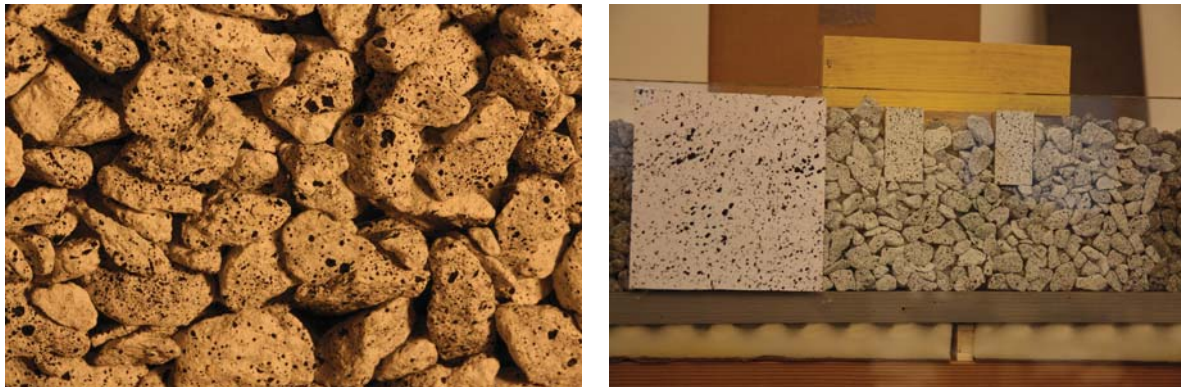


**Abbildung 3.14:** Erste Probemessung

schwarzen Punkten versehen. Abbildung 3.14(b) zeigt die bisher beschriebenen Arten der Kornoberfläche nebeneinander eingebaut in der Probenbox. In dieser Abbildung erkennt man auch eine Kartonplatte die im Schotter eingebettet ist, mit der durch manuelles Bewegen selbiger Verschiebungen an der Kornstruktur erzeugt werden konnten. Dies sollte die Schubverformungen, die bei den später folgenden Versuchen durch den Gleisrost erzeugt worden sind, imitieren. Die so gesetzten Maßnahmen zur besseren Kontrastierung der Kornoberfläche führten zu keiner wesentlichen Verbesserung der Oberflächenerkennung, weshalb die Schotterkörner durch solche aus Marmor, besprenkelt mit schwarzer Farbe, ersetzt wurden. Dieser Schritt der Verbesserung wurde letztlich noch durch weiß grundierete und schwarz besprenkelte Körner aus Granit übertroffen, wie sie in Abbildung 3.15(a) zu sehen sind. Da diese Körner nun eine andere Oberflächenstruktur aufweisen, ist deren Kontaktverhalten vermutlich verändert und lieferte daher verfälschte Ergebnisse. Diese modifizierten Körner wurden allerdings nur in Schotterkornstärke im Kontaktbereich zur begrenzenden Glasplatte angebracht. Somit dienen sie der Sichtbarmachung der Bewegungen der dahinter befindlichen naturbelassenen Schotterkörner,

<sup>xvii</sup>vgl. Abb. 3.7 (E).

<sup>xviii</sup>vgl. Abb. 3.14(b).



(a) Schotterkörner mit kontrastierter Oberfläche

(b) beweglicher Probeaufbau

**Abbildung 3.15:** Zweite Probemessung

und der Einfluss auf das Kontaktverhalten kann somit einerseits als sehr gering eingestuft werden und andererseits muss dieser Einfluss mangels an Alternativen auch hingenommen werden. Da alle Untersuchungen an der Modellanlage ohnehin nur qualitative Aussagen zulassen, kann auch diesbezüglich von einem korrekten Vorgehen ausgegangen werden. Mit den bisher gesetzten Maßnahmen wurde das Erkennen der einzelnen Oberflächen<sup>xix</sup> ermöglicht. Ob auch das Verschiebungsverhalten der Schotterkörner untereinander bei sich ebenfalls bewegender Probenbox erfasst werden kann, wie dies später bei der Modellversuchsanlage der Fall sein sollte, wurde mit einem weiteren Versuchsaufbau, der in Abbildung 3.15(b) gezeigt ist, getestet. Dazu wurde die Probenbox auf einer Kippleiste positioniert um eine Vertikalbewegung derselben, bei gleichzeitiger Horizontalbewegung des Schotters durch manuelle Bewegung des im Schotter eingebetteten Schwellenimitats - wie es ebenfalls im Bild zu erkennen ist - zu ermöglichen. Um eine möglichst stetige Kippbewegung zu erzeugen, liegt die Probenbox neben der Kippleiste auf Schaumstoffmatten auf. Das Schwellenimitat weist an den die Glasscheibe berührenden Schwellenenden ebenfalls eine weiß grundierete und schwarz gesprenkelte Oberfläche auf. Um die gemessenen Bewegungen im Schotter auf die Bewegungen der Probenbox beziehen zu können, wurde eine Referenzfläche an der Glasscheibe, links im Bild, angebracht. Die hier vorgestellten Maßnahmen ermöglichen die Untersuchung eines granularen Materials durch eine Glasscheibe. Bei den aufgezeichneten Bewegungen besteht allerdings keine absolute Genauigkeit aufgrund der Strahlbrechung im Glas. Dies gilt speziell für die Randbereiche des untersuchten Gebiets. Es sind allerdings sehr gute qualitative Aussagen zum Verformungsverhalten möglich.

### Messungen an der Modellversuchsanlage

Mit den gewonnen Erkenntnissen aus den Vorversuchen zur optischen Messung von Verschiebungen am Schotter wurden anschließend die eigentlichen Versuche an der Modellversuchsanlage durchgeführt. Hier werden nur die Versuche an der modifizierten Versuchsanlage, also mit aus dem Kurbelviereck entkoppeltem Gleisrost, behandelt, da nur diese relevant sind für

<sup>xix</sup>jedes Schotterkorn wird als abgegrenzte Oberfläche erkannt.

eine mögliche Übertragung der gewonnen Erkenntnisse auf das reale Schotterbett. Abbildung 3.16(a) zeigt den Blick auf den Längsschnitt durch den Schotteroberbau, der durch die Glasplatte in der Trogwand der Modellversuchsanlage, ermöglicht wird. Es ist deutlich der farbliche



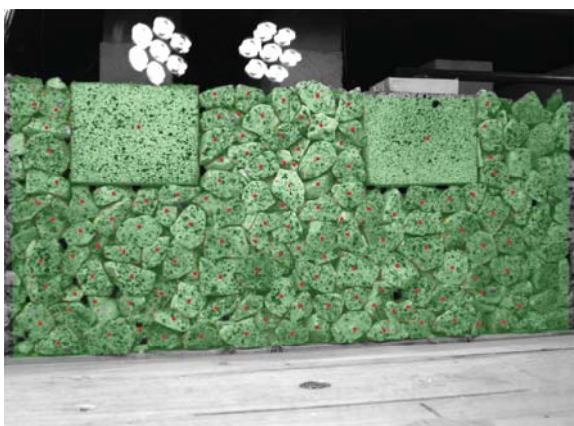
(a) Blick auf den Schotterbettlängsschnitt



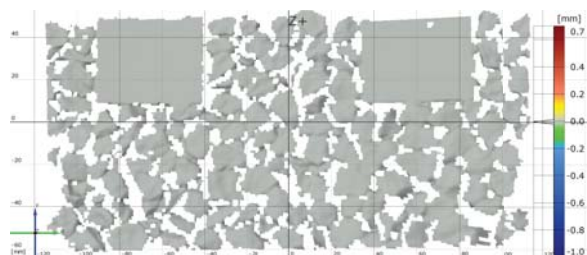
(b) Messung

**Abbildung 3.16:** Versuchsaufbau optische Verschiebungsmessung

Unterschied zwischen den modifizierten Schotterkörnern in Kornstärke an der Glaswand und den das übrige Schotterbett bildenden naturbelassenen Schotterkörnern zu erkennen. Die die Glasplatte berührenden verlängerten Schwellen weisen an der Berührungsfläche ebenfalls die bereits beschriebene Oberflächenstruktur auf. Teilbild (b) zeigt die Messsituation. Hier ist noch der Hinweis zu geben, dass die Belichtung der untersuchten Oberfläche entscheidend zum Funktionieren der Messung beiträgt. In ersten Auswertungen zeigte sich, dass der Schotter nur im Schwellenbereich Verschiebungen unterworfen ist.<sup>xx</sup> Daher wurde auf die Referenzfläche an der Glasscheibe zu Gunsten der besseren Darstellung verzichtet und stattdessen wurde auf unbewegte Schotterkörner beim Trogboden als Referenz zurückgegriffen. Abbildung 3.17 zeigt Informationen zur Auswertung der aufgezeichneten Einzelbilder. Teilbild (a) zeigt das grün



(a) Messfeld



(b) Ruhelage

**Abbildung 3.17:** Optische Verschiebungsmessung

<sup>xx</sup>siehe [HF14], hier wurden diese ersten Versuche vorgestellt.



hinterlegte Messfeld auf der betrachteten Oberfläche. Die eingezeichneten roten Punkte stellen sogenannte Startpunkte dar, die im ersten Bild einer aufgezeichneten Bildserie gesetzt werden müssen und anhand derer die Software den Zusammenhang mit den zeitlich folgenden Bildern herstellt. Bei einer geschlossenen Oberfläche ist meist ein Startpunkt ausreichend, bei der hier vorhandenen unterbrochenen Oberfläche<sup>xxi</sup> muss jedes Schotterkorn einen Startpunkt aufweisen um Ausfälle der Verschiebungsauswertung von einzelnen Bereichen zu späteren Zeitpunkten der Bildserie zu vermeiden.<sup>xxii</sup> Das Ergebnis der Auswertung ist ein durch Farbabstufungen dargestellter Verschiebungszustand. Im vorliegenden Fall zeigt Teilbild (b) die Ruhelage, den Zustand des Schotterbettquerschnitts bevor er bewegt wurde, in einem einheitlichen Grauton. Man erkennt deutlich die einzelnen Schotterkörner sowie die darin eingebetteten Schwellen. Die Versuche zur optischen Bestimmung des Verschiebungszustandes im Schotterbett wurden für verschiedene Auslenkungen  $w_{\text{HZ}}$ <sup>xxiii</sup> durch den Hydraulikzylinder und Auflasten am Gleisrost durchgeführt. Die Auslenkung für die optischen Verschiebungsmessungen war nur mit einem gesteuerten Hydraulikzylinder möglich, um einen kontinuierlichen Bewegungsablauf mit definierter Geschwindigkeit zu gewährleisten, den das Messsystem auch verarbeiten kann.<sup>xxiv</sup> Tabelle 3.1 gibt einen Überblick zur Anzahl der Versuche und deren Konfiguration.

**Tabelle 3.1:** Durchgeführte Versuche

Auslenkung $w_{\text{HZ}}$		[mm]	10	20	25
Gleitwinkel $\eta$		[mrad]	4,59	9,17	11,47
Auflast	0	[kg]	•	•	•
	50	[kg]			•
	100	[kg]	•	•	•

Abbildung 3.18 zeigt die maximal Auftretenden horizontalen Verschiebungszustände  $u$  des Schotterbetts inklusive der Schwellen bei vertikaler Bewegung  $w$  der Modellversuchsanlage ohne Auflast.<sup>xxv</sup> Die Auslenkung des Hydraulikzylinders  $w_{\text{HZ}}$  beträgt 10 mm. Diese Auslenkung entspricht einem Gleitwinkel  $\eta$  von 4,59 mrad. Vergleicht man diesen Wert mit den in Kapitel 4 als Planungsgrundlage zur Abschätzung des Arbeitsbereichs der Großversuchsanlage verwendeten Grenzwert  $\varphi$ <sup>xxvi</sup> erkennt man, dass dieser im Vergleich sehr groß ist. Betrachtet man die horizontale Verschiebungsgröße  $u$  ist ersichtlich, dass diese sehr klein<sup>xxvii</sup> ist, wobei die zugehörige Auslenkung  $w$  im Vergleich dazu groß ist. Bei geringeren Größen der Auslenkung  $w$  konnte das Verschiebungsverhalten  $u$  nicht mehr entsprechend dargestellt werden. Die anfänglich mit

<sup>xxi</sup>Die Zwischenräume der Schotterkörner kann die *Aramis*-Software nicht interpretieren.

<sup>xxii</sup>Im ersten Bild werden mit einem Startpunkt oft noch mehrere angrenzende Körner erkannt, dies ist bei später folgenden Bildern dann nicht mehr möglich.

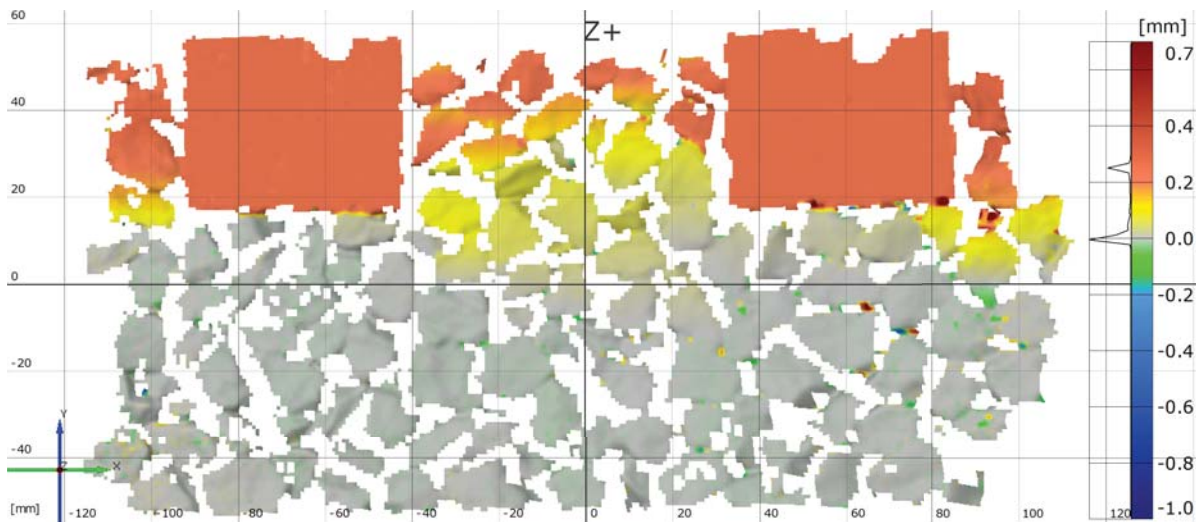
<sup>xxiii</sup>entspricht der Kolbenbewegung des Hydraulikzylinders (©); vgl. dazu Abb. 3.7.

<sup>xxiv</sup>Die Anregung erfolgte mit 0,2 Hz, die Messrate betrug 60 Hz.

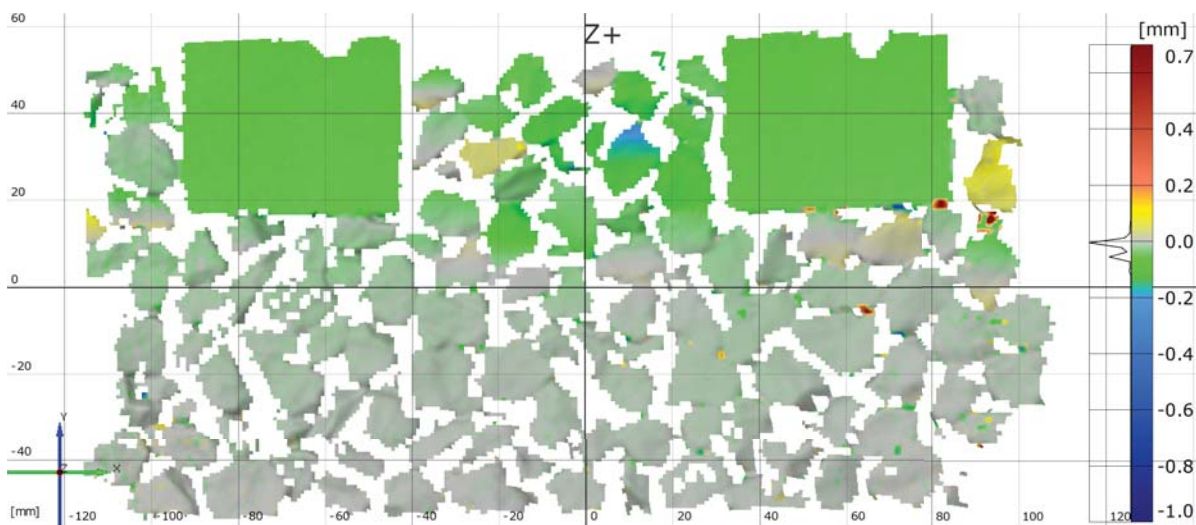
<sup>xxv</sup>In dieser Arbeit definieren  $w$  vertikale und  $u$  horizontale Verschiebungen.

<sup>xxvi</sup>es wird  $\varphi \hat{=} \eta$  unterstellt; vgl. Abb. 4.5 bzw. [Bin15, S. 5].

<sup>xxvii</sup>ca. 0,3 mm in der Aufwärtsbewegung und ca. 0,1 mm in der Abwärtsbewegung. Der Unterschied der Maxima liegt vermutlich an Nachgiebigkeiten der Konstruktion.



(a) Maximale Verschiebung  $u_{max}$ . ( $u \equiv x$ ) während der Aufwärtsbewegung  $w$



(b) Maximale Verschiebung  $u_{max}$ . ( $u \equiv x$ ) während der Abwärtsbewegung  $w$

**Abbildung 3.18:** Versuch ohne Auflast am Gleis und einer Auslenkung  $w_{HZ,max} = 10$  mm

geringerer Amplitude durchgeführten Versuche ließen keinen eindeutigen Schluss auf das Bewegungsverhalten<sup>xxviii</sup> zu, dieses ist aber vermutlich zumindest ähnlich zu jenem mit größeren Amplituden. Damit ist das Einprägen der größeren Auslenkungsamplituden erklärt. Wie bereits erörtert wurde, sind die gemessenen Verschiebungszustände qualitativ zu bewerten. Man erkennt deutlich, dass sich in der Ebene der Schwellensole eine Gleitebene einstellt unterhalb derer der Schotter, bis auf einzelne Körner in einer Schicht die etwa der doppelten Korngröße entspricht, nicht mehr verformt wird. Verformung bedeutet real auch Dämpfung und dies lässt den Schluss zu, dass die Dämpfungseigenschaften des Schotterbetts im Regelbereich der Brücke nicht von der Schotterbetthöhe abhängig sind, da Verformungen nur im Bereich der Schwellen auftreten. Führt man den gleichen Versuch mit einer Auflast von 100 kg durch, erhält man ein nur schwer zu interpretierendes Ergebnis, wie in Abbildung A.1 des Anhangs A.1 an den kaum vorhandenen horizontalen Verschiebungen zu erkennen ist. Erhöht man allerdings die Auslenkung auf 20 mm ergibt sich wiederum ein ähnliches Bild, wie beim eingangs beschriebenen Versuch, erkennbar in Abbildung A.3. Allerdings wird wie auch bei den übrigen in Tabelle 3.1 aufgezählten und in den Abbildungen des Anhangs A.1 dargestellten Versuchsergebnissen deutlich, dass die Verformungen des Schotterbettes nach unten hin, bei Steigerung der Anregungsamplitude, unabhängig von der Auflast, zunehmen. Die Messergebnisse für Amplituden  $w_{\text{HZ}}$  ab 20 mm sind allerdings nur noch im Sinne einer Grenzwertbetrachtung, aufgrund des sehr großen Werts für den Gleitwinkel, zu verstehen.

#### 3.1.3 Ermittlung der Dämpfungseigenschaften

Wie in Abschnitt 3.1.1 bereits erwähnt wurde, fanden auch Versuche zur Ermittlung der Dämpfungseigenschaften des im Maßstab 1:5 skalierten Schotteroberbaus statt. Diese dienten in erster Linie dazu, die Funktionstüchtigkeit der Modellversuchsanlage hinsichtlich erhaltener Messergebnisse und deren Auswertbarkeit zu beurteilen. Eine Umrechnung der hier erzielten Ergebnisse für den Maßstab 1:1 war nicht vorgesehen und auch nicht möglich, da dafür notwendige Modellgesetze nicht einhaltbar waren. Auf die Ergebnisse der sehr umfangreichen Versuchsreihen von [HR] sei hier hingewiesen, es wird aber aus genannten Gründen nicht weiter darauf eingegangen. Darunter befanden sich Reihen von Ausschwingversuchen für die unbefüllte Modellversuchsanlage, solche für die mit Schotter gefüllte in der ursprünglichen Konstruktionsweise und solche für die gefüllte in der modifizierten, letztlich für die Ausführung vorgesehene, Konstruktionsweise. Außerdem wurden Versuche mit Weganregung durch den Hydraulikzylinder durchgeführt, die zur Aufzeichnung von Hysteresekurven dienten. Dafür wurden Überlegungen zur einfachen Bestimmung der Flächeninhalte dieser Hysteresekurven zur Ermittlung der Dämpfung, wie dies in Kapitel 2.1 vorgestellt wurde, angestellt. Die Erkenntnisse daraus, die für die Konstruktion der Modellversuchsanlage relevant waren, wurden bereits in Abschnitt 3.1.1 berücksichtigt. Die Erkenntnisse hinsichtlich der Auswertung von Messergebnissen flossen in Kapitel 5 ein.

---

<sup>xxviii</sup>diese Ergebnisse waren ähnlich zu jenem in Abb. A.1 in Anhang A.1.

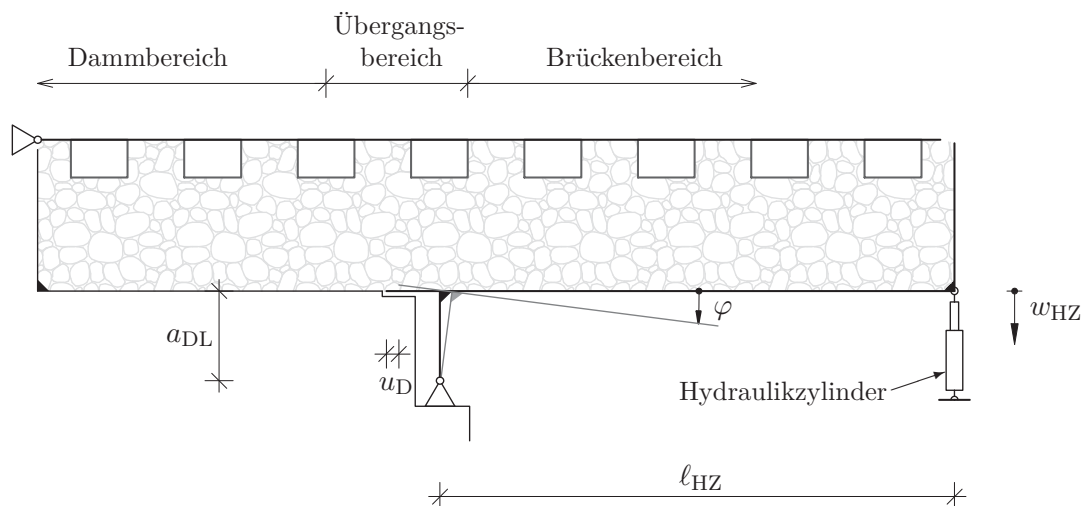
## 3.2 Modell des Fahrbahnüberganges

Im Zuge der Erstellung der vorliegenden Arbeit bot sich die Möglichkeit, mit verhältnismäßig geringem Aufwand auch das Verformungsverhalten des Schotter im Auflagerbereich der Brücke am Modell im Maßstab 1:5, zu untersuchen. Dies geschah im Zuge von Studentearbeiten [Zip15; GZ], die vom Autor betreut wurden.

### 3.2.1 Beschreibung des Versuchsaufbaus

Wie bereits in Abschnitt 1.1.2 vorgestellt, zeigte sich bei Parameterstudien an einem Finite-Elemente Modell einer Eisenbahnbrücke, dass reale gemessene maximale Schwingungsamplituden für verschiedene Anregungsintensitäten dieser Brücke nur mit einer Dämpferanordnung in der Deckblechebene des Finite-Elemente Modells simuliert werden konnten (vgl. [Hac12]). Im eingangs genannten Abschnitt wurde auch die Arbeit von [Zac05] vorgestellt, der sich mit Schwellensetzungen im Fugenbereich von Brücken, aufgrund der dort auftretenden Bewegungen im Schotter, auseinandersetzte. Diese Arbeiten und auch andere in Abschnitt 1.1.2 angeführte Arbeiten, führten zu der Idee diese Bewegungsprozesse am Fahrbahnübergang mittels des bereits verwendeten optischen Verschiebungsmessgeräts sichtbar zu machen, da diese höchstwahrscheinlich einen nicht vernachlässigbaren Beitrag zur Gesamtdämpfung einer Brücke leisten. Ob dem so ist, muss in eigens dafür konzipierten Versuchen überprüft werden. Die hier vorgestellten Modellversuche sollen dafür erste Erkenntnisse beisteuern.

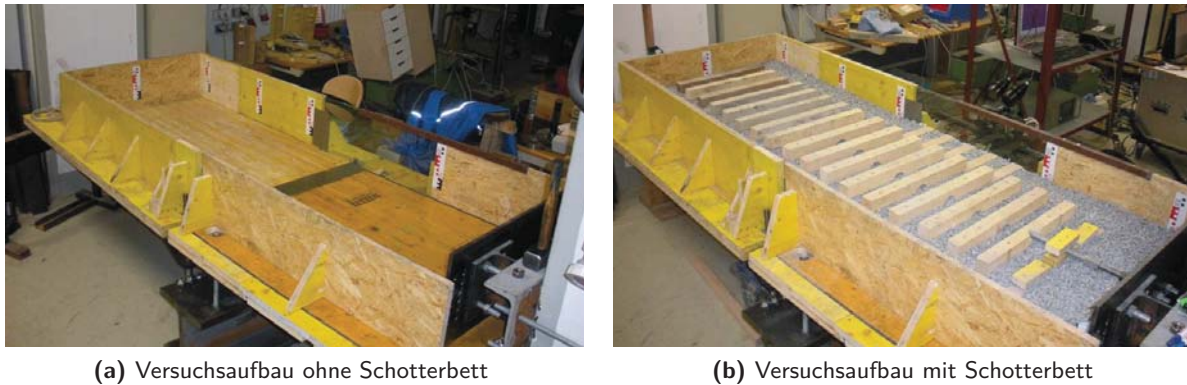
Abbildung 3.19 zeigt das für die Beobachtung der Schotterbettverformungen im Fahrbahnübergangsbereich entwickelte Modell. Dieses besteht aus einem unbeweglichen Element, das



**Abbildung 3.19:** Funktionsprinzip der Versuchsanlage für den Fahrbahnübergangsbereich

den Dammbereich darstellt und einem vertikal beweglichen Trog wie er für die Versuche am Regelbereich verwendet wurde, der einen Teil der Brücke simuliert. Das Modell wurde wiederum im Maßstab 1:5 gebaut. Einen wesentlichen Einfluss auf die horizontalen Verschiebungen hat

der Abstand  $a_{DL}$  des Brückenlagers zum Brückendeck. Diesen Verschiebungen sei hier ein Bild gegeben durch die Verschiebung  $u_D$  der Vorderkante eines Schlepplattes bei Durchbiegung der Brücke.<sup>xxix</sup> Dieser Abstand ist brückenspezifisch, deshalb orientierte man sich für den Abstand an der Größenordnung den das Fahrenbachviadukt<sup>xxx</sup> aufweist, das in Kapitel 7 im Zuge von Vergleichsrechnungen behandelt wird. In der Ausführung wurde  $a_{DL} = 31,2$  cm gewählt. Die Auflagerverdrehung  $\varphi$  wurde wiederum mit der Weganregung  $w_{HZ}$  durch den Hydraulikzylinder im Abstand  $\ell_{HZ} = 161$  cm erreicht.<sup>xxxi</sup> Die bauliche Umsetzung der Modellversuchsanlage ist in Abbildung 3.20 zu erkennen. Teilbild (a) zeigt die noch unbefüllte Versuchsanlage. Hier



**Abbildung 3.20:** Modellversuchsanlage für den Fahrbahnübergang  
(aus [Zip15], bearbeitet)

erkennt man rechts vorne den fest installierten Trogteil, der den Dammbereich simuliert. Links hinten befindet sich der vertikal bewegliche Trog, der den Brückenbereich darstellt. Dazwischen sieht man die durch ein Schlepplatt verdeckte Fuge des Übergangsbereichs. An der vom Betrachter abgewandten Trogwand erkennt man das eingebaute Sichtfenster für die optische Verschiebungsmessung am Schotterbettlängsschnitt im Fahrbahnübergangsbereich. Dieses ist am unbeweglichen Trogteil montiert. Um die Vertikalbewegungen des Brückenbereichs zu ermöglichen, wurden in diesem Nute vorgesehen, in welchen die in diesen Bereich auskragende Glasscheibe bei einer Vertikalbewegung hinein gleiten ließ.<sup>xxxii</sup> Zur Minimierung des Spalts zwischen Glasscheibe und Nut im Brückendeck wurde ein Teflonband zwischen diese geklebt, um ein Verkleben von Schotterkörnern zu verhindern, und gleichzeitig gewährleistet dieses ein nahezu reibungsfreies Gleiten. In Teilbild (b) wird der fertige Versuchsaufbau gezeigt. Der Schotteroberbau entspricht in seinem Aufbau jenem, der bei den Versuchen für die optische Verschiebungsmessung bei der Modellversuchsanlage für den Regelbereich der Brücke verwendet wurde. Lediglich die Schienen simulierenden Gewindestangen wurden gegen Stahl-

<sup>xxix</sup>  $u_D = a_{DL}\varphi$ .

<sup>xxx</sup> siehe Anhang D.6,  $a_{DL} = 1504$  mm.

<sup>xxxi</sup> zur Vervollständigung aber ohne Relevanz für die durchgeführten Versuche: Der Dammbereich wies eine Länge von 130 cm ab der Bordwand bis zur Fuge des Fahrbahnübergangs auf, und der Brückenbereich hatte eine Länge von der Fuge bis zur hier unbeweglichen Bordwand von 147 cm. Die Breite der Fuge betrug 2 cm.

<sup>xxxii</sup> vgl. auch Abb. 3.21(b) und deren Bildbeschreibung.



stäbe<sup>xxxiii</sup> mit einer geringeren Biegesteifigkeit ausgetauscht. Dies war erforderlich, da hier nur ein Abschnitt der Brücke simuliert wurde, und somit das fehlende Eigengewicht der Schienen im nicht nachgebildeten Brückenbereich ausgeglichen werden musste. Ansonsten hätte sich das Gleis bei einer Abwärtsbewegung des Brückenbereichs aus dem Schotterbett gelöst und wäre weiterhin waagrecht aus dem Dammbereich ausgekragt, was dem realen Verhalten widerspricht. Die Verankerung des Gleises erfolgte an der Stelle der Ankerstange<sup>xxxiv</sup>, wodurch die gleiche Nachgiebigkeit bei belastetem Gleis gegeben war wie bei den Versuchen unter Abschnitt 3.1. Abbildung 3.21(a) zeigt die Lagerkonstruktion für den Brückenbereich. Hierfür wurden die aus



(a) Lagerkonstruktion  
(aus [Zip15], bearbeitet)



(b) Blick auf den Schotterbettlängsschnitt  
im Fahrbahnübergangsbereich

**Abbildung 3.21:** Details der Modellversuchsanlage für den Fahrbahnübergang

den bereits vorgestellten Versuchen bekannten Gelenkköpfe verwendet. Mit den darauf verschraubten Gewindestangen konnte der Abstand  $a_{DZ}$  eingestellt werden. Zur Gewährleistung des biegesteifen Anschlusses am Trogdeck wurden noch jeweils zwei Streben aus Flachstahl angebracht. Im rechten Bildteil erkennt man den hier während des Baus noch provisorisch auf Holzklötzen aufliegenden Dammbereich. In Teilbild (b) erkennt man die Ansicht des Schotterbettlängsschnittes im Fahrbahnübergangsbereich, den die in der Trogwand integrierte Glasplatte ermöglicht. Im linken vorderen Bildteil ist die Fuge des Fahrbahnübergangs zu sehen - links davon der Dammbereich und rechts davon der Brückenbereich. Unter dem Schotterbett erkennt man im Fahrbahnübergangsbereich auch das eingebaute Schleppblech. Bei der im rechteckigen Freischnitt des nach außen überstehenden Trogbodens<sup>xxxv</sup> sichtbaren Gewindestange handelt es sich um jene, die den Lagerabstand  $a_{DZ}$  einstellt. Wie bereits erwähnt, ist die Glasplatte in der Trogwand des Dammbereichs - links im Bild - fest verankert und kräftet in den Brückenbereich aus. Durch die im Bild erahnbare Nut im Trogdeck, kann dieser sich frei an der Glasplatte bewegen.

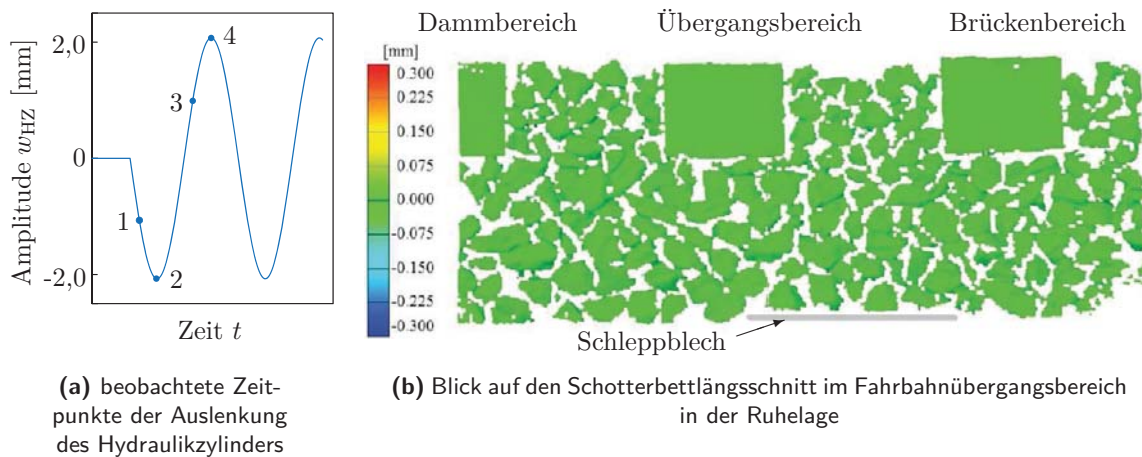
<sup>xxxiii</sup> Betonstahl  $\varnothing$  6 mm.

<sup>xxxiv</sup> vgl. Abschnitt 3.1.1.

<sup>xxxv</sup> vgl. auch Abb. 3.20.

### 3.2.2 Verschiebungsverhalten des Schotters im Auflagerbereich

Zur Aufzeichnung des Verschiebungsverhaltens des Schotters im Auflagerbereich wurde wiederum das bereits beschriebene optische Messsystem verwendet. Für die Aufzeichnung der Schotterbewegung war eine spezielle Größe des beobachteten Bildausschnitts erforderlich, um im Zusammenhang mit der Bildauflösung optimale Auswertungsergebnisse zu erhalten. Im Fall der vorliegenden Untersuchungen war ein wesentlich breiterer Bildausschnitt erforderlich, um die erwartete Störungszone im Fahrbahnübergangsbereich von den Regelbereichen eindeutig abgrenzen zu können. Aufgrund der nicht veränderbaren Größe des Bildausschnitts wurden deshalb jeweils zwei gleiche Versuchsdurchgänge, mit definierter, entlang des Schotterbettlängsschnitts, verschobener Kameraposition, durchgeführt, wodurch mit nachträglichem Zusammenfügen der Auswertungsergebnisse das gewünschte Bildformat erzielt wurde. Die Auslenkung  $w_{\text{HZ}}$  des Hydraulikzylinders betrug bei diesen Versuchen  $\pm 2,0$  mm. Dies entspricht einer Verdrehung  $\varphi$  von  $1,24$  mrad. Dies ist ein mittlerer Wert, verglichen mit den in Kapitel 4 verwendeten Grenzwerten<sup>xxxvi</sup>, der bereits eindeutige Ergebnisse hinsichtlich des Verformungszustandes des Gleisschotters lieferte. Für die hier durchgeführten Versuche werden nicht nur die jeweiligen Maxima der Auf- bzw. Abwärtsbewegung der Auswertung vorgestellt, sondern auch Verschiebungszustände, die bei etwa der Hälfte der Bewegung von Nulllage zu maximaler Lage auftreten, da hier im Vergleich zu den Versuchen beim Regelbereich kein durchgehend ähnliches Verhalten auftritt. In Abbildung 3.22(a) sind die hier dargestellten Zeitpunkte anhand eines Diagramms verdeutlicht. Teilbild (b) zeigt das Auswertungsergebnis für die Ruhelage, hier grün dargestellt.



**Abbildung 3.22:** Grafische Erläuterung zur Verschiebungsmessung

Außerdem sind der Bereich des Schleppbleches, sowie die beobachteten Teilbereiche der Versuchsanlage, zur Orientierung gekennzeichnet. Abbildung 3.23 gibt das Auswertungsergebnis für die horizontalen Verschiebungen im Fahrbahnübergangsbereich ohne Auflast wieder. In Teilbild (a) erkennt man deutlich das Wegbewegen des im Brückenbereich befindlichen Schotterkörpers unterhalb des Gleisrosts bei der Abwärtsbewegung der Versuchsanlage. Der Gleisrost selbst

<sup>xxxvi</sup> vgl. Abb. 4.5 bzw. [Bin15, S. 5].

### 3.2 Modell des Fahrbahnüberganges

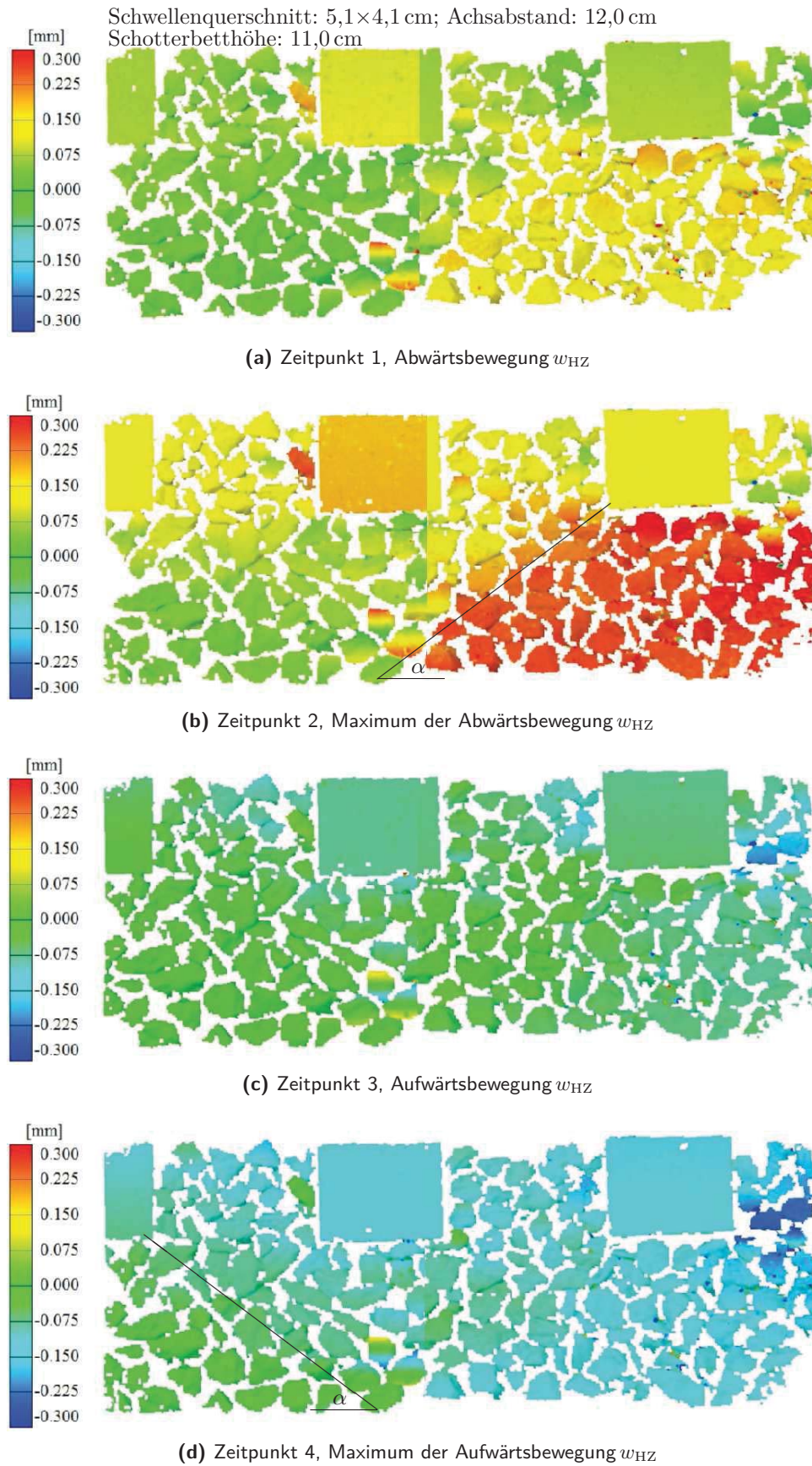


Abbildung 3.23: Horizontale Verschiebungsmessung ohne Auflast im Fahrbahnübergangsbereich



zeigt noch eine sehr geringe Bewegung. An diesem Bild ist an der vertikal im Bild verlaufenden Linie, entstanden durch Farbunterschiede, die Zusammensetzung der beiden Versuchsergebnisse bei gleicher Versuchsdurchführung durch die eingangs beschriebene notwendige Verschiebung der Kameras zu erkennen. Da auch hier wiederum nur qualitative Ergebnisse zum Verschiebungsverhalten generell erzielt werden sollten, hat der Farbunterschied, der leicht differierende Verschiebungszustände anzeigt, allerdings keine Bedeutung. Teilbild (b) gibt das Maximum der horizontalen Verschiebung bei einer Abwärtsbewegung wieder. Hier weist der Gleisrost nun auch eine Verschiebung auf, die zu einem geringen Teil in der Dehnung des Gleisersatzes und zu einem größeren Teil an der Nachgiebigkeit des Verankerungspunktes der Ankerstange begründet liegt. Die genaue Verteilung war nicht quantifizierbar und spielt auch keine Rolle. Wesentlich ist, man erkennt, dass die Relativverschiebung zwischen Gleis und Schotter etwa 0,15 mm und bei hypothetisch starrer Schiene und Verankerung eine Relativverschiebung von 0,3 mm beträgt und das bei einem mittleren Wert für den Drehwinkel  $\varphi$  von 1,24 mrad. Das heißt, der für die Versuche im Regelbereich verwendete, überhöht scheinende Gleitwinkel  $\eta$ <sup>xxxvii</sup> von 4,59 mrad<sup>xxxviii</sup> lieferte ebenfalls ein Ergebnis für die horizontale Verschiebung von etwa 0,3 mm.

Außerdem erkennt man, dass sich eine deutliche Linie von der Vorderkante des Schleppbleches in einem Winkel von  $\alpha \approx 53^\circ$  gemessen von der Horizontalen zur Kante (Sohle-Flanke) der Schwelle - in der Darstellung rechts - ausbildet, die verschiedene Bewegungszustände abgrenzt. Es entsteht eine Druckstrebe von der Schwelle zum Untergrund des Dammbereichs unterhalb der sich der Schotter des Brückenbereichs nahezu als Starrkörper horizontal wegbewegt. Bei der Aufwärtsbewegung des Brückenbereichs bildet sich eine Linie gleicher Neigung, gespiegelt an der Vertikalen, am Ende des Schleppbleches aus. Dies ist in Teilbild (d) erkennbar. Die Relativverschiebung zwischen Gleis und Schotter tritt bei der Aufwärtsbewegung dieser Versuchsauswertung nicht so deutlich hervor.<sup>xxxix</sup> Aus diesen Ergebnissen ist zu folgern, dass in dem durch die beschriebenen Linien gebildeten Keil im Schotter des Übergangsbereichs von Brücken, erhebliche Energiedissipationsvorgänge stattfinden. Es ist noch anzumerken, dass die Schwellen in diesem Fall zufällig symmetrisch über dem Schleppblechende angeordnet waren. Falls dem nicht so ist, bildet sich höchstwahrscheinlich ein asymmetrischer Keil im Schotter aus, abhängig von der Neigung, der von den Schwellen ausgehenden Druckstreben. Die Spitze des Keils - an der Vorderkante des Schleppbleches - bleibt dabei vermutlich an Ort und Stelle. Mangels Zeit konnte dies versuchstechnisch nicht mehr geklärt werden.

Auch bei diesen Versuchen wurde die Auswirkung eines belasteten Gleises untersucht. Dazu wurden die vollständig im Bildausschnitt dargestellten Schwellen mit 75 kg belastet. Abbildung A.7 in Anhang A.2 gibt diese Auswertungsergebnisse wieder. Hier kann der bei den Versuchen ohne Auflast entstandene Keil nicht beobachtet werden. Vermutlich hängt die Form des ausgebildeten Verschiebungszustandes in diesem Fall noch mehr von der Position der Schwellen ab. Für eine fundierte Aussage zu dem hier beobachteten Verhalten wären wesentlich mehr

---

<sup>xxxvii</sup>es wurde  $\eta = \varphi$  für Planungszwecke unterstellt.

<sup>xxxviii</sup>vgl. Abb. 3.18.

<sup>xxxix</sup>vgl. Teilbild (c) und (d).

Versuche mit unterschiedlicher Schwellenanordnung und noch breiterem Bildausschnitt nötig.

### 3.3 Erkenntnisse aus den Vorstudien

Die durchgeführten Vorstudien waren in zweierlei Hinsicht sehr aufschlussreich. Einerseits war eine wesentliche Erkenntnis, dass der Gleisrost aus dem Kurbelviereckmechanismus entkoppelt werden muss, wenn eine Belastung/ Vorspannung des Schotterbetts während der Schwingversuche erfolgen soll. Außerdem zeigte sich, dass alle Konstruktionsteile so spielfrei beziehungsweise dehn- und biegesteif wie nur irgend möglich ausgeführt werden müssen, um exakte Messergebnisse<sup>x1</sup> zu erhalten. Andererseits ergaben die optischen Verschiebungsmessungen am Schotterbettlängsschnitt wichtige Einblicke in das Verhalten der dynamischen Schotterbettbewegungen sowohl im Regel- als auch im Fahrbahnübergangsbereich von Brücken. Aus diesen kann auf die Art der Energiedissipation im Schotterbett<sup>xli</sup> und somit auf die Dämpfungsursachen geschlossen werden. Dies gilt allerdings vorerst nur für die Modellversuchsanlage (M=1:5). Wesentlich war, dass die Dämpfung des Schotterbettes an der Modellversuchsanlage für den Regelbereich nicht von dessen Höhe abhängig ist.

---

<sup>x1</sup>z.B. bei der Ermittlung der Hystereseschleifen - Nachgiebigkeit des Befestigungspunkts der Ankerstange.  
<sup>xli</sup>vgl. [HR].



## 4 Planung und Bau der Großversuchsanlage

Dieses Kapitel widmet sich der Planung und dem Bau der Großversuchsanlage. Es werden der abzudeckende Arbeitsbereich, der die Grundlage für die anschließende Planung darstellt, ein mechanisches Rechenmodell und schlussendlich der Bau der Großversuchsanlage, vorgestellt.

### 4.1 Planung

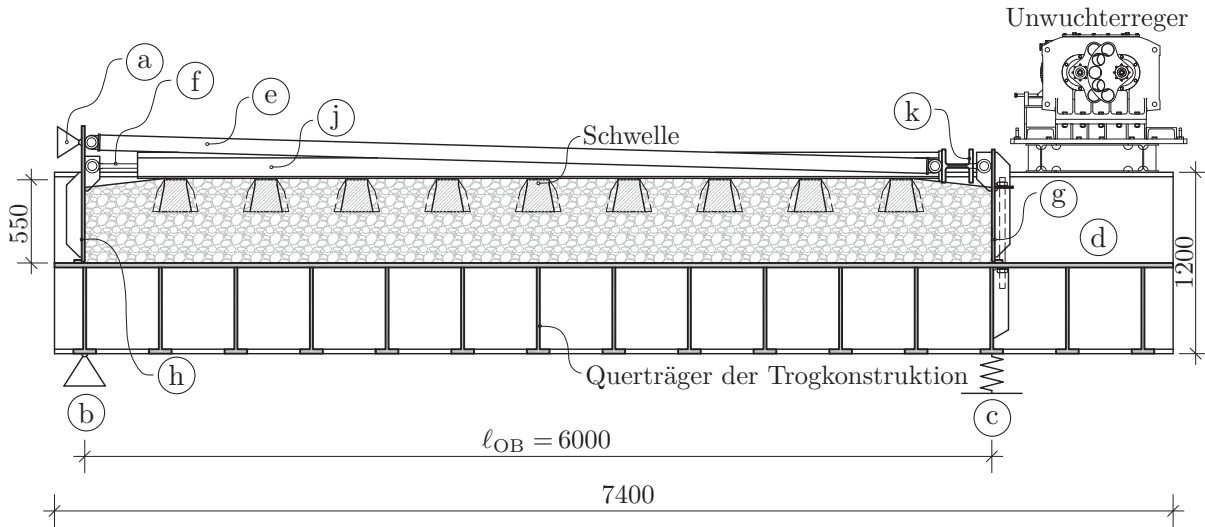
Der Planungsprozess setzt sich aus der bereits in Kapitel 1 vorgestellten Idee, des Vorentwurfs, welcher den Anstoß zu den Untersuchungen in Kapitel 3 gab und der Planung, die in diesem Abschnitt beschrieben wird, zusammen.

#### 4.1.1 Arbeitsbereich und Planung der Versuchsanlage

Dieser Abschnitt gibt die wichtigsten Informationen einer vom Autor der vorliegenden Arbeit mitbetreuten Diplomarbeit, nämlich von *Binder* [Bin15], wieder. In dieser wurde speziell der abzudeckende Arbeitsbereich hinsichtlich Frequenzen, Größe der Drehwinkel etc. untersucht. Für die durchgeführte Parameterstudie zu den Einflussgrößen der Versuchsanlage wurde als Grundlage der Entwurf mit dem aus dem Kurbelviereck entkoppelten Gleis (siehe Kapitel 3) verwendet. Dieser wird in Abbildung 4.1 gezeigt. Ebenda sind die wichtigsten Bauteile bereits so bezeichnet, wie sie in der endgültigen Planung benannt sind, um die Entwicklungen in der Planungsphase besser nachvollziehen zu können. Dabei ist allerdings zu berücksichtigen, dass sich die Konstruktionsweise mancher Bauteile im dazwischenliegenden Planungsprozess veränderte. Mit (a) wird die horizontale Verankerung der Ankerstange (e) bezeichnet, die wiederum über die Schienenkopplung (k) mit der Schiene (j), also dem Gleis verbunden ist. Durch diese Anordnung wird die bereits erläuterte Entkopplung des Gleises aus dem Kurbelviereckmechanismus ermöglicht. Dieser besteht aus der Trogkonstruktion<sup>i</sup> (d), den Bordwänden (g) und (h) zur Abschalung des Schotterbettes und den Gelenkstangen (f) zur Verbindung der Bordwände. Gelagert wird die Versuchsanlage auf den Festlagern (b) und den variablen Lagerfedern (c), die das vertikale Schwingen bei Verwendung der Unwuchterreger ermöglichen. Außerdem sind in Abbildung 4.1 die wichtigsten Ausgangsmaße angegeben. Die innere Trogbreite beträgt nach [ÖBB11a, Tab.1, S.6] 4400 mm<sup>ii</sup>. Die Schotterbetthöhe von 55 cm ist gemäß Abschnitt 2.2 festgelegt.

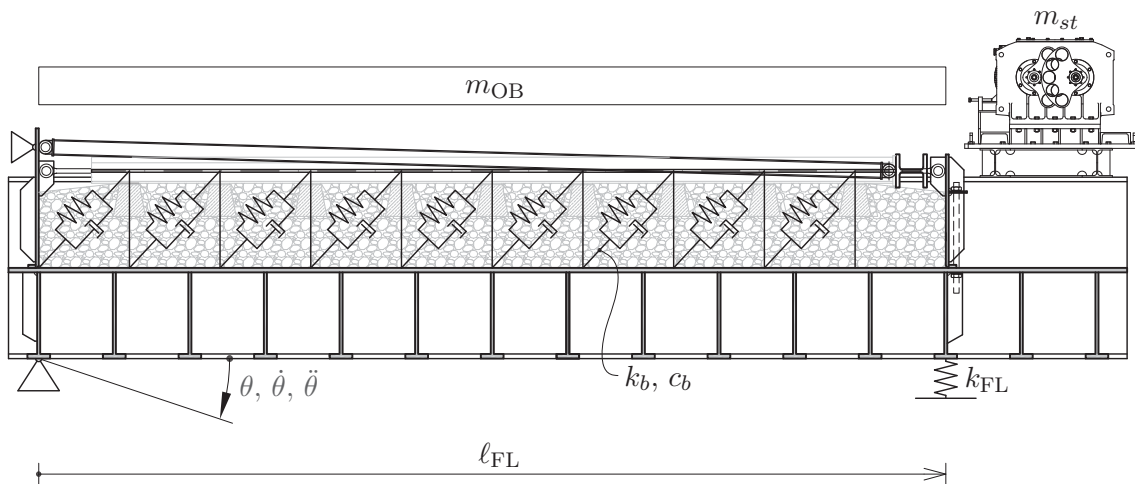
<sup>i</sup>Abschnitt einer Stahlbrückenkonstruktion mit querorientierter Fahrbahnplatte.

<sup>ii</sup>Die Konstruktion der fertig geplanten Versuchsanlage kann, hinsichtlich eines Gesamteindrucks, mit den Abbildungen 4.9, 4.10 und 4.11, am Ende dieses Abschnittes, nachvollzogen werden.



**Abbildung 4.1:** Längsschnitt durch den Entwurf der Versuchsanlage [mm]  
(aus [Bin15, Abb. 2.7, S.11], bearbeitet)

Für diesen Entwurf wurde eine Vordimensionierung durchgeführt. Dieser diente als Grundlage für die Parameterstudie zum Arbeitsbereich der Versuchsanlage und ist in Abbildung 4.2 nochmals zu sehen, wobei hier die zu variierenden Parameter der Schottermasse  $m_S$  als Anteil an der Oberbaumasse  $m_{OB}$ , der Anregungsgröße  $m_{st}$  und die Steifigkeit der Lagerfedern  $k_{FL}$ , sowie deren Abstand zum Festlager  $\ell_{FL}$ <sup>iii</sup>, die Ergebnisgrößen des Auflagerdrehwinkels  $\theta$  und dessen Ableitungen nach der Zeit, dargestellt sind. Die Detailplanung blieb für diesen Punkt außen vor und wurde erst nach den hier beschriebenen Arbeiten durchgeführt (siehe Punkt 4.1.2). Die Variation der Schottermasse  $m_{GS}$  ist erforderlich, da die Angaben dazu laut Li-



**Abbildung 4.2:** Entwurf der Versuchsanlage mit Darstellung der zu variierenden Parameter sowie des mechanischen Modells (aus [Bin15, Abb. 2.7, S.11], bearbeitet)

<sup>iii</sup>Die Variable  $\ell$  bezeichnet im Folgenden horizontale Abstände bezogen auf das Festlager (b) bzw. auch Längen.



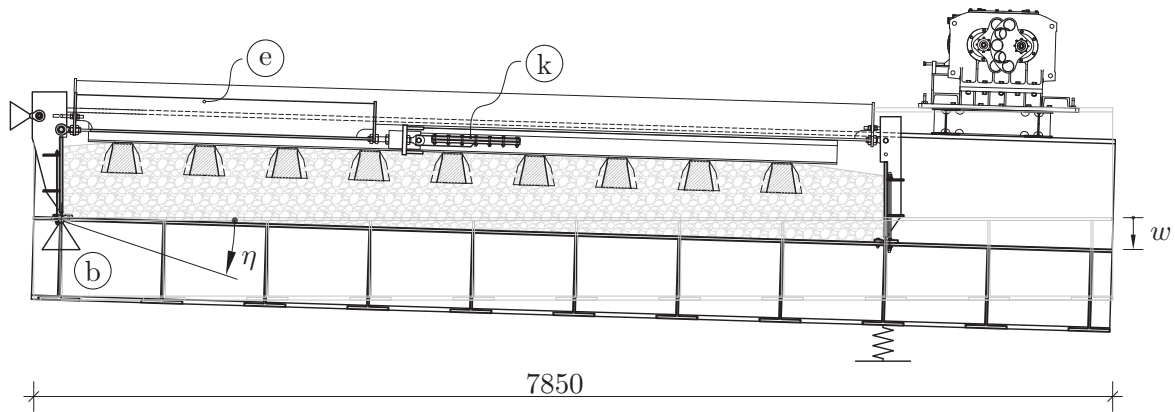
teratur ([ÖNEN 1991-2]) wie in [Hac12] bereits festgestellt wurde, unterschiedlich sind. Bei der Standardschotterbetthöhe von 55 cm kann die Flächenlast beispielsweise um bis zu ca.  $2,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$  variieren<sup>iv</sup>. Für die durchgeführten Parameterstudien waren die Massen von Schienen und Schwellen, in der Schottermasse verschmiert, berücksichtigt. Wie bereits bekannt, wird sowohl die Eigenfrequenz  $f$  der Versuchsanlage über die Steifigkeit der Lagerfedern, als auch deren Position in Relation zum Festlager, eingestellt. Somit ist erklärt, warum es sich hierbei um zwei weitere zu variierende Parameter handelt. Die Größe der Anregungskraft  $P_0$  wird bei einem Unwuchterreger durch das statische Moment  $m_{st}$  und die Erregerfrequenz  $\Omega$  definiert<sup>v</sup>, wobei für die Bezeichnung unterschiedlicher Versuchskonfigurationen in der vorliegenden Arbeit nur das statische Moment  $m_{st}$  als Kenngröße Verwendung findet. Neben der Berechnung der Grenzwerte, auf die erst für den endgültigen Entwurf eingegangen werden wird, seien nachfolgend noch einige Ergänzungen zur Dimensionierung angeführt, die dynamische Aspekte betreffen. In [Bin15] wurden diverse Untersuchungen zu den Eigenfrequenzen von Einzelbauteilen durchgeführt, um sicherzustellen, dass diese außerhalb des Anwendungsbereichs der Versuchsanlage liegen, damit Einflüsse auf die später zu bestimmenden Messwerte ausgeschlossen werden können. Dabei wurde die Profilgeometrie der herausgelöst betrachteten Querträger variiert. Der Querträgerabstand orientierte sich an den Anforderungen, die durch die Fertigung gegeben sind. Die durchgeführten dynamischen Berechnungen erfolgten an einem räumlichen Finite-Elemente-Modell, wofür das Softwarepaket der Firma *Sofistik* verwendet wurde. Mittels Abbildung 4.4 wird ein erster Eindruck zum Finite-Elemente-Modell der Versuchsanlage vermittelt. Es handelt sich hierbei allerdings um das später beschriebene endgültige Modell. Im ursprünglichen Finite-Elemente-Modell waren die Lager  $\textcircled{a}$  und  $\textcircled{\hat{a}}$ <sup>vi</sup> als Festlager modelliert. Die reale Umsetzung sah dafür im ersten Entwurf eine Stahlkonstruktion vor (vgl. Abb. 3.1). Aus den Versuchen an der Modellanlage war aber bereits bekannt, dass vermeintlich ausreichend steife Bauteile, sich in der Realität flexibel verhalten (vgl. Kapitel 3). Deshalb wurde die Steifigkeit dieser Stahlkonstruktion bei den Berechnungen berücksichtigt. Außerdem wurden die Ankerstange  $\textcircled{e}$  und die Gelenkstangen  $\textcircled{f}$  nicht mehr als starre Kopplungen berücksichtigt, sondern mit deren wahrer Dehnsteifigkeit. Durch die Berechnungen zeigte sich, dass auch für die Versuchsanlage die Steifigkeiten erhöht werden mussten. Dies führte dazu, dass die Lagerkonstruktion aus Stahl durch steife Stahlbetonscheiben<sup>vii</sup>  $\textcircled{a}$ ,  $\textcircled{\hat{a}}$  ersetzt wurde. Zur Erhöhung der Steifigkeit wurde auch das Bauteil für die Schienenkopplung  $\textcircled{k}$ , das als H-Trägerstück geplant war, vom Ende der Schienen in deren Mitte versetzt und als Scheibe ausgelegt (siehe Abb. 4.3). Abbildung 4.3 zeigt die ausgelenkte Versuchsanlage in ihrer endgültigen Ausformung. Dort sind jene Bauteile bezeichnet, die wesentliche Veränderungen im Vergleich zu jenen nach Abbildung 4.1 erfuhren. Wesentlich ist hier die Verschiebung des Festlagers  $\textcircled{b}$  von der Unterkante des Troges  $\textcircled{d}$  auf die Höhe des Deckbleches. Dies hat den Vorteil, dass die Versuchsanlage nun exakt den Vorgaben des theoretischen Modelles vom Kurbelviereck entspricht, bei dem der

<sup>iv</sup>vgl. [Bin15, S. 12].

<sup>v</sup>siehe Gleichung (2.18).

<sup>vi</sup>bezeichnet die horizontale Lagerung der Gelenkstangen  $\textcircled{f}$ , vgl. Abb. 4.4.

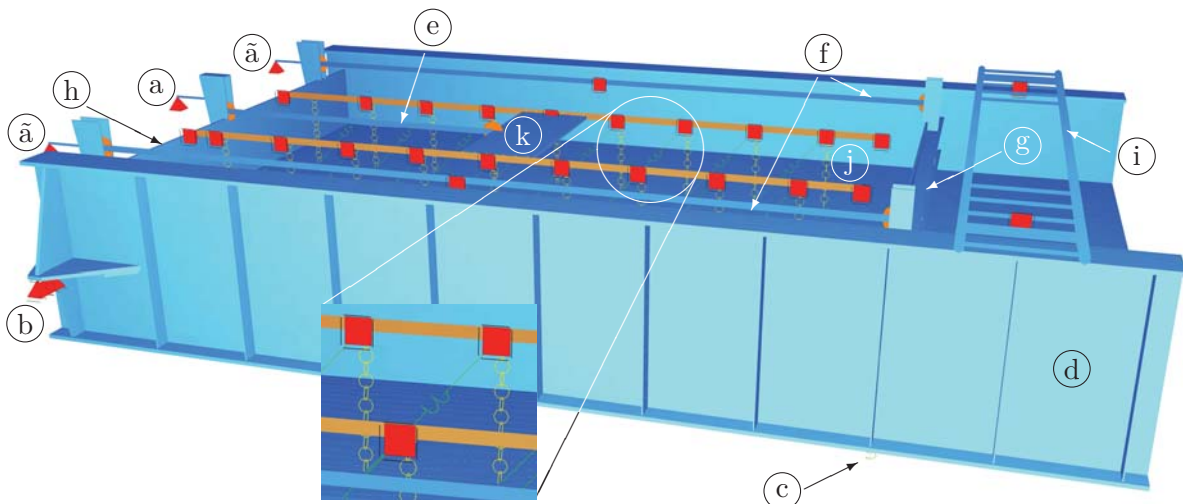
<sup>vii</sup>später werden diese als Lagerwände bezeichnet.



**Abbildung 4.3:** Endgültiger Entwurf der Versuchsanlage als Grundlage zur Bestimmung des Arbeitsbereichs (aus [Bin15, Abb. 4.9, S.44], bearbeitet)

Gleitwinkel  $\eta$  die bestimmende Antwortgröße ist. Der dadurch entstehende Mehraufwand in der konstruktiven Ausführung ist durch den so direkt bestimmbaren Winkel  $\eta = \frac{w}{\ell_w}$ <sup>viii</sup> und somit höherer Genauigkeit, gerechtfertigt. Ursprünglich sollte vom Drehwinkel  $\theta$  der Versuchsanlage über geometrische Beziehungen auf den Winkel  $\eta$  umgerechnet werden. Der Gleitwinkel  $\eta$  ist im eigentlichen Sinn ein Drehwinkel, wenn er auf die Versuchsanlage bezogen ist. Da aber die Schubverformungen des Gleisschotters im Fokus der Untersuchungen stehen, für die die Versuchsanlage schließlich konzipiert ist, wird im Folgenden trotzdem vom Gleitwinkel  $\eta$  gesprochen. Auf die konstruktive Ausbildung der behandelten Bauteile und deren Bedeutung für die Versuchsdurchführung wird in Abschnitt 4.1.2 eingegangen werden.

In Abbildung 4.4 sind die beschriebenen und durch Kennbuchstaben versehenen Bauteile durch die räumliche Darstellung nochmals besser nachzuvollziehen.<sup>ix</sup> Das den Schotterober-



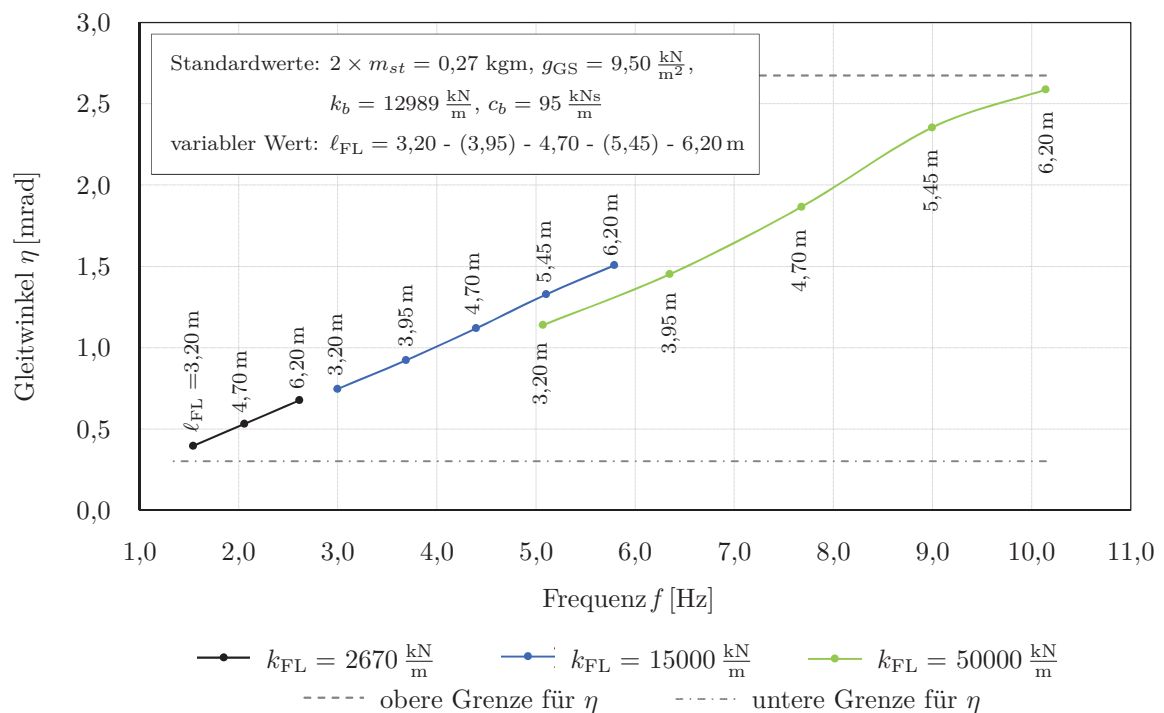
**Abbildung 4.4:** Finite-Elemente Modell des endgültigen Entwurfs der Versuchsanlage

<sup>viii</sup>  $\ell_w$  ... horizontaler Abstand vom Festlager (b) zur Position des Messaufnehmers für  $w$ .

<sup>ix</sup> vgl. dazu auch den Grundriss in Abb. 4.9.

## 4.1 Planung

bau beschreibende mechanische Modell<sup>x</sup> wurde durch starre Kopplungselemente sowie Feder-Dämpferelemente umgesetzt, wie sie im vergrößerten Ausschnitt erkennbar sind. Bis auf die Lager (a), (ã) und (b) sind alle weiteren Lager<sup>xi</sup> einwertige Lager, deren Wirkungsrichtung normal zur Längsachse des Troges (d), weist. Diese haben die Aufgabe, Eigenformen von Bauteilen bei der dynamischen Berechnung zu unterdrücken, die ohnehin nicht real auftreten können<sup>xii</sup>. Mit (i) wird die bisher unerwähnte Plattform zur Befestigung der Unwuchterreger, hergestellt aus diversen Stahlbauprofilen, bezeichnet. Für das gezeigte Modell werden nun beispielhaft Ergebnisse aus der Parameterstudie von [Bin15], in Form von Diagrammen, vorgestellt. Abbildung 4.5 zeigt ein Diagramm, das die Auswirkung der Veränderung von Lagersteifigkeit  $k_{FL}$  und Lagerposition  $\ell_{FL}$  auf den Gleitwinkel  $\eta$ , bei festgehaltenen anderen Variablen, angibt. Darunter werden jene Variablen verstanden, die in Abbildung 4.5 als Standardwerte bezeichnet sind und für die auch jeweils ein entsprechender Zahlenwert angegeben ist. Die angegebenen Zahlenwerte sind wiederum keine fix festgelegten Größen<sup>xiii</sup>, sondern wurden in [Bin15] ebenfalls teilweise variiert. Ein Beispiel dafür wird später ein Diagramm für die Bandbreite der möglichen Variabilität der Schottersteifigkeit  $k_b$  geben. Im  $\eta$ - $f$ -Diagramm werden drei verschiedene Steifigkeiten



**Abbildung 4.5:**  $\eta$ - $f$ -Diagramm für Kombinationen aus Lagersteifigkeit  $k_{FL}$  und Lagerposition  $\ell_{FL}$  (aus [Bin15, Abb. 4.6, S.42], bearbeitet)

für die verwendeten Lagerfedern (Federpakete FP) angegeben. Dabei sei jenes mit dem eine Fe-

<sup>x</sup>vgl. Abb. 4.2, sowie in Abschnitt 4.2 das vereinfachte Rechenmodell.

<sup>xi</sup>Lager sind in rot dargestellt.

<sup>xii</sup>Die Schienen (j) werden beispielsweise durch die Schwellen in betreffender Richtung gehalten.

<sup>xiii</sup>Diese angegebenen Größen dienten als Referenzwerte in der Parameterstudie.

dersteifigkeit  $k_{FL} =$  von  $2670 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$  eingestellt werden kann, als Federpaket 1 (FP 1)<sup>xiv</sup> benannt.<sup>xv</sup> Diese waren bereits institutseigen und wurden deshalb bei der Erprobung der Versuchsanlage eingesetzt, obwohl sie nur den unteren Randbereich des interessierenden Frequenzbandes abdecken. Nach Feststellung der Funktionstüchtigkeit der Versuchsanlage wurden Lagerfedern mit  $k_{FL} = 50000 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ <sup>xvi</sup> angeschafft, die als Federpakete 2 (FP 2) bezeichnet wurden. Da durch Entfernen von Einzelfedern an Federpaket 2 auch die Steifigkeit des ursprünglich vorgesehenen Federpaketes 3, mit  $k_{FL} = 15000 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ , erzielt werden kann, spielte das Federpaket 3, hinsichtlich dessen Bezeichnung, später keine Rolle mehr. Durch die Positionsänderung eines Federpaketes, über die bereits definierte Variable  $\ell_{FL}$ , kann ein bestimmtes Frequenzband abgedeckt werden. Die Schrittweite für die Änderung beträgt 750 mm und entspricht dem Querträgerabstand der Versuchsanlage. Diese untersuchten Federpaketstellungen sind in Abbildung 4.5 durch Punkte im Funktionsverlauf gekennzeichnet und mit deren Abstand zum Festlager  $\ell_{FL}$  beschriftet. In den folgenden Diagrammen entsprechen diese Punkte den hier beschrifteten. Zur Wahrung der Übersichtlichkeit wurde dort allerdings auf die Beschriftung verzichtet. Mit steigender Frequenz nimmt allerdings auch der Gleitwinkel  $\eta$  zu, wie in Abbildung 4.5 klar erkennbar ist. Dies ist eine Folge der Unwuchterregung, bei der die Anregungsfrequenz  $\Omega$  quadratisch in die Erregerkraft  $P_0$  eingeht. Die in Abbildung 4.5 mit grauen Linien eingetragenen Grenzen für den Gleitwinkel  $\eta$  werden mit den Standardwerten im für die vorliegende Arbeit festgelegten Frequenzband von 1,5 bis 10,0 Hz also nur punktuell erreicht. Durch Anpassung des statischen Moments  $m_{st}$  kann der Bereich zwischen den Grenzwerten für eine festgelegte Frequenz abgedeckt werden. Zur Verdeutlichung stelle man sich die Funktion des  $\eta$ - $f$ -Verlaufes, entsprechend der geänderten Unwucht, vertikal verschoben, vor. So ergäben sich Funktionsscharen für alle möglichen einstellbaren Unwuchten. Die angegebenen Grenzen für  $\eta$  basieren auf berechneten Auflagerdrehwinkeln  $\varphi$  für verschiedene Brücken bei Zugüberfahrt<sup>xvii</sup>. Dadurch ist der Arbeitsbereich hinsichtlich des Gleitwinkels festgelegt. Es ist zu beachten, dass  $\varphi \hat{=} \eta$  nur im Auflagerpunkt der realen Brücke gilt. Da sich  $\varphi$  wiederum aus dem Drehwinkel  $\vartheta$  und dem Gleitwinkel  $\gamma$  der realen Brücke zusammensetzt, handelt es sich nur um Anhaltspunkte für die Grenzwerte von  $\eta$ . In Abbildung 4.6 ist, analog zu obig beschriebenem, informativ der Gleitwinkelgeschwindigkeits-Frequenzverlauf  $\dot{\eta}$ - $f$  dargestellt.

Abbildung 4.7 stellt den Verlauf der Gleitwinkelbeschleunigung über die Frequenz dar. Hier sind Grenzwerte für die vertikale Beschleunigung des Gleisschotters  $\ddot{w}_S$  am Ende<sup>xviii</sup> des Schotterbettes eingetragen. Es wurden für die Versuche 1,0 g als Grenzwert sowie 1,2 g als absolutes Maximum festgelegt. Diese Beschleunigungsstufen sind mit gelber und roter gestrichelter Linie eingezeichnet. Wie in dieser Abbildung erkennbar ist, wird der Grenzwert mit dem Standardwert für die Unwucht  $m_{st}$  bei etwa 5,5 Hz erreicht. Dies führte bei den später durchgeführten Versuchen dazu, dass nur noch ein Unwuchterreger, platziert an der Längsachse des Brücken-

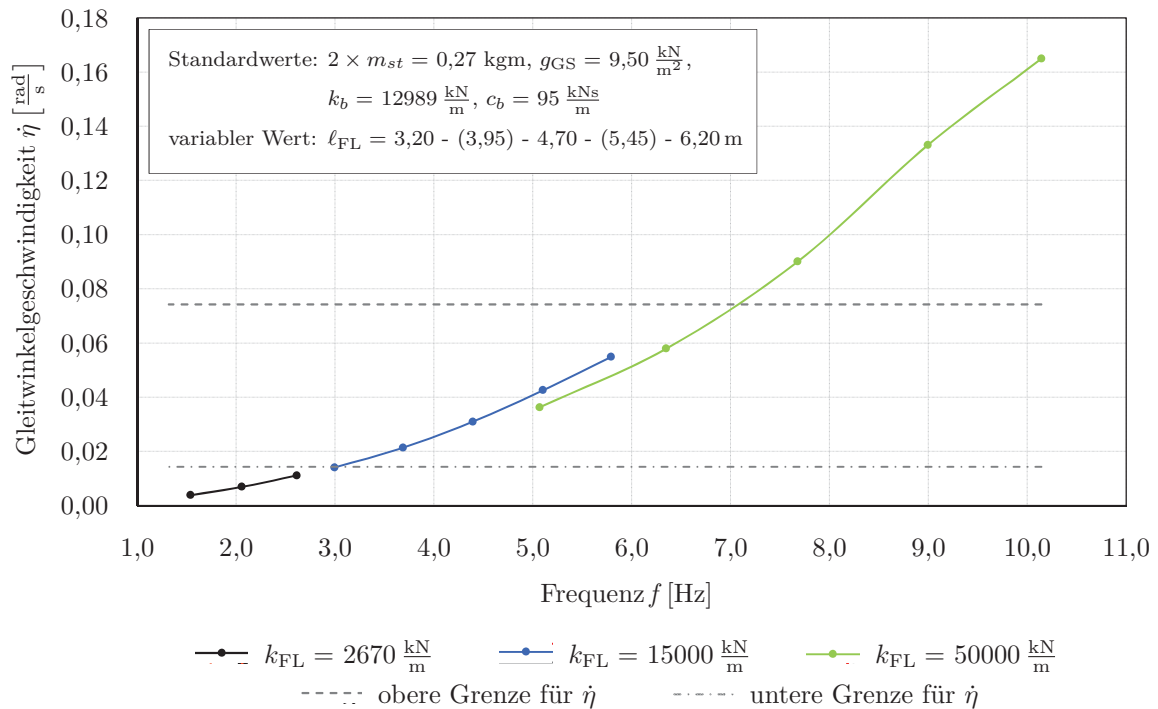
<sup>xiv</sup>siehe z.B. Abb. 5.4(b).

<sup>xv</sup>Bei voller Bestückung mit Einzelfedern beträgt die Paketsteifigkeit  $3610 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ .

<sup>xvi</sup>Der genaue Wert, der zum Zeitpunkt der Parameterstudie noch nicht bekannt war, lautet  $49400 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ , genaueres dazu siehe Abschnitt 4.3.2.

<sup>xvii</sup>vgl. [Bin15, S. 5].

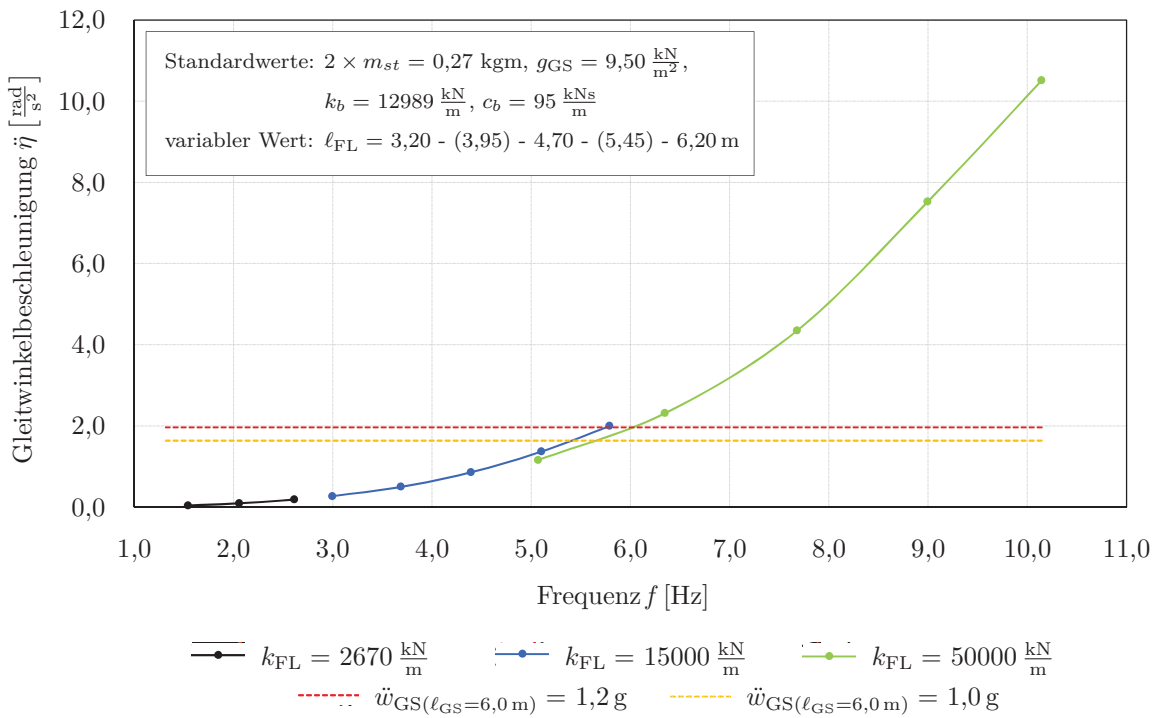
<sup>xviii</sup> $\ell_{OB} = 6,0 \text{ m}$ .



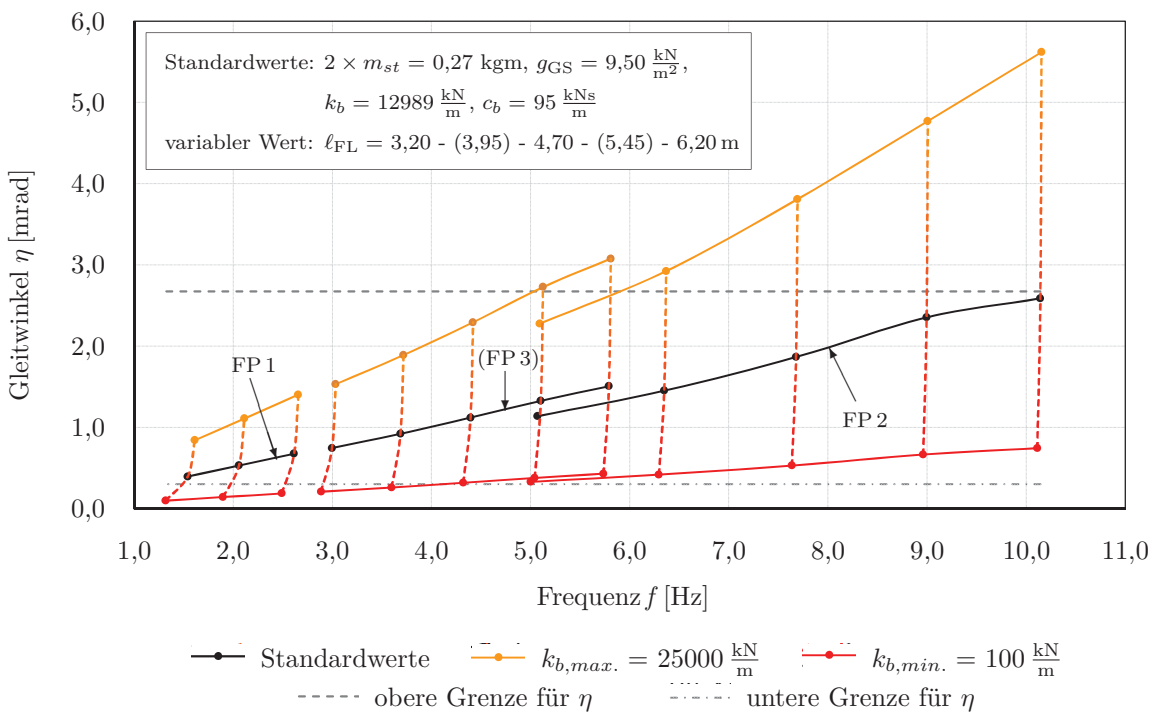
**Abbildung 4.6:**  $\eta$ - $f$ -Diagramm für Kombinationen aus Lagersteifigkeit  $k_{FL}$  und Lagerposition  $\ell_{FL}$  (aus [Bin15, Abb. 4.7, S.43], bearbeitet)

trogas auf der Ebene des Deckblechs, verwendet wurde, um die Anregungskraft  $P_0$  zu reduzieren und dadurch Versuche mit höherer Frequenz, bei Einhaltung des Grenzwertes, zu ermöglichen. Wie bereits erwähnt, wurden die Parameter, für welche Standardwerte festgelegt wurden, variiert, um eine eventuell vorhandene Streubreite dieser Werte und deren Auswirkung auf das Verhalten der Versuchsanlage zu untersuchen. Als Beispiel sei hier die Auswirkung der Veränderung der Schottersteifigkeit  $k_b$  in Abbildung 4.8 angeführt. Hier dient der aus Abbildung 4.6 bereits bekannte  $\eta$ - $f$ -Verlauf - in schwarz dargestellt - als Referenzwert, um die Funktionsverläufe für die so festgelegte minimale Schottersteifigkeit  $k_{b,min}$  und die maximale Schottersteifigkeit  $k_{b,max}$  besser beurteilen zu können. Weitere Variationen der Parameter, wie zum Beispiel für die Schotterdämpfung  $c_b$ , werden in [Bin15] angegeben. In diesen Parameterstudien zeigte sich, dass alle eventuell auftretenden Streubreiten von Parametern, keine negativen Auswirkungen auf die Versuche im Sinne der Durchführbarkeit im festgelegten Arbeitsbereich haben. Dies bedeutet, dass der festgelegte Arbeitsbereich der Versuchsanlage stets eingehalten werden kann.

Die Abbildungen 4.9, 4.10, 4.11 zeigen die endgültigen Übersichtspläne in Form von Draufsicht, Längsschnitten und Querschnitt, die gekennzeichnete Details, welche im folgenden Abschnitt 4.1.2 behandelt werden, aufweisen. Zur Überleitung in den nächsten Abschnitt werden diese hier erläutert. Alle wesentlichen Bauteile sind in diesen Abbildungen mit deren Kurzbezeichnung beschriftet und somit den vorangegangenen Beschreibungen einfach zuzuordnen. Zusätzlich sind hier die folgend erläuterten Konstruktionsdetails A bis E gekennzeichnet.



**Abbildung 4.7:**  $\dot{\eta}$ - $f$ -Diagramm für Kombinationen aus Lagersteifigkeit  $k_{FL}$  und Lagerposition  $l_{FL}$  (aus [Bin15, Abb. 4.8, S.43], bearbeitet)



**Abbildung 4.8:**  $\eta$ - $f$ -Diagramm für die Bandbreite der Schottersteifigkeit  $k_b$  (aus [Bin15, Abb. 4.10, S.45], bearbeitet)

## 4.1 Planung

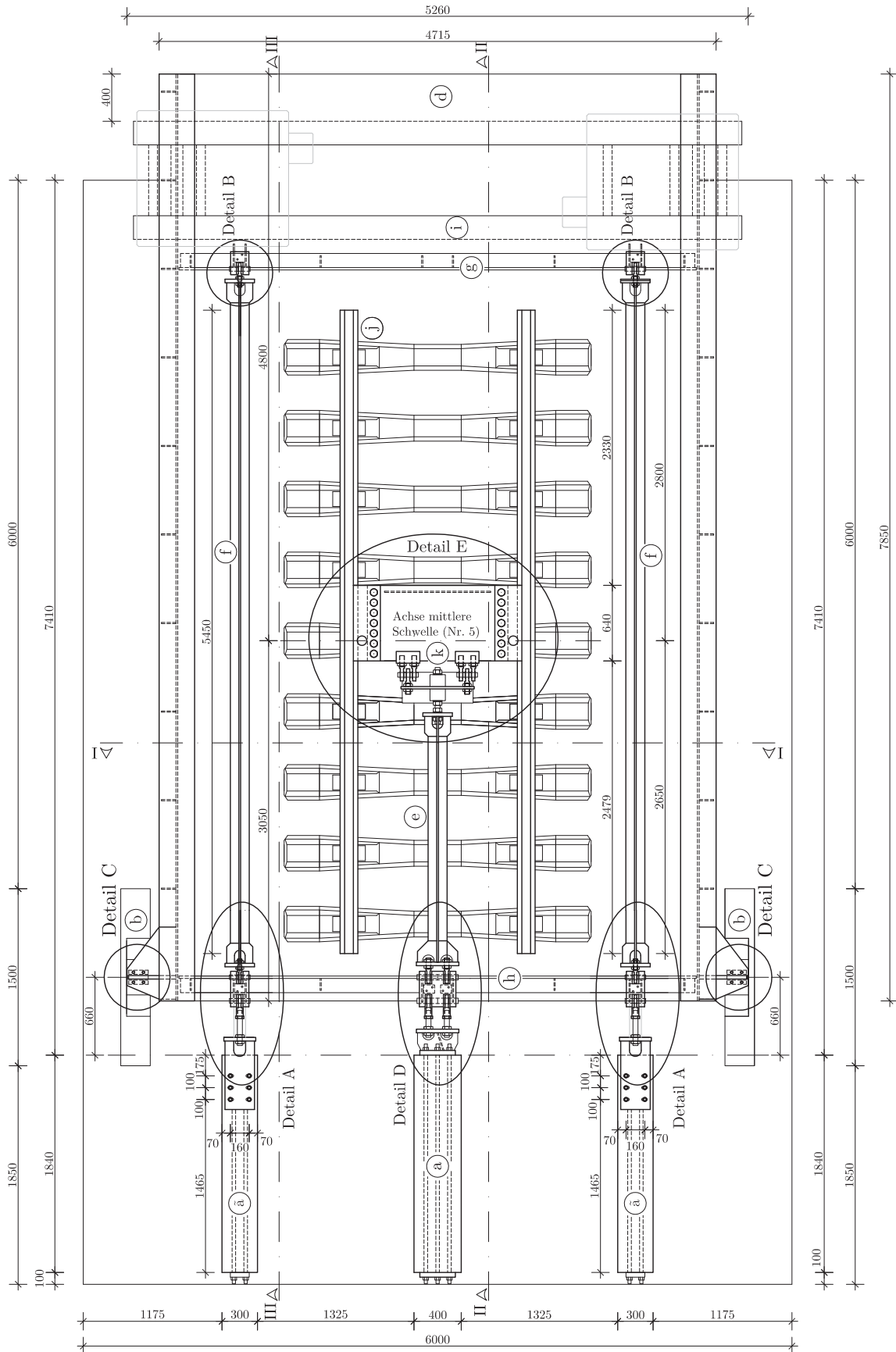


Abbildung 4.9: Draufsicht der Versuchsanlage [mm], M=1:50







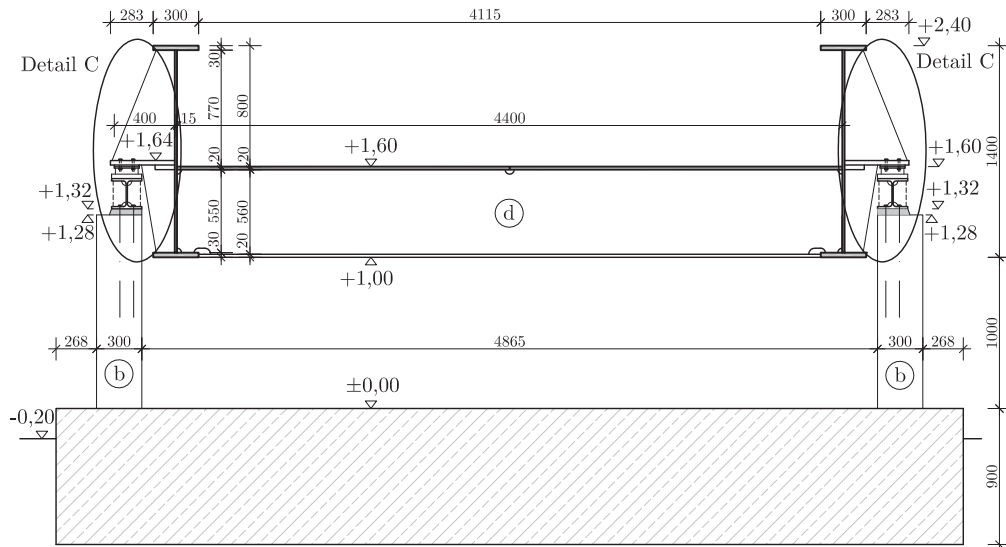


Abbildung 4.11: Querschnitt der Versuchsanlage ohne Schotteroberbau (Schnitt I – I) [mm], M=1:50

#### 4.1.2 Detailplanung

Erste Überlegungen zur Detailausbildung neuralgischer Punkte der Konstruktion wurden bereits in [Bin15] angestellt. In diesem Abschnitt wird allerdings nur mehr die endgültige Ausführungsplanung beschrieben, die von den Überlegungen in [Bin15] teilweise abweicht. Die Ausführungsplanung wurde nämlich sowohl an Notwendigkeiten der Fertigung angepasst, als auch hinsichtlich der Erfordernisse bei der Versuchsdurchführung weiterentwickelt.

##### Detail A

Abbildung 4.12 zeigt die Ansicht auf die Verbindung von Gelenkstange (f) und Lagerwand (ã).<sup>xix</sup> Außerdem ist das Bauteil (1) auf Höhe des Deckbleches des Troges (d), das bisher noch keine Erwähnung fand, zu erkennen. Doch zunächst soll die Erläuterung zur Verankerung der Gelenkstange erfolgen. Wie bereits aus Kapitel 1 bekannt ist, besteht das angenommene Modell zur Beschreibung der mechanischen Eigenschaften des Schotteroberbaues aus einem Kurbelviereck, dessen Begrenzungsflächen gelenkig miteinander verbunden sind. Detail A beschreibt, dass dieses in der oberen linken Ecke, bezogen auf Abbildung 3.1, ein einwertiges horizontales Lager aufweist, welches letztlich durch (ã) umgesetzt ist. Allerdings ist dieses Lager direkt am Gelenk vorgesehen, weshalb bei der praktischen Umsetzung nachfolgend beschriebene Änderungen, speziell hinsichtlich geometrisch konstruktiver Erfordernisse, vonnöten waren. Die Umsetzung der idealen Gelenkigkeit ist bestmöglich mit sogenannten Gelenkköpfen<sup>xx</sup> durchführbar. Um diese konstruktiv geeignet anordnen zu können, fiel die Entscheidung, die Funktionen auf zwei Gelenkpunkte aufzuteilen. Einer erfüllt die eigentliche Aufgabe als Gelenk im

<sup>xix</sup>Die Schnitte b bis c können in Anhang D.1 und Schnitt d kann in Anhang D.2 eingesehen werden.

<sup>xx</sup>siehe z.B. Abb. 4.29(a).



nicht verwendet, da sie nicht erforderlich waren und andernfalls nur zur unerwünschten jedoch geringen Strukturdämpfung der Versuchsanlage beigetragen hätten.

Das Bauteil ① stellt eine Ergänzung zur Verbesserung Gebrauchstauglichkeit des Festlagers ②, später beschrieben unter dem Punkt für Detail C, dar. Während der Planung bestand die Befürchtung, dass dynamische Lagerkräfte ein horizontales Gleiten des Troges auf dem Schneidenlager bewirken könnten. Dieser Effekt trat dann auch tatsächlich auf. Bauteil ① erfüllt somit die Aufgabe eines Abstandhalters zwischen Trog ③ und unverschieblicher Lagerwand ④.<sup>xxiii</sup> Um die Einspannwirkung, die durch dieses Bauteil entsteht, möglichst gering zu halten, wurde diese Verbindung biegeweich ausgeführt. Als die Notwendigkeit dieses Abstandhalters bei den später durchgeführten Versuchen festgestellt wurde, erfolgte dessen Aktivierung durch die ursprünglich nicht vorhandene Verschraubung mit dem Deckblech des Troges. In dieser Arbeit sei dieser Abstandhalter ab nun als Horizontalverankerung ① bezeichnet.

### Detail B

Dieses Detail zeigt die vertikal bewegliche Seite des bekannten Kurbelvierecks. Es ist in Abbildung 4.13 dargestellt<sup>xxiv</sup>. Hier sind die jeweils gelenkigen Verbindungen von Gelenkstange ⑤ mit der Bordwand ⑥, sowie deren Verbindung mit dem Trog ③ zu erkennen. Bis auf das Fehlen der Anbindungen an die Lagerwand handelt es sich um eine Spiegelung des Details A, weshalb sich eine ausführlichere Erläuterung erübrigt.

### Detail C

Das Festlager der Versuchsanlage wird mittels der Plandarstellung in Detail C definiert, welches in Abbildung 4.14<sup>xxv</sup> dargestellt ist. Die Besonderheit an diesem Lager stellt dessen Situierung am Trog dar. Der Drehpunkt des Lagers befindet sich außerhalb des Troges in der Ebene des Deckbleches desselben<sup>xxvi</sup>. Erfordernisse aus der Umsetzung des Kurbelviereckmechanismus begründen jenes Vorgehen in der Planung, das bereits in Abschnitt 4.1.1 geschildert wurde. Bei der konstruktiven Umsetzung findet eine Konsolenkonstruktion Verwendung, die die Lagerkräfte aus dem Längsträgersteg des Troges ③ zur Lagerbank auf den Lagerwänden ② leitet. Das Erfordernis einer gelenkigen Lagerung wird mit einer Schneidenlagerung gewährleistet.<sup>xxvii</sup> Für die horizontale Stabilisierung in Querrichtung der Versuchsanlage sind Führungsbleche [16] am genuteten Blech [13] für die Aufnahme der Lagerschneide [14] angeordnet.<sup>xxviii</sup> Bezüglich der horizontalen Fixierung in Längsrichtung wird auf die betreffenden Erläuterungen unter dem Punkt für Detail A verwiesen.

<sup>xxiii</sup> siehe z. B. auch Abb. 5.6.

<sup>xxiv</sup> Die Schnitte e und d' können in Anhang D.2 eingesehen werden.

<sup>xxv</sup> Die Schnitte b und c können in Anhang D.3 eingesehen werden.

<sup>xxvi</sup> siehe z.B. auch Abb. 4.21.

<sup>xxvii</sup> weitere Informationen dazu, siehe [Bin15].

<sup>xxviii</sup> siehe Schnitt b-b des Details C in Anhang D.3.

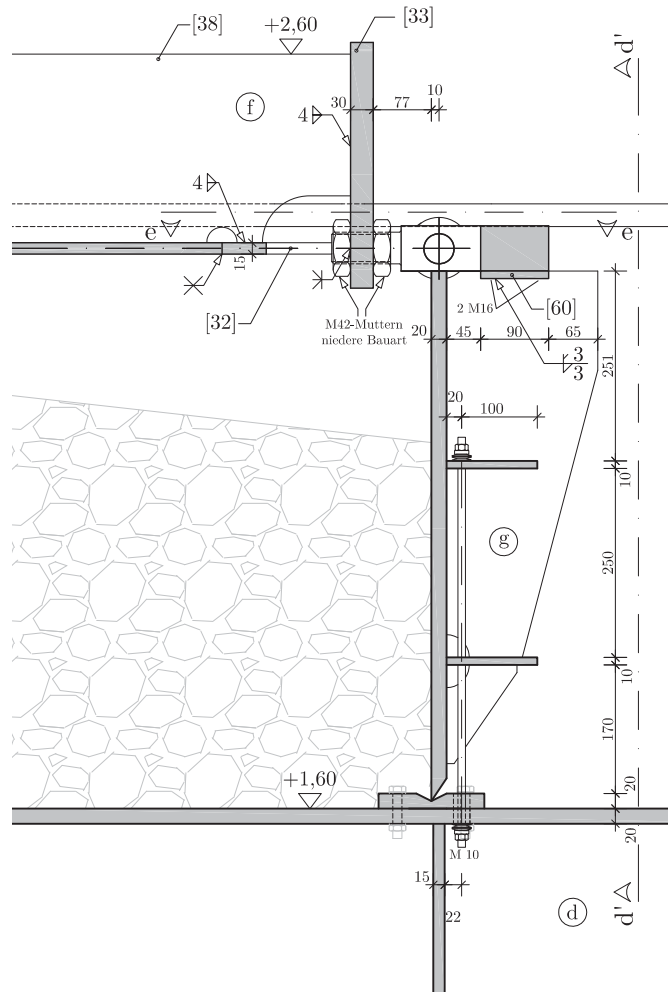


Abbildung 4.13: Detail B, Ansicht [mm], M=1:10

### Detail D

Abbildung 4.15<sup>xxix</sup> zeigt die Verbindung der Ankerstange (e) mit der mittleren Lagerwand (a). Prinzipiell ist dieses Detail in der Konstruktionsweise ähnlich wie Detail A. Allerdings dienen die verwendeten Gelenkköpfe im vorliegenden Detail ausschließlich zum Ausgleich von Abweichungen vom Sollmaß, speziell hinsichtlich der Höhenlage des Gleises. Durch die Entkopplung des Gleises aus dem Kurbelviereckmechanismus, die in anschließenden Arbeiten<sup>xxx</sup> die Vorspannung des Schotterbettes ermöglichen soll, wie dies in Kapitel 3 am Modell vorgestellt wurde, kann die Schotterbetthöhe variieren - entweder aufgrund von Setzungen durch die Vorspannung oder auch schlicht wegen Einbauungenauigkeiten. Die Verbindung mit der Bordwand (h) hat in diesem Fall nur eine stabilisierende Funktion für das die Gelenkköpfe verbindende Bauteil [22] bei Aufnahme von Druckkräften, die während des Schwingzyklus der Versuchsanlage bei der Aufwärtsbewegung entstehen. Aufgrund der höheren Kräfte, die bei einer Vorspannung des Schotterbettes erwartet werden, fanden pro Gelenkachse zwei Gelenkköpfe Verwendung. In

<sup>xxix</sup>Die Schnitte b und d können in Anhang D.4 eingesehen werden.

<sup>xxx</sup>dazu näheres in Abschnitt 4.1.3

Abbildung 4.15 erkennt man auch den Spalt zwischen Bordwand (h) und Trog (d), der in den Bereichen vorliegt, die nicht durch die in Detail A beschriebene Verbindung derselben durch Schneidenlager, gegeben ist. Dies gewährleistet Reibungsfreiheit und verhindert Einflüsse aus Dämpfungseffekten. Später wird dieser Spalt mit einem Geotextil überbrückt, um ein Verkeilen von Schotterkörnern im Spalt zu verhindern.

### Detail E

Dieses Detail umfasst die Schienenkopplung (k) sowie deren Verbindung mit der Ankerstange (e), wobei eine Konstruktion zur Kraftmessung (m) zwischengeschaltet ist. Zur Veranschaulichung betrachte man Abbildung 4.16.<sup>xxx</sup> Beim mit (m) bezeichneten Bauteil handelt es sich um ein speziell gefertigtes H-Trägerstück zur Verwendung der Kraftmessdosen (KMD). Die vorgesehene Kraftmessung ist Teil einer Messanordnung zur Bestimmung der Kraft-Weg-Hysterese, wie sie bereits bei der Modellanlage in Kapitel 3 Anwendung fand. Um die horizontale Translation der Schienenkopplung, die aus der Nachgiebigkeit derselben bei Kraftfluss aus den Schienen (j) in die Ankerstange resultiert, möglichst klein zu halten, wurde diese als starre Scheibe geplant. Generell galt für die Bauteile, die an der Verbindung von Gleis und Lagerwand beteiligt sind, eine möglichst hohe Steifigkeit zu gewährleisten, um Verlustwege an der Messung der Schubverformung des Schotteroberbaues, für die die Hysterese schließlich bestimmt werden soll, so gering wie möglich zu halten. Die Schienenkopplung wurde deshalb als starre Scheibe geplant, die über Schraubenverbindungen an Fahnenblechen der Schienen befestigt sind. Mittels Gelenkköpfen und Bolzen wird eine gelenkige Verbindung mit (m) ermöglicht, die Biegespannungen, welche die in (m) eingebauten Kraftmessdosen<sup>xxxii</sup> beeinträchtigen könnten, ausschließt. Der Kraftfluss führt in weiterer Folge von (m) über die Kraftmessdosen, die mit einer Gewindestange gegeneinander verschraubt sind, zur Ankerstange.

### 4.1.3 Zukünftige Versuchsanordnungen

Wie bereits erwähnt, soll das Schotterbett bei den folgenden Untersuchungen auch vorgespannt werden. Dies soll die Auflast, die aus der Überfahrt eines Zuges resultiert, nachstellen. Ein diesbezüglicher Versuch kann an der geplanten Anlage theoretisch auf zwei verschiedene Weisen umgesetzt werden: entweder durch eine entsprechende Auflast, durch Aufbringen einer Zusatzmasse, oder durch Vorspannen im eigentlichen Sinn. Das Aufbringen einer Zusatzmasse scheidet aufgrund der unrealisierbaren Umsetzung aus: zum einen sind die dafür erforderlichen Massen wegen des entsprechenden Volumens aus geometrischen Gründen fast nicht anbringbar, zum anderen würden die Eigenfrequenzen der Versuchsanlage durch diese derart verringert, dass der in Abschnitt 4.1.1 festgelegte Arbeitsbereich nicht mehr gegeben wäre. Deshalb fiel die Wahl auf das Vorspannen des Schotterbettes gegen den Trog der Versuchsanlage. Es soll die Lasteinleitung eines Eisenbahndrehgestelles simuliert werden. Das soll mit einer entsprechenden Vorspannkonstruktion, die in Querrichtung über den Trog hinausragt, erfolgen. Um diese

<sup>xxx</sup>Der Schnitt b und die Draufsicht können in Anhang D.5 eingesehen werden.

<sup>xxxii</sup>Es handelt sich dabei um Ringmessdosen.

am Trog der Versuchsanlage mit Gewindestangen verankern zu können, wurden ausgewählte Steifen der Längsträgerstege verstärkt ausgeführt und mit entsprechenden Bohrungen<sup>xxxiii</sup> versehen, damit später eine Befestigung mittels eigens dafür gefertigten Konstruktionen und Laschenblechen erfolgen kann. Mit Hohllochpressen an den Gewindestangen erfolgt die Vorspannung.<sup>xxxiv</sup>

---

<sup>xxxiii</sup>Zur Veranschaulichung sei z.B. auf Abb. 5.3 verwiesen.

<sup>xxxiv</sup>Für weitere Informationen hierzu bzw. den Versuchen dazu, sei auf die noch nicht publizierten Ergebnisse der Folgearbeiten des *Instituts für Tragkonstruktionen - Stahlbau* verwiesen.

## 4.1 Planung

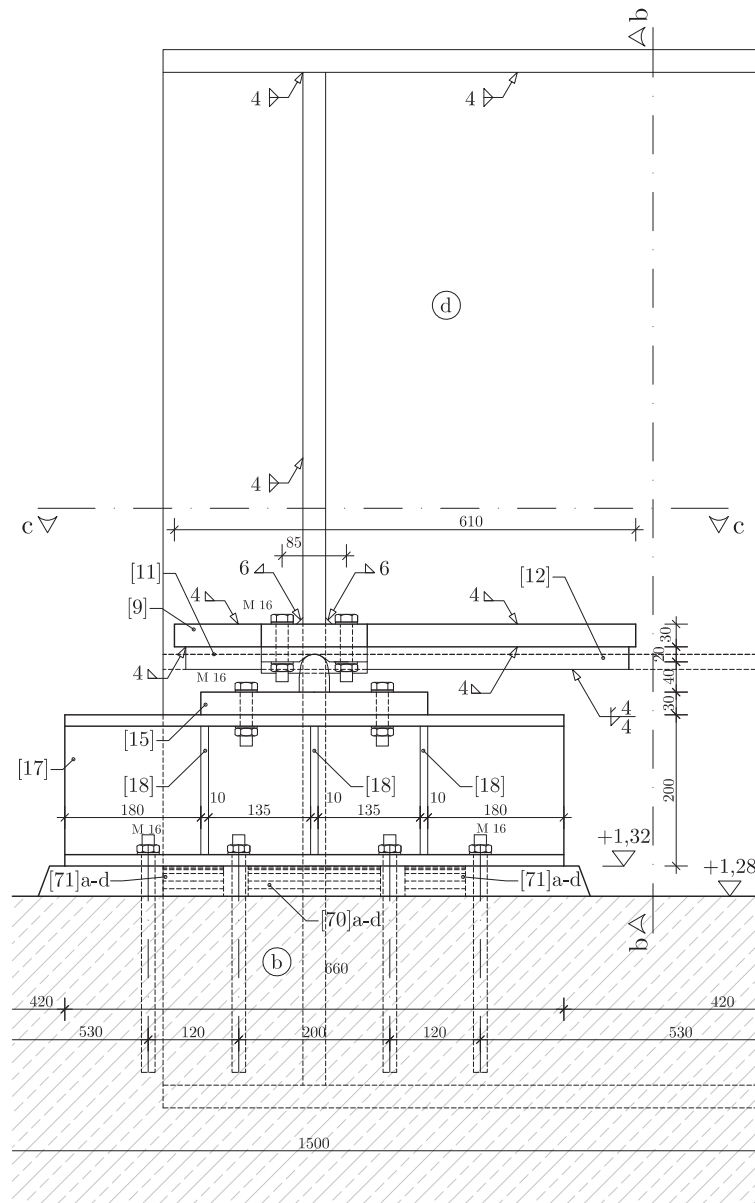


Abbildung 4.14: Detail C, Ansicht [mm], M=1:10

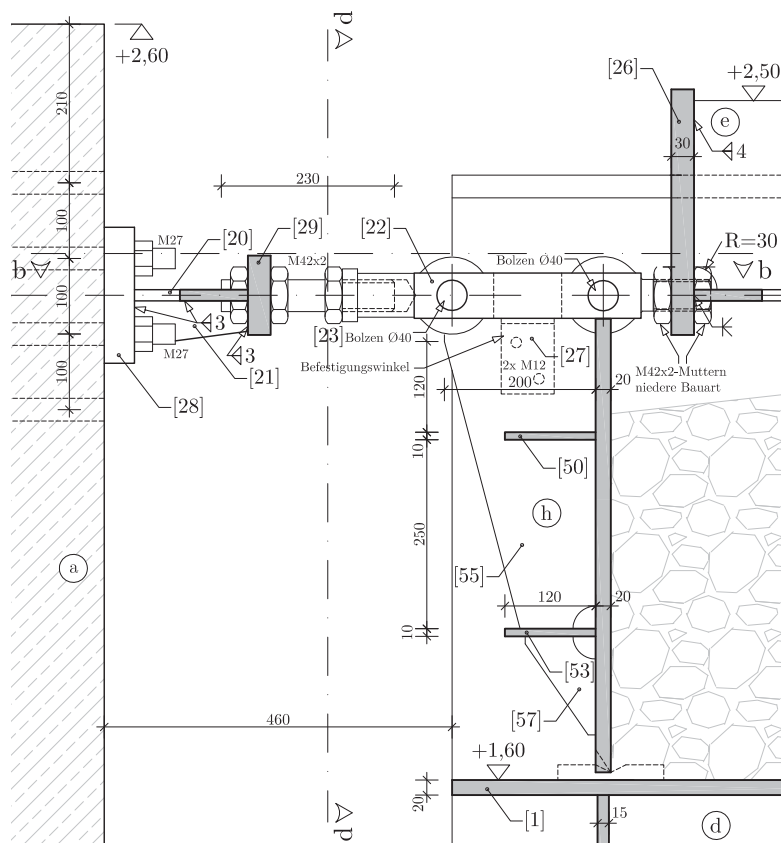


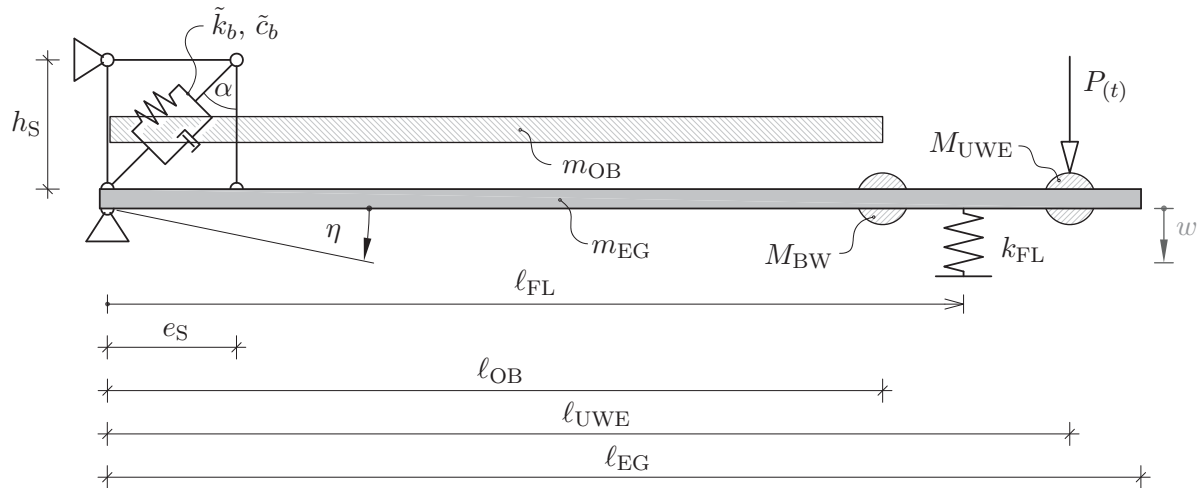
Abbildung 4.15: Detail D, Ansicht [mm], M=1:10





## 4.2 Mechanisches Modell der Versuchsanlage

Zur Kontrolle der Berechnungsergebnisse des Finite-Elemente-Modelles hat [Bin15] Vergleichsrechnungen an einem Stabmodell der Versuchsanlage durchgeführt. In Abbildung 4.17 ist dieses Stabmodell dargestellt.



- $m_{OB} \dots$  Masse des Oberbaues  $\left[ \frac{\text{kg}}{\text{m}} \right]$
- $M_{BW} \dots$  Masse der Bordwand  $\textcircled{g}$  [kg]
- $l_{OB} \dots$  Länge des Oberbaues [m]
- $m_{EG} \dots$  Masse der Konstruktion (Eigenmasse)  $\left[ \frac{\text{kg}}{\text{m}} \right]$
- $l_{EG} \dots$  Länge der Konstruktion [m]
- $P(t) \dots$  Unwuchterregung - wie in Gleichung (2.18) angegeben [kN]
- $M_{UWE} \dots$  Masse des Unwuchterregers inkl. UWE-Plattform [kg]
- $l_{UWE} \dots$  Abstand des Unwuchterregers vom Drehpunkt [m]
- $\tilde{k}_b \dots$  Schotterersatzsteifigkeit  $\left[ \frac{\text{kN}}{\text{m}} \right]$
- $\tilde{c}_b \dots$  Schotterersatzdämpfung  $\left[ \frac{\text{kNs}}{\text{m}} \right]$
- $e_S \dots$  Schwellenabstand [m]
- $h_S \dots$  Abstand Achse Schienenschwerpunkt zu Deckblechoberkante [m]
- $k_{FL} \dots$  Steifigkeit der Lagerfeder  $\left[ \frac{\text{kN}}{\text{m}} \right]$
- $l_{FL} \dots$  variabler Abstand der Lagerfeder vom Drehpunkt [m]
- $\alpha \dots$  Neigung des Schotterersatzelements [rad]
- $\eta \dots$  Drehwinkel am festen Auflager (Lagekoordinate) [rad]
- $w \dots$  Vertikalverschiebung im Abstand  $l_{EG}$  [m]

**Abbildung 4.17:** Stabmodell der Versuchsanlage (aus [Bin15, Abb. 2.8, S.13], bearbeitet)

Es stellt die Versuchsanlage vereinfacht als System mit einem Freiheitsgrad (Lagekoordinate: Gleitwinkel  $\eta$ ) dar.<sup>xxxv</sup> Zur besseren Übersichtlichkeit der Gleichung sind hier die Einzelelemente zur Beschreibung des dynamischen Verhaltens des Schotteroberbaus  $k_b, c_b$ <sup>xxxvi</sup> zu einem Ersatzelement mit den Kennwerten  $\tilde{k}_b, \tilde{c}_b$  zusammengefasst. Außerdem werden Längenangaben präzisiert, die Massenbelegungen angegeben, etc.. Mit der nachfolgend für das Stabmodell angegebenen Bewegungsgleichung und deren Lösung<sup>xxxvii</sup> wird in Kapitel 6 durch Rückrechnung unter der Zuhilfenahme der Auswertungsergebnisse aus Kapitel 5 versucht, die Kennwerte  $k_b, c_b$  zu bestimmen. Gleichung (4.1) beschreibt das dynamische Verhalten des Stabmodelles der Versuchsanlage:

$$\begin{aligned} & \left( \frac{m_{OB} \cdot \ell_{OB}^3}{3} + \frac{m_{EG} \cdot \ell_{EG}^3}{3} + M_{UWE} \cdot \ell_{UWE}^2 + M_{BW} \cdot \ell_{OB}^2 \right) \cdot \ddot{\eta} + \\ & \quad + \tilde{c}_b \cdot (\cos(\alpha) \cdot e_S)^2 \cdot \dot{\eta} + \\ & \quad + \left( \tilde{k}_b \cdot (\cos(\alpha) \cdot e_S)^2 + k_{FL} \cdot (\ell_{FL})^2 \right) \cdot \eta = P(t) \cdot \ell_{UWE} \end{aligned} \quad (4.1)$$

wobei die harmonische Anregungskraft  $P(t)$  wie folgt lautet:

$$P(t) = m_{st} \Omega^2 \cdot \cos(\Omega t) \quad (4.2)$$

Zur Lösung der Differentialgleichung wird der folgende Ansatz gewählt:

$$\eta_p(t) = C \cdot \cos(\Omega t) + D \cdot \sin(\Omega t) \quad (4.3)$$

Um deren Lösung übersichtlich darstellen zu können, werden folgende Definitionen vorgenommen:

$$\mu = \frac{m_{OB} \cdot \ell_{OB}^3}{3} + \frac{m_{EG} \cdot \ell_{EG}^3}{3} + M_{UWE} \cdot \ell_{UWE}^2 + M_{BW} \cdot \ell_{OB}^2 \quad (4.4)$$

$$\beta = \sqrt{\frac{\tilde{k}_b \cdot (\cos(\alpha) \cdot e_S)^2 + k_{FL} \cdot \ell_{FL}^2}{\mu}} \quad (4.5)$$

$$\gamma = \frac{\tilde{c}_b \cdot (\cos(\alpha) \cdot e_S)^2}{2 \cdot \sqrt{(\tilde{k}_b \cdot (\cos(\alpha) \cdot e_S)^2 + k_{FL} \cdot \ell_{FL}^2) \cdot \mu}} \quad (4.6)$$

$$\delta = (2 \cdot \gamma \cdot \beta \cdot \Omega)^2 + (\beta^2 - \Omega^2)^2 \quad (4.7)$$

<sup>xxxv</sup>Tatsächlich handelt es sich um einen Mehrmassenschwinger, worauf später noch eingegangen wird.

<sup>xxxvi</sup>diese beziehen sich auf einen Schienenstützpunkt.

<sup>xxxvii</sup>aus [Bin15] übernommen und angepasst.

Die partikuläre Lösung für (4.1) unter Verwendung von (4.4), (4.5), (4.6) und (4.7) sowie des Ansatzes aus (4.3)<sup>xxxviii</sup> lautet:

$$\eta_p(t) = \frac{m_{st} \cdot \Omega^2 \cdot \ell_{UWE}}{\mu \cdot \delta} \cdot \left[ (\beta^2 - \Omega^2) \cdot \cos(\Omega t) + 2\gamma\beta\Omega \cdot \sin(\Omega t) \right] \quad (4.8)$$

Es wird der partikuläre Anteil der Lösung der Differentialgleichung angegeben, da dieser den eingeschwungenen Zustand des betrachteten Systems beschreibt, der hier von Interesse ist.

---

<sup>xxxviii</sup>  $C$  und  $D$  werden durch einen Koeffizientenvergleich am Gleichungssystem ermittelt.

## 4.3 Bau der Großversuchsanlage

Nachfolgend wird der Bauablauf sowie maßgebende Details, die für das Verstehen der Funktionsweise der Versuchsanlage nötig sind, beschrieben. Zusätzlich wird diesem Abschnitt die Schilderung des Einbaues von Gleisschotter, Schwellen und Schienen angegliedert. Zur Erleichterung der Orientierung sind teilweise die aus dem Abschnitt 4.1 bereits bekannten Bauteilkennbuchstaben in den angeführten Abbildungen angegeben, ohne dass auf diese explizit eingegangen wird.

### 4.3.1 Allgemeines zur Errichtung

Der Bau beziehungsweise die Errichtung der Versuchsanlage werden in diesem Abschnitt vorgestellt. Dies soll dem Leser sowohl die Herstellung eines Bezuges zwischen den vorangegangenen theoretischen Kapiteln und der technischen Umsetzung der Versuchsanlage ermöglichen als auch die praktische Lösung zeigen. Der Bau der Fundamentplatte erfolgte nach den in Abschnitt 4.1 gezeigten Plänen und stellte keine besonderen Anforderungen an die Ausführung hinsichtlich der Funktionstüchtigkeit der Versuchsanlage. Abbildung 4.18 zeigt diesen ersten Schritt des Bauablaufes. Die in Abbildung 4.18 erkennbaren Streifenfundamente, die an die



**Abbildung 4.18:** Herstellung der Fundamentplatte

Fundamentplatte im linken vorderen Quadranten des Bildes anschließen, sind für später folgende Versuche vorgesehen, hier allerdings nicht benötigt und auch nicht weiter behandelt.

Bei der Herstellung der Wände des Fundaments<sup>xxxix</sup> war ein besonders sorgfältiges Vorgehen notwendig, da diese bereits die Schnittstelle zur Stahlkonstruktion sind. Aufgrund konstruktiver Erfordernisse diverser Details, die aus der planerischen Umsetzung theoretischer Forderungen<sup>xl</sup> resultierten, waren nur sehr geringe Toleranzen für Bauausführungsfehler vorgesehen. Dies betraf vor allem die in den Ankerwänden (a), (ã) verlegten Leerrohre, für die später montierten

<sup>xxxix</sup>siehe Abb. 4.19.

<sup>xl</sup>z.B. ideale Gelenke.



(a) Bewehren



(b) Endzustand des Fundaments

**Abbildung 4.19:** Herstellung der Lagerwände

Horizontalverankerungen - vgl. Abb. 4.19(b) sowie Abb. 5.6. Es sei angemerkt, dass bei der Verwendung des Begriffes Fundament in dieser Arbeit die Gesamtheit aus Fundamentplatte und Lagerwänden, also alle Betonbauteile, zu verstehen ist.

Die im Werk gefertigten Stahlbauteile wurden unter Zuhilfenahme von temporären Lagerböcken am Fundament befestigt, da die Federlagersockel noch nicht zur Verfügung standen. Zuerst wurde der Brückentrog versetzt und anschließend erfolgte die Montage der Zusatzbauteile, wie beispielsweise der Bordwände, Gelenkstangen etc. - siehe Abb. 4.20. Ein Gesamtüberblick



(a) Montage Brückentrog



(b) Brückentrog mit Zusatzbauteilen

**Abbildung 4.20:** Montage der Stahlbauteile

über die fertiggestellte Anlage wird in Abbildung 4.21 gegeben. Bei den dort zwischen den Lagerwänden erkennbaren Einbauten (vgl. Abb. 4.21b) handelt es sich links um einen Geräteschuppen erkennbar an der geöffneten Tür (gefertigt aus Schalungstafeln) und rechts um eine Stiege, die zum Gleiskörper führt. Beide haben keine technische Relevanz und dienen nur der Arbeitserleichterung.





Abbildung 4.21: Fertiggestellte Versuchsanlage

### 4.3.2 Technische Umsetzung der Federlager

Um der Versuchsanlage die gewünschte Vertikalbewegung zu ermöglichen, die die Schubverformung des Schotterbettes oktroyiert, ist in der Planung das sogenannte Federlager<sup>xli</sup> vorgesehen. Zwei<sup>xlii</sup> dieser Federlager können durch gesteuerte Variation, sowohl ihrer Position entlang der Längsträger in Relation zu den Festlagern (b) als auch ihrer Steifigkeit, die Eigenfrequenz der Versuchsanlage festlegen. Die technische Realisierung dieser Federlager erfolgte durch sogenannte Federpakete, hergestellt von der Firma *GERB*. Der prinzipielle Aufbau kann beschrieben werden als eine Kombination von durch die technischen Erfordernisse spezifizierten Spiralfedern aus Stahl, die durch ein Boden- und ein Deckelement aus Stahl in Position gehalten werden. Zusätzlich zu der durch die Ausformung der Spiralfedern gegebenen Steifigkeit des Federpakets, kann durch die selektive Entnahme von Einzelfedern ebenfalls die Gesamtsteifigkeit beeinflusst werden. Es wurden zwei verschiedene Typen von Federpaketen eingesetzt, deren hier benötigte Spezifikationen in Tabelle 4.1 angegeben sind.

**Tabelle 4.1:** Vertikale Federsteifigkeit der Federpakete bei voller Bestückung

Federpaket 1 (FP1) $k_{FL,v} =$	3,61	$\frac{\text{kN}}{\text{mm}}$	GY-6.6-721/751*
Federpaket 2 (FP2) $k_{FL,v} =$	49,40	$\frac{\text{kN}}{\text{mm}}$	TS 12.0/17*

\*) Bezeichnung lt. Hersteller

In dieser Tabelle wird durch den Index  $v$  gekennzeichnet, dass es sich bei den angegebenen Werten um die vertikale Federsteifigkeit handelt. Da nur diese für die vorliegende Arbeit von Belang sind, wird auf das Anführen des Index im Folgenden verzichtet. Federpaket 1 setzte man stets mit voller Bestückung ein, also mit allen für dieses Federpaket vorgesehenen Fe-

<sup>xli</sup>vgl. z.B. Abb. 4.10 (c).

<sup>xlii</sup>jeweils eines unter dem rechten und linken Längsträger des Brückentrog.



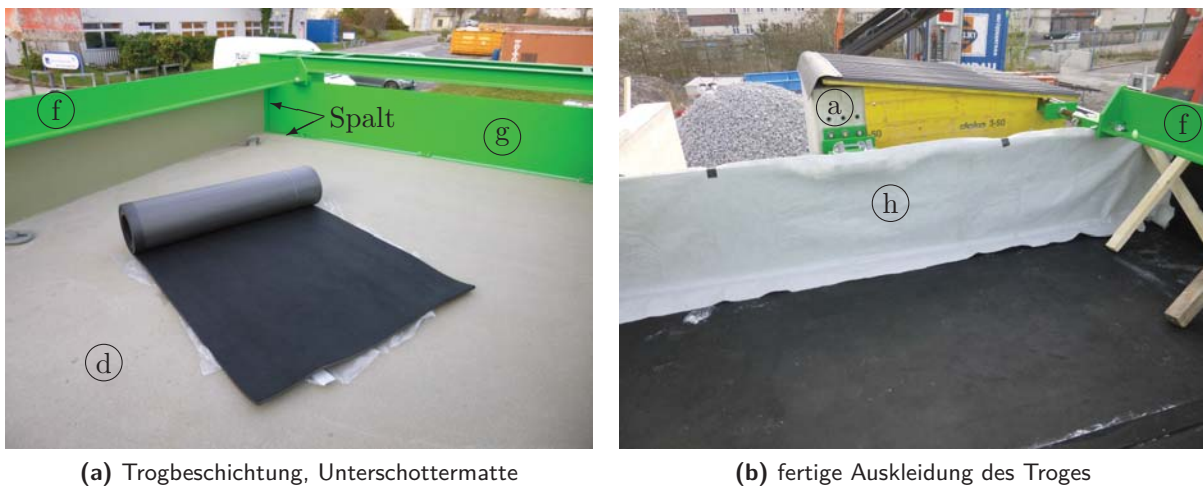
dern. Federpaket 2 wurde auch modifiziert verwendet, indem man bis zu neun Federn von den vorhandenen zwölf Federn pro Federpaket entnahm. Die dann vorliegende Steifigkeit ist entsprechend berechenbar. Auf eine bildliche Darstellung wird an dieser Stelle verzichtet, es sei aber auf die in den folgenden Abschnitten angeführten Abbildungen verwiesen, bei welchen in den zugehörigen Beschreibungen auch auf die verwendeten Federpakete hingewiesen wird.

### 4.3.3 Einbau des Schotterbettes

Die Vorgehensweise und deren Ablauf bei der Herstellung des Schotteroberbaues ist nachfolgend dokumentiert. Es sei angemerkt, dass während des Einbaues der verschiedenen Baumaterialien beziehungsweise Bauteile das Gewicht des Brückentroges nach jedem maßgeblichen Arbeitsschritt bestimmt wurde, um später die genaue Massenverteilung zu kennen. Informationen dazu werden in Kapitel 5 bereitgestellt. Der einzubauende Oberbau wurde jeweils vom Projektpartner ÖBB festgelegt. Es wurden zwei verschiedene Oberbauten - Neuschotter, Altschotter - untersucht.

#### Neuschotter

Begonnen wurden die Arbeiten mit der Reinigung des durch die Trogbeschichtung<sup>xliii</sup> rauen Inneren des Troges. Darauf folgte die Verlegung der Unterschottermatten, wie dies in Abbildung 4.22 erkennbar ist. Verwendet wurde ein Produkt der Firma *Getzner* vom Typ Sylo-



**Abbildung 4.22:** Montage der Unterschottermatten

mer D 1019/L<sup>xliv</sup>. Die 1,5 m breiten Matten wurden normal zur Troglängsachse verlegt, wobei keine Verklebung mit dem Untergrund erfolgte. An den Stößen erfolgte eine Überklebung mit Abdeckstreifen. Zusätzlich wurden die Trogwände ebenso mit Unterschottermatten versehen. Die sich später bei den Versuchen in Bewegung befindlichen Übergänge (Spalte) zu den Bord-

<sup>xliii</sup> 4 mm am Deckblech, 2 mm an den Trogwänden - grauer Anstrich in Abb. 4.22(a).

<sup>xliv</sup> siehe Abb. 4.22(a) und Datenblatt im Anhang C.2.

wänden (g), (h) wurden mit einem Geotextil überdeckt, um ein eventuell auftretendes Verkeilen von Schotterkörnern zu verhindern - siehe Abb. 4.22(b). Der verwendete Oberbauschotter KF<sup>xlv</sup> nach [ÖN EN 13450] wurde mittels Schaufelgreifer und Kran eingebracht und bei Bedarf manuell verteilt - siehe Abb. 4.23.



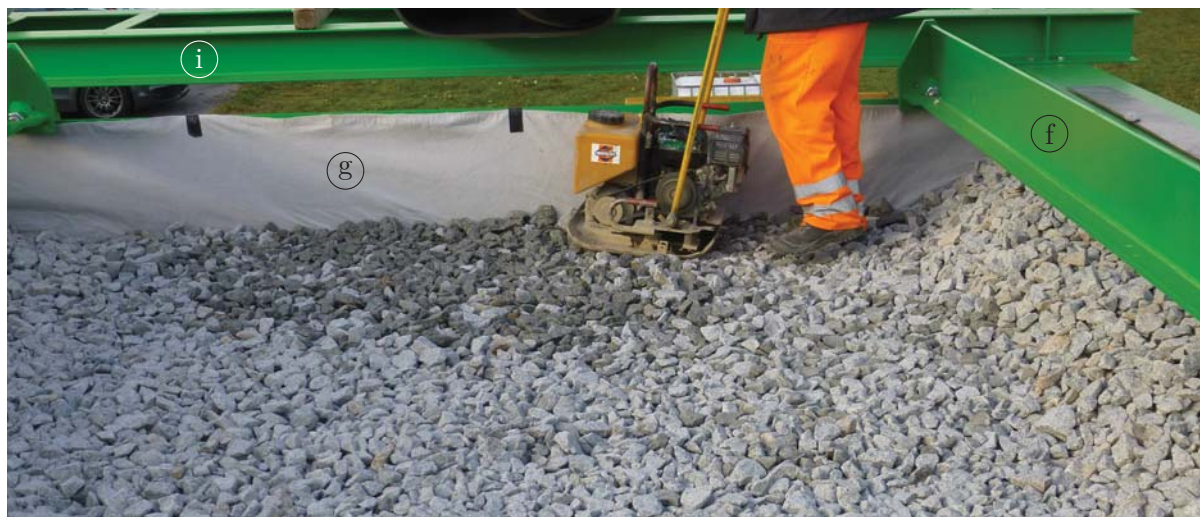
(a) Einfüllen des Schotters



(b) Verteilen des Schotters

**Abbildung 4.23:** Einbau des Gleisschotters

Es wurde eine Schicht Schotter eingebaut, deren Höhe etwas unter der endgültigen Höhe<sup>xlvi</sup> der Schwellenunterkante lag, um später das Gleis noch unterstopfen zu können, damit keine vorweggenommene Scherfläche zwischen Schwellenunterkante und Schotter erzeugt wird. Diese Schicht wurde mit einer herkömmlichen im Baugewerbe verwendeten Rüttelplatte vorverdichtet und ein Planum zur Verlegung der Schwellen hergestellt - wie in Abbildung 4.24 erkennbar. Die Verwendung dieser Rüttelplatte zur Verdichtung des Schotterbettes wurde für zulässig be-



**Abbildung 4.24:** Verdichtung und Herstellung des Planums für den Schwelleneinbau

<sup>xlv</sup>vgl. Anhang C.3.

<sup>xlvi</sup> $\Delta h \approx 8 \text{ cm}$ .



funden, da einerseits in den Arbeiten von [Bae08, S. 53] und [Rau11, S. 67] solche ähnlicher Art verwendet wurden und andererseits das Gleis später noch mit einem Handstopfgerät sachgemäß verdichtet wurde.

Nachdem das Planum hergestellt war, erfolgte das Versetzen der Schwellen nach den Vorgaben aus Abschnitt 4.1. Die neun eingebauten Schwellen des Typs L2 - besohlt<sup>xlvii</sup> der Firma *MA-BA Track Solutions* wurden vom Projektpartner *ÖBB* festgelegt und zur Verfügung gestellt. Nach Abschluss dieses Arbeitsschrittes erfolgte die Befestigung der Schienen mit den bereits vormontierten Schienenklemmen mit der Bezeichnung W14<sup>xlviii</sup> an den Schwellen. Diese Arbeitsschritte können in Abbildung 4.25 nachvollzogen werden. Die Einstellung der geplanten



(a) Positionieren der Schwellen



(b) Versetzen der Schienen

**Abbildung 4.25:** Einbau des Gleises

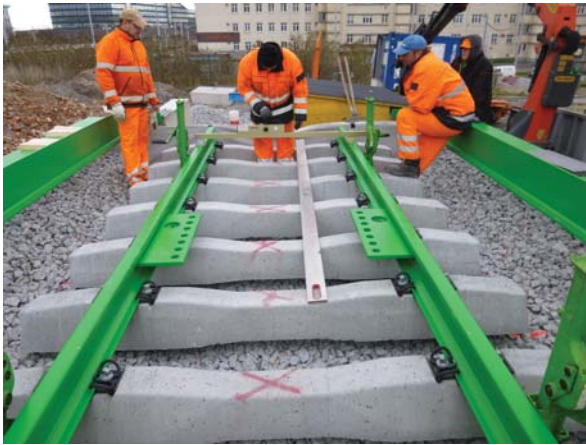
Einbauhöhe des Gleisrostes, die eine Gesamtschotterbetthöhe von 55 cm ergibt - wie in Abschnitt 4.1 festgelegt wurde - erfolgte mit vier Schwerlastwinden - siehe Abb. 4.26(a). Unter Zuhilfenahme dieser Winden konnte das Gleis auch horizontal ausgerichtet werden. Danach wurde das nun nach den Planvorgaben positionierte Gleis eingeschottert - siehe Abb. 4.26(b). In diesen Bildern lässt sich auch der bereits erwähnte Abstand von der Schwellenunterkante zum zuvor hergestellten Schotterplanum von etwa 8 cm am Schattenwurf unter den Schwellen gut erkennen. In Abbildung 4.27 ist das anschließende sachgemäße Stopfen des Gleises dokumentiert. Dazu wurde ein sogenannter Benzinhammer der Firma *Wacker Neuson* verwendet, der speziell für solche Zwecke entwickelt wurde. Dieses Gerät wird unter anderem auch als Vertikal-Schwingstopfer bezeichnet.

Um eventuell auftretende Beschleunigungsunterschiede verschiedener Höhenlagen des Schotterbetts aufzeichnen zu können, wurden im Schotterbett im Bereich der letzten Schwelle, von der Lagerachse aus gezählt, Beschleunigungssensoren, geschützt durch Formrohrstücke, eingebaut - siehe Abb. 4.28. Mehr Informationen dazu und zu den damit aufgezeichneten Messwerten werden in Abschnitt 5.3 angegeben. Nachdem das Gleis fertig eingebaut war, wurden noch die

<sup>xlvii</sup> vgl. Anhang C.4 und C.5.

<sup>xlviii</sup> Hersteller *Vossloh*, vgl. Anhang C.6.

### 4.3 Bau der Großversuchsanlage



(a) Ausrichten des Gleises



(b) Einschottern des Gleises

**Abbildung 4.26:** Fertigstellung des Gleises



(a) Übersicht



(b) Detailansicht

**Abbildung 4.27:** Stopfen des Gleises



(a) Detailansicht



(b) Übersicht

**Abbildung 4.28:** Einbau Beschleunigungssensoren



Schienenkopplung (k), die Konstruktion zur Kraftmessung (m) mit den Kraftmessdosen (KMD) und die Ankerstange (e) eingebaut. Abbildung 4.29 zeigt die Anschlussstellen der fertiggestellten Verbindung des Gleises (j) mit dem horizontalen Auflager (a). In Teilbild (a) sind neben



(a) Anschluss an das Festlager

(b) Verbindung zum Gleis

**Abbildung 4.29:** Einbau Ankerstange

dem Anschluss der Ankerstange (e) auch alle wesentlichen aus dem Abschnitt zur Planung bekannten Detailpunkte des Festlagers<sup>xlix</sup> in ausgeführtem Zustand zu erkennen. Die Lagerwand (ã) wird durch die Verkleidung des in den Zwischenraum zur mittleren Lagerwand (a) gebauten Geräteschuppsen verdeckt. In diesem Bild wird zusätzlich eine neue Bezeichnung eingeführt, nämlich (n) für das Verbindungsstück von Ankerstange (e) und der Anschlusskonstruktion aus Stahl an der Lagerwand (a). Im Zuge der im folgenden Kapitel 5 durchgeführten Versuche, zeigte sich ein durch Austausch dieser Konstruktion vermeidbares Spiel beim Schwingen der Versuchsanlage. Zur besseren Unterscheidbarkeit mit der im folgenden Kapitel beschriebenen Ersatzkonstruktion sei dies bereits an dieser Stelle angemerkt. Abbildung 4.29(b) zeigt die Verbindung der Ankerstange (e) mit der Schienenkopplung (k) mit deren Verbindungsstück (m), welches den Einbau der bereits beschriebenen Kraftmessdosen (KMD) ermöglicht.

Während der ersten Versuche mit der Anlage traten unvorhergesehene Eigenschaften selbiger zu Tage, die durch geringfügige bauliche Maßnahmen zu beheben versucht wurden. Die Beschreibung dieser Maßnahmen erfolgt allerdings im anschließenden Kapitel, da diese im Kontext der Versuchsbeschreibung besser nachvollziehbar sind.

### Altschotter

Im Rahmen des zu bearbeitenden Forschungsauftrages war auch zu untersuchen, ob die Alterung des Schotters Auswirkungen auf die in der vorliegenden Arbeit untersuchten dynamischen Eigenschaften hat. Unter Alterung ist hier die auftretende Abrasion an den Schotterkörnern, die die Verzahnung dieser beeinträchtigt, und die Verschmutzung des Gleiskörpers zu verstehen.

<sup>xlix</sup>darunter sind alle Lagerwände zu verstehen.

Die Verschmutzung entsteht einerseits durch den Abrieb der Schotterkörner und andererseits durch den Eintrag von Feinteilen sowohl anorganischen als auch organischen Ursprungs durch Verwehung, Einschwemmung, etc.. Diese Verschmutzung verändert die Oberflächenbeschaffenheit der Schotterkörner und beeinträchtigt dadurch die Stabilität des Korngerüsts. Außerdem verschlechtert sich dadurch die Kapazität des Vermögens zur Wasserableitung. Daher erfolgten auch Versuche mit sogenanntem Altschotter.

Während der Ausbauarbeiten zum Wechsel des Schotters von neu zu alt wurde wiederum das Gewicht der einzelnen Ausbauzustände (zur Kontrolle der Messungen während des Wiedereinbaues) ermittelt<sup>1</sup>. Im Falle des Ausbaues wurde der gesamte Gleisrost mit dem Kran ausgehoben, wie dies in Abbildung 4.30(a) zu sehen ist. In Teilbild (b) wird die Untersicht der



(a) Entfernen des Gleisrostes



(b) Untersicht Schwellen

**Abbildung 4.30:** Ausbau des Gleises (Neuschotter)

Schwellen gezeigt. Hier ist die Schwellenbesohlung und daran schemenhaft der Abdruck der einzelnen Schotterkörner zu erkennen. Außerdem weisen die Schwellen leichte Beschädigungen an den Kanten auf. Diese rühren vom manuellen Verdichten mit dem Vertikal-Schwingstopfer her. Diese Beschädigungen beeinträchtigen die für die Versuche benötigten Eigenschaften der Schwellen nicht, weshalb ein erneuter Einbau bei der Versuchskonfiguration - Altschotter - unproblematisch ist. Vielmehr sind diese Beschädigungen als Indiz für ein gut gestopftes Gleis zu sehen. Beim Ausbau des Neuschotters wurde dessen gute Entwässerungseigenschaften augenscheinlich, da dieser trotz Regens zwei Tage zuvor trocken war - siehe Abbildung 4.31. Lediglich die unterste Schicht in Kornstärke war noch feucht. Dies liegt daran, dass sich hier die gering vorhandenen Feinteile angesammelt hatten. Abbildung 4.31(b) zeigt dies in einer Nahaufnahme.

Der Einbau des Altschotters erfolgte in der gleichen Weise wie jener für den Neuschotter und wird daher nicht eingehend beschrieben. Unterschiede bestanden darin, dass die Schwellen nicht mehr einzeln positioniert wurden, wie beim Einbau des Neuschotters, sondern der Gleisrost als Gesamtheit auf das vorbereitete Planum eingehoben wurde. Außerdem verzichtete man auf

<sup>1</sup>vgl. Abschnitt 5.2.1.





(a) Übersicht



(b) Nahaufnahme

**Abbildung 4.31:** Ausbau des Gleisschotters - Zustand

den Einbau von Beschleunigungssensoren im Schotterbett, da bei den Versuchen mit Neuschotter keine befriedigenden Ergebnisse erzielt wurden. Abbildung 4.32 zeigt Aufnahmen des Einbaus. Mittels des Teilbildes (a) lässt sich ein Eindruck vom Zustand des Altschotters ge-



(a) Nahaufnahme - Zustand



(b) fertiger Zustand

**Abbildung 4.32:** Einbau des Altschotters

winnen. In diesem Fall war der Schotter fast zur Gänze feucht, stellenweise sogar nass. Da der Altschotter bereits einige Zeit neben der Versuchsanlage auf Halde lag, ist aufgrund derselben Witterungsbedingungen für beide Schotterarten eine Vergleichbarkeit bezüglich des Feuchtigkeitszustandes gegeben. Der hohe Feuchtigkeitsgrad ist durch einen sehr hohen Feinteilgehalt zu erklären, wie er in der Abbildung auch zu erkennen ist. Der Altschotter stammt aus einem Weichenbereich eines Verschiebeshofes<sup>li</sup> und sollte, was den Verschmutzungsgrad betrifft, als Extremwertbeispiel betrachtet werden, da bei gewarteten Fahrstrecken der Feinteilgehalt geringer ist. Teilbild (b) zeigt abschließend den fertig gestellten Versuchseinbau für den Altschotter.

<sup>li</sup>Angaben zur Klassifizierung des Schotters liegen nicht vor.



## 5 Versuche

In diesem Kapitel werden der Versuchsaufbau, die Versuchsdurchführung und die Auswertung der Versuchsergebnisse beschrieben und angegeben.

### 5.1 Versuchsdurchführung

Für alle in diesem Kapitel beschriebenen Versuche sei an dieser Stelle folgende Konvention für die Bezeichnung der Örtlichkeiten der Versuchsanlage festgelegt. Die rechte Seite der Versuchsanlage ist definiert durch die Blickrichtung von den Lagerwänden - siehe Abb. 5.1 Stahlbetonwände rechts im Bild - entlang der Längsachse des Brückentroges.<sup>i</sup> Alle verwendeten Sensoren<sup>ii</sup> und sonstige Bezeichnungen, die in Verbindung mit dieser Seite der Anlage stehen, sind ungerade nummeriert. Vice versa ist die linke Seite festgelegt und die Nummerierung erfolgt mit geraden Zahlen. Alle Nummerierungen steigen von der Seite des Festlagers weg an. Die genannten Lagerwände bilden die Festlager des Brückentroges und definieren bei den folgenden Beschreibungen diesen Bereich, der als vorne zu verstehen ist. Bezeichnungen in diesem Bereich weisen den Index „KL“ für Kipplager auf, um eine Verwechslung mit der Bezeichnung des gegenüberliegenden Bereichs der Federlager (hinten) zu vermeiden. Die das Schwingen der Versuchsanlage ermöglichenden Federpakete<sup>iii</sup> kennzeichnen dieses Gebiet der Anlage, und damit im Zusammenhang stehende Benennungen erhalten den Index „FL“.



**Abbildung 5.1:** Versuchsanlage ohne Schotteroberbau vor Ausschwingversuchen

<sup>i</sup>vgl. auch Abb. 5.2.

<sup>ii</sup>Eine Auflistung der verwendeten Sensoren und sonstiger Geräte ist in Anhang B.1 angegeben.

<sup>iii</sup>siehe Abb. 5.1, Federpakete (gelb, hier FP 1) links im Bild.

## 5.2 Vorarbeiten, Vorversuche

Bevor die eigentlichen Versuche mit dem Schotteroberbau beginnen konnten, mussten die dynamischen Eigenschaften der Versuchsanlage ohne Schotteroberbau bestimmt werden. Dies diente dazu, die später ermittelten Eigenschaften der mit dem Schotteroberbau versehenen Versuchsanlage mit den in diesem Abschnitt ermittelten zu vergleichen, um so die eigentlich gesuchten dynamischen Eigenschaften des Schotteroberbaues zu bestimmen. Die Bestimmung der Massenverteilung - zunächst ohne Schotteroberbau - war eine weitere Vorarbeit, deren Beschreibung und Ergebnisse nachfolgend erörtert werden.

### 5.2.1 Bestimmung der Massenverteilung der Versuchsanlage

Die Ermittlung der Massenverteilung erfolgte einerseits durch Abwiegen der Einzelbauteile wie zum Beispiel der Bordwände, Gelenkstangen, Unwuchterregerplattform etc. vor der Montage und andererseits durch Abwiegen der unbefüllten Versuchsanlage nach der Montage, wodurch eine Ermittlung der exakten Massenverteilung möglich war. Abbildung 5.2 zeigt eine Plandarstellung der Messanordnung für die Wägung des gesamten Troges inklusive der Einzelbauteile ohne Schotteroberbau. Für den Wägevorgang wurde der Trog mit hydraulischen Pressen auf temporären Sockeln manuell angehoben und auf vier Kraftmessdosen (Wägezellen) - siehe Abbildung 5.3 - abgelassen. Dabei blieb der Trog jedoch soweit angehoben, dass die Schneidenlager bei (b) sowie die Federlager (c) keinen Kontakt zu selbigem aufwiesen. Ebenso waren die Horizontalverankerungen bei (a) und (ã)<sup>iv</sup> gelöst, um einen Einfluss auf das Messergebnis ausschließen zu können. In Tabelle 5.1 ist die Masse des Brückentroges  $m_{EG}$ , ermittelt aus  $\sum F_i$  abzüglich aller zu diesem Zeitpunkt daran befestigten Einzelbauteile wie zum Beispiel (f), (i), (g), (h) angegeben. In dieser Tabelle stehen die angegebenen Bezeichnungen im Einklang mit jenen in Abbildung 4.17. Zur Kontrolle des Messergebnisses wurde die Masse laut der Planangaben aus Kapitel 4 bestimmt, wodurch die Messergebnisse bestätigt werden konnten.<sup>v</sup> Für die Bestimmung der Masse der Einzelbauteile wurden drei Kraftmessdosen verwendet. Dies geschah im Zuge der Montage der Versuchsanlage. Während der Messung stellte sich heraus, dass die eingestellte Abtastezeit der Kraftmessdosen für diese Messungen ungeeignet war. Aufgrund des vorgegebenen Montageablaufes konnte auf diesen Umstand nicht mehr reagiert werden, weshalb die Massen der Einzelbauteile nachträglich mithilfe der Planunterlagen unter Berücksichtigung des Schweißnahtvolumens berechnet wurden. In Tabelle 5.1 sind die ermittelten Kennwerte für die Einzelbauteile belegt. Darin sind die in der jeweiligen Massenangabe inkludierten Bauteile mit der Notation versehen wie sie in Kapitel 4 eingeführt wurde. Die mögliche Ungenauigkeit, die durch die Berechnung entsteht, zum Beispiel der Unterschied zwischen Nennblechdicke und vorhandener Blechdicke, ist für das Endergebnis nicht relevant, da diese Bauteile bei der später erfolgten Wägung der Versuchsanlage an dieser eingebaut waren, wodurch diese geringen Differenzen in der Gesamtmasse berücksichtigt sind. Da die Masse  $M_{BW_{KL}}$  direkt am Auflager

<sup>iv</sup>Details dazu im anschließenden Unterpunkt, vgl. Abb. 5.6.

<sup>v</sup>Differenz Berechnung - Messung: 1,7%.

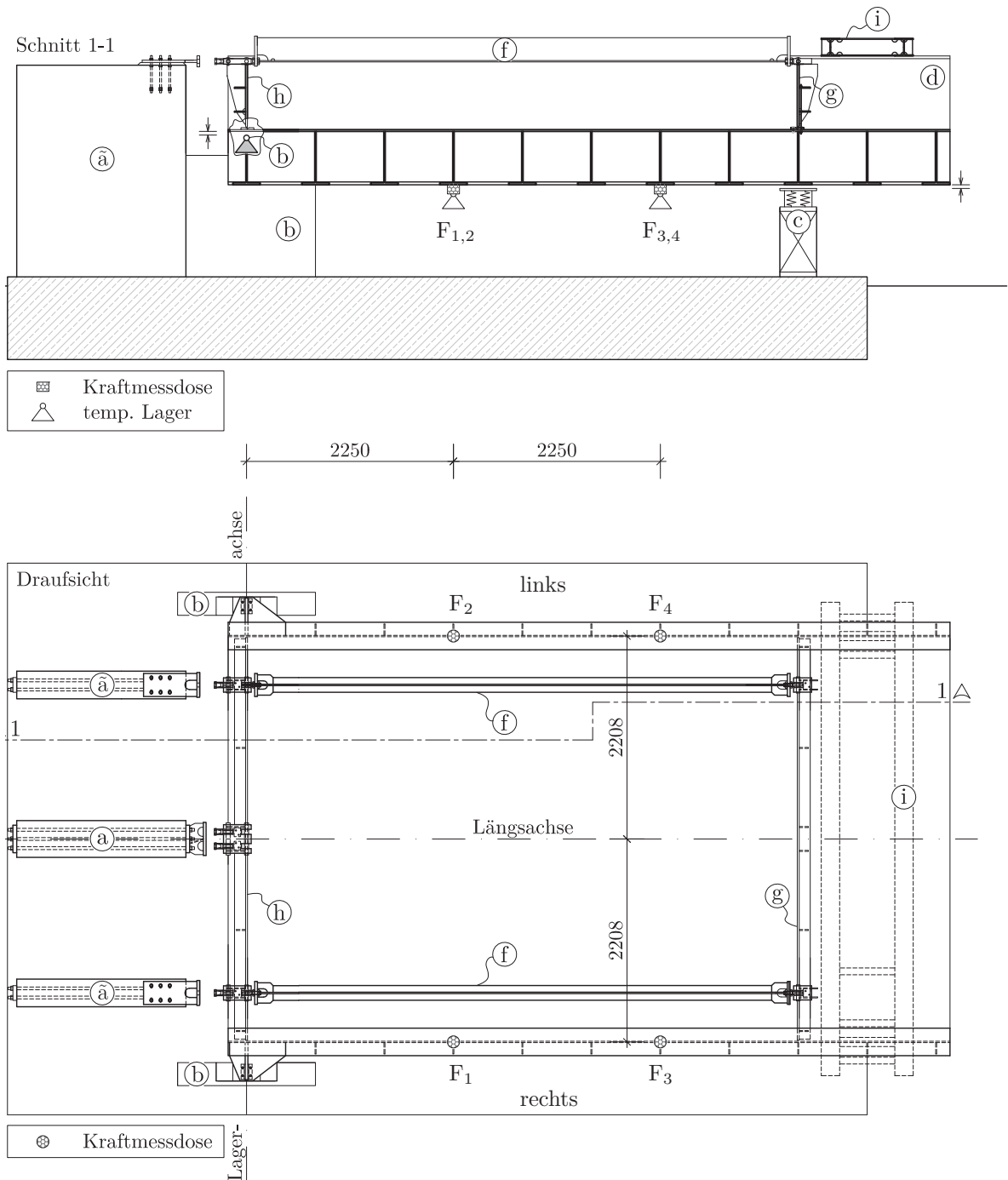


Abbildung 5.2: Messanordnung für Wägung ohne Schotteroberbau [mm]



Abbildung 5.3: Versuchsanlage bei der Wägung

Tabelle 5.1: Massen der Versuchsanlage bezogen auf das Stabmodell nach Abb. 4.17

Bezeichnung	inkludiert Bauteil/ Pos.-Nr.	Masse	
		[kg]	$\left[\frac{\text{kg}}{\text{m}}\right]$
$m_{EG}^*$	(d)	(16023)	<b>2041</b>
$M_{BW_{KL}}$	(h); (f)/2; Gabeln [22], [36]; Bolzen; Gewindestangen; Gelenkköpfe; Nutbleche [25]; Auflagerkonsolen [8-13], [16]		<b>1276</b>
$M_{BW_{FL}} \equiv$	(g); (f)/2; Gabeln [37];		<b>955</b>
$M_{BW}$	Nutbleche [25]; Bolzen		
$M_{(i)}^{\ddagger}$	(i)		<b>620</b>

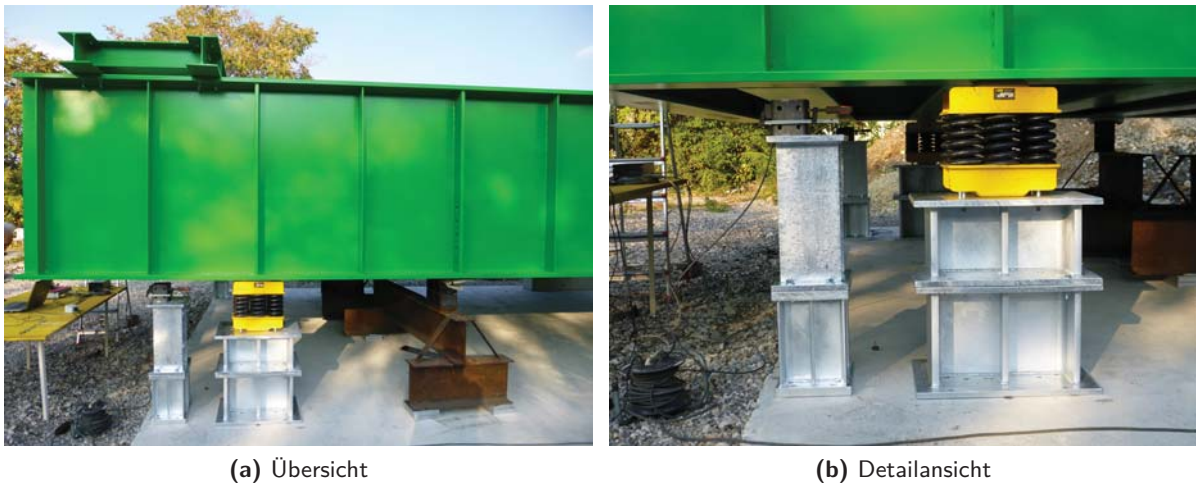
\*) bezogen auf  $\ell_{EG} = 7,85 \text{ m}$ .

‡) entspricht dem später eingeführten  $M_{UWE}$  ohne Unwuchterreger, vgl. Tab. 5.4.

situiert ist, hat sie keinen Einfluss auf das dynamische Verhalten, weshalb sie auch in Abbildung 4.17 nicht aufscheint. Sie wird nur der Vollständigkeit halber angegeben. Deshalb wurde<sup>vi</sup> und wird folgend auf die Indizierung von  $M_{\text{BW}_{\text{FL}}}$  verzichtet.

### 5.2.2 Bestimmung der Dämpfungseigenschaften

Die Dämpfungseigenschaften der Versuchsanlage ohne Schotteroberbau wurden mit der Konfiguration wie sie in Abbildung 5.1 zu sehen ist, durchgeführt. Unter Konfiguration ist in diesem Fall die Anordnung der Federlager in Längsrichtung des Brückentroges zu verstehen. Es ist auch festzuhalten, dass sich zu diesem Zeitpunkt keine Unwuchterreger auf der Anlage befanden. Lediglich die aus einem Trägerrost bestehende Plattform (i), die zur Befestigung der Unwuchterreger dienen soll, war bereits montiert - siehe Abb.: 5.1, links auf Hauptträgerobergurt. In Abbildung 5.1 sind zwischen den Federlagern und den Festlagern zwei Rüstböcke zu erkennen, die bei der Montage der Versuchsanlage benötigt und bei der Bestimmung der Massenverteilung<sup>vii</sup> weiter verwendet wurden. Diese hatten bei den hier beschriebenen Versuchen keine Funktion und beeinflussten diese nicht, da zwischen Rüstbock und der Brückentrogunterkante ein ausreichend großer Abstand vorhanden war. Bei diesem Versuch wurden die Federpakete FP1 verwendet. In Abbildung 5.4(a) ist die Anordnung der Federlager und der Wegaufnehmer zu erkennen. Bei den verwendeten Wegaufnehmern handelt es sich um berührungslos arbeitende Laser-Distanzaufnehmer<sup>viii</sup>.



**Abbildung 5.4:** Messanordnung für Ausschwingversuche ohne Schotteroberbau

Die genauen Positionen sind der Plandarstellung in Abbildung 5.5 zu entnehmen. Diese sind mit Weg 1 ( $W_1$ ) und Weg 2 ( $W_2$ ), entsprechend der eingangs vorgestellten Konvention, bezeichnet. Da weitere der vorliegenden Arbeit folgende Versuche mit vorgespanntem Schotterbett durchgeführt werden sollen und dabei sehr hohe Horizontalkräfte auftreten werden, die eventuell

<sup>vi</sup>vgl. Abb. 4.17  $M_{\text{BW}}$ .

<sup>vii</sup>vgl. Abschnitt 5.2.1.

<sup>viii</sup>siehe Abb. 5.4(b), mit Schraubzwinge an Formrohrstück befestigt.

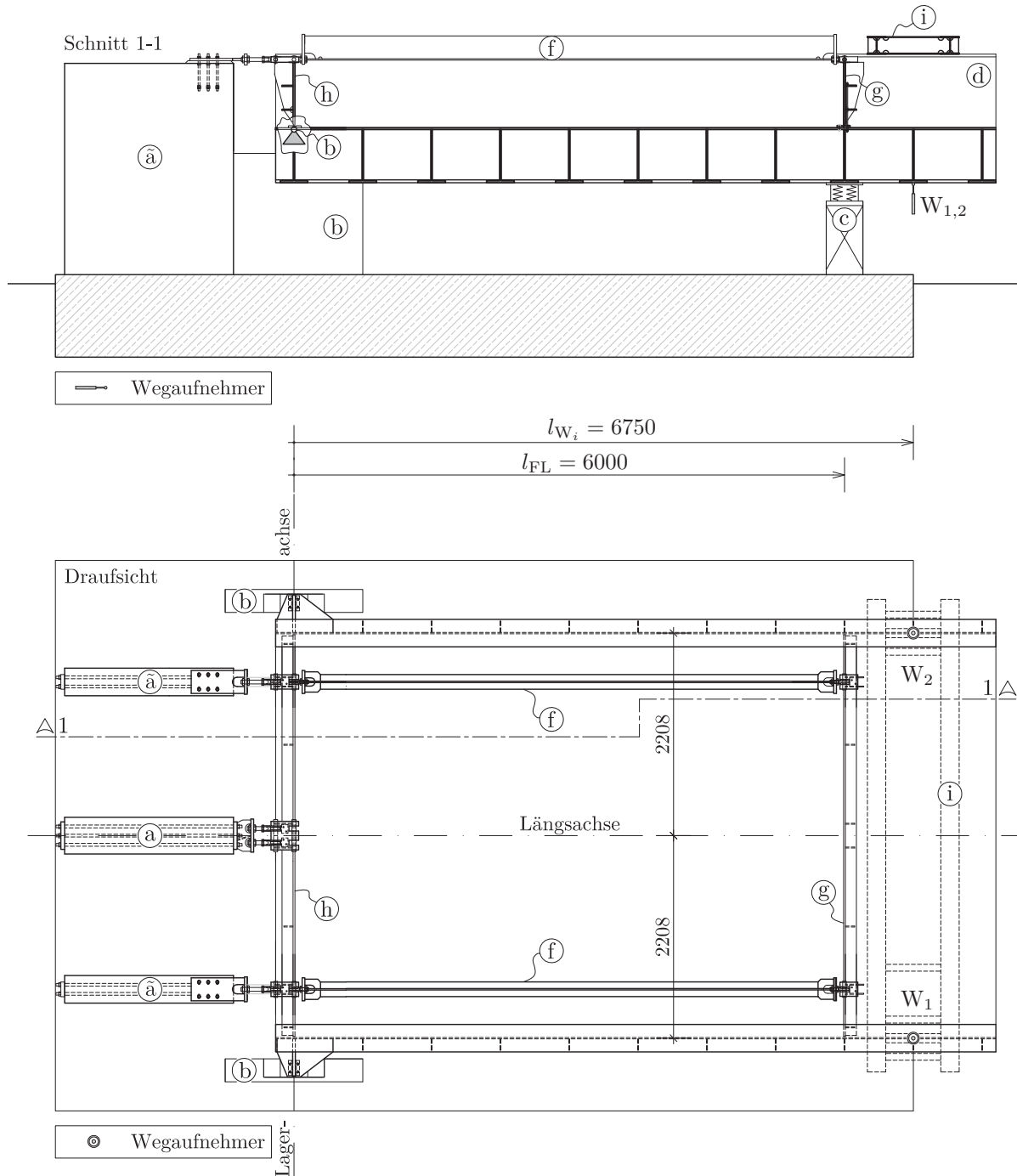


Abbildung 5.5: Messanordnung für Ausschwingversuche ohne Schotteroberbau [mm]



zu einem Hinausschieben des Brückentroges über die Schneiden der Festlager führen könnten, wurden zur Sicherung Abstandhalter (1) zu den Lagerwänden (ã) eingeplant<sup>ix</sup>. Ob diese später zum Einsatz kommen würden, war zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung, die in diesem Abschnitt beschrieben wird, noch unbekannt. Deshalb wurden Ausschwingversuche für die gelöste und die fixierte Horizontalverankerung (1) - siehe Abb.: 5.6 - zur horizontalen Stützung des Kipplagers durchgeführt, um einen eventuell vorhandenen Einfluss dieses Bauteiles auf die Steifigkeit sowie die Dämpfung der Versuchsanlage festzustellen. Abbildung 5.6 zeigt die fixierte Horizontalverankerung (Kipplager gestützt). Unter gelöster Horizontalverankerung (Kipplager ungestützt) ist zu verstehen, dass die Muttern der Verbindung (d) - (1) soweit gelockert wurden, dass keine Verformungsbehinderung gegeben war.



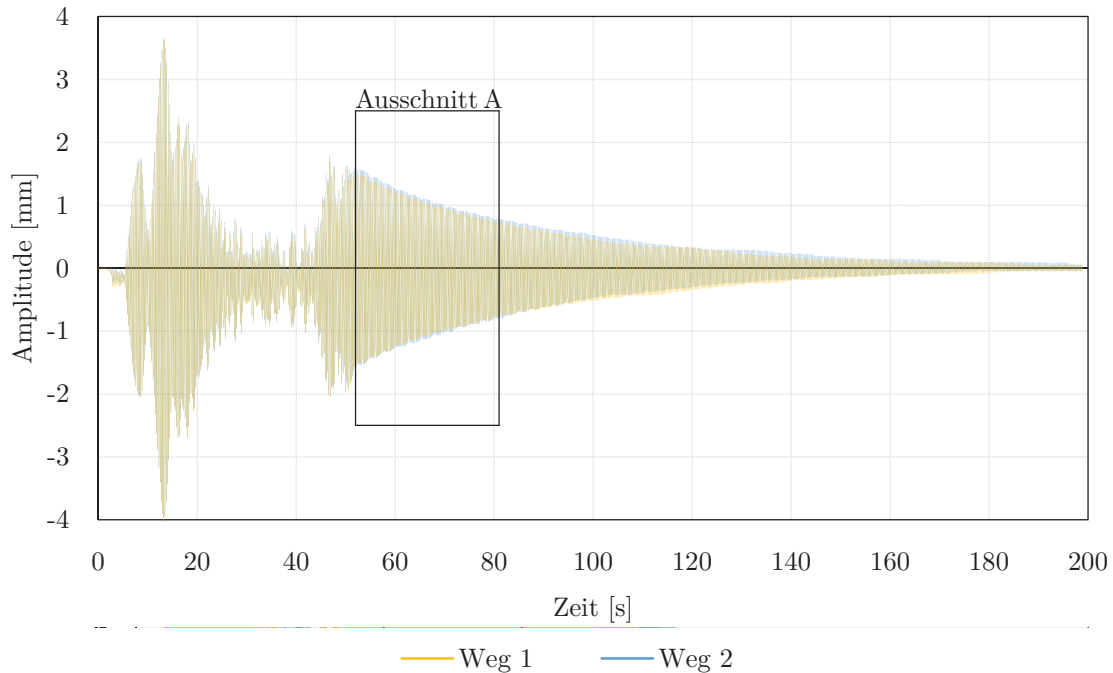
**Abbildung 5.6:** Horizontalverankerung des Brückentroges im gelockerten Zustand

Für beide Konfigurationen wurden jeweils fünf Ausschwingversuche durchgeführt. Solche mit gelöster Horizontalverankerung sind mit Nr.: 1 bis 5 und jene mit fixierter Horizontalverankerung mit Nr.: 1a bis 5a bezeichnet. Die Anregung erfolgte manuell durch Wippen seitens der versuchsdurchführenden Person auf der Längsachse am hinteren Ende des Brückentroges. Nach erfolgter Anregung wechselte die anregende Person ihre Position zu einer bereitgestellten Stehleiter, sodass sich keine Zusatzmasse mehr auf der ausschwingenden Versuchsanlage befand. Dies wurde aufgrund des zu diesem Zeitpunkt noch nicht zur Verfügung stehenden Unwuchterregers so gehandhabt. Zudem kann diese Anregungsform für Ausschwingversuche als vollkommen ausreichend angesehen werden. Als Nachteil muss genannt werden, dass höhere Amplituden nur schwer oder überhaupt nicht erzeugt werden konnten.

Nachfolgend werden die Ergebnisse der Auswertung der zehn Ausschwingversuche vorgestellt. Für die Auswertung wurden die in Abschnitt 2.1 vorgestellten Methoden verwendet. Exemplarisch wird hier die Auswertung des Versuchs Nr.: 1 gezeigt. Alle weiteren Versuchsdaten, auf die Bezug genommen wird, sind Anhang B.2 zu entnehmen. In Abbildung 5.7 ist der Anregungs- und Ausschwingvorgang in Form eines Amplitude-Zeit - Verlaufes dargestellt. Im Zeitfenster

<sup>ix</sup>vgl. Abb.: 5.5 und Kapitel 4.





**Abbildung 5.7:** Schwingungsantwort Ausschwingversuch Nr.:1 - manuelle Anregung

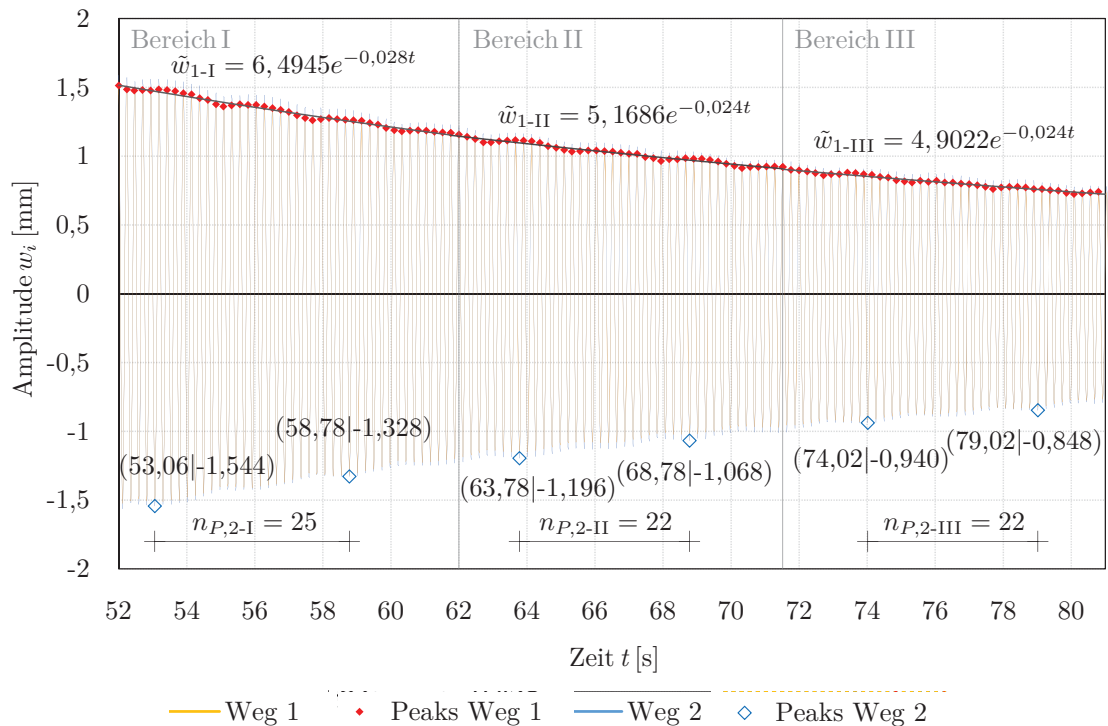
der ersten 50 Sekunden lässt sich die Schwingung während der Anregung erkennen und die Schwierigkeit bei manueller Anregung eine möglichst große Auslenkung zu erzielen. Danach schließt der exponentiell abklingende Ausschwingvorgang an (Ausschnitt A). Der Versatz der Nulllage der Schwingung zur Abszisse beruht auf der durch die versuchsdurchführende Person aufbrachten Zusatzmasse am System. Beide gemessenen Wege<sup>x</sup> sind annähernd deckungsgleich, lediglich die Amplitudenhöhe differiert in sehr geringem Ausmaß. Dies ist entweder auf eine etwas exzentrisch angreifende manuelle Anregung oder eine ungleiche Massenverteilung des Brückentroges zurückzuführen. Da die Differenz sehr klein ist, wie sich im in Abbildung 5.8 dargestellten Ausschnitt A noch deutlicher zeigt, wird diese nicht weiter beachtet, weil sie vernachlässigbar ist. Der dargestellte Zeitabschnitt (Ausschnitt A) in Abbildung 5.8 wurde für die Auswertung in drei Bereiche unterteilt, um eine etwaige Amplitudenabhängigkeit der Dämpfung feststellen zu können. Im positiven Halbwellenbereich wurde die Schwingungsantwort des Weges 1 zur Auswertung herangezogen und unter Benutzung einer passenden Exponentialfunktion - Ausgleichsfunktion  $\tilde{w}_{i-j}^{xi}$  - die Abklingkonstante  $\delta$  bestimmt<sup>xii</sup>. Die Ergebnisse der Auswertung mit Methode A (M-A), das logarithmische Dekrement  $\Lambda$  und das Lehr'sche Dämpfungsmaß  $\zeta$ <sup>xiii</sup> für die drei untersuchten Zeitbereiche des Ausschwingvorganges, sind in Tabelle 5.2 aufgelistet. Selbiges wurde für die Schwingungsantwort des Weges 2 durchgeführt, allerdings nicht in Abbildung 5.8 dargestellt. Im negativen Halbwellenbereich des Ausschwingvorganges in Abbildung 5.8 wurde die Dämpfung exemplarisch aus den logarithmischen Dekrementen

<sup>x</sup>vgl. Abb.: 5.5 Position W1, W2.

<sup>xi</sup> $i \dots$  gibt die Position des betrachteten Schwingweges an,  $J \dots$  definiert den Auswertungsbereich (I-III).

<sup>xii</sup>vgl. Abschnitt 2.1 - Methode A.

<sup>xiii</sup> $\sim \dots$  kennzeichnet, dass  $\zeta$  durch einen Ausschwingvorgang ermittelt wurde.



**Abbildung 5.8:** Auswertung Ausschwingversuch Nr.:1 - Ausschnitt A, Abb.: 5.7

der Ordinatenwerte der aufeinander folgenden Amplitudenmaxima<sup>xiv</sup> des Weges 2 ermittelt. Diese sind ebenfalls für die beschriebenen drei Auswertungsbereiche in Tabelle 5.2 belegt. Mit der für diese Methode benötigten Anzahl an Peaks  $n_{P,i-J}$  wurde auch die Eigenfrequenz  $f$  des Systems ermittelt und in Tabelle 5.2 für die drei Bereiche angegeben. Durch den Vergleich der Ergebnisse für die drei untersuchten Bereiche kann, wie erwartet, die Aussage getroffen werden, dass eine äußerst geringe Amplitudenabhängigkeit der ermittelten Parameter vorliegt und damit für die Auswertung der verbleibenden Ausschwingversuche eine Untersuchung von Teilbereichen unnötig ist. Hinsichtlich der Auswertungsmethoden wurde die Auswahl zugunsten der Methode A für die noch zu behandelnden Ausschwingversuche getroffen, da diese jedes Amplitudenmaximum berücksichtigt und somit genauere Ergebnisse liefert. Wie in Abbildung 5.8 zu erkennen ist, weist der Ausschwingvorgang eine geringe Schwebung auf und diese würde bei Verwendung der Methode B keine Berücksichtigung finden<sup>xv</sup>.

In Tabelle 5.2 sind auch die Mittelwerte  $\bar{x}$  der Ergebnisse der Auswertung angegeben. Mit diesen erfolgt der Vergleich mit den im Folgenden behandelten Ausschwingversuchen Nr.: 2-5 - horizontal ungestütztes Kipplager- sowie Nr.: 1a-5a - horizontal gestütztes Kipplager. Für diese wurde aufgrund der sehr guten Deckungsgleichheit von Weg 1 und 2 nur noch Weg 1 für die Auswertung herangezogen. Die entsprechenden Diagramme mit den benötigten Informationen zur Auswertung sind exemplarisch Anhang B.2 zu entnehmen. Die Ergebnisse dieser Auswertung sind in Tabelle 5.3 zusammengefasst. Darin sind nicht nur die Eingangswerte für

<sup>xiv</sup>vgl. Methode B, M-B, Abschnitt 2.1.

<sup>xv</sup>Abweichung der Dämpfung zu Methode A  $\approx 6\%$ .

**Tabelle 5.2:** Auswertungsergebnisse Ausschwingversuch Nr.:1

Parameter		Bereich I	Bereich II	Bereich III	$\bar{x}$
$\Lambda_{\text{Weg1,M-A}}$	[-]	0,006 67	0,005 71	0,005 71	0,006 03
$\zeta_{\text{Weg1,M-A}}$	[%]	0,1062	0,0909	0,0909	0,0960
$\Lambda_{\text{Weg2,M-A}}$	[-]	0,006 67	0,005 71	0,005 24	0,005 88
$\zeta_{\text{Weg2,M-A}}$	[%]	0,1062	0,0909	0,0834	0,0935
$\Lambda_{\text{Weg2,M-B}}$	[-]	0,006 27	0,005 39	0,004 90	0,005 52
$\zeta_{\text{Weg2,M-B}}$	[%]	0,0999	0,0857	0,0781	0,0879
$f$	[Hz]	4,196	4,199	4,199	4,199

die Berechnung, die Abklingkonstante  $\delta$  und die Eigenfrequenz  $f$ , sowie die Ergebnisse ausgedrückt in Lehr'scher Dämpfung  $\zeta_{\sim}$  und logarithmischem Dekrement  $\Lambda$  angegeben, sondern auch die maximal aufgetretene Amplitude  $w_{1,max}$  am Beginn des Ausschwingvorganges<sup>xvi</sup> und der dazugehörige Drehwinkel  $\eta$ <sup>xvii</sup> der Versuchsanlage. Vergleicht man diesen mit den festgelegten Grenzwerten für die Drehwinkel aus Abschnitt 4.1.1, erkennt man, dass nur der untere Anwendungsbereich abgedeckt ist. Durch die manuelle Anregung waren keine höheren Amplituden erzielbar. Dies hat allerdings keine Auswirkungen, da die Dämpfung der unbefüllten Anlage - in Tabelle 5.3 ablesbar, im beobachteten Bereich kaum amplitudenabhängig ist.

Vergleicht man die Ergebnisse bei horizontal ungestütztem Kipplager (V.-Nr.: 1-5) mit jenen für das gestützte (V.-Nr.: 1a-5a), erkennt man keine nennenswerte Auswirkung auf die Steifigkeits- und Dämpfungseigenschaft der unbefüllten Versuchsanlage, insbesondere wenn für den Vergleich die Mittelwerte  $\bar{x}$  für Eigenfrequenz  $f$  (Abweichung  $\approx 0\%$ ) und die Dämpfungsparameter  $\zeta_{\sim}$  und  $\Lambda$  (Abweichung  $\approx 1\%$ ) herangezogen werden. Zur Mittelwertbildung muss angemerkt werden, dass Versuch Nr.: 2 nicht gewertet wurde, da es sich um keinen idealen Ausschwingvorgang handelte (vgl. Abb.: B.2) und somit den Mittelwert für die Konfiguration der gelösten Horizontalverankerung verfälscht hätte. Dies erkennt man auch an den errechneten Werten für Versuch Nr.: 2 in Tabelle 5.3, die deutlich von den anderen Ergebnissen abweichen. Zusammenfassend kann für das logarithmische Dämpfungsdekrement  $\Lambda$  der unbefüllten Anlage unabhängig von der Art des Befestigungszustandes der Horizontalverankerung und unabhängig von der Größe der Amplitude der Auslenkung ein Wert von 0,006 angegeben werden. Dieser liegt im unteren Wertebereich des in der Literatur angegebenen Spektrums für ferritischen Stahl von 0,005-0,012, beispielsweise in [Pet96, S. 111]. Das heißt, dass die Lagerkonstruktionen der Versuchsanlage im unbefüllten Zustand nahezu keinen Einfluss auf die Dämpfung derselben ausüben und man von reiner Materialdämpfung ausgehen kann. Zum Vergleich sei angemerkt,

<sup>xvi</sup>Diese ist nicht immer im Auswertungsergebnis für die Dämpfung berücksichtigt, da dafür nur der kontinuierlich abklingende Ausschwingverlauf verwendet wurde. Dies gilt für die später durchgeführten Versuche mit Unwuchtanregung allgemein.

<sup>xvii</sup> $\eta = \frac{w_i}{l_{W_i}}$ .

**Tabelle 5.3:** Auswertungsergebnisse der Ausschwingversuche Nr.:1-5 und Nr.:1a-5a

V.-Nr.:	$w_{1,max}$ [mm]	$\eta$ [mrad]	$\delta$ [ $s^{-1}$ ]	$f$ [Hz]	$\zeta_{\sim}$ [%]	$\Lambda$ [-]	
hor. ungest.	1	1,7	0,252	-	4,199*	0,096 <sup>‡</sup>	0,00603 <sup>‡</sup>
	2*	0,8	0,119	0,017	4,203	0,064	0,00405
	3	2,7	0,400	0,023	4,199	0,087	0,00548
	4	5,0	0,741	0,027	4,194	0,102	0,00644
	5	2,9	0,430	0,028	4,197	0,106	0,00667
	$\bar{x}$	-	-	-	<b>4,197</b>	<b>0,098</b>	<b>0,00615</b>
hor. gest.	1a	4,5	0,667	0,029	4,196	0,110	0,00691
	2a	1,6	0,237	0,024	4,201	0,091	0,00571
	3a	2,1	0,311	0,027	4,200	0,102	0,00643
	4a	1,1	0,163	0,025	4,201	0,095	0,00595
	5a	3,0	0,444	0,026	4,199	0,099	0,00619
	$\bar{x}$	-	-	-	<b>4,199</b>	<b>0,099</b>	<b>0,00624</b>

\*) Mittelwert aus Tab.: 5.2 übernommen

‡) Mittelwert Weg 1 aus Tab.: 5.2 übernommen

\*) nicht gewertet

dass eine Eisenbahnbrücke aus Stahl ohne Schotteroberbau bereits eine Dämpfung  $\Lambda$  von etwa 0,03 nach [Pet96, S. 111] aufweist. Es kann daher festgehalten werden, dass das Planungsziel, eine möglichst geringe Eigendämpfung der Versuchsanlage zu erhalten, erreicht wurde. Daraus folgt, dass die Eigendämpfung der Versuchsanlage vernachlässigt wird.

## 5.3 Hauptversuche

Dieser Abschnitt befasst sich mit den Arbeiten an der mit Gleisschotter und Gleis versehenen Versuchsanlage. Dabei wird der Einfluss des Verwendungsalters des Schotters, gemäß den Vorgaben des Forschungsprojekts *Schotteroberbaumod.* untersucht. Wie bereits in Kapitel 4 ausgeführt wurde, handelt es sich dabei um einen Neu- und einen Altschotter.

### 5.3.1 Versuche mit Neuschotter

Hier werden die Versuche und deren Auswertungsergebnisse für den Neuschotter angegeben. Dessen Spezifikationen wurden bereits unter Abschnitt 4.3.3 angeführt.

#### Bestimmung der Masse des Schotteroberbaues - Neuschotter

Nachfolgend werden die Massen für das Stabmodell nach Abbildung 4.17 angegeben, die durch den Einbau des Schotteroberbaues, zu jenen der bereits in Tabelle 5.1 angeführten, hinzukommen. Deren Bestimmung erfolgte wiederum in der Art und Weise wie dies bereits für die unbe-

füllte Versuchsanlage beschrieben wurde.<sup>xviii</sup> Es erfolgten Messungen für jeden Einbauschritt, um die Massen der am Schotteroberbau mitwirkenden Einzelelemente bestimmen zu können. Dies geschah sowohl beim Einbau des Neuschotters als auch beim Ausbau mit dem darauffolgenden Einbau des Altschotters.<sup>xix</sup> Bei den zwischen diesen Ereignissen liegenden Versuchen am Neuschotter wurden ebenfalls Massenbestimmungen durchgeführt, um Einflüsse aus Niederschlagsereignissen feststellen zu können. Zur Kontrolle erfolgte zusätzlich eine Berechnung der Massen laut Planangaben beziehungsweise Herstellerangaben der verwendeten Baustoffe. Aufgrund eines Abweichens der Messergebnisse<sup>xx</sup> vom Einbau des Neuschotters zu jenen aus der Kontrollberechnung<sup>xxi</sup> beziehungsweise zur Messung beim Umbau auf den Altschotter, wurden diese verworfen. In Tabelle 5.4 sind also die Ergebnisse für den Neuschotter aus der Massenbestimmung während des Schotterumbaues angegeben, da zu diesem Zeitpunkt die Schottermasse direkt durch die Wägung bestimmt werden konnte.<sup>xxii</sup> Die Massen von Bauteilen, wie Schwellen, Schienen, Ankerstange (e), etc. sind in der Oberbaumasse über die Länge  $\ell_{OB}$  verteilt inkludiert. In Tabelle 5.5 sind die aus den Messergebnissen berechneten Schottermassen  $m_S$  einzelner

**Tabelle 5.4:** Massen bei Versuchen mit Neuschotter

Bezeichnung	inkludiert Bauteil/ Pos.-Nr.	Masse	
		[kg]	$\left[\frac{\text{kg}}{\text{m}}\right]$
$m_{OB}^*$	Unterschottermatten; Schwellen; Schienen; (m); (k); (e); Gelenkköpfe; Bolzen; KMD; Gewindestangen; Gelenkköpfe	(22966)	<b>3828</b>
$M_{UWE}$	(i); Unwuchterreger (1320 kg)		<b>1940</b>

\*) bezogen auf  $\ell_{OB} = 6,00 \text{ m}$ .

Versuchstage beziehungsweise des Ein- und Umbaus des Schotterbettes zu Vergleichszwecken angegeben. Verglichen werden soll die Auswirkung von Niederschlagsereignissen auf die Veränderung der Massenbelegung  $m_{OB}$ , wobei darin die Schottermasse  $m_S$  die veränderliche Größe darstellt. Deshalb wird das Folgende darauf bezogen. Wie bereits für den Einbau erwähnt<sup>xx</sup>, mussten auch die Ergebnisse der Wägung 2 und 4 verworfen werden. Für die Messungen 5 bis 9 und beim Umbau wurde der Mittelwert  $\bar{m}_S$  gebildet und davon die prozentuale Abweichung der Einzelergebnisse bestimmt. Obwohl bei diesen Versuchen extreme Unterschiede des Feuch-

<sup>xviii</sup>Die Position der temporären Lager für die Bestimmung von  $F_1 - F_4$  wechselte mitunter von Versuchstag zu Versuchstag - dies hatte keinen Einfluss auf die Messergebnisse.

<sup>xix</sup>vgl. Abschnitt 5.3.2.

<sup>xx</sup>möglicherweise durch eine fehlerhafte Kraftmessdose oder durch eine nach der Lockerung der Horizontalverankerungen zwischen (f) - (ä), (e) - (a) bzw. (l) unbemerkt aufgetretene Zwängung an diesen.

<sup>xxi</sup>Diese erfolgte für den Stahlbau und die Schwellen.

<sup>xxii</sup>Die Schottermasse  $m_S$  für die übrigen Messungen (Nr.:2-9, vgl. Tab.5.5) wurde durch Abzug der in Tabelle 5.1 angegebenen Werte für die Stahlkonstruktion, der Masse der Unterschottermatte, etc. von  $m_{OB}$  des jeweiligen Messtages bestimmt.

**Tabelle 5.5:** Vergleich der Schottermasse - Neuschotter - verschiedener Zeitpunkte

Tag*	$m_S^{\ddagger}$ $\left[\frac{\text{kg}}{\text{m}}\right]$	Zustand	$\bar{m}_S$ $\left[\frac{\text{kg}}{\text{m}}\right]$	$\Delta\bar{m}_S$ [%]	$\bar{\rho}_S$ * $\left[\frac{\text{kg}}{\text{m}^3}\right]$
Einbau*	3328	Schotter trocken	-	-	-
2* ○	3010	Schotter trocken	-	-	-
4* ◇	2879	Schotter trocken	-	-	-
5 - ⊗	3173	Schotter nass	-	0,4	-
7 - ⊙	3168	Schotter nass	3159	0,3	1405
9 - ⊕	3155	Schotter feucht	-	-0,1	-
Umbau	3142	Schotter trocken	-	-0,6	-

\*) Die angegebenen Symbole stellen den Bezug zu den Abb. 5.17 und 5.20 her.

‡) bezogen auf  $l_{OB} = 6,00$  m.

\*) ungefähre Wert - aufgrund des abgeschätzten Schwellenvolumens beim Abzug vom Trogvolumen.

\*) aufgrund der deutlichen Abweichung vom Mittelwert  $\bar{m}_{OB}$  bzw. der Kontrollrechnung ausgeschlossen.  
mögl. Begründung für die Abweichung siehe <sup>xx</sup>.

tigkeitsgehalts im Schotter vorherrschten<sup>xxiii</sup>, liegen die Abweichungen der Masse von deren Mittelwert nur bei etwa  $\pm 0,5$  %. Ob diese Streuung eine Auswirkung auf die Kennwertermittlung für das Schotterbett hat, wird in Kapitel 6 untersucht werden. Zusätzlich enthält Tabelle 5.5 einen ungefähren Wert für die mittlere Dichte des Neuschotters  $\bar{\rho}_S$  zur Abschätzung.

### Ausschwingversuche an der befüllten, entkoppelten Versuchsanlage - erste Tests

Die unter diesem Punkt behandelten Versuche beschäftigten sich mit der mit Schotter befüllten Versuchsanlage. Darunter sind auch die eingebauten Schienen und Schwellen sowie die nicht an das Horizontallager (a) angeschlossene (entkoppelte) Ankerkonstruktion zu verstehen - siehe Abb. 5.9.

Diese Versuche dienen zur Untersuchung des Steifigkeitsunterschiedes zwischen entkoppelter und gekoppelter Ankerstange. Damit kann die Fragestellung, ob ein schubsteifer Wirkmechanismus zwischen dem Gleis und dem Gleisschotter auch bei gezielter Untersuchung in der Versuchsanlage gegeben ist, wie ihn bereits [Mäh08, S. 235] in seiner Arbeit vorausgesetzt hat und wie es in [Hac12, S. 22] an einer Versuchsbrücke gezeigt wurde, beantwortet werden. In der Versuchsanlage kann dieser Unterschied nun auch quantitativ, da isoliert und unbeeinflusst von Randbedingungen, die bei Brücken vorherrschen untersucht und ermittelt werden.

Die Messanordnung entspricht jener für die Ausschwingversuche ohne Schotteroberbau - vgl. Abb. 5.5. Bei den verwendeten Federpaketen handelt es sich ebenfalls um die bereits bei den Ausschwingversuchen der unbefüllten Versuchsanlage benutzten. Die Horizontalverankerung des Brückentroges war gelöst - vgl. Abb. 5.6. Die Anregung beziehungsweise Auslenkung der Versuchsanlage erfolgte wiederum durch Wippen seitens der versuchsdurchführenden Person,

<sup>xxiii</sup>Zur Relativierung muss angemerkt werden, dass hier nur die Oberflächenbenetzung der Schotterkörner, aufgrund des nicht vorhandenen Gehalts an Feinteilen, eine Rolle spielte.





**Abbildung 5.9:** Versuchsanlage mit Schotteroberbau mit entkoppelter Ankerstange

wobei diese die Versuchsanlage während des Ausschwingens nicht verließ und ruhig verharrte. Zusätzlich wurde auch mit einem Hebel experimentiert, da die Auslenkung aufgrund der Zusatzmasse des Schotteroberbaues wesentlich schwerer vonstatten ging als bei der unbefüllten Anlage. Dies führte dazu, dass mehr Ausschwingvorgänge aufgezeichnet wurden, da nicht bei allen ein verwendbares Ausschwingverhalten während des Versuchs zu erkennen war. Hier werden sechs auswertbare Ausschwingvorgänge angegeben. Deren Nummerierung sagt allerdings nichts über deren Reihenfolge im Versuchsablauf aus. Für die Auswertung wurde die bereits vorgestellte Methode A verwendet. Deren Ergebnisse sind Tabelle 5.6 zu entnehmen.

**Tabelle 5.6:** Auswertungsergebnisse der Ausschwingversuche Nr.:1-6 (befüllt, entkoppelt)

V.-Nr.:	$w_{1,max.}$ [mm]	$\eta$ [mrad]	$\delta$ [ $s^{-1}$ ]	$f$ [Hz]	$\zeta_{\sim}$ [%]	$\Lambda$ [-]
1*	4,0	0,593	0,144	3,221	0,712	0,0447
2	1,4	0,207	0,113	3,224	0,558	0,0351
3	2,4	0,356	0,058	3,214	0,287	0,0181
4	3,1	0,459	0,058	3,210	0,288	0,0181
5 <sup>‡</sup>	1,3	0,193	0,047	3,227	0,232	0,0146
6 <sup>‡</sup>	1,4	0,207	0,053	3,227	0,261	0,0164
$\bar{x}_{2-6}$	-	-	-	<b>3,220</b>	<b>0,325</b>	<b>0,0204</b>
$\bar{x}_{3-6}$	-	-	-	<b>3,220</b>	<b>0,267</b>	<b>0,0168</b>

\*) nicht gewertet

‡) mit Hebel ausgelenkt

Für die gesuchten Kenngrößen  $f$ ,  $\zeta_{\sim}$  und  $\Lambda$  wurde der Mittelwert  $\bar{x}$  aus den Ergebnissen der Einzelversuche gebildet. Dabei wurde Versuch Nr.: 1 allerdings nicht gewertet, da dessen Ergebnis extrem von den Ergebnissen der anderen Versuche abweicht. Ein weiterer Grund für diese

Maßnahme ist die schlechte Übereinstimmung der Ausgleichsfunktion für die Amplitudenmaxima mit selbigen, wie in Abbildung B.6 sehr gut zu erkennen ist. Für den im Vergleich hohen Wert könnte man die Amplitudenabhängigkeit der Dämpfung ins Treffen führen, allerdings kann dies durch Versuch Nr.: 4 entkräftet werden, der eine ähnlich hohe Ausgangsamplitude, aber eine durchschnittliche Dämpfung aufweist. Auch bei Versuch Nr.: 2 kann über ein Ausschneiden aus der Versuchsreihe diskutiert werden, da noch eine deutliche Abweichung vom Mittel festgestellt werden kann und der für die Auswertung herangezogene Wertebereich  $n_{P,1}$  kleiner war als bei den anderen Versuchen, da sich am Ende des Ausschwingvorganges dem Anschein nach eine Torsionsschwingung aufbaut, die nicht berücksichtigt wurde - vgl. Abb. B.7. Es wurden daher die Mittelwerte für die Versuche Nr.: 2-6 sowie 3-6 angegeben, wobei letzterem der Vorzug gegeben werden sollte, mit dem Hintergrund, dass bei Versuch Nr.: 5 und 6 die Erstausslenkung mittels eines Hebels erfolgte. Diese Maßnahme hatte wesentlich zu einem Ausschwingvorgang, der dem idealen nahe kommt, beigetragen, wie in den Abbildungen B.9 und B.11 gut zu erkennen ist.

Zusammenfassend kann für diese Versuchsreihe festgehalten werden, dass die Eigenfrequenz der Versuchsanlage mit eingebautem Schotteroberbau und entkoppelter Ankerkonstruktion von 4,2 Hz (unbefüllte Versuchsanlage) um ein Hertz auf 3,2 Hz sinkt. Die Lehr'sche Dämpfung  $\zeta_{\sim}$  steigt hingegen von 0,1 % auf 0,3 %. Dies entspricht einer Steigerung von 200 %, wobei zu beachten ist, dass es sich dabei immer noch um einen sehr kleinen Wertebereich für Dämpfungszahlen handelt, weshalb auch auf die Angabe weiterer Nachkommastellen verzichtet wird. Diese Steigerung lässt sich nur durch die Annahme geleisteter Dissipationsarbeit im Schotter erklären. Der Schotterkörper weist im Längsschnitt durch die begrenzenden Bordwände (g), (h) und die Gelenkstangen (f), die an den Fundamentwänden (ã) verankert sind, eine rechteckige Form in der Nulllage auf. In der ausgelenkten Lage ergibt sich im Längsschnitt ein Parallelogramm. Das heißt, dass sich die Schotterkörner im Bereich der Bordwände umlagern müssen, wodurch die höhere Dämpfung zu erklären wäre. Dies wird später noch untersucht. Vergleicht man den hier ermittelten Dämpfungswert  $\zeta_{\sim}$ , der einem logarithmischen Dämpfungsdekrement  $\Lambda$  von 0,017 entspricht, mit jenem Wertebereich in [Pet96, S. 111] von 0,040 bis 0,070 für Eisenbahnbrücken mit Schotteroberbau, dann kann bei den Versuchen mit angeschlossener Ankerstange, also bei Aktivierung des unterstellten Wirkmechanismus, von einer erheblichen Steigerung der Dämpfung ausgegangen werden.

### **Ausschwingversuche an der befüllten, angekoppelten Versuchsanlage - erste Tests**

Für die Untersuchung, welchen Einfluss die Schubübertragung von Gleis zu Brückentrog aufweist, wurde die Ankerstange des Gleises am Festlager (a) befestigt. Die mit dieser Konfiguration durchgeführten Ausschwingversuche, die sich nicht von den anderen, in den vorangegangenen Abschnitten vorgestellten, in ihren sonstigen Randbedingungen<sup>xxiv</sup> unterscheiden, werden hier beschrieben.

In Abbildung 5.10 ist die nun angeschlossene Ankerkonstruktion zu erkennen. Wie bereits im

---

<sup>xxiv</sup>Position der Wegaufnehmer, etc.



**Abbildung 5.10:** Versuchsanlage mit Schotteroberbau mit angekoppelter Ankerstange

vorigen Abschnitt wurden auch hier mehr Ausschwingvorgänge aufgezeichnet als in der vorliegenden Arbeit dokumentiert sind. Der Grund dafür ist der gleiche. Zusätzlich waren erste Versuchsergebnisse zu verwerfen, da die Verschraubung der Ankerstange nach einigen erfolgten Ausschwingvorgängen nachgespannt werden musste. Außerdem wurden wieder Versuche (Nr.:6,7) aufgezeichnet, bei welchen ein Hebel zur Auslenkung herangezogen wurde, wie in den Abbildungen B.16, B.18 leicht am nicht vorhandenen Einschwingvorgang zu erkennen ist. In Tabelle 5.7 ist die Auswertung (Methode A) von sieben Versuchsergebnissen dokumentiert.

**Tabelle 5.7:** Auswertungsergebnisse der Ausschwingversuche Nr.:1-7 (befüllt, angekoppelt)

V.-Nr.:	$w_{1,max}$ [mm]	$\eta$ [mrad]	$\delta$ [ $s^{-1}$ ]	$f$ [Hz]	$\zeta_{\sim}$ [%]	$\Lambda$ [-]
1*	1,3	0,193	0,128	3,717	0,548	0,03444
2	1,9	0,281	0,089	3,530	0,401	0,02521
3	3,9	0,578	0,083	3,316	0,398	0,02503
4	3,6	0,533	0,084	3,382	0,395	0,02484
5	3,0	0,444	0,081	3,319	0,388	0,02440
6 <sup>‡</sup>	1,1	0,163	0,066	3,464	0,303	0,01905
7 <sup>‡</sup>	0,9	0,133	0,067	3,459	0,308	0,01937
$\bar{x}$	-	-	-	<b>3,412</b>	<b>0,366</b>	<b>0,0230</b>
$\bar{x}_{2-5}$	-	-	-	<b>3,387</b>	<b>0,396</b>	<b>0,0249</b>
$\bar{x}_{6-7}$	-	-	-	<b>3,462</b>	<b>0,306</b>	<b>0,0192</b>

\*) nicht gewertet

‡) mit Hebel ausgelenkt

Versuch Nr.: 1 in Tabelle 5.7 wird nicht gewertet, da eine deutliche Abweichung von den anderen Messwerten gegeben ist. Die ermittelte Ausgleichsfunktion des Ausschwingvorganges (vgl.

Abb. B.14) weist eine deutliche Abweichung auf. Für die verbleibenden Ergebnisse wurde ein Mittelwert über deren Gesamtheit gebildet. Man kann eine Steigerung der Steifigkeit, ausgedrückt durch eine Erhöhung der Eigenfrequenz  $f$  um etwa 0,2 Hz gegenüber den Versuchen mit entkoppeltem Gleis, erkennen. Auch beim Wert des Lehr'schen Dämpfungsmaßes  $\zeta_{\sim}$  kann eine Steigerung um etwa 0,1 Prozent festgestellt werden. Diese Steigerung ist allerdings geringer als jene zwischen den Werten der unbefüllten und der befüllten Versuchsanlage mit entkoppeltem Gleis. Dies bestärkt die Vermutung über die Energiedissipation durch Umlagerung der Schotterkörner aufgrund der aufgezwungenen Formänderung des Gesamtschotterkörpers, wie dies bereits im vorangegangenen Abschnitt beschrieben wurde. Ohne die genauen Effekte an dieser Stelle zu kennen, kann aber festgehalten werden, dass die Eigenschaften des Schotteroberbaues und dessen Wechselwirkung mit dem Gleis eine Steigerung der Dämpfung gegenüber der unbefüllten Versuchsanlage von etwa 270 % bewirken. Die im vorigen Abschnitt vermutete Erzielung des in [Pet96, S. 111] angegebenen Wertebereiches von 0,040 bis 0,070 für das logarithmische Dekrement  $\Lambda$  konnte aber nicht erreicht werden.

Da die Versuche Nr.: 6 und 7, bei welchen die Auslenkung mittels Hebel erfolgte, erkennbar andere Werte ergaben, wurden zusätzlich die Mittelwerte der Versuchsergebnisse getrennt nach Anregungsart gebildet.

### Erste Tests bei harmonischer Anregung durch einen Unwuchterreger - mit gekoppelter Ankerstange - Erkenntnisse

Im Anschluss an diese zuvor beschriebenen ersten Tests erfolgten Versuche<sup>xxv</sup> mit einem Unwuchterreger<sup>xxvi</sup>, der ursprünglich nicht für die hier vorgestellten Versuche vorgesehen war. Da allerdings zu diesem Zeitpunkt die Regelungstechnik für den vorgesehenen Unwuchterreger noch nicht zur Verfügung stand, wurde auf diese Alternative zurückgegriffen. Während dieser Versuche, bei welchen nun die Versuchsanlage mit beliebigen Erregerfrequenzen<sup>xxvii</sup> angeregt werden konnte, zeigte sich, dass die Gelenkköpfe eine unerwünschte Nachgiebigkeit aufwiesen, weshalb das bereits als Gabel<sup>xxviii</sup> vorgestellte Konstruktionselement samt Gelenkköpfen zwischen Ankerstange (e) und Fundamentwand (a), gegen Gewindestangen ausgetauscht wurde - siehe Abbildung 5.11. Die geringfügige Versteifung<sup>xxix</sup> durch Aufgabe der Gelenke wurde zu Gunsten der Reduzierung der Längsnachgiebigkeit in Kauf genommen. Warum diese Maßnahme gesetzt wurde, erklärt sich später. In Teilbild (b) sind Wegaufnehmer<sup>xxx</sup> an der rechten Schiene zu erkennen, welche der Messung der Relativverschiebung zwischen jeder Schwelle und Schiene dienten. Diese Wegaufnehmer dienten der Untersuchung ob während des Schwingvorganges der Versuchsanlage ein Schlupf in den Schienenklemmen stattfindet. Da dabei jedoch

<sup>xxv</sup>diese dienten der Untersuchung des allgemeinen Verhaltens der Versuchsanlage mit kontinuierlicher Anregung, im Speziellen hinsichtlich der Ermittlung von Nachgiebigkeiten.

<sup>xxvi</sup>siehe Abb. 5.16(a),  $M = 92$  kg.

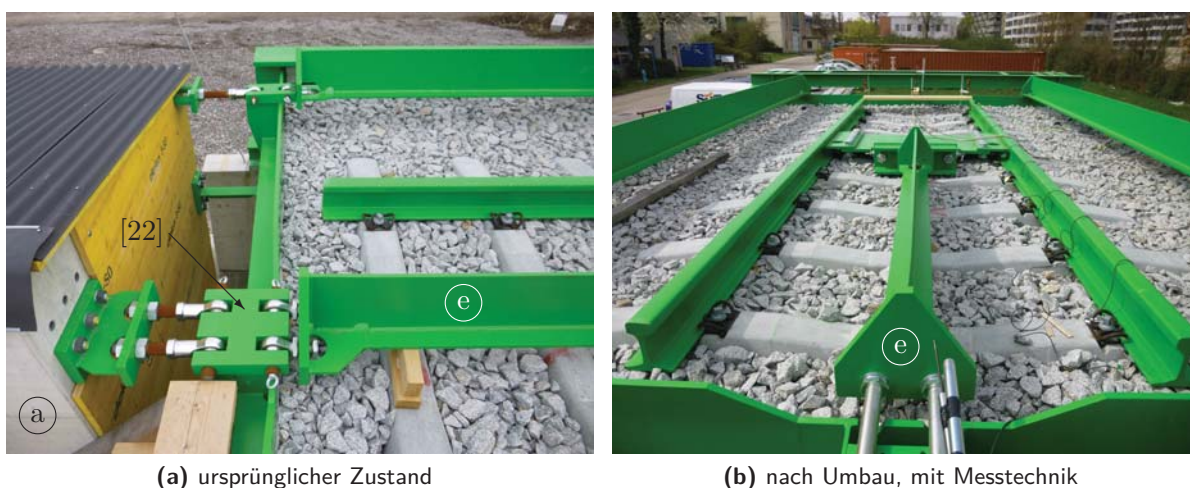
<sup>xxvii</sup>im Spektrum des Anwendungsbereichs.

<sup>xxviii</sup>vgl. Tab. 5.1 und Abb. 4.15 - Pos. [22].

<sup>xxix</sup>daher vernachlässigbar.

<sup>xxx</sup>Typ WI 5 vgl. Anhang B.1.





**Abbildung 5.11:** Verbindung Ankerstange - Lagerwand

bei keinem Schienenstützpunkt eine Relativverschiebung zwischen Schiene und Schwelle festgestellt werden konnte, wurde bei den folgenden Versuchen auf diese Messpunkte verzichtet. Bei diesen Versuchen mit am Festlager (a) angekoppelter Ankerstange wurde auch die Nachgiebigkeit der Konstruktionselemente untersucht. Mit Abbildung 5.12 liegt eine Plandarstellung der zusätzlich zu der bereits beschriebenen eingesetzten Messtechnik vor. Das Hauptaugenmerk lag dabei auf den Relativverschiebungen zwischen dem Brückentrog (d) und dem Gleis auf Höhe der Schienen. Diese sollten mit dem Wegaufnehmer  $U_{III}$  bestimmt werden.  $U_{III}$  ist in dieser Abbildung, der Übersichtlichkeit halber schematisch dargestellt. Die wahre Position ist in Abbildung 5.13(a) ersichtlich.<sup>xxxix</sup> Um die Verschiebungen entlang der Längsachse der Versuchsanlage ermitteln zu können, wurde ein Pfostenstück, das beide Schienenenden verbindet, befestigt, auf welches dann die Messung der Trogverschiebung<sup>xxxix</sup> bezogen wurde. Das Entstehen dieser Relativverschiebung beruht auf der aufgezwungenen Schubverformung  $\eta$ , die durch die unterschiedlichen Drehpunkte von Brückentrog und Gleis bei schwingender Versuchsanlage entsteht. Gemeinsam mit der im Gleis während des Schwingens entstehenden Kraft  $F$  soll die Aufzeichnung einer Hystereseschleife als eine weitere unabhängige Form der Dämpfungsermittlung<sup>xxxix</sup> ermöglichen. Abbildung 5.13(b) beziehungsweise Abbildung 5.12 zeigt die dafür notwendigen Kraftmessdosen (KMD) mit den Bezeichnungen  $F_I$  und  $F_{II}$ .

Zurück zu Abbildung 5.12 und den noch nicht angesprochenen Wegsensoren  $U_I$  und  $U_{II}$ . Diese dienen der Aufzeichnung des in dieser Konfiguration technisch nicht verhinderbaren Schlupfes, damit dieser in seiner Auswirkung auf das Dämpfungsverhalten untersucht werden kann. In Abbildung 5.11(b) erkennt man den Wegaufnehmer  $U_I$  an der Position während der ersten Tests. Bei den späteren Versuchen war dieser genau zwischen den die Gabel [22] ersetzenden

<sup>xxxix</sup>Die Bezeichnung der Sensoren in den vorgestellten Abbildungen muss nicht mit den Bezeichnungen in dieser Arbeit korrespondieren, weshalb sie als belanglos anzusehen sind.

<sup>xxxix</sup>Die Messung erfolgte eigentlich von der Unwucherregerplattform (i) aus. Da diese fest mit dem Trog verbunden war, sind sie in dieser Beziehung als äquivalent zu betrachten.

<sup>xxxix</sup>vgl. Abschnitt 2.1.2.

### 5.3 Hauptversuche

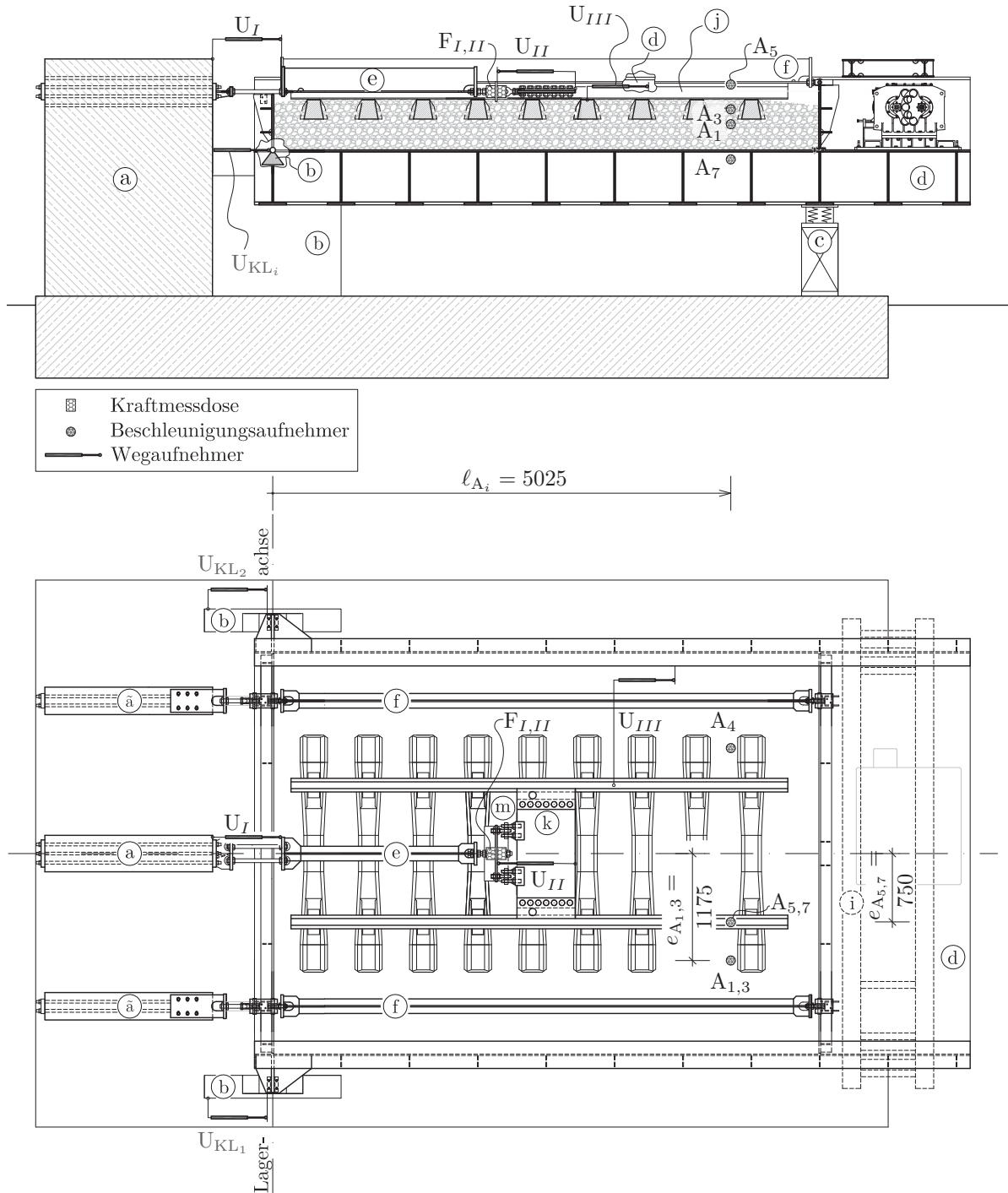
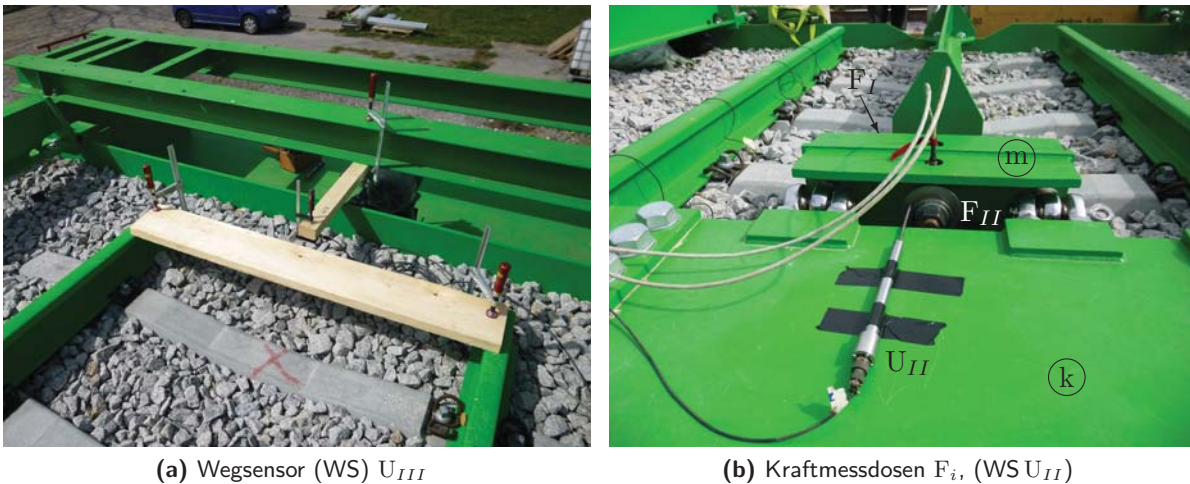


Abbildung 5.12: Positionierung der zusätzlich verwendeten Messtechnik [mm]





**Abbildung 5.13:** Sensoren zur Ermittlung der Kenngrößen für die Hysterese

Gewindestangen angebracht.  $U_{II}$  wird in Abbildung 5.13(b) ebenfalls während der Testphase mit provisorischer Befestigung dargestellt.

Des Weiteren wurden zur Kontrolle der mit den Wegsensoren  $W_i^{xxxiv}$  gemessenen Schwingungsantworten, Beschleunigungssensoren  $A_i$  angebracht. Diese dienen aber auch dazu, eventuell auftretende Beschleunigungsunterschiede zwischen Brückentrog ( $A_7$ ) - siehe Abbildung 5.14(a) - und dem Schotter in verschiedenen Einbauhöhen ( $A_1^{xxxv}$ ,  $A_3$ ,  $A_4$ ) - siehe Abbildung 4.28 - sowie dem Gleis ( $A_5$ ) - siehe Abbildung 5.14(b) - feststellen zu können. Die Position von  $A_4$  entspricht jener von  $A_3$  an der Vertikalen entlang der Längsachse gespiegelt und diente nur zu Kontrollzwecken.

In Abbildung 5.12 sind auch Wegaufnehmer  $U_{KL_i}$  an den Lagern (b) eingezeichnet. Diese wurden aber erst später, bei den Versuchen mit Altschotter, aufgrund von Ungereimtheiten in den ersten Auswertungsergebnissen, eingesetzt. Darauf wird später noch eingegangen werden. Die dafür verwendeten Wegaufnehmer sind in Abbildung 5.15 zu erkennen. Teilbild (a) zeigt die eigentliche horizontale Verschiebungsmessung  $u_{KL_1}$  des Lagers. Aufgrund des bereits bei der Planung vermuteten und tatsächlich eingetretenen Rutschens des Troges auf der Lagerschneide musste die Horizontalverankerung des Brückentrog (l) eingesetzt werden.<sup>xxxvi</sup> Zur Überprüfung, ob die Schraubverbindungen von (l) an (ã) und (d) frei von Schlupf sind, wurden einmalig die Wegaufnehmer  $U_{KL_3}$  und  $U_{KL_5}$  eingesetzt, da dabei keine Relativverschiebungen und somit kein Schlupf feststellbar waren.

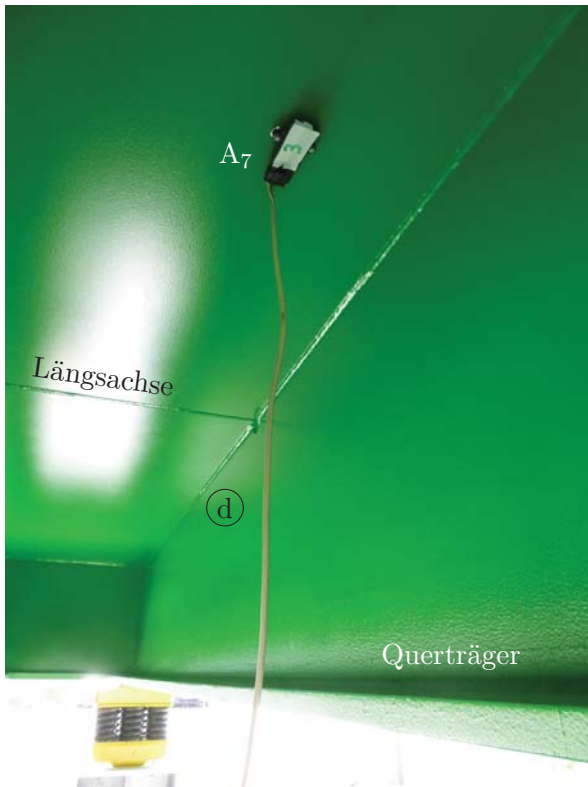
## Versuche

Nach dem zuvor beschriebenen Kennenlernen der Versuchsanlage hinsichtlich ihrer tatsächlichen und der Behebung deren unerwünschter Eigenschaften werden nun die Versuche an der

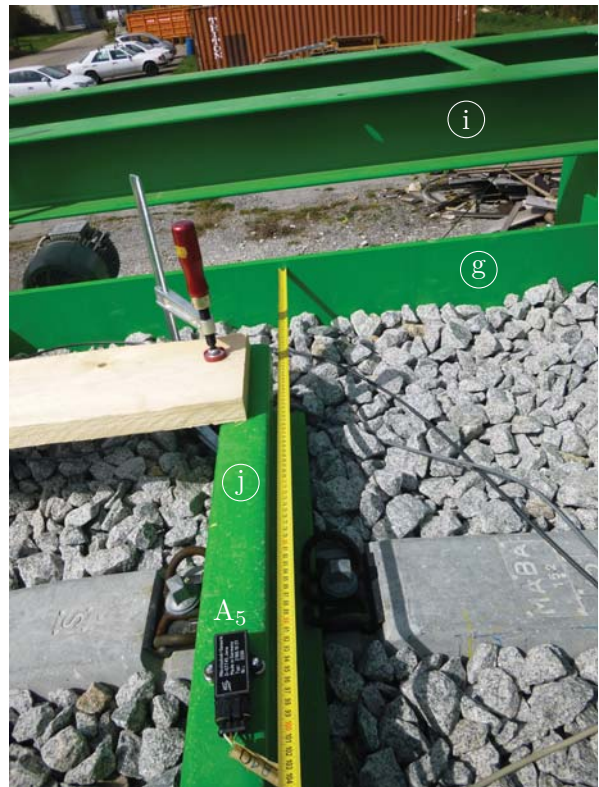
<sup>xxxiv</sup> vgl. Abb. 5.5.

<sup>xxxv</sup> befand sich etwa 15 cm unter der Unterkante der Schwelle.

<sup>xxxvi</sup> vgl. Abschnitt 4.1.2 - Abb. 4.12 sowie Abschnitt 5.2.2 - Abb. 5.6.



(a) Beschleunigungssensor  $A_7$  -  
Unterseite Deckblech



(b) Beschleunigungssensor  $A_5$  -  
auf rechter Schiene

**Abbildung 5.14:** Position der Beschleunigungssensoren an Trog und Schiene



(a) Wegaufnehmer  $U_{KL1}$

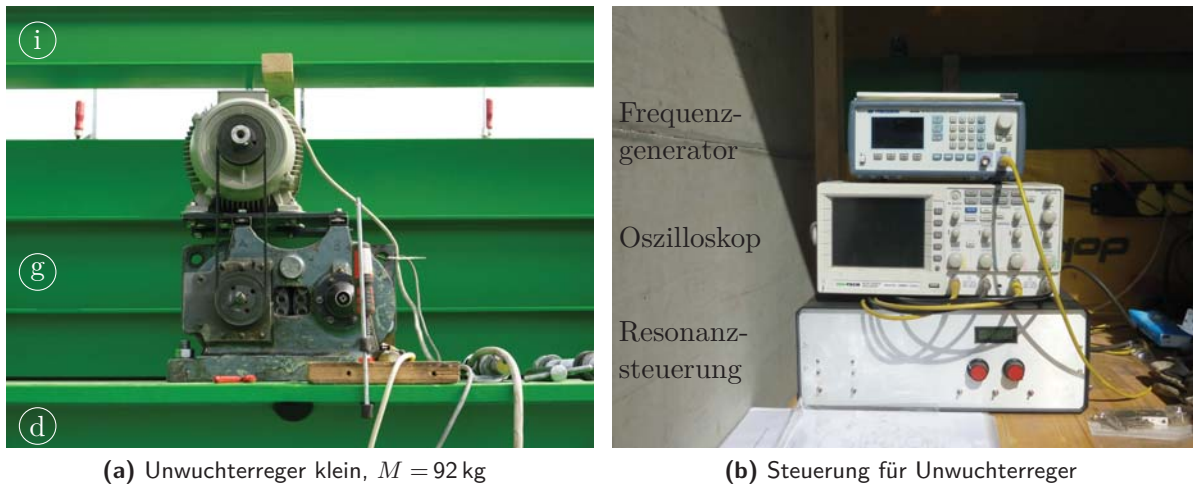


(b) Wegaufnehmer  $U_{KL3}$ ,  $U_{KL5}$  -  
Kontrolle der Schraubverbindungen

**Abbildung 5.15:** Bestimmung der horizontalen Lagerverschiebung  $u_{KL_i}$

voll einsatzbereiten Versuchsanlage beschrieben und wird auf die zuvor noch offen gelassenen Themen<sup>xxxvii</sup> eingegangen.

Wie bereits erwähnt, konnte der für die Versuche vorgesehene Unwuchterreger aufgrund der für diesen noch nicht zur Verfügung stehenden Steuerungseinheit<sup>xxxviii</sup> zu Beginn dieser Versuche nicht eingesetzt werden. Anstelle wurde ein anderer kleinerer Unwuchterreger<sup>xxxix</sup>, für welchen eine geeignete Steuereinheit verfügbar war, verwendet. Dieser ist in Abbildung 5.16(a) zu erkennen. Er ist an der Längsachse am Deckblech unterhalb und mittig der Unwuchterregerplattform



**Abbildung 5.16:** technische Geräte zur kontinuierlichen Anregung - 1

⓪ positioniert und verschraubt. Zwischen den Achsen der Unwuchtscheiben ist am Gehäuse des Getriebes ein Freischnitt zu sehen, in welchem man die herausnehmbaren rohrförmigen Unwuchtgewichte erkennen kann. Mit diesen wird die Intensität der Anregung - bei konstanter Anregungsfrequenz - eingestellt.<sup>xl</sup> Teilbild (b) zeigt die dafür eingesetzte Steuereinheit, bestehend aus einer Regelung, die eine Anregung in Resonanz erlaubt.<sup>xli</sup> Dieser konnte außerdem ein Frequenzgenerator vorgeschaltet werden, um Frequenzgänge aufzeichnen zu können. Das ebenfalls im Bild erkennbare Oszilloskop diente nur der Kontrolle der Steuerungssignale.

Es wurden insgesamt vier Versuchsreihen für unterschiedliche statische Momente  $m_{st}$  im Frequenzband von etwa 3,0 bis 7,4 Hz aufgestellt. Die aufbereiteten Daten dazu können Tabelle 5.8, Informationen darüber hinaus können Anhang B.5 entnommen werden.<sup>xlii</sup> In dieser Tabelle wird der einzelne Versuch durch dessen Konfiguration und den Versuchstag gekennzeichnet. Die Kon-

<sup>xxxvii</sup>Ein Teil davon wird erst in Abschnitt 5.3.2 erörtert.

<sup>xxxviii</sup>Der im Lieferumfang der Unwuchterreger (UWE) enthaltene Steuerungsschrank kann nur mit zwei UWE gleichzeitig betrieben werden. Bei diesen Versuchen entschied man sich in der Ausführung letztlich für einen UWE. Zusätzlich ist der Steuerungsschrank für einen Freilandeinsatz nur bedingt geeignet. Aus diesen Gründen sollte eine neue, kompakte, den vorliegenden Anforderungen entsprechende Steuerung eingesetzt werden.

<sup>xxxix</sup>vgl. Anhang B.1.

<sup>xl</sup>vgl. Abschnitt 2.1.2 -  $m_{st}$ .

<sup>xli</sup>für die Aufzeichnung der Hysterese und - nach Abschalten - des Auswiegens.

<sup>xlii</sup>Beispielhaft kann die Auswertung eines Amplitudenfrequenzganges in Abb. B.20(b) (eines später beschriebenen Versuchs) nachvollzogen werden.

**Tabelle 5.8:** Auswertungsergebnisse der Versuche mit kleinem Unwuchterreger

Versuch		$m_{st}$	$\eta^*$	$f_{\lambda}$	$\zeta_{\lambda}$	$f_{\sim}$	$\zeta_{\sim}$
Konfiguration	Tag	[kgm]	[mrad]	[Hz]	[%]	[Hz]	[%]
FP1 5,25	1 - $\triangle^{\ddagger}$		0,531	2,89	-	2,89	0,358
FP1 6,00	2 - $\circ^*$		0,635	3,26	-	3,26	0,332
FP2-3 4,58	4 - $\diamond^*$		0,277	4,49	0,936	4,50	0,782
FP2-3 6,08	2 - $\circ$	0,40	0,304	5,86	-	5,88	0,563
FP2-4 6,00	2 - $\circ$		0,259	6,43	-	6,47	0,676
FP2-4 6,00	3 - $\square^{\star}$		0,248	6,46	0,635	6,48	0,663
FP2-5 6,00	3 - $\square$		0,197	6,97	-	7,00	0,830
FP2-6 6,00	4 - $\diamond$		0,166	7,32	1,113	7,36	0,960

Fortsetzung der Tabelle für weitere  $m_{st}$  in Anhang B.5, Tab. B.2

Die angegebenen Ergebnisse beziehen sich auf die Grundschwingung.

Index „ $\lambda$ “: Amplitudenfrequenzgang; Index „ $\sim$ “: Ausschwingen.

\* ) es liegt die jeweilige gemittelte max. Amplitude von  $w_1$  und  $w_2$  zugrunde.

$\ddagger$ ) Schotter trocken, sonnig, ca. 18°C.

\* ) Schotter trocken, windig, ca. 16°C.

$\star$ ) Schotter trocken, sonnig, ca. 16°C.

$\star$ ) Schotter trocken, sonnig, ca. 15°C.

figuration wird bestimmt durch die Bezeichnung für das verwendete Federpaket FP<sup>xliii</sup> vor dem Verkettungszeichen | und durch den Abstand  $\ell_{FL}$  des Federpakets vom Kipplager in Metern, danach (FPX-YY| $\ell_{FL}$ ). Dabei gibt die nach dem Bindestrich folgende Zahl bei FP2, die Anzahl der eingebauten Einzelfedern an, woraus sich die Steifigkeit berechnen lässt.<sup>xliv</sup> Die Versuchstage werden mit Zahlenbezeichnungen abstrahiert, wobei jedem Tag ein Symbol zugeordnet ist, die diesen in den folgenden Diagrammen identifizierbar macht. Für jeden Versuchstag sind die Umgebungsbedingungen in einer Fußnote angegeben. Als Auswertungsergebnisse können dieser Tabelle der aufgetretene Drehwinkel  $\eta^{xlv}$ , die vorgelegene Eigenfrequenz  $f$  sowie die zugehörige Dämpfung  $\zeta$  entnommen werden. Die Ergebnisse der beiden letztgenannten liegen dabei als Auswertungsergebnisse für Amplitudenfrequenzgänge  $w_1$ , gekennzeichnet durch den Index „ $\lambda$ “ einerseits und für Auswertungsergebnisse von Ausschwingversuchen, gekennzeichnet durch den Index „ $\sim$ “ andererseits vor. Da der zum Versuchszeitpunkt verwendete Frequenzgenerator nicht über eine ausreichend feine Skalierung ( $\frac{1}{10}$  Hz) des ansteuerbaren Frequenzbandes verfügte, liegen nicht für alle Versuche bei Verwendung des Amplitudenfrequenzganges Ergebnisse für die Dämpfung vor. Der trotzdem angegebene Wert für die Eigenfrequenz entstammt den Resonanzschwingversuchen, die für die Aufzeichnung der Hystereseschleifen gedacht war. Vergleicht man die Dämpfungswerte der unterschiedlichen Auswertungsmethoden je Frequenzpunkt, er-

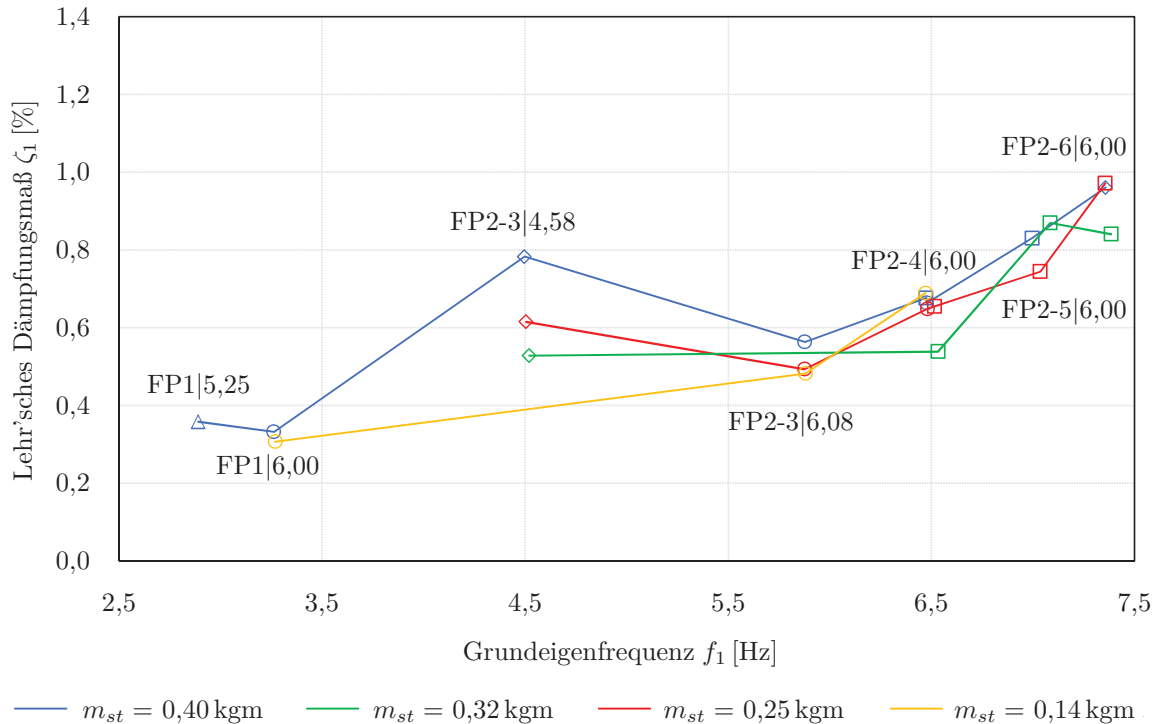
<sup>xliii</sup> vgl. Tab. 4.1.

<sup>xliv</sup> vgl. Abschnitt 4.3.2.

<sup>xlv</sup> In Bezug auf das Schotterbett handelt es sich, wie bisher beschrieben um einen Gleitwinkel allerdings handelt es sich in Bezug auf die Versuchsanlage um einen Drehwinkel, weshalb diese Bezeichnung hier Verwendung findet.



kennt man, dass die Größenordnung übereinstimmt. Bei den später folgenden Versuchen mit großem Unwuchterreger, zeigte sich eine wesentlich bessere Übereinstimmung der Ergebnisse, da ein Frequenzgenerator mit feinerer Justierung ( $\frac{1}{100}$  Hz) zur Verfügung stand und so die  $\frac{1}{\sqrt{2}}$ -Punkte genauer bestimmt werden konnten.<sup>xlvii</sup> Trägt man diese Daten in Diagramme ein, erhält man folgende, in den Abbildungen 5.17 und 5.18 erkennbare, Zusammenhänge. Bei diesen



**Abbildung 5.17:**  $\zeta$  -  $f$  - Verlauf für unterschiedliche statische Momente  $m_{st}$  bei Neuschotter - 1

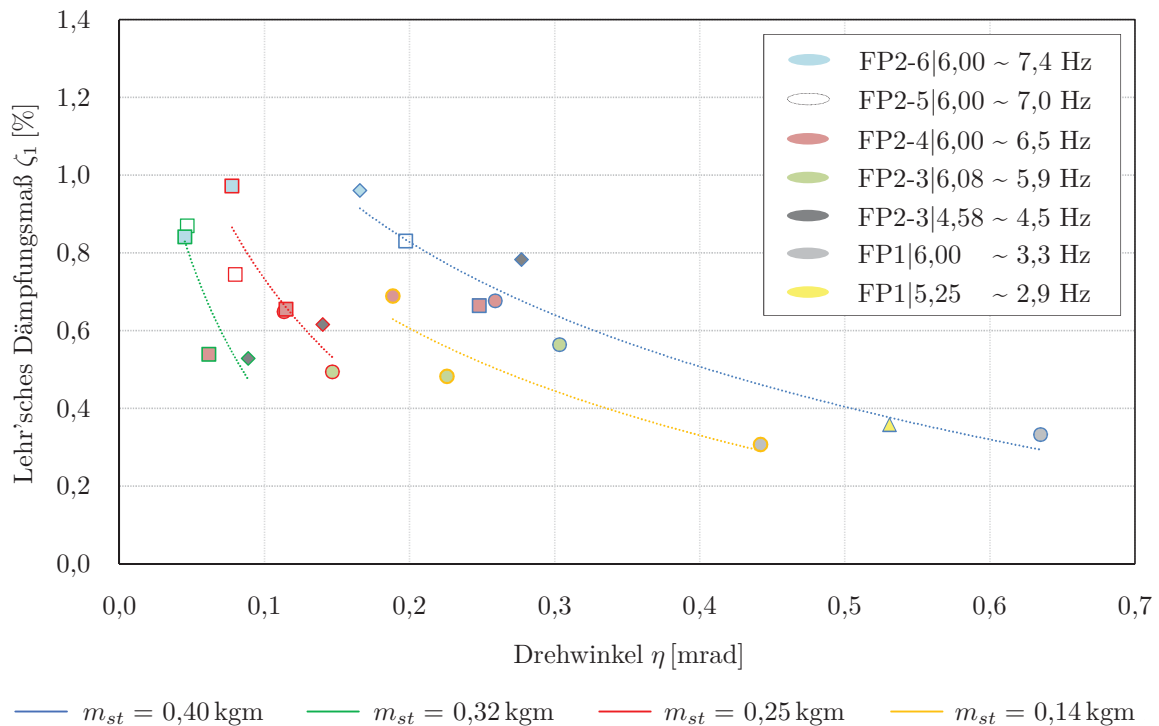
wurden die Ergebnisse der Ausschwingversuche verwendet. Ergänzend kann noch hinzugefügt werden, dass bei den Ausschwingversuchen keine ausgeprägte Amplitudenabhängigkeit festgestellt werden konnte.

Abgesehen von den Ergebnissen für FP2-3|4,58 zeigt sich in Abbildung 5.17 ein Anwachsen des Lehr'schen Dämpfungsmaßes  $\zeta_1$  bei zugehöriger steigender Grundeigenfrequenz  $f_1$ . Warum diese Abweichung bei der genannten Versuchskonfiguration auftrat, kann nicht erklärt werden, jedoch zeigte sich bei den Versuchen mit großem Unwuchterreger und verdichteten Messpunkten, dass es sich um einen Ausreißer handeln muss.<sup>xlviii</sup> Augenscheinlich ist, dass die Kurven unterschiedlicher Anregungsintensität  $m_{st}$  sehr eng aneinander liegen oder wider erwarten sogar überschneiden. Die Anregungsintensität scheint somit zunächst nur einen geringen Einfluss auf den Zusammenhang zwischen Dämpfung und Eigenfrequenz zu haben. Bei der Konfiguration FP2-4|6,00 erkennt man, dass für eine Anregung  $m_{st}=0,40$  und  $0,25$  kgm an zwei verschiedenen Versuchstagen sehr ähnliche Ergebnisse erzielt werden konnten, was zeigt dass eine Reproduzierbarkeit von Versuchsergebnissen gegeben ist. In Abbildung 5.18 wird der Zusammenhang

<sup>xlvii</sup> vgl. z.B. Abb. B.20 im Anhang B.5.

<sup>xlviii</sup> vgl. Abb. 5.20.

von Lehr'schem Dämpfungsmaß  $\zeta_1$  und Drehwinkel  $\eta$  hergestellt. Da bei dieser Darstellung, die



**Abbildung 5.18:**  $\zeta$ - $\eta$ -Verlauf für unterschiedliche statische Momente  $m_{st}$  bei Neuschotter - 1

Einzelwerte pro Anregungsintensität nicht aufeinander folgen, wurde auf ihre Verbindung zu einer Kurve verzichtet. Zur Unterstützung des Betrachters wurde allerdings eine logarithmische Ausgleichsfunktion (strichliert) hinterlegt, wobei dieser keine weitere Beachtung geschenkt wird. Versuche gleicher Anregungsintensität sind also an der Umrandungsfarbe der Symbole für den Versuchstag zu erkennen. Zunächst sieht man, dass die Dämpfung mit steigendem Drehwinkel  $\eta$  und dabei sinkender Frequenz abnimmt. Die ungefähre, vorhandene Grundeigenfrequenz pro Messpunkt kann aus dessen Füllungsfarbe eruiert werden. Vergleicht man allerdings Messpunkte verschiedener Anregungsintensität und annähernd gleicher Grundeigenfrequenz<sup>xlviii</sup>, so wird ersichtlich, dass die Dämpfung den annähernd gleichen Wert trotz verschieden großer Drehwinkel aufweist. Das heißt, dass die Dämpfung bei gleicher Grundeigenfrequenz für diese Versuche nahezu amplitudenunabhängig ist.

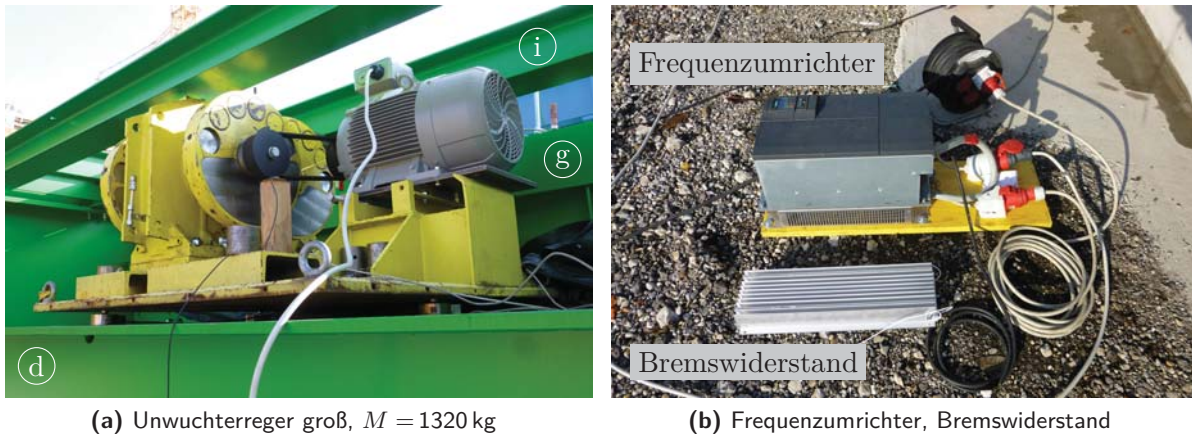
Warum sich die Versuchsergebnisse der drei kleinsten Anregungsintensitäten nicht entsprechend der Abfolge ihrer Größe hintereinander reihen, konnte nicht ergründet werden. Aufgrund der nahezu nicht vorhandenen Amplitudenabhängigkeit der Dämpfung spielt dieses Verhalten bezüglich der Dämpfung keine Rolle und wird deshalb an dieser Stelle nicht weiter untersucht.

Durch die Verwendung des kleinen Unwuchterregers war die Anregung für größere Grundeigenfrequenzen, aufgrund der extrem geringen erreichbaren Auslenkung  $w_i$  nicht mehr zweckmäßig, weshalb dann der eigentlich vorgesehene große Unwuchterreger - siehe Abbildung 5.19(a), nach

<sup>xlviii</sup>entspricht gleicher Konfiguration des Federpakets.



der Verfügbarkeit der dafür erforderlichen neuen Steuerung, zum Einsatz kam. Dessen Positio-



**Abbildung 5.19:** technische Geräte zur kontinuierlichen Anregung - 2

nierung auf der Versuchsanlage entspricht jener des kleinen Unwuchterregers. In Teilbild (b) ist der zum Betrieb des Unwuchterregers mit vorgegebener Anregungsfrequenz erforderliche Frequenzumrichter zu erkennen. Ein solcher fand auch beim Betrieb des kleinen Unwuchterregers Verwendung. Zusätzlich ist ein sogenannter Bremswiderstand zu sehen. Dieser kam allerdings erst bei den Versuchen mit Altschotter zum Einsatz, da sich bei der Auswertung der Ausschwingversuche für Neuschotter mit dem großen Unwuchterreger zeigte, dass bei untersuchten größeren Grundeigenfrequenzen das Auslaufen des bereits abgeschalteten Unwuchterregers, den Ausschwingvorgang erheblich beeinflusst und somit für die Auswertung unbrauchbar macht.<sup>xlix</sup> Dies ist auch in Tabelle 5.9 ablesbar, wo ab etwa 7,0 Hz keine Ergebnisse für Ausschwingversuche angeführt sind. Diese Tabelle ist identisch zur bereits beschriebenen Tabelle 5.8 aufgebaut. Bei diesen Versuchen konnten keine weiteren verschiedenen Anregungsintensitäten untersucht werden, da die nächstmögliche höhere Unwucht unter anderem unzulässig hohe Amplituden des Federweges bei den Federpaketen erzeugte. Es war lediglich ein Versuch mit  $m_{st} = 1,10$  kgm möglich. Daraufhin wurden zwei weitere Größen von Unwuchtgewichten in Auftrag zur Fertigung gegeben. Diese konnten aber aufgrund des engen Terminplanes den Schotterbettumbau zu Altschotter betreffend nicht mehr beim Versuchseinbau Neuschotter verwendet werden.

Der Zusammenhang von Dämpfung und Grundeigenfrequenz der Versuche mit großem Unwuchterreger an Neuschotter ist Abbildung 5.20 zu entnehmen. Als Vergleich sind die Funktionsverläufe die mit dem kleinen Unwuchterreger erzeugt wurden ebenfalls angedeutet. Die Bezeichnung der Federpaketkonfiguration bezieht sich nur auf die Versuche mit großem Unwuchterreger und die Zuordnung zu den Messpunkten geschieht mit steigender Grundeigenfrequenz abwechselnd über und unter dem gezeichneten Funktionsverlauf.

Auch bei diesen Versuchen sieht man ein Ansteigen der Dämpfung bei anwachsender Grundeigenfrequenz. Es ist festzuhalten, dass hier die aus den Amplitudenfrequenzgängen ermittelte Dämpfung aufgetragen ist. Der Zuwachs der Dämpfung bei größer werdender Grundeigen-

<sup>xlix</sup>vgl. Abb. B.20(a) bei ca. 3,80 Hz vs. Abb. B.21(a) bei ca. 7,00 Hz in Anhang B.5.

### 5.3 Hauptversuche

**Tabelle 5.9:** Auswertungsergebnisse der Versuche mit großem Unwuchterreger

Versuch		$m_{st}$	$\eta$	$f_{\lambda}$	$\zeta_{\lambda}$	$f_{\sim}$	$\zeta_{\sim}$
Konfiguration	Tag	[kgm]	[mrad]	[Hz]	[%]	[Hz]	[%]
FP2-3 6,08	9 - ⊕*	0,55	0,694	3,83	0,498	3,83	0,477
FP2-3 4,58	5 - ⊗‡		0,686	4,29	0,474	4,30	0,374
FP2-4 4,50	9 - ⊕		0,650	4,92	0,482	4,93	0,459
FP2-6 4,50	5 - ⊗		0,524	5,53	0,574	5,53	0,561
FP2-8 4,50	8 - ⊕*		0,455	6,21	0,727	6,25	0,726
FP2-12 4,50	5 - ⊗		0,344	7,06	0,845	-	-
FP2-8 6,00	7 - ⊗*		0,238	7,79	1,159	-	-
FP2-12 6,00	6 - ⊗★	0,155	8,88	1,730	-	-	
FP2-12 6,00	7 - ⊗	1,10	0,252	8,80	1,861	-	-

Die angegebenen Ergebnisse beziehen sich auf die Grundschiwingung.

Index „λ“: Amplitudenfrequenzgang; Index „~“: Ausschwingen.

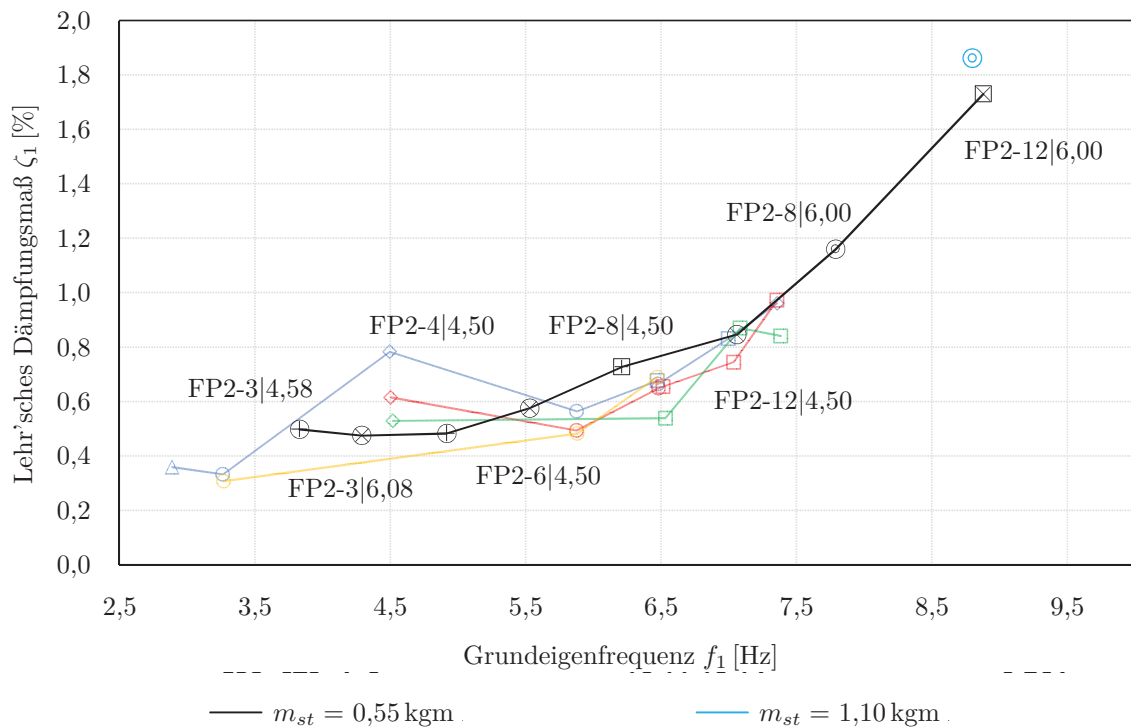
\*) Schotter feucht, sonnig, ca. 23°C.

‡) Schotter nass, sonnig, ca. 21°C.

\*) Schotter feucht, sonnig, ca. 27°C.

\*) Schotter nass, sonnig, ca. 25°C.

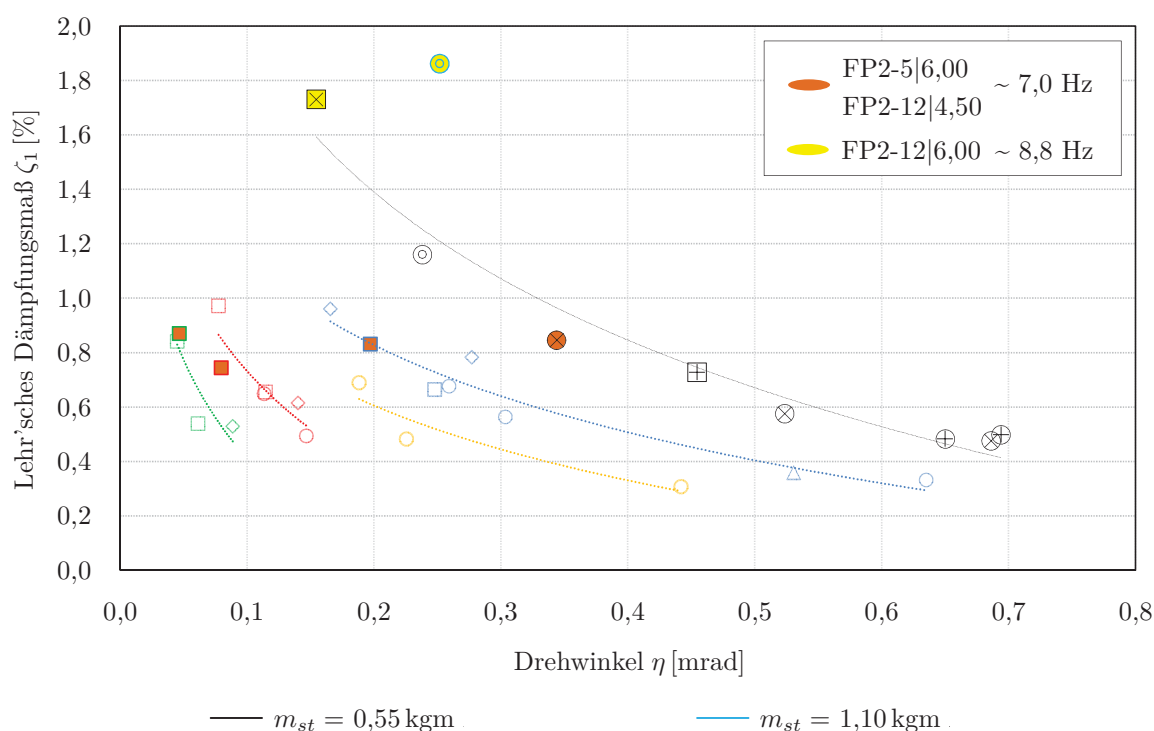
★) Schotter feucht, sonnig, ca. 18°C.



**Abbildung 5.20:**  $\zeta$  -  $f$  - Verlauf für unterschiedliche statische Momente  $m_{st}$  bei Neuschotter - 2

frequenz kann beispielhaft auch an dem breiter werdenden Funktionsverlauf der normierten Übertragungsfunktion  $|H_{w_1}(f)|_{P_0}$  in Abbildung B.21(b) bei  $\sim 7,0$  Hz im Vergleich zu jener in Abbildung B.20(b) bei  $\sim 3,8$  Hz in Anhang B.5 erkannt werden. Da beim Funktionsverlauf für  $m_{st}=0,55$  kgm die Messpunkte ausreichend dicht nebeneinander liegen, kann nun bestätigt werden, dass es sich bei den Versuchen mit der Konfiguration FP2-3|4,58 und kleinem Unwuchterreger mit aller größter Wahrscheinlichkeit um Ausreißer handelt. In diesem Diagramm erkennt man auch, dass der Wert der Dämpfung in Abhängigkeit der Grundeigenfrequenz hier kaum von der Anregungsintensität beeinflusst wird, verglichen mit der Frequenzabhängigkeit selbst.

Betrachtet man nun wiederum den Zusammenhang von Dämpfung und Drehwinkel ergibt sich das Diagramm nach Abbildung 5.21. Dieses ist wie jenes in Abbildung 5.18 zu lesen. Aufgrund



**Abbildung 5.21:**  $\zeta$ - $\eta$ -Verlauf für unterschiedliche statische Momente  $m_{st}$  bei Neuschotter - 1

der fehlenden weiteren Anregungsintensitäten sind hier Aussagen zur Amplitudenabhängigkeit der Dämpfung kaum möglich. Lediglich an der Federpaketkonfiguration, die in etwa 8,8 Hz erzeugt und für die Versuchsergebnisse zweier  $m_{st}$  vorliegen, lässt eine amplitudenunabhängige Dämpfung, im Rahmen eines Streubereiches vermuten. Da bei einer Grundeigenfrequenz von etwa 7,0 Hz Versuchsergebnisse mit kleinem und großem Unwuchterreger vorliegen, kann hier für verschiedene Anregungsintensitäten eine Aussage getroffen werden. Es ist deutlich eine Amplitudenunabhängigkeit der Dämpfung, trotz großer Unterschiede der Drehwinkel, zu erkennen. Die Auswertung der Messergebnisse der Beschleunigungssensoren  $A_i$  zeigte, dass nur eine geringe Abweichung der Messdaten  $a_i$  untereinander pro Versuch gegeben war. Bei größeren Grund-

eigenfrequenzen (z.B.  $\sim 8,9$  Hz) gab es tendenziell größere Abweichungen<sup>1</sup> als bei niedrigen (z.B.  $\sim 3,8$  Hz)<sup>li</sup>. Die Abweichungen beziehen sich dabei auf die Trogbeschleunigung  $a_7$ . Möglicherweise wächst die Abweichung bei weiter steigender Grundeigenfrequenz noch an. Allerdings konnte dem aufgrund des gegebenen Frequenzbandes das untersucht werden kann nicht mehr nachgegangen werden. Für die vorliegenden Versuche wird vorerst von gleicher Beschleunigung, der untersuchten Bauelemente ausgegangen. Die Sensoren  $A_2$  und  $A_3$  lieferten keine Daten, da sie möglicherweise beim Stopfen des Gleises beschädigt wurden. Deshalb und aufgrund der geringen festgestellten Unterschiede wurde später auf einen Einbau der Beschleunigungssensoren im Schotterbett bei den Versuchen mit Altschotter verzichtet.

Bei den obig vorgestellten Versuchen wurden, wie auch bei den als erste Tests bezeichneten Versuchen, sowohl Konfigurationen mit entkoppelter Ankerstange (e), als auch Konfigurationen mit entkoppelter Ankerstange und entkoppelten Gelenkstangen (f) untersucht. Bei erster kann auf den Steifigkeits- und Dämpfungseinfluss des Gleises geschlossen werden und bei zweiter auf die Auswirkung der Schotterumlagerung im Bereich der Bordwände (g) und (h) bei Verformung des Schotterbettlängsschnitts von der Rechteckform zum Parallelogramm. Aus diesen Versuchen ging hervor, dass die dabei vorliegenden Konfigurationen scheinbar höhere und dabei chaotisch schwankende Dämpfungswerte liefern als jene mit vollständiger Kopplung. Da dies unrealistisch erschien<sup>lii</sup>, wurde der Ursache nachgegangen. Die Versuchsdaten dazu werden wegen fehlender Relevanz nicht angegeben, da darauf fokussierte Untersuchungen im nächsten Abschnitt folgen. Bei letzten Versuchen mit Neuschotter (Tag 9) konnte ein Rutschen des Brückentrog auf den Schneidenlagern beobachtet werden. Aufgrund des bereits feststehenden Termins für den Umbau der Versuchsanlage zur Konfiguration mit Altschotter, konnten dahingehend keine genauen Verschiebungsmessungen mehr durchgeführt werden, weshalb dazu wiederum auf den folgenden Abschnitt verwiesen wird.

Die Ermittlung der Dämpfung unter Zuhilfenahme der Hystereseschleife konnte aufgrund der schlechten Qualität der Messsignale der Sensoren  $F_1$  und  $F_2$  nicht erfolgen. Der verwendete Frequenzumrichter zum Betrieb des Unwuchterregers störte des öfteren während der Versuche die Messaufzeichnungen einzelner Sensoren. So auch vermutlich hier. Diesen Störeinfluss konnte man zum Beispiel an Messschreiben am Übergang von Resonanzschwingen - Frequenzumrichter in Betrieb, gestörte Signale - zu freiem Ausschwingen - kein Betrieb, ungestörte Signale - gut erkennen. Außerdem lagen noch Nachgiebigkeiten, dokumentiert durch die Sensoren  $U_I$  und  $U_{II}$ , an der Ankerstange vor, die den eigentlich für die Hysterese erforderlichen Weg  $u_{III}$ <sup>liii</sup> erheblich reduzierten und so dafür ebenfalls unbrauchbar machten. Ob diese Nachgiebigkeiten Einfluss auf die Dämpfung nehmen, wird später behandelt.

<sup>1</sup>Schiene  $a_5 = -6\%$ , Schotter  $a_1 = -3\%$ .

<sup>li</sup>Schiene  $a_5 = 0,4\%$ , Schotter  $a_1 = 0\%$ .

<sup>lii</sup>Der komplett entkoppelte Trog weist im Schotteroberbau bei Schwingung theoretisch keine Verformung auf - die Rechteckform bleibt erhalten.

<sup>liii</sup>vgl. Abb. 5.12 und 5.13.

### 5.3.2 Versuche mit Altschotter

Dieser Abschnitt enthält die Versuche und deren Auswertungsergebnisse für die mit Altschotter versehene Versuchsanlage. Durch Vergleich der Ergebnisse für Alt- und Neuschotter soll die Auswirkung der Abrasion, Verschmutzung, etc. des Schotters auf die dynamischen Eigenschaften des Schotteroberbaus eruiert werden.

#### Bestimmung der Masse des Schotteroberbaues - Altschotter

Die Bestimmung der Masse des Oberbaues mit Altschotter erfolgte auf die gleiche Weise wie bei den bereits beschriebenen Versuchen der vorangegangenen Abschnitte. Die ermittelte Masse zum Zeitpunkt des Umbaus ist in Tabelle 5.10 angegeben. Vergleicht man diesen Wert mit jenem

**Tabelle 5.10:** Oberbaumasse bei Versuchen mit Altschotter

Bezeichnung	inkludiert Bauteil/ Pos.-Nr.	Masse	
		[kg]	$\left[\frac{\text{kg}}{\text{m}}\right]$
$m_{\text{OB}}^*$	Unterschottermatten; Schwellen; Schienen; (m); (k); (e); Gelenkköpfe; Bolzen; KMD; Gewindestangen; Gelenkköpfe	(25376)	<b>4229</b>

\*) bezogen auf  $\ell_{\text{OB}} = 6,00 \text{ m}$ .

des am selben Tag ermittelten Werts für den Neuschotter erkennt man einen deutlichen Unterschied (10,5%), der auf den extrem hohen Feinteilgehalt des Altschotters zurückzuführen ist.<sup>liv</sup> In Tabelle 5.11 sind abermals die aus den Messergebnissen berechneten Schottermassen  $m_S$  einzelner Versuchstage beziehungsweise des Umbaus des Schotterbettes angegeben. Verglichen

**Tabelle 5.11:** Vergleich der Schottermasse - Altschotter - verschiedener Zeitpunkte

Tag	$m_S^* \left[\frac{\text{kg}}{\text{m}}\right]$	Zustand	$\bar{m}_S \left[\frac{\text{kg}}{\text{m}}\right]$	$\Delta \bar{m}_S [\%]$	$\bar{\rho}_S \ddagger \left[\frac{\text{kg}}{\text{m}^3}\right]$
Umbau	3543	Schotter nass		1,4	
12	3493	Schotter nass		-0,0	
14	3423	Schotter feucht	3494	-2,1	1554
16	3470	Schotter nass		-0,7	
17	3540	Schotter sehr nass		1,3	

\*) bezogen auf  $\ell_{\text{OB}} = 6,00 \text{ m}$ .

‡) ungefähre Wert - aufgrund des abgeschätzten Schwellenvolumens beim Abzug vom Trogvolumen.

werden soll wiederum die Auswirkung von Niederschlagsereignissen auf die Veränderung der

<sup>liv</sup> vgl. dazu Abb. 4.32.

Massenbelegung  $m_S$ . Aufgrund des bereits angesprochenen hohen Gehalts an Feinteilen liegt auch ein höheres Speichervermögen für Niederschlag vor, weshalb die Abweichungen der Wägeregebnisse verschiedener Messtage vom Mittelwert  $\Delta_{\bar{m}_S}$  größer sind im Vergleich zu jenen des Neuschotter. Hier liegen diese in einem Bereich von etwa  $\pm 2\%$ . Mögliche Auswirkungen dieser Schwankungsbreite auf die Kennwertermittlung werden in Kapitel 6 untersucht. Die mittlere Schotterdichte  $\bar{\rho}_S$  stellt wiederum einen Näherungswert zu Abschätzungszwecken dar und ist, wie sich aus den bisherigen Ausführungen erklärt, auch höher als die von Neuschotter.

## Versuche

Nach dem Umbau des Schotterbettes und der Massenbestimmung folgten sofort die bereits am Ende des Abschnitts 5.3.1 angekündigten Versuche zur Untersuchung der horizontalen Bewegung der Schneidenlager. Am Beispiel des Versuchs AS-FP2-3|3,83<sup>lv</sup> ( $\sim 3,7$  Hz) wird in Anhang B.6 - Abbildung B.22 - die Auswirkung der horizontalen Halterung ① deutlich. Dieses Beispiel weist dabei die größten horizontalen Verschiebungen  $u_{KL_i}$  aller Versuche auf. Bei aktivierter Halterung ergibt sich bei voll gekoppeltem Oberbau in etwa die gleiche Verschiebung wie bei nicht angekoppeltem Oberbau. Bei abgekoppeltem Oberbau herrscht zwar immer noch eine Differenz der Verschiebungen im Vergleich zum gekoppelten vor, jedoch konnten diese durch die Halterung ① deutlich reduziert werden. Man beachte dabei, dass die Größenordnung der Verschiebungen im hundertstel Millimeter Bereich liegt. Wie sich zeigen wird, war die Aktivierung von ① wesentlich, um die Unterschiede zwischen den Konfigurationen gekoppelt, entkoppelte Ankerstange und entkoppelte Anker- und Gelenkstangen zeigen zu können.

In Tabelle 5.12 sind die Versuchsergebnisse für die gelöste und die fixierte Halterung gegenübergestellt.<sup>lvi</sup> Diese ermöglichen einerseits den Vergleich untereinander und andererseits stellen sie die Vergleichbarkeit mit den Versuchen mit Neuschotter sicher, für die keine Ergebnisse mit horizontaler Halterung vorliegen. Die gegenübergestellten Versuchsergebnisse wurden mit einem statischen Moment von  $m_{st} = 0,55$  kgm durchgeführt - siehe Abbildung 5.22. Der Kurvenverlauf<sup>lvii</sup> für Altschotter stimmt qualitativ sowohl für die horizontal ungestützten als auch die gestützten Kipplager sehr gut mit jenem für den Neuschotter überein. Aufgrund dieser Übereinstimmung und des enormen Aufwandes<sup>lviii</sup>, der für die Versuchsdurchführung erforderlich war, wurde auf weitere Messpunkte anderer Grundeigenfrequenz verzichtet. Die im unteren Frequenzbereich gefüllt und nicht mit den Kurven verbundenen dargestellten Messpunkte stammen aus einem Ausschwingversuch. Diese werden für die folgenden Vergleiche nicht herangezogen. Sie bestätigen den Verlauf der Dämpfung bezüglich der Grundeigenfrequenz.

Vergleicht man zunächst die Kurven für Altschotter, so ist erkennbar, dass der Unterschied

<sup>lv</sup>Die Bezeichnung ist wie jene für Neuschotter zu lesen. AS steht für Altschotter und dient der einfacheren Unterscheidung von den Versuchen mit Neuschotter.

<sup>lvi</sup>Eine Legende zur Zuordnung der Messtage zu Daten ist durch Tabelle B.3 in Anhang B.6 gegeben.

<sup>lvii</sup>angegeben ist  $\zeta_\lambda$ .

<sup>lviii</sup>Da die Versuchsanlage im Freiland errichtet wurde, musste die gesamte Mess- und Steuerungstechnik, sowie die notwendige Stromversorgung an jedem Versuchstag auf- und wieder abgebaut werden. Zum einen um sie nicht der Witterung auszusetzen und andererseits zum Schutz vor Vandalismus.

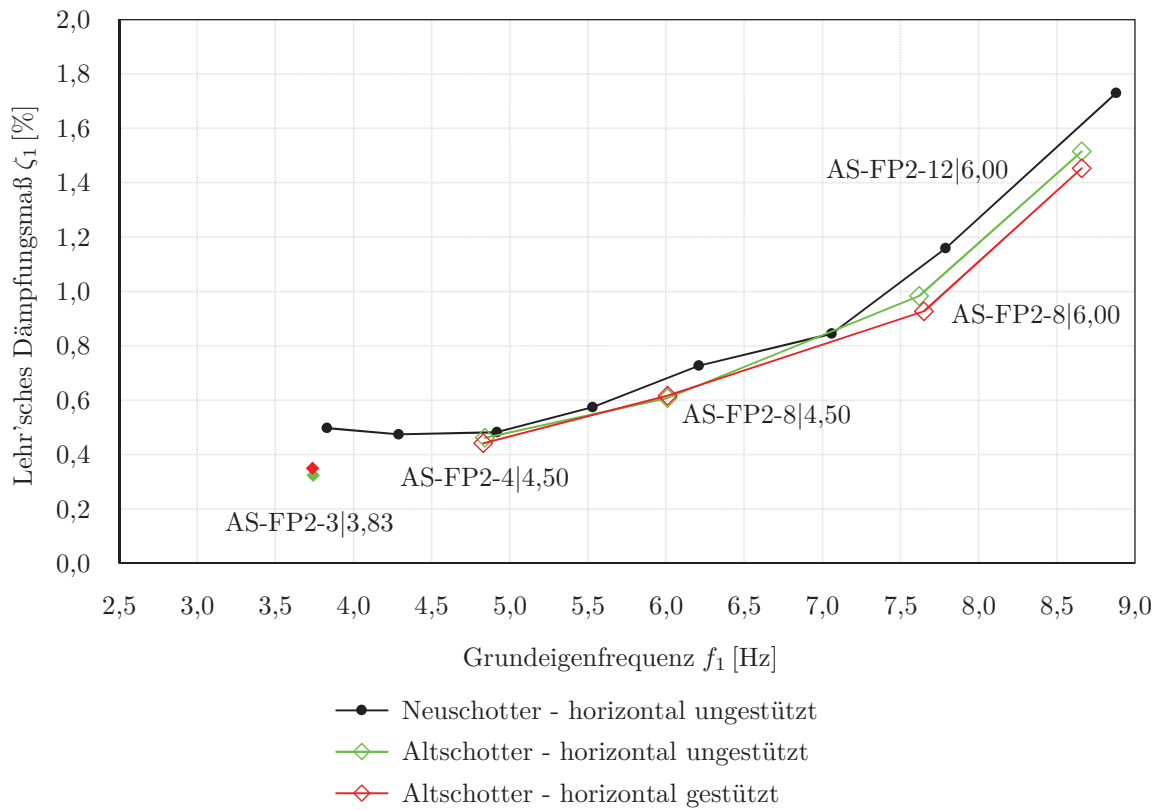


**Tabelle 5.12:** Auswertungsergebnisse der Versuche mit und ohne Halterung ①

Versuch		$m_{st}$	$\eta$	$f_{\lambda}$	$\zeta_{\lambda}$	$f_{\sim}$	$\zeta_{\sim}$	
Konfiguration	Tag	[kgm]	[mrad]	[Hz]	[%]	[Hz]	[%]	
hor. ungest.	AS-FP2-3 3,83	11		0,851	-	-	3,74	0,323
	AS-FP2-4 4,50	12		0,665	4,84	0,462	4,85	0,364
	AS-FP2-8 4,50	13	0,55	0,486	6,01	0,608	6,01	0,575
	AS-FP2-8 6,00	14		0,247	7,62	0,983	7,63	1,020
	AS-FP2-12 6,00	16		0,154	8,66	1,515	8,72	1,72
hor. gest.	AS-FP2-3 3,83	11		0,815	-	-	3,74	0,349
	AS-FP2-4 4,50	12		0,700	4,83	0,442	4,84	0,378
	AS-FP2-8 4,50	13	0,55	0,464	6,01	0,616	6,02	0,632
	AS-FP2-8 6,00	15		0,242	7,65	0,927	7,68	0,927
	AS-FP2-12 6,00	16		0,155	8,66	1,453	8,70	1,558

Die angegebenen Ergebnisse beziehen sich auf die Grundschiwingung.

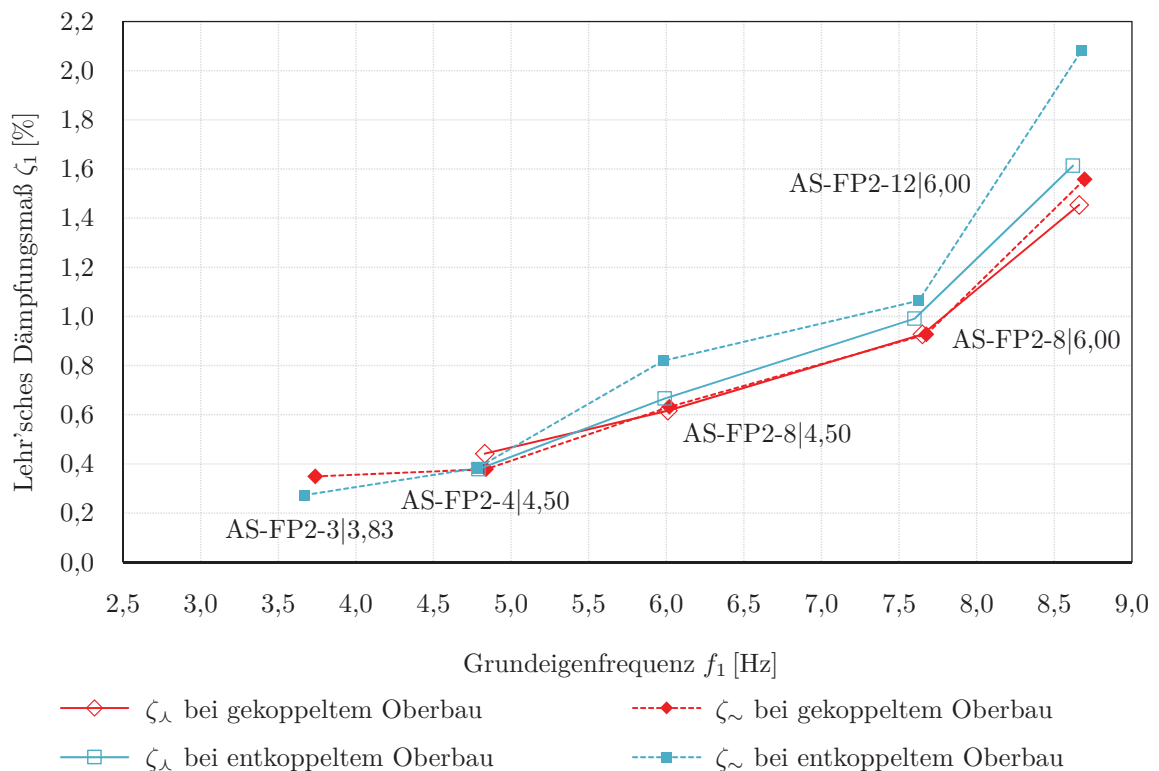
Index „ $\lambda$ “: Amplitudenfrequenzgang; Index „ $\sim$ “: Ausschwingen.



**Abbildung 5.22:** Vergleich des  $\zeta$  -  $f$  - Verlaufes für Neu- und Altschotter bei  $m_{st} = 0,55$  kgm

zwischen horizontal ungestütztem und gestütztem Kipplager sehr gering ist. Er beträgt maximal 6% ( $\zeta$  ist bei hor. gestütztem Lager kleiner). Das heißt, dass die Auswertungsergebnisse für Neuschotter bei ungestütztem Kipplager verwend- und mit jenen für Altschotter vergleichbar sind. Aus einem Vergleich der Daten für Neu- und Altschotter erkennt man eine leichte Reduktion der Dämpfungseigenschaften für Altschotter gegenüber Neuschotter. Dies wurde im Vorhinein auch erwartet. Der maximale Unterschied beträgt, bei Vergleich der Auswertungsergebnisse für das horizontal ungestützte Kipplager, ebenfalls etwa 6%. Somit kann festgehalten werden, dass sich die Dämpfungseigenschaften des Schotterbettes über dessen Lebenszyklus zwar verschlechtern ( $\zeta$  wird kleiner), im vorliegenden Fall diese Verschlechterung aber von vernachlässigbarer Größe ist.

Abbildung 5.23 zeigt den in Abschnitt 5.3.1 angesprochenen Vergleich von Versuchen mit ge- und entkoppelter Ankerstange (e), sowie Gelenkstangen (f). Dieser Vergleich führte zur Untersuchung der horizontalen Lagerverschieblichkeit, weil darin die Ursache für die sehr ähnlichen Ergebnisse von ge- und entkoppeltem Oberbau gesehen wurde.<sup>lix</sup> Diese Versuchskonfigurationen werden nun bei den Versuchen mit Altschotter beschrieben.



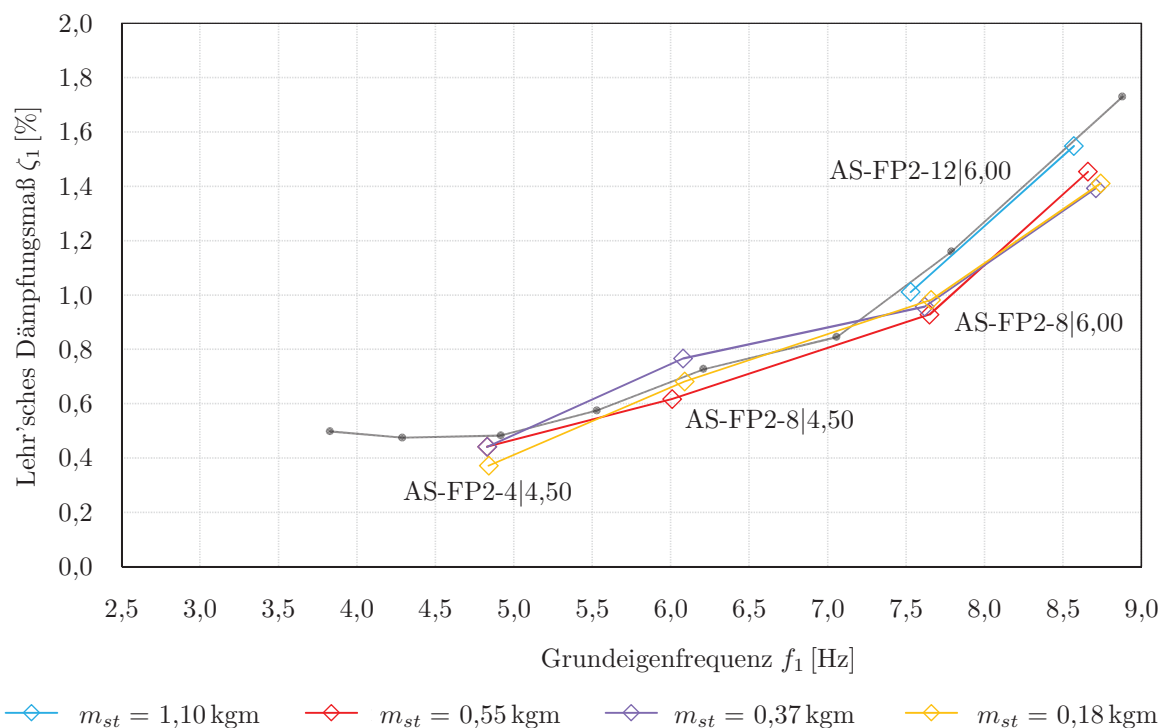
**Abbildung 5.23:** Vergleich des  $\zeta$ - $f$ -Verlaufes für ge- und entkoppelten Schotteroberbau bei  $m_{st} = 0,55 \text{ kgm}$  und horizontal gestütztem Kipplager

Zur Entkopplung des Schotteroberbaues wurden die Muttern der Gewindestangen, die die Verbindung von (e) mit (a) und (f) mit ( $\hat{a}$ ) herstellen, soweit gelöst, dass ein unbehindertes

<sup>lix</sup>Die zugehörigen Auswertungsergebnisse sind in Tab. 6.1 dokumentiert.

Schwingen möglich war.<sup>lx</sup> Abbildung 5.23 zeigt unerwarteter Weise, dass die Dämpfung des Verlaufes für  $\zeta_\lambda$  bei entkoppeltem Schotteroberbau jene mit entkoppeltem Oberbau übersteigt und zwar je nach Messpunkt um etwa 10%. Unerwartet deshalb, da bei entkoppeltem Oberbau dieser seinen rechteckigen Längsquerschnitt beim Schwingen beibehalten kann und somit theoretisch keine Verformungsarbeit (die Dämpfung bewirkt) geleistet wird. Bei diesen Versuchen nimmt die Abweichung mit der Resonanzfrequenz zu. Die Ursache dafür liegt möglicherweise in der Nachgiebigkeit der Konstruktionselemente der Ankerstange, weshalb später noch dahingehende Versuche zur Erklärung beschrieben und durchgeführt werden und darauf auch noch eingegangen werden wird. Warum die Dämpfung bei entkoppeltem Oberbau allerdings höher ist, lässt sich damit nicht erklären. Auffällig ist auch, dass die ebenfalls in diesem Diagramm eingetragenen Graphen, ermittelt aus Ausschwingversuchen bei entkoppeltem Oberbau, deutlich mehr von jenen mit gekoppeltem Oberbau abweichen, als bei gekoppeltem Oberbau, wo sie nahezu identisch sind. Eine Erklärung dafür kann an dieser Stelle nicht gegeben werden. Mögliche, bisher nicht in Betracht gezogenen Effekte, die das dynamische Verhalten beeinflussen und die die beschriebenen unerwarteten Auswertungsergebnisse erklären könnten, werden in Kapitel 6 untersucht.

Wie auch für den Neuschotter wurden auch bei den Versuchsaufbauten mit Altschotter verschiedene Anregungsintensitäten getestet. Die Versuchsergebnisse, die zusätzlich zu jenen mit  $m_{st} = 0,55 \text{ kgm}$  für  $\zeta_\lambda$  in Abbildung 5.24 bei horizontal gestütztem Kipplager hinzukamen, können Tabelle B.4 in Anhang B.6 entnommen werden.



**Abbildung 5.24:**  $\zeta - f$ -Verlauf für unterschiedliche statische Momente  $m_{st}$  bei Altschotter

<sup>lx</sup>vgl. z.B. Abbildung 4.29(a) - links im Bild.

Auf eine Kennzeichnung der einzelnen Messpunkte bezüglich des jeweiligen Versuchstages wird im Diagramm verzichtet, da die sich damit ergebenden Kurven einen kontinuierlichen Verlauf aufweisen und somit keine Ausreißer vorliegen, die einer Erklärung bedürften. Andernfalls wären die vorherrschenden Umgebungsbedingungen, abhängig vom jeweiligen Messtag, hilfreich gewesen. Diese hatten allerdings auch bei den Versuchen mit Neuschotter keinen erkennbaren Einfluss. Zu Vergleichszwecken ist den Graphen der Versuchsergebnisse für Altschotter, jene für Neuschotter mit  $m_{st} = 0,55 \text{ kgm}^{\text{lxi}}$  hinterlegt. Auf die neuerliche Bezeichnung deren Messpunkte wurde verzichtet. Die Messpunkte der Graphen für Altschotter sind hingegen bezeichnet, wobei diesen die Kennzeichnung AS für Altschotter vorgesetzt ist. Man erkennt wie beim Diagramm für Neuschotter - Abb. 5.20, dass es keine wesentlichen Unterschiede der Kurven einzelner Anregungsintensitäten gibt. Wiederum reihen sich die Kurven sogar verschieden zu der Abfolge der Anregungsgröße aneinander. Für die größte Unwucht  $m_{st} = 1,10 \text{ kgm}$  konnten wiederum nicht alle Konfigurationen der Lagerfeder getestet werden, weil die eingetragenen Kräfte zu groß wurden. Da bei diesen Versuchen Übertragungsfunktionen  $H_w(f)$  ermittelt werden konnten, welche auch für die Dämpfungsermittlung, verwendet wurden, werden diese Übertragungsfunktionen in Abbildung 5.25 vorgestellt. An der Aufweitung der Kurven der Übertragungsfunktionen mit größer werdendem Resonanzbereich, erkennt man ebenfalls den bereits beschriebenen Anstieg der Dämpfungswirkung. Die Amplituden nehmen dabei aufgrund der ebenfalls größer werdenden Systemsteifigkeit ab. In den Teilbildern ist ablesbar, dass mit kleiner werdender Anregungsintensität, die Resonanzfrequenz jeweils leicht ansteigt. Dieses Verhalten wurde auch von [Kir12, z.B. Abb. 6.22, S.163] am Fahrenbachviadukt<sup>lxii</sup> festgestellt. Für den in Abbildung 5.25(c) abweichenden Kurvenverlauf für  $m_{st} = 0,55 \text{ kgm}$  wurde anfangs ein etwaiger Witterungseinfluss auf das Versuchsergebnis vermutet.<sup>lxiii</sup> Dies kann allerdings nach Sichtung der Daten nicht bestätigt werden. Die Übertragungsfunktionen weisen ein nichtlineares Verhalten auf, wie dies auch [Kir12] am Schotteroberbau beobachtet hat. Für die Auswertung der Dämpfung orientiert sich diese Arbeit an jener von [Kir12], weshalb die Nichtlinearität zur Vereinfachung unberücksichtigt bleibt. Die Nichtlinearität ist auf eine Veränderung der Eigenschaften des Korngerüsts bei größer werdender Anregungsfrequenz zurückzuführen. Bei Brücken rückt die Nichtlinearität der Dämpfung des Schotteroberbaues im Vergleich zum Verhalten der Gesamtdämpfung in den Hintergrund.

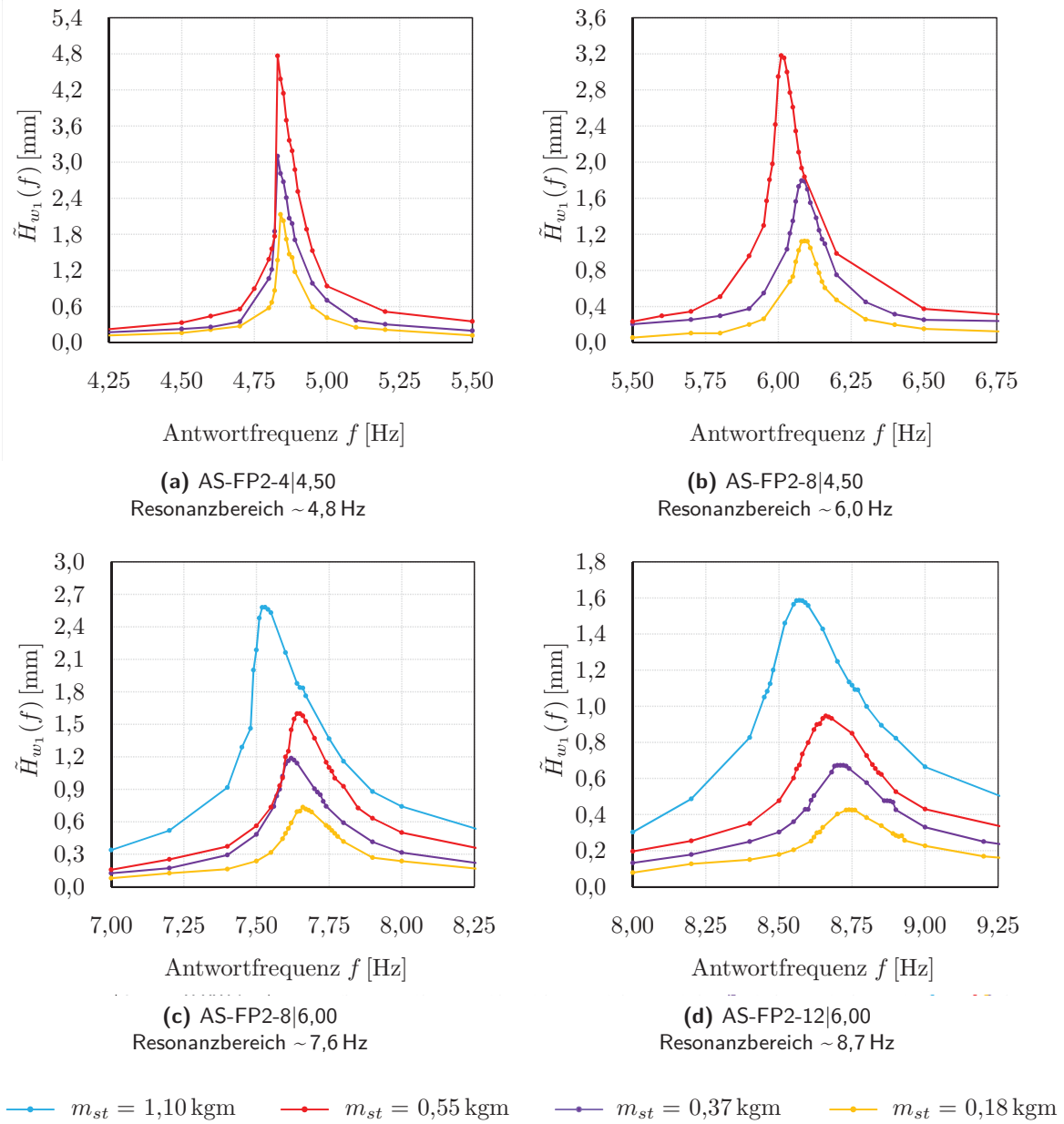
In Abbildung 5.26 ist die Lehr'sche Dämpfung  $\zeta_1$  in Abhängigkeit des Drehwinkels  $\eta$  für die beschriebenen Versuche dargestellt. Dieses Diagramm ist wie jenes in Abbildung 5.21 gezeigte zu lesen. Bei Betrachtung einzelner Konfigurationen mit nahezu gleicher Grundeigenfrequenz ist auch hier die Dämpfung nahezu amplitudenunabhängig, zu erkennen an gleichen Füllfarben der Messpunkte. Zu Vergleichszwecken ist in diesem Diagramm auch der Graph für das horizontal ungestützte Kipplager - grün - und der Graph für Neuschotter - schwarz - für  $m_{st} = 0,55 \text{ kgm}$  hinterlegt.<sup>lxiv</sup> Man erkennt, dass auch bei dieser Darstellung die Abweichung der Dämpfung zwi-

<sup>lxi</sup> in schwarz, vgl. Abb. 5.20.

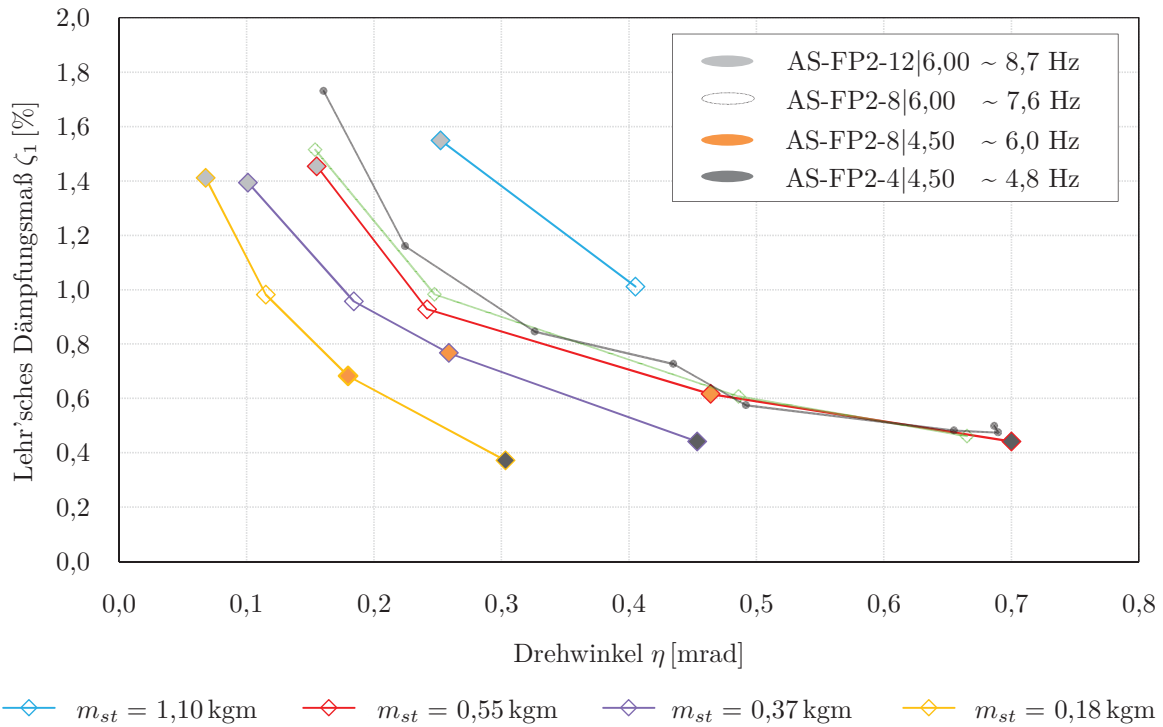
<sup>lxii</sup> vgl. dazu auch Kap. 7, Abschnitt 7.1.

<sup>lxiii</sup> vgl. [Hac16, S.12].

<sup>lxiv</sup> vgl. auch Abb. 5.22.



**Abbildung 5.25:** Vergleich der Übertragungsfunktionen  $\tilde{H}_{w_1}(f)$  für verschiedene Anregungsintensitäten je untersuchtem Resonanzbereich



**Abbildung 5.26:**  $\zeta$ - $\eta$ -Verlauf für unterschiedliche statische Momente  $m_{st}$  bei Altschotter

schen horizontal ungestütztem (grün) und gestütztem (rot) Kipplager sehr gering ist. Bei den niedrigeren Grundeigenfrequenzen ergeben sich größere Abweichungen bezüglich des Drehwinkels  $\eta$ . Da bei niedrigen Grundeigenfrequenzen das System weicher eingestellt ist, ergeben sich größere erzielbare Amplituden, die wiederum bei horizontal ungestütztem Kipplager größere Verschiebungen erzeugen.<sup>lxv</sup> Bei Vergleich des Zusammenhangs  $\zeta$  -  $\eta$  für Neuschotter (schwarz) und Altschotter (grün) bei horizontal ungestütztem Kipplager treten geringe Differenzen der Graphen erst bei größeren Grundeigenfrequenzen des untersuchten Spektrums auf.

Am Ende dieser Versuche wurde noch ein weiterer Versuch mit ambienter Anregung zur möglichen Erklärung des unerwarteten Unterschieds zwischen ge- und entkoppeltem Oberbau<sup>lxvi</sup> durch Kontrolle eines Messpunkts durch modale Identifikation mit der Auswertungsmethode CFDD<sup>lxvii</sup> unternommen. Abbildung 5.27(a) zeigt eine Modelldarstellung der Versuchsanlage im Analyseprogramm *ARTEMIS*.<sup>lxviii</sup>

Dabei sind schematisch das Gleis (j), der Schottertrog (d) sowie die Bordwand (g) dargestellt. Die Festlagerseite ist durch (a) und (b) gekennzeichnet. Durch die grünen Pfeile sind die Positionen und Messrichtungen der verwendeten Beschleunigungssensoren bezeichnet. Mittels der horizontal angeordneten Sensoren sollte ein möglicherweise auftretendes horizontales Schwingen des Schotteroberbaus aufgezeichnet werden. Mit dieser Messmethode war es auch möglich höhere Eigenfrequenzen zu detektieren, die eventuell knapp außerhalb des untersuchten Fre-

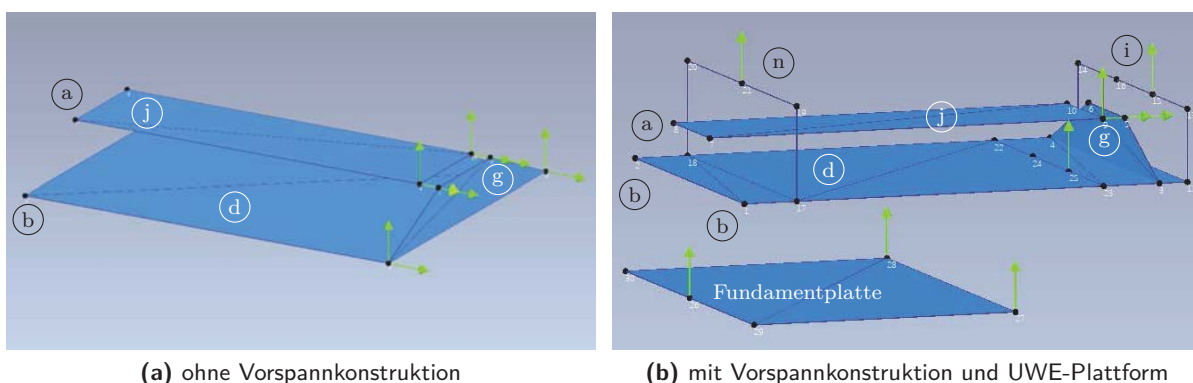
<sup>lxv</sup> vgl. Abb. B.22 in Anhang B.6.

<sup>lxvi</sup> vgl. Abb. 5.23.

<sup>lxvii</sup> vgl. Abschnitt 2.1.3.

<sup>lxviii</sup> Auf Teilbild (b) wird später zurückgekommen.





**Abbildung 5.27:** Modelldarstellung der Messkonfiguration für die modale Identifikation

quenzspektrums liegen und so möglicherweise ein Stabwerkmodell mit mehreren Freiheitsgraden zur Parameterermittlung in Kapitel 6 erforderlich gemacht hätten. In Tabelle 5.13 sind die entsprechenden Ergebnisse für einen Messpunkt bei ge- und entkoppeltem Oberbau angegeben. Ein Beispiel für ein Auswertungsschreiben der modalen Identifikation kann in Abbildung B.23 in Anhang B.6 eingesehen werden. Im Vergleich zum Messpunkt mit gleicher Konfiguration<sup>lxix</sup>

**Tabelle 5.13:** Auswertungsergebnisse der modalen Identifikation

Versuch			$f_1$	$\zeta_1$	$f_2$	$\zeta_2$
Konfiguration		Tag	[Hz]	[%]	[Hz]	[%]
gek. Oberbau	AS-FP2-8 6,00	19	7,78	1,099	12,44	0,520
entk. Oberbau	AS-FP2-8 6,00	19	7,76	1,064	12,48	0,519

des vorangegangenen Versuchs bei gekoppeltem Oberbau ergibt sich eine um etwa 2% höhere erste Eigenfrequenz  $f_1$  und eine in der Größenordnung um etwa 10%<sup>lxxx</sup> höhere Dämpfung. Da diese Versuche bei deutlich unterschiedlichen Witterungsbedingungen<sup>lxxi</sup> durchgeführt wurden und verschiedene Auswertungsverfahren Verwendung fanden, die selten exakt gleiche Ergebnisse bei dynamischen Vorgängen liefern, sind diese geringfügigen Abweichungen tolerierbar und bestätigt die Ergebnisse aus Tabelle 5.12. Der Vergleich zwischen ge- und entkoppeltem Oberbau in Tabelle 5.13 zeigt nur einen geringfügigen Einfluss der Kopplung beziehungsweise des Schotteroberbaues<sup>lxxii</sup> auf die Steifigkeit der Versuchsanlage - abzulesen an der geringen Differenz der ersten Eigenfrequenzen ( $\Delta = 0,3\%$ ). Aber auch die Dämpfung weist nur eine sehr geringe Differenz von etwa 3% auf. Die zweite Eigenfrequenz  $f_2$  (Torsionseigenform) liegt bereits deutlich außerhalb des Untersuchten Frequenzbereichs, weshalb vorerst die These zur möglichen Erfordernis der Modellierung des mechanischen Modelles mit mehreren Freiheitsgra-

<sup>lxix</sup> vgl. Tab. 5.12 AS-FP2-8|6,00 - hor. gest.

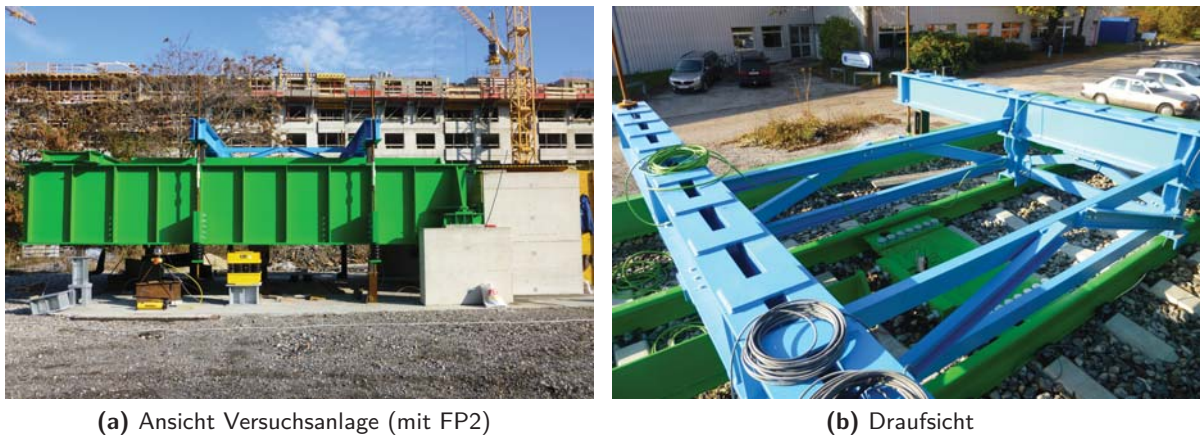
<sup>lxxx</sup> abhängig vom Bezug auf  $\zeta_x$  oder  $\zeta_y$ .

<sup>lxxi</sup> Sommer vs. Herbst.

<sup>lxxii</sup> Einflüsse der Nachgiebigkeiten der Ankerstange sind zu diesem Zeitpunkt noch nicht untersucht worden.

den beiseite gelegt werden kann.

Abschließend wurde noch der Einfluss einer Zusatzmasse auf das System als Nebenprodukt des bereits in Vorbereitung befindlichen folgenden Forschungsprojekts untersucht. Dies war auch deshalb notwendig, da noch die Nachgiebigkeit der Ankerstange reduziert werden sollte. Da aber das dafür benötigte Bauteil nicht rechtzeitig vor der Applikation der Zusatzmasse in Gestalt der bereits erwähnten Vorspannkonstruktion verfügbar war, waren ohnedies Referenzmessungen erforderlich. Die genannte Vorspannkonstruktion ist in Abbildung 5.28 zu sehen, erkennbar am blauen Anstrich. Bei den durchgeführten Versuchen mit dieser Zusatzmasse, war selbige



**Abbildung 5.28:** Vorspannkonstruktion - nicht aktiviert

nicht am Gleis appliziert, sondern wurde unter Zuhilfenahme von H-Trägerstummeln auf den Längsträgern aufgesetzt. In Teilbild (b) ist einer dieser H-Trägerstummel unterhalb des hinteren linken Kragträgers der Vorspannkonstruktion zu erkennen. Mit den ebenfalls abgebildeten Gewindestangen zur Vorspannung wurde die Konstruktion am Brückentrog befestigt, um die Stabilität während des Schwingens zu gewährleisten. Die Ergebnisse der damit durchgeführten Versuche sind in Tabelle 5.14 angegeben. In Abbildung 5.30 sind diese Daten jenen ohne Zu-

**Tabelle 5.14:** Auswertungsergebnisse für die Zusatzmasse - Vorspannkonstruktion

Versuch		$m_{st}$	$\eta^*$	$f_\lambda$	$\zeta_\lambda$	$f_\sim$	$\zeta_\sim$	$u_I$	$u_{II}$	$u_{III}$
Konfiguration	Tag	[kgm]	[mrad]	[Hz]	[%]	[Hz]	[%]	[mm]	[mm]	[mm]
AS-FP2-12 3,75	20		0,323	5,94	0,651	5,96	0,619	0,072	0,072	0,072
AS-FP2-8 3,75	20	0,37	0,438	5,16	0,550	5,17	0,570	0,073	0,128	0,064
AS-FP2-4 3,75	20		0,515	4,13	0,375	4,12	0,421	0,062	0,111	0,092

\*-) für diesen Versuchstag gilt  $\ell_{W_i} = 6695 \text{ mm}$

satzmasse aus Tabelle B.4 in Anhang B.6 gegenübergestellt. Aufgrund des bereits beschriebenen Arbeitsaufwandes für einen Versuch und den Zeitdruck durch den nahenden Winter wurde auf eine vollständige Untersuchung des Frequenzspektrums sowie eine Untersuchung mit verschie-

denen Anregungsintensitäten verzichtet, da aus dem Vergleich der Kurven für  $m_{st} = 0,37 \text{ kgm}$  mit und ohne Zusatzmasse hervorgeht, dass die Zusatzmasse keinen wesentlichen Einfluss auf das Dämpfungsverhalten<sup>lxxiii</sup> hat.

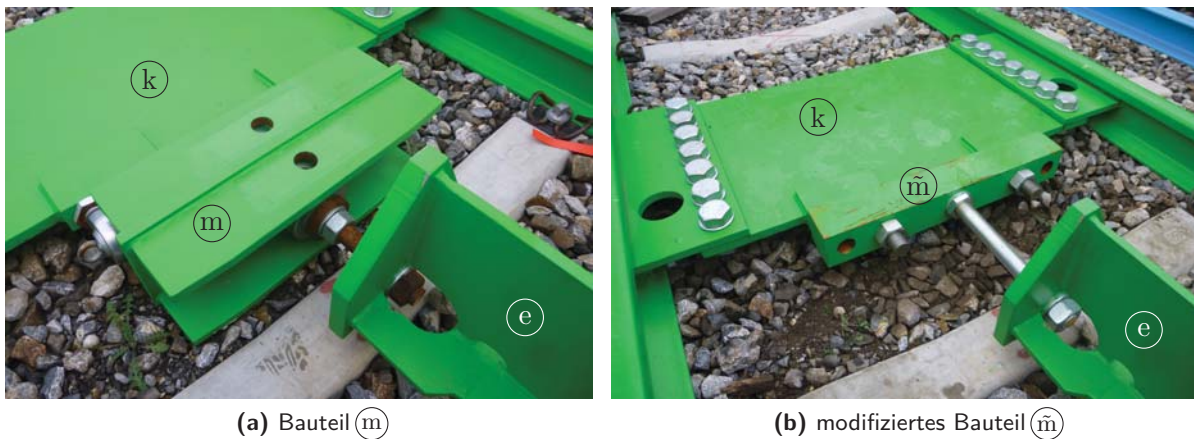
Zur Kontrolle der Ergebnisse wurde für eine Federpaketkonfiguration nochmals ambient angeregt und eine Auswertung mittels modaler Identifikation durchgeführt. Für diesen Versuch wurden neben der Vorspannkonstruktion (n) auch die Unwuchterregerplattform (i) und die Fundamentplatte zusätzlich mit Sensoren ausgestattet. Dies kann an der schematischen Darstellung in Abbildung 5.27(b) nachvollzogen werden. Die Ergebnisse sind in Tabelle 5.15 angegeben. Auch hier liegt wiederum ein qualitativ ähnliches Ergebnis zu der bereits ohne Zusatzmasse

**Tabelle 5.15:** Auswertungsergebnisse der modalen Identifikation mit Vorspannkonstruktion

Versuch		$f_1$	$\zeta_1$	$f_2$	$\zeta_2$
Konfiguration	Tag	[Hz]	[%]	[Hz]	[%]
AS-FP2-12 3,75	20	6,03	0,746	9,91	-

durchgeführten Auswertung vor, wie am Vergleich der Daten mit jenen in Tabelle 5.14 zu erkennen ist.

Die angesprochene Reduktion der Nachgiebigkeit der Ankerstange (e) sollte durch Austausch des Bauteils (m) mit den daran befindlichen Gelenkköpfen erfolgen, die wie geschildert eine Nachgiebigkeit aufweisen, - siehe Abbildung 5.29(a). Dadurch entfallen auch die Kraftmessdosens, die sich aber ohnehin als ungeeignet erwiesen haben. In Teilbild (b) ist das neue Bauteil



**Abbildung 5.29:** Modifikation des Bauteils (m)

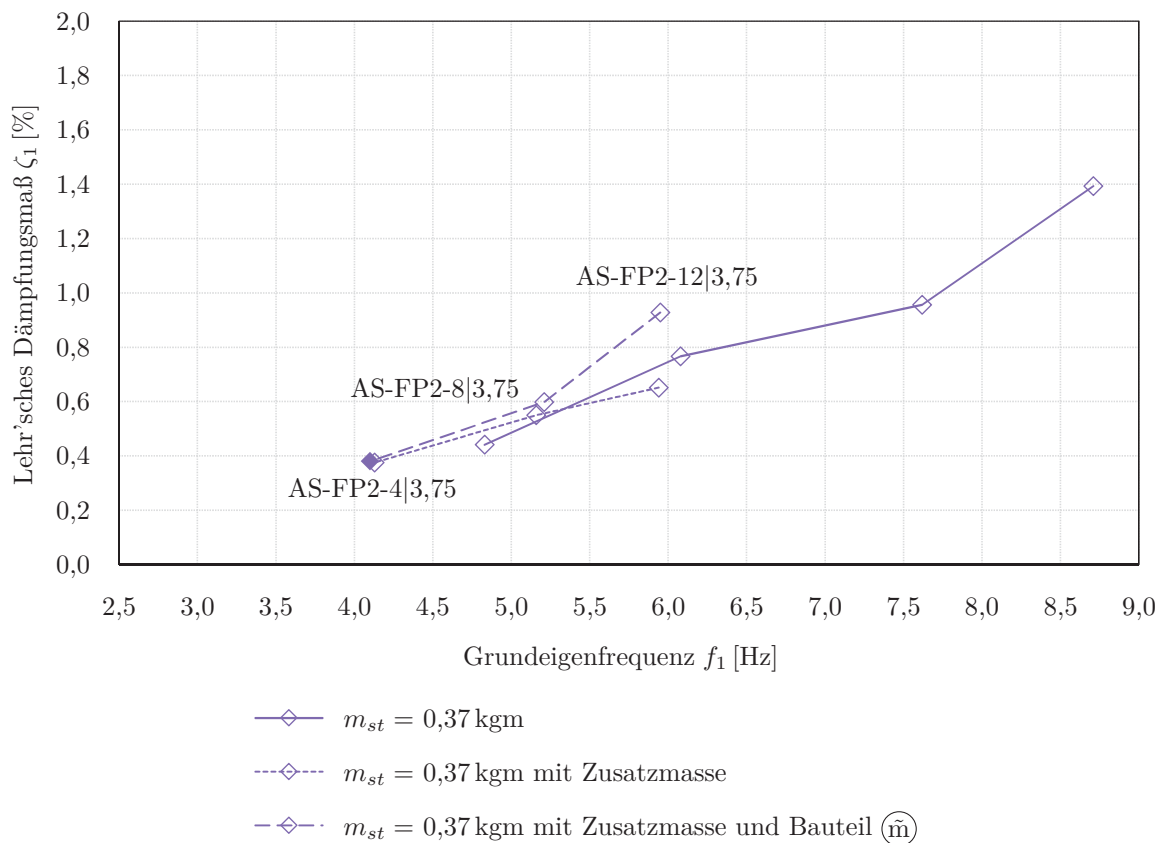
(m-tilde) zu erkennen. Es zeichnet sich durch eine höhere Steifigkeit und den Verzicht auf die Gelenkköpfe aus. Für diese Konfiguration wurden ebenfalls drei Versuche bei jeweilig gleicher Federpaketkonfiguration wie bei den zuvor beschriebenen Versuchen durchgeführt, die in Tabelle 5.16 angegeben sind. Diese Ergebnisse sind wiederum in Abbildung 5.30 dargestellt, wobei

<sup>lxxiii</sup>z.B. durch erhöhte Lagerreibung.

**Tabelle 5.16:** Auswertungsergebnisse für Zusatzmasse - Vorspannkonstruktion und Bauteil (m̂)

Versuch		$m_{st}$	$\eta$	$f_\lambda$	$\zeta_\lambda$	$f_\sim$	$\zeta_\sim$	$u_I$	$u_{II}$	$u_{III}$
Konfiguration	Tag	[kgm]	[mrad]	[Hz]	[%]	[Hz]	[%]	[mm]	[mm]	[mm]
AS-FP2-12 3,75	21		0,251	5,95	0,927	5,97	0,928	0,035	0,015	0,054
AS-FP2-8 3,75	21	0,37	0,446	5,21	0,598	5,21	0,611	0,043	0,018	0,070
AS-FP2-4 3,75	21			-	-	4,103	0,380	0,064	0,027	0,108

für AS-FP2-4|3,75 das Ergebnis des Ausschwingversuchs (gefüllter Messpunkt) verwendet wurde, da aufgrund fehlerhafter Messsignale keine Übertragungsfunktion zur Verfügung stand. Die sehr gute Übereinstimmung der Ergebnisse für  $\zeta_\lambda$  und  $\zeta_\sim$  der übrigen Versuche erlaubt diese Vorgehensweise. Beim Messpunkt AS-FP2-12|3,75 handelt es sich höchstwahrscheinlich um



**Abbildung 5.30:**  $\zeta$  -  $f$  - Verlauf mit veränderten Randbedingungen

einen Ausreißer. An diesem Messtag herrschten in der Nacht davor bereits Minusgrade (etwa  $-2^\circ\text{C}$ ) und am Morgen war das Schotterbett gefroren. Es wurde daher mit dem Versuchsbeginn zugewartet bis es aufgetaut war. Vermutlich waren aber doch noch gefrorene Stellen im Schotterbett vorhanden. Die beiden anderen Messpunkte wurden mit fallender Einzelfederanzahl danach untersucht. Vergleicht man die anderen Messpunkte von Zusatzmasse mit Zusatzmasse und Bauteil (m̂), ergeben sich nur sehr geringe Dämpfungsunterschiede von maximal 10%.

Vergleicht man allerdings die Nachgiebigkeit, die mit dem Wegsensor  $U_{II}$  vor und nach dem Austausch des Bauteils (m) gemessen wurde<sup>lxxiv</sup>, ergibt sich eine Reduktion der Verschiebungen  $u_{II}$  von etwa 80%. Bedenkt man, dass dies direkt messbare Größen sind, im Vergleich zu den angegebenen Dämpfungswerten, die ausgewertet werden und abhängig von der Auswertungsmethode bereits Streuungen aufweisen, kann an dieser Stelle davon ausgegangen werden, dass die Dämpfung in sehr geringem Maß von der Nachgiebigkeit der Konstruktionselemente der Ankerstange abhängt. Vergleicht man die Relativverschiebung zwischen Gleis und Brückentrog  $u_{III}$ , erkennt man, entgegen der Erwartung im Durchschnitt keine wesentliche Vergrößerung des Weges. Generell sind diese Relativverschiebungen sehr klein. Eine weitere Modifikation der Versuchsanlage hinsichtlich einer erzielbaren Vergrößerung dieser Relativverschiebungen zur Untersuchung ihrer Auswirkung auf die Dämpfungswirkung des Schotteroberbaues war aufgrund des abzuschließenden Forschungsprojektes und des bereits einsetzenden Winters nicht mehr möglich.

Die abschließende Interpretation der in diesem Kapitel vorgestellten Mess- und Auswertungsergebnisse erfolgt im nächsten Kapitel in Abschnitt 6.1.

### 5.3.3 Ausblick auf zukünftige Versuche

Wie im Abschnitt 4.1.3 zur Planung der Versuchsanlage erwähnt wurde, sollen die in der vorliegenden Arbeit vorgestellten Versuche mit vorgespanntem Schotterbett durchgeführt werden, um die Pressung des Schotterbettes durch die Auflast eines Zuges zu simulieren. Die dafür benötigte Vorspannkonstruktion war bei den am Ende im vorigen Abschnitts beschriebenen Versuchen bereits ohne Vorspannung an der Versuchsanlage montiert.<sup>lxxv</sup> Außerdem soll in Zukunft die Auswirkung der Vereisung des Schotterbettes auf die dynamischen Kennwerte der dafür unterstellten Modellbildung untersucht werden.<sup>lxxvi</sup>

Aus den Erkenntnissen der bereits durchgeführten Versuche kann die Anregung zu einer verbesserten Kraftmessung  $F_i$  an der Ankerstange (e) gegeben werden, die dann möglicherweise eine Dämpfungsermittlung aus Hystereseschleifen ermöglicht. Zusätzlich sollten die witterungsbedingt nicht mehr vollständig durchgeführten Versuche mit dem hinsichtlich einer Steifigkeitserhöhung modifizierten Bauteil (m̃)<sup>lxxvii</sup> am Übergang von Ankerstange (e) zur Schienenkopplung (k) komplettiert werden, um ein eventuell andersartiges Verhalten bei höheren Frequenzen des untersuchten Spektrums feststellen zu können. Ein weiterer Vorschlag ist, danach zu trachten, die erzielbare Relativverschiebung  $u_{III}$  zwischen Gleis und Brückentrog zu vergrößern, um die daraus folgende Auswirkung auf die Dämpfungseigenschaften des Schotteroberbaues beurteilen zu können.

<sup>lxxiv</sup> vgl. Tab. 5.14 und Tab. 5.16.

<sup>lxxv</sup> vgl. Abb. 5.28.

<sup>lxxvi</sup> vgl. z.B. [SPA16].

<sup>lxxvii</sup> vgl. Abb. 5.29.



## 6 Modellbildung und Bestimmung zugehöriger dynamischer Kennwerte

In diesem Kapitel werden zuerst die Ergebnisse der diversen durchgeführten Versuche des Abschnitts 5.3 interpretiert, und anschließend wird anhand des vorgestellten mechanischen Modells versucht dynamische Kennwerte des Schotteroberbaues zu ermitteln.

### 6.1 Interpretation der Messergebnisse aus 5.3 und Erkenntnisse

Obwohl Vorversuche und erste Tests an der Versuchsanlage durchgeführt wurden, offenbarten sich zusätzlich unerwünschte beziehungsweise unerwartete Eigenschaften erst nach der Auswertung der Hauptversuche, wie dies aus den Beschreibungen des vorangegangenen Kapitels hervorgeht. Aus diesem Grund wird auf die Verwendung der Versuchsergebnisse für Neuschotter zur Kennwertermittlung verzichtet. Bei diesen war beispielsweise noch keine horizontale Halterung ① aktiviert, und auch ein vollständiges Messlayout bei eingesetztem großen Unwuchterreger war noch nicht möglich. Qualitativ stützen die Versuchsergebnisse für Neuschotter die Ergebnisse für Altschotter, die hier für die Kennwertermittlung verwendet werden. Zusätzlich konnte bei diesen Versuchen mit dem Vergleich von Alt- und Neuschotter in Abbildung 5.22 gezeigt werden, dass die Schotteralterung (Abrasion, Verschmutzung) anscheinend nur einen geringen Einfluss auf das Dämpfungsverhalten hat. Wie erwartet nimmt die Dämpfung bei Altschotter ab.

Durch das umfassende Messlayout für Altschotter und den daraus resultierenden Messdaten und Auswertungen ergeben sich Schlussfolgerungen und Hypothesen, die im Folgenden angegeben werden.

Aus der Analyse der Ergebnisse geht eindeutig hervor, dass der in der Versuchsanlage eingebaute Schotteroberbau frequenzabhängige Dämpfungseigenschaften aufweist. Die Dämpfung wächst im Frequenzband von etwa 3,5-9,0 Hz mit steigender Grundeigenfrequenz an. Dies wird auch durch die Versuche mit Neuschotter bestätigt. Ob dieser Zuwachs über 9,0 Hz hinaus anhält oder nicht, sollte in zukünftigen Untersuchungen geklärt werden.

Bei gleicher Federpaketkonfiguration und sinkender Anregungsintensität steigt die Resonanzfrequenz.<sup>i</sup> Dieses Verhalten wurde u.a. auch von [Mäh08, Abb. 9.21, S.203] an der Versuchsbrücke und an den in dieser Arbeit untersuchten Brücken in Mödling<sup>ii</sup> festgestellt. Da bei den untersuchten Brücken in Mödling elektrodynamische Schwingerreger eingesetzt wurden und bei

---

<sup>i</sup>vgl. Abb. 5.25.

<sup>ii</sup>vgl. Kapitel 7.



diesen eine Änderung der Anregungskraft keine Veränderung der Gesamtmasse des Erregers erfordert<sup>iii</sup>, scheint die Veränderung der Resonanzfrequenz rein von der Amplitude der Anregungskraft abhängig zu sein. Die Anregungskraft wiederum hat Einfluss auf die erzielten Verschiebungsamplituden und somit auf die Integrität des Korngerüsts, welche das Steifigkeitsverhalten des Schotteroberbaues beeinflusst. Dies kann als Tatsache für ein verschiebungsabhängiges Steifigkeitsverhalten des Oberbaues gesehen werden.

Aus der Betrachtung der Dämpfungswerte  $\zeta$  gegenüber dem zugehörigen Drehwinkel  $\eta$  in Abbildung 5.26 folgte der Schluss, dass bei den durchgeführten Versuchen bei gleicher Federpaketkonfiguration nahezu keine Amplitudenabhängigkeit der Dämpfung gegeben ist. Dies wird wiederum durch die Versuche mit Neuschotter untermauert. Dem muss gegenübergestellt werden, dass diese Dämpfungswerte möglicherweise kaum von den Dämpfungseffekten, die durch die Schubübertragung zwischen dem Gleis und dem Schotter entstehen, beeinflusst sind. Aufgrund der festgestellten Nachgiebigkeiten an der Ankerstange (e) bei diesen Versuchen wurde vermutet, dass diese die geringen Relativverschiebungen zwischen Gleis und Schotter bewirken und somit nur eine reduzierte Dämpfung ermittelbar war. Daher wurden die im vorigen Kapitel beschriebenen Versteifungsmaßnahmen ergriffen, die allerdings keine wesentlichen Veränderungen erbrachten, wie in Abbildung 5.30 zu erkennen ist. Dies muss vorerst noch als Annahme gesehen werden, da keine vollständige Messreihe mehr durchführbar war. Generell ist festzuhalten, dass die beschriebenen auftretenden Relativverschiebungen  $u_{III}$  sehr klein sind.<sup>iv</sup> Für den zukünftigen Forschungsprozess sind jedenfalls größere Relativverschiebungen anzustreben, um eine definitive Aussage zur Amplituden(un)abhängigkeit treffen zu können. Dafür sind vermutlich Modifikationen am Versuchsaufbau vorzunehmen.

Abschließend muss noch auf das sehr ähnliche Verhalten der Versuchsanlage bei ge- und entkoppeltem Schotteroberbau eingegangen werden. Wie aus Abbildung 5.23 hervorgeht, ist die Dämpfung bei entkoppeltem Oberbau wider Erwartung in geringem Maß höher als bei gekoppeltem. Auch die Eigenfrequenzen verändern sich je Messpunkt kaum. Diese Ergebnisse wurden durch Versuche mit modaler Identifikation von Eigenfrequenzen und zugehörigen Dämpfungswerten zusätzlich bestätigt. Die höhere Dämpfung des entkoppelten Oberbaus kann derzeit nicht erklärt werden. Die nur geringfügige Erhöhung der Eigenfrequenzen bei gekoppeltem Oberbau gegenüber dem entkoppelten kann mit den nur sehr geringen Relativverschiebungen zwischen Gleis und Schotter erklärt werden.

## 6.2 Bestimmung der dynamischen Kennwerte des Schotteroberbaues

Das im letzten Absatz des vorangegangenen Abschnitts erörterte Phänomen, nahezu gleichen Verhaltens der Versuchsanlage bei ge- und entkoppeltem Oberbau, wirft die Frage auf, wie mit der Bestimmung der Kennwerte für das aufgestellte mechanische Modell nach Abbildung 4.17

<sup>iii</sup>im Gegensatz zur Unwucherregung.

<sup>iv</sup>vgl. Tab. 5.16.

umzugehen ist. Dieses zielt auf die Schubübertragung zwischen Gleis und Schotter und den damit einhergehenden dynamischen Effekten ab. Bei entkoppeltem Oberbau tritt dieses Verhalten jedoch, wie bereits beschrieben, theoretisch nicht auf. Wie sich nachfolgend zeigen wird, gibt es offene Fragen zum Verhalten des Schotteroberbaues, die in der vorliegenden Arbeit nicht mehr geklärt werden konnten. Deshalb wurde entschieden, das derzeitige vorhandene mechanische Modell mit einem Freiheitsgrad wie geplant zu verwenden und die noch unbekanntene Effekte in den folgend ermittelten Kennwerten zu inkludieren und somit mit dem vorliegenden mechanischen Modell „global“ zu erfassen.

Zur Ermittlung der Schotteroberbauersatzkennwerte  $\tilde{k}_b, \tilde{c}_b$  nach dem Modell in Abbildung 4.17 wird die Bewegungsgleichung für den Einmassenschwinger - wie in Abschnitt 2.1.1 vorgestellt - und die Bewegungsgleichung des mechanischen Modells der Versuchsanlage gemäß Abschnitt 4.2 herangezogen. Führt man an den Gleichungen (2.4) und (4.1)<sup>v</sup> einen Koeffizientenvergleich durch, ergeben sich folgende Bestimmungsgleichungen für die Schotteroberbauersatzdämpfung  $\tilde{c}_b$  und die Schotteroberbauersatzsteifigkeit  $\tilde{k}_b$ :

$$2\zeta\omega_0 = \frac{\tilde{c}_b \cdot (\cos(\alpha) \cdot e_S)^2}{\mu} \quad (6.1)$$

$$\omega_0^2 = \frac{\tilde{k}_b \cdot (\cos(\alpha) \cdot e_S)^2 + k_{FL} \cdot (\ell_{FL})^2}{\mu} \quad (6.2)$$

Legt man diesen Bestimmungsgleichungen die Eingangswerte zugrunde, die in Tabelle B.5 in Anhang B.7 angegeben und in Abbildung 4.17 sowie Gleichung (4.4) definiert sind, erhält man die gesuchten Kennwerte  $\tilde{k}_b, \tilde{c}_b$ . Da in der Versuchsanlage neun Schwellen eingebaut sind und sich die Einzelelemente auf einen Schienenstützpunkt beziehen, gibt es also 18 theoretische Einzelelemente an der Versuchsanlage. Die angegebenen Kennwerte  $k_b, c_b$  charakterisieren somit ein Einzelelement. Zur Kontrolle der genannten Vorgehensweise zur Kennwertbestimmung wurde die Eigenkreisfrequenz  $\omega_{0,\sim}$  der Versuchsanlage ohne Schotteroberbau mit der Konfiguration FP1|6,00<sup>vi</sup> nachgerechnet ( $26,60 \left[ \frac{\text{rad}}{\text{s}} \right]$ ), wobei eine äußerst geringe Abweichung  $\Delta$  von 0,8% von der gemessenen Eigenkreisfrequenz vorliegt.<sup>vii</sup> Die Nachrechnung erfolgte durch Nullsetzen der Schotterersatzsteifigkeit  $\tilde{k}_b$  in Gleichung (6.2), da kein Oberbau vorhanden war.

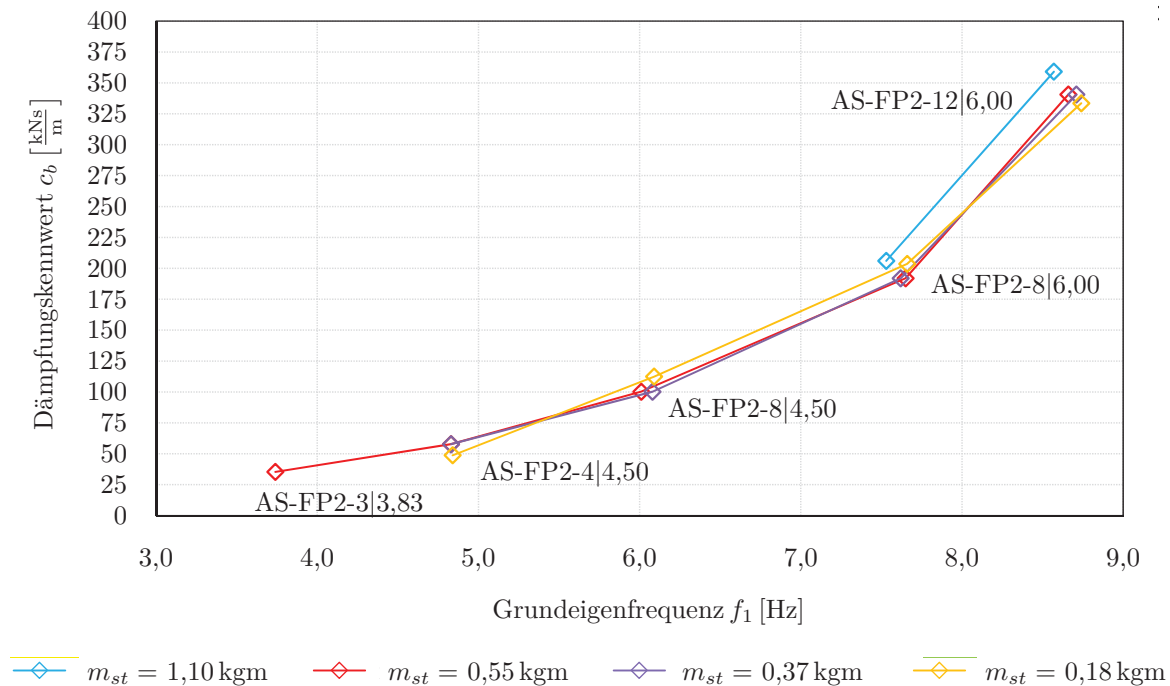
Mit Gleichung (6.1) wurden in weiterer Folge die Kennwerte der Schotteroberbauersatzdämpfung  $\tilde{c}_b$  und damit die Schotteroberbaudämpfung  $c_b$  für den gekoppelten Schotteroberbau bestimmt und in Tabelle B.6 für die jeweilige Federpaketkonfiguration angegeben. Die Eingangsgrößen  $f(\omega_0)$  und  $\zeta$ , gegeben durch Messwerte für die übrigen Versuche mit statischem Moment  $m_{st}$  stammen aus Tabelle B.4. Abbildung 6.1 zeigt den frequenzabhängigen Verlauf des Dämpfungskennwerts, wobei hier wiederum die sehr geringe Amplitudenabhängigkeit an den eng übereinander liegenden Funktionsverläufen deutlich wird. Lediglich der nur teilweise ermittelbare Funktionsverlauf für die größte Anregungsintensität weist etwas höhere Dämpfungswerte

<sup>v</sup>wobei vorher durch  $\mu$  - siehe Gl. (4.4) - dividiert wird.

<sup>vi</sup>vgl. die Eingangswerte in Tab. B.5.

<sup>vii</sup>siehe auch Abb. 6.2.

te auf. Dies ist ein Indiz, dass bei zukünftigen Versuchen mit größeren Relativverschiebungen zwischen Gleis und Schotter auch höhere Dämpfungskennwerte vorliegen.



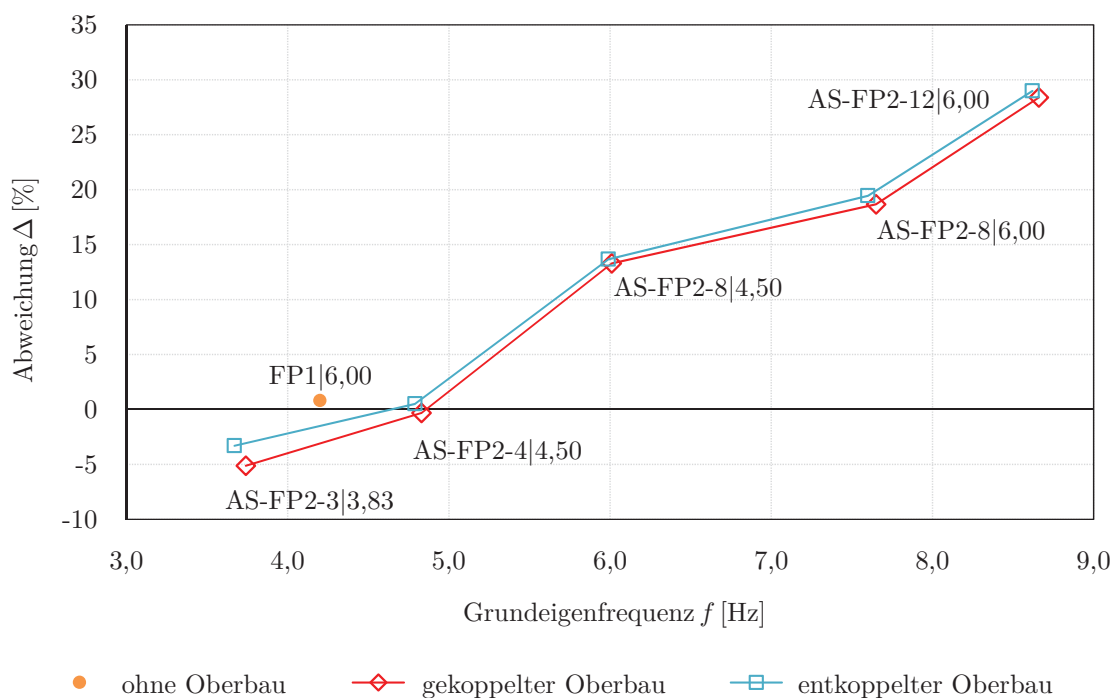
**Abbildung 6.1:** Kennwert  $c_b$  für verschiedene statische Momente  $m_{st}$  ( $h_S = 0,63$  m)

Selbiges wurde unter Verwendung der Gleichung (6.2) für die Kennwerte der Schotteroberbausteifigkeit  $k_b$  durchgeführt, wobei negative Werte<sup>viii</sup> das Ergebnis waren. Da keine negative Oberbausteifigkeit auftreten kann, müssen andere noch unbekannte Effekte auftreten. Für eine erste Beurteilung wurden deshalb die gemessenen Grundeigenfrequenzen mit berechneten Grundeigenfrequenzen des mechanischen Modells verglichen und deren Abweichung  $\Delta$  von den gemessenen bestimmt. Dabei zeigt sich in Abbildung 6.2 eine Frequenzabhängigkeit der Abweichung. Mit steigender Frequenz wächst die prozentuelle Abweichung an. Für den Funktionsverlauf bei gekoppeltem Oberbau wurde die Schotterersatzsteifigkeit  $\tilde{k}_b$  nicht berücksichtigt. Der Oberbau ist also bei beiden Graphen nur über die Zusatzmasse  $m_{OB}$  berücksichtigt. Das heißt, sowohl bei gekoppeltem als auch entkoppeltem Oberbau tritt ein die Eigenfrequenz beeinflussender Effekt auf. Dieser ist möglicherweise sehr dominant, was dann den unerwartet geringen Unterschied der Versuchsergebnisse von ge- und entkoppeltem Oberbau erklären würde.

Die folgenden Überlegungen beruhen auf der Annahme der bereits in der Planung geforderten Biege- und Schubstarrheit des Trogs der Versuchsanlage. Die Eigenfrequenz wird unter anderem von der Masse beeinflusst. Diese ist im gegebenen Fall eindeutig bestimmt und kann somit als beeinflussender Faktor ausgeschlossen werden. Lediglich die Art der Modellierung der Masse am mechanischen Modell beeinflusst die Eigenfrequenz. Hier ist die Eigenmasse in einem Stab konzentriert, wobei die Versuchsanlage einen im Verhältnis zu ihrer Höhe relativ kurzen Stab

<sup>viii</sup>diese sind relevant und nicht angeführt.

darstellt und somit eher als Scheibe in dieser vereinfachten Modellierung zu sehen ist. Eine Modellierung dieser Höherer Streckung beeinflusst allerdings nur den Faktor  $\mu^{\text{ix}}$  und würde die Kurven der Abweichung in Abbildung 6.2 nur entlang der Ordinate parallel verschieben. Somit kann dieser Effekt ausgeschlossen werden, sollte aber nach Klärung der hier aufgetretenen Fragen im Sinne einer Genauigkeitsverbesserung überprüft werden.



**Abbildung 6.2:** Vergleich der gemessenen und der berechneten Eigenfrequenzen  $f$  ohne und mit Schotteroberbau (Altschotter, ge- und entkoppelt)

Die Steifigkeit, die auch die Eigenfrequenz beeinflusst, wird bei der Versuchsanlage durch die Federpaketkonfiguration bestimmt und ist gegeben und kontrolliert. Eine Möglichkeit die Abweichung der Grundeigenfrequenz zu beheben, besteht nur mehr darin die Versuchsanlage, die ein Mehrmassenschwinger ist, auch als solchen im mechanischen Modell abzubilden (System mit mehreren Freiheitsgraden). Dies wurde anfänglich in Abschnitt 5.3.2 noch als unwahrscheinlich betrachtet. Eine Hypothese dazu war, dass der Oberbau, möglicherweise während des Schwingens der Versuchsanlage, zusätzlich eine horizontale Schwingungserregung erfährt. Zur Überprüfung dieser Hypothese wurden die Ergebnisse der Versuche mit entkoppeltem Oberbau verwendet. Hierbei sollte der Oberbau theoretisch im Längsschnitt seine rechteckige Form während des Schwingens bewahren. Dies ist nachgewiesen, wenn die Horizontalverschiebung  $u_I$  an der Ankerstange, gemessen mit dem Sensor  $U_I$ , jener auf der selben Höhe am Trog der Versuchsanlage entspricht. Da hier kein Sensor montiert war, wurde diese Verschiebung  $\tilde{u}_I$  aus den gemessenen, gemittelten Vertikalverschiebungen  $\bar{w}_{1,2}$  berechnet. Genauere Informationen dazu und die so ermittelten Ergebnisse sind in Tabelle 6.1 angegeben. Dort wird auch die tatsäch-

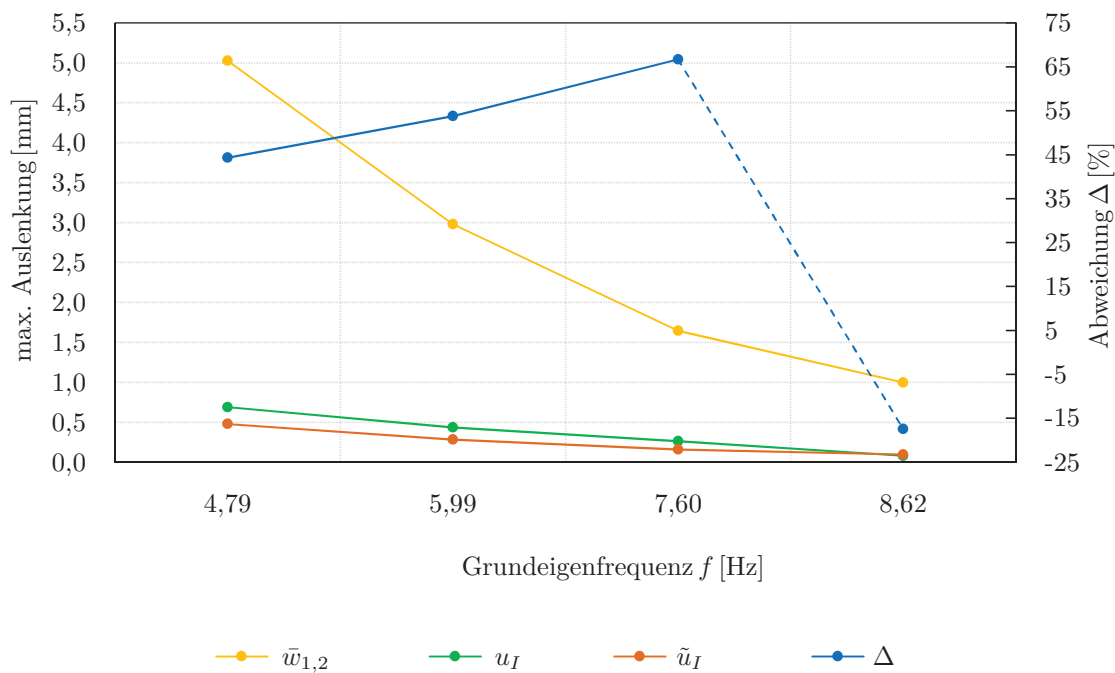
<sup>ix</sup>siehe Gl. (4.4).

lich vorhandene prozentuelle Abweichung der beiden Verschiebungen angegeben. Eine grafische Veranschaulichung dieser Ergebnisse ist in Abbildung 6.3 zu erkennen.

**Tabelle 6.1:** Auswertungsergebnisse der Versuche mit entkoppeltem Schotteroberbau bei  $m_{st} = 0,55 \text{ kgm}$  und horizontal gestütztem Kipplager

Versuch		$\eta$	$f_\lambda$	$\zeta_\lambda$	$f_\sim$	$\zeta_\sim$	$u_I$	$\tilde{u}_I^*$	Abw. $u_I - \tilde{u}_I$
Konfiguration	Tag	[mrad]	[Hz]	[%]	[Hz]	[%]	[mm]	[mm]	[%]
AS-FP2-12 6,00	16	0,148	8,62	1,613	8,68	2,081	0,078	0,095	-17
AS-FP2-8 6,00	15	0,244	7,60	0,991	7,63	1,064	0,260	0,156	67
AS-FP2-8 4,50	13	0,441	5,99	0,666	5,98	0,820	0,434	0,282	54
AS-FP2-4 4,50	12	0,744	4,79	0,378	4,78	0,383	0,688	0,476	44
AS-FP2-3 3,83	11	1,137	-	-	3,67	0,273	-	-	-

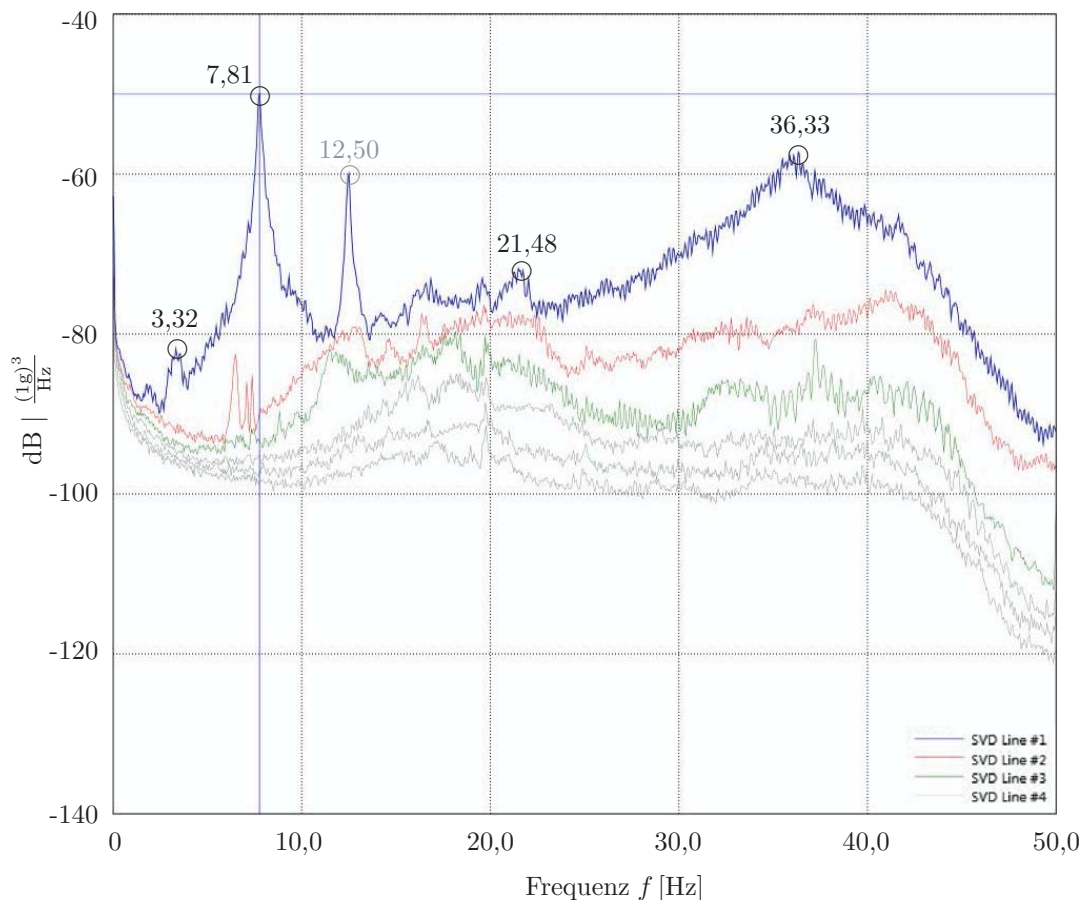
\*)  $\tilde{u}_I = \frac{\bar{w}_{1,2} h_{U_I}}{l_{W_i}}$ ,  $h_{U_I} \dots 640 \text{ mm}$ , Abstand von  $U_I$  zur Drehachse des Festlagers.



**Abbildung 6.3:** Vergleich der realen ( $u_I$ ) und der theoretischen ( $\tilde{u}_I$ ) Horizontalbewegung des entkoppelten Schotteroberbaues

Diese Grafik zeigt, dass auch hier die Abweichung  $\Delta$  mit steigender Frequenz zunimmt, wobei der Abfall der Abweichung bei 8,62 Hz (AS-FP2-12|6,00) als Ausreißer betrachtet wird (strichlierte Linie). Eine Beeinflussung des sehr kleinen Messwerts  $u_I$  bei dieser Federpaketkonfiguration durch andere, dann dominantere Effekte, scheint durchaus realistisch. Aufgrund dieser Ergebnisse kann der Schluss gezogen werden, dass doch vielleicht ein Mehrmassenschwingermodell zur Nachbildung der Versuchsanlage und letztlich zur Kennwertermittlung erstellt

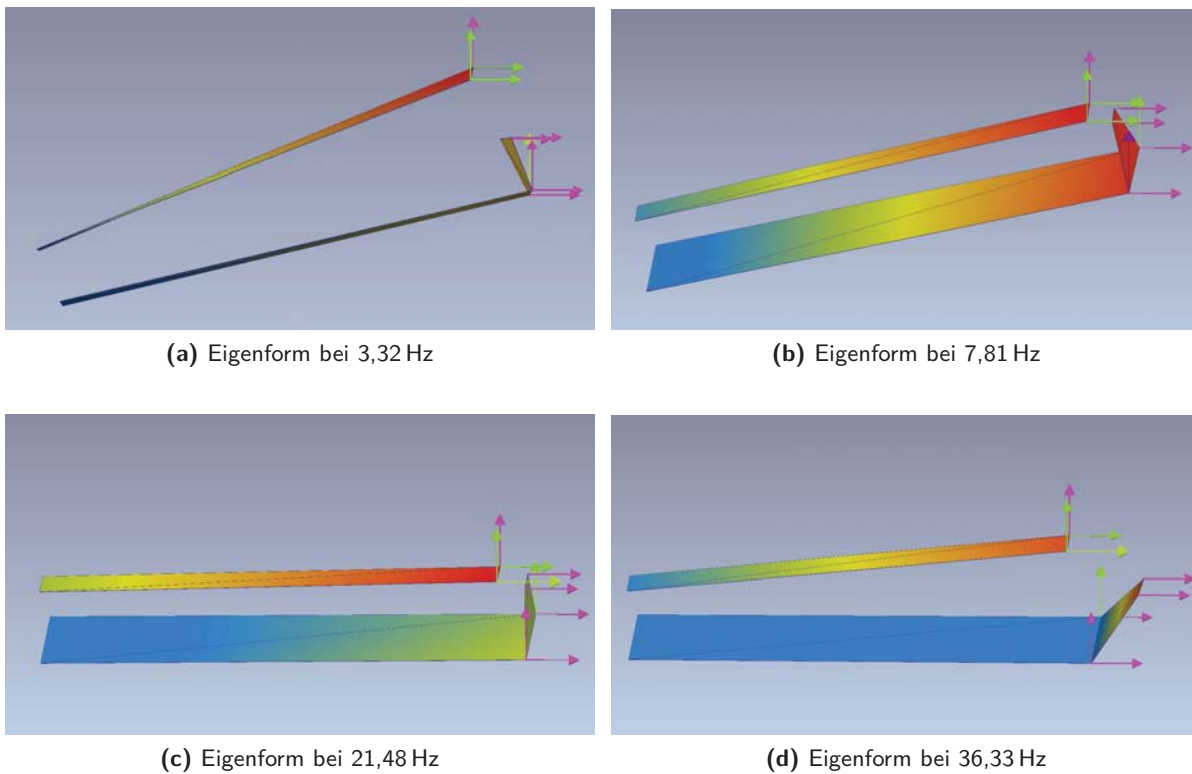
werden muss. Um dies noch zu untermauern, wurde der Versuch zur modalen Identifikation der Parameter  $f$  und  $\zeta$ , bei AS-FP2-12|6,00 - entkoppelt, im Detail betrachtet. Das zugehörige Auswertungsschreiben zeigt Abbildung 6.4. Darin sind ausgewählte Resonanzspitzen mit der



**Abbildung 6.4:** Auswertungsschreiben der modalen Identifikation für AS-FP2-8|6,00 bei entkoppeltem Oberbau

zugehörigen Eigenfrequenz gekennzeichnet. Die vom Auswertungsprogramm *ARTEMIS* automatisch detektierten Eigenfrequenzen sind  $f_1 = 7,81$  Hz,  $f_2 = 12,50$  Hz und  $f_3 = 36,33$  Hz. Des Weiteren wurden noch zwei Resonanzspitzen zusätzlich für die Betrachtung der zugehörigen Eigenformen ausgewählt. Diese Eigenformen sind in Abbildung 6.5 dargestellt, wobei auf die Darstellung der  $f_2$  zugehörigen Torsionseigenform verzichtet wird, da diese eine eindeutige Gestalt aufweist. Teilbild (b) zeigt die Eigenform der ersten Schwingeeigenfrequenz, die bei den bisherigen Versuchen stets festgestellt wurde. Man erkennt das erwartete synchrone Schwingen von Oberbau und Trog der Versuchsanlage an der bereits in Abschnitt 5.3.2 beschriebenen schematischen Darstellung. Synchrones Schwingen herrscht auch bei der nicht abgebildeten Torsionseigenform. Alle anderen Eigenformen zeigen allerdings, dass der Oberbau andere Schwingmuster aufweist als der Trog. Deutlich zu erkennen sind größere Vertikalbeschleunigungen des Oberbaus in Teilbild (a) und (d). Aber auch differierende Horizontalbeschleunigungen sind in Teilbild (c) zu erkennen. Es liegen generell Mischformen der Beschleunigungsrichtungen vor, wobei allerdings eine grafische Darstellung in einem Einzelbild des Bewegungsablaufs schwierig





**Abbildung 6.5:** Eigenformen der Versuchsanlage bei AS-FP2-8|6,00 und entkoppeltem Oberbau

ist. Bei diesem Versuch waren keine Beschleunigungssensoren am Fundamentkörper montiert. Aus einem anderen Versuch mit gekoppeltem Oberbau geht aber hervor, dass dieser anscheinend keinen oder nur sehr geringen (vernachlässigbaren?) Einfluss auf das Schwingungsverhalten der Versuchsanlage ausübt. Es sollten aber bei den zukünftigen Versuchen zum Thema diesbezüglich noch Kontrollmessungen durchgeführt werden.

Die Ergebnisse der modalen Identifikation beruhen auf minimalen Anregungsamplituden der ambienten Anregung, wie beispielsweise an der Versuchsanlage vorbeifahrende Fahrzeuge. Es scheint somit durchaus plausibel, dass das gezeigte „Eigenleben“ des Oberbaues bei gezielter Anregung deutlich zu Tage tritt, wie dies beim Vergleich der Horizontalbewegungen  $u_I - \tilde{u}_I$  schon gezeigt wurde.

Um das mechanische Modell an die hier gewonnen Erkenntnisse anzupassen, sind noch weitere Detailuntersuchungen am Schotteroberbau der Versuchsanlage durchzuführen. Dies würde den Rahmen dieser Arbeit allerdings sprengen und wird deshalb an dieser Stelle nicht mehr behandelt.

## 7 Versuche an Bestandsbrücken zur Verifikation der Modellbildung

Wie bereits in Kapitel 1 erläutert wurde, hängt die vorliegende Arbeit eng mit dem dort beschriebenen Forschungsprojekt *VIF-2012 Schotteroberbaumod.* zusammen. Für dieses Forschungsvorhaben waren dynamische Versuche an drei Bestandsbrücken zur Verifikation der Modellbildung vorgesehen. Diese Brücken und deren Messergebnisse aus bekannter dynamischer Anregung werden in diesem Kapitel vorgestellt.

Wie sich im vorangegangenen Kapitel zeigte, war eine Kennwertermittlung aufgrund unvorhergesehenen, dynamischen Verhaltens des Schotteroberbaues nur bedingt möglich. Dies wurde teilweise bereits im Endbericht zum Forschungsvorhaben [Hac16] dargelegt. Dort wird im Ausblick auf die vorliegende Arbeit hinsichtlich der Ermittlung der Steifigkeitskennwerte verwiesen. Die dazu gewonnen Erkenntnisse, die im vorangegangenen Kapitel angeführt wurden, werfen allerdings neue Fragen auf, die hier nicht mehr beantwortet werden können. Somit muss dieses Thema betreffend, auf die nachfolgende Forschung verwiesen werden.

Da der Steifigkeitseinfluss auf die vorliegenden Ergebnisse ohnehin gering ist<sup>i</sup>, wird für die Nachberechnung der Brückenergebnisse hier nur das Dämpfungsverhalten untersucht. Dazu erfolgt beispielhaft nur eine erste Verifikation am nachfolgend vorgestellten Fahrenbachviadukt aufgrund des derzeit nicht endgültig festschreibbaren Schotterbettsteifigkeitskennwertes  $k_b$ . Diese können letztlich erst nach Klärung der dynamischen Vorgänge im Schotterbett angegeben werden. Die Versuche an den beiden anderen Brücken werden trotzdem im Folgenden dokumentiert, um einerseits die Vor- und Nachteile der Versuchsdurchführung mit Unwuchterreger und elektrodynamischer Schwingerreger (SE) aufzuzeigen und andererseits die Versuchsergebnisse den nachfolgenden Forschungsarbeiten zur Verfügung zu stellen.

### 7.1 Das Fahrenbachviadukt bei Persenbeug

Da sich die Untersuchung von Eisenbahnbrücken mit bekannter Anregung, beispielsweise durch Unwuchterreger, aus eisenbahnbetrieblichen Gründen als sehr schwierig erweist<sup>ii</sup>, wurde mit den Projektpartnern *FFG* und *ÖBB* des genannten Forschungsprojekts vereinbart, Messdaten einer bereits durch das *Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau* untersuchten Brücke (siehe [Kir12]

<sup>i</sup>siehe Vergleich - Ergebnisse aus ge- und entkoppelten Schotteroberbauversuchen; Bei zukünftigen Versuchen mit größeren als den hier erzeugbaren Relativverschiebungen zwischen Gleis und Schotter wird auch ein größerer Steifigkeitseinfluss erwartet.

<sup>ii</sup>z.B. durch die Notwendigkeit von Streckensperren, geeigneter Infrastruktur, etc.

und [Hac12]) - das Fahrenbachviadukt bei Persenbeug - für die Verifikation der Modellbildung zu verwenden.

### Beschreibung der Brücke

Das Fahrenbachviadukt (siehe Abb. 7.1) ist Teil der eingleisigen, mittlerweile stillgelegten, Donauuferbahn zwischen Weins und Persenbeug. Es befindet sich bei KM 57,576. Bei dieser Brücke handelt es sich um eine längsorientierte Stahlbrücke mit orthotroper Fahrbahnplatte. Die Lagerung erfolgt einerseits durch Linienkipplager und andererseits durch Rollenlager. Zusätzliche Ansichten der Brücke sind Abbildung 7.2 zu entnehmen. Der Lagerabstand, gleichbedeutend der Stützweite, beträgt 21,36 m. Detaillierte Angaben zu den Abmessungen der Brücke können Anhang D.6 in Form von Plänen entnommen werden.



**Abbildung 7.1:** Fahrenbachviadukt (aus [Kir12])



**(a)** Untersicht (aus [Hac12])



**(b)** Draufsicht (aus [Kir12])

**Abbildung 7.2:** Ansichten der Brücke

### Versuchsaufbau und Ergebnisse

Von den in der Arbeit von [Kir12] beschriebenen Versuchen werden nur Messergebnisse zufolge der Anregung der ersten Biegeeigenform für die im folgenden Punkt durchgeführte Nachberechnung, verwendet. Daher wird an dieser Stelle nur der dafür benötigte Versuchsaufbau nochmals vorgestellt.<sup>iii</sup> In Abbildung 7.3 ist dieser dargestellt.



(a) Unwuchterreger auf Drehgestellen (aus [Kir12])



(b) Messtechnik (aus [Kir12])

**Abbildung 7.3:** Versuchsaufbau am Fahrenbachviadukt

Die Brücke wurde mit Weg- und Beschleunigungssensoren versehen, wobei die hier benötigten Werte der Feldmitte<sup>iv</sup> für den Weg  $w$  und die Beschleunigung  $a$  in Tabelle 7.1 angegeben sind. Die Anregung der Brücke erfolgte durch zwei Unwuchterreger, die ihrerseits auf modifizierten Eisenbahndrehgestellen<sup>v</sup> montiert waren (vgl. Abb. 7.3(a)). Es erfolgten mehrere Versuchsdurchgänge, wobei die verwendete Unwucht  $m_{st}$ , definiert in Gleichung (2.18), jeweils verändert wurde. Dadurch konnten folglich verschiedene Anregungsintensitäten und somit Amplituden erzeugt werden.

**Tabelle 7.1:** Messergebnisse des Fahrenbachviadukts (aus [Hac12, S. 30])

$m_{st}$	[kgcm]	2×110	2×180	2×244	2×271	2×326	2×363
$f_1$	[Hz]	5,800	5,750	5,717	5,683	5,650	5,633
$w_{max.}$	[mm]	1,038	1,708	2,281	2,570	2,993	3,218
$a_{max.}$	[m/s <sup>2</sup> ]	1,441	2,464	3,059	3,518	4,272	4,712

In der Arbeit von [Kir12] wurden verschiedene Verfahren zur Ermittlung der Grundeigenfrequenz  $f_1$  und des Dämpfungskoeffizienten  $\zeta$  angewendet. An dieser Stelle seien nur noch die

<sup>iii</sup>Detaillierte Informationen zu diesem sind [Hac12], sowie diesem und weitere Versuchsdaten sind [Kir12] zu entnehmen.

<sup>iv</sup>Diese Position ist identisch zu jener in den Plänen im Anhang D.6, die mit der Bezeichnung FE-Berechnung versehen ist.

<sup>v</sup>Das Eigengewicht eines modifizierten Drehgestelles ohne Unwuchterreger beträgt 6830 kg.



Ergebnisse der Auswertung von Frequenzgängen in Tabelle 7.2 wiedergegeben. Die in dieser Tabelle angegebenen Werte für die Unwuchtkenngröße  $m_{st}$  sind auf das Nenngewicht der herausnehmbaren Unwuchtstücke bezogen und nicht, wie in Tabelle 7.1, auf deren tatsächliche Masse. Es handelt sich um dieselben Versuche und die Werte sind, entsprechend ihrer Anordnung, in Spalten und der, bis auf eine Ausnahme lediglich in der Einerstelle differierenden Werte für  $m_{st}$ , einfach zuzuordnen. Ursächlich für einzelne Abweichungen der Eigenfrequenzen  $f_1$  sind verschiedene Auswertemethoden, je nach Herkunft der Auswertungsdaten.

**Tabelle 7.2:** Auswertungsergebnisse des Fahrenbachviadukts (aus [Kir12, S. 164])

$m_{st}$	[kgcm]	2×112	2×186	2×251	2×277	2×334	2×371
$f_1$	[Hz]	5,800	5,750	5,690	5,670	5,650	5,630
$\zeta$	[%]	1,08	1,08	1,11	1,17	1,28	1,38

Die vorliegende Arbeit bezieht sich nur auf die tatsächlichen Massen der Unwuchtstücke (Ist-Gewicht), damit ergeben sich jene Werte für  $m_{st}$ , die in Tabelle 7.1 angegeben sind. In vorangegangenen Arbeiten wurde auch die Nenn-Masse für  $m_{st}$  zugrunde gelegt.

### Nachberechnung der Ergebnisse

Die Nachberechnung der Messergebnisse des Fahrenbachviadukts erfolgt mit Hilfe eines Finite-Elemente- Modells (FEM) dieser Brücke unter Verwendung der in Abbildung 6.1 angegebenen Kennwerte für die Oberbaudämpfung. Dieses FE- Modell ist in [Hac12] ausführlich hinsichtlich aller berücksichtigten Randbedingungen beschrieben. Aus den eingangs erwähnten Gründen wird die Oberbausteifigkeit außen vor gelassen. Um trotzdem eine Näherungsberechnung mit Oberbausteifigkeit durchführen zu können, wird die in [Hac12] an der Versuchsbrücke ermittelte Steifigkeit angewendet.<sup>vi</sup> Abbildung 7.4 zeigt das verwendete FEM- Modell.<sup>vii</sup>

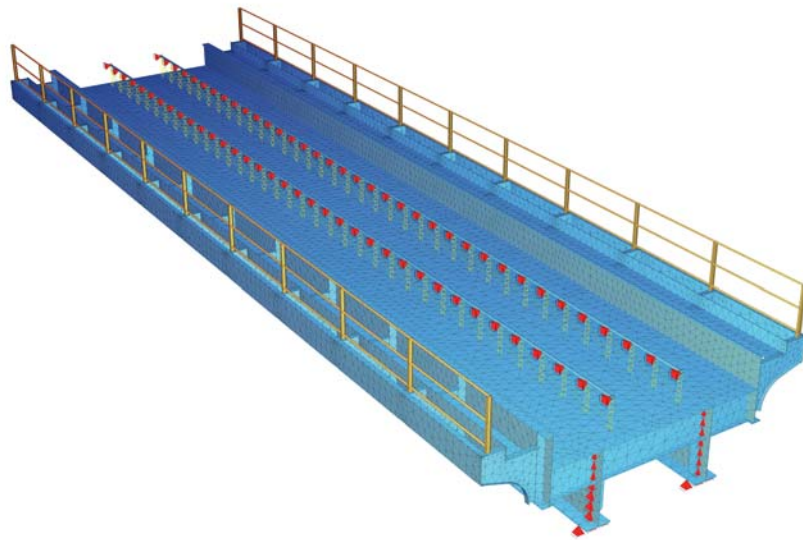
In der vorliegenden Arbeit wird bei diesem Modell der nach den Brückenenden fortlaufende Gleiskörper nicht berücksichtigt, da es vorrangig um die Schotteroberbaueigenschaften des Oberbaus auf der Brücke geht und diese so beurteilbar sind. Die an diese Arbeit anschließenden Forschungsarbeiten werden sich mit den Eigenschaften des über die Brücke weiter fortlaufenden Gleiskörpers beschäftigen.

Der für die Berechnung verwendete Dämpfungskennwert  $c_b \approx 85 \frac{\text{kNs}}{\text{m}}$  wird für die gewählte Eigenfrequenz  $f_1 = 5,7 \text{ Hz}$ , die mit der mittleren Anregungsintensität  $m_{st} = 2 \times 244(251) \text{ kgcm}$  erzielt wurde, unter Zuhilfenahme von Abbildung 6.1 ermittelt.<sup>viii</sup> Aufgrund des nicht direkt ableitbaren Werts für  $c_b$ , beispielsweise wegen der nicht vergleichbaren Anregungsintensitäten  $m_{st}$

<sup>vi</sup>der dort angegebene Kennwert  $k_d$  entspricht  $k_b = 12989 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ .

<sup>vii</sup>Bei diesem handelt es sich um das in [Hac12] als steifigkeitswirksames Modell bezeichnete. Zur Verdeutlichung des applizierten Oberbaumodells siehe Abb. 4.4 - hervorgehobenes Detail.

<sup>viii</sup>Hinweis zu Vergleichszwecken der Modellhöhe  $h_S$ : Setzt man für  $h_S$ , wie in den vorangegangenen Arbeiten, 0,55 m ein, ergibt sich  $c_b$  zu  $\approx 100 \frac{\text{kNs}}{\text{m}}$ .



**Abbildung 7.4:** Finite-Elemente-Modell des Fahrenbachviadukts (aus [Hac12, Abb. 4.7, S.34])

und der Streubreite der Versuchsergebnisse, ist dieser als Richtwert zu betrachten. Die Schotterdichte  $\rho_s$  wird zu  $1500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$  für das Fahrenbachviadukt angenommen. Dieser Wert lieferte in [Hac12] die besten Ergebnisse für  $f_1$  hinsichtlich der Übereinstimmung von gemessenen und gerechneten Grundeigenfrequenzen. Durch die Ergebnisse in der vorliegenden Arbeit<sup>ix</sup> wird dieser Wert gestützt. Der angenommene und die hier ermittelten Werte liegen deutlich unterhalb der Angabe in [ÖN EN 1991-2]. Vergleicht man das Messergebnis der Durchbiegung in Feldmitte bei  $m_{st} = 2 \times 244(251) \text{ kgcm}$  von 2,28 mm mit dem Rechenergebnis des Modells von 5,24 mm ergibt sich eine Abweichung von 130 %.

Somit müssen vermutlich noch andere Mechanismen, wie beispielsweise die Einspannwirkung der über die Brücke hinaus laufenden Schienen, die (statischen und) dynamischen Eigenschaften beeinflussen.

## 7.2 Die Mödlingbachbrücken in Mödling

Die bereits in Abschnitt 7.1 erläuterten Schwierigkeiten bei Versuchen an Brücken bei Bahnbetrieb führten dazu, dass die in diesem Abschnitt behandelten Brücken nicht über das Gleis, sondern an der Brückenunterseite angeregt wurden. Dafür wurde nach Absprache mit den Projektpartnern *FFG* und *ÖBB* im Zuge eines zweiten Forschungsvorhabens, eine Kooperation mit der ebenfalls beteiligten Firma *REVOTEC zt gmbh* vereinbart. Die Aufgabenteilung gestaltete sich so, dass die Bereitstellung der Messtechnik und Aufzeichnung der Messdaten durch die Firma *REVOTEC zt gmbh* erfolgte, und die Bereitstellung und Montage der für die Anregung verwendeten elektrodynamischen Schwingerreger durch das *Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau*. Dabei wurden drei Brücken untersucht, wobei nur Ergebnisse von zweien für die

<sup>ix</sup>vgl. Tab. 5.5 und Tab. 5.11.



vorliegende Arbeit von Interesse waren, da diese eingleisig sind. Die Messergebnisse stehen beiden Kooperationspartnern zur Verfügung. Ausgewählt wurden diese Brücken aufgrund der vorhandenen Infrastruktur, speziell hinsichtlich der sehr guten Zugangsmöglichkeiten unter die Brücken (vgl. Abb. 7.5). In Abbildung 7.5(a) ist der befahrbare Fußweg neben dem Mödlingbach unterhalb der Brücke und in Abbildung 7.5(b) auch dessen geringe lichte Durchgangshöhe zu erkennen.



(a) Draufsicht Tragwerk Gleis 4



(b) Untersicht Tragwerk Gleis 3

**Abbildung 7.5:** Ansichten Mödlingbachbrücken (Blick in Richtung Bhf. Mödling)

Beide Brücken weisen die gleiche konstruktive Gestaltung auf, lediglich die Abmessungen variieren.

### 7.2.1 Tragwerk Gleis 3

Beim Tragwerk des Gleises 3 (TW Gl. 3) handelt es sich um die linke eingleisige Brücke, Blick in Fahrtrichtung Leobersdorf<sup>x</sup> der Bahnstrecke Mödling-Leobersdorf bei KM 15,327.

#### Beschreibung der Brücke

Dieses Tragwerk weist zwei Längsträger mit quer orientierter Fahrbahnplatte in Stahlbauweise auf. Die Brücke verfügt an den Längsträgerenden über Elastomerlager zur Abtragung der Vertikallasten. Horizontalkräfte werden über Festhaltekonstruktionen, wobei eine längsverschieblich ist, 550 mm exzentrisch der Symmetrieachse an den Endquerträgern abgeleitet. Es handelt sich um eine eingleisige Brücke, deren Stützweite 16,5 m beträgt. Eine Übersicht zur konstruktiven Gestaltung dieses Tragwerks geben die Pläne in Anhang D.7, sowie Abbildung 7.5(b).

---

<sup>x</sup>Allgemein sei die Zuordnung von links und rechts auf diese Blickrichtung bezogen und gilt für diesen und den nächsten Punkt (TW Gl. 4).

### Versuchsaufbau und Ergebnisse

Aus Abbildung 7.6 kann ein allgemeiner Überblick zum Versuchsaufbau gewonnen werden. Da sich der Versuchsaufbau aufgrund der gleichen Konstruktionsweise der Brücken im nachfolgenden Punkt (Tragwerk Gleis 4) in der Beschreibung wiederholen würde, werden an dieser Stelle beide Tragwerke bilddokumentarisch behandelt. In Abbildung 7.6 ist die Montage der Befestigungsstrukturen<sup>xi</sup> der Wegaufnehmer in Feldmitte unter den Längsträgern zu erkennen. Die zur Anregung der Brücke verwendeten vier elektrodynamischen Schwingerreger befinden sich wegen Montageerfordernissen im Querträgerzwischenraum nächst, der Feldmitte der Längsträger.



**Abbildung 7.6:** Überblick zu den sich gleichenden Versuchsaufbauten für TW Gl. 3 und TW Gl. 4; hier dargestellt: Tragwerk Gleis 4 (Blick entgegen der Fließrichtung des Mödlingbaches)

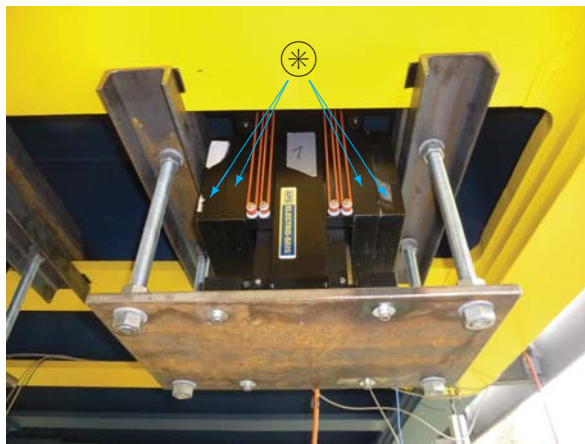
Bei den genannten Schwingerregern handelt es um das Modell *400 ELECTRO-SEIS Shaker*<sup>xii</sup>. Durch elektrodynamisches Bewegen von Erregermassen können Strukturen in Schwingung versetzt werden. Die Masse eines Schwingerregers beträgt 73 kg, plus 30,6 kg für die aus vier Blöcken bestehenden Erregermassen (gekennzeichnet durch  $\otimes$  in Abb. 7.7(a)).

Die maximal mögliche Anregungskraft eines Schwingerregers wird mit 445 N für die hier behandelten Versuche im Frequenzband 0,1 Hz bis 20 Hz angegeben. Da bei diesen Geräten die Anregungskraft  $P_0$  durch elektronische Steuerungsmechanismen unabhängig von der Anregungsfrequenz aufgebracht werden kann, handelt es sich bei den Funktionen der Messergebnisse, um jene in der Gestalt wie sie in Tabelle 2.1 angegebenen werden.

Um die Schwingerreger an der Brückenunterseite zu befestigen, wurden dafür eigens Befestigungsstrukturen gefertigt (siehe Abb. 7.7). Dazu wurde jeder Schwingerreger an einer eigenen Grundplatte aus Stahl befestigt. Mit Gewindestangen war diese wiederum mit je zwei von Steg zu Steg weisenden U-Profilen verbunden, welche durch Verschrauben an den Untergurten der Querträger des Tragwerks klemmten. So wurde eine Befestigung am Tragwerk ermöglicht, ohne verändernde Eingriffe an diesem durchführen zu müssen. Die gedrungene,

<sup>xi</sup>Vertikales Aluminiumprofil befestigt an der Ufermauer des Mödlingbaches.

<sup>xii</sup>siehe auch [APS08].



(a) Shaker mit Montagekonstruktion



(b) Sensoren und Shaker



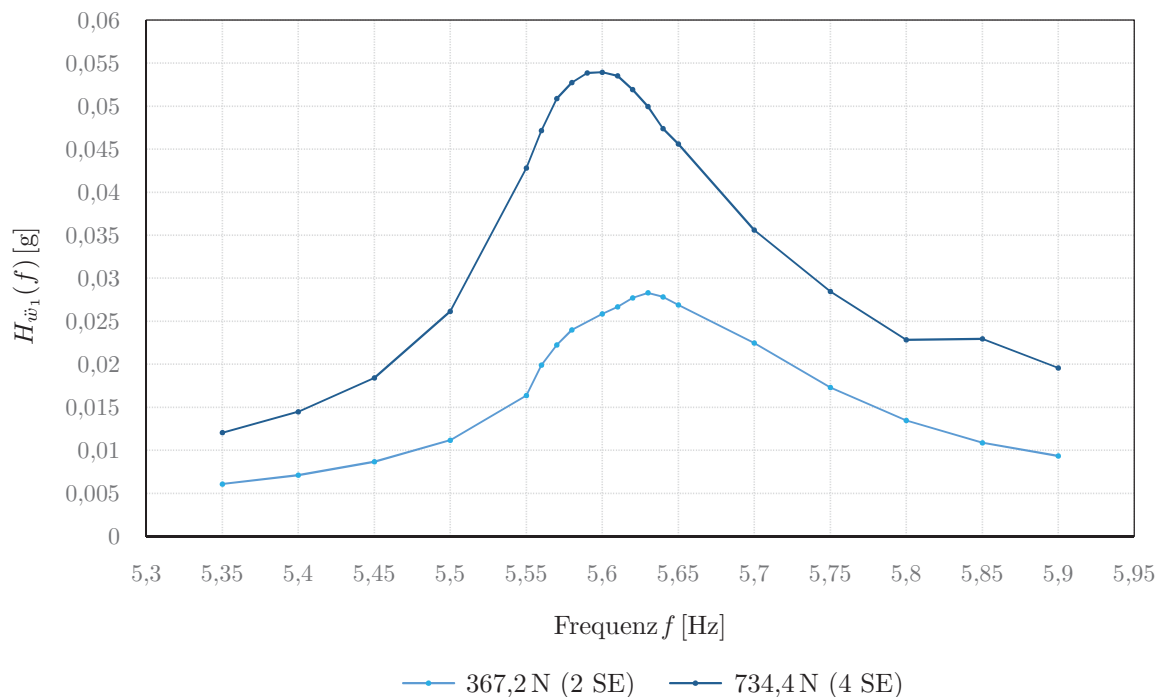
(c) Positionierung der Shaker; hier dargestellt: Tragwerk Gleis 4, Blick Richtung Leobersdorf

**Abbildung 7.7:** Positionierung von Shakern und Messtechnik

sehr steife Konstruktion<sup>xiii</sup> verhinderte eine Verfälschung der Messergebnisse durch andernfalls möglicherweise auftretende Eigenschwingungen der Montagekonstruktion. Befestigt wurden die Schwingerreger so weit es die technischen Erfordernisse und geometrischen Gegebenheiten erlaubten möglichst nahe den Längsträgern (siehe Abb.7.7(c)), um die Grundschwingungsform anzuregen.

Das Tragwerk wurde umfangreich mit Messtechnik ausgestattet. Für die vorliegenden Untersuchungen waren allerdings nur ausgewählte Messwerte von Interesse, weshalb nur diese hier behandelt werden. Dazu sind Weg- und Beschleunigungssensoren anzuführen, die in Feldmitte des Tragwerks, jeweils an den Längsträgeruntergurten angebracht waren (vgl. Abb. 7.7(b)).

Ausgewertet wurden zwei Amplitudenfrequenzgänge<sup>xiv</sup> der Beschleunigung, wobei hierfür die Anregung einmal durch zwei und einmal durch vier Schwingerreger (SE) erfolgte. Zur Kontrolle der Ergebnisse dienen drei Auswertungsergebnisse von Ausschwingversuchen mit vier Schwingerregern. Alle unter diesem Punkt vorgestellten Versuche wiesen eine Beschleunigung der Erregermasse des Shakers  $a_{Sh}$  von  $6,0 \frac{m}{s^2}$  auf. In Abbildung 7.8 sind die Übertragungsfunktionen  $H_{\ddot{w}_1}(f)$ , ermittelt aus gemessenen Frequenzsweeps für zwei verschiedene Erregerkräfte dargestellt. An diesen kann eine Verschiebung der Eigenfrequenz nach oben, bei verringerter



**Abbildung 7.8:** Übertragungsfunktionen  $H_{\ddot{w}_1}(f)$  für verschiedene Anregungskräfte bei TW 3

Anregungskraft, d.h. nichtlineares Verhalten, festgestellt werden. Dies ist ein bereits bekannter Effekt<sup>xv</sup>. Die Ergebnisse für den mit der Bandbreitenmethode an der normierten Übertra-

<sup>xiii</sup>Unter anderem waren die Unterlagenplättchen der U-Profile zum Schutz des Korrosionsschutzes aus Hartgummi.

<sup>xiv</sup>des Sensors 1, linker Längsträger

<sup>xv</sup>vgl. z.B. [Kir12]

gungsfunktion  $|H_{\ddot{w}}(f)|_{P_0}$  ermittelten Dämpfungskoeffizient  $\zeta_\lambda$  sind in Tabelle 7.3 angegeben. Zur Kontrolle der Ergebnisse dient der Mittelwert dreier Ausschwingvorgänge  $\bar{\zeta}_\sim$ , die mit Methode A nach Abschnitt 2.1.2 bestimmt wurden. Es kann festgehalten werden, dass nahezu die gleichen Ergebnisse, auch bezüglich der Eigenfrequenzen  $f_\lambda$  und  $\bar{f}_\sim$ , erhalten werden. In Tabelle 7.3 ist auch jeweils die maximale Beschleunigungsamplitude  $a_{max}$  angegeben. Da mit den Schwingerregern nur sehr kleine Auslenkungen erzielt werden konnten, die schlecht auswertbare Messsignale zur Folge hatten, wurde hier auf deren Darstellung verzichtet. Vergleicht man die

**Tabelle 7.3:** Auswertungsergebnisse für TW 3

$P_0$	[N]	367,2 (2 Sh.)	734,4 (4 Sh.)
$f_\lambda$	[Hz]	5,630	5,625
$\zeta_\lambda$	[%]	1,418	1,304
$a_{max.}$	[g]	0,0283	0,0539
$\bar{f}_\sim$	[Hz]	-	5,613
$\bar{\zeta}_\sim$	[%]	-	1,307

Ergebnisse für die ermittelten Dämpfungsgrade mit jenem, der laut [ÖNEN 1991-2] gilt, das sind 0,938 % (vgl. Tab. 1.1), erkennt man auch an dieser Stelle die in Kapitel 1 beschriebene Unterschätzung der real vorhandenen Dämpfung, die hier ca. 39 % höher liegt.

## 7.2.2 Tragwerk Gleis 4

Beim Tragwerk des Gleises 4 (TW Gl. 4) handelt es sich um die rechte eingleisige Brücke bei Blick in Fahrtrichtung Leobersdorf der Bahnstrecke Mödling-Leobersdorf bei KM 15,327.

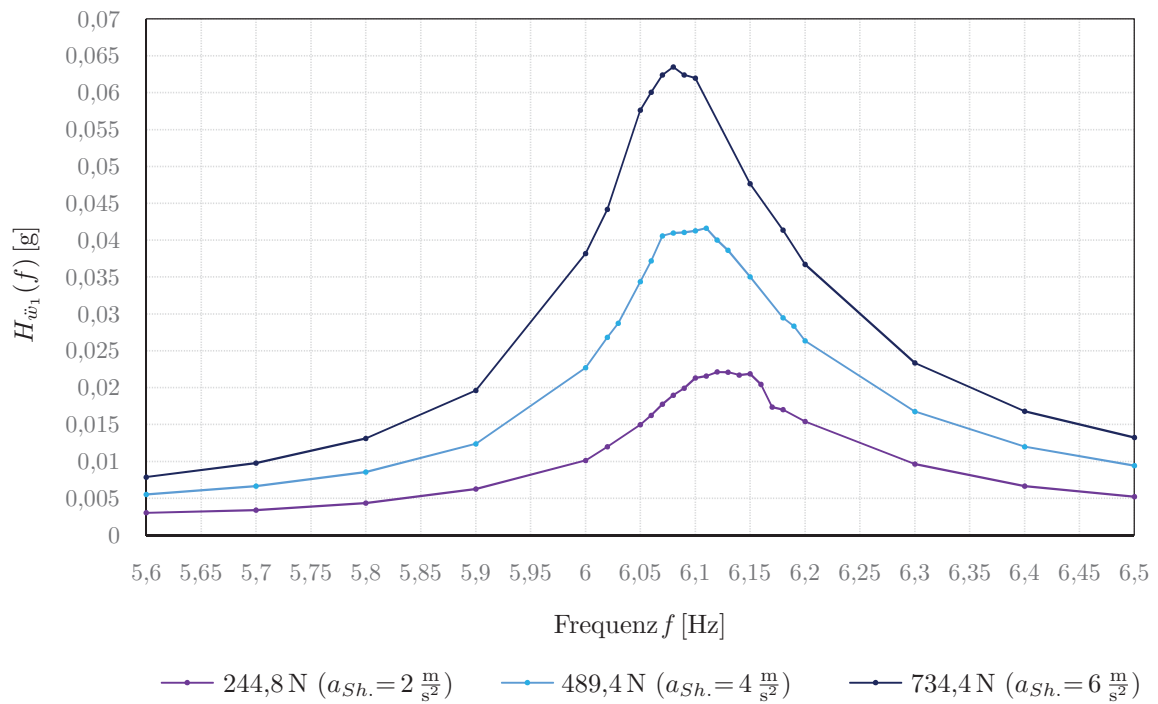
### Beschreibung der Brücke

Wie bereits erwähnt, weist dieses Tragwerk die gleichen Konstruktionsmerkmale wie Tragwerk Gleis 3 auf. Die von diesem abweichenden Abmessungen können den Plänen in Anhang D.8 entnommen werden. Die Stützweite beträgt 16,0 m.

### Versuchsaufbau und Ergebnisse

Der Versuchsaufbau gleicht jenem für das Tragwerk Gleis 3. Lediglich die Anregungsintensitäten wurden nicht wie bei TW 3 über die Anzahl der betriebenen Schwingerregger, sondern über deren Beschleunigungsamplitude  $a_{Sh.}$  geregelt. Deren drei, nämlich 2, 4 und  $6 \frac{m}{s^2}$  fanden bei vier Schwingerregern zugleich Verwendung. In Abbildung 7.9 sind die Ergebnisse für genannte Anregungsintensitäten in Form von Übertragungsfunktionen dargestellt. Tabelle 7.4 fasst die Auswertungsergebnisse zusammen.





**Abbildung 7.9:** Übertragungsfunktionen  $H_{\ddot{w}}(f)$  für verschiedene Anregungskräfte bei TW 4

**Tabelle 7.4:** Auswertungsergebnisse für TW 4

$P_0$	[N]	244,8 ( $a_{Sh.} = 2 \frac{m}{s^2}$ )	489,4 ( $a_{Sh.} = 4 \frac{m}{s^2}$ )	734,4 ( $a_{Sh.} = 6 \frac{m}{s^2}$ )
$f_{\lambda}$	[Hz]	6,120	6,110	6,080
$\zeta_{\lambda}$	[%]	1,168	1,206	1,125
$a_{max.}$	[g]	0,0221	0,0416	0,0634
$\bar{f}_{\sim}$	[Hz]	-	-	6,076
$\bar{\zeta}_{\sim}$	[%]	-	-	1,265



Für die Interpretation der Auswertungsergebnisse gilt gleiches wie für TW 3, lediglich die Dämpfungsgrade, abhängig von der Auswertungsmethode, differieren etwas mehr ( $\approx 10\%$ ).

### 7.3 Bewertung der Ergebnisse

Die Nachberechnung des Fahrenbachviadukts zeigt, obwohl noch nicht alle dynamischen Schotterbettkennwerte angegeben werden können, dass vermutlich noch andere Mechanismen wie beispielsweise die Einspannwirkung des Gleises das dynamische Verhalten beeinflussen. Es ist zwar davon auszugehen, dass die hier ermittelten Dämpfungskennwerte aufgrund der geringen erzeugbaren Relativverschiebung zwischen Gleis und Schotter, eher unterschätzt sind, ob aber damit die Diskrepanz zwischen berechneter und gemessener dynamischer Brückendurchbiegung in Feldmitte, erklärt werden kann, wird bezweifelt und führt zu den angesprochenen Mechanismen, die ebenfalls das (statische und) dynamische Verhalten der Brücke beeinflussen.

Zu den Versuchen an den Brücken über den Mödlingbach ist festzuhalten, dass die Verwendung von elektrodynamischen Schwingerregern zur Anregung der Brücken eine sehr praktikable und effiziente Methode darstellt. Die erzielbaren Auslenkungsamplituden am Tragwerk sind jedoch begrenzt. Ob so die Aktivierung des Schotteroberbaus, für die, von einer von der Relativverschiebung der beteiligten Komponenten abhängigen Dämpfung ausgegangen wird, immer möglich ist, ist fraglich.<sup>xvi</sup>

---

<sup>xvi</sup>Die bisherigen Ergebnisse zeigen zwar nur eine sehr geringe Amplitudenabhängigkeit, bei einer entsprechenden Vergrößerung ( $\gg$  als z.B.  $u_{III}$  in Tab. 5.16) der Amplituden an der Versuchsanlage wird aber von einer Amplitudenabhängigkeit ausgegangen.



## 8 Erkenntnisse und Ausblick

Mit der Entwicklung und der anschließenden Verwendung der hier vorgestellten Versuchsanlage zur Ermittlung der dynamischen Kennwerte des Schotteroberbaus auf Eisenbahnbrücken konnte erstmalig ein Beitrag zum Verständnis der Auswirkung der dynamischen Eigenschaften des Oberbaus auf Brückenschwingungen geleistet werden. Wie aus der einleitenden Literaturrecherche hervorgeht, gab es bisher keine versuchstechnisch ermittelten Kennwerte, die detailliert nur für den Oberbau auf Brücken ermittelt wurden. Zum Verständnis des Verhaltens des schwingenden Oberbaus wurde in dieser Arbeit versucht, die Bewegungsprozesse, die durch die Schubverformung zwischen Gleis - Schotter - Tragwerk entstehen, sichtbar zu machen. Dies gelang durch die vermutlich erstmalige Anwendung eines optischen Messsystems bei dem granularen Material Schotter, wie dies in Kapitel 3 gezeigt wurde. Eine wesentliche Erkenntnis dabei war, dass die Schubverformung sich in einer Gleitebene auf Höhe der Schwellensohle zeigt und der angrenzende Schotter unbeeinflusst bleibt. Damit bestätigte sich zu diesem Zeitpunkt auch die Anwendbarkeit des unterstellten mechanischen Modells<sup>1</sup> zur Beschreibung des dynamischen Verhaltens des Oberbaus. An dem eigens dafür gebauten kleinmaßstäblichen Modell im Maßstab 1:5 der geplanten Großversuchsanlage, konnten zusätzlich wichtige Erkenntnisse für den Bau der Großversuchsanlage gewonnen werden.

Mit dem Umbau des Modells im Maßstab 1:5 wurde es möglich, auch den Bereich des Fahrbahnübergangs mit dem optischen Messsystem hinsichtlich der dort herrschenden Bewegungsabläufe im Oberbau zu untersuchen. Es zeigte sich, dass das Schotterbett in diesem Bereich über dessen Gesamthöhe, keilförmig von oben nach unten abnehmend, Verformungen unterworfen ist. Diese tragen höchstwahrscheinlich ebenfalls zur Dämpfungswirkung der Brücke bei. Darauf konnte in dieser Arbeit aber nicht weiter eingegangen werden.

Mit den an der Großversuchsanlage durchgeführten Versuchen an Neu- und Altschotter konnten nachfolgend zusammengefasste Erkenntnisse gewonnen werden, wobei festgehalten werden muss, dass aufgrund des immensen Zeitaufwandes bei der Versuchsdurchführung die einzelnen Frequenzeinstellungen nur einmal untersucht werden konnten. Eine mögliche Streuung der Ergebnisse ist deshalb nicht beurteilbar. Zur Überprüfung der Auswertungsergebnisse wurden deshalb auch verschiedene Auswertungsmethoden angewandt, um Fehler so weit wie möglich auszuschließen. Die Dämpfungseigenschaften des Schotteroberbaues sind einer Frequenzabhängigkeit unterworfen. Mit zunehmender Grundeigenfrequenz steigt auch das Dämpfungsvermögen. Dabei verhalten sich Neu- und Altschotter sehr ähnlich. Wie erwartet wurde, sinkt das Dämpfungsvermögen bei Altschotter, allerdings in sehr geringem Maß. Die Auswirkung auf die

---

<sup>1</sup>vgl. Abschnitt 4.2.

äquivalenten dynamischen Kennwerte des Schotteroberbaues kann derzeit noch nicht in vollem Umfang in Zahlen festgehalten werden. Wie sich während der Versuche und teilweise erst nach der Auswertung der Versuchsergebnisse zeigte, müssen zukünftig noch Verbesserungen an der Versuchsanlage durchgeführt werden. Derzeit sind die auf den Oberbau aufbringbaren Relativverschiebungen aufgrund von Verlustwegen, die konstruktionsbedingt auftreten, sehr klein. Bei diesen sehr kleinen Bewegungen scheint nur eine geringe Amplitudenabhängigkeit der Dämpfung gegeben zu sein. Dies könnte sich allerdings bei größeren aufbringbaren Relativverschiebungen anders gestalten. Auch die Steifigkeit des Oberbaus könnte dadurch beeinflusst sein. Wie in Versuchen mit ge- und entkoppeltem Oberbau festgestellt wurde, ist der Beitrag des Oberbaus zur Steifigkeit zurzeit sehr gering.

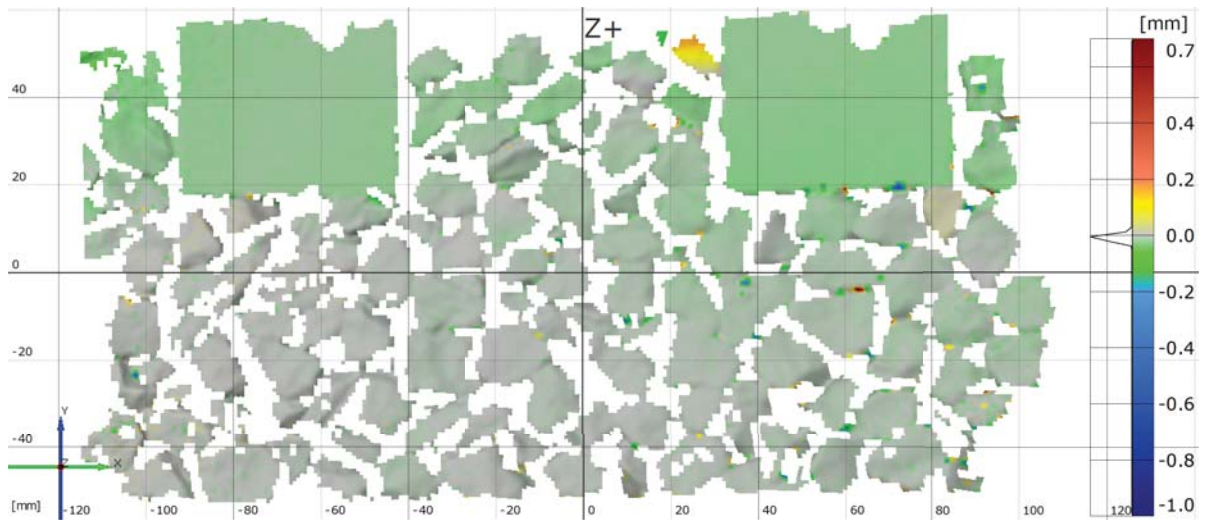
Bei der Ermittlung der Kennwerte des unterstellten mechanischen Modells aus den Versuchsergebnissen musste festgestellt werden, dass sich die Steifigkeit des Oberbaus nicht bestimmen lässt. Der Grund dafür liegt möglicherweise darin, dass das unterstellte mechanische Modell mit einem Freiheitsgrad nicht ausreicht, die Versuchsanlage (Mehrfreiheitsgradsystem) zu beschreiben. Erste Indizien dafür konnten in dieser Arbeit vorgestellt werden. Um dies zu belegen, sind zukünftig zusätzliche Versuche notwendig. Bei der Nachberechnung von Versuchsergebnissen einer Bestandsbrücke mit dem vorgestellten mechanischen Modell und den vorerst abgeleiteten Dämpfungskennwerten wurde noch eine große Abweichung zwischen Messung und Rechnung festgestellt. Um das dynamische Verhalten einer Eisenbahnbrücke rechnerisch genauer erfassen zu können, müssen offenbar andere Randbedingungen Berücksichtigung finden. Diese sind zum Beispiel die Einspannwirkung der über die Brücke hinauslaufenden Gleise, die gleichzeitig auch Dämpfung leisten. Auch die Dämpfungseffekte, die im Fahrbahnübergangsbereich durch die dort auftretenden Bewegungen entstehen spielen eine Rolle, wie dies in dieser Arbeit gezeigt wurde.

Das Fazit zur vorliegenden Arbeit ist, dass wesentliche Erkenntnisse zu den dynamischen Eigenschaften des Schotteroberbaues gewonnen werden konnten, wie obenstehend dargelegt wurde. Dabei ist zwischen den allgemeinen Erkenntnissen zur Dämpfungswirkung, wobei jene aus den optischen Verschiebungsmessungen zu betonen sind - da erstmalig durchgeführt - und der Kennwertermittlung für das mechanische Modell zu unterscheiden. Während erstere für sich stehen und diesbezüglich hier interpretiert wurden, lässt letztere noch Fragen offen, die in der vorliegenden Arbeit nicht mehr beantwortet werden können und zukünftig zu beantworten sind. Wie in diversen Abschnitten dieser Arbeit erwähnt wurde, sollen mit der entworfenen Versuchsanlage in nachfolgenden Arbeiten auch noch andere Fragestellungen untersucht werden. Dazu zählt beispielsweise die Auswirkung der Vereisung des Schotterbetts auf die Eigenschaften des Oberbaus, als auch die Auswirkung der Vorspannung zur Simulation der Auflast durch einen Zug. Sind auch diese Arbeiten abgeschlossen, liegt eine umfassende Untersuchung und Beschreibung des Schotteroberbaus auf Eisenbahnbrücken vor, welche dem Berechnungsingenieur eine hoffentlich einfache und dann genauere Beurteilung der Brücke bei dynamischer Bemessung als bisher ermöglicht.

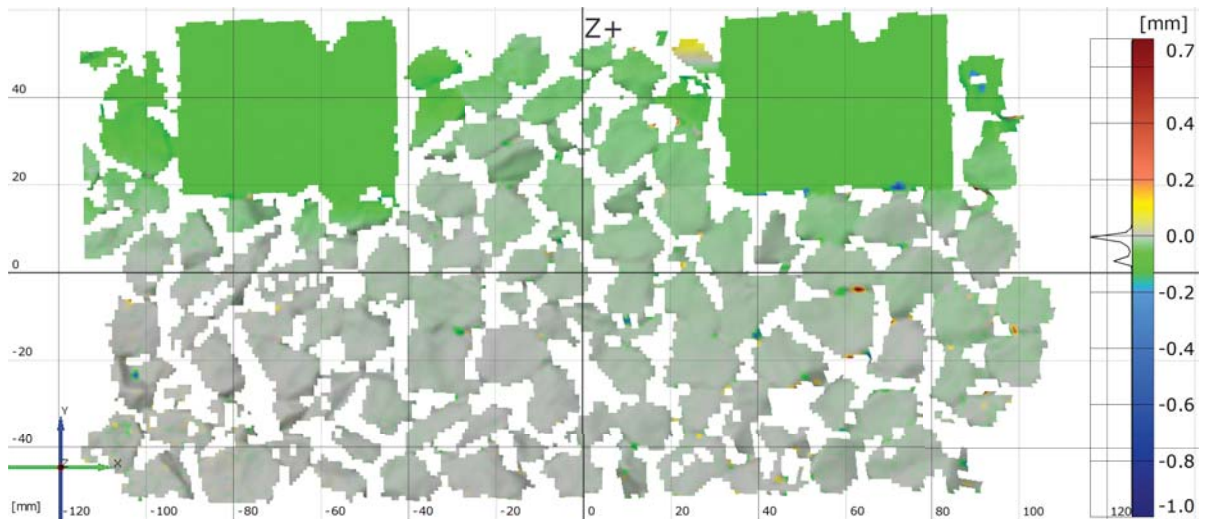
# A Versuche an Modellen des Regelbereichs und des Fahrbahnübergangs

## A.1 optische Verschiebungsmessungen im Regelbereich

Versuche mit einer Amplitude  $w_{HZ}$  von 10 mm



(a) maximale Verschiebung  $u_{max.}$  ( $u \equiv x$ ) der Aufwärtsbewegung  $w$

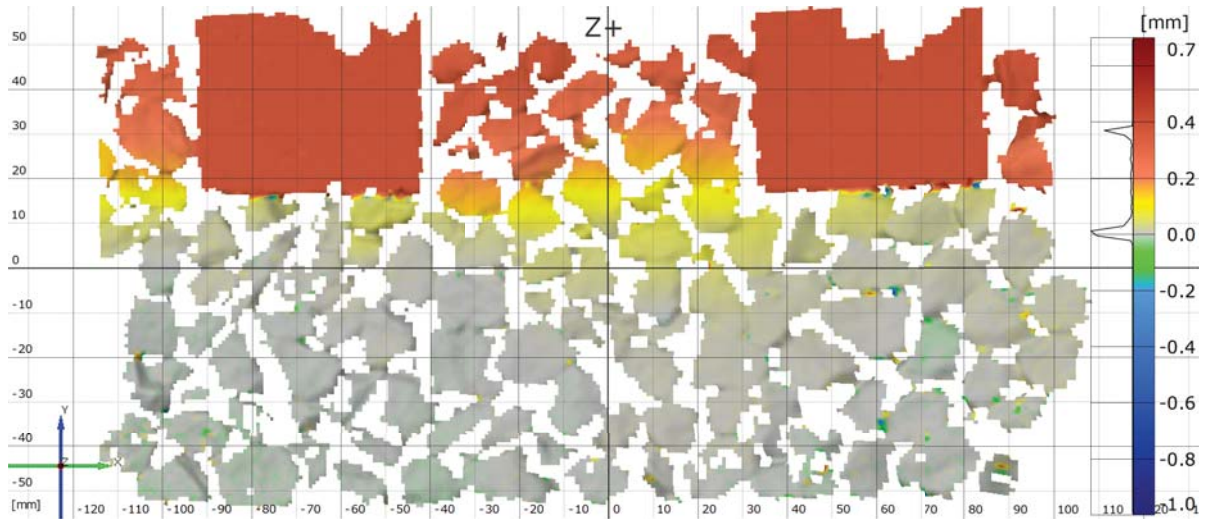


(b) maximale Verschiebung  $u_{max.}$  ( $u \equiv x$ ) der Abwärtsbewegung  $w$

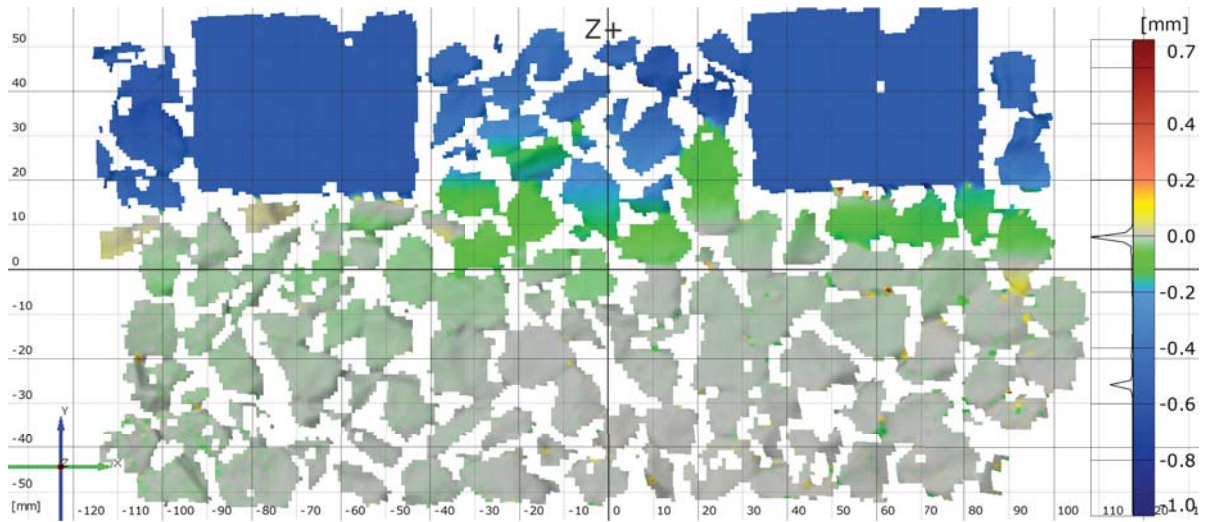
Abbildung A.1: Versuch mit 100 kg Auflast und einer Auslenkung  $w_{HZ,max.}$  von 10 mm



Versuche mit einer Amplitude  $w_{HZ}$  von 20 mm

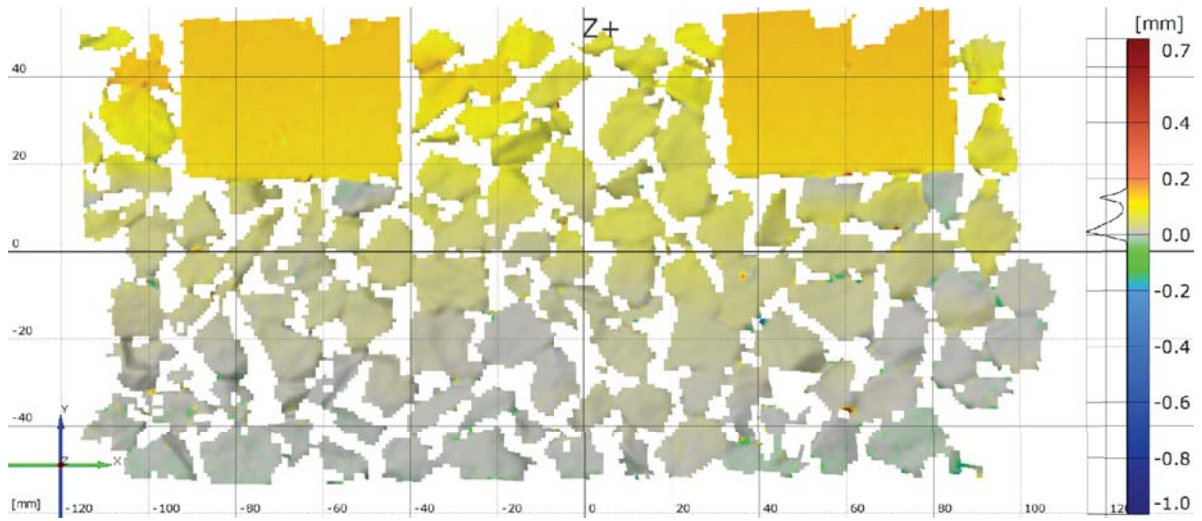


(a) maximale Verschiebung  $u_{max.}$  ( $u \equiv x$ ) der Aufwärtsbewegung  $w$

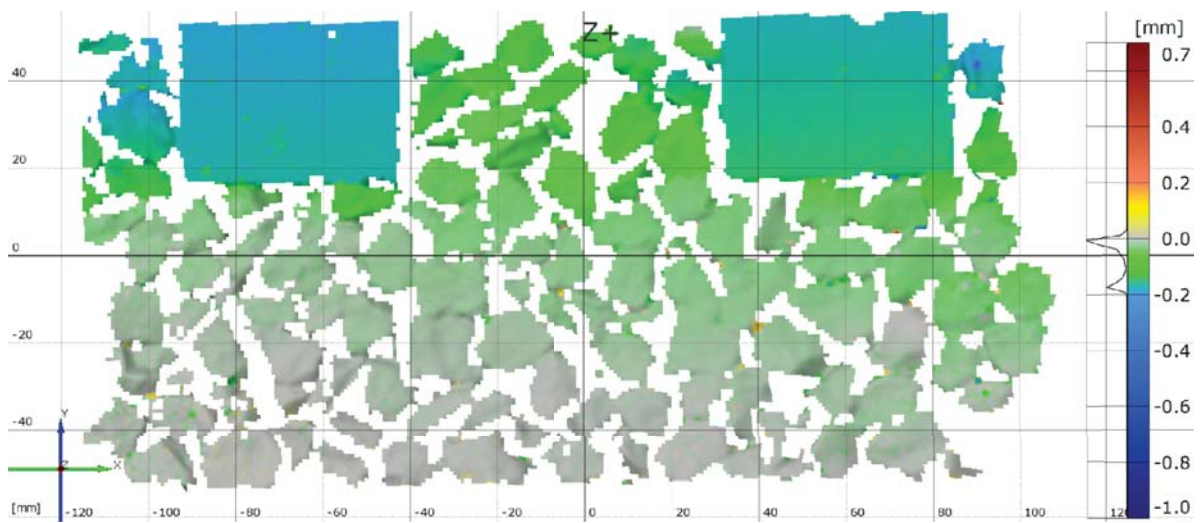


(b) maximale Verschiebung  $u_{max.}$  ( $u \equiv x$ ) der Abwärtsbewegung  $w$

Abbildung A.2: Versuch ohne Auflast und einer Auslenkung  $w_{HZ,max.}$  von 20 mm



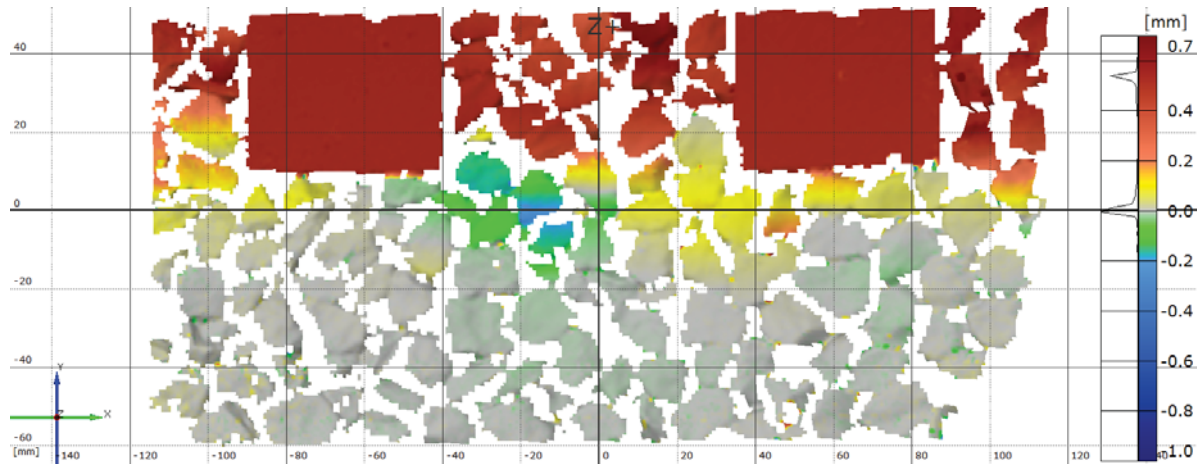
(a) maximale Verschiebung  $u_{max}$ . ( $u \equiv x$ ) der Aufwärtsbewegung  $w$



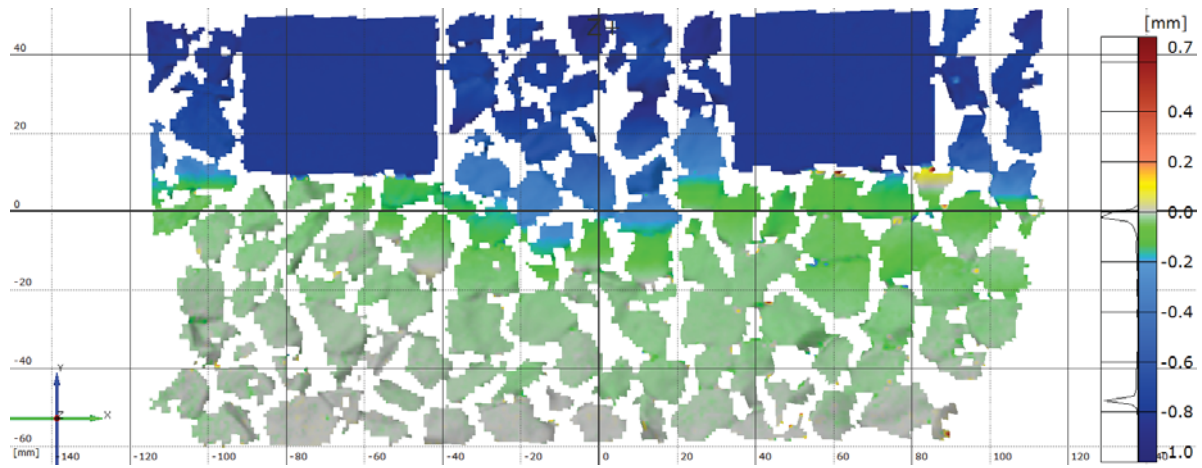
(b) maximale Verschiebung  $u_{max}$ . ( $u \equiv x$ ) der Abwärtsbewegung  $w$

**Abbildung A.3:** Versuch mit 100 kg Auflast und einer Auslenkung  $w_{HZ,max}$  von 20 mm

Versuche mit einer Amplitude  $w_{HZ}$  von 25 mm



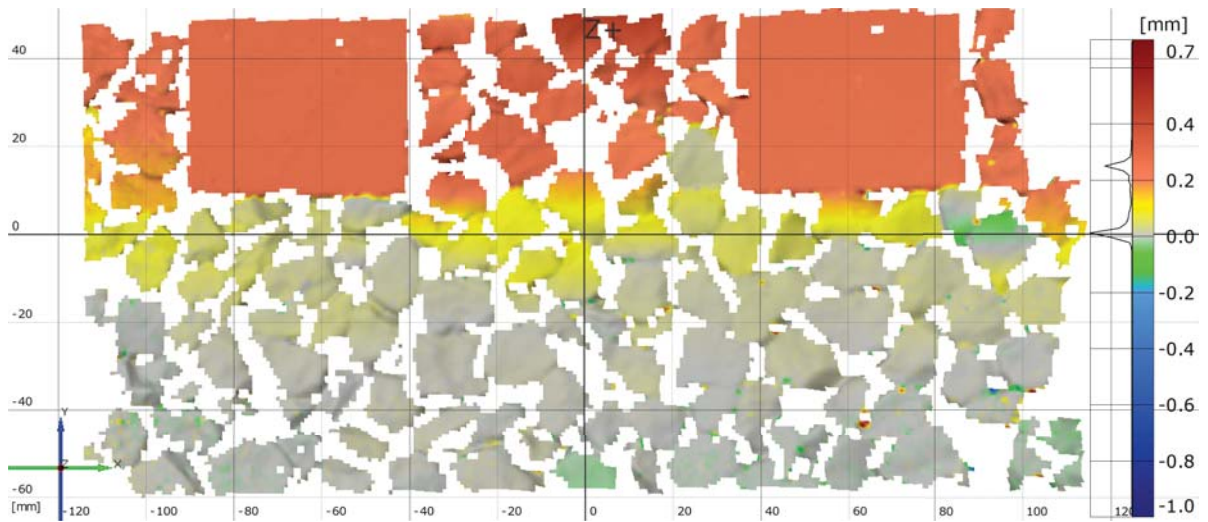
(a) maximale Verschiebung  $u_{max.}$  ( $u \equiv x$ ) der Aufwärtsbewegung  $w$



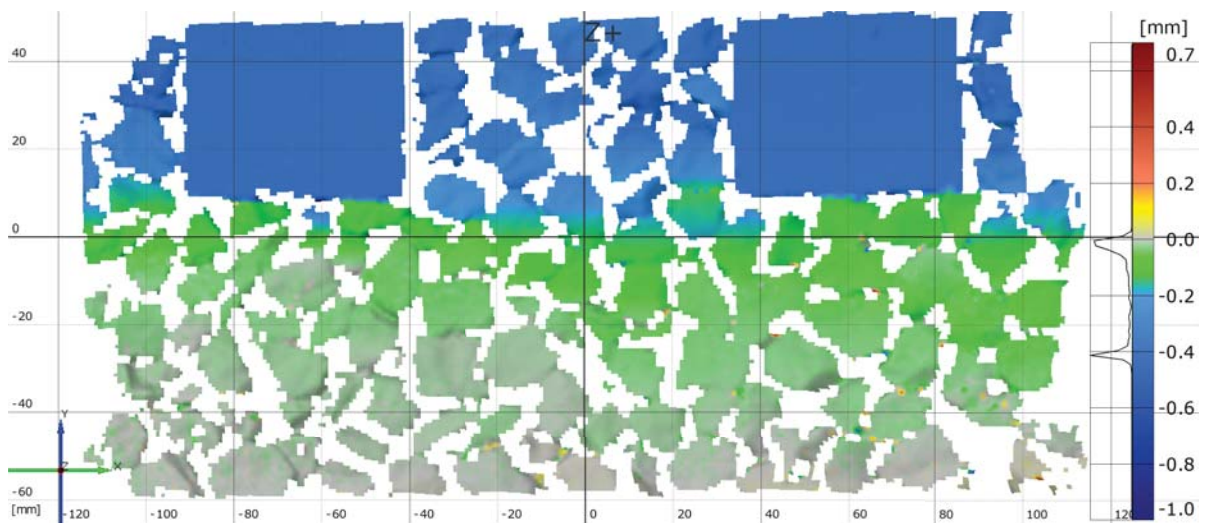
(b) maximale Verschiebung  $u_{max.}$  ( $u \equiv x$ ) der Abwärtsbewegung  $w$

Abbildung A.4: Versuch ohne Auflast und einer Auslenkung  $w_{HZ,max.}$  von 25 mm



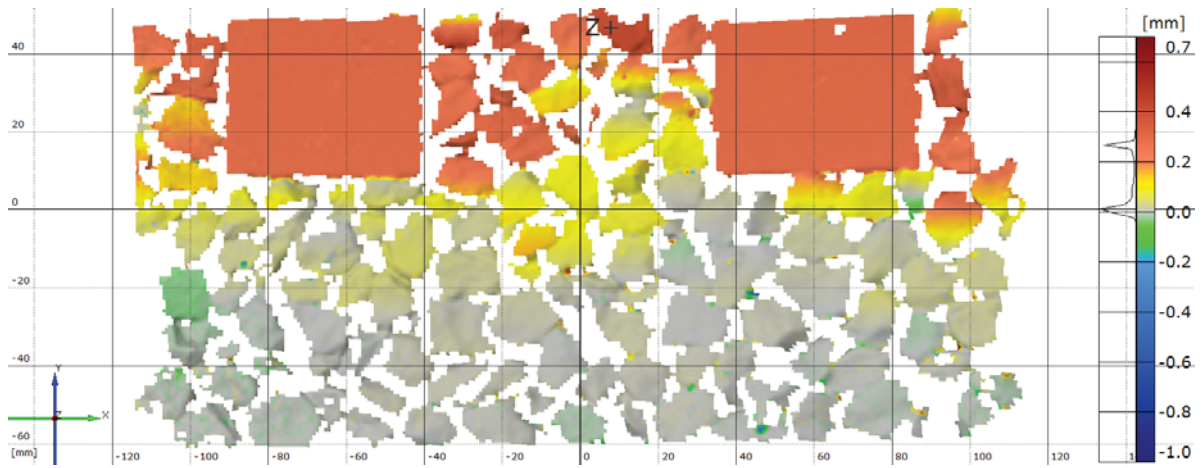


(a) maximale Verschiebung  $u_{max}$ . ( $u \equiv x$ ) der Aufwärtsbewegung  $w$

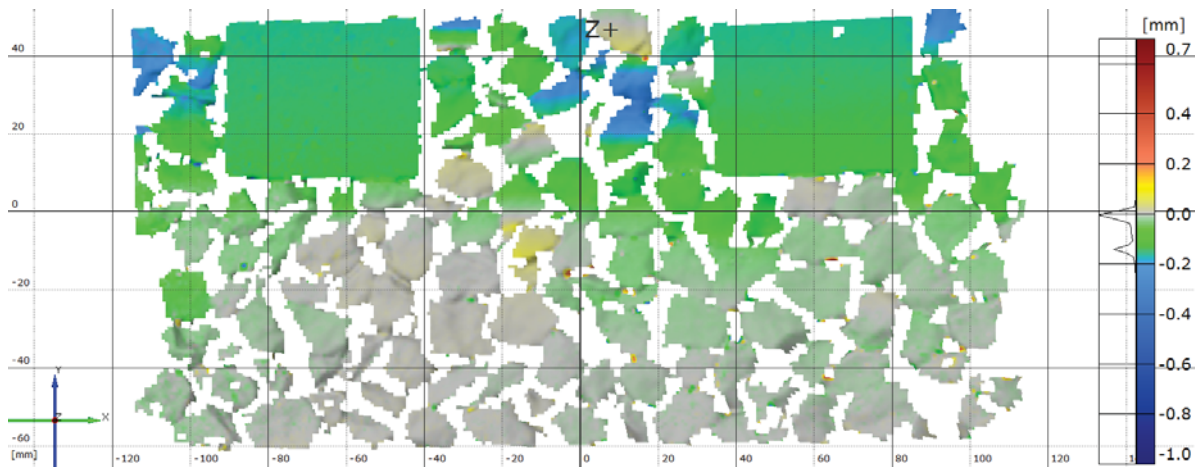


(b) maximale Verschiebung  $u_{max}$ . ( $u \equiv x$ ) der Abwärtsbewegung  $w$

**Abbildung A.5:** Versuch mit 50 kg Auflast und einer Auslenkung  $w_{HZ,max}$  von 25 mm



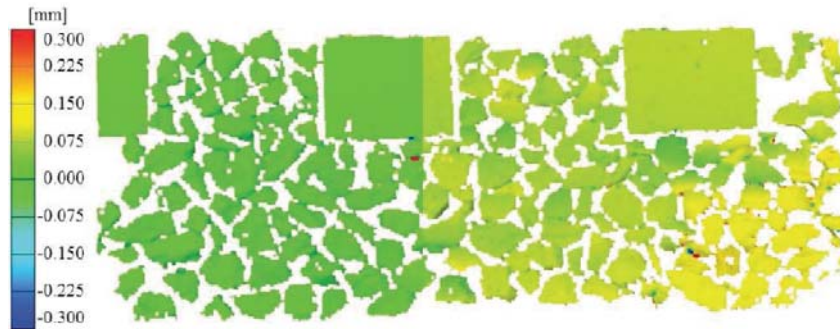
(a) maximale Verschiebung  $u_{max.}$  ( $u \equiv x$ ) der Aufwärtsbewegung  $w$



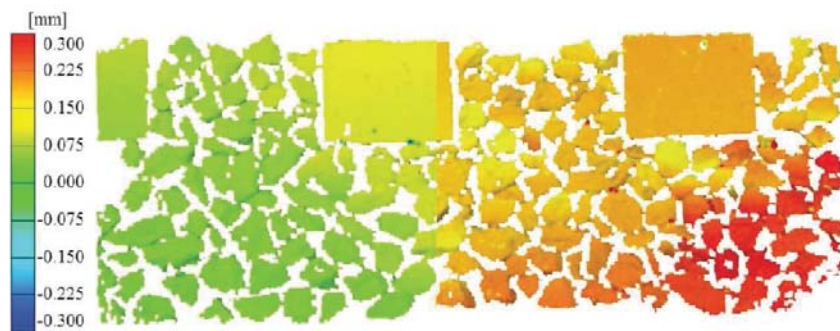
(b) maximale Verschiebung  $u_{max.}$  ( $u \equiv x$ ) der Abwärtsbewegung  $w$

**Abbildung A.6:** Versuch mit 100 kg Auflast und einer Auslenkung  $w_{HZ,max.}$  von 25 mm

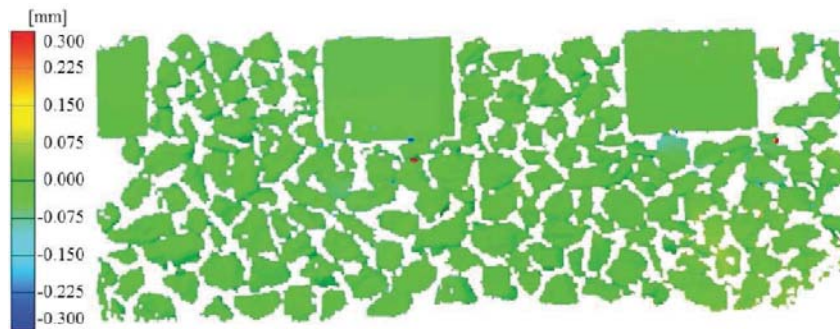
## A.2 optische Verschiebungsmessungen am Fahrbahnübergang



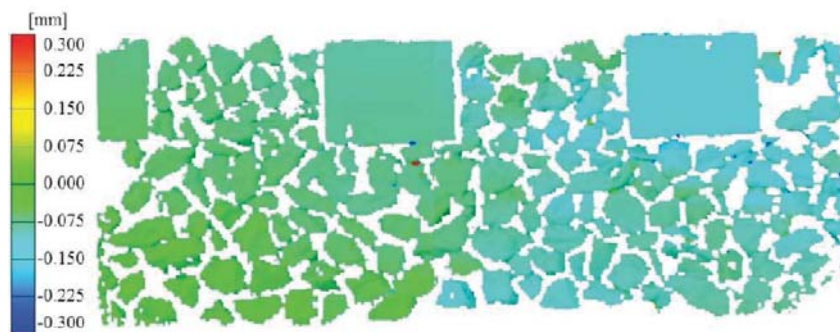
(a) Zeitpunkt 1, Abwärtsbewegung  $w_{HZ}$



(b) Zeitpunkt 2, Maximum der Abwärtsbewegung  $w_{HZ}$



(c) Zeitpunkt 3, Aufwärtsbewegung  $w_{HZ}$



(d) Zeitpunkt 4, Maximum der Aufwärtsbewegung  $w_{HZ}$

Abbildung A.7: horizontale Verschiebungsmessung mit Auflast im Fahrbahnübergangsbereich





## B Messergebnisse

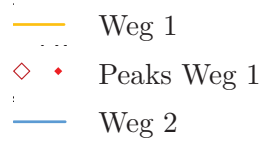
In diesem Kapitel des Anhanges sind die vom Autor dieser Arbeit durchgeführten Messergebnisse von Versuchen angegeben. Außerdem sind hier die verwendete Messtechnik und sonstige Geräte aufgelistet.

### B.1 Versuchsgeräte und Messtechnik

Unwuchterreger groß	ConviTec Richterreger Typ CRE41 Motor: Siemens IEC 400V/15kW
Unwuchterreger klein	Hochhauser Typ 400/15-75
Frequenzumrichter	Siemens Micromaster 440/15kW
Frequenzgenerator	BK-Precision 4040B
Resonanzschwingsteuerung	Eigenbau Inst. f. Tragkonstruktionen - Stahlbau, TU Wien
Messverstärker	Hottinger Baldwin Messtechnik (HBM) Spider 8
Messsoftware	HBM Catman Professional 5.0, Abtastrate: 300 Hz
Sensoren:	
$F_i$	HBM RTN 100
$A_i$	Mannesmann-Kienzle BG 2166.10.31
$W_i$	Baumer OADM 2016/60/S14F
$U_{4,(5)}, U_{KL1,2}$	Solatron BS 50 Verstärker Solatron OD4
$U_{3,5}$	HBM WI5
$U_{KL3,5}$	Schreiber SM 222.20.2.SX79

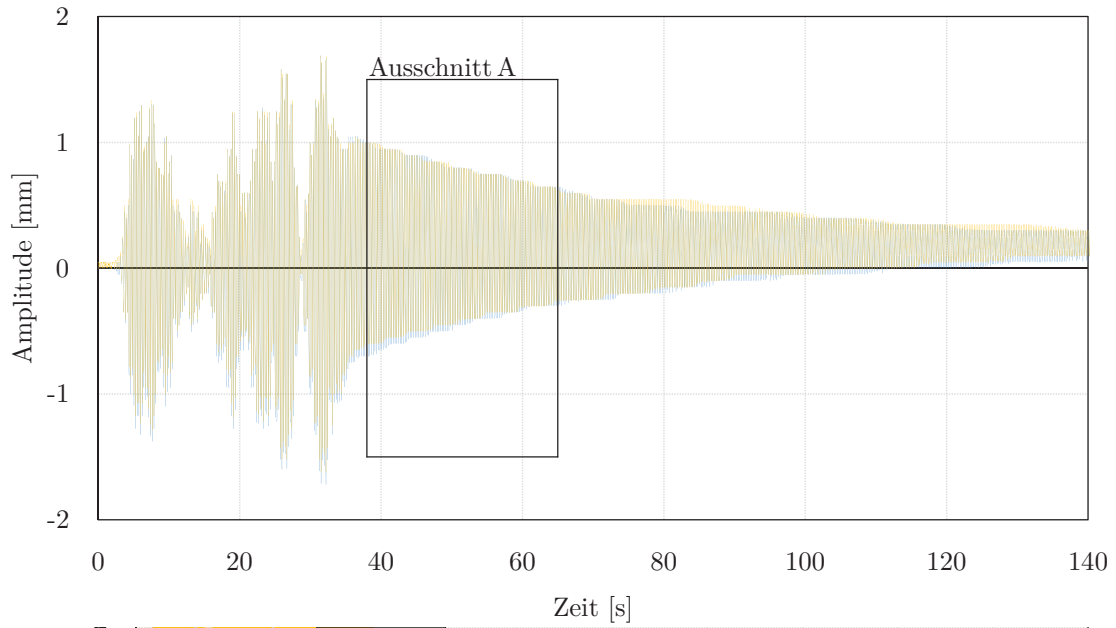
### B.2 Ausschwingversuche an der unbefüllten Versuchsanlage

Die nachfolgenden Abbildungen geben nur Ausschwingversuche an der befüllten horizontal angekoppelten Versuchsanlage wieder, die in Kapitel 5 aus speziellem Anlass genannt werden. Die Ergebnisse selbst sind Abschnitt 5.2.2 zu entnehmen. Es handelt sich dabei um vier Ausschwingvorgänge für die gelöste Horizontalverankerung (Versuche Nr.: 2 bis 5) und fünf Ausschwingvorgänge für die fixierte Horizontalverankerung (Versuche Nr.: 1a bis 5a). Beide Versuchsreihen beziehen sich dabei auf die unbefüllte Versuchsanlage. Die Auswertung wurde



**Abbildung B.1:** Legende Ausschwingversuche - unbefüllt

jeweils nur für Weg 1 durchgeführt. Abbildung B.1 zeigt die Legende für die oben genannten Abbildungen.



**Abbildung B.2:** Schwingungsantwort Ausschwingversuch - unbefüllt, Nr.: 2 - manuelle Anregung

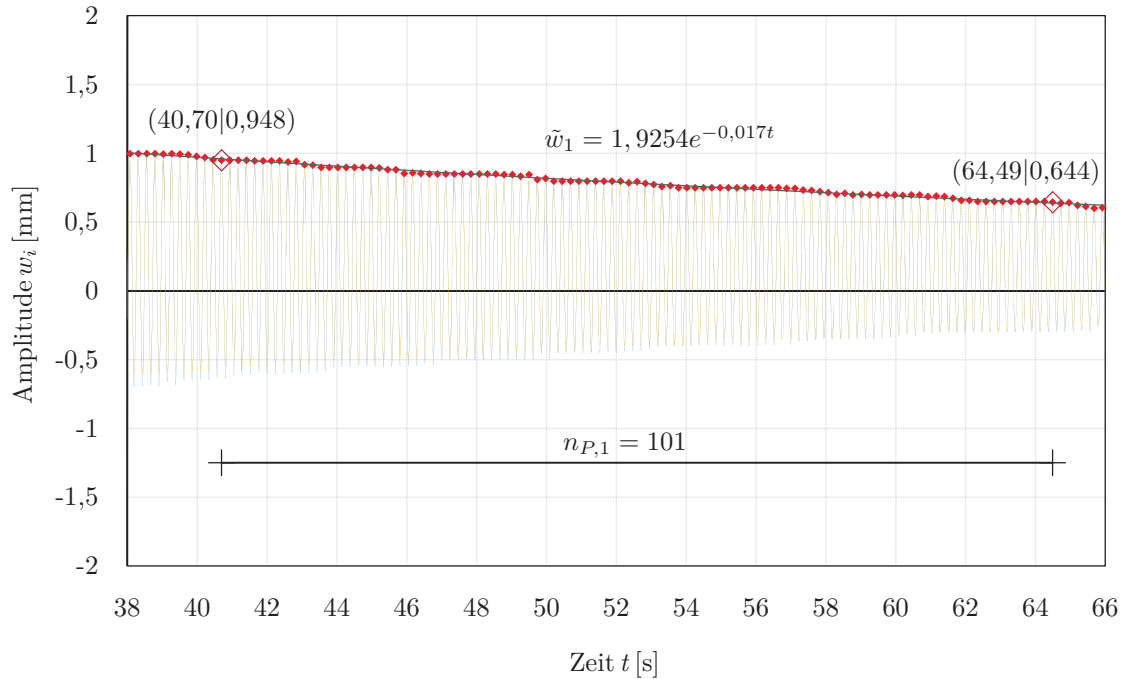


Abbildung B.3: Auswertung Ausschwingversuch - unbefüllt, Nr.: 2 - Ausschnitt A, Abb.: B.2

### B.3 Ausschwingversuche an der befüllten horizontal entkoppelten Versuchsanlage

Die nachfolgenden Abbildungen geben nur Ausschwingversuche an der befüllten horizontal angekoppelten Versuchsanlage wieder, die in Kapitel 5 aus speziellem Anlass genannt werden. Die Ergebnisse selbst sind Abschnitt 5.3.1 zu entnehmen. Es handelt sich dabei um sechs Ausschwingvorgänge der befüllten Versuchsanlage mit montierter Ankerstange, die allerdings noch nicht befestigt war. Es wurden mehr als sechs Ausschwingversuche durchgeführt. Es zeigte sich allerdings nicht bei allen ein ideales Ausschwingverhalten aufgrund der schwieriger durchzuführenden manuellen Anregung im Vergleich zur unbefüllten Versuchsanlage. Es werden nur jene angegeben, die auswertbar waren. Ihre Nummerierung sagt nichts über deren Reihenfolge aus. Die Auswertung wurde jeweils nur für Weg 1 durchgeführt. Abbildung B.4 zeigt die Legende für die oben genannten Abbildungen.

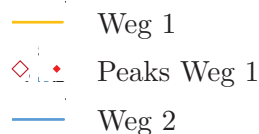
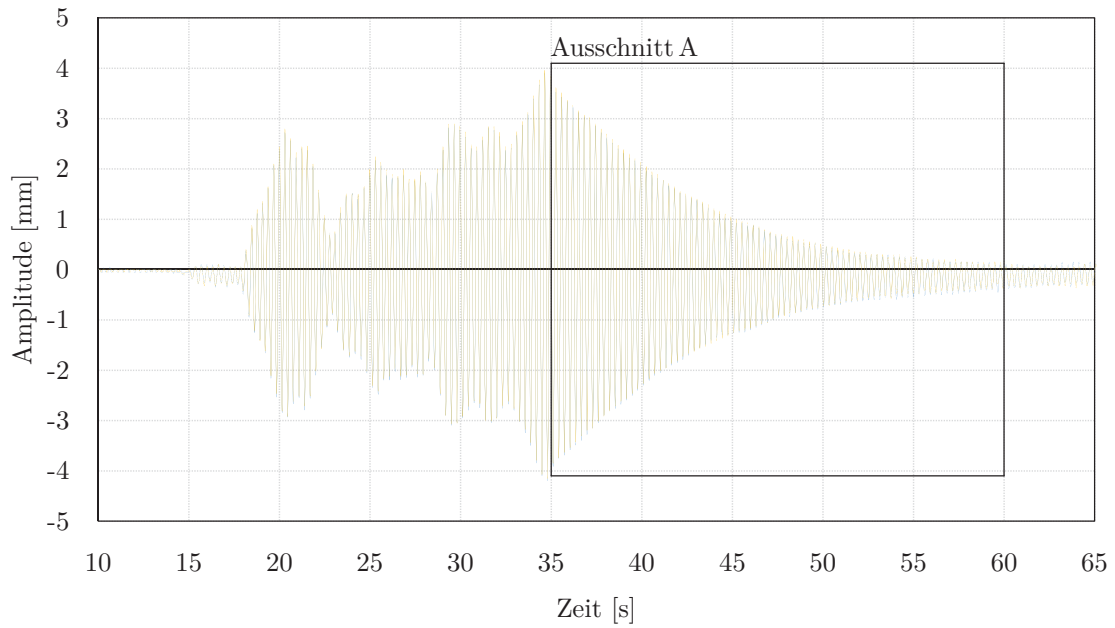
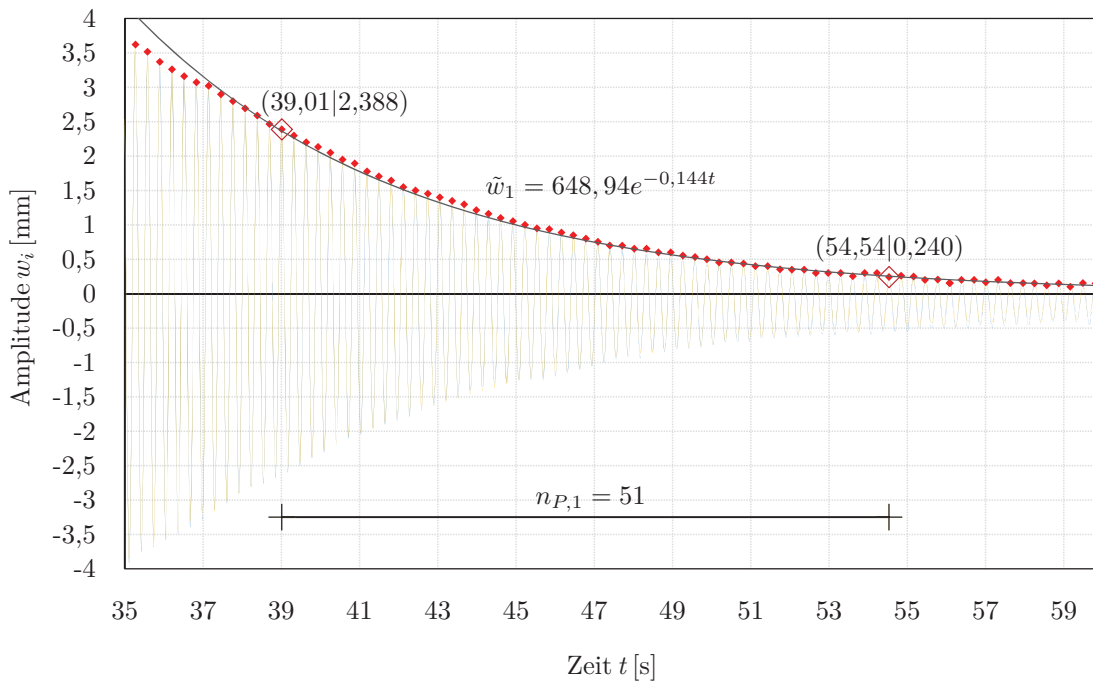


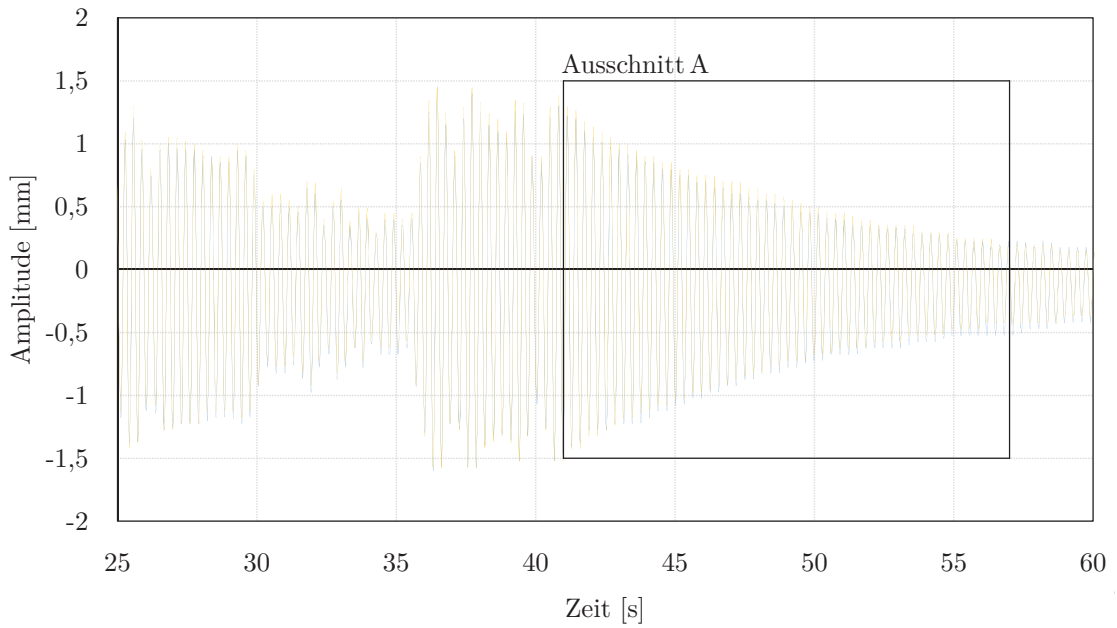
Abbildung B.4: Legende Ausschwingversuche - befüllt, entkoppelt



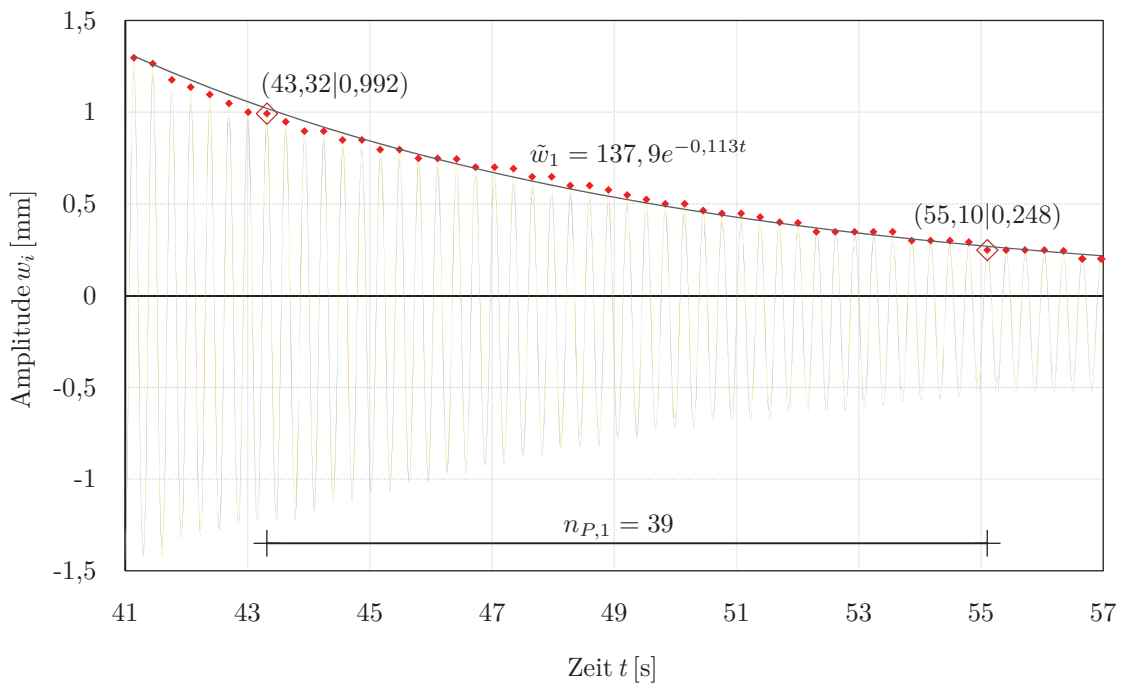
**Abbildung B.5:** Schwingungsantwort Ausschwingversuch - befüllt, entkoppelt, Nr.: 1 - manuelle Anregung



**Abbildung B.6:** Auswertung Ausschwingv.- befüllt, entkoppelt, Nr.: 1 - Ausschnitt A, Abb.: B.5

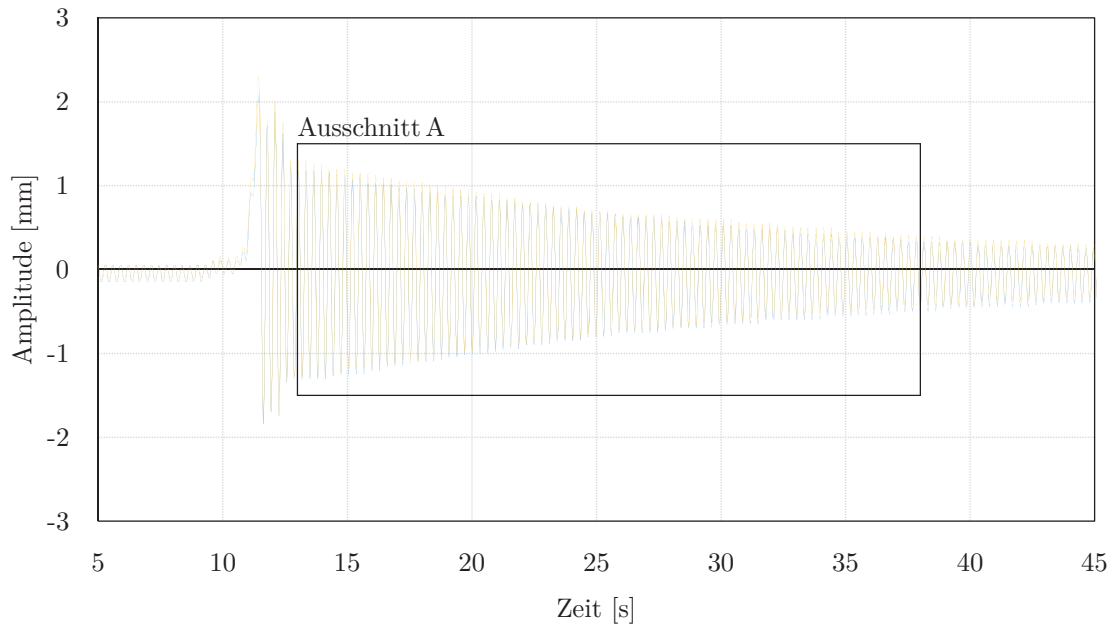


**Abbildung B.7:** Schwingungsantwort Ausschwingversuch - befüllt, entkoppelt, Nr.: 2 - manuelle Anregung

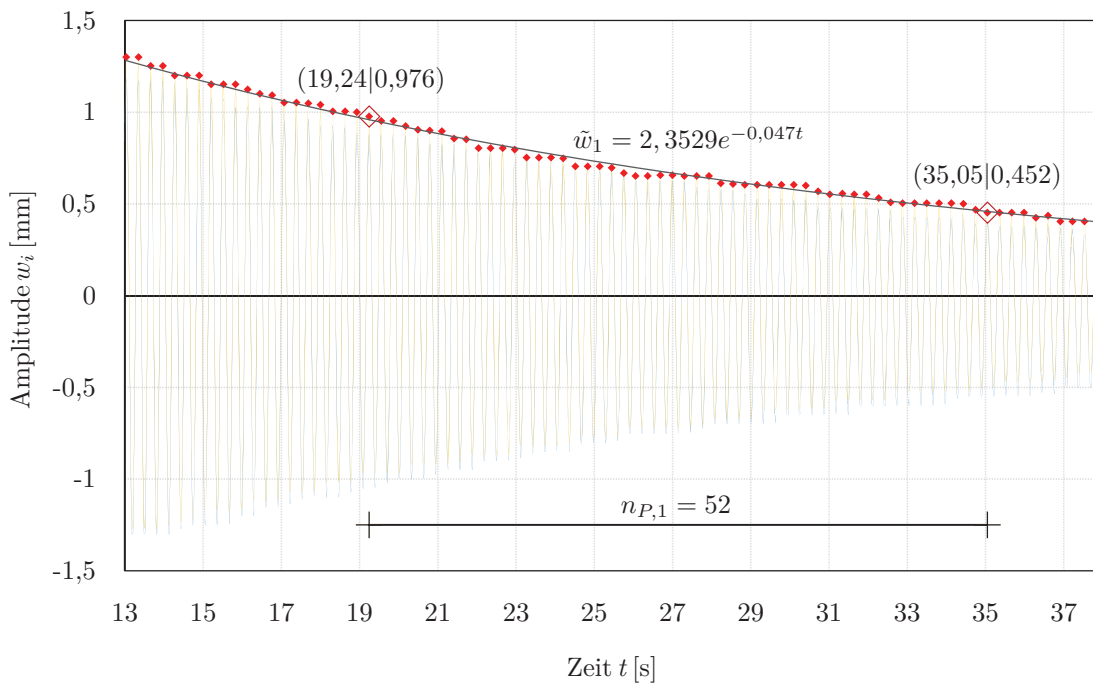


**Abbildung B.8:** Auswertung Ausschwingv.- befüllt, entkoppelt, Nr.: 2 - Ausschnitt A, Abb.: B.7

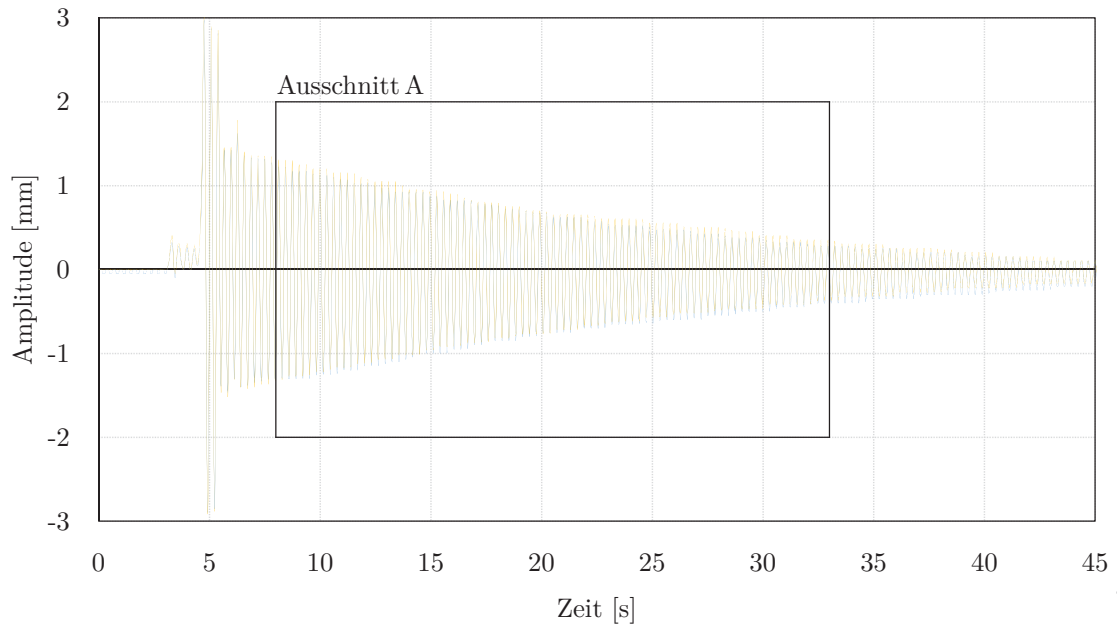




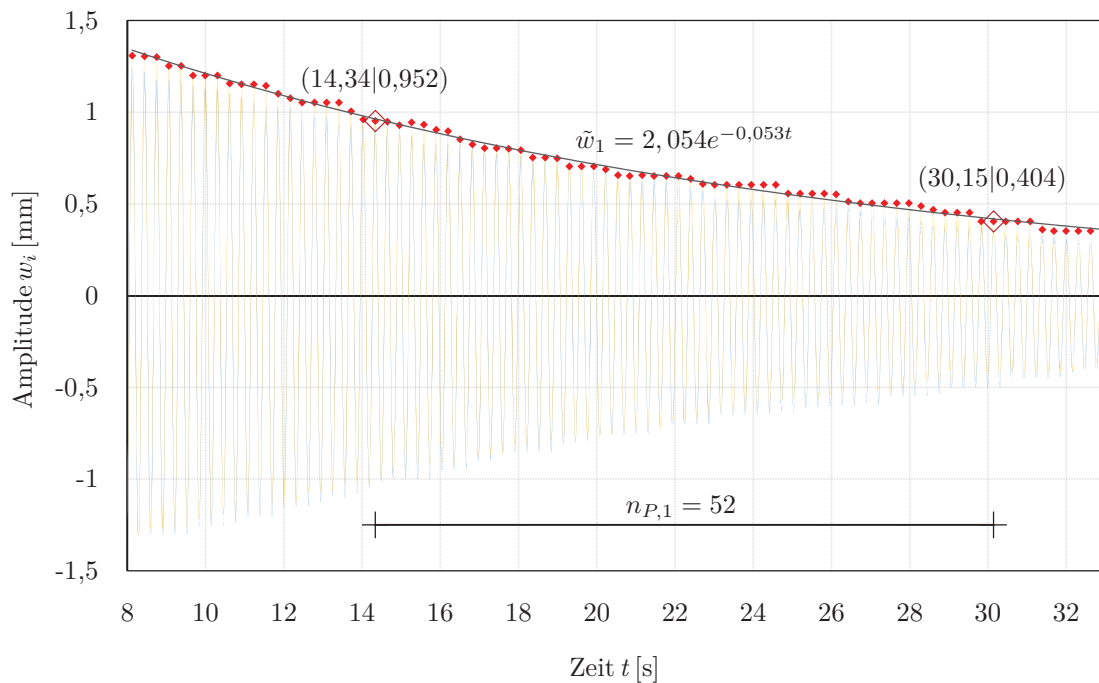
**Abbildung B.9:** Schwingungsantwort Ausschwingversuch - befüllt, entkoppelt, Nr.: 5 - manuelle Anregung



**Abbildung B.10:** Auswertung Ausschwingv.- befüllt, entkoppelt, Nr.: 5 - Ausschnitt A, Abb.: B.9



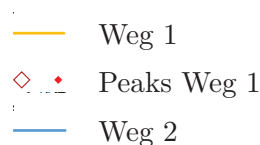
**Abbildung B.11:** Schwingungsantwort Ausschwingversuch - befüllt, entkoppelt, Nr.: 6 - manuelle Anregung



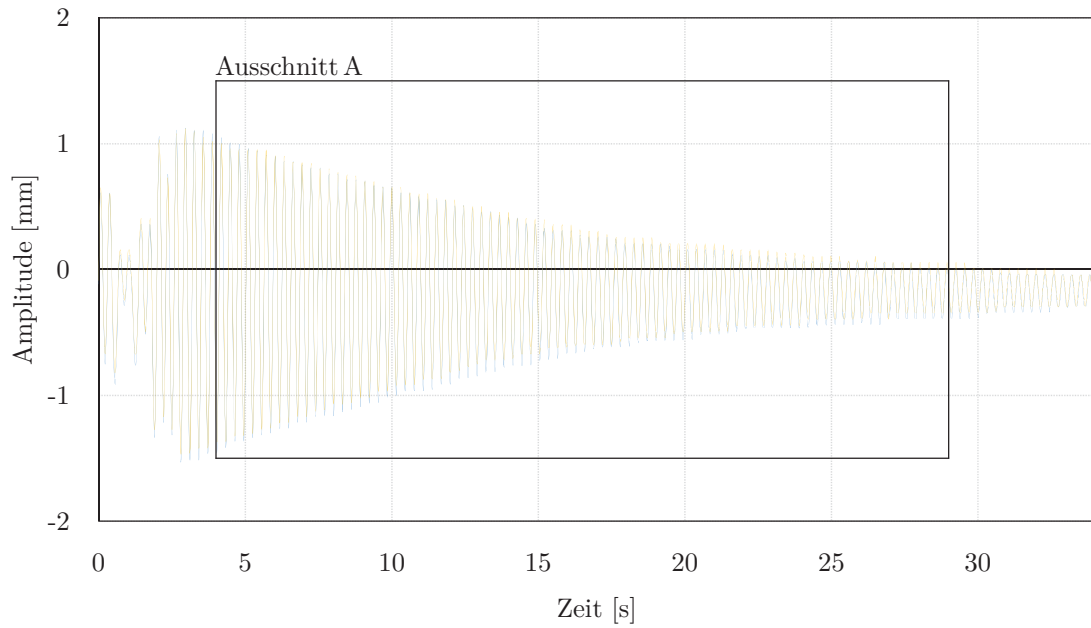
**Abbildung B.12:** Auswertung Ausschwingv.- befüllt, entkoppelt, Nr.: 6 - Ausschnitt A, Abb.: B.11

## B.4 Ausschwingversuche an der befüllten horizontal angekoppelten Versuchsanlage

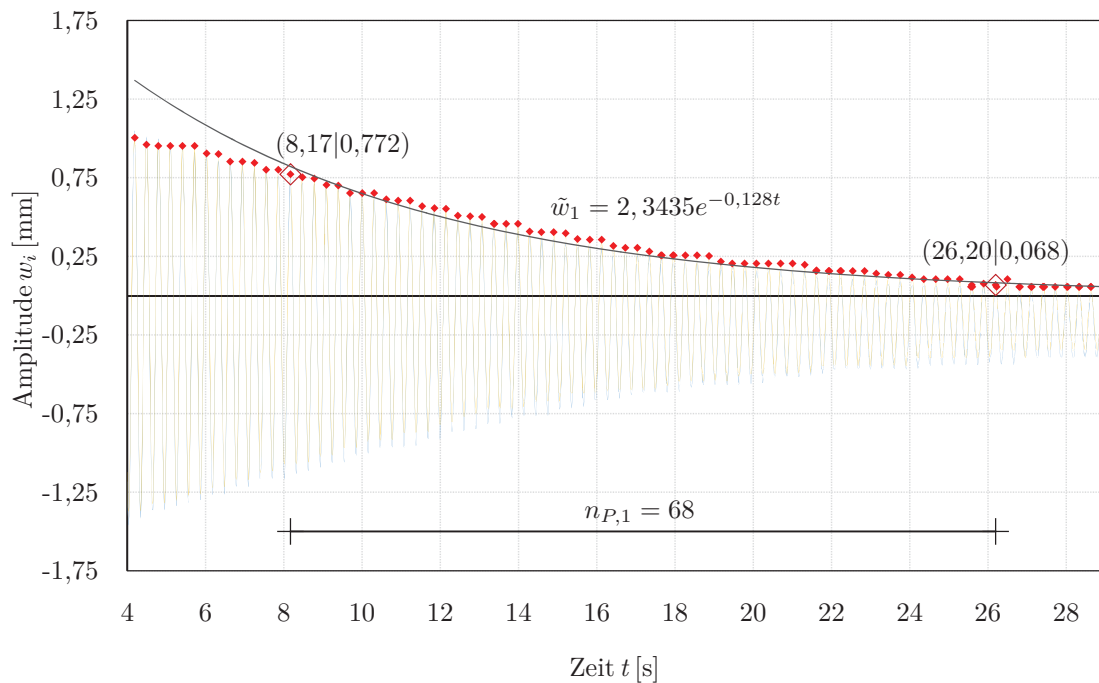
Die nachfolgenden Abbildungen geben nur Ausschwingversuche an der befüllten horizontal angekoppelten Versuchsanlage wieder, die in Kapitel 5 aus speziellem Anlass genannt werden. Die Ergebnisse selbst sind Abschnitt 5.3.1 zu entnehmen. Es handelt sich dabei um sieben Ausschwingvorgänge der befüllten Versuchsanlage mit an der Lagerwand verankertem Gleis. Es wurden mehr als sieben Ausschwingversuche durchgeführt, es zeigte sich allerdings nicht bei allen ein ideales Ausschwingverhalten aufgrund der schwieriger durchzuführenden manuellen Anregung im Vergleich zur unbefüllten Versuchsanlage. Es werden nur jene angegeben, die auswertbar waren. Ihre Nummerierung sagt nichts über deren Reihenfolge aus. Außerdem mussten Ergebnisse verworfen werden, da die Verschraubung der Ankerstange nach den ersten Versuchen nachzuspannen war. Hier werden nur Ergebnisse angegeben, die nach dem Nachspannen aufgezeichnet wurden. Die Auswertung wurde jeweils nur für Weg 1 durchgeführt. Abbildung B.13 zeigt die Legende für die oben genannten Abbildungen.



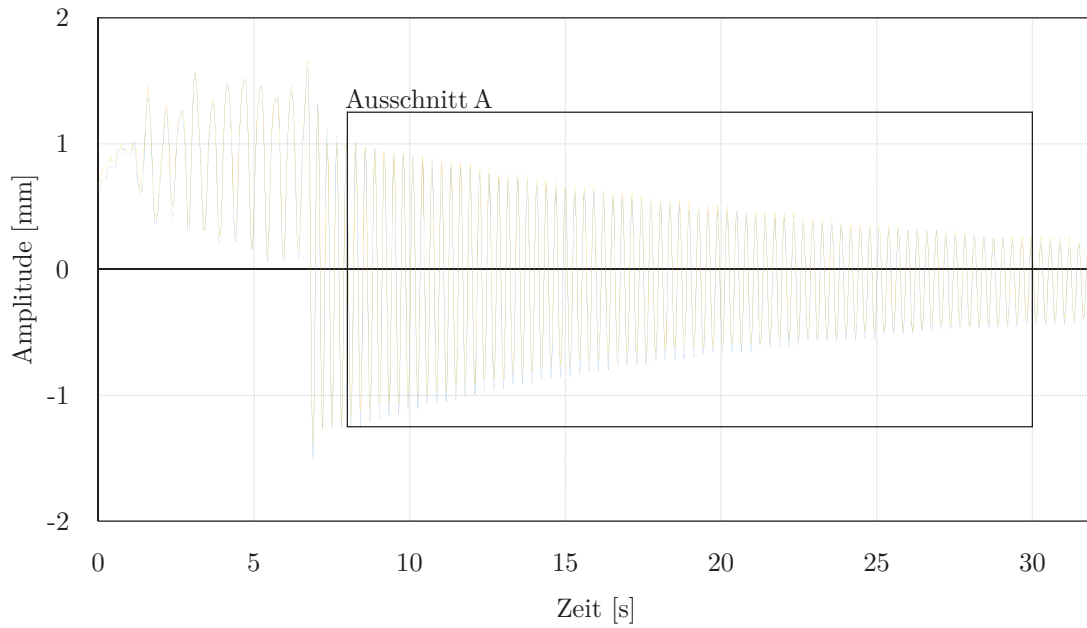
**Abbildung B.13:** Legende Ausschwingversuche - befüllt, angekoppelt



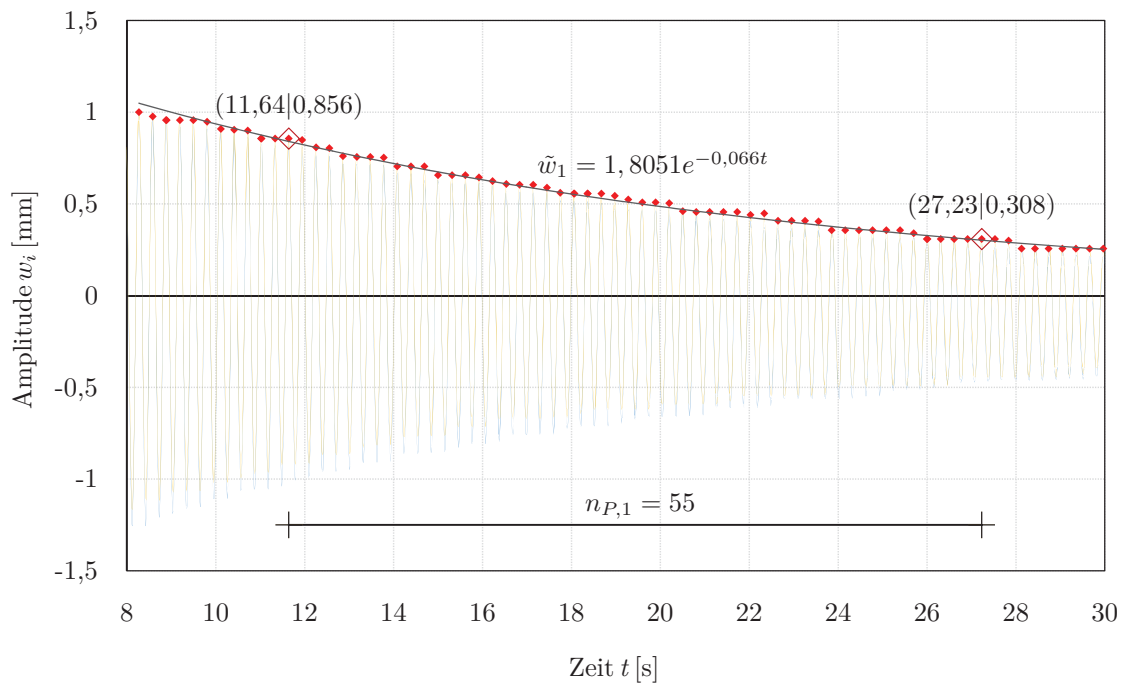
**Abbildung B.14:** Schwingungsantwort Ausschwingversuch - befüllt, angekoppelt, Nr.: 1 - manuelle Anregung



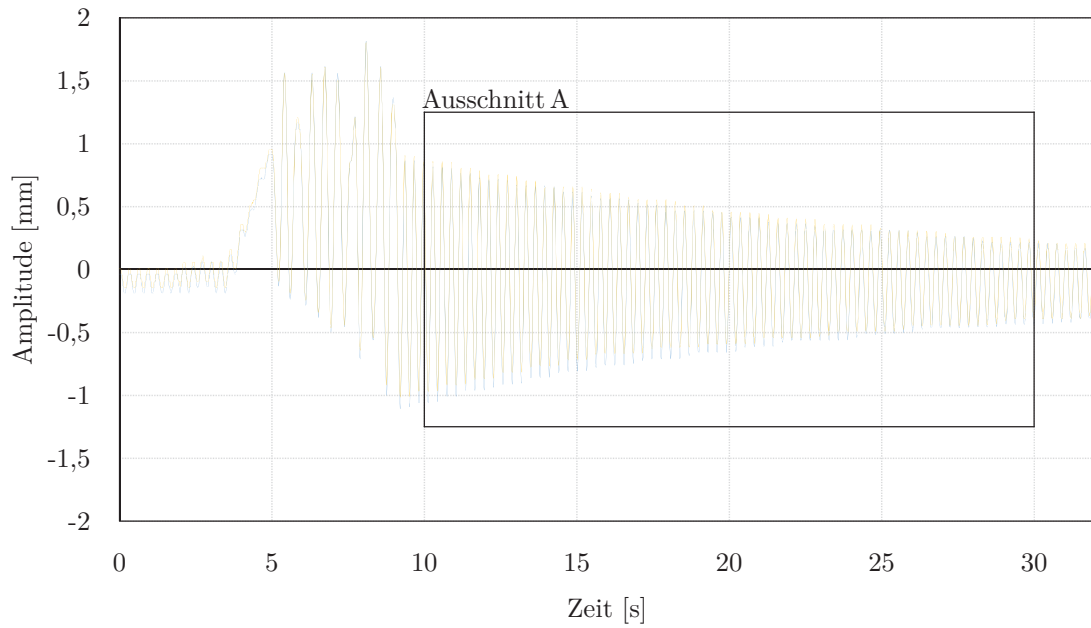
**Abbildung B.15:** Auswertung Ausschwingv.- befüllt, angekoppelt, Nr.: 1 - Ausschnitt A, Abb.: B.14



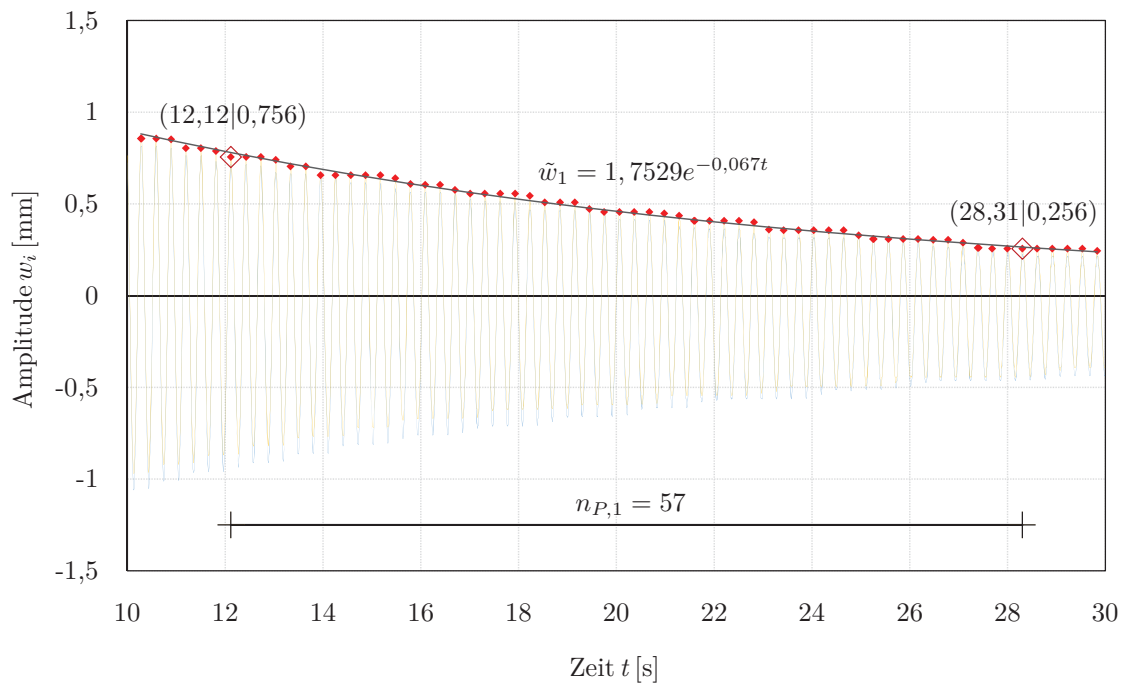
**Abbildung B.16:** Schwingungsantwort Ausschwingversuch - befüllt, angekoppelt, Nr.: 6 - manuelle Anregung



**Abbildung B.17:** Auswertung Ausschwingv.- befüllt, angekoppelt, Nr.: 6 - Ausschnitt A, Abb.: B.16



**Abbildung B.18:** Schwingungsantwort Ausschwingversuch - befüllt, angekoppelt, Nr.: 7 - manuelle Anregung



**Abbildung B.19:** Auswertung Ausschwingv.- befüllt, angekoppelt, Nr.: 7 - Ausschnitt A, Abb.: B.18



## B.5 Versuche bei Neuschotter - kontinuierliche Anregung

**Tabelle B.1:** Legende Versuchstage - Neuschotter

Anregung	Tag	Symbol	Datum
UWE klein	Einbau		01.12.2015
	1	$\triangle$	05.04.2016
	2	$\circ$	06.04.2016
	3	$\square$	21.04.2016
	4	$\diamond$	22.04.2016
UWE groß	5	$\otimes$	16.06.2016
	6	$\boxtimes$	17.06.2016
	7	$\odot$	22.06.2016
	8	$\boxplus$	23.06.2016
	9	$\oplus$	28.06.2016

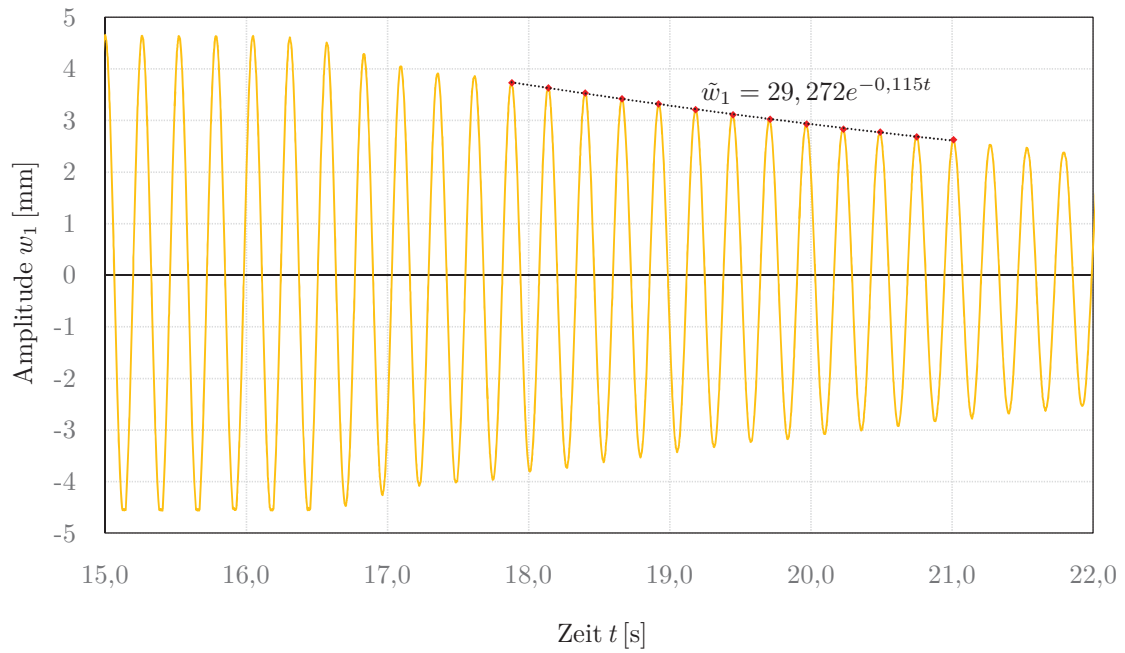
**Tabelle B.2:** Auswertungsergebnisse - Fortsetzung Tabelle 5.8

Versuch		$m_{st}$	$\eta$	$f_{\lambda}$	$\zeta_{\lambda}$	$f_{\sim}$	$\zeta_{\sim}$
Konfiguration	Tag	[kgm]	[mrad]	[Hz]	[%]	[Hz]	[%]
FP2-3 4,58	◇*	0,32	0,089	4,51	-	4,52	0,528
FP2-4 6,00	□*		0,062	6,53	0,475	6,53	0,538
FP2-5 6,00	□		0,047	7,05	-	7,09	0,869
FP2-6 6,00	□		0,045	7,39	-	7,39	0,840
FP2-3 4,50	◇	0,25	0,140	4,50	-	4,51	0,615
FP2-3 6,08	○‡		0,147	5,88	-	5,88	0,493
FP2-4 6,00	○		0,114	6,46	-	6,48	0,648
FP2-4 6,00	□*		0,115	6,50	0,641	6,52	0,655
FP2-5 6,00	□		0,080	7,00	-	7,04	0,744
FP2-6 6,00	□		0,078	7,36	-	7,36	0,971
FP2-5 6,00	○	0,14	0,442	3,27	-	3,27	0,307
FP2-5 6,00	○		0,226	-	-	5,88	0,482
FP2-6 6,00	○		0,188	6,44	-	6,47	0,689

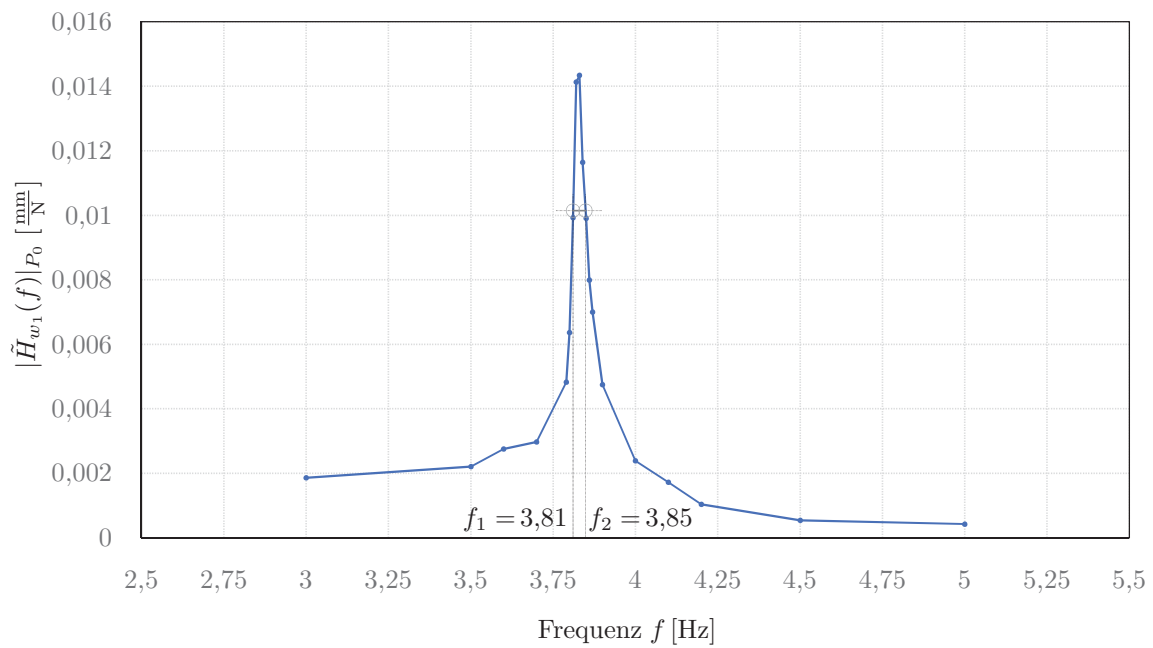
‡) Schotter trocken, windig, ca. 16°C.

\*) Schotter trocken, sonnig, ca. 16°C.

\*) Schotter trocken, sonnig, ca. 15°C.

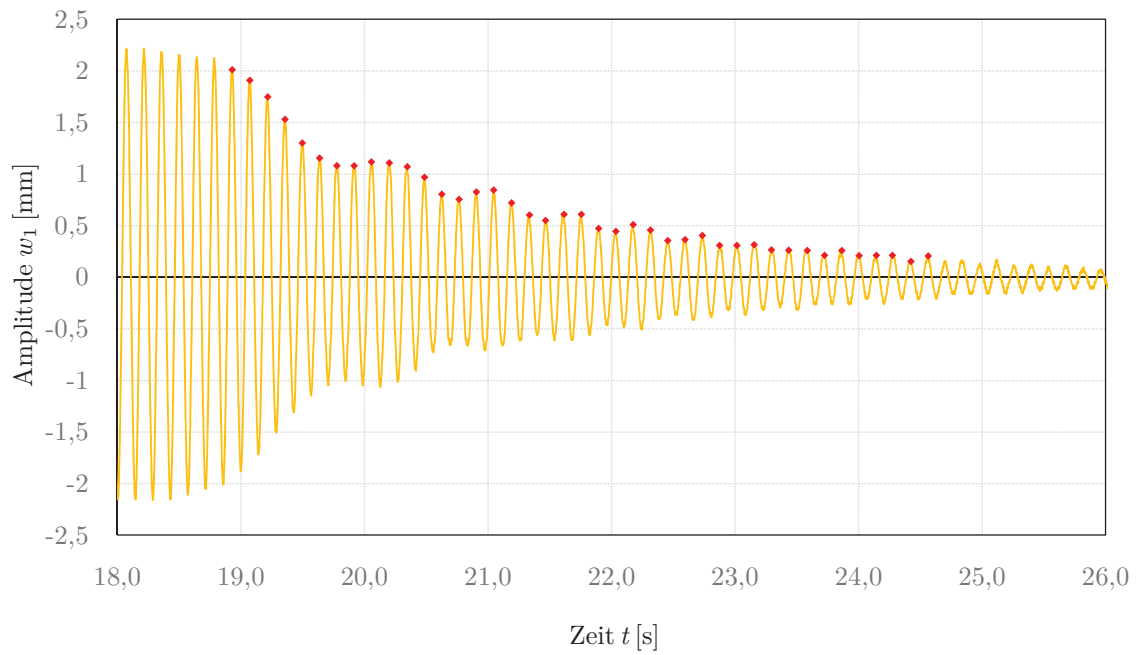


(a) Ausschwingversuch

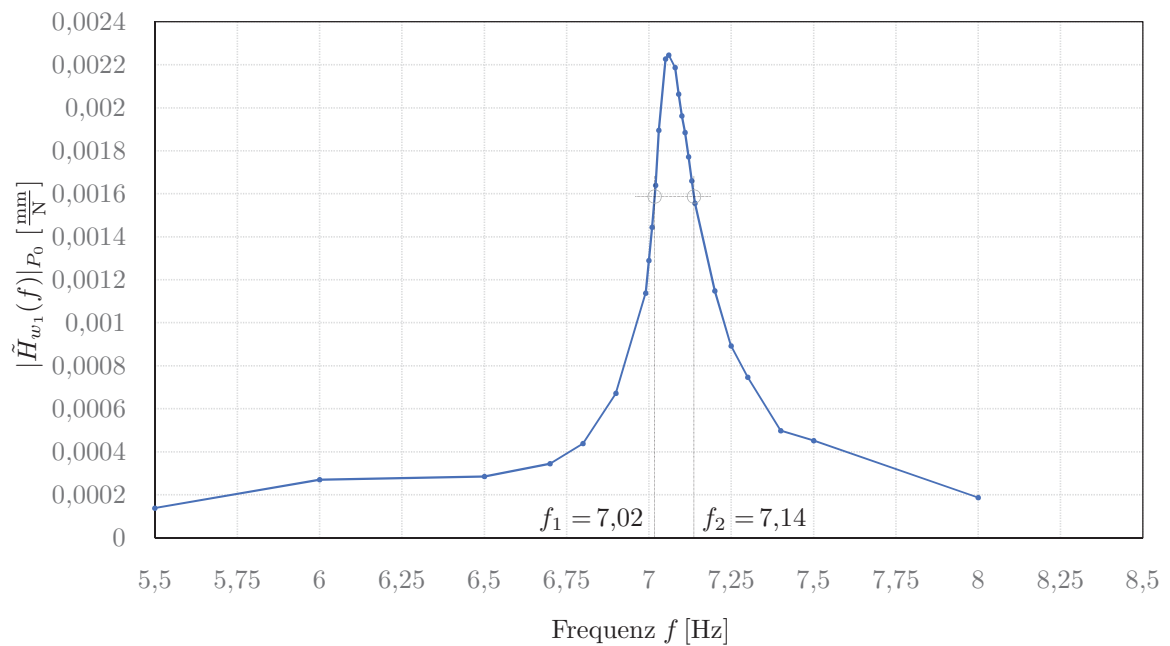


(b) normierte Übertragungsfunktion

Abbildung B.20: Versuchsergebnisse für Konfiguration FP2-3|6,08 - Neuschotter



(a) Ausschwingversuch



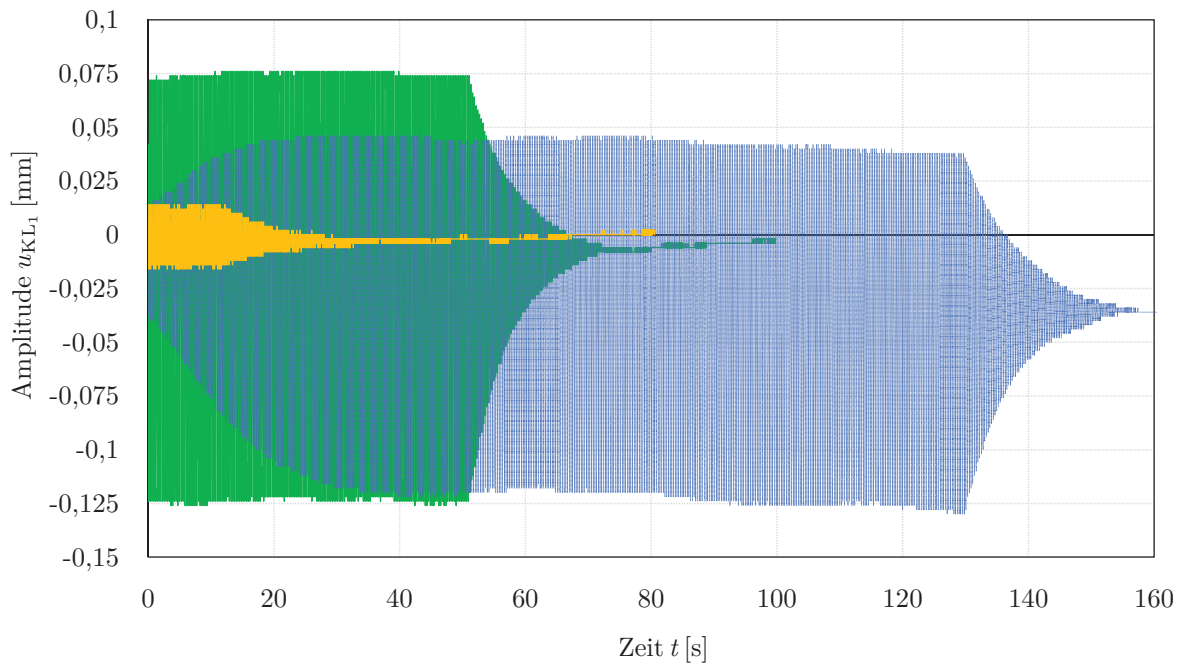
(b) normierte Übertragungsfunktion

Abbildung B.21: Versuchsergebnisse für Konfiguration FP2-12|4,50 - Neuschotter

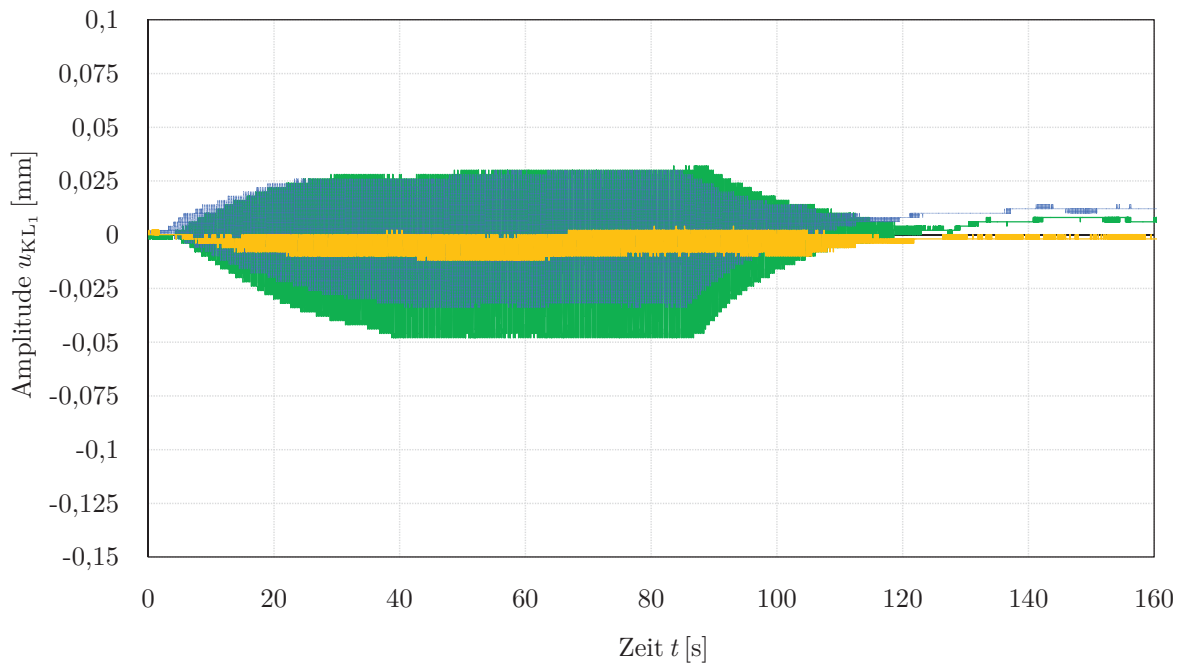
## B.6 Versuche bei Altschotter - kontinuierliche Anregung

**Tabelle B.3:** Legende Versuchstage - Altschotter

Tag	Datum
Umbau	29.06.2016
11	21.07.2016
12	25.07.2016
13	26.07.2016
14	03.08.2016
15	04.08.2016
16	09.08.2016
17	17.08.2016
18	18.08.2016
19	05.10.2016
20	24.10.2016
21	09.11.2016



(a) ohne horizontale Halterung



(b) mit horizontaler Halterung

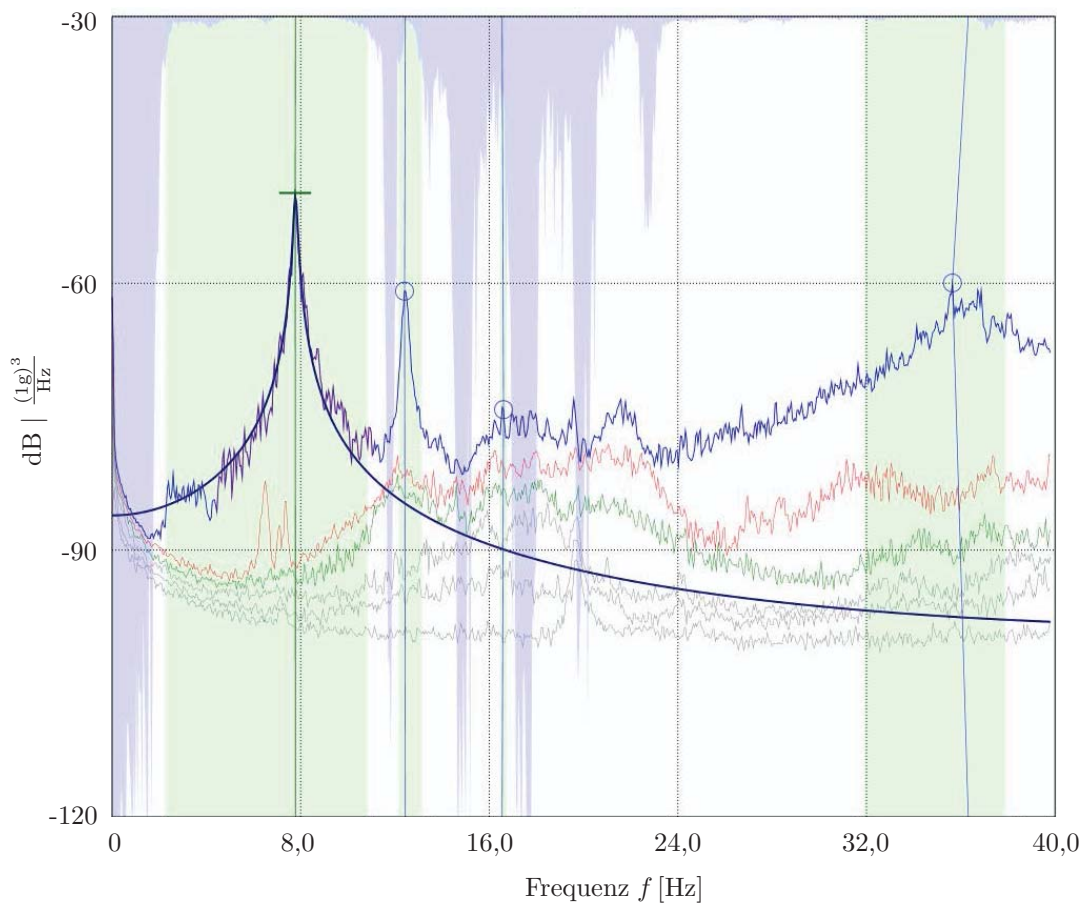
- AS-FP2-3|3,83
- AS-FP2-3|3,83 - Ankerstange gelöst
- AS-FP2-3|3,83 - Anker- u. Gelenkstangen gelöst

Abbildung B.22: Einfluss der horizontalen Halterung ① auf das Kipplager am Beispiel AS-FP2-3|3,83



**Tabelle B.4:** Auswertungsergebnisse für verschiedene Anregungsintensitäten  $m_{st}$  bei horizontal verankertem Kipplager für Altschotter

Versuch		$m_{st}$	$\eta$	$f_{\lambda}$	$\zeta_{\lambda}$
Konfiguration	Tag	[kgm]	[mrad]	[Hz]	[%]
AS-FP2-12 6,00	17	1,10	0,252	8,57	1,548
AS-FP2-8 6,00	18		0,405	7,53	1,011
AS-FP2-12 6,00	17	0,37	0,101	8,71	1,393
AS-FP2-8 6,00	18		0,184	7,62	0,957
AS-FP2-8 4,50	18		0,259	6,08	0,767
AS-FP2-4 4,50	18		0,454	4,83	0,441
AS-FP2-12 6,00	17	0,18	0,068	8,74	1,410
AS-FP2-8 6,00	18		0,115	7,66	0,982
AS-FP2-8 4,50	18		0,180	6,09	0,682
AS-FP2-4 4,50	18		0,303	4,84	0,372



**Abbildung B.23:** Auswertungsschreiben der modalen Identifikation für AS-FP2-8|6,00 bei gekoppeltem Oberbau

## B.7 Kennwertermittlung

Tabelle B.5: Eingangswerte zur Kennwertbestimmung

	ohne Oberbau		ge-/entkoppelter Oberbau				
	FP1 6,00	AS-FP2-3 3,83	AS-FP2-4 4,50	AS-FP2-8 4,50	AS-FP2-8 6,00	AS-FP2-12 6,00	
$m_{EG}$			2041				$\left[ \frac{kg}{m} \right]$
$\ell_{EG}$			7,65				[m]
$m_{OB}$	-			4229			$\left[ \frac{kg}{m} \right]$
$M_{BW}$			955				[kg]
$\ell_{OB}$			6,00				[m]
$M_{UWE}$	620*			1940*			[kg]
$\ell_{UWE}$			6,75				[m]
$k_{FL}$	$2 \times 3610$	$2 \times 12350$	$2 \times 16467$	$2 \times 32933$	$2 \times 32933$	$2 \times 49400$	$\left[ \frac{kN}{m} \right]$
$\ell_{FL}$	6,00	3,83	4,50	4,50	6,00	6,00	[m]
$h_S$	-			0,63			[m]
$e_S$	-			0,60			[m]
$m_{st}$			0,55				[kgm]
$\zeta$	0,099*	0,349/0,273*	0,442/0,378*	0,616/0,666*	0,927/0,991*	1,453/1,613*	[%]
$\omega_0$	26,39*	23,50/23,06*	30,35/30,10†	37,76/37,64†	48,07/47,75†	54,41/54,16†	$\left[ \frac{rad}{s} \right]$

\*) Unwuchterregerplattform.

†) UWE-Plattform + UWE.

\*)  $\zeta \sim$ .#)  $\zeta_{\lambda}$ : gekoppelt/entkoppelt.★)  $\omega_0, \sim$ .†)  $\omega_{0, \lambda}$ : gekoppelt/entkoppelt.

**Tabelle B.6:** Dämpfungskennwerte  $c_b$  [ $\frac{\text{kNs}}{\text{m}}$ ] des Schotteroberbaus für verschiedene  $m_{st}$  [kgm]

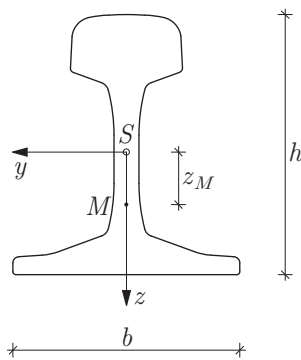
$m_{st}$	AS-FP2-3 3,83	AS-FP2-4 4,50	AS-FP2-8 4,50	AS-FP2-8 6,00	AS-FP2-12 6,00
1,10	-	-	-	206,04	359,06
0,55	35,33	57,78	100,20	191,93	340,56
0,37	-	57,65	126,21	197,37	328,38
0,18	-	48,73	112,41	203,59	333,53

## C Datenblätter

In diesem Kapitel des Anhangs sind die Datenblätter der verwendeten Baustoffe angefügt.

### C.1 Datenblatt Schiene 60E1

aus [Hac12, Abb. 2.6/ Tab. 2.3, S.11]



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

## C.2 Datenblatt Unterschottermatten

von [Gmb15a],(Auszug)

# Typenprogramm Unterschottermatten

Das Sylomer® und Sylodyn®  
Unterschottermatten-Programm

Nahverkehr				
EINSATZBEREICH	C <sub>stat</sub>	TYPENBEZEICHNUNG	DICKE mm	GEWICHT kg/m <sup>2</sup>
Stadt-/U-Bahn ≤ 130 kN Radsatzkraft	C <sub>stat</sub> = 0,007 N/mm <sup>3</sup> v ≤ 100 km/h	Sylomer® A 728	28	6,0
		Sylomer® B 119	20	4,8
		Sylomer® B 123	23	5,8
		Sylomer® B 135	33	9,5
		Sylodyn® BN 140	40	11,0
S-Bahn ≤ 160 kN Radsatzkraft	C <sub>stat</sub> = 0,02 N/mm <sup>3</sup> v ≤ 120 km/h	Sylomer® C 219	19	5,3
		Sylodyn® CN 225	25	6,8
		Sylodyn® CN 235	35	10,0
Seitenmatte Nahverk.	C <sub>stat</sub> = 0,01 N/mm <sup>3</sup>	Sylomer® SM 119	19	4,3

Vollbahn				
EINSATZBEREICH	C <sub>stat</sub>	TYPENBEZEICHNUNG	DICKE mm	GEWICHT kg/m <sup>2</sup>
≤ 250 kN Radsatzkraft	C <sub>stat</sub> = 0,03 N/mm <sup>3</sup> v ≤ 120 km/h	Sylomer® D 319	20	6,3
		Sylodyn® DN 319	18	4,8
		Sylodyn® DN 325	25	7,4
		Sylodyn® DN 335	35	11,2
		Sylodyn® DN 335	35	11,2
	C <sub>stat</sub> = 0,06 N/mm <sup>3</sup> v ≤ 200 km/h	Sylomer® D 619	18	6,1
		Sylodyn® DN 619	20	6,5
	C <sub>stat</sub> = 0,10 N/mm <sup>3</sup> v ≥ 200 km/h	Sylomer® D 1019	18	6,9
		Sylodyn® DN 1019	18	6,7
	C <sub>stat</sub> = 0,15 N/mm <sup>3</sup> v ≥ 200 km/h	Sylomer® D 1519	18	8,4
Sylodyn® DN 1519		18	8,4	
Seitenmatte Vollbahn	C <sub>stat</sub> = 0,03 N/mm <sup>3</sup>	Sylomer® SM 319	19	5,0

Die Wirksamkeit der jeweiligen Matten-Typen nimmt innerhalb der einzelnen Blöcke von oben nach unten zu.

Der statische Bettungsmodul C<sub>stat</sub> wurde gemäß DIN 45673-5 zwischen ebenen Platten ermittelt.

Der angegebene Einsatzbereich der Unterschottermatten stellt einen groben Richtwert dar und wurde in Anlehnung an DB TL 918 071 definiert. In der Praxis können die einzelnen Typen unter Berücksichtigung der geforderten Einsenkung auch für abweichende Geschwindigkeiten und Achslasten eingesetzt werden.

Das dynamische Verhalten ist den spezifischen Datenblättern zu entnehmen.

Auf Wunsch senden wir Ihnen gerne Datenblätter der einzelnen Matten-Typen.

Für die unterschiedlichen Einsatzbereiche von Unterschottermatten - von der Straßenbahn bis zur Hochgeschwindigkeitsstrecke, zum Zwecke des Erschütterungsschutzes und zur Verbesserung der Gleislagestabilität - haben wir ein umfangreiches Typenprogramm erarbeitet. Es berücksichtigt sowohl die unterschiedlichen Betriebsbedingungen als auch die verschiedenen schwingungstechnischen Anforderungen.

Der Einsatzbereich wird durch die maximale Achslast, die maximale Fahrgeschwindigkeit und dem daraus resultierenden statischen Bettungsmodul C<sub>stat</sub> gekennzeichnet. Damit kann von Getzner in jeder Situation die wirtschaftlichste Lösung angeboten werden. Für spezielle Anforderungen fertigen wir auch Sondertypen.

# C.3 Datenblatt Gleisschotter

Beilage 1 zu Nr. 01-07-01003

Wesentliche Merkmale	Leistung		Harmonisierte technische Spezifikation
	1692	3263	
<b>Kornform-, -größe und -rundheit</b>			
6.2 Korngröße des Gleisschotters	16/31,5	31,5/63	
6.3 Korngrößenverteilung	D	D	
6.6 Kornform (Kornformkennzahl)	S <sub>lim</sub> 530	S <sub>lim</sub> 530	
7.4.2 Randsichte (r <sub>90</sub> )	2,60 – 2,66 Mj/m <sup>3</sup>	2,60 – 2,66 Mj/m <sup>3</sup>	
<b>Widerstand gegen Zentrümmerung</b>			
7.2 Widerstand gegen Zentrümmerung (Los Angeles)	L <sub>Au20</sub>	L <sub>Au20</sub>	
7.2 Widerstand gegen Zentrümmerung (Schlagzentrümmerung)	SZ <sub>u22</sub>	SZ <sub>u22</sub>	
<b>Abriebwiderstand</b>			
7.3 Widerstand gegen Verschleiß	M <sub>u</sub> RB 16 angegeben	M <sub>u</sub> RB 16 angegeben	
<b>Reinheit</b>			
6.5 Gehalt an Feinmaterial	A	A	EN 13450:2002
<b>Freisetzung gefährlicher Substanzen</b>			
13.3 Angaben zum Ausgangsmaterial (petrographische Beschreibung)	Granit	Granit	
- Freisetzung von Radioaktivität	unbedeutend	unbedeutend	
- Freisetzung von Schwermetallen	unbedeutend	unbedeutend	
- Freisetzung von pol/zyklischen organischen Kohlenwasserstoffen	unbedeutend	unbedeutend	
- Freisetzung anderer gefährlicher Stoffe	unbedeutend	unbedeutend	
<b>Frost-Tau-Wechsel-Beständigkeit</b>			
7.4.1 Widerstand gegen Frost-Tau-Wechsel	A	A	
<b>Verwitterungsbeständigkeit</b>			
7.5 Sonnenbrand	kein Basalt		
<b>Freiwillige Angabe gemäß ÖN B 3133</b>			
6.4 Feinkorn	B	B	
6.7 Kornlänge	B	B	
5.4.2 Wasserdurchlässigkeit (k <sub>20</sub> )	≤ 0,5 M-%		

9. Erklärte Leistung
- LEISTUNGSKLARUNG**  
Nr. 01-07-01003 für das Produktionsjahr 15
- Einzigler Kenncode des Produkttyps:  
**Oberbauschotter Körnung I und II**
  - Typen-, Chargen- oder Seriennummer oder ein anderes Kennzeichen zur Identifikation des Bauprodukts gemäß Artikel 11 Absatz 4:  
**GK 31,5/63 und 16/31,5 aus Granit**
  - Vom Hersteller vorgesehener Verwendungszweck oder vorgesehene Verwendungszwecke des Bauprodukts gemäß der anwendbaren harmonisierten technischen Spezifikation:  
**Gesteinskörnung für die Herstellung von Gleisschotter gemäß EN 13450 und gemäß BH700:2007**
  - Name, eingetragener Handelsname oder eingetragene Marke und Kontaktschrift des Herstellers gemäß Artikel 11 Absatz 5:  
**HENGL Mineral Gmbh Hauptstraße 39; 3721 Limberg**
  - Gegebenfalls Name und Kontaktschrift des Bevollmächtigten, der mit den Aufgaben gemäß Artikel 12 Absatz 2 beauftragt ist:  
**WERK Limberg Hauptstraße 39; 3721 Limberg**
  - System oder -Systeme zur Bewertung und Überprüfung der Leistungsbeständigkeit des Bauprodukts gemäß Anhang V:  
**System 2+**
  - Im Falle der Leistungserklärung, die ein Bauprodukt betrifft, das von einer harmonisierten Norm erfasst wird: Die notifizierte Zertifizierungsstelle  
Austrian Standards plus Certification, Nr. 0988  
hat die Erstinspektion des Werks und der werkseitigen Produktionskontrolle und die laufende Überwachung, Bewertung und Überprüfung der werkseitigen Produktionskontrolle nach dem System 2+ vorgenommen, und Folgendes ausgestellt:  
**Konformitätsbescheinigung Nummer 0988-CPR-0103**  
für die werkseitige Produktionskontrolle gemäß EN 13450.
  - Nur relevant, wenn eine Europäische Technische Bewertung ausgestellt worden ist.
  - Erklärte Leistung: Siehe Beilage 1
  - Die Leistung des Produkts gemäß den Nummern 1 und 2 entspricht der erklärten Leistung nach Nummer 9. Verantwortlich für die Erstellung dieser Leistungserklärung ist allein der Hersteller gemäß Nummer 4.
- Unterzeichnet für den Hersteller und im Namen des Herstellers von:

DI Bernhard Smöck, WPK-Beauftragter  
(Name und Funktion)  
**Herdi Mineral GmbH**  
A-3721 Limberg, Hauptstraße 39  
T: 02588 83272, info@herding.at  
Limberg, 07.01.2015



## C.4 Datenblatt Schwelle

von [Sol15]



### PRODUKTDATENBLATT BETONSCHWELLE L2

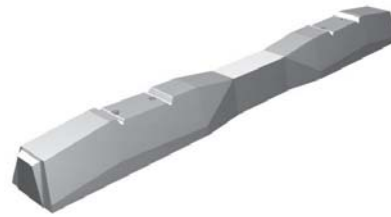
Dok: PD3003KFTH

gültig ab: 30.09.2015  
letzte Änd.: -  
ÄndgsNr: 01

Ersatz für alle vorherigen Versionen

#### BETONSCHWELLE L2

Die Betonschwelle L2 wurde zusammen mit den ÖBB für Haupt- und Hochgeschwindigkeitsstrecken entwickelt. Es sind Maximalgeschwindigkeiten bis 250 km/h möglich. Die Schwelle ist für das Netz der ÖBB, der MÁV (HU) und der TCDD (TK) zugelassen.



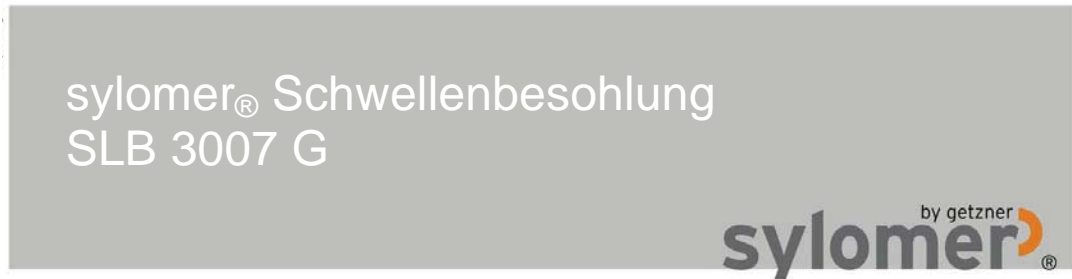
#### WESENTLICHE MERKMALE

- ▶ Hohe Gleislagequalität
- ▶ Für Standardschienenbefestigungen
- ▶ Umweltfreundlich
- ▶ Frostbeständig
- ▶ 100% recyclingfähig
- ▶ Maximale Arbeitssicherheit durch Antirutschnoppen
- ▶ Hohe Lebensdauer
- ▶ Besohlung optional

Technische Daten	L2
Zulässige Achslast	25 t
Zulässige Geschwindigkeit	≤ 250 km/h
Spurweite	1437 mm
Schienenneigung	1:40
Schienenprofil	49E1, 54E2 und 60E1
Schienenbefestigung	Vossloh W14
Schwellenlänge	2600 mm
Schwellenbreite	300 mm
Schwellenhöhe unter der Schiene	215 mm
Gewicht ohne Schienenbefestigung	320 kg
Gewicht mit Schienenbefestigung	326 kg

## C.5 Datenblatt Schwellenbesohlung

erhalten von Fa. MABA



**Beschreibung:**

Elastoplastische Schwellenbesohlung aus Polyurethan mit Montagegitter für Betonschwellen

**Anwendung:**

- im Schotteroberbau
- zur Schotter- und Unterbauschonung
- zur Verbesserung der Gleislagequalität

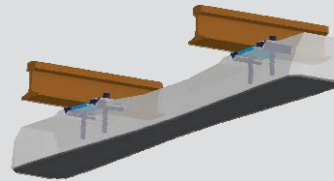
**Einsatzbereich:**

Vollbahn, Hochgeschwindigkeitsverkehr

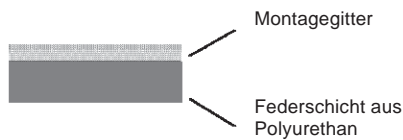
**Bettungsmodul:**

$C_{stat} = 0,30 \text{ N/mm}^3$

(Sekante der statischen Federkennlinie (nach DIN 45673-1) zwischen  $0,02 \text{ N/mm}^2$  und  $0,16 \text{ N/mm}^2$  auf Normschotterplatte (DIN 45673-1), bei Raumtemperatur)



**Aufbau:**



**Gesamtdicke inklusive Montagegitter:**

ca. 12 mm

**Neendicke ohne Montagegitter:**

ca. 7 mm

**Flächengewicht:**

ca. 3 kg/m<sup>2</sup>

**Lieferform:**

2 Halteile pro Schwelle

**Befestigung an der Schwelle:**

Vollflächiges einbringen des Montagegitters in den nassen Beton bei der Produktion der Schwelle

**Abreißfestigkeit der Verbindung  
Schwellenbesohlung – Betonschwelle:**

min.  $0,4 \text{ N/mm}^2$ , im Durchschnitt  $0,5 \text{ N/mm}^2$

(Prüfung nach DBS 918 145-1)

**Gebrauchstauglichkeitsprüfung:**

Prüfbericht: Bericht Nr. 2007-03 (Ermittlung der Dauerschwellfestigkeit der Schwellenbesohlung SLB 3007 G nach BN 918 145 – 01)

(Prüfung nach DBS 918 145-1 „Spannbetonschwelle mit elastischer Sohle“)

**Geometrie:**

Abhängig von der Schwellenform

(als Abstand vom Schwellenrand werden min. 10 mm empfohlen)

Getzner Werkstoffe GmbH  
Herrenau 5  
6706 Bürs  
Österreich  
Tel +43-5552-201-0  
Fax +43-5552-201-899  
info.buers@getzner.com

Getzner Werkstoffe GmbH  
Am Borsigturm 11  
13507 Berlin  
Deutschland  
Tel +49-30-405034-00  
Fax +49-30-405034-35  
info.berlin@getzner.com

Getzner Werkstoffe GmbH  
Nördliche Münchner Str. 27a  
82031 Grünwald  
Deutschland  
Tel +49-89-693500-0  
Fax +49-89-693500-11  
info.gruenwald@getzner.com

Getzner Werkstoffe GmbH  
Middle East Regional Office  
Abdul-Hameed Sharaf Str. 114  
Rimawi Center - Shmeisani  
P.O. Box 961 303  
Amman 11196, Jordanien  
Tel +9626-5607341  
Fax +9626-5697352  
info@geme.jo

Nihon Getzner K.K.  
Landmark Plaza, 8F  
Shiba Koen 1-6-7, Minato-ku  
105-0011 Tokyo, Japan  
Tel +81-3-5402-5340  
Fax +81-3-5402-6039

www.getzner.com  
**getzner**  
the good vibrations company

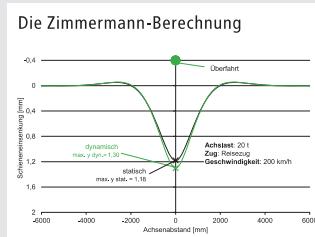
## C.6 Datenblatt Schienenklemme

von [Gmb15b], (Auszug)

# Sicherheit. Komfort. Gleisschonung.

### Fahrkomfort durch optimale Schieneneinsenkung

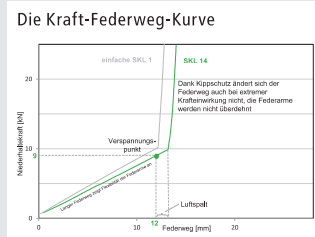
Der Bahnoberbau muss elastisch sein, um Kräfte, die durch fahrende Züge entstehen, abzufangen. Ergänzend zum Schotter übernehmen diese Aufgabe die hochelastischen *cellentic*-Komponenten des Befestigungssystems. Das System W 14 mit *cellentic*-Zwischenlage erlaubt das Einsinken der Schiene und kann entstehende vertikale Kräfte optimal verteilen. Das Resultat: Schonung der Fahrbahn. Die Elastizität wird so auf die Verkehrslast abgestimmt, dass ein optimales Maß an Schieneneinsenkung erreicht wird: Die Lastverteilung ist maximal, ohne dass die Schiene überbeansprucht wird. Die *cellentic*-Komponente dämmt außerdem Schwingungen aufgrund von Fahrbahn- und Radunebenheiten: Durch Gleisvibration entstehender Körperschall wird minimiert. Das Ergebnis: hoher Fahrkomfort, hohe Sicherheit durch ruhigeren Radlauf sowie langer Lebenszyklus der Gleiskomponenten und -fahrzeuge.



Vereinfachte Darstellung einer Achse eines zweiachsigen Drehgestells

### Durchschubwiderstand und Kippschutz

Um der Schiene die optimale Einsenkung zu ermöglichen, muss auch ihre Befestigung elastisch reagieren. Die Skl 14 weist daher einen langen Federweg auf: Bei Kräfteinwirkung durch den Zug bleiben ihre Federarme in jeder Situation in Kontakt mit dem Schienenfuß. Dafür wird die Schiene durch die zwei Federarme bei einem Federweg von ca. 12 mm und einer Niederhaltekraft von ca. 9 kN dauerhaft kraftschlüssig gespannt. So wird außerdem hoher Durchschubwiderstand erreicht: Die Schiene bleibt beim Beschleunigen / Abbremsen der Züge in Position, gefährliche Bruchlückenöffnungen im Fall von Schienenbrüchen werden vermieden. Gleichzeitig erlaubt ein kleiner Spalt zwischen Mittelschleife und Schienenfuß der Schiene noch genau den Spielraum, den sie im Betrieb benötigt. Durch übermäßiges Schienenkippen, z. B. in engen Kurven, wirken hohe Kräfte auf die Spannklemme. Die Skl 14 hält diesen stand: Schienenbewegungen werden, nach Überwinden des Luftspalts, durch die Mittelschleife begrenzt, die Federarme nicht überdehnt.



Schienenbefestigungssystem W 14 mit Spannklemme Skl 14		
Typischer Anwendungsbereich	Vollbahn/Hochgeschwindigkeit; Schotteroberbau mit Betonschwellen	
Achslast	≤ 26 t	
Geschwindigkeit	Für HS: ≥ 250 km/h // für CR: ≤ 250 km/h	
Kurvenradius	Für HS: ≥ 400 m // für CR: ≥ 150 m	
Höhenregulierung	optional	
Spurregulierung	± 10 mm	
Vertikale Dauerfestigkeit der Skl 14	2 mm	
Statische Steifigkeit der <i>cellentic</i> -Zwischenlage	≥ 50 kN/mm	EN 13146-9:2011
Verhältnis dynamische/statische Steifigkeit der <i>cellentic</i> -Zwischenlage	1,1	EN 13146-9:2011
Niederhaltekraft der Skl 14 (nominal)	9 kN	EN 13146-7: 2012
Elektrischer Widerstand	≥ 5 kΩ	EN 13146-5: 2003
Durchschubwiderstand	≥ 9 kN	EN 13146-1: 2012
System-Zulassung/Homologation		EN 13481-2: 2012


### Anmerkung

Die Inhalte, Abbildungen und technischen Daten dieser Broschüre zeigen exemplarisch die Leistungen des Befestigungssystems, sind aber immer auch abhängig von externen Faktoren und Einflüssen. Bitte kontaktieren Sie uns, damit wir mit Ihnen die auf Ihr Projekt und Ihre Anforderungen zugeschnittene Lösung erarbeiten können. Die vorliegenden Informationen entsprechen dem technischen Stand zum Zeitpunkt des Drucks, durch das kontinuierliche Forschungs- und Entwicklungsprogramm bei Vossloh kann es in der Zwischenzeit zu Anpassungen des Produktes gekommen sein.

Stand 09/2015

 [www.vossloh.com](http://www.vossloh.com)

Vossloh Fastening Systems GmbH Telefon +49 (0) 23 92 52-0  
 Vosslohstraße 4 Telefax +49 (0) 23 92 52-448  
 D-58791 Werdohl E-Mail [info@vfs.vossloh.com](mailto:info@vfs.vossloh.com)

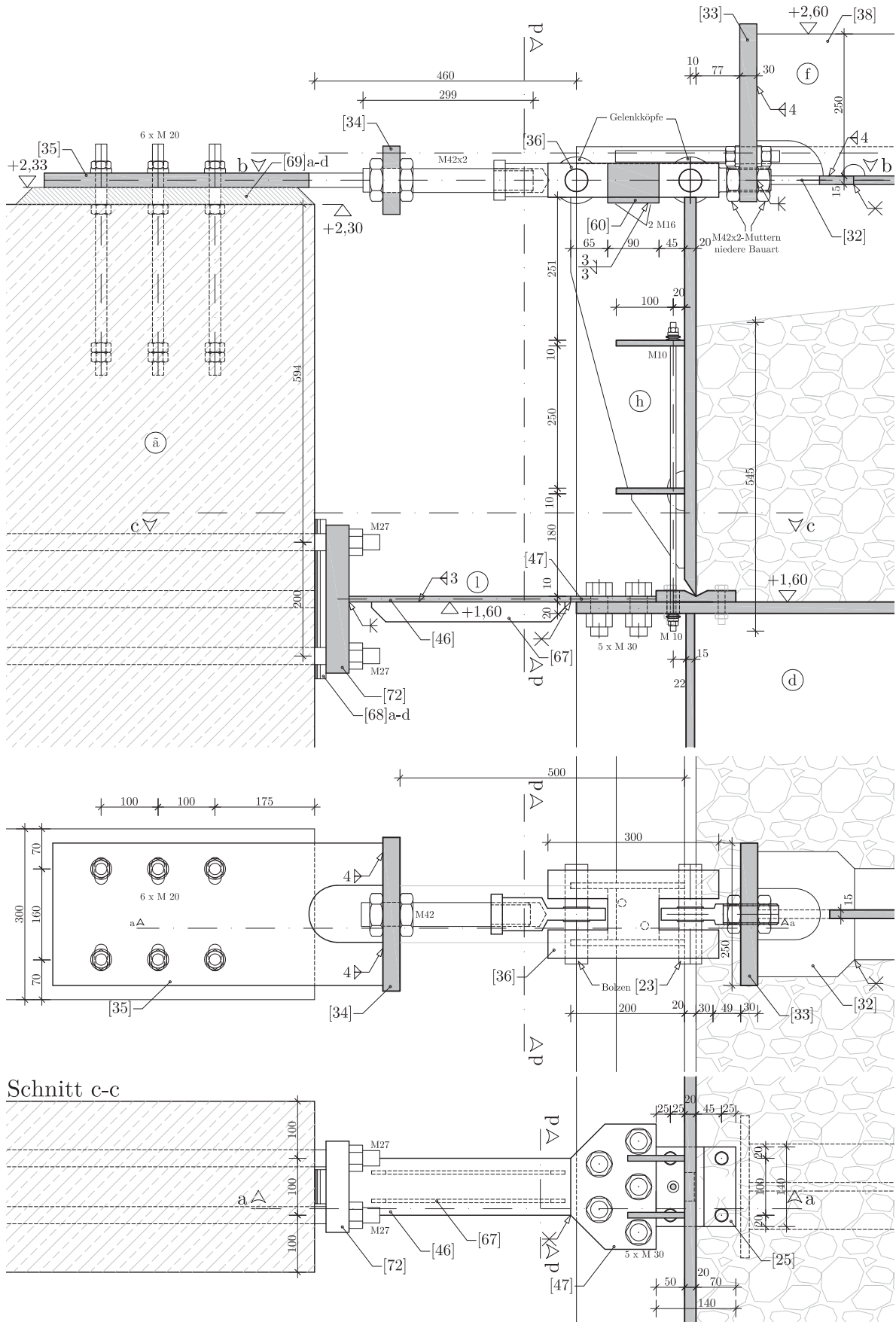
Die verwendeten Marken Vossloh, **vossloh**,  und *cellentic* sind eingetragene Marken der Vossloh-Gruppe, welche international in vielen Ländern geschützt sind. Die Nutzung dieser Marken darf nur mit Zustimmung der Vossloh AG erfolgen. In dieser Veröffentlichung können außerdem geschützte Marken Dritter verwendet werden. In diesen Fällen gelten die Nutzungsbedingungen der jeweiligen Markeninhaber.

## D Planunterlagen

Nachfolgend finden sich ergänzende Schnittdarstellungen der in Abschnitt 4.1.2 vorgestellten Details der Versuchsanlage, sowie Planunterlagen der in Kapitel 7 untersuchten Brücken.



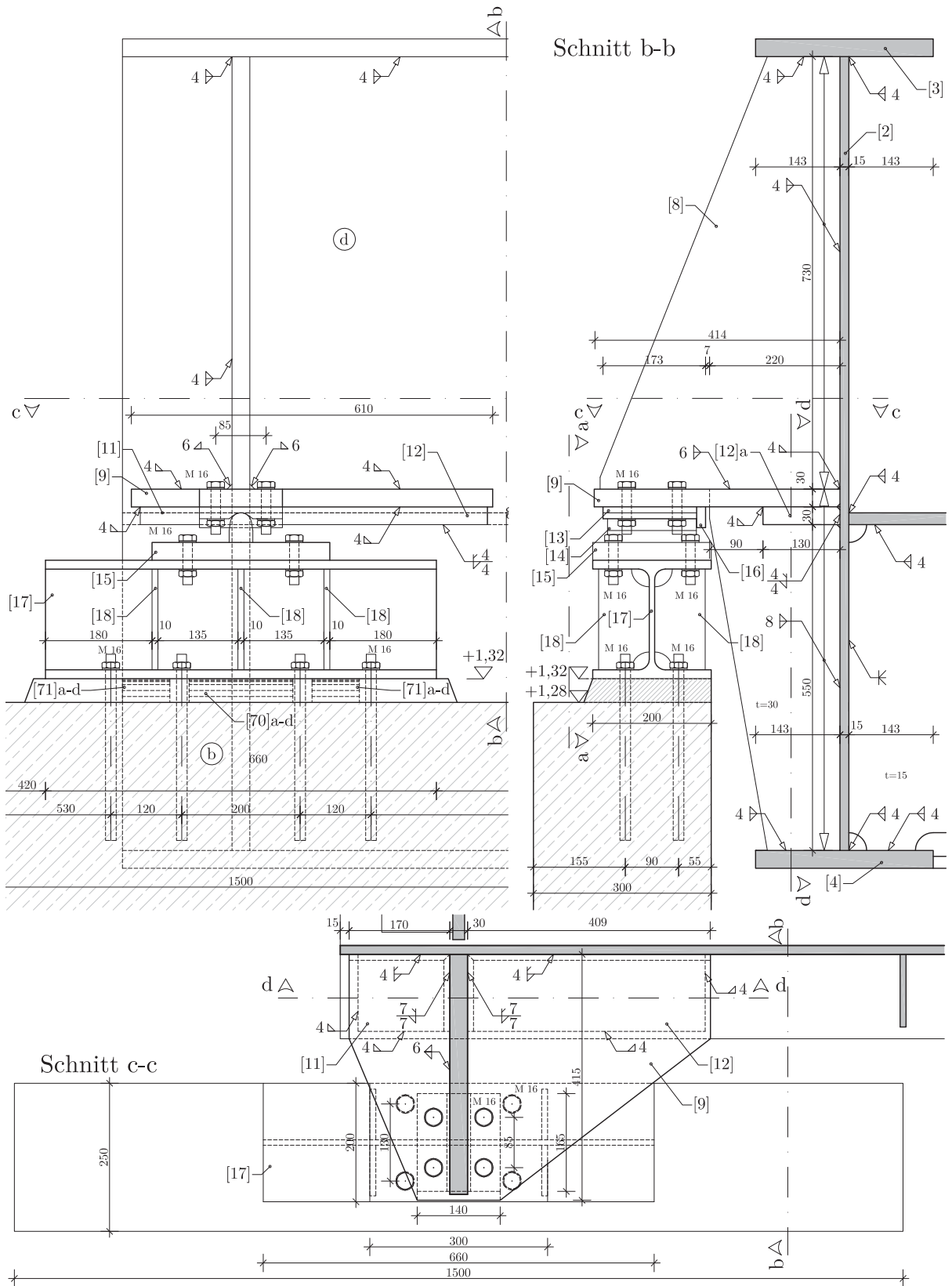
D.1 Versuchsanlage - Detail A [mm], M=1:10



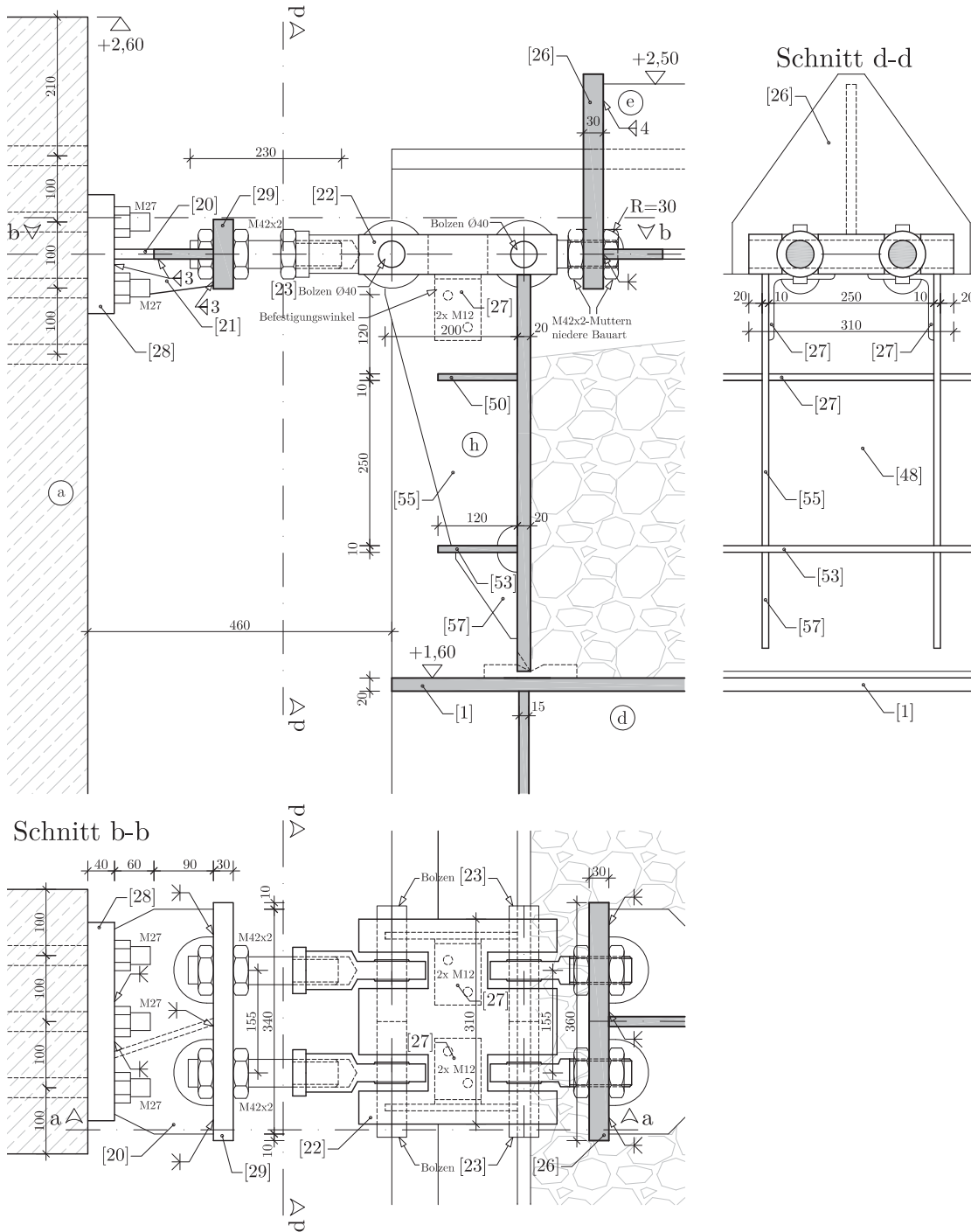




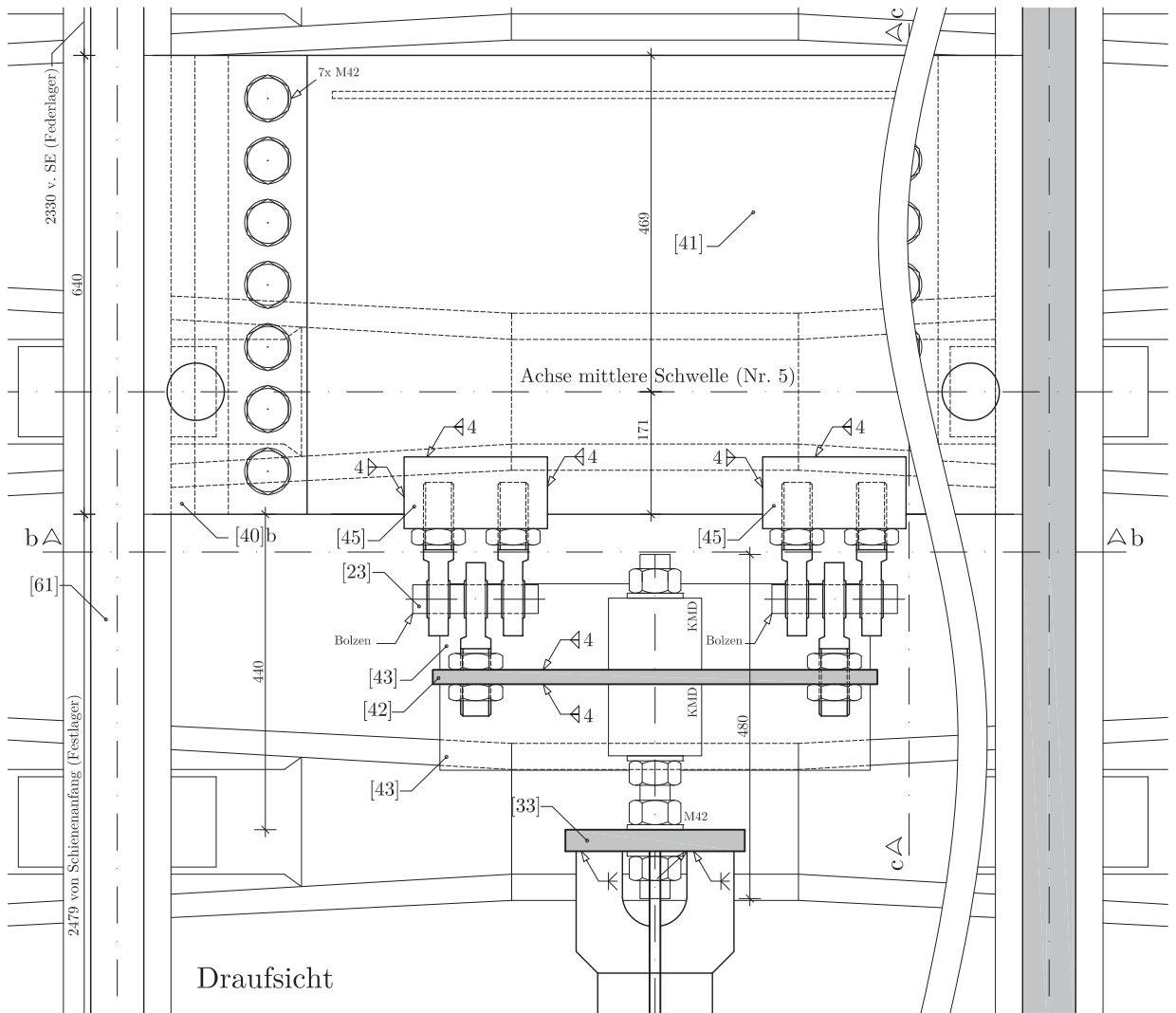
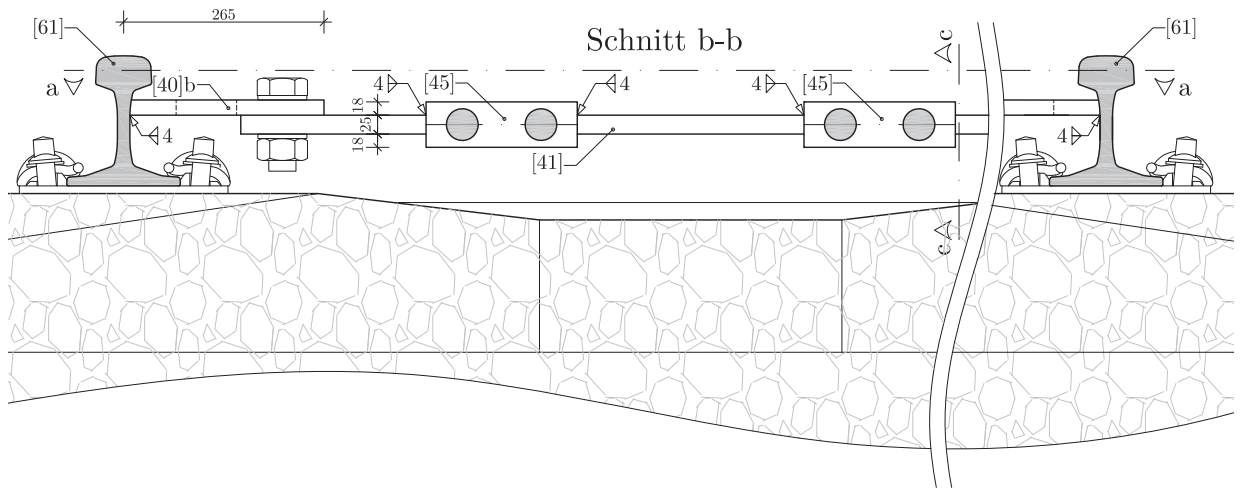
D.3 Versuchsanlage - Detail C [mm], M=1:10



D.4 Versuchsanlage - Detail D [mm], M=1:10

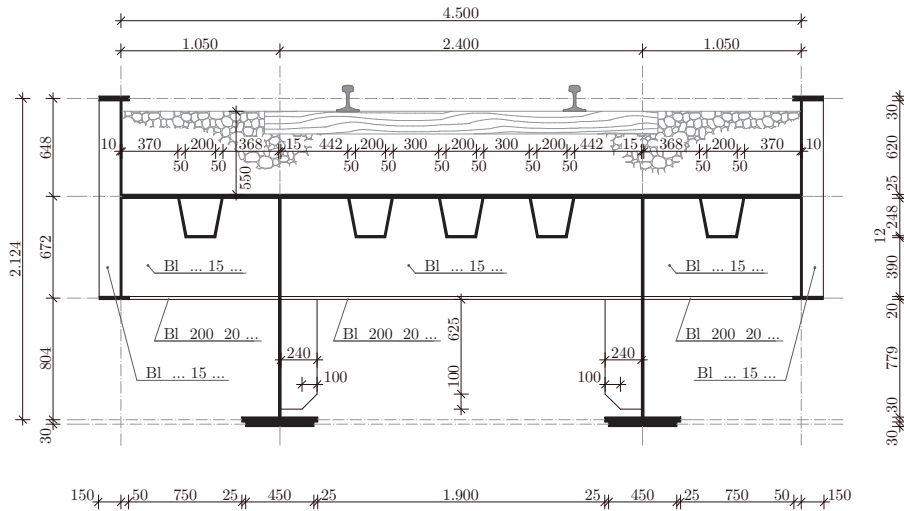


D.5 Versuchsanlage - Detail E [mm], M=1:10

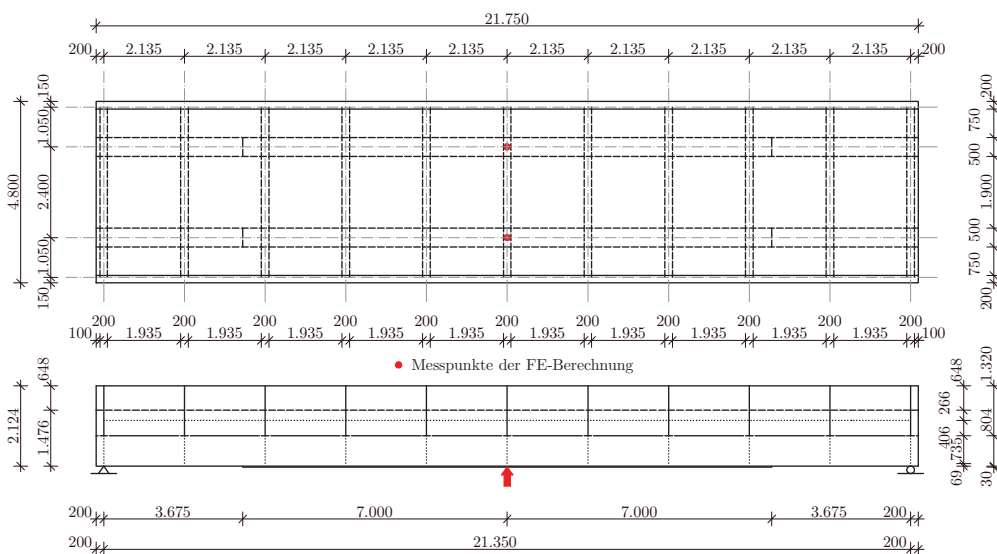


## D.6 Fahrenbachviadukt - Persenbeug

Querschnitt [mm], M=1:50



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









# Literatur

- [APS08] Inc. APS Dynamics. *Instruction Manual ELECTRO-SEIS Model 400 Shaker*. 2008.
- [Bae08] Matthias Baeßler. „Lageveränderungen des Schottergleises durch zyklische und dynamische Beanspruchungen“. Dissertation. TU Berlin, 2008.
- [Bee94] Christoph Beerens. „Zur Modellierung nichtlinearer Dämpfungsphänomene in der Strukturmechanik“. Dissertation. Ruhr-Universität Bochum, 1994.
- [Big+16] Hetty Bigelow u. a. „Zur Einspannwirkung von Eisenbahngleisen“. In: *Bau-technik* 93 (2016), S. 462–469.
- [Bin15] Eva Binder. „Planung einer Versuchsanlage zur Untersuchung der dynamischen Eigenschaften des Schotteroberbaues von Eisenbahnbrücken“. Diplomarbeit. TU Wien, 2015.
- [BKP08] Lamine Bagayoko, Eckart Koch und Rüdiger Patz. „Dynamik von Eisenbahnbrücken“. In: *Stahlbaukalender*. Hrsg. von Ulrike Kuhlmann. 2008.
- [BMS05] B. Biondi, G. Muscolino und A. Sofi. „A substructure approach for the dynamic analysis of train-track-bridge system“. In: *Computers and Structures* 83 (2005), S. 2271–2281.
- [BR05] Matthias Baeßler und Werner Rücker. „Die Wirkung vertikaler Überbaubeschleunigungen von Eisenbahnbrücken auf den Schotteroberbau“. In: *Eisenbahningenieur EI* 56 (2005).
- [Bra12] Georg Brandstetter. „Experimentelle Bestimmung der dynamischen Parameter von Eisenbahnbrücken aus Stahl mit Schotteroberbau mittels Output Only Analyse“. Diplomarbeit. TU Wien, 2012.
- [BÜ11] Jean-Marc Battini und Mahir Ülker-Kaustell. „A simple finite element to consider the non-linear influence of the ballast on vibrations of railway bridges“. In: *Engineering Structures* 33 (2011), S. 2597–2602.
- [BZC09] Maik Brehm, Volkmar Zabel und Reto Cantieni. „Modellanpassung einer Eisenbahnbrücke für den Hochgeschwindigkeitsverkehr“. In: *3. VDI - Tagung Baudynamik 1941* (2009).
- [Cho01] Anil K. Chopra. *Dynamics of Structures*. 2001.

- [CP11] O. Chupin und J.-M. Piau. „Modeling of the dynamic response of ballast in high-speed train structures“. In: *8th International Conference on Structural Dynamics, EURO-DYN 2011*. Hrsg. von G. DE Roeck u. a. 2011.
- [DIN 1311-2] DIN 1311-2. *Schwingungen und schwingungsfähige Systeme*. Deutsches Institut für Normung. 2002-08.
- [ERRID214 RP1] ERRID214 RP1. *Eisenbahnbrücken für Geschwindigkeiten über 200  $\frac{\text{km}}{\text{h}}$ , Literaturüberblick, Dynamisches Verhalten von Eisenbahnbrücken*. European Rail Research Institute, Sachverständigenausschuss D214. 1999-11.
- [ERRID214 RP3] ERRID214 RP3. *Eisenbahnbrücken für Geschwindigkeiten über 200  $\frac{\text{km}}{\text{h}}$ , Empfehlungen für die Ermittlung der Dämpfung von Eisenbahnbrückentragwerken*. European Rail Research Institute, Sachverständigenausschuss D214. 1999-11.
- [ERRID214 RP8] ERRID214 RP8. *Eisenbahnbrücken für Geschwindigkeiten > 200  $\frac{\text{km}}{\text{h}}$ , Bestätigung durch Versuche*. European Rail Research Institute, Sachverständigenausschuss D214. 1999-12.
- [ERRID214 RP9] ERRID214 RP9. *Eisenbahnbrücken für Geschwindigkeiten > 200  $\frac{\text{km}}{\text{h}}$ , Schlußbericht*. European Rail Research Institute, Sachverständigenausschuss D214. 1999-12.
- [FH06] Rainer Flesch und Christoph Handel. „Schwingungsmessungen an 3 Eisenbahnbrücken bei Hochgeschwindigkeitsfahrten“. In: *VDI - Berichte 1941* (2006).
- [Fin12] Josef Fink. *Inhalt des Anbotes. Ermittlung der Kennwerte und eines Modelles zur Beschreibung der dynamischen Wirkung des Schotteroberbaues auf Brückenschwingungen*. Forschungsantrag an die Österreichische Forschungsförderungsgesellschaft. Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau, 2012.
- [Fle93] Rainer Flesch. *Baudynamik praxisgerecht - Band 1, Berechnungsgrundlagen*. 1993.
- [Fre10] Helmut Freystein. „Interaktion Gleis/Brücke - Stand der Technik und Beispiele“. In: *Stahlbau 79* (2010), S. 220–231.
- [Frý96] Ladislav Frýba. *Dynamics of Railway Bridges*. 1996.
- [GK04] Alexander Gotschol und Hans-Georg Kempfert. „Zyklisch viskoelastisch-viskoplastischer Stoffansatz nichtbindiger Böden und Schotter“. In: *Bau-technik 81* (2004), S. 279–285.
- [Gmb15a] Getzner Werkstoffe GmbH. *Typenprogramm Unterschottermatten*. 2015. URL: <https://www.getzner.com/de/downloads> (besucht am 02.12.2016).

- [Gmb15b] Vossloh Fastening Systems GmbH. *Produktdatenblatt Vossloh System W14*. 2015. URL: [http://www.vossloh-fastening-systems.com/media/produkte/system\\_w\\_14/Vos\\_Prodktbroschuere\\_W14\\_DE\\_150702\\_ANSICHT.pdf](http://www.vossloh-fastening-systems.com/media/produkte/system_w_14/Vos_Prodktbroschuere_W14_DE_150702_ANSICHT.pdf) (besucht am 01.12.2016).
- [Gmb17] GOM GmbH. *ARAMIS - 3D-Bewegungs- und -Verformungssensor*. 2017. URL: <http://www.gom.com/de/messsysteme/aramis.html> (besucht am 04.04.2017).
- [GZ] Peter Gös und Birgit Zipfinger. „Versuche zur Bestimmung der dynamischen Eigenschaften des Fahrbahnüberganges auf Eisenbahnbrücken“. in Bearbeitung. Projektarbeit. TU Wien.
- [Hac12] Klaus Hackl. „Entwicklung von Rechenmodellen zur Beschreibung der dynamischen Eigenschaften des Schotteroberbaues auf Stahleisenbahnbrücken“. Diplomarbeit. TU Wien, 2012.
- [Hac16] Klaus Hackl. *Endbericht zum Werkvertrag. Schotteroberbaumod.* Bericht an die Österreichische Forschungsförderungsgesellschaft. Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau, 2016.
- [HF14] Klaus Hackl und Josef Fink. „Dynamic Calculation of Steel Railway Bridges. Investigation of dynamic behaviour of the ballast substructure“. In: *Eurosteel 2014*. Hrsg. von Raffaele Landolfo und Frederico M. Mazzolani. 2014.
- [Hol03] Kira Holtzendorff. „Untersuchung des Setzungsverhaltens von Bahnschotter und der Hohllagenentwicklung auf Schotterfahrbahnen“. Dissertation. TU Berlin, 2003.
- [HR] Thomas Hölzl und Clemens Raffetseder. „Vorstudien am Modell einer Großversuchsanlage zur Untersuchung der dynamischen Eigenschaften des Schotterbettes auf Eisenbahnbrücken. (Arbeitstitel)“. in Bearbeitung. Diplomarbeit. TU Wien.
- [Kie85] Karl Kienzer. „Das Scherverhalten von Oberbauschotter bei Stoßbelastung“. In: *Archiv für Eisenbahntechnik AET* 40 (1985).
- [Kir12] Johannes Kirchhofer. „Beitrag zur vertiefenden Beschreibung des Dynamischen Verhaltens von Eisenbahnbrücken mit Schotteroberbau“. Dissertation. TU Wien, 2012.
- [Klo08] Erwin Klotzinger. „Der Oberbauschotter. Teil 1: Anforderungen und Beanspruchung“. In: *Eisenbahntechnische Rundschau ETR* (Jan. 2008).
- [Klo78] Karl Klotter. *Technische Schwingungslehre - Erster Band, Einfache Schwin- ger*. 1978.
- [Kno01] Klaus Knothe. *Gleisdynamik*. 2001.

- [Kru02] Holger Kruse. „Modellgestützte Untersuchung der Gleisdynamik und des Verhaltens von Eisenbahnschotter“. Dissertation. Universität Hannover, 2002.
- [LAH10] Stjepan Lakušić, Maja Ahac und Ivo Haladin. „Track stability using ballast bonding method“. In: *10. Slovenski Kongres o Cestah in Prometu*. Hrsg. von unbekannt. Portorož, 2010.
- [Lic03] Bernhard Lichtberger. *Handbuch Gleis*. 2003.
- [Mäh08] Tobias Christoph Mähr. „Theoretische und experimentelle Untersuchungen zum dynamischen Verhalten von Eisenbahnbrücken mit Schotteroberbau“. Dissertation. TU Wien, 2008.
- [MG10] Steffen Marx und Karsten Geißler. „Erfahrungen zur Modellierung und Bewertung von Eisenbahnbrücken mit Resonanzrisiko“. In: *Stahlbau* 79 (2010), S. 188–198.
- [ÖBB04] ÖBB. *Bettungsquerschnitte. ZOV 4*. 2004.
- [ÖBB11a] ÖBB. *B45. Technische Richtlinie für Eisenbahnbrücken und sonstige Konstruktive Ingenieurbauwerke*. 2011.
- [ÖBB11b] ÖBB. *Richtlinie für die dynamische Berechnung von Eisenbahnbrücken*. 2011.
- [ÖNB 1991-2] ÖNB 1991-2. *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke; Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken - Nationales Anwendungsdokument*. Österreichisches Normungsinstitut. 2012-03-01.
- [ÖN EN 13450] ÖN EN 13450. *Gesteinskörnungen für Gleisschotter*. Österreichisches Normungsinstitut. 2014-02-15.
- [ÖN EN 1990] ÖN EN 1990. *Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung*. Österreichisches Normungsinstitut. 2013-03-15.
- [ÖN EN 1991-2] ÖN EN 1991-2. *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke; Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken*. Österreichisches Normungsinstitut. 2012-03-01.
- [ONR 24008] ONR 24008. *Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Eisenbahn- und Straßenbrücken*. Österreichisches Normungsinstitut. 2014-03-01.
- [Pet01] Christian Petersen. *Schwingungsdämpfer im Ingenieurbau*. 2001.
- [Pet96] Christian Petersen. *Dynamik der Baukonstruktionen*. 1996.
- [Pov78] Helmut Povse. „Eisenbahnschotter unter Stossbelastung. Dynamisches Scherverhalten von grobkörnigen Tragschichten unter dem Einfluss der Normalspannung“. Dissertation. TU Graz, 1978.
- [PRu+09] P.Ruge u. a. „Longitudinal track-bridge interaction due to sudden change of coupling interface“. In: *Computers and Structures* 87 (2009), S. 47–58.

- [Rau11] Tim Rauert. „Zum Einfluss baulicher Randbedingungen auf das dynamische Verhalten von WIB-Eisenbahnbrücken“. Dissertation. RWTH Aachen, 2011.
- [RBR06] Werner Rücker, Matthias Baeßler und Rolf G. Rohrman. „Experimentelle Untersuchungen zu Schotterfahrwegen auf Brücken“. In: *Entwicklungen in der Bodenmechanik, Bodendynamik und Geotechnik*. Hrsg. von Frank Rackwitz. 2006.
- [RDG11] Antonio Romero, Jose Domínguez und Pedro Galvín. „3D numerical analysis of train-induced vibrations on short bridges considering vehicle-track-structure-soil dynamic interaction“. In: *8th International Conference on Structural Dynamics, EUROLYN 2011*. Hrsg. von G. DE Roeck u. a. 2011.
- [Rig06] Constança Rigueiro. „Modelling the Interaction Effects of the High-Speed Train-Track-Bridge System using ADINA“. In: *Mechanics and Materials in Design*. Hrsg. von J.F. Silva Gomes und Shaker A. Meguid. 2006.
- [RRS10] Constança Rigueiro, Carlos Rebelo und Luís Simões da Silva. „Influence of ballast models in the dynamic response of railway viaducts“. In: *Journal of Sound and Vibration* 329 (2010), S. 3030–3040.
- [SA15] Patrick Salcher und Christoph Adam. „Modelling of dynamic train-bridge interaction in high-speed railways“. In: *Acta Mech* (2015), S. 2473–2495.
- [SA16] Patrick Salcher und Christoph Adam. „Modelling strategies for the seasonal effects on dynamic bridge parameters“. In: *Engineering Structures* (2016), S. 107–114.
- [Sol15] Kirchdorfer Concrete Solutions. *Produktdatenblatt Betonschwelle L2*. 2015. URL: [http://www.mabatrack.com/cxdata/media/produkte/files/-pd3003kfth-produktdatenblatt-betonschwelle-l2\\_dateide\\_2.pdf](http://www.mabatrack.com/cxdata/media/produkte/files/-pd3003kfth-produktdatenblatt-betonschwelle-l2_dateide_2.pdf) (besucht am 25.01.2016).
- [SPA16] Patrick Salcher, Helmuth Pradlwarter und Christoph Adam. „Reliability assessment of railway bridges subjected to high-speed trains considering the effects of seasonal temperature changes“. In: *Meccanica dei Materiali e delle Strutture VI* (2016), S. 107–114.
- [Spe10] Markus Spengler. „Dynamik von Eisenbahnbrücken unter Hochgeschwindigkeitsverkehr. Entwicklung eines Antwortspektrums zur Erfassung der dynamischen Tragwerksreaktion“. Dissertation. TU Darmstadt, 2010.
- [UIC Code 774-3] UIC Code 774-3. *Track/bridge Interaction, Recommendations for calculations*. International Union of Railways UIC. 2001-10.
- [WF05] D. Winselmann und D. Fahlbusch. „Überprüfung der Resonanzgefahr bei bestehenden und neuen Eisenbahnbrücken“. In: *VDI - Berichte* 1941 (2005).



- [YYW04] Y.B. Yang, J.D. Yau und Y.S. Wu. *Vehicle-Bridge Interaction Dynamics*. 2004.
- [Zac01] Manfred Zacher. „Dynamik von Eisenbahnbrücken und dessen Auswirkungen auf den Oberbau“. In: *Eisenbahningenieur EI* 52 (2001).
- [Zac05] Manfred Zacher. „Dynamisches Verhalten von Eisenbahnschotter im Fugenbereich von Brücken“. Dissertation. TU Berlin, 2005.
- [Zip15] Birgit Zipfinger. „Modell zur Bestimmung der dynamischen Eigenschaften des Fahrbahnüberganges auf Eisenbahnbrücken“. Bakkalaureatsarbeit. TU Wien, 2015.
- [ZKB08] Volkmar Zabel, Carsten Könke und Maik Brehm. „Experimentelle und numerische Untersuchungen zum dynamischen Verhalten von Eisenbahnbrücken“. In: *Baustatik-Baupraxis 10* (2008), S. 409–420.