

TECHNISCHE UNIVERSITÄT MÜNCHEN

TUM School of Engineering and Design

Untersuchungen zum Schichtübergang Unterbau-Schotter unter Berücksichtigung verschiedener Oberbaukonfigurationen

Johannes Martin Mack

Vollständiger Abdruck der von der TUM School of Engineering and Design der Technischen Universität München zur Erlangung des akademischen Grades eines

Doktors der Ingenieurwissenschaften (Dr.-Ing.)

genehmigten Dissertation.

Vorsitzender: Prof. Dr.-Ing. Klaus Bogenberger

Prüfer der Dissertation:

1. Prof. Dr.-Ing. Stephan Freudenstein
2. Prof. Dr. techn. Roman Marte
3. Prof. Dr.-Ing. Roberto Cudmani

Die Dissertation wurde am 27.05.2021 bei der Technischen Universität München eingereicht und durch die TUM School of Engineering and Design am 01.03.2022 angenommen.

Inhaltsverzeichnis

1	Einführung	15
1.1	Moderner Oberbau auf mehr als 100 Jahre altem Unterbau	15
1.2	Aufbau des Fahrwegs in Schotterbauweise	16
1.2.1	Definition der Begriffe und Querschnitte	16
1.2.2	Gleise auf ungünstigem Unterbau.....	17
1.2.3	Unterbausanierung	19
1.3	Hintergründe und Problemstellung.....	19
1.4	Zielsetzung	23
1.5	Forschungsauftrag DACH TP 5 Auftrag 1	23
1.6	Abgrenzung der Dissertation	25
2	Generelle Unterschiede zwischen Holz- und Betonschwellen.....	27
2.1	Geometrie.....	27
2.2	Schwellenmasse und Dichte der Werkstoffe	28
2.3	Biegeverhalten.....	29
2.3.1	Dreipunkt-Biegeversuche im Labor	29
2.3.2	Dreipunkt-Biegeversuche in der FE-Simulation.....	32
2.3.2.1	Einfluss der Rippenplatten auf das Biegeverhalten der H250 Schwelle	32
2.3.2.2	Poissonzahl des Schwellenwerkstoffes Buchenholz	34
2.3.2.3	Elastizitätsmoduln der Schwellenwerkstoffe Holz und Spannbeton.....	35
2.3.3	Biegeverhalten auf elastischer Lagerung - Einfluss der Rph (FE-Simulation)	37
2.4	Eigenschwingungsanalyse an Einzelschwellen.....	40
2.5	Dämpfungsverhalten von Einzelschwellen.....	40
2.6	Gleislage	44
3	Beanspruchung des Planums durch unterschiedliche Schwellenarten.....	47
3.1	Druckspannungen auf dem Planum und im Unterbau.....	47
3.1.1	Quasistatischer Fall	48
3.1.2	FE-Simulationen zur statischen Beanspruchung des Unterbaus.....	55
3.1.2.1	Zielsetzung	55
3.1.2.2	Modellbildung	56
3.1.2.3	Untersuchte Unterbausysteme	66
3.1.2.4	Generelle Kenngrößen der FE-Simulationen	68
3.1.2.5	Ergebnisse der FE-Simulationen	68

3.1.3	Dynamischer Fall	80
3.2	Schwingungen am Planum und im Unterbau	82
3.2.1	In der Literatur beschriebene Messungen	83
3.2.2	Eigene Feldmessung an Holz- und Betonschwellengleisen	87
3.2.2.1	Beschreibung des Messaufbaus und der Datenauswertung	87
3.2.2.2	Ergebnisse der Feldmessung	89
3.2.3	Dynamische Anregung aus dem Oberbau	94
3.2.3.1	Abhebewelle und Schwellenmasse.....	94
3.2.3.2	Schwellenhohllage, Gleislagefehler und Unstetigkeiten in der Schiene.....	98
4	Hochsteigende Schotterverschmutzungen aus feinkörnigem Material	101
4.1	Begriffsdefinition	101
4.2	Schotterverschmutzung aus dem Oberbau (SSO)	105
4.2.1	Entstehung von Schotter- und Schwellenabrieb.....	105
4.2.1.1	Herstellung und Einbau des Schotters	105
4.2.1.2	Instandhaltung der Schottergleise.....	106
4.2.1.3	Betriebsbelastung	106
4.2.2	Voraussetzungen und Entwicklungsprozess einer SSO.....	108
4.2.3	Felduntersuchung zur SSO.....	110
4.3	Schotterverschmutzung aus externer Verunreinigung (SSE)	115
4.4	Schotterverschmutzung aus dem Unterbau (SSU).....	116
4.4.1	Voraussetzungen für die Entstehung von SSU	116
4.4.2	Problematische Bodentypen bzgl. der Bildung von SSU	116
4.4.3	Filterstabilität	119
4.4.4	Kausalkette bei der Entstehung von SSU	122
4.4.5	Felduntersuchung zur SSU	125
4.5	Mechanismen des Aufsteigens von Verschmutzungen im Schotter	134
4.5.1	Schottereinpressung und Volumenverdrängung	134
4.5.1.1	Ausbildung einer Zwischenschicht	134
4.5.1.2	Abschätzungen zur Einpressung von Schotter in den Unterbau	135
4.5.2	Hochpumpen von Feinkorn durch Mud Pumping	137
4.5.2.1	Porenwasserdrücke	138
4.5.2.2	Pumpwirkung durch zyklische Einsenkungen der Schwellen	138
5	Laborversuche zur SSU mit verschiedenen Schwellenarten	141
5.1	Laborversuche anderer Wissenschaftler zur SSU.....	141
5.1.1	Sharpe im Jahr 2004	141

5.1.2	Chawla im Jahr 2016	142
5.1.3	Duong im Jahr 2014	143
5.1.4	Krammer im Jahr 2020	144
5.1.5	Grenzen der bisherigen Laborversuche	145
5.2	Eigene Laborgroßversuche zur SSU	147
5.2.1	Zielsetzung und Allgemeines	147
5.2.2	Versuchskonzept	147
5.2.3	Versuchsaufbau	149
5.2.4	Messtechnik	150
5.2.5	Installation der Laborversuche	154
5.2.6	Versuchsmaterial und dessen Charakterisierung	155
5.2.6.1	Unterbaumaterial	155
5.2.6.2	Gleisschotter	158
5.2.6.3	Gleisroste und Lasteinleitung	160
5.2.7	Versuchsprogramm und Durchführung	162
5.2.8	Einbauzustand des Unterbaus	165
5.2.9	Ausbauzustand von Ober- und Unterbau	166
5.2.9.1	Gleisroste	166
5.2.9.2	Allgemeine Beobachtungen beim Ausbau des Schotters	167
5.2.9.3	Planum und Zwischenschicht	169
5.2.9.4	Ausbauzustand des Unterbaus ohne Zwischenschicht	174
5.2.9.5	Allgemeine Charakterisierung der Zwischenschicht	175
5.2.9.6	Kornaufbau des Schotterschmutzes und Schlammes	177
5.2.9.7	Mineralanalysen der Zwischenschicht	179
5.2.10	Setzungen der Gleisroste	180
5.2.11	Vertikale Steifigkeiten	185
5.2.12	Biegelinien der Schwellen unter quasistatischer Belastung	188
5.2.13	Bettung der Schwellen	190
5.2.14	Schwingwege der Schwellen	194
5.2.15	Druckspannungen am Planum	196
5.2.16	Wassergehalt des Unterbaus	200
5.2.16.1	Wassergehalt beim Ein- und Ausbau (Rücktrocknungsverfahren)	200
5.2.16.2	Wassergehalt während der Versuche (kapazitives Verfahren)	201
5.2.17	Schwingungsmessungen	203
5.2.18	Schwingungsübertragung in den Unterbau	206

6	Einordnung und Interpretation der Ergebnisse.....	211
6.1	Bewertung der FE-Simulationen	211
6.2	Bewertung der Feldmessungen	212
6.3	Bewertung und Ausblick zu den Laborversuchen	213
6.4	Gleisumbau ohne Unterbausanierung.....	220
7	Betonschwelle zur Unterbau Schonung	223
7.1	Beschreibung der BUS21 Schwelle	223
7.2	Beanspruchung des Unterbaus durch BUS21 Schwellen.....	226
7.3	Alleinstellungsmerkmale der BUS21 Schwelle	227
8	Resümee und Ausblick	229
8.1	Schotterverschmutzungen im Bahnbetrieb	229
8.2	Schlüsselparameter des Gleisrostes bzgl. der Beanspruchung des Unterbaus	231
8.3	Fazit zum Verhalten von Holz- und Betonschwellengleisen	233
8.4	Ausblick.....	235
	Literatur	236
	Abbildungsverzeichnis.....	245
	Tabellenverzeichnis.....	253
	Anlagenverzeichnis	257
	Anlagen	258

Abkürzungen

Abkürzung	Erklärung
B06	Spannbetonflachschwelle Typ B06
B06 So	Spannbetonflachschwelle Typ B06 mit elastischer Schwellensohle
B07	Spannbetonschwelle Typ B07 mit elastischer Schwellensohle
B12	Spannbetonschwelle Typ B12
B55	Spannbetonschwelle Typ B55
B58	Spannbetonschwelle Typ B58
B70	Spannbetonschwelle Typ B70
B70 So	Spannbetonschwelle Typ B70 mit elastischer Schwellensohle
B70 2,4	Spannbetonschwelle Typ B70 mit Länge L = 2,4 m
B75	Spannbetonschwelle Typ B75
B90	Spannbetonschwelle Typ B90
B91	Spannbetonschwelle Typ B91
B91 So	Spannbetonschwelle Typ B91 mit elastischer Schwellensohle
BRM	Maschinelle gleisgebundene Bettungsreinigung
BS	Spannbetonschwelle allgemein
BS65	Spannbetonschwelle Typ BS65
BS66	Spannbetonschwelle Typ BS66
BS72	Spannbetonschwelle Typ BS72
BUS21	Spannbetonflachschwelle zur Unterbau Schonung Typ BUS21
DACH	Deutschland (D), Österreich (A) und Schweiz (CH)
CAD	Computer Aided Design
COVID-19	Coronavirus-Krankheit-2019
DB	Deutsche Bahn AG, vor 1994: Deutsche Bundesbahn
DBS	Deutsche Bahn Standard
DGS	Dynamischer Gleisstabilisator
DIN	Deutsche Norm
EN	Europäische Norm
EU	Europäische Union
FAST	Facility of Accelerated Service Testing
FE	Finite Elemente Methode

FF	Feste Fahrbahn – Oberbau ohne Schotterbettung
FFT	Fast Fourier Transformation
FSS	Frostschuttschicht
GB	Großbritannien
Gew.-%	Gewichtsprozent
H250	Holzschwelle, Abmessungen (L x B x H) 250 cm x 26 cm x 15 cm
H260	Holzschwelle, Abmessungen (L x B x H) 260 cm x 26 cm x 16 cm
HS	Holzschwelle allgemein
KG	Korngemisch
LW	Lastwechselzahl
Mio.	Millionen
ÖBB	Österreichische Bundesbahnen
PSS	Planumsschutzschicht
PVC	Polyvinylchlorid
Ril	Richtlinie
Rph	Rippenplatte
SBB	Schweizerische Bundesbahnen
sic	so stand es geschrieben
Skl	Spannklemme
SNCF	Staatliche Eisenbahngesellschaft Frankreichs
SSE	Schotterverschmutzung durch externe Verunreinigung
SSO	Schotterverschmutzung aus dem Oberbau
SSU	Schotterverschmutzung aus dem Unterbau
TL40SK60	Laborboden aus 40 Gew.-% Ton/Lehm und 60 Gew.-% Sand/Kies
TP	Teilprojekt
TUM	Technische Universität München
USA	Vereinigte Staaten von Amerika
USCS	Unified Soil Classification System
Vol.-%	Volumenprozent
XRD	Röntgenbeugung
Zw	Schienenzwischenlage

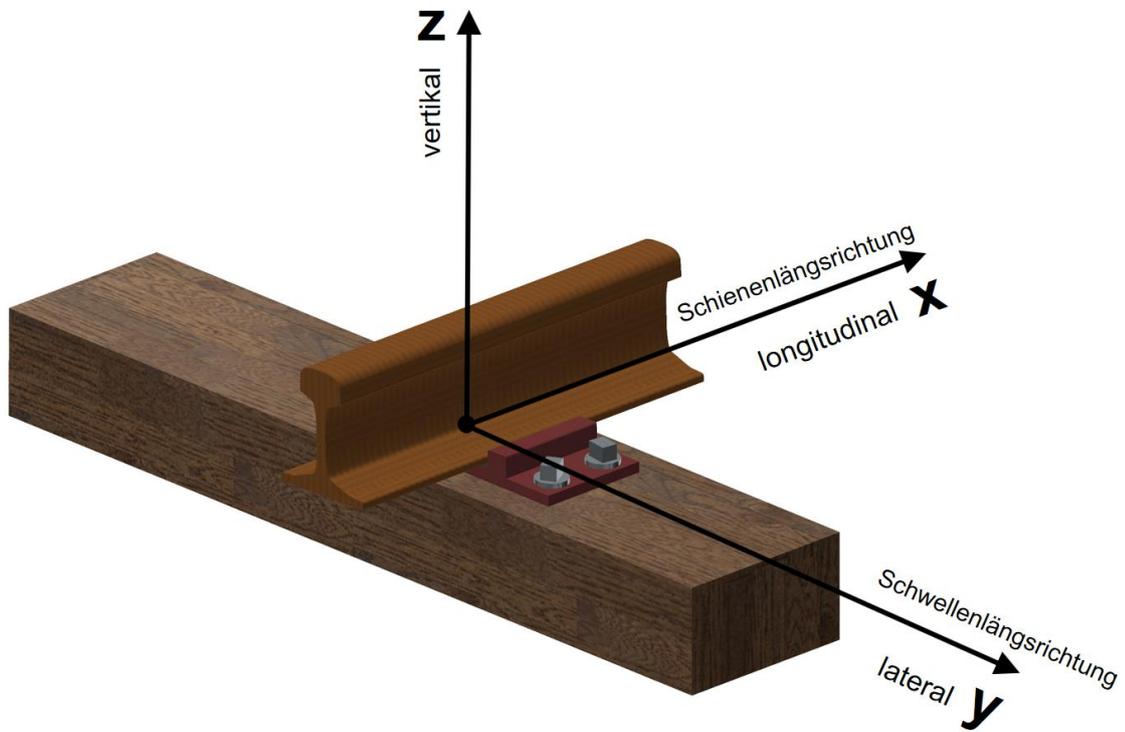
Formelzeichen

Zeichen	Erklärung	Einheit
A	Fläche	mm ²
A _{AM}	Sohlfläche der Schwelle am auflagerfreien Mittelteil	cm ²
A _{Modell}	Querschnittsfläche des Ersatzschienenprofiles	mm ²
A _{real}	Querschnittsfläche des realen Schienenprofiles	mm ²
A _S	Totale Sohlfläche der Schwelle $A_S = A_{AM} + A_{SB}$	cm ²
A _{SB}	Sohlfläche der Schwelle an den beiden Stopfbereichen	cm ²
A _{50,vorh}	Vorhandener Abstand in der Filterregel nach Cistin/Ziems	-
A _{50,zul}	Zulässiger Abstand in der Filterregel nach Cistin/Ziems	-
a	Schwellenabstand	mm
a _B	Schwingbeschleunigung	m/s ²
a _{B,0}	0 dB Bezugsgröße der Beschleunigung $a_{B,0} = 1 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}^2$	m/s ²
α	Lastausbreitungswinkel der Schotterbettung	°
B	Breite	mm
b	Schwellenbreite	mm
b _e	Ersatzbreite beim Verfahren Zimmermann	mm
C	Bettungsmodul	N/mm ³
C _{SP}	Bettungsmodul gemessen auf dem Schotterplanum	N/mm ³
D	Pegelabstand	dB
d	Durchmesser	mm
d _K	Korngröße	mm
E	Elastizitätsmodul	MPa
E _{vd}	Dynamischer Verformungsmodul	MN/m ²
F	Kraft	kN
F _{BS}	Auf eine Betonschwelle einwirkende Kraft	kN
F _{HS}	Auf eine Holzschwelle einwirkende Kraft	kN
f	Frequenz	Hz
F _{Cn}	Prüfkraft für die Prüfung mit negativem Biegemoment in Schwellenmitte	kN
F _{N,A}	Anteilige Gewichtskraft des Gleisrostes pro Stützpunkt	kN
F _{N,GR}	Gewichtskraft des Gleisrostes	kN
F _{OL}	Prüfkraft bei Oberlast	kN

F_{UL}	Prüfkraft bei Unterlast	kN
G_{Unterbau}	Betragsspektrum der Übertragungsfunktion vom Schienenkopf in den Unterbau	m/Ns ²
H	Höhe	mm
h_{Scho}	Bettungshöhe zwischen Planumsobenseite und Schwellenunterseite	mm
I	Trägheitsmoment	mm ⁴
I_{Modell}	Trägheitsmoment des Ersatzschienenprofils	cm ⁴
I_{real}	Trägheitsmoment des realen Schienenprofils	cm ⁴
k	Federziffer	kN/mm
$k_{\text{stat,z}}$	Vertikale statische Steifigkeit	kN/mm
$\Delta k_{\text{stat,z}}$	Änderung der vertikalen statischen Steifigkeit	kN/mm
L	Länge	mm
L_a	Pegel der Schwingbeschleunigung	dB
$L_{a,\text{eff}}$	Effektivwert des Pegels der Schwingbeschleunigung	dB
$L_{a,\text{sum}}$	Summenpegel der Schwingbeschleunigung	dB
L_C	Auflagerabstand für die Prüfung in Schwellenmitte	m
L_E	Elastische Länge beim Verfahren Zimmermann	mm
M_C	Biegemoment in Schwellenmitte	kNm
m	Masse	kg
m_{tr}	Trockenmasse	kg
μ	Reibungskoeffizient	-
ν	Poissonzahl	-
Q	Vertikale Radkraft	kN
ρ	Dichte bzw. Feuchtdichte	g/cm ³
ρ_{Pr}	Proctordichte	g/cm ³
ρ_s	Kornrohddichte	g/cm ³
ρ_{tr}	Dichte bezogen auf die Trockenmasse	g/cm ³
S	Vertikale Stützpunktkraft	kN
S_N	Negative Stützpunktkraft in abhebender Richtung	kN
s	Weg	mm
Δs	Wegdifferenz oder Durchbiegung	mm
σ_B	Bettungsdruckspannung auf dem Planum	N/mm ²
$\sigma_{B,\text{max}}$	Maximalwert der Bettungsdruckspannung auf dem Planum	N/mm ²

σ_E	Druckspannung auf dem Erdbauplanum	N/mm ²
$\sigma_{E,max}$	Maximalwert der Druckspannung auf dem Erdbauplanum	N/mm ²
σ_S	Sohldruckspannung der Schwellen	N/mm ²
σ_z	Vertikale Druckspannung	N/mm ²
t	Zeit	s
τ	Zeitkonstante	ms
U	Ungleichförmigkeitszahl	-
ü	Überlapp der Lastausbreitungskegel	mm
V	Volumen	l
V_{σ_B}	Verhältnis von σ_B unter der Schwelle zu σ_B mittig unter dem Schwellenfach	-
V_{EM}	Verhältnis der Schwingbeschleunigung gemessen am Schwellenende zur Schwellenmitte	-
v	Geschwindigkeit	km/h
v_s	Schwinggeschwindigkeit	mm/s
w	Wassergehalt bezogen auf die Trockenmasse	Gew.-%
w_L	Wassergehalt bei der Fließgrenze	Gew.-%
w_P	Wassergehalt bei der Ausrollgrenze	Gew.-%
w_{Pr}	Optimaler Wassergehalt	Gew.-%
x	Longitudinale Koordinate im kartesischen Koordinatensystem	mm
y	Laterale Koordinate im kartesischen Koordinatensystem	mm
z	Vertikale Koordinate im kartesischen Koordinatensystem	mm

Verwendetes Koordinatensystem



Kurzfassung

Holzschwellengleisen wird ein vorteilhaftes Verhalten gegenüber Betonschwellengleisen im Kontext eines unsanierten Unterbaus seitens der Literatur und Betriebserfahrung zugesprochen. Als Basis der vorliegenden Arbeit dienten Laborgroßversuche zur Schotterverschmutzung aus dem Unterbau durch Holz- und Betonschwellen. Zusätzlich wurden Evaluierungen der generellen Unterschiede der beiden Schwellenarten, der Beanspruchung des Unterbaus durch diverse Schwellenbauformen sowie der Analyse der Schotterverschmutzung aus unterschiedlichen Quellen und durch verschiedene Mechanismen vollzogen. Erst dadurch war eine tiefgreifende Interpretation der FE-Simulationen sowie der Messungen im Labor und Feld in einem übergeordneten Zusammenhang möglich.

Bei den drei Laborversuchen zur Schotterverschmutzung aus dem Unterbau mit Holzschwellen H250 sowie mit Betonschwellen B91, mit und ohne elastischer Schwellensohle, ging bei allen Versuchen die Trennstabilität des Schichtübergangs Unterbau-Schotter unter Ausbildung einer Zwischenschicht aus Schotter und Unterbaumaterial verloren. Der Grad der Schädigung des Unterbaus war bei allen Schwellenarten als gleichwertig anzusehen und in keinem Versuch konnte eine hochsteigende Schotterverschmutzung generiert werden. Insbesondere ergab sich kein vorteilhaftes Verhalten der Holzschwelle. Im Gegenteil, bei den Holzschwellen deutete sich eine Tendenz zur geringeren Lagestabilität im Schotter, verbunden mit einseitigen Setzungen des Unterbaus, an. Die B91 So Schwelle mit elastischer Sohle verhielt sich in diesem Zusammenhang am günstigsten. Zur Belastung des Unterbaus in Bezug auf Druckspannungen und Schwingungen konnten in den Laborversuchen keine wesentlichen Unterschiede zwischen den untersuchten Schwellenarten detektiert werden.

Aus den FE-Simulationen, den Versuchen im Labor und den Messungen im Feld konnten die Schlüsselparameter eines Gleisrostes, die in Zusammenhang mit der Unterbaubeanspruchung stehen, identifiziert werden. Folgende Parameter ergeben einen Einfluss auf die Reduktion der Beanspruchung des Unterbaus: eine gute Gleislage, eine hohe Lastverteilung durch die Schiene, eine hohe Biegesteifigkeit der Schwellen, eine große Schwellensohlfläche, eine hohe Dämpfung der Schwellen und eine möglichst geringe Schwellenmasse. Basierend auf den detektierten Schlüsselparametern wurde eine Betonschwelle zur Unterbau Schonung mit der Bezeichnung BUS21 konzeptioniert.

Bei einer Kombination der Ergebnisse aus der Literatur, den Laborversuchen und den FE-Simulationen zeichnete sich ab, dass das vermeintlich ungünstigere Verhalten von

Betonschwellen bei einem Schwellenwechsel (von Holzschwellen H250/H260 zu Betonschwellen B91/B70) ohne Unterbausanierung durch die Zerstörung der Konsolidierung des Planums bedingt sein muss. Aufgrund der größeren Bauhöhe der Betonschwelle muss das Planum abgesenkt und somit die Grenzfläche zwischen Gleisschotter und Unterbau angegriffen werden.

Abstract

An advantageous behaviour is assigned to tracks with wooden sleepers unlike to tracks with concrete sleepers in the context of subgrade without rehabilitation. The knowledge is anchored in literature and the operational experience of the railway companies. This work is based on large scale laboratory tests, which deal with the ballast contamination with subgrade material executed with wooden and concrete sleepers. During the evaluations the general differences between both sleeper types, the stress on the subgrade generated by different sleeper designs and the analysis of the ballast contamination due to different sources and mechanisms were implemented. Only then, a profound interpretation in a superordinated context of the FE simulations as well as the measurements in the laboratory and field was possible.

A mixture of ballast and subgrade material was detected at the end of all three laboratory tests. Wooden sleepers H250, concrete sleepers B91 and the corresponding concrete sleeper with elastic under sleeper pad (B91 So) were used for the tests. The degree of subgrade damage was found to be equal in all the tests and no rising ballast contamination was observed. In particular, no advantageously behaviour of the wooden sleepers was detected. On the opposite, the wooden sleepers showed a less stable positioning in the ballast, which leads to one-sided settlements on the subgrade plane. The B91 So with elastic under sleeper pad showed the most advantageous behaviour in this context. No essential differences concerning loading pressure and vibration of the subgrade could be figured out between the examined sleeper types.

The key parameters which lead to a reduction of the stress of the subgrade as a consequence of different track panels could be identified from the FE simulation, the laboratory test and the field tests. The parameters can be listed as: A good track-geometry, a pronounced load spreading through the rail, a high bending stiffness of the sleeper, a large lower side of the sleeper, a high damping of the sleeper and a low sleeper weight. Based on the detected key parameters the sleeper type BUS21 for lower subgrade loading was developed.

Through a combination of the results from literature, laboratory tests and FE simulations it becomes clear what the supposed unfavourable behaviour of the concrete sleepers in case of a sleeper change (from wooden sleepers H250/H260 to concrete sleepers B91/B70) without subgrade rehabilitation originates from: It is the destruction of the consolidated subgrade plane. As a consequence of the larger height of concrete sleepers

the upper side of the substructure must be lowered, therefore the interface between ballast and substructure must be damaged.

1 Einführung

1.1 Moderner Oberbau auf mehr als 100 Jahre altem Unterbau

Der überwiegende Teil des DACH Eisenbahnnetzes wurde bereits vor mehr als 100 Jahren erstmalig in Betrieb genommen. Im Laufe der Zeit nahmen die Achslasten und Fahrgeschwindigkeiten der Eisenbahn immer weiter zu. Um dem zu begegnen, musste der vorhandene Fahrweg modernisiert werden, um so gut wie möglich den neuen Belastungen gewachsen zu sein. Typischerweise hinkte die Verstärkung des Fahrwegs den Optimierungen am Fahrzeug hinterher, da umfangreiche Baumaßnahmen auf linienförmigen Baustellen erforderlich waren. In Bezug auf den Fahrweg wiederum existierte die Tendenz, dass eine Erneuerung und Verstärkung des Oberbaus wesentlich intensiver und schneller vorangetrieben wurde, als die Ertüchtigung des Unterbaus. Die Schäden an einem überlasteten Bestandsunterbau traten häufig erst nach längerer Betriebszeit und nur unter gewissen Voraussetzungen auf. Auch der modernste Gleisrost auf einer sauberen Schotterbettung kann auf Dauer nicht die Unzulänglichkeiten eines überbeanspruchten Unterbaus mit unzureichender oder nicht vorhandener Entwässerung ausgleichen. Da eine wesentliche Eigenschaft des Fahrwegs in Schotterbauweise die Möglichkeit zur raschen Lagekorrektur des Gleisrostes ist, konnten Defizite im Unterbau in gewissem Maße ausgeglichen werden. Dies kann dazu verleiten, Probleme aus dem Unterbau zunächst zu ignorieren und einen erhöhten Instandhaltungsaufwand des Gleises in Kauf zu nehmen. Durch die gestiegene Verkehrsbelastung und die Verwendung von Betonschwellen sind Erdbauwerke aus dem 19. Jahrhundert nicht mehr den neuartigen Belastungen gewachsen [1]. Durch das Aufkommen der Betonschwelle nach dem Zweiten Weltkrieg, ein Meilenstein in der Entwicklung des Eisenbahnoberbaus, wurden anscheinend höhere Anforderungen an den Eisenbahnunterbau gestellt als durch die seit Beginn der Eisenbahn bewährte Holzschwelle. Auch in der heutigen Zeit ist diese Problematik aktueller denn je, da noch viele Kilometer Bestandsgleis mit Holzschwellen und unsaniertem Unterbau vorhanden sind, welche längerfristig möglichst durch Betonschwellen ersetzt werden sollen. In der hier vorliegenden Arbeit sollen Unterschiede in der Belastung des Unterbaus durch verschiedene Schwellenarten evaluiert und deren Ursachen näher erforscht werden. Darüber hinaus soll das Phänomen der Aufhebung der Trennstabilität von Unterbau und Schotter bei unterschiedlichen Schwellenarten untersucht werden.

1.2 Aufbau des Fahrwegs in Schotterbauweise

1.2.1 Definition der Begriffe und Querschnitte

In diesem Abschnitt werden grundlegende Begriffe zum Normalspur-Fahrweg in Schotterbauweise (klassischer Schotteroberbau) definiert. Bei der Lastabtragung von Eisenbahnstrecken können im Allgemeinen unterschiedliche Szenarien differenziert werden. Dabei handelt es sich beispielsweise um Kunstbauwerke wie Brücken und Tunnel oder um Erdbauwerke wie Einschnitte und Bahndämme. In dieser Arbeit wird im Wesentlichen das Szenario einer Bahnstrecke auf einem Untergrund in Form eines gewachsenen Bodens betrachtet, ohne die Kunst- oder Erdbauwerke im Detail zu behandeln. An dieser Stelle werden anhand des Querschnitts eines Neubaugleises, die im Rahmen dieser Arbeit verwendeten Begriffe, erklärt. In Abbildung 1 ist der Querschnitt eines Neubauschottergleises im Idealzustand skizziert. Die verwendeten Bezeichnungen orientieren sich an den im deutschen Eisenbahnwesen üblichen Fachtermini. Innerhalb der DACH-Bahngesellschaften gibt es teilweise unterschiedliche Begrifflichkeiten. Der prinzipielle Schichtaufbau des Gleises ist jedoch bis auf Details, welche für diese Arbeit nicht relevant sind, identisch.

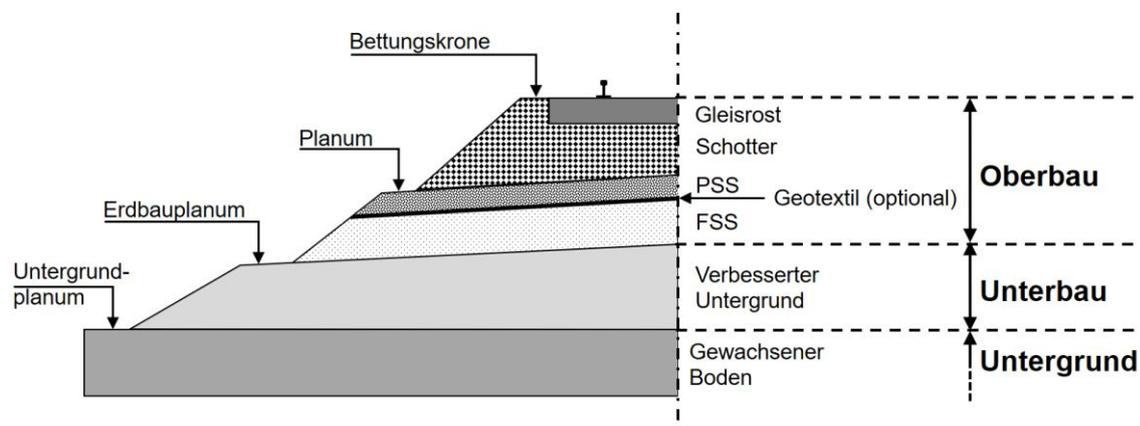


Abbildung 1: Skizze des Querschnitts eines Gleises in Neubauqualität

Es gilt anzumerken, dass ein von Grund auf saniertes Bestandsgleis (d. h. es wurde eine Unterbausanierung und Oberbauerneuerung durchgeführt) im Idealfall Neubauqualität aufweist und daher ebenfalls durch Abbildung 1 repräsentiert wird.

Grundsätzlich kann ein Gleis in vertikaler Richtung in die drei übereinanderliegenden Hauptkomponenten Untergrund, Unterbau und Oberbau untergliedert werden. Im Folgenden wird von unten nach oben auf die einzelnen Schichten näher eingegangen:

- **Untergrund**

Unter dem Begriff Untergrund wird der nicht bearbeitete, gewachsene Boden verstanden.

- **Unterbau**

Im vertikalen Schichtaufbau von unten nach oben folgt dem Untergrund die erste Schicht des Unterbaus. Dabei handelt es sich um verbesserten und verdichteten Untergrund, in manchen Fällen wurde auch ein Bodenaustausch vorgenommen. Bei einer Dammlage stellt die Dammschüttung einen wesentlichen Teil des Unterbaus dar. Die Oberseite dieser Schicht bildet das Erdbauplanum, auf diesem ist der Oberbau des Fahrwegs aufgelagert.

- **Oberbau**

Unmittelbar auf dem Erdbauplanum, welches die Grenzfläche zwischen dem Unterbau und dem Oberbau darstellt, ist die Frostschutzschicht (FSS) angeordnet. Die darüberliegende Planumsschutzschicht (PSS) ist ein Kiessand-Gemisch, sie soll die Lastabtragung und -verteilung sowie die Trennstabilität zwischen Unterbau und Schotter sicherstellen. Zwischen FSS und PSS kann optional ein Geotextil (auch noch nachträglich) eingebaut werden. Die Oberseite der PSS stellt das Planum dar, auf ihm ist die Schotterbettung aufgelagert. Die Bettung mit dem Gleisrost ist ebenfalls dem Oberbau zugeordnet. Die Bettungshöhe h_{Scho} ist als die minimale Höhe des Schotters (bedingt durch die Einbauneigung des Planums) zwischen Planum und Unterseite der Schwelle definiert.

1.2.2 Gleise auf ungünstigem Unterbau

Im Abschnitt 1.2.1 wurden anhand des Querschnitts eines Schottergleises in Neubauqualität die Bezeichnungen der Schichten definiert. In diesem Abschnitt wird in analoger Weise auf Bestandsgleise mit ungünstigem Unterbau, d. h. einem Unterbau, bei dem ein Großteil seiner Nutzungsdauer bereits verstrichen ist, eingegangen (siehe Abbildung 2). Bei dieser Art von Gleisen treten bei einem feinkörnigen Unterbau und mangelhafter

Entwässerung besonders häufig hochsteigende Schotterverschmutzungen aus dem Unterbau auf.

Bei einem Bestandsgleis mit einem Unterbau, welches am Ende seiner Lebensdauer ist (das Alter des Unterbaus kann bis zu 150 Jahre betragen [2]), lagert der Schotter direkt auf dem Unterbau. Es existieren keine Fundations- oder Schutzschichten. Der Unterbau ist durch den langjährigen Bahnbetrieb verdichtet und auf dem Planum hat sich eine Schicht aus Grundsotter gebildet, in der sich Schotterabrieb und extern eingetragenes Material angesammelt hat. Der alte Unterbau ist den seit seiner Errichtung gestiegenen Achslasten nicht mehr gewachsen, es entstehen plastische Verformungen, welche sich durch Mulden auf dem Planum äußern. Durch den erhöhten Unterhaltungsaufwand in Form von Nachstopfen wächst die Schotterbetthöhe an, teilweise können sich im weiteren Verlauf auch Schottersäcke ausbilden. Kommen nun noch die Faktoren einer mangelhaften Entwässerung und das Vorliegen von Feinkorn im Unterbau hinzu, so droht die Gefahr der Ausbildung einer unterbaubedingten Schotterverschlammung. Häufig liegen in Bestandsgleisen dieser Art aufgrund des fortgeschrittenen Alters Holzschwellen, wobei die Bahngesellschaften bestrebt sind, diese durch Betonschwellen zu ersetzen.

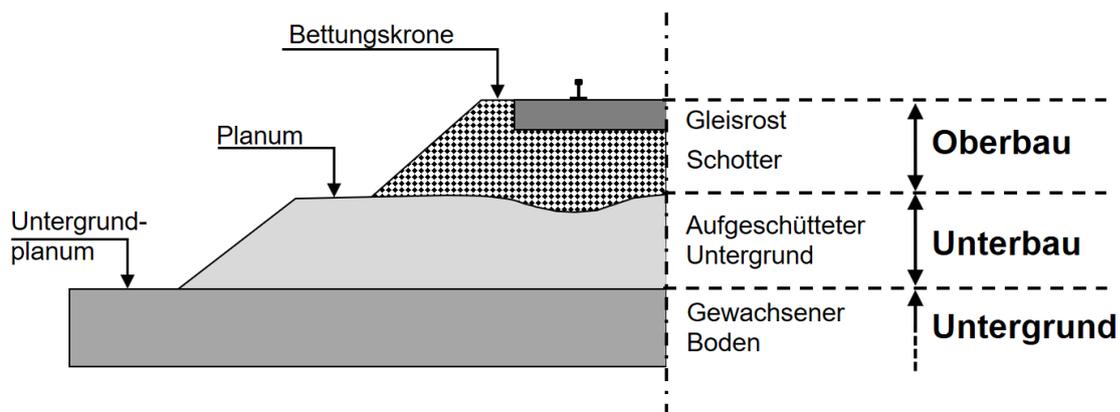


Abbildung 2: Skizze des Querschnitts eines Bestandsgleises mit unsaniertem und überlastetem Unterbau der am Ende seiner Lebensdauer ist.

1.2.3 Unterbausanierung

Ein Gleis mit ungünstigem Unterbau (siehe Abschnitt 1.2.2) kann im Idealfall durch eine Unterbausanierung und Oberbauerneuerung nahe an das Qualitätsniveau eines Neubaugleises gebracht werden. Da der überwiegende Teil der mitteleuropäischen Eisenbahnstrecken bereits vor dem Jahr 1900 gebaut wurde, stellt die Ertüchtigung von altem Unterbau, im Gegensatz zum Streckenneubau das weitaus häufigere Szenario dar. Bei einer Unterbausanierung wird zunächst der Schotter entfernt und das Erdplanum neu hergestellt sowie verdichtet (Definition der Schichten siehe Abbildung 1 und Abbildung 2). Beim Gleisumbau kann auf dem Erdplanum optional ein Geotextil in Form eines Vlieses aufgebracht werden. Die Wirksamkeit von Vliesen zur Hemmung des Aufsteigens von Feinkorn aus dem Unterbau in den Schotter wird häufig als nicht ausreichend beschrieben, da Ton- und Lehmkorn meist nicht vollständig zurückgehalten werden können [3, 4]. In der Unterbausanierung folgt der nachträgliche Einbau einer PSS und eine Neuerstellung des Planums inkl. dessen Neigung. Von entscheidender Bedeutung für die Dauerhaftigkeit der Gleislage, nach einer solchen Maßnahme, ist eine funktionierende Entwässerung des Gleises. Stand der Technik ist eine gleisgebundene, maschinelle Unterbausanierung mit kontinuierlich arbeitenden Umbauzügen, bei der das Gegengleis für den Eisenbahnverkehr benutzbar bleibt.

1.3 Hintergründe und Problemstellung

Spannbetonschwellen sind im Gegensatz zu Holz-, Stahl- oder Kunststoffschwellen durch ihre vergleichsweise geringen Beschaffungskosten sowie eine lange Liegedauer im Gleis wirtschaftlich vorteilhaft. Aus diesem Grund ist bei den DACH-Bahngesellschaften die Betonschwelle die favorisierte Schwellenart [5–7]. Gleise mit Fahrgeschwindigkeiten $v > 160$ km/h müssen beispielsweise bei der DB und den SBB mit Betonschwellen ausgestattet sein [7, 8].

In Tabelle 1 ist ein Überblick über die in den Netzen der DACH-Bahngesellschaften eingebauten Schwellenarten gegeben. Die gesamte Gleislänge von Holzschwellengleisen in den Netzen der DB, ÖBB und SBB beträgt aktuell knapp 6.000 km im Verhältnis zur gesamten Gleislänge von ca. 70.600 km. Die Bahngesellschaften sind bestrebt, durch den Umbau auf Betonschwellen den Anteil an Holzschwellengleisen weiter zu reduzieren. Ziel ist es, die Holzschwelle nicht mehr als Streckenschwelle zu verwenden und nur

noch in Spezialfällen auf diese Schwellenart zurückzugreifen. Es wird noch Jahre andauern bis bei den DACH-Bahnen in Hauptgleisen sämtliche Holzschwellen ausgetauscht sind.

Tabelle 1: Übersicht über die bei den DACH-Bahngesellschaften genutzten Schwellenarten

Land	Bahnnetz	Länge der Strecken- gleise [km]	Anteil der Schwellenarten [%]				Stand im Jahr	Quelle
			Beton	Holz	Stahl	FF (*)		
D	DB	52.300	84,6	6,9	6,6	1,9	2017	[9]
A	ÖBB	9.782 [10]	53	4	43	k. A.	2003	[6]
CH	SBB	Ca. 7.500	55	25	20	k. A.	2018	[11]
(*) und sonstige								

Im überwiegenden Teil der Gleise ist ein Wechsel von Holz- zu Betonschwellen problemlos möglich. Wenn auf eine vollständige Unterbausanierung einer Bestandsstrecke verzichtet wird oder eine Stabilisierung des Bodens nicht dauerhaft möglich ist, können Probleme auftreten. Der Großteil der Bestandsstrecken wurde vor dem Jahr 1900 hergestellt, sodass der Unterbau nicht mehr den heutigen erdbautechnischen Anforderungen entspricht und durch die gestiegenen Achslasten sowie Geschwindigkeiten stark belastet ist [2]. Typischerweise sind diese Bestandsstrecken noch mit Holzschwellen Gleisrosten ausgestattet und die Schotterbettung ist direkt auf dem häufig mehr als 100 Jahre alten Unterbau aufgelagert, eine PSS ist nicht vorhanden und die Funktionsfähigkeit der Bahnentwässerung ist nicht immer gegeben. Es handelt sich, wie bereits unter Abschnitt 1.2.2 beschrieben, um Gleise mit ungünstigem Unterbau. Wird nun bei einem solchen Gleis ein Wechsel zu Betonschwellen ohne Unterbausanierung vorgenommen, so kann es zu Problemen kommen. Anfang der 1970er Jahre gab es noch die Hoffnung, dass durch den Einbau der zu dieser Zeit in Deutschland neu entwickelten B70 Schwelle mit einer Länge von 2,6 m (die bisher verwendete B58 Betonschwellen waren lediglich 2,4 m lang) bei Achslasten von 20 t und engeren Schwellenteilungen in der Regel auf den Einbau einer PSS verzichten zu können [12]. Bereits im Jahr 1970 hat jedoch Eisenmann ergänzt, dass bei einem bereits überbeanspruchten und damit vorgeschädigtem Unterbau ohne Sanierung ein Einbau von Betonschwellen nicht zielführend ist [12]. Der Ansatz der Wahl einer engeren Schwellenteilung zur Reduzierung der

Unterbaubeanspruchung wurde, zumindest bei den DACH-Bahnen, nicht in großem Umfang verfolgt. Die Betriebserfahrung der SBB weist aus, dass sich teilweise bei einem Schwellenwechsel von Holz- zu Betonschwellen die Gleislage nach dem Umbau rasch verschlechterte [13]. Dieses Phänomen wurde vor allem bei Böden mit wesentlichen Anteilen an Feinkorn im Kornaufbau beobachtet und ist durch eine Aufhebung der Trennstabilität zwischen Unterbau und Schotterbettung (Schotterverlehmung) bedingt, welche folglich zu einer Verschlechterung der Gleislage führt [13]. Beim Holzschwellengleis trat dieser Effekt zuvor nicht in diesem Ausmaß auf [13]. Offensichtlich verhält sich ein Holzschwellengleis bei einem ungünstigen Unterbau vorteilhafter als ein Betonschwellengleis. Dieser Sachverhalt ist auch in der Literatur dokumentiert, so wird in einem Fachartikel auf die Erfahrungen der SBB mit Holz- und Spannbetonschwellen eingegangen:

„Wegen der unterschiedlichen Elastizität ist der gute Unterbau eine notwendige Voraussetzung für den Einbau von Beton-, was bei Holzschwellen nicht im gleichen Masse [sic] gilt. Holz wird deshalb immer bevorzugt, wenn eine Sanierung des Untergrundes nicht möglich ist. Dies kann etwa gegeben sein, wenn

- der Aufwand für Untergrundarbeiten zu hoch ist bzw.

- der Untergrund so schlecht ist, dass eine endgültige Stabilisierung zweifelhaft wäre.“ [5]

Der Hauptgrund für den Verzicht auf eine Unterbausanierung bei den SBB ist wirtschaftlich zu begründen. Der Eisenbahnunterbau stellt im Vergleich zum Oberbau eine kostenintensive Komponente des Fahrwegs dar. Es wird berichtet, dass bis zu 65 % der Kosten des Fahrwegs durch den Unterbau generiert werden [14]. Die SBB geht von einer Nutzungsdauer der Erdbauwerke von 80 Jahren aus [15], eine vorzeitige Unterbausanierung stellt eine Vernichtung des noch im Bauwerk gebundenen Kapitals dar und wirkt sich somit negativ auf die Bilanzierung aus.

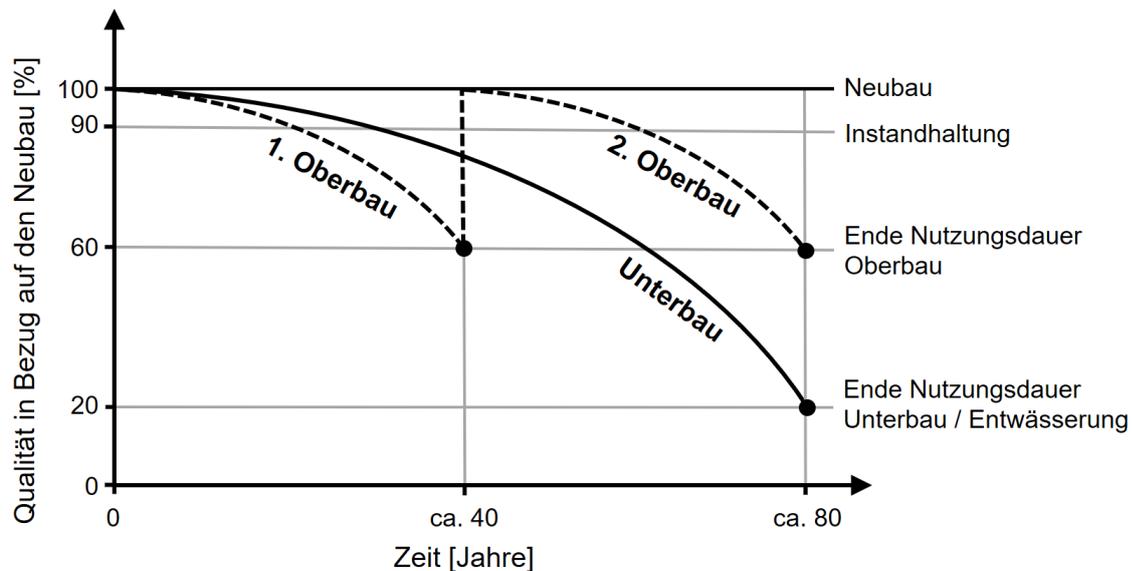


Abbildung 3: Nutzungsdauer von Unter- und Oberbau (Eigene Grafik basierend auf [15])

In Abbildung 3 ist der Zusammenhang zwischen der Nutzungsdauer des Unter- und Oberbaus dargestellt. Es ist ersichtlich, dass bei den SBB im Idealfall bei jedem zweiten Schwellenwechsel eine Unterbausanierung notwendig ist. Zur vollständigen Ausschöpfung der Nutzungsdauer eines alten, ungünstigen Unterbaus, kann es bei der zweiten Oberbauerneuerung zu Problemen kommen, wenn Betonschwellen eingebaut werden. Erfahrungen zeigen, dass eine Ausnutzung der vollständigen Restnutzungsdauer häufig nur durch ein Holzschwellengleis möglich ist. Beim Einbau eines Betonschwellengleises ist eine vorgezogene Unterbausanierung häufig unumgänglich. Kunststoffschwellen finden aktuell in der DACH-Region nur in Nischenbereichen und daher nicht als Standard Gleisschwelle Verwendung. Wenn die Kosten pro Kunststoffschwelle z. B. durch Produktion von höheren Stückzahlen sinken, könnten diese zukünftig eine Alternative zu Holzschwellen werden. Somit kann festgehalten werden, dass im Kontext eines ungünstigen Unterbaus zum Holzschwellengleis zumindest für die SBB noch keine wirtschaftliche Alternative existiert.

Die Notwendigkeit nach einem Ersatz für die (bei den SBB im Fall von ungünstigem Unterbau noch alternativlose) Holzschwelle spitzt sich durch den in Aussicht stehenden Verzicht auf das Imprägniermittel Kreosot zu. Auf EU-Ebene wurde bereits ein Verbot von Kreosot beschlossen, der Ablauf der Zulassung von Kreosot als Holzschutzmittel wurde im Jahr 2020 von der EU auf den 31.10.2021 verschoben [16]. Danach gilt ein EU-weites Verbot für die Verwendung von Kreosot als Biozid Mittel. Es ist davon auszu-

gehen, dass die Schweiz ebenfalls ein Verbot einführen wird. Derzeit existiert kein alternatives Imprägniermittel, mit dem die geforderte Liegedauer im Gleis von 30 bis 35 Jahren sichergestellt werden kann [17]. Der Einbau von unimprägnierten Holzschwellen ist in der Regel wirtschaftlich nicht sinnvoll, da deren Nutzungsdauer ohne eine Schutzimprägnierung wesentlich reduziert ist [18]. Folglich ist es sehr wahrscheinlich, dass Holzschwellen in naher Zukunft nicht mehr neu in Gleisen der DACH-Bahnen verlegt werden können und daher eine alternative Schwellenart benötigt wird.

1.4 Zielsetzung

In dieser Arbeit soll die Beanspruchung des Unterbaus durch unterschiedliche Schwellenarten untersucht werden. Darüber hinaus soll, im Kontext eines unsanierten und ungünstigen Unterbaus, die Neigung von verschiedenen Schwellenarten zur Ausbildung von Schotterverschmutzungen mit Feinanteilen aus dem Unterbau bzw. Untergrund analysiert werden. Ergänzend dazu sollen auch andere in Frage kommende Quellen für einen Schmutzeintrag in das Schotterbett aufgezeigt werden. Die durch die Betriebspraxis belegte Aussage, ein Holzschwellengleis neige weniger zur Bildung von Schotterverschmutzungen aus dem Unterbau als ein Betonschwellengleis, soll wissenschaftlich untersucht werden. Die dafür verantwortlichen Ursachen sollen identifiziert und bewertet werden.

1.5 Forschungsauftrag DACH TP 5 Auftrag 1

Diese Arbeit basiert auf einem Forschungsauftrag der SBB mit der Bezeichnung DACH TP 5.1: „Alternative Schwelle zur Holzschwelle bei ungünstigem Unterbau“. Grundlegendes Ziel des Forschungsauftrags war es, das Verhalten von Holz- und Betonschwellen auf ungünstigem Unterbau zu untersuchen und mögliche Alternativen zur Holzschwelle in diesem Kontext aufzuzeigen. Der Forschungsauftrag kann in zwei Phasen untergliedert werden. Gegenstand der ersten Phase sind eine Literaturrecherche, Vorversuche an unterschiedlichen Schwellenarten und die Konzeptionierung der Laborgroßversuche mit drei Schwellentypen. Die Ergebnisse der ersten Phase sind in drei unveröffentlichten Forschungsberichten des Prüfamtes für Verkehrswegebau der TUM dokumentiert:

- Forschungsbericht Nr. 3653 vom 07.08.2018 mit dem Titel:
„Literaturstudie zur Holzschwelle mit Fokus auf der DACH-Region“
Autoren: S. Freudenstein, W. Stahl und J. Mack; (nicht veröffentlicht)
- Entwurf des Forschungsberichtes Nr. 3724 vom 11.05.2018 mit dem Titel:
„DACH TP 5 Auftrag 1: Alternative Schwelle zur Holzschwelle bei ungünstigem Unterbau Projektphase 1 - Schwingungsmessungen an Einzelschwellen“
Autoren: S. Freudenstein und J. Mack; (nicht veröffentlicht)
- Forschungsbericht Nr. 3732 vom 19.07.2018 mit dem Titel:
„DACH TP 5 Auftrag 1: Alternative Schwelle zur Holzschwelle bei ungünstigem Unterbau Projektphase 1 – Konzeption der Großversuche“
Autoren: S. Freudenstein, W. Stahl und J. Mack; (nicht veröffentlicht)

Im Rahmen der zweiten Phase werden die in der ersten Phase geplanten drei Großversuche an Beton-, Holz- und beschlten Betonschwellen im Labor durchgeführt und ausgewertet. Dieser Teil ist ebenfalls in einem unveröffentlichten Forschungsbericht des Prüfamtes für Verkehrswegebau der TUM dokumentiert:

- Forschungsbericht Nr. 4131 vom 25.11.2020 mit dem Titel:
„DACH TP 5 Auftrag 1: Alternative Schwelle zur Holzschwelle bei ungünstigem Unterbau Projektphase 2 - Großversuche“
Autoren: S. Freudenstein, W. Stahl und J. Mack; (nicht veröffentlicht)

Ein besonderer Dank gilt an dieser Stelle den Förderern der Forschungsarbeit SBB und ÖBB, die die Untersuchungen begleitet haben und mit diversen Gesprächen sowie Anregungen zur Weiterentwicklung im Rahmen dieser wissenschaftlichen Studie beigetragen haben.

1.6 Abgrenzung der Dissertation

Die hier vorliegende Dissertation ist durch den Forschungsauftrag der SBB (siehe Abschnitt 1.5) motiviert. Auf dem Forschungsauftrag aufbauend wurden im Rahmen der Dissertation weiterführende Forschungsarbeiten durchgeführt. Diese sind im Wesentlichen:

- Eine erweiterte Literaturrecherche zum Themengebiet der Schotterverschmutzung. Zusätzliche Berücksichtigung von Schotterverschmutzungen aus dem Oberbau und externen Quellen
- FE-Simulationen zur Beanspruchung des Unterbaus durch zwölf Schwellentypen
- Schwingungsmessungen an Holz- und Betonschwellen als Feldmessung im Betriebsgleis
- Sondierungen im Schotterbett und Unterbau als Feldmessung im Betriebsgleis
- Schwingungsmessungen zum Dämpfungsverhalten von unterschiedlichen Schwellenarten mit einer Fallmasse
- Eine erweiterte Datenauswertung und Interpretation der Laborgroßversuche des Forschungsauftrages „DACH TP 5 Auftrag 1“ des Auftraggebers SBB
- Durchführung von Schwingungsmessungen unter Anregung mit dem Impulshammer begleitend zu den Laborgroßversuchen des Forschungsauftrages „DACH TP 5 Auftrag 1“
- Die Herstellung eines übergeordneten Zusammenhanges zwischen den Ergebnissen und Erkenntnissen aus Literatur, Simulation, Feldmessung und Laborversuch
- Die Konzeptionierung einer speziellen Betonschwelle (Typ BUS21) für unsanierten Unterbau, als Ersatz für die Holzschwelle

2 Generelle Unterschiede zwischen Holz- und Betonschwellen

In diesem Abschnitt werden wesentliche Unterschiede zwischen Holz- und Betonschwellen erörtert. Der Fokus liegt hierbei zunächst auf der Betrachtung der Schwelle als Einzelbauteil und später vor allem auf dem Verhalten von Gleisen mit Holz- und Betonschwellen in der Betriebspraxis.

2.1 Geometrie

Während Holzschwellen eine quaderförmige Gestalt haben, sind Betonschwellen typischerweise mit einem trapezförmigen Querschnitt ausgeführt und weisen häufig eine Taillierung in Schwellenmitte auf. Da das Unterstopfen der Schwellen nicht in Schwellenmitte erfolgt, wird der Mittelteil von 500 mm Länge als auflagerfrei angenommen. Bei der Betrachtung der Fläche der Schwellenunterseite muss zwischen der gesamten Sohlfläche (A_S) sowie zwischen der Gesamtfläche der beiden Stopfbereiche (A_{SB}) und der Fläche des 500 mm langen Mittelteils (A_M) unterschieden werden. Es gilt somit folgender Zusammenhang:

$$A_S = A_M + A_{SB} \quad \text{Formel 2-1}$$

Die Grundabmessungen, wie die Länge L und die Sohlflächen (A_S , A_M und A_{SB}), sind für wichtige DB und SBB Schwellentypen in Tabelle 2 gegeben. Bei den Kurzbezeichnungen steht ein vorangestelltes „B“ für Spannbetonschwellen und ein vorangestelltes „H“ für Holzschwellen. Die Holzschwelle H250 wird nur in der Schweiz verwendet. Die Betonschwelle B91 (SBB-Typ) weicht von der Geometrie der B70 (DB-Typ, vormals SBB-Typ) nur geringfügig ab. Für die im Rahmen dieser Arbeit vorgestellte Forschungsthematik sind im Wesentlichen das Biegeverhalten, die vertikale Steifigkeit am Schienenauflager sowie die Größe der Schwellensohlfläche relevant. Daher werden die B70 und B91 Schwellen in dieser Arbeit als gleichwertig behandelt ($B70 \triangleq B91$).

Tabelle 2: Bezeichnung und Grundabmessungen von wichtigen Schwellentypen der DB und SBB

Bezeichnung	Abmessungen [cm]	Sohlflächen [cm ²]			Quelle techn. Zeichnung
		A _S	A _M	A _{SB}	
B70 ≙ B91	L = 260 cm	6.889	1.103	5.786	[19]
B70 2,4	L = 240 cm	6.294	1.103	5.191	[20]
B75	L = 280 cm	8.778	1.250	7.528	[21]
B90 / B07	L = 260 cm	7.944	1.256	6.688	[22]
B06	L = 260 cm	9.661	1.527	8.134	[23]
B58	L = 240 cm	6.106	1.108	4.998	[24]
H260 (DB)	L = 260 cm B = 26 cm H = 16 cm	6.760	1.300	5.460	[25]
H250 (SBB)	L = 250 cm B = 26 cm H = 15 cm	6.500	1.300	5.200	[26]

2.2 Schwellenmasse und Dichte der Werkstoffe

In Tabelle 3 sind die Massen und die Volumina von wichtigen Schwellentypen gegeben. In den technischen Zeichnungen der Betonschwellen [19, 22] ist bzgl. der Schwellenmasse, durch Schwankungen der Dichte des Betons, eine Abweichung hin zu einer höheren Masse von + 10 % angegeben. Da das Gewicht einer Schienenbefestigung mit Spannklemmen für Betonschwellen 6 kg beträgt [26], kann es im Fall der Betonschwellen vernachlässigt werden. Aus den Werten in Tabelle 3 ergibt sich eine Dichte des Schwellenwerkstoffes Stahlbeton von $\rho \approx 2.460 \text{ kg/m}^3$. Im Zusammenhang mit den Holzschwellen beträgt die Masse der Schienenbefestigung mit Rippenplatten (K-Oberbau mit Spannklemmen) 25,4 kg pro Schwelle [5]. Das Gewicht einer SBB-Buchenschwelle (L x B x H) 250 cm x 26 cm x 15 cm wird mit 83 kg [26] inkl. ca. 16 kg Teerölprägnierung [5] angegeben. Daraus berechnet sich eine Dichte des Schwellenwerkstoffes Buchenholz mit Teeröltränkung von $\rho \approx 850 \text{ kg/m}^3$. Eine gleisfertige Buchenschwelle wiegt somit ca. 108 kg, sie hat damit (je nach Betonschwellentyp) etwa ein Drittel der Masse einer Betonschwelle. Wiegenungen an Buchenschwellen haben ergeben, dass die Schwellenmasse Schwankungen von ca. 10 % unterworfen ist.

Tabelle 3: Volumina und Massen inkl. Schienenbefestigungen von wichtigen Schwellentypen

Schwellentyp	Masse [kg]	Volumen Beton bzw. Holz [l]	Quelle
B70 \triangleq B91	280	ca. 114	[19]
B75	400	ca. 164	[21]
B90 / B07	334	ca. 136	[22]
B06	355	k. A.	[23]
B58	239	ca. 96	[24]
H260	114	108,2	Eigene Messung
H250	108	97,5	[26, 5]

2.3 Biegeverhalten

Die grundlegende Eigenschaft einer Eisenbahnschwelle ist deren vertikales Biegeverhalten unter einer Lasteinleitung auf den Schienenstützpunkten. Neben der Schwelle selbst spielt hierbei auch deren Auflagerung in der Schotterbettung eine Rolle. In diesem Zusammenhang sind als Grenzfälle zum einen die Auflagerung ausschließlich in den Stopfbereichen der Sohlfläche A_{SB} (die Schwelle „schwimmt“ in der Bettung) sowie zum anderen eine Auflagerung der Schwelle im eigentlich auflagerfreien Mittelteil der Fläche A_M (die Schwelle „reitet“ auf der Bettung) zu nennen [27]. Zur Gegenüberstellung des Biegeverhaltens von Holz- und Betonschwellen wurden Dreipunkt-Biegeversuche mit diskreten Auflagern durchgeführt und zusätzlich das Biegeverhalten auf einer vollflächigen elastischen Bettung mittels FE-Simulation untersucht.

2.3.1 Dreipunkt-Biegeversuche im Labor

Die Laborversuche orientieren sich hierbei an der für Spannbetonschwellen entwickelten Norm DIN EN 13230-2:2016 [28]. Es wurden Dreipunkt-Biegeversuche zur statischen Prüfung in Schwellenmitte mit negativem Biegemoment durchgeführt. Die auf die Schwellenmitte aufgebraute Prüfkraft erzeugt, durch die Lagerung auf zwei Kipplagerböcken, ein Biegemoment in der Schwelle (siehe Abbildung 4).

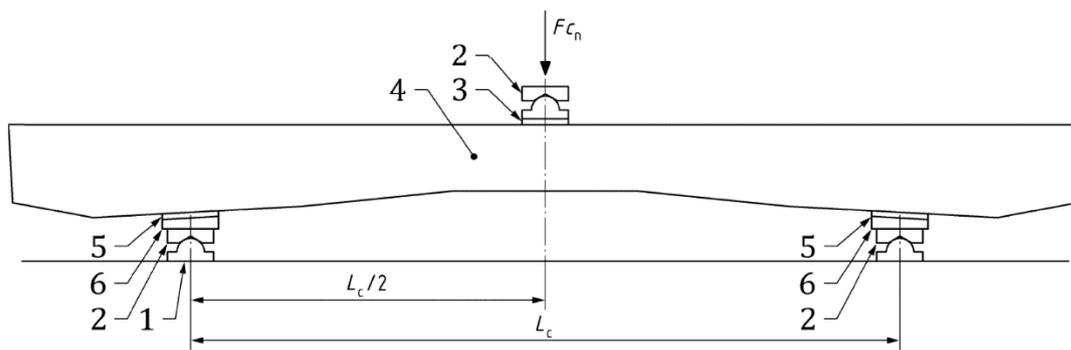


Abbildung 4: Prüfanordnung für die Dreipunkt-Biegeprüfung der Schwellen mit negativem Biegemoment in Schwellenmitte (Legende siehe Tabelle 4) [28]

Tabelle 4: Legende zu Abbildung 4

Nr.	Erklärung
1	Festes Auflager
2	Kipplager
3	Elastische Unterlage
4	Zu prüfende Schwelle
5	Zwischenlage
6	Neigungsausgleichsplatte

Der Zusammenhang zwischen der Prüfkraft F_{c_n} und dem Biegemoment M_c in Schwellenmitte ergibt sich mit dem Auflagerabstand ($L_c = 1,5$ m) wie folgt [28]:

$$F_{c_n} = \frac{4 \cdot M_c}{L_c - 0,1} \quad \text{Formel 2-2}$$

Basierend auf Erfahrungswerten wird für die maximale Prüfkraft in Schwellenmitte ein Wert von $F_{c_n} = 50$ kN ausgewählt (dieser entspricht nach Formel 2-2 einem Biegemoment von $M_c = 17,5$ kNm). Bei diesen Belastungen sind typischerweise bei der Betonschwelle noch keine Anrisse an der Schwelle zu verzeichnen. Für die Beton- und Holzschwellen wurden identische Prüfrandbedingungen verwendet. Bei den Holzschwellen wurden die Prüfungen mit montierten Rippenplatten vorgenommen. Ausgehend von einer anfänglichen Prüfkraft von 5 kN wird die Kraft bis zum Maximalwert mit einer Geschwindigkeit von 2 kN/s gesteigert. Je Messung wurden fünf komplette Be- und Entlastungen durchgeführt. Für die Prüfungen wurde eine servohydraulische Prüfmaschine

Typ Zwick/Roell EPZ 250 mit einem 250 kN Prüfzylinder und einem biegesteifen, verstärkten Stahlträger verwendet. Die Schwellen wurden ohne Zwischenschaltung eines Elastomers direkt auf die stählernen unteren Kipplager gelegt. Beim Kipplager, mit der Lasteinleitung durch den hydraulischen Prüfzylinder, wurde ein Elastomerstreifen zwischen Schwelle und Kipplager positioniert. Die Messung der Durchbiegung erfolgte zwischen dem Prüfräger und der Schwelle in der Achse der Lasteinleitung (Laser-Triangulationssensor der Fa. Micro Epsilon). Fotos des Versuchsaufbaus sind in der Anlage A.1 gegeben. Die Prüfungen wurden mit identischen Prüflasten und Auflagerungen an drei H250 Schwellen (SBB Typ: Buchenschwelle Rp IV Ke, teerölgetränkt, (L x B x H) 250 cm x 26 cm x 15 cm) sowie an drei B91 Schwellen (SBB Typ: B91 Ws VI, L = 260 cm) durchgeführt. Da es bei den Versuchen in den ersten Zyklen zu Anpassungsprozessen kam (Einpressung der Schwelle in die Kipplager), wurde im fünften Belastungszyklus die Federziffer k im annähernd linearen Verlauf der Verformungs-/ Kraftkennlinien als Sekante ausgewertet. Je Schwellentyp wurden drei neuwertige Exemplare geprüft, die Ergebnisse der Biegeprüfungen (Durchbiegung Δs und Federziffer k) sind in Tabelle 5 zusammengefasst.

Tabelle 5: Ergebnisse der Dreipunkt-Biegeversuche in Schwellenmitte

Schwellentyp	Ergebnisse bei einer Laststeigerung von 5 kN auf 50 kN		
	Messung	Δs [mm]	k [kN/mm]
B91	1	0,92	48,9
	2	0,90	49,9
	3	0,89	50,5
	Mittelwert	0,90	49,8
H250	1	3,65	12,3
	2	4,89	9,2
	3	4,54	9,9
	Mittelwert	4,36	10,5

Aus den Ergebnissen der Biegeprüfung kann aufgrund der quaderförmigen Geometrie der Holzschwelle der Elastizitätsmodul aus der Balkentheorie analytisch bestimmt werden. Die Durchbiegung Δs eines quaderförmigen Balkens (L x B x H) im Dreipunkt-Biegeversuch berechnet sich zu [29]:

$$\Delta s = \frac{1}{4E} \frac{L^3}{H^3 B} F \quad \text{Formel 2-3}$$

Mit dem Flächenträgheitsmoment I eines Balkens mit rechteckigem Querschnitt von:

$$I = \frac{H^3 B}{12} \quad \text{Formel 2-4}$$

sowie $L = L_C$ und $F = F_{C_n}$ ergibt sich:

$$\Delta s = \frac{F_{C_n} L_C^3}{48 EI} \quad \text{Formel 2-5}$$

Wobei das Produkt $E \cdot I$ auch als Biegesteifigkeit des Balkens bezeichnet wird. Mit den Ergebnissen aus den Laborversuchen (siehe Tabelle 5) und der Balkentheorie (Formel 2-5) ergibt sich für die H250 Schwelle ein mittlerer Elastizitätsmodul der Biegesteifigkeit von $E = 10.073 \text{ MPa}$ (minimaler Wert $E = 8.840 \text{ MPa}$, maximaler Wert $E = 11.842 \text{ MPa}$). Aufgrund der Schwankungen des natürlich gewachsenen Rohstoffes Buchenholz resultieren vergleichsweise hohe Streuungen der Elastizitätsmoduln.

2.3.2 Dreipunkt-Biegeversuche in der FE-Simulation

Mit der Software ANSYS [30] wurden Modelle der Dreipunkt-Biegeversuche in Schwellenmitte für Holz- und Betonschwellen erstellt (Beschreibung der Modelle siehe Anlage A.2.1). Der Schwellenwerkstoff wurde als isotropes und linear-elastisches Material in den Simulationen beschrieben. Ziel der FE-Simulationen ist es, durch eine Variation der Materialparameter der Schwellenwerkstoffe die Durchbiegungen der Laborversuche zu reproduzieren und dadurch die Elastizitätsmoduln E sowie die Poissonzahlen ν zu ermitteln. Die Dichte der Schwellenwerkstoffe wurde bereits in Abschnitt 2.2 bestimmt. Für die weitere Modellbildung wurde zunächst untersucht, welchen Einfluss die Rippenplatten auf das Biegeverhalten der H250 Schwelle haben.

2.3.2.1 Einfluss der Rippenplatten auf das Biegeverhalten der H250 Schwelle

An einem FE-Modell des Dreipunkt-Biegeversuches (Beschreibung der Modelle siehe Anlage A.2.1) wurde der Einfluss der Rippenplatten (Rph) bei der Belastung in Schwellenmitte mit negativem Biegemoment untersucht. Die linear-elastischen Materialparameter der Simulation (Dichte ρ , Elastizitätsmodul E und Poissonzahl ν) sind in Tabelle 6 gegeben. Der Elastizitätsmodul des Materials der Zwischenlage wurde entsprechend

gewählt, sodass deren Federziffer $k = 500 \text{ kN/mm}$ betrug. Die Querdehnung der Zwischenlage (Zw) wurde vernachlässigt.

Tabelle 6: Materialparameter für die FE-Simulationen zur Untersuchung des Einflusses der Rph bei Holzschwellen

Bauteil	ρ [kg/m ³]	E [MPa]	ν [-]
Buchenholz	850	10.050	0,42
Rippenplatte	7.850	200.000	0,30
Zwischenlage	950	125	0

Es wurden vier Modelle aufgebaut, die sich in folgenden Punkten unterschieden:

1. **Ohne Rph:** Schiene unter Zwischenschaltung der Zw auf der Schwellenoberseite aufgelagert
2. **Fester Verbund** zwischen Rph und Schwelle
Kontakt in ANSYS: „Verbund“
3. **Reibungsfreies Gleiten** zwischen Rph und Schwelle
Kontakt in ANSYS: „Keine Trennung“
4. **Reibungsbehaftetes Gleiten** zwischen Rph und Schwelle mit Reibungskoeffizient $\mu = 0,6$
Kontakt in ANSYS: „Reibungsbehaftet“

Die simulierten Biegelinien der H250 Schwelle (siehe Abbildung 5) belegen, dass bei der Biegeprüfung in Schwellenmitte der Einfluss der Rph vernachlässigt werden kann. Lediglich eine Simulation mit einem festen Verbund zwischen Schwelle und Rippenplatte führt zu nennenswerten Abweichungen, da die Biegung behindert wird. Im Folgenden werden daher die Simulationen immer ohne Rippenplatten durchgeführt.

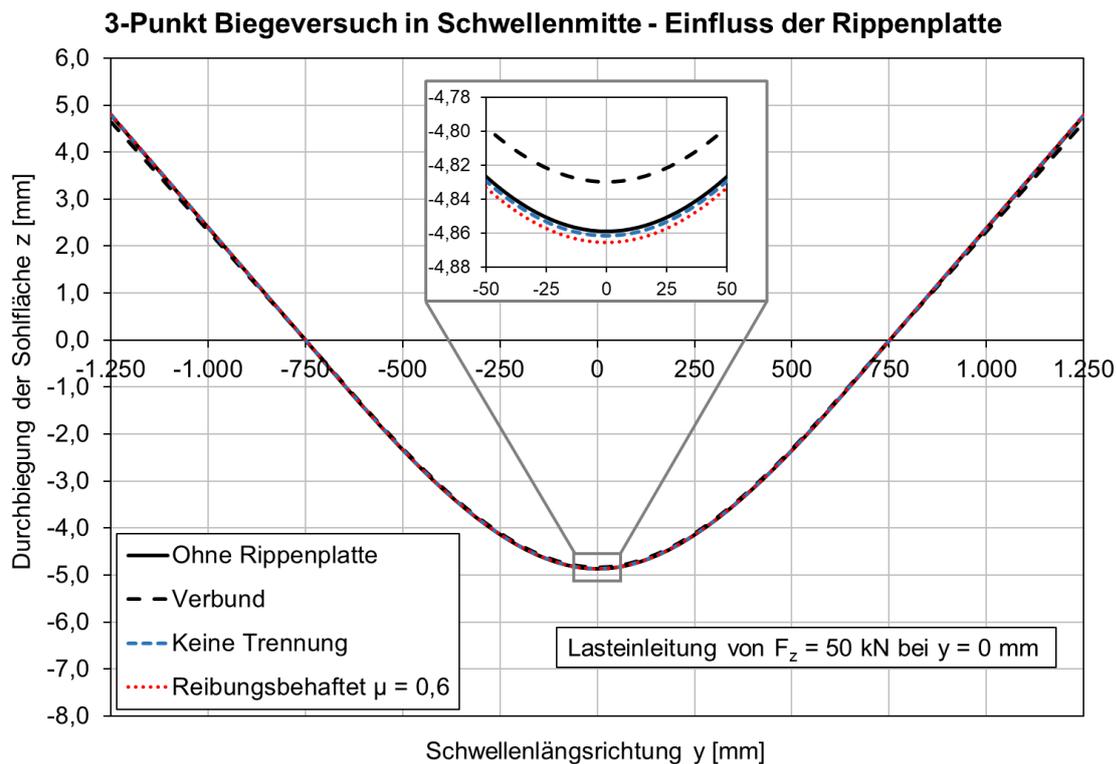


Abbildung 5: Einfluss der Rippenplatte auf das Biegeverhalten der Holzschwelle H250 in Schwellenmitte beim Dreipunkt-Biegeversuch

2.3.2.2 Poissonzahl des Schwellenwerkstoffes Buchenholz

Während im Fall von Beton eindeutige Werte für die Poissonzahl in der Literatur verfügbar sind, müssen bei Holz mehrere Faktoren berücksichtigt werden. Bedingt durch das Wachstum der Bäume ist Buchenholz ein Werkstoff, dessen Materialparameter im Allgemeinen anisotrop sind. Typischerweise werden bei Holz drei Vorzugsrichtungen unterschieden: Longitudinal d. h. parallel zu den Fasern, Radial d. h. orthogonal zu den Jahresringen und Tangential zu den Jahresringen. Für die Beschreibung des vertikalen Biegeverhaltens von Holzschwellen sind die Materialparameter parallel zu den Holzfasern entscheidend. In Bezug auf die Poissonzahl werden in der Literatur, je nach Orientierung, Werte von 0,07...0,64 angegeben [31]. Zur Abschätzung der Poissonzahl, welche für das vertikale Biegeverhalten anzusetzen ist, wurden die Laborversuche mittels FE-Simulation reproduziert. Für Buchenholz wurde ein Dichte von $\rho = 850 \text{ kg/m}^3$ (siehe Abschnitt 2.2) und ein Elastizitätsmodul von $E = 10.050 \text{ MPa}$ verwendet. Die Poissonzahl wurde variiert, bis die Verformungen der Simulationen den im Labor gemessenen Werten entsprachen. Eine detaillierte Beschreibung des FE-Modells ist in Anlage A.2.1 gegeben.

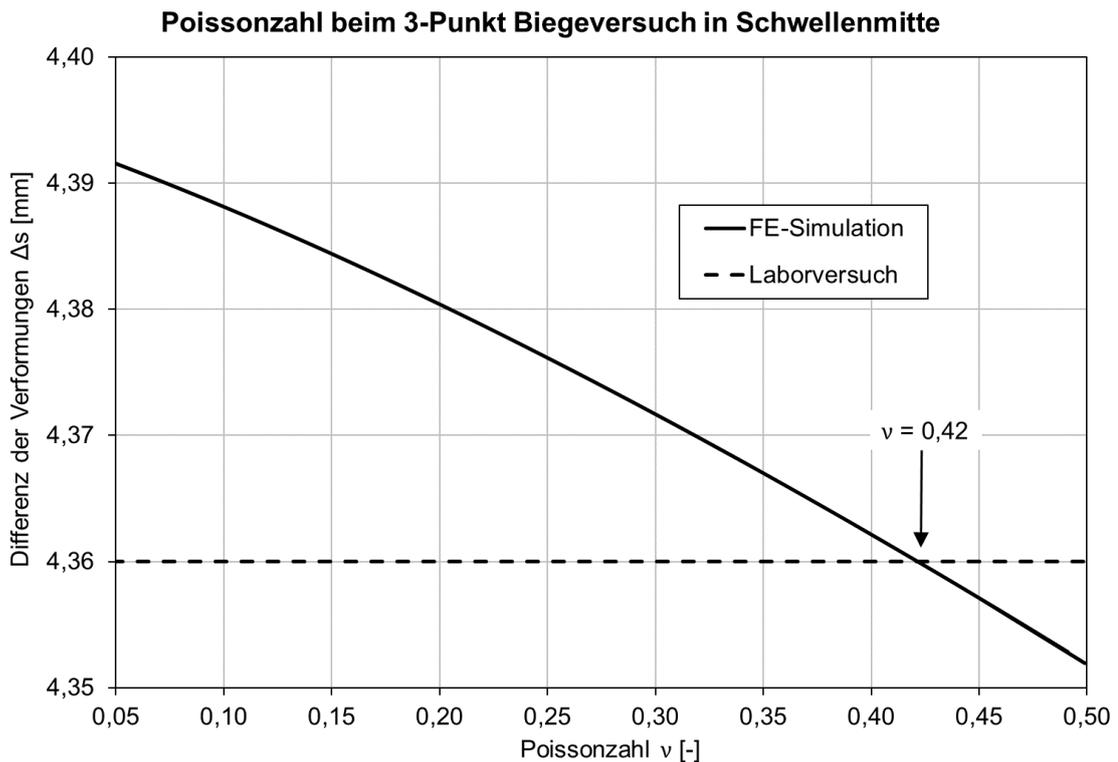


Abbildung 6: Bei einer Poissonzahl von $\nu = 0,42$ wird die mittlere Durchbiegung der H250 Schwellen im Laborversuch durch das FE-Modell reproduziert.

In Abbildung 6 ist die in Abhängigkeit der Poissonzahl simulierte Änderung der Durchbiegung Δs bei einer Laststeigerung von 5 kN auf 50 kN angegeben. Aus den Ergebnissen in Abbildung 6 geht hervor, dass die Durchbiegung der Schwelle nur eine geringe Abhängigkeit von der Poissonzahl aufweist. Zur Beschreibung der vertikalen Durchbiegung wird eine Poissonzahl von $\nu = 0,42$ für die Buchenschwellen verwendet. Dies ist der Wert, bei dem das FE-Modell die mittlere Verformung im Laborversuch reproduziert.

2.3.2.3 Elastizitätsmoduln der Schwellenwerkstoffe Holz und Spannbeton

In diesem Abschnitt wird die Bestimmung der Elastizitätsmoduln aus einer Kalibration der FE-Modelle mit den im Labor gemessenen mittleren Verformungen (siehe Tabelle 5) vorgenommen. Bei der Holzschwelle konnte, bedingt durch den rechteckigen Querschnitt, auch eine direkte analytische Berechnung des Elastizitätsmoduls aus den Verformungen im Laborversuch erfolgen. Da im Fall der B91 Betonschwelle kein rechteckiger Querschnitt vorliegt, kann die Balkentheorie (siehe Formel 2-5) nicht zur Berechnung des Elastizitätsmoduls aus den Verformungen im Laborversuch verwendet werden. Die im Rahmen der FE-Simulationen verwendeten Werte für die Dichte ρ und die Poissonzahl ν sind in Tabelle 7 angegeben.

Tabelle 7: Materialparameter der FE-Simulationen zur Bestimmung der Elastizitätsmoduln

Materialbezeichnung	Materialparameter			
	Dichte ρ		Poissonzahl ν	
	[kg/m ³]	Quelle	[-]	Quelle
Buchenholz Teerölimprägnierung	850	Abschnitt 2.2	0,42	Abschnitt 2.3.2.2
Spannbeton	2.460	Abschnitt 2.2	0,20	[32]

In Tabelle 8 sind neben den experimentell bestimmten Elastizitätsmoduln (Berechnung mit der Balkentheorie aus den Resultaten der Laborversuche) auch die mittels FE-Modell ermittelten Ergebnisse dargestellt.

Tabelle 8: Ergebnisse der Elastizitätsmoduln aus Simulation und Laborversuch

Schwellentyp	Elastizitätsmoduln E [MPa]	
	Laborversuche <i>Berechnung aus Formel 2-5</i>	FE-Simulationen <i>Kalibriert auf die Durchbie- gung der Laborversuche</i>
B91	-	40.500
H250	10.073	10.050

Bei der Holzschwelle liegt eine Gleichwertigkeit des Elastizitätsmoduls aus dem Laborversuch (mit analytischer Berechnung) und der FE-Simulation vor. Diese Übereinstimmung ist ein Hinweis darauf, dass nur die Verformungen aus Biegung relevant sind, die vertikale Steifigkeit der Schwelle (welche in der Balkentheorie nicht berücksichtigt wird) kann daher vernachlässigt werden. Aus dem Jahr 1974 sind Werte des Elastizitätsmoduls von Buchenholzschwellen von mindestens 5.900 MPa und höchstens 10.300 MPa (Mittelwert des Elastizitätsmoduls 7.850 MPa) veröffentlicht (Laborversuche, Holzfeuchte zwischen 60...100 % Fasersättigung) [27]. Der in dieser Arbeit ermittelte Elastizitätsmodul ist mit den Literaturwerten vereinbar, im Folgenden wird ein Wert $E = 10.050$ MPa für teerölimprägniertes Buchenholz verwendet.

Die Balkentheorie aus Formel 2-5 kann bei der B91 Betonschwelle aufgrund des veränderlichen Querschnitts nicht angewandt werden. Da jedoch in Schwellenmitte nur von einer reinen Verformung durch Biegung ausgegangen wird, kann der Elastizitätsmodul der Biegesteifigkeit aus der Kalibration mit dem FE-Modell bestimmt werden. Auf diese

Weise wurde ein Wert von $E = 40.500 \text{ MPa}$ für den Schwellenwerkstoff Spannbeton ermittelt (siehe Tabelle 8). Für die Schwellenherstellung wird ein Beton der Mindestfestigkeit C50/60 mit einem Elastizitätsmodul von $E = 37.000 \text{ MPa}$ verwendet (ohne Bewehrung und Vorspannung) [32, 33]. Da es sich bei dem Wert von $E = 40.500 \text{ MPa}$ um einen Ersatz-Elastizitätsmodul für den vorgespannten Schwellenbeton handelt, ist es plausibel, dass dieser über dem Literaturwert für schlaffen und unbewehrten Beton liegt.

2.3.3 Biegeverhalten auf elastischer Lagerung - Einfluss der Rph (FE-Simulation)

Die in der DIN EN 13230-2:2016 [28] beschriebenen Dreipunkt-Biegeversuche dienen zur reproduzierbaren Prüfung von Spannbetonsschwellen unter Laborbedingungen. Eine Auflagerung der Schwelle auf Kipplagern entspricht jedoch nicht der Realität im Gleis. Vielmehr liegt eine flächige, elastische Lagerung der Schwellen in der Schotterbettung vor. Aus diesem Grund wurden FE-Simulationen mit elastisch gebetteten Schwellen durchgeführt (Bettungsmodul $C = 0,10 \text{ N/mm}^3$). Folgende Fragestellungen sollen durch die FE-Simulationen auf elastischer Bettung geklärt werden:

- Wie ist der Einfluss der Rph bzgl. einer komplexen Verformung der Holzschwellen zu bewerten? (Positives Biegemoment am Schienenaufleger und negatives Biegemoment in Schwellenmitte)
- Wie ist der Einfluss der Rph (lastverteilende Wirkung) bzgl. der vertikalen Verformung der Schwelle, im Kontext der vertikalen Schwellensteifigkeit, zu bewerten?

Zur Ermittlung des Einflusses der Rph wurden FE-Modelle, bestehend aus einer Einzelschwelle H250 mit je einer Zwischenlage (Zw) und einem 600 mm langen Schienenstück pro Stützpunkt, erstellt. Diese Modelle sind im Detail in der Anlage A.2.2 beschrieben. Auf den Schienenkopf über dem Stützpunkt wurde jeweils in z-Richtung eine Stützkraft von $S = 50 \text{ kN}$ aufgebracht. Die Schwelle war auf der Sohlfläche vollflächig elastisch gelagert (Bettungsmodul $C = 0,1 \text{ N/mm}^3$).

Es wurden fünf Modelle aufgebaut, die sich in folgenden Punkten unterscheiden:

1. **Ohne Rph:** Schiene unter Zwischenschaltung der Zw auf der Schwellenoberseite aufgelagert
2. **Fester Verbund** zwischen Rph und Schwelle
Kontakt in ANSYS: „Verbund“

3. **Reibungsfreies Gleiten** zwischen Rph und Schwelle
Kontakt in ANSYS: „Keine Trennung“

4. **Reibungsbehaftetes Gleiten** zwischen Rph und Schwelle mit
Reibungskoeffizient $\mu = 0,6$
Kontakt in ANSYS: „Reibungsbehaftet“

Die verwendeten linear-elastischen Materialparameter sind in Tabelle 9 gegeben.

Tabelle 9: Materialparameter zur linear-elastischen Simulation des vertikalen Biegeverhaltens einer Buchenschwelle

Bauteil	ρ [kg/m ³]	E [MPa]	ν [-]
Schiene	7.850	200.000	0,30
Zwischenlage	950	125	0
Schwelle	850	10.050	0,42
Rippenplatte	7.850	200.000	0,30

Zum Vergleich der Modelle wurden die Stützpunkteinsenkungen (gemessen am Schienenkopf, siehe Abbildung 7) sowie die Biegelinien der Schwellen (gemessen entlang der Sohlfläche, siehe Abbildung 8) berechnet. Die Einsenkungen der Stützpunkte sind, bis auf den Fall in Modell 2 „Verbund“, gleichwertig. Eine Simulation der Rippenplatte als „Verbund“ äußert sich in einer abweichenden Biegelinie. Für die Simulation von Gleisrosten kann auf eine Rph verzichtet werden und die Schiene unter Zwischenschaltung der Zw direkt auf den Holzschwellen aufgelagert werden. Die Lastverteilung durch die Rippenplatte (Einpressung in die Schwellenoberseite) kann vernachlässigt werden, da die Stützpunkteinsenkungen bei allen Konfigurationen (außer bei „Verbund“) gleichwertig sind.

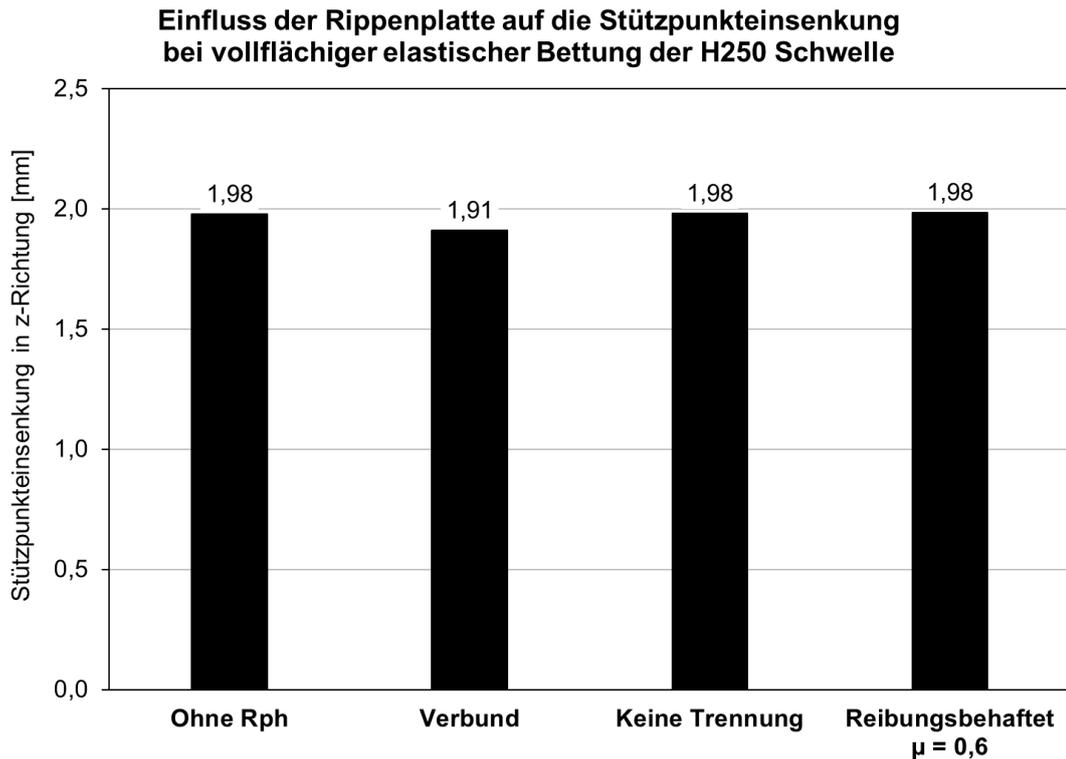


Abbildung 7: Simulation der vertikalen Einsenkung der Stützpunkte gemessen am Schienenkopf für eine H250 Schwelle auf vollflächig elastischer Lagerung mit $C = 0,1 \text{ N/mm}^3$

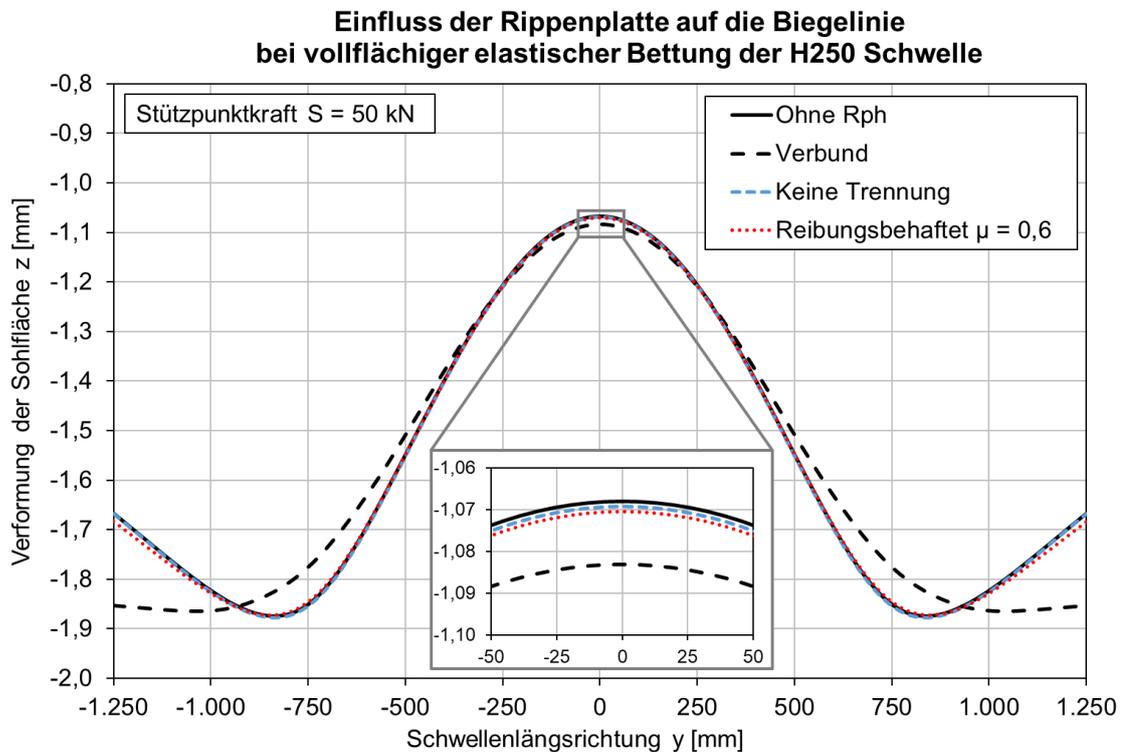


Abbildung 8: Simulierte Biegelinien der H250 Schwelle bei unterschiedlichen Konfigurationen der Rippenplatte bei vollflächig elastischer Lagerung mit $C = 0,1 \text{ N/mm}^3$

2.4 Eigenschwingungsanalyse an Einzelschwellen

Die Eigenschwingungsanalyse, auch als Modalanalyse bezeichnet, dient zur Ermittlung der Schwingungsformen eines Bauteils ohne äußere Einspannungen. Im Jahre 2019 wurden eigene Untersuchungen zum Eigenschwingungsverhalten von unterschiedlichen Schwellenarten durchgeführt [34]. An dieser Stelle werden die Ergebnisse dargestellt, die Beschreibung des Versuchsaufbaus und weitere detaillierte Informationen können dem Fachartikel [34] entnommen werden. Es gilt anzumerken, dass die Schwelle im Kontext dieser Untersuchungen zunächst als Einzelbauteil betrachtet wurde. Zum Vergleich wurde zusätzlich das Schwingungsverhalten einer B70 Schwelle im Gleisrost charakterisiert. Aus den Versuchen sind folgende wesentliche Punkte bzgl. des vertikalen Eigenschwingungsverhaltens festzuhalten [34]:

- Die Eigenfrequenzen der vier verschiedenen Betonschwellentypen (Masse von 289 kg ... 343 kg) unterscheiden sich nur minimal.
- Die Eigenfrequenzen der ersten Eigenschwingungsmode betragen im Fall der Betonschwellen durchschnittlich 116 Hz (95 Hz bei den Holzschwellen).
- Die Eigenfrequenzen der zweiten Eigenschwingungsmode betragen bei den Betonschwellen durchschnittlich 339 Hz (230 Hz im Fall der Holzschwellen).
- Feuchtigkeit hat keinen nennenswerten Einfluss auf die Eigenfrequenzen der Betonschwelle, bei der Holzschwelle wird eine minimale Abnahme der Frequenz beobachtet.
- Bei einer B70 Schwelle im Gleisrost können mit dem Impulshammer die ersten vier Eigenschwingungsmoden angeregt werden, die Frequenz ist gegenüber der Einzelschwelle hin zu höheren Werten verschoben.

2.5 Dämpfungsverhalten von Einzelschwellen

Zur Charakterisierung des Dämpfungsverhaltens von Körperschall bei unterschiedlichen Schwellenarten wurden Laborversuche mit einer Fallmasse durchgeführt. Ziel der Laborversuche ist es, das vertikale Dämpfungsverhalten des Schwellenwerkstoffes in Kombination mit der aus der Biegesteifigkeit resultierenden Dämpfung zu untersuchen.

Versuchsaufbau

Der Versuchsaufbau wurde in Anlehnung an die Schienenbefestigungsprüfung nach DIN EN 13146-3:2012 „Bestimmung der Dämpfung von Stoßlasten“ [35] erstellt. Auf die Verwendung von Dehnungsmessstreifen wurde verzichtet. Ein Foto des Versuchsaufbaus kann der Anlage A.3 entnommen werden. Eine ganze Schwelle war in einem Trog (Innenabmessungen (L x B x H) 3,0 m x 0,65 m x 0,4 m), welcher mit Splitt ($d_{50} = 8$ mm) gefüllt war, gebettet. Unter der Schwelle befand sich eine 0,3 m hohe Schicht aus Splitt. Die Bettung der Schwelle entsprach den Vorgaben der DIN EN 13146-3:2012. Die Auflagerung der Schwellen auf realem Gleisschotter wurde nicht verfolgt, da die Herstellung von gleichwertigen Auflagerungsbedingungen in diesem Fall problematisch ist (Abziehen und Verdichten des Schotters). An einem Schienenaufleger wurde ein 200 mm langes Stück der Schiene 54E2 unter Verwendung des jeweiligen Schienenbefestigungssystems montiert. Für alle Versuche wurde die identische Zwischenlage von Typ Zw 124-32-9 (Abmessungen (L x B x H) 160 mm x 125 mm x 6 mm) verwendet. Dadurch konnte der Einfluss von unterschiedlichen Zwischenlagen auf das Dämpfungsverhalten eliminiert werden. Zur Charakterisierung der Zwischenlage wurde vorab deren Steifigkeit gemäß DIN EN 13146-9:2020 [36] (quasistatische Belastung bis 85 kN) zwischen 18 kN und 68 kN bestimmt. Die statische Steifigkeit bei Raumtemperatur betrug $k_{\text{stat,z}} = 557$ kN/mm. Mit einem Fallgewicht der Masse 50 kg wurden vertikale Schläge auf den Schienenkopf ausgeführt. Die Fallhöhe des Gewichtes (freier Fall) ist bis Oberkante des Schienenkopfes definiert und variabel einstellbar. Alle Versuche wurden unter Verwendung der identischen Zwischenlage und Schiene im November 2020 an drei unterschiedlichen Schwellen (Bezeichnung und Kenndaten siehe Tabelle 10) durchgeführt.

Tabelle 10: Überblick über wichtige Kenndaten der untersuchten Schwellen

Kurzbezeichnung	Schwellentyp	Abmessungen	Schienenbefestigung	Spannklemme
B91	Betonschwelle B91 Ws VI	L = 260 cm	Ws VI	Skl 1
H250	Buchenschwelle teerölgetränkt	L = 250 cm B = 26 cm H = 15 cm	Rp IV Ke	Skl 12
B91 So	Betonschwelle B91 Ws VI Schwellensohle SLB 3007 G	L = 260 cm	Ws VI	Skl 1

Der statische Bettungsmodul der vergleichsweise steifen Schwellensohle vom Typ SLB 3007 G betrug $C = 0,3 \text{ N/mm}^3$ [37]. Zur Messung der Schwingungsantwort wurden zwei piezoelektrische Beschleunigungssensoren (Typ 4370 mit Ladungswandler 2646, Hersteller Fa. Brüel & Kjær) auf dem Betonboden der Prüfhalle (Höhe der Betonplatte: 1,0 m) befestigt. Die Sensoren waren in Schienenlängsachse in einem horizontalen Abstand von je 0,60 m vom zu prüfenden Stützpunkt auf dem Boden der Prüfhalle angebracht.

Versuchsdurchführung und Auswertung

Bei allen drei Schwellenarten wurde eine identische Versuchsdurchführung gewählt. Nach dem Auflagern der Schwelle auf die vorher abgezogene Splittbettung wurden 20 Schläge zur Konsolidierung mit einer Fallhöhe von 100 mm durchgeführt. Bei den Messungen wurden je Fallhöhe (50 mm, 100 mm und 150 mm) drei Schläge aufgebracht und die Beschleunigung im Zeitbereich mit einer Abtastrate von 51,2 kHz gemessen (Messtechnik MEDA Bluestack, Fa. Wölfel Monitoring Systems). Da die eingebrachte Energie nur von der Fallhöhe abhängig und somit reproduzierbar einzustellen war, diente die am Boden der Prüfhalle gemessene Schwingbeschleunigung als Vergleichskriterium. Die verschiedenen vertikalen Stützpunktsteifigkeiten der Schwellentypen äußerten sich in einem unterschiedlichen Rückprallverhalten der Fallmasse. Es konnten teilweise Mehrfachschläge, bedingt durch den Rückprall und ein Wiederaufschlagen der Fallmasse, im zeitlichen Verlauf der Beschleunigung des Prüfhallenbodens beobachtet werden. Bei der weiteren Datenauswertung wurden die Mehrfachschläge nicht berücksichtigt. Nach einer FFT in den Frequenzbereich wurde eine Mittelung der drei je Konfiguration gemessenen Schläge durchgeführt. Aus den gemittelten Schmalbandspektren wurden die Terzspektren der Beschleunigungspegel L_a (0 dB entspricht hierbei einer Bezugsgröße von $a_{B,0} = 1 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}^2$) berechnet. Auf eine Umrechnung in die Schwinggeschwindigkeit durch Integration wurde verzichtet, da durch die erforderliche Hochpassfilterung niederfrequente Anteile im Spektrum verloren gingen. Zur besseren Vergleichbarkeit wurde der Summenpegel $L_{a,\text{sum}}$ der Terzspektren zwischen 2 Hz und 100 Hz berechnet, da dieser Frequenzbereich für den Unterbau als besonders relevant eingestuft wird. Zum Vergleich der Schwellenarten wurde der Pegelabstand D in dB der zu messenden Schwellen (H250 bzw. B91 So) relativ zur Referenzschwelle (B91) nach Formel 2-6 gebildet. Hierbei ist a_B die Amplitude der Schwingbeschleunigung in m/s^2 und L_a der Beschleunigungspegel in dB.

$$D = L_a(\text{Messung}) - L_a(\text{Referenz}) = 20 \cdot \lg \left(\frac{a_B(\text{Messung})}{a_B(\text{Referenz})} \right) \quad [\text{dB}] \quad \text{Formel 2-6}$$

Somit entspricht ein negativer Pegelabstand einer Dämpfung der untersuchten Schwellen im Vergleich zur Referenz (B91). Umgekehrt deutet ein positiver Pegelabstand auf eine Verstärkung relativ zur Referenzschwelle hin. Ein Wert von $D = 0$ dB steht hierbei für eine identische Schwingungsamplitude zwischen der gemessenen Schwelle und der Referenzschwelle. Ein Wert von $D = -6$ dB entspricht einer Halbierung und ein Wert von $D = +6$ dB einer Verdopplung der Amplitude der Messung im Vergleich zur Referenz. Da sich die Messung (B91 So) von der Referenz (B91) nur durch die elastische Schwellensohle unterschied, entspricht in diesem Fall D der Einfügungsdämmung der elastischen Schwellensohle. Beim Vergleich der H250 (Messung) und B91 (Referenz) Schwellen kann nicht von einer Einfügungsdämmung gesprochen werden, da komplett unterschiedliche Schwellentypen vorliegen.

Ergebnisse und Interpretation

Bei der Betrachtung des Summenpegels zwischen 2 Hz und 100 Hz (siehe Abbildung 9) ergab sich für die B91 Schwelle stets die höchste Beschleunigung. Die elastisch besohlte Betonschwelle (B91 So) erzeugte zwischen 2 Hz und 100 Hz bei allen Fallhöhen eine geringere Schwingungsanregung des Prüfhallenbodens als ihr Pendant ohne Besohlung (B91) sowie als die H250 Schwelle.

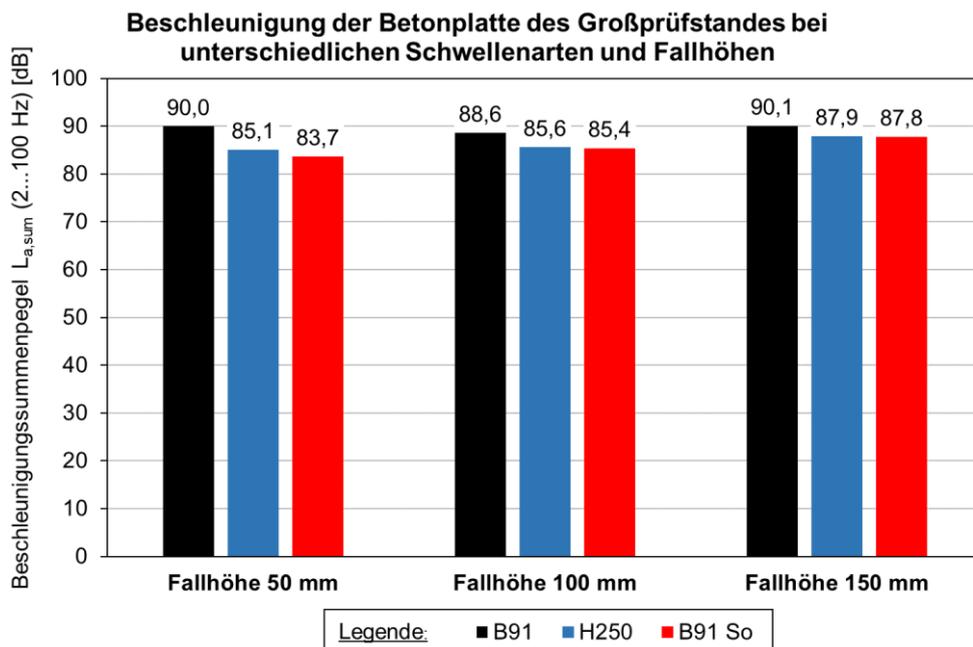


Abbildung 9: Summenpegel der Beschleunigung $L_{a,\text{sum}}$ gemessen am Boden der Prüfhalle zwischen 2 Hz und 100 Hz bei verschiedenen Schwellenarten

Die Analyse des spektralen Verhaltens ist exemplarisch für eine Fallhöhe von 100 mm in Abbildung 10 als Pegelabstand D zur Referenz (B91) dargestellt. Bis auf eine Ausnahme im Terzband bei 315 Hz ergab sich stets eine Dämpfung der Schwingung beim Austausch der B91 durch eine B91 So Schwelle im Versuch. Auch die Holzschwelle H250 ergab in der überwiegenden Anzahl der Terzbänder eine Schwingungsdämpfung im Vergleich zur B91. Die H250 zeigte vor allem im Frequenzbereich bis ca. 40 Hz eine ausgeprägte Dämpfung, wobei hingegen die B91 So ab 100 Hz die größte Dämpfung aufwies. Im Allgemeinen kann festgehalten werden, dass die Unterschiede zwischen den Schwellenarten H250 und B91 So vergleichsweise gering sind. Durch die elastische Schwellensole kann das Dämpfungsverhalten der Betonschwelle angehoben und sogar leicht über das Dämpfungsniveau der Holzschwelle H250 gebracht werden.

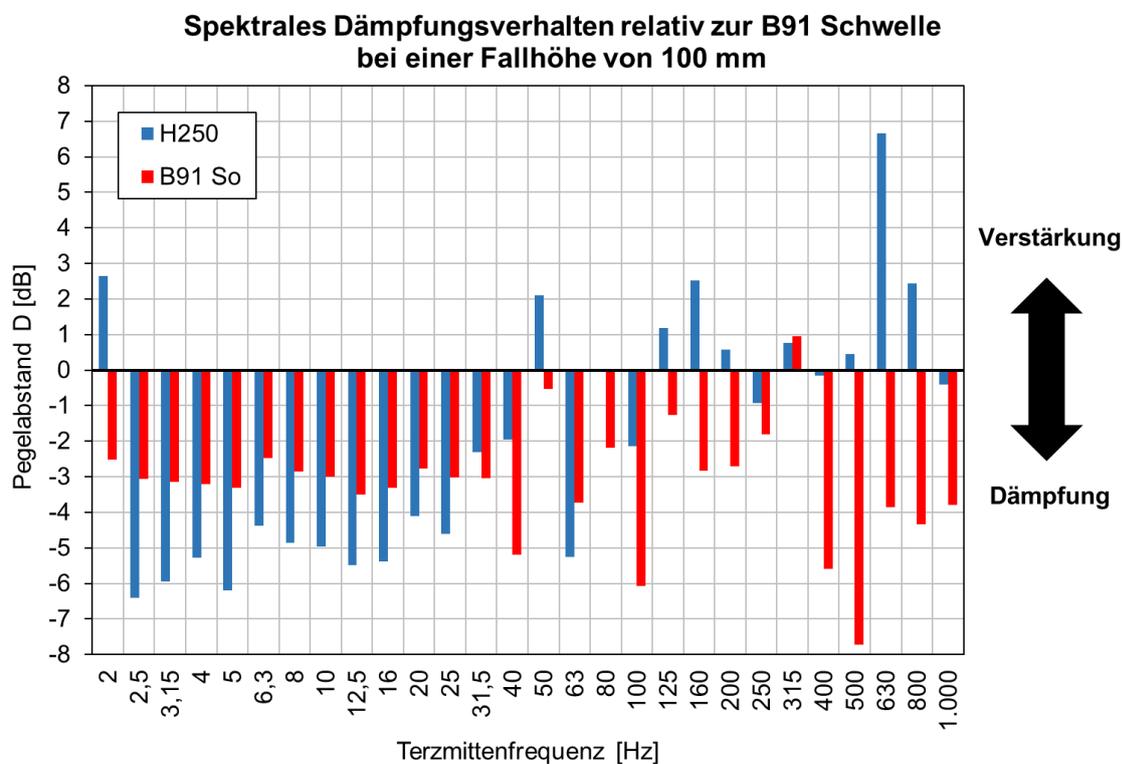


Abbildung 10: Terzspektren des Pegelabstandes D der Beschleunigung relativ zur Referenz (B91 Schwelle) bei einer Fallhöhe von 100 mm

2.6 Gleislage

Im Jahr 1972 wurden vom Institut für Bau von Landverkehrswegen der Technischen Universität München (jetzt Prüfamf für Verkehrswegebau der Technischen Universität München) Messungen zur Gleislageveränderung an Gleisabschnitten mit unterschiedli-

chen Schwellenarten durchgeführt [38]. Die Messungen wurden nach 1 - 3 Mio. Leistungstonnen wiederholt, um Veränderungen in der Gleislage beurteilen zu können. Es wurden Gleisabschnitte mit Hartholzschwellen ($L = 260$ cm), mit B58 sowie mit B70 Betonschwellen untersucht. Es zeigte sich, dass Holzschwellen im Vergleich zu Betonschwellen ein größeres Nullsetzungsmaß aufwiesen. Das Nullsetzungsmaß entspricht hierbei dem Betrag der Hohlage einer Schwelle in der Schotterbettung bei unbelastetem Gleisrost. Es kann durch das Lösen der Schienenbefestigungen und dem anschließenden Herunterfallen der hohlliegenden Schwelle bestimmt werden, welche zuvor an den Schienen hing. Der Bettungsmodul des Gleisrostes erfuhr kurz nach der Durcharbeitung einen Anstieg aufgrund der nachfolgenden Konsolidierung durch die Betriebsbelastung und fiel dann mit steigender Betriebsbelastung wieder ab. Gleise mit Betonschwellen weisen hierbei eine vergleichsweise steile Abnahme der Bettungsziffer mit steigender Betriebsbelastung auf. Im Fall der Holzschwellengleise fällt die Änderung der Bettungszahl durch die Betriebsbelastung geringer aus. Generell wurde unter den Holzschwellengleisen ein geringerer Bettungsmodul gemessen, was jedoch vermutlich aus Abweichungen aus dem Untergrund oder der Schotterbettung herrührt. [38]

In einer anderen Veröffentlichung ist expliziert das Verhalten bei schlechtem Unterbau erwähnt. So findet bei einem Betonschwellengleis eine schnellere Verschlechterung der Gleislage aufgrund des höheren Gewichtes im Vergleich zum Holzschwellengleis statt. [39]

3 Beanspruchung des Planums durch unterschiedliche Schwellenarten

Bei einem Gleis ohne Schutzschichten (PSS bzw. FSS) ist die Schotterbettung in der Planumsebene direkt auf der Oberseite des Unterbaus aufgelagert. Das Planum stellt somit in diesem Fall die Grenzfläche zwischen dem Unter- und Oberbau dar. Eine Schotterverschmutzung aus dem Unterbau ist zwangsläufig mit einer Aufhebung der Trennstabilität zwischen Unterbau und Schotter verbunden. Zu Beginn der Wirkungskette steht eine initiale Schädigung des Planums unter dem Einfluss von Wasser und einer zyklischen Belastung. Das bedeutet, dass zunächst einzelne Schotterkörner in den überlasteten Unterbau eindringen können und die Trennstabilität zwischen Unterbau und Schotter dadurch verloren geht. Bevor die Mechanismen des Hochsteigens einer Schotterverschmutzung eingehender behandelt werden, wird in diesem Abschnitt 3 das Belastungsszenario auf dem Planum untersucht. Es liegt die Vermutung nahe, dass Unterschiede zwischen verschiedenen Oberbaukonfigurationen bzgl. der Ausbildung von Schotterverlehungen aus dem Unterbau wesentlich aus den unterschiedlichen Belastungsszenarien des Planums resultieren. Daher werden in diesem Abschnitt 3 die statischen und dynamischen Anteile des Belastungsszenarios auf dem Planum in Abhängigkeit von unterschiedlichen Oberbauparametern, mit Fokus auf der Schwellenart, untersucht. In Abschnitt 4.2 bis 4.4 werden die Ursachen der Schotterverschmutzung behandelt und in Abschnitt 4.5 wird auf die Mechanismen des Hochsteigens einer Schotterverschmutzung eingegangen. Vorab gilt es zu erwähnen, dass der Fokus nicht auf einer absoluten Quantifizierung der Belastung des Unterbaus liegt. Vielmehr soll ein Vergleich von unterschiedlichen Oberbauparametern (z. B. Schwellenart, Schwellensohlfläche, etc.) gegeben werden, um deren Auswirkungen auf die Belastung des Planums beurteilen zu können. An dieser Stelle gilt es noch anzumerken, dass in Zusammenhang mit den Größen Druckspannung, Verformung und Schwingbeschleunigung stets deren vertikale Komponente in z-Richtung betrachtet wird.

3.1 Druckspannungen auf dem Planum und im Unterbau

Die Belastung des Unterbaus durch den Bahnbetrieb setzt sich aus einer statischen und dynamischen Komponente zusammen. Der statische Anteil resultiert aus der Normalkraft des ruhenden Fahrzeuges, welche über den Rad-Schiene-Kontakt auf den Oberbau und damit indirekt auf den Unterbau wirkt. Der dynamische Anteil ist durch die Achs-

übergänge sowie Imperfektionen im Rad-Schiene-Kontakt (Riffel an der Radlauf­fläche oder auf dem Fahrspiegel, Schienenstöße, etc.), welche beim Abrollen der Räder eine Schwingungsanregung zur Folge haben, bedingt. Diese Schwingungen werden durch den Oberbau frequenzabhängig gedämpft und bewirken im Unterbau eine zyklische Spannungsänderung. Zur Analyse der Belastung des Unterbaus wird daher im Folgenden zwischen dem statischen und dem dynamischen Lastfall unterschieden.

3.1.1 Quasistatischer Fall

Die über die Schwelle in den Schotter eingeleitete Druckspannung wird durch die Bettung auf dem Planum verteilt (Bettungsdruckspannung σ_B). Als Modell zur Beschreibung der Lastverteilung durch die Bettung werden in der Literatur Lastausbreitungskegel verwendet, welche im Längsschnitt von geraden Linien begrenzt werden [18, 40, 41]. In Abbildung 11 ist ein Schottergleis mit Schwellenabstand a und Bettungshöhe h_{Scho} im Längsschnitt skizziert.

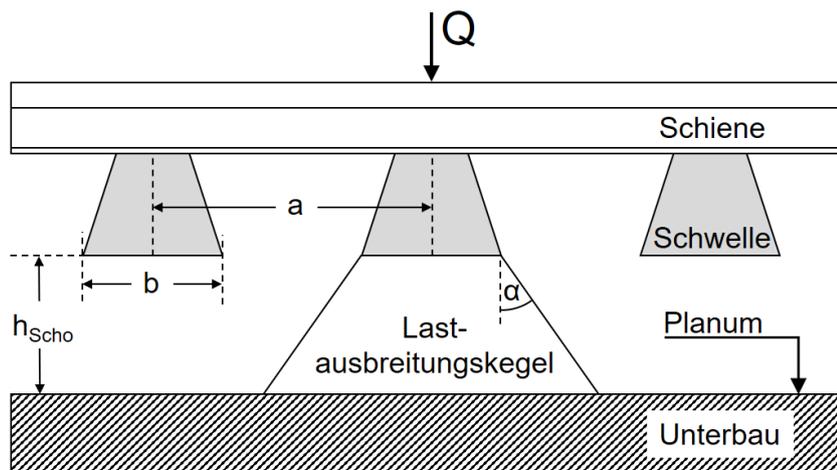


Abbildung 11: Längsschnitts eines Gleises mit vertikaler Radlast Q . In der Skizze ist der Lastausbreitungskegel der Schotterbettung unter einer Schwelle dargestellt.

Der Lastausbreitungswinkel α ist über die Neigung der Lastausbreitungskegel zur Normalen des Planums (z -Achse) definiert. Der Winkel α ist eine wesentliche Kenngröße der Bettung und hängt von der Scherfestigkeit und damit von der Korngrößenverteilung, der Kornform und Rauigkeit sowie der Dichte des Schotters ab [42]. Teilweise wird im Zusammenhang mit dem Lastausbreitungswinkel des Schotters in der Literatur auch ein 90 %-Quantil der Pressungen auf dem Planum angegeben, d. h. innerhalb des Lastausbreitungskegels wird 90 % der Last vom Unterbau abgetragen [41]. In Tabelle 11 ist ein

Überblick über die Lastausbreitungswinkel von verschiedenen Schotterarten gegeben. Hieraus geht auch die historische Entwicklung der Forschung hervor. Während in der Vergangenheit der Schüttwinkel von Gleisschotter verwendet wurde oder Berechnungen zur Lastausbreitung basierend auf Halbraumtheorien durchgeführt wurden, zeigen aktuelle Laboruntersuchungen mit neuester Messtechnik, dass der Winkel α deutlich geringer ist als historisch angenommen.

Tabelle 11: Überblick über die historische Entwicklung zu den Lastausbreitungswinkeln α von Gleisschotter

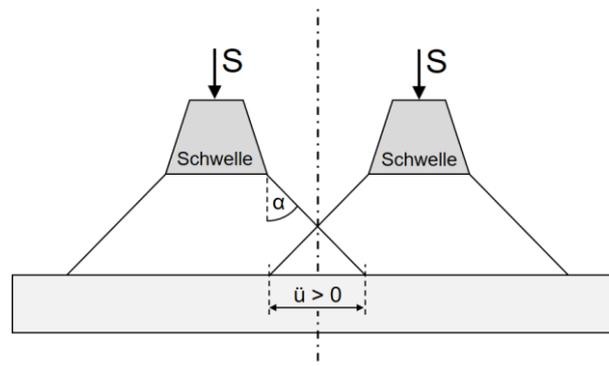
α [°]	Gesteinsart und Schotterkör- nung	Beschreibung	Konditio- nierung	Jahr	Quelle
15...17	Basalt/Granit I 32/63	neuwertig	trocken	2014	[41]
20	Basalt/Granit I 31,5/63	neuwertig	trocken	2012	[37]
42	k. A.	neuwertig	trocken	2010	[40]
39	k. A.	gebraucht	trocken	2010	[40]
30	k. A.	verschmutzt	trocken	2010	[40]
45	k. A.	neuwertig	trocken	1996	[43]
45...63	k. A.	k. A.	trocken	1980	[44]
60	k. A.	gebraucht	trocken	1975	[45]
max. 45	k. A.	grob, rau	trocken	1960	[18]
min. 33	k. A.	fein, glatt	feucht	1960	[18]

Liegt eine verschlissene und verschmutzte Schotterbettung vor (Abrundung der Körner, Bruch der Körner, Verschmutzung durch Schotterabrieb, etc.), so reduziert sich der Lastausbreitungswinkel im Vergleich zum Neubauzustand [18, 40, 46]. Insbesondere gilt es anzumerken, dass der Lastausbreitungswinkel des Schotters nicht von der Bauart und vom Typ der verwendeten Schwelle abhängt. So zeigten sich beim Vergleich von besohnten und unbesohnten Betonschwellen keine messbaren Unterschiede im Lastausbreitungswinkel [37]. Folglich ist davon auszugehen, dass für den Schotter unter Holz- und Betonschwellen der identische Lastausbreitungswinkel anzusetzen ist.

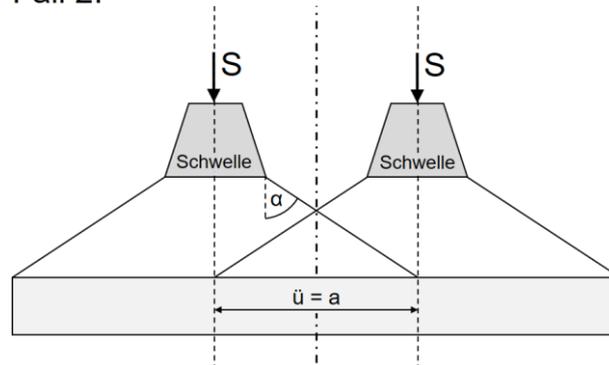
Die Lastabtragung des Unterbaus wird neben der Stützpunktlast (Lastverteilung durch die Schiene) vor allem auch durch die Parameter Bettungshöhe h_{Scho} , Schwellenabstand

a sowie Schwellenbreite b bzw. Schwellensohlfläche A_S beeinflusst. Eine optimale Schotterbetthöhe liegt laut Literatur dann vor, wenn sich die Lastausbreitungskegel von Nachbarschwellen auf dem Planum überlappen, sodass ein möglichst gleichmäßiger Pressungsverlauf auf dem Planum entsteht [40]. In Abbildung 12 sind die vier möglichen Grenzfälle der Lage der Lastausbreitungskegel auf dem Planum im Längsschnitt skizziert. Bei vergleichsweise großen Werten von α können sich die Lastausbreitungskegel auf dem Planum überlappen (Fall 1: Überlappung $\ddot{u} > 0$). Entspricht die Überlappung dem Schwellenabstand (Fall 2: $\ddot{u} = a$), so liegt der Idealfall einer möglichst homogenen Verteilung der Druckspannungen σ_B auf dem Planum vor, die Last wird hierbei innerhalb des idealen Winkels $\alpha_{\ddot{u}=a}$ abgetragen. Beträgt der Wert des Lastabtragungswinkels gerade dem des Grenzwinkels $\alpha_{\ddot{u}=0}$ (Fall 3: $\ddot{u} = 0$), so berühren sich die Lastausbreitungskegel von benachbarten Schwellen, der Bettungsdruck σ_B wird in diesem Berührungspunkt zu Null. Für kleine Werte von α findet hingegen kein Überlapp statt (Fall 4: Überlapp $\ddot{u} < 0$), sodass es ausgedehnte Bereiche auf dem Planum gibt, die keine Bettungsdruckspannung erfahren. Allgemein gilt, dass die Bettungsdruckspannung zwischen den Schwellen nicht zu klein sein darf, da ansonsten die Gefahr eines Hochdrückens von Unterbaumaterial im Schwellenfach droht [12, 18, 46].

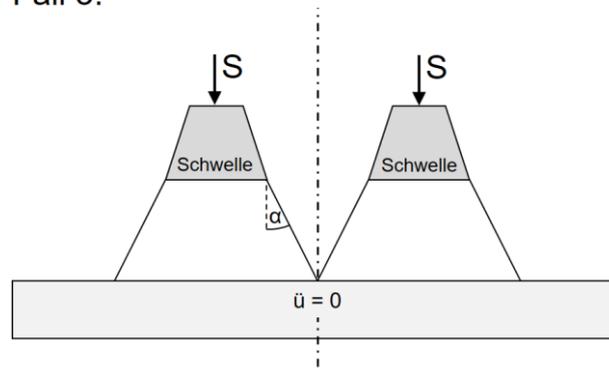
Fall 1:



Fall 2:



Fall 3:



Fall 4:

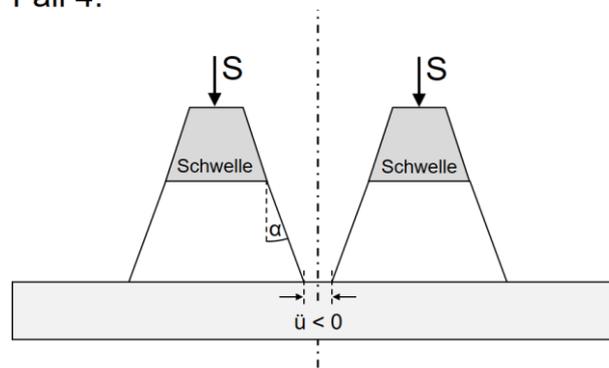


Abbildung 12: Zur Lage der Lastausbreitungskegel auf dem Planum können theoretisch vier Grenzfälle unterschieden werden.

Für den Grenzwinkel ($\alpha_{\ddot{u}=0}$) bzw. den idealen Winkel ($\alpha_{\ddot{u}=a}$) gilt folgende Abhängigkeit von der Bettungshöhe h_{Scho} sowie von der Schwellenbreite b und dem Schwellenabstand a :

$$\alpha_{\ddot{u}=0} = \arctan\left(\frac{a-b}{2h_{Scho}}\right) \quad \text{Formel 3-1}$$

$$\alpha_{\ddot{u}=a} = \arctan\left(\frac{2a-b}{2h_{Scho}}\right) \quad \text{Formel 3-2}$$

In Abbildung 13 sind der Grenzwinkel ($\alpha_{\ddot{u}=0}$) und der ideale Winkel ($\alpha_{\ddot{u}=a}$) in Abhängigkeit der Bettungshöhe h_{Scho} aufgetragen. Hierbei wurden die unterschiedlichen Schwellenbreiten für Holz- ($b = 260$ mm) und Betonschwellen ($b = 300$ mm) berücksichtigt.

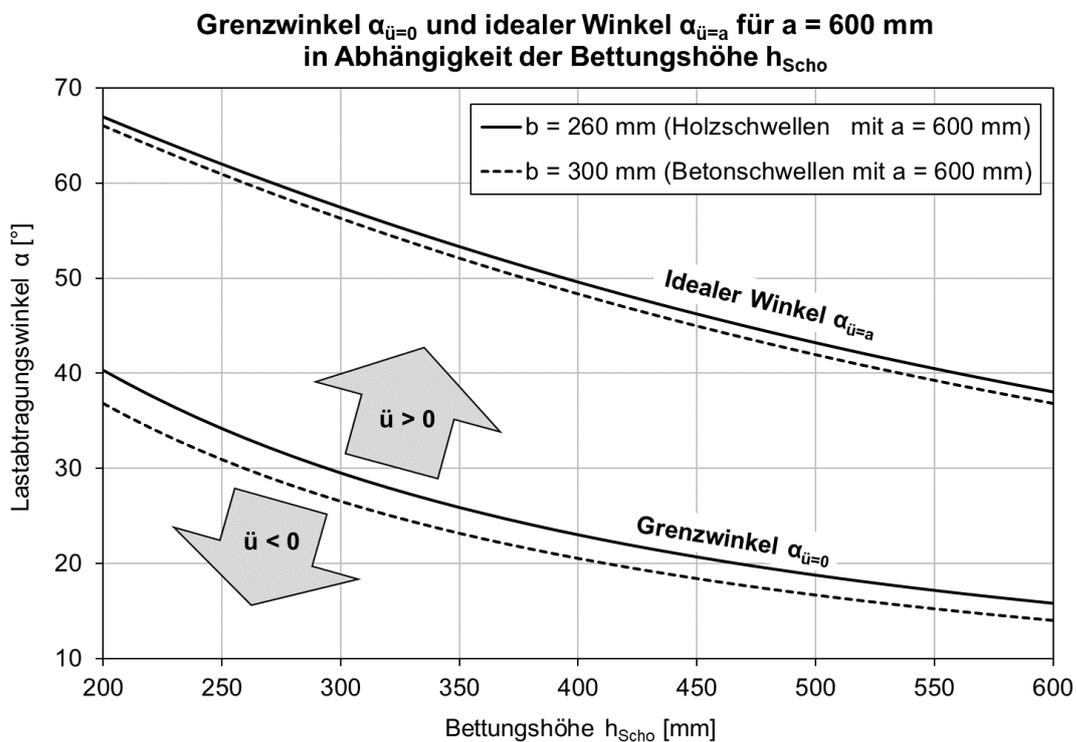


Abbildung 13: Grenzwinkel $\alpha_{\ddot{u}=0}$ und idealer Winkel $\alpha_{\ddot{u}=a}$ für verschiedene Schwellenbreiten b und Bettungshöhen h_{Scho} bei einem Schwellenabstand von $a = 600$ mm

Aus Abbildung 13 ist ersichtlich, dass für die im Betriebsgleis typische Bettungshöhe von $h_{Scho} = 300$ mm ein Lastabtragungswinkel von mindestens $\alpha \approx 27^\circ$ (für Betonschwellen mit $b = 300$ mm) notwendig ist, damit überhaupt eine Überlappung der Lastabtragungskegel vorliegt. Mit den neuesten Erkenntnissen aus den Untersuchungen zum Winkel α (siehe Tabelle 11) ergibt sich, dass bei Gleisen mit $h_{Scho} = 300$ mm keine homogene Verteilung der Druckspannungen auf dem Planum existiert. Hierzu wäre ein Lastabtragungswinkel von $\alpha_{\ddot{u}=a} \approx 57^\circ$ (für Holzschwellen mit $b = 260$ mm) erforderlich. Somit kann

festgehalten werden, dass die Pressungen σ_B auf dem Planum zwischen Schwelle und Schwellenfach Schwankungen unterworfen sind. Mit einem Lastabtragungswinkel von $\alpha \approx 20^\circ$ kann der Idealfall ($\ddot{u} = a$) mit homogenen Planumsdruckspannungen theoretisch nur bei sehr großen Schotterbetthöhen ($h_{\text{Scho}} > 1.000 \text{ mm}$) erreicht werden. Aus der Praxis ist bekannt, dass bei Gleisen mit Schotterbetthöhen von $h_{\text{Scho}} > 500 \text{ mm}$ sich die Schotterkörner nicht mehr ausreichend verzahnen können und es folglich zu einer sich rasch verschlechternden Gleislage kommt [39]. Aus diesem Grund kann die Bettungshöhe nicht beliebig vergrößert werden.

Es gilt anzumerken, dass bei den oben beschriebenen Untersuchungen lediglich eine Einzelachse betrachtet wurde. In der Literatur sind Berechnungen für den Belastungstyp DIN FB 101 (Reisezug mit 6-achsiger Lokomotive) dokumentiert, welche ergaben, dass bei der Betrachtung der Planumsdruckspannungen einzelne Achsen verschmieren und nur noch die Drehgestelle voneinander zu unterscheiden sind [47].

In zahlreichen Literaturquellen sind Werte von Bettungsdruckspannungen σ_B gegeben, welche sowohl messtechnisch als auch rechnerisch gewonnen wurden. Die in Tabelle 12 aufgelisteten Ergebnisse beziehen sich auf den statischen bzw. quasistatischen Fall (Geschwindigkeit des Zuges liegt im Bereich der Schrittgeschwindigkeit). Soweit vorhanden, wurden auch die Oberbauparameter mit in Tabelle 12 aufgenommen, da diese entscheidend für die folgende Interpretation der Werte sind. Die Bettungsdruckspannungen bewegen sich in einem weiten Bereich zwischen $\sigma_B = 0,050 \dots 0,160 \text{ N/mm}^2$. Da die genauen Annahmen der Berechnungen und die Einbaubedingungen der Messtechnik (sowie die Steifigkeitsverhältnisse des Unterbaus) nicht im Detail bekannt sind und diese einen großen Einfluss auf die Ergebnisse haben, ist ein Vergleich von absoluten Werten von σ_B aus unterschiedlichen Literaturquellen nicht sinnvoll. Möglich hingegen ist ein relativer Vergleich von Werten, wenn innerhalb einer Literaturquelle verschiedene Oberbauparameter untersucht wurden. Wenn vorhanden, wurden auch die Werte der Schwellensohldruckspannung σ_S mit aufgenommen.

Tabelle 12: Überblick über Literaturwerte von vertikalen Bettungsdruckspannungen σ_B - Betrachtung des (quasi)statischen Falls

σ_B [N/mm ²]	σ_s [N/mm ²]	2·Q [kN]	a [mm]	h_{scho} [mm]	α [°]	Oberbaukonfiguration	A_s [cm ²]	Unter- suchung	Jahr	Quelle
max. 0,140	k. A.	225	600	k. A.	k. A.	B70, L = 260 cm	6.889 [19]	B	2009	[47]
ca. 0,050	k. A.	200	600	450-500	k. A.	BS66, L = 227 cm	4.900	M	1980	[48]
max. 0,160	k. A.	200	k. A.	240	k. A.	B70, L = 260 cm	6.889 [19]	B	1980	[49]
max. 0,153	k. A.	200	k. A.	250	k. A.	H250, L = 250 cm	6.500	B		
0,079	0,129	k. A.	k. A.	300	k. A.	BS66, L = 227 cm	4.900	B	1975	[45]
0,019 (*)	k. A.	220	600	300	k. A.	BS65, L = 238 cm	4.900	M		
0,066	0,128	k. A.	k. A.	300	k. A.	BS65, L = 238 cm	4.815	B		
0,015 (*)	k. A.	220	600	300	k. A.	HS	6.500	M		
0,059	0,119	k. A.	k. A.	350	k. A.	HS	6.500	B		
0,061	k. A.	200	600	300	k. A.	B70, L = 260 cm	6.889 [19]	B		
0,069	k. A.	200	600	300	k. A.	B58, L = 240 cm	6.106 [24]	B		
0,109	k. A.	113,8	630	300	40	H260, L = 260 cm	6.760	B	1960	[18]
0,133	k. A.	113,8	630	300	40	BS, L = 240 cm	k. A.	B		

Legende:

(*) Messung ca. 130 cm unter der Schwellenunterseite

B Berechnung

M Messung im Betriebsgleis

Aus den Werten der Tabelle 12 zeichnet sich der zu erwartende Trend ab, dass in der Regel ein Oberbau mit größerer Schwellensohlfläche A_S geringere Druckspannungen am Planum hervorruft.

Laut Eisenmann gilt generell, dass durch eine Vergrößerung der Schwellensohlfläche die Bettungsdruckspannung reduziert werden kann. So zeigte sich, dass durch die Ablösung der Betonschwelle B55 ($L = 230$ cm) durch die 240 cm lange B58 Schwelle die Schotterverschmutzung aus dem Unterbau stark zurückging. Theoretische Untersuchungen ergaben, dass die Bettungsdruckspannung σ_B neben der Schwellensohlfläche auch von der Länge und Breite der Schwelle abhängt. Eisenmann trifft die Aussage, dass bei sonst identischen Bedingungen (Schwellenabstand und Sohlfläche) eine längere und schmälere Schwelle eine geringere Bettungsdruckspannung erzeugt. [12]

Bzgl. der Untersuchungen von Eisenmann ist anzumerken, dass das Biegeverhalten der Schwellen vernachlässigt wurde und diese als starre Lastplatte angenähert wurden.

Im Jahre 1975 wurde die Messung der Bodenspannungen im Betriebsgleis u. a. in einer Tiefe von ca. 130 cm unter der Unterseite der Schwelle durchgeführt. Da es zu Problemen mit der Messtechnik kam, konnten keine gültigen Messungen auf dem Planum gewonnen werden. Die Ergebnisse der Untersuchungen ergaben jedoch, dass die statischen Bodenpressungen unter den Holzschwellen geringer als unter der Betonschwelle BS65 sind, was vermutlich auf die größere Sohlfläche A_S der Holzschwelle zurückzuführen ist (siehe Tabelle 12). [45]

3.1.2 FE-Simulationen zur statischen Beanspruchung des Unterbaus

3.1.2.1 Zielsetzung

Im Gegensatz zu Laborversuchen besteht im Rahmen von Simulationen die Möglichkeit, die räumliche Größe des Modells deutlich zu erweitern und Variationen in der Geometrie vorzunehmen. Durch den Aufbau eines Modells mit einer entsprechenden Anzahl an Schwellen soll die Biegelinie der Schienen und Schwellen abgebildet werden. Das übergeordnete Ziel der Simulationen ist es, die orts aufgelöste Verteilung der Druckspannungen auf dem Planum σ_B bzw. dem Erdbauplanum σ_E in Abhängigkeit von unterschiedlichen Schwellenarten zu untersuchen.

Um den Rechenaufwand zu begrenzen, müssen bei der Modellbildung auf der einen Seite bei den Geometrien sowie auf der anderen Seite bei den Kontakt- und Lagerungsbedingungen sinnvolle Vereinfachungen gemacht werden. Im Folgenden werden die für die Simulationen vereinfachten Geometrien des Fahrwegs beschrieben. In einem weiteren Schritt werden dann die Kontakt- und Lagerungsbedingungen erläutert und schließlich die Ergebnisse dargestellt.

3.1.2.2 Modellbildung

Schiene

Die Wahl des Schienenprofils hat einen Einfluss auf die lastverteilende Wirkung der Schiene. Diese wiederum beeinflusst die Schwellensohldruckspannungen σ_s und somit auch die Bettungsdruckspannungen σ_b , welche auf den Unterbau wirken. Im Regelwerk Ril 820.2010 der DB werden als Ausrüstungsstandard folgende Schienenprofile aufgeführt: 60E2, 54E4 sowie 49E5 [7]. Im Regelwerk der SBB sind die Schienenprofile 60E1 (vormals SBB VI) sowie 54E2 (vormals SBB IV) als schwerste Schienen angegeben [26]. Tabelle 13 gibt einen Überblick über Schienenprofile, die bei den SBB und DB häufig verwendet werden.

Tabelle 13: Hauptabmessungen und Kenndaten von Schienenprofilen nach [50]

Bezeichnung	Höhe [mm]	Fußbreite [mm]	Kopfbreite [mm]	Querschnittsfläche [mm]	Masse [kg/m]	Trägheitsmoment y-Achse [cm ⁴]
60E2	172	150	72	7.648	60,03	3.021,5
60E1 (vormals UIC 60/ SBB VI)	172	150	72	7.670	60,21	3.038,3
54E2 (vormals SBB IV)	161	125	67	6.856	53,82	2.307,4
54E4 (vormals S54)	154	125	67	6.919	54,31	2.056,2
49E5 (vormals S49)	149	125	67	6.259	49,13	1.799,7

Eine Verwendung der realen Geometrien der Schienenprofile würde aufgrund der Radien in der Kontur des Schienenquerschnitts im Modell eine aufwändige Vernetzung bedeuten, was sich wiederum negativ auf die Rechenzeit auswirkt.

Aus dem Verfahren Zimmermann geht hervor, dass für die Beschreibung der Biegelinie des Gleisrostes in Bezug auf die Geometrie des Schienenprofils nur dessen Trägheitsmoment I relevant ist. Die elastische Länge L_E ist die wesentliche Kenngröße zur Beschreibung der Durchbiegung eines Gleisrostes auf einer elastischen Lagerung mit dem Bettungsmodul C [51, 52]:

$$L_E = \sqrt[4]{\frac{4 E I}{b_e C}} \quad \text{Formel 3-3}$$

Die Ersatzbreite b_e ist mit der Schwellensohlfläche der Stopfbereiche A_{SB} und dem Schwellenabstand a wie folgt definiert:

$$b_e = \frac{A_{SB}}{2a} \quad \text{Formel 3-4}$$

In der Realität ist noch die Einbauneigung der Schiene sowie eine etwaige Abnutzung des Schienenkopfes zu berücksichtigen. Diese beiden Effekte bewirken eine Reduktion des, durch die neutrale Faser in lateraler Richtung verlaufenden, Trägheitsmomentes. Die beiden genannten Sachverhalte können für die vergleichenden Simulationen zwischen unterschiedlichen Oberbaukonfigurationen vernachlässigt werden. Zur Berechnung der Geometrie der Ersatzschienenprofile (schematische Zeichnung siehe Abbildung 14) wurde ein MATLAB Programm (MATLAB Version R2019a [53]) erstellt.

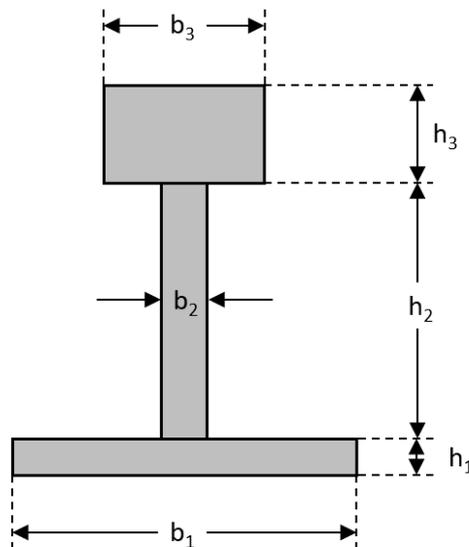


Abbildung 14: Skizze zur Geometrie des Ersatzschienenprofils

In Tabelle 14 sind die Abmessungen der vereinfachten Schienenprofile dargestellt. In Tabelle 15 sind neben der Querschnittsfläche A und dem Flächenträgheitsmoment I der

realen Schiene, auch die Werte für die vereinfachte Modellschiene gegeben. Die Berechnung des Trägheitsmomentes der Modellschiene erfolgte mit dem Steinerschen Satz [29].

Tabelle 14: Abmessungen der Ersatzschienenprofile für die Simulationen

Bezeichnung	Abmessungen [mm]					
	h_1	h_2	h_3	b_1	b_2	b_3
60E1	16,0	113,0	43,0	150,0	20,0	70,0
54E2	16,0	109,4	35,6	125,0	21,9	69,1
54E4	16,0	90,4	47,6	125,0	20,4	64,6
49E5	16,0	96,1	36,9	125,0	20,4	62,3

Tabelle 15: Vergleich der Kenndaten der Ersatzschienenprofile für die FE-Modelle mit den realen Profilen

Bezeichnung	Vereinfachtes Profil		Reales Profil [50]	
	A_{Modell} [mm ²]	I_{Modell} [cm ⁴]	A_{real} [mm ²]	I_{real} [cm ⁴]
60E1	7.670,0	3.038,3	7.670,0	3.038,3
54E2	6.855,8	2.307,6	6.856,0	2.307,4
54E4	6.919,1	2.056,3	6.919,0	2.056,2
49E5	6.259,3	1.799,6	6.259,0	1.799,7

Der Standard Schienenwerkstoff bei der DB ist die Stahlsorte R 260 mit einem Elastizitätsmodul von 210.000 MPa und einer Mindestzugfestigkeit von 880 N/mm² [2]. In Tabelle 16 sind die im Rahmen der Simulation für die Schienen verwendeten linear-elastischen Materialparameter (Dichte ρ , Elastizitätsmodul E und Poissonzahl ν) gegeben.

Tabelle 16: Materialparameter zur linear-elastischen Simulation der Schiene

Bauteil	Materialbezeichnung	Materialparameter		
		ρ [kg/m ³]	E [MPa]	ν [-]
Schiene	Schienenstahl	7.850	210.000	0,3

Schwellen

Neben dem Biegeverhalten der Schienen soll mit den FE-Modellen auch das Biegeverhalten von unterschiedlichen Schwellentypen nachgestellt werden. In Tabelle 17 sind die wesentliche Kenndaten der im Rahmen der Simulationen abgebildeten Schwellentypen zusammengestellt. Weitere Informationen zu verschiedenen Schwellenarten und deren Biegeverhalten sind in Abschnitt 2 gegeben.

Tabelle 17: Abmessungen und wichtige Kenndaten der Schwellentypen für die FE-Simulationen

Bezeichnung (*)	L [cm]	Sohlflächen [cm ²]			Quelle der techn. Zeichnung
		A _S	A _M	A _{SB}	
B70	260	6.889	1.103	5.786	[19]
B70 2,4	240	6.294	1.103	5.191	[20]
B75 / B75 300	280	8.778	1.250	7.528	[21]
B90 / B07	260	7.944	1.256	6.688	[22]
B06	260	9.661	1.527	8.134	[23]
B58	240	6.106	1.108	4.998	[24]
H260	260	6.760	1.300	5.460	[25]
H250	250	6.500	1.300	5.200	[26]
(*) Bezeichnung beginnend mit B: Spannbetonschwellen " " " H: Buchenholzschwellen					

Anhand von technischen Zeichnungen (Quellen siehe Tabelle 17) werden mittels CAD [54] 3D Modelle der Schwellen erstellt (Abbildungen der 3D-Modelle siehe Abbildung A.10 in der Anlage A.4). Hierbei wurden Vereinfachungen im Bereich des Schienenauflegers vorgenommen (Entfernung der Sicken der Betonschwellen sowie der Neigung des Schienenauflegers). Es gilt anzumerken, dass die elastisch besohlte B07 Schwelle bis auf die Besohlung im Wesentlichen der B90 Schwelle entspricht (Abweichungen existieren nur in der Geometrie des Schienenauflegerbereiches), sodass für die beiden Schwellentypen die identische Geometrie verwendet wurde. Auch die beiden Schwellen B75 und B75 300 weisen die selbe Geometrie auf, die Unterschiede liegen lediglich in der Steifigkeit der Schienenzwischenlage. Um den Rechenaufwand in Grenzen zu halten, werden die Schwellen als linear-elastischer und isotroper Körper in den FE-Simulationen betrachtet. Die Schwellenwerkstoffe sind in der Simulation durch die Dichte ρ , den Elastizitätsmodul E und die Poissonzahl ν vollständig definiert. In Abschnitt 2 wurden die

linear-elastischen Materialparameter von Holz- und Betonschwellen abgeleitet. In Tabelle 18 sind die im Rahmen der Simulationen verwendeten Materialparameter zusammengestellt. Im Fall von Holzschwellen konnte auf die Simulation der Rph verzichtet werden, da deren Einfluss auf das Biegeverhalten der Schwelle vernachlässigt werden kann (siehe Abschnitt 2.3.3).

Tabelle 18: Materialparameter zur linear-elastischen Simulation von Holz- und Betonschwellen

Bauteil	Materialbezeichnung	Materialparameter			Quelle
		ρ [kg/m ³]	E [MPa]	ν [-]	
Betonschwelle	Spannbeton	2.460	40.500	0,20	Abschnitt 2.3
Holzschwelle	Buchenholz mit Teerölimprägnierung	850	10.050	0,42	Abschnitt 2.3

Elastische Schwellensohle

In den Simulationen soll auch der Einfluss von elastischen Schwellensohlen auf die Beanspruchung des Unterbaus betrachtet werden. Hierzu werden die drei Betonschwellentypen B70, B90 und B06 auch mit elastischer Schwellensohle (Bezeichnung entsprechend: B70 So, B07 (\triangleq B90 So) und B06 So) untersucht. Für die Simulationen wurde eine Schwellensohle von Typ SLB3007G der Fa. Getzner Werkstoffe GmbH ausgewählt. Dieser Typ von Schwellenbesohlung ist vergleichsweise steif (statischer Bettungsmodul $C = 0,30 \text{ N/mm}^3$) und es konnte bereits vom Hersteller eine Reduzierung der Belastung der Tragschicht durch diese Schwellensohle nachgewiesen werden [37]. Von der Fa. Getzner wurden für die Simulationen Federkennlinien zur Verfügung gestellt, welche mit einer Probe von (L x B x H) 300 mm x 300 mm x 7 mm auf einer Normschotterplatte gemessen wurden [55]. Somit bildet diese Federkennlinie auch die Kontaktsituation zwischen der Schwellensohle und dem Schotterplanum ab. Aus den Messwerten der Fa. Getzner wurde ein Elastizitätsmodul von $E = 2,03 \text{ MPa}$ für die elastische Schwellensohle berechnet. Die Schwellensohlen wurden in den FE-Modellen als Federn zwischen der Sohlfläche der Schwellen und der Schotterbettung berücksichtigt (detaillierte Informationen zum Kontakt zwischen Schwelle und Schotter, siehe Anlage A.4).

Schienenbefestigung

Da bei den Simulationen nur vertikale Verformungen betrachtet werden, kann die Schienenbefestigung stark vereinfacht werden, insbesondere kann bei den Holzschwellen auf die Rippenplatten verzichtet werden (siehe auch Abschnitt 2.3.3). Zwischen Schienenfuß und Schwelle ist generell eine Zwischenlage angeordnet. In der Modellbildung wird ein fester Verbund bzgl. der Zwischenlage und den mit ihr in Kontakt stehenden Bauteilen gewählt. Somit ist der Durchschubwiderstand und der Verdrehwiderstand der Schienenbefestigung sehr groß. Der Effekt einer Spannkraft spielt nur bei der Simulation der Abhebewelle (die Schwellen hängen an der Schienenbefestigung) eine Rolle. Bzgl. der vertikalen Steifigkeit der Schienenbefestigung (gemessen über die Verformung zwischen Schienenfuß und Schwellenoberseite) ist nur die Zwischenlage relevant. In allen Modellen wird eine identische Federziffer der Zwischenlagen von $k = 500 \text{ kN/mm}$ simuliert. Diese Federziffer entspricht den bei der DB verwendeten Ethylen-Vinylacetat (EVA) Zwischenlagen vom Typ Zw 687a mit einer Höhe von 6 mm (statische Steifigkeit 400...500 kN/mm) [56]. Für eine Schienenfußbreite von 150 mm beträgt die aktive Fläche der Zwischenlage 150 mm x 160 mm ($A = 24.000 \text{ mm}^2$). Lediglich im Fall der B58 Schwelle ergibt sich bedingt durch die Schwellengeometrie eine trapezförmige aktive Fläche von 22.446 mm². Um für alle Schwellenarten identische Federziffern der Zwischenlage zu simulieren, wird im Fall der B58 Schwelle der Elastizitätsmodul geringfügig erhöht. Um den Einfluss der Querdehnung zu eliminieren, wird ein Wert von $\nu = 0$ angesetzt. Als Dichte des Kunststoffes der Zwischenlagen wird die Dichte von hartem Polyethylen von $\rho = 950 \text{ kg/m}^3$ verwendet [32]. Im Fall der B75 Schwelle soll zusätzlich der Einfluss einer hochelastischen Schienenbefestigung vom Typ System 300 untersucht werden. Die Steifigkeit des elastischen Elementes der Schienenbefestigung System 300 beträgt 22,5 kN/mm [57]. Im Rahmen der Simulationen wird das System 300 wie konventionelle Zwischenlagen jedoch mit einer geringeren Steifigkeit behandelt. In Tabelle 19 sind Geometrie und Materialparameter der Zwischenlagen für die Simulation angegeben.

Tabelle 19: Materialparameter zur linear-elastischen Simulation der Zwischenlagen

Schwellenart	k [kN/mm]	Abmessungen (L x B x H)	Aktive Fläche [mm ²]	Materialparameter		
				ρ [kg/m ³]	E [MPa]	ν [-]
Alle außer B58 und B75 300	500	160 mm x 150 mm x 6 mm	24.000	950	125,0	0
B58	500	160 mm x 150 mm x 6 mm	22.446	950	133,7	0
B75 300	22,5	160 mm x 150 mm x 6 mm	24.000	950	5,63	0

Lasteinleitung

In den Simulationen wird die Belastung durch eine Einzelachse nachgestellt, die im ersten Fall über der Schwelle und im zweiten Fall mittig über dem Schwellenfach ruht. Dementsprechend erfolgt die Aufbringung einer vertikalen Radkraft von $Q = 112,5$ kN auf jedem Schienenkopf (Simulation einer 22,5 t Achse ohne Radlastverlagerung).

Querschnitt

Aus dem Regelquerschnitt der DB für zweigleisige Strecken [7] wurde ein vereinfachter Querschnitt abgeleitet (siehe Abbildung 15). Die Neigung des Planums bzw. Erdbauplanums beträgt 1:20. Die Schotterbetthöhe ist bedingt durch die Planumsneigung variabel. Der Nennwert der Schotterbetthöhe beträgt $h_{\text{Scho}} = 300$ mm, er ist der vertikale Abstand vom Planum bis zur Sohlfläche der Schwelle, unterhalb der gleisinneren Schiene (siehe auch Abbildung 15). Die Definition der gleisinneren Schiene (zum Gegengleis hin orientiert) sowie der gleisäußeren Schiene kann ebenfalls der Abbildung 15 entnommen werden. Der Aufbau stellt ein Vierschichtsystem bestehend aus Untergrund, Unterbau, PSS und Schotter dar. Bei der Simulation von Gleisen ohne PSS werden für diese Schicht die Materialparameter des Unterbaus gewählt. Die im Folgenden häufig verwendeten vertikalen Druckspannungen auf den Grenzflächen sind in Tabelle 20 nochmals definiert.

Tabelle 20: Definition der Druckspannungen auf den Schichtübergängen in den FE-Simulationen

Bezeichnung	Grenzfläche	Formelzeichen
Bettungsdruckspannung	PSS-Schotter	σ_B
Druckspannung Erdbauplanum	Unterbau-PSS	σ_E

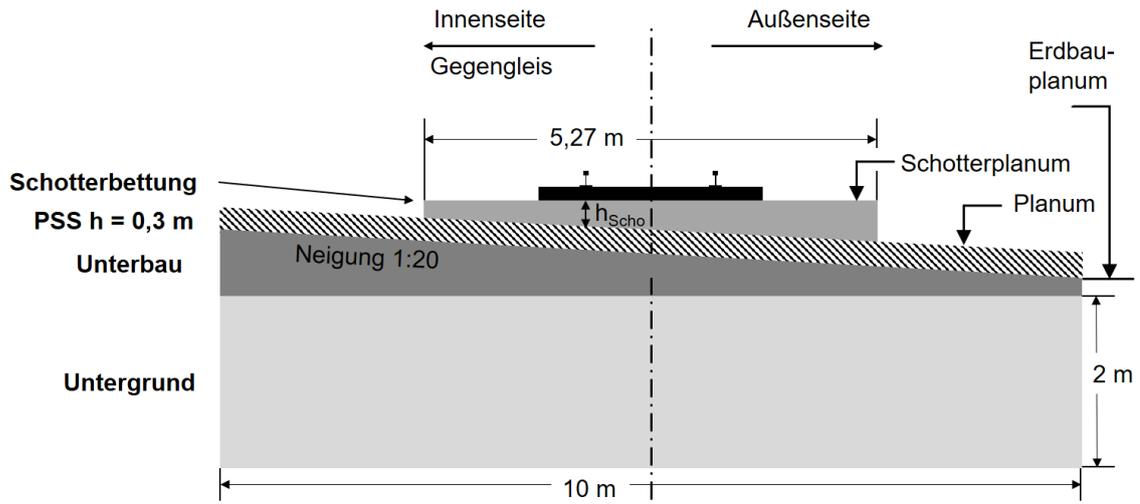


Abbildung 15: Skizze des Gleisquerschnitts in den FE-Simulationen

Schotterbettung

Die Schotterbettung wird als linear-elastische Schicht simuliert. Im Jahr 1996 sind Untersuchungen veröffentlicht worden, in denen das elastische Verhalten von Gleisschotter in Abhängigkeit von unterschiedlichen Verschmutzungsgraden beschrieben wurde [43]. Tabelle 21 gibt einen Überblick über Literaturwerte von linear-elastischen Materialparametern zur Beschreibung von Gleisschotter.

Tabelle 21: Zusammenstellung von Literaturwerten der linear-elastischen Materialparameter von Gleisschotter

ρ [g/cm ³]	E [MPa]	ν [-]	Schotterart	Jahr	Quelle
k. A.	118	k. A.	k. A.	1972	[58]
k. A.	100...200	k. A.	k. A.	1980	[49]
1,6	197,5	0,32	0 % verschmutzt	1996	[43]
1,9	181,6	0,40	50 % verschmutzt		
2,0	168,7	0,46	60 % verschmutzt		
2,1	168,0	0,49	70 % verschmutzt		
2,1	154,0	-	80 % verschmutzt		
1,8	k. A.	0,33	Neuschotter	2017	[59]
1,7	k. A.	0,43	Altschotter		
1,8	k. A.	0,35	verschmutzt, scharfkantig		
1,8	k. A.	0,40	verlehmt, scharfkantig		

In den Simulationen wurden die Schotterböschung und die Einschotterung des Gleisrostes nicht berücksichtigt, da diese Parameter nicht für die Beanspruchung des Unterbaus relevant sind.

Unterbau und Untergrund

Im Rahmen der FE-Simulationen sollen unterschiedliche Arten des Unterbaus und Untergrundes betrachtet werden. Die wesentliche Kenngröße zur Beurteilung des Schichtsystems Schotter, Unterbau und Untergrund ist der Bettungsmodul C_{SP} der Schwellen gemessen auf dem Schotterplanum. Er ist ein Maß für die Tragfähigkeit des Gleises. In Tabelle 22 sind Wertebereiche des Bettungsmoduls sowie eine Einordnung bzgl. der Qualität des Untergrundes gegeben [52].

Tabelle 22: Charakteristische Werte des Bettungsmoduls C_{SP} gemessen auf dem Schotterplanum [52]

C_{SP} [N/mm ³]	Qualität des Untergrundes
0,02	sehr schlecht
0,05	schlecht
0,10	gut
0,30	steif
0,40	Betonplatte

Zur Bestimmung der linear-elastischen Bodeneigenschaften (Elastizitätsmodul, Feuchtdichte und Poissonzahl) wurden unter [59, 60] Approximationen durchgeführt. Tabelle 23 gibt einen Überblick über Literaturwerte von linear-elastischen Kenngrößen unterschiedlicher Bodenarten [59]. Generell gilt, dass bei einer Zunahme des Bettungsmoduls auch die Dichte zunimmt, bei gleichzeitig abnehmender Poissonzahl ν [59].

Tabelle 23: Bettungsmodul C, Feuchtdichte ρ und Querdehnzahl ν von verschiedenen Bodenarten [59]

ρ [g/cm ³]	C [N/mm ³]	ν [-]	Bodenart
1,30 ... 1,60	0,020	0,49	Gesättigter Boden
1,50 ... 1,90	0,028	0,45 ... 0,40	Weicher Ton, organischer Boden
1,70 ... 2,00	0,050	0,40	Steifer bis halbfester Ton
1,60 ... 1,90	0,056	k. A.	Gleichförmiger / enggestufter Sand
1,80 ... 2,10	0,056	0,40 ... 0,35	Schluff / fester, bindiger Boden
1,80 ... 2,10	0,081	0,35 ... 0,32	Sand-Schluff-Gemisch (fest), kiesiger Sand
1,90 ... 2,25	0,100	0,32 ... 0,28	Dichter Sand
1,90 ... 2,40	0,108	k. A.	Schluffiger Kies
1,80 ... 2,25	0,137	k. A.	Kiessand-Gemisch
2,00 ... 2,30	0,150	0,30 ... 0,20	Sandiger Kies, Kies, Schutzschicht
2,30 ... 2,60	0,235	0,25 ... 0,20	Fels (weich bis hart), bis Untergrenze Beton
2,30 ... 2,60	0,300	0,20	Betonsohle
2,30 ... 2,60	0,350	0,20 ... 0,15	Fels, Betonsohle, intensiv verdichteter Erdkörper
2,60 ... 3,10	0,400	0,20 ... 0,15	Betonsohle, sehr harter Fels
2,60	0,435	0,20	Betonsohle

An anderer Stelle wurden FE-Simulationen des Eisenbahnfahrwegs mit Unterbau bzw. Untergrund durchgeführt, die verwendeten linear-elastischen Materialparameter verschiedener Bodenarten sind Tabelle 24 zu entnehmen [61]. Bei den Werten in Tabelle 24 wurde statt dem Bettungsmodul direkt der Elastizitätsmodul als Materialparameter der jeweiligen Bodenarten angegeben, zusätzlich sind auch die Bodenklassifikationen gemäß dem USCS-System aufgeführt.

Tabelle 24: Linear-elastische Bodenkennwerte bei unterschiedlichen Bodenarten [61]

ρ [g/cm ³]	E [MPa]	ν [-]	Bodenart	USCS Boden- klassifikation
1,7	10	0,40	Ton, hohe Plastizität	CH
1,7	20	0,40	Ton, geringe Plastizität	CL
1,8	40	0,45	Schluff, hohe Plastizität	MH
1,8	50	0,45	Schluff	ML
1,8	60	0,30	Toniger Sand	SC
2,0	80	0,30	Schluffiger Sand	SM
2,2	100	0,30	Kies, gut abgestuft	GW

3.1.2.3 Untersuchte Unterbausysteme

Im Rahmen der Simulationen sollen drei verschiedene Systeme aus Untergrund, Unterbau, PSS und Schotter untersucht werden:

- **System 1** entspricht einer **Altbaustrecke** mit einem unsanierten und ungünstigen Unterbau ohne PSS, der durchfeuchtet ist. Der Unterbau ist eine Dammschüttung, welche im Wesentlichen aus dem Material des gewachsenen Bodens besteht und durch den Bahnverkehr verdichtet wurde. Der Unterbau ist ein für Bahnstrecken ungünstiger bindiger Boden.
- **System 2** stellt eine **Ausbaustrecke** (ertüchtigte Altbaustrecke) mit einem sanierten Unterbau in Form einer PSS (Schichthöhe $H = 300$ mm) mit funktionierender Entwässerung dar. Der Unterbau ist eine Dammschüttung, welche im Wesentlichen aus dem Material des gewachsenen Bodens besteht und durch den Bahnverkehr verdichtet wurde.
- **System 3** ist eine **Neubaustrecke** (Entwurfsgeschwindigkeit $v < 160$ km/h) auf einem günstigen, nicht bindigen Boden mit einem hochverdichteten Unterbau und einer PSS sowie einer funktionierenden Entwässerung.

Die unter Berücksichtigung der oben beschriebenen Literaturrecherche festgelegten linear-elastischen Kennwerte von Untergrund, Unterbau, PSS und Schotter sind in Tabelle 25 den drei Unterbausystemen für die Simulationen zugeordnet.

Tabelle 25: Materialparameter der drei Unterbausysteme für die FE-Simulationen

Unterbau-system	Streckenart/ Bettungsmodul	Schicht	ρ [g/cm ³]	E [MPa]	ν [-]
1	Altbaustrecke $C_{SP} = 0,05 \text{ N/mm}^3$	Schotter 80 % verschmutzt	2,1	154,0	0,49
		PSS \triangleq Unterbau (*)	1,8	20	0,49
		Unterbau	1,8	20	0,49
		Untergrund	1,7	20	0,45
2	Ausbaustrecke $C_{SP} = 0,07 \text{ N/mm}^3$	Schotter, sauber	1,6	197,5	0,32
		PSS (Kiessand)	2,3	100	0,25
		Unterbau	1,8	40	0,40
		Untergrund	1,7	20	0,45
3	Neubaustrecke $C_{SP} = 0,16 \text{ N/mm}^3$	Schotter, sauber	1,6	197,5	0,32
		PSS (Kiessand)	2,3	100	0,25
		Unterbau	2,1	90	0,30
		Untergrund	1,9	80	0,30
(*) Beim Modell der Altbaustrecke (ohne PSS) wurden der PSS-Schicht ebenfalls die Parameter des Unterbaus zugeordnet					

Zusätzlich sind in Tabelle 25 die Bettungsmoduln C_{SP} der Schichtsysteme in Bezug auf das Schotterplanum angegeben. Der Bettungsmodul eines Schichtsystems hängt im Allgemeinen von der Geometrie, der Durchbiegung und der Kontaktsituation der Lastplatte relativ zu der zu untersuchenden Schicht ab. Daher wurde die im FE-Modell berechnete Schieneneinsenkung eines Gleisrostes mit B70 Schwellen ($a = 600 \text{ mm}$ und Schiene 60E1) mit der Verfahren Zimmermann [51, 52] in den Bettungsmodul C_{SP} umgerechnet. Bei der Betrachtung wurde die Steifigkeit der Zwischenlagen ($k = 500 \text{ kN/mm}$) berücksichtigt. Die Qualität des Untergrundes der drei Systeme kann gemäß [52] wie folgt beurteilt werden: System 1: schlecht; System 2: schlecht bis gut; System 3: gut bis steif.

3.1.2.4 Generelle Kenngrößen der FE-Simulationen

Eine detaillierte Beschreibung der FE-Modelle zur Berechnung der Beanspruchung des Unterbaus durch unterschiedliche Schwellenarten kann der Anlage A.4 entnommen werden. Generell liegen allen Simulationen folgende Parameter zu Grunde:

- Statische Einzelachslast von $2 \cdot Q = 225 \text{ kN}$
- Ersatzschienenprofil für die Schiene 60E1
- Schienenzwischenlage mit einer statischen Federziffer von $k = 500 \text{ kN/mm}$
- Nur im Fall der B75 300 Schwelle:
Schienenzwischenlage mit einer statischen Federziffer von $k = 22,5 \text{ kN/mm}$
- Modell mit 25 Schwellen und Schwellenabstand $a = 600 \text{ mm}$
- Auflagerfreier Mittelteil der Schwellen von $L = 500 \text{ mm}$
- Holzschwellen ohne Rippenplatte (siehe auch Abschnitt 2.3.3)
- Bettungshöhe $h_{\text{Scho}} = 300 \text{ mm}$
- Schichthöhe der PSS von $H = 300 \text{ mm}$ (Unterbausystem 1 ohne PSS)
- Berücksichtigung der Gewichtskraft der Gleisroste
- Alle angegebenen Verformungen, Druckspannungen und Kräfte sind vertikal orientiert (z-Achse)

Der auflagerfreie Mittelteil wird bei allen Unterbausystemen angesetzt. Er entsteht im realen Gleis durch das Unterstopfen der Schwellen. Da in der Betriebspraxis bei Gleisen mit ungünstigem Unterbau häufiger gestopft werden muss, wird ein möglicherweise verloren gegangener auflagerfreier Mittelteil wieder korrigiert.

3.1.2.5 Ergebnisse der FE-Simulationen

Position der Lasteinleitung beim Lastfall Einzelachse

Bei der Simulation der Belastung durch eine Einzelachse kann zwischen zwei Grenzfällen unterschieden werden:

- 1.) Die Achse steht über den Stützpunkten
- 2.) Die Achse steht im Schwellenfach, mittig zwischen den Stützpunkten

Zur Untersuchung der beiden Grenzfälle wurden die maximalen Druckspannungen auf dem Planum $\sigma_{B,max}$ und Erdbauplanum $\sigma_{E,max}$ für B70 Schwellen mit einer simulierten Einzelachslast berechnet (Unterbausystem 2). Die Berechnungen ergaben, dass der Lastfall einer auf den Stützpunkten stehenden Achse eine höhere Belastung des Unterbaus hervorruft (siehe Tabelle 26). Daher wird im Folgenden, wenn nicht anders beschrieben, dieser Lastfall betrachtet.

Tabelle 26: Maximale Druckspannung auf dem Planum $\sigma_{B,max}$ und Erdbauplanum $\sigma_{E,max}$ bei unterschiedlichen Lastfällen - Unterbausystem 2 mit B70 Schwellen

Ebene	Lasteinleitung	Maximale Druckspannung $\sigma_{B/E,max}$ [N/mm ²]	
		In Schwellenachse	Im Schwellenfach
Planum	Über der Schwelle	0,075	0,015
	Mittig im Schwellenfach	0,065	0,016
Erdbauplanum	Über der Schwelle	0,051	0,015
	Mittig im Schwellenfach	0,052	0,016

Die orts aufgelöste Verteilung der Druckspannungen auf dem Planum σ_B und Erdbauplanum σ_E ist in Abbildung 16 für das Unterbausystem 2 mit B70 Schwellen und einer Einzelachslast über der Schwelle gegeben. Es gilt anzumerken, dass unter der äußeren Schiene niedrigere Druckspannungen vorliegen, da hier aufgrund der Planumsneigung die Schotterbetthöhe größer als ihr Nennwert ($h_{Scho} > 300$ mm) ist.

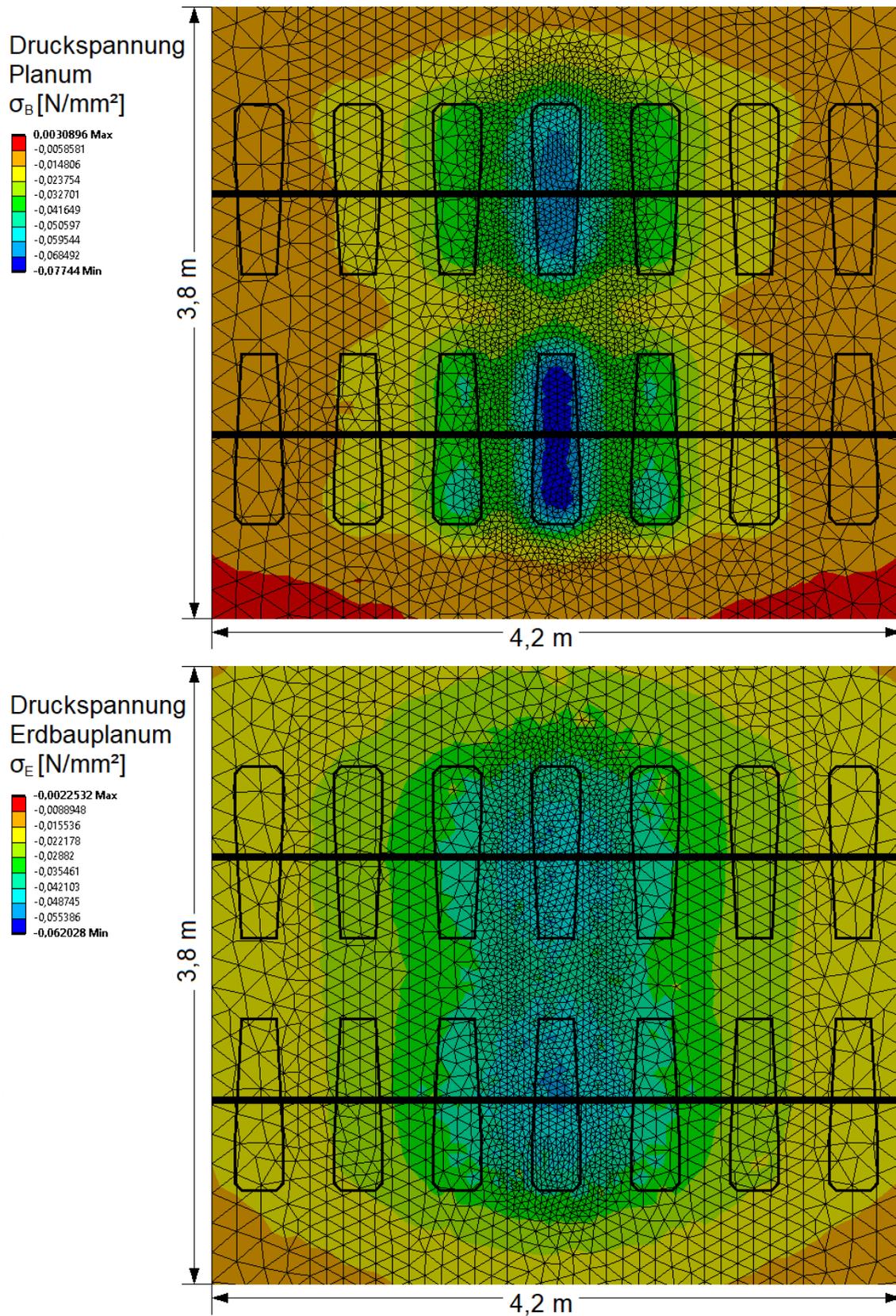


Abbildung 16: Druckspannungen auf dem Planum σ_B (oben) und Erdbauplanum σ_E (unten) beim Unterbausystem 2. Es wurden zusätzlich die Stopfbereiche der B70 Schwellen sowie die Schienen eingezeichnet. Die Schiene auf der Gleisinnenseite ist jeweils unten im Bild.

Einfluss der Steifigkeit von Unterbau und Schotter sowie von elastischen Schwellensohlen

Es wurden vergleichende Simulationen zwischen den drei oben definierten Unterbausystemen vorgenommen. Die Lastverteilung durch die Schiene hat einen wesentlichen Einfluss auf die Beanspruchung des Unterbaus. Bei einer weicheren Bettung der Schwellen wird durch eine höhere Schwelleneinsenkung die lastverteilende Wirkung der Schiene verstärkt. Für diese Simulationen wurden B70 sowie B70 So Schwellen verwendet.

Tabelle 27: Maximale Druckspannung auf dem Planum $\sigma_{B,max}$ und Erdbauplanum $\sigma_{E,max}$ bei unterschiedlichen Unterbausystemen mit B70 und B70 So Schwellen

Ebene	Unterbausystem	Maximale Druckspannung $\sigma_{B/E,max}$ [N/mm ²]	
		In Schwellenachse	Im Schwellenfach
Planum	1	0,055 (0,055)	0,015 (0,016)
	2	0,075 (0,074)	0,015 (0,015)
	3	0,089 (0,084)	0,018 (0,017)
Erdbauplanum	1	0,060 (0,053)	0,017 (0,016)
	2	0,051 (0,051)	0,015 (0,015)
	3	0,065 (0,062)	0,018 (0,018)
Die Werte in Klammern gelten für Schwellen mit elastischer Sohle (B70 So)			

Die Simulationen bestätigen die Theorie, dass bei einem weichen Unterbau prinzipiell eine geringere Druckbeanspruchung des Planums herrscht. Die maximale Druckbeanspruchung von Schotter und Unterbau liegt bei einem steifen Unterbau mit geringen Stützpunkteinsenkungen vor (Unterbausystem 3). Bei der, Anfang der 1990er Jahre in Betrieb genommenen, Neubau Schnellfahrstrecke Hannover-Würzburg (DB Streckennummer 1733) wurde ein steifer Betonschwellen-Oberbau auf einen hochverdichteten Unterbau gebaut [56]. Obgleich der Unterbau mit Schutzschichten der Belastung gewachsen war, stellte sich die Bettung als schwächstes Glied des Gleises heraus, sodass vermehrt „Weiße Stellen“ bedingt durch einen hohen Schotterverschleiß beobachtet wurden [56].

Bzgl. des Einflusses von elastischen Schwellensohlen auf die Beanspruchung des Unterbaus kann festgehalten werden, dass je steifer der Unterbau desto größer ist die Reduktion der Druckspannungen auf dem Planum und Erdbauplanum (siehe Tabelle 27). Zur Visualisierung der Verteilung der Druckspannungen wurde deren Verlauf parallel zur

Schienenlängsachse der inneren Schienen beim Unterbausystem 3 beispielhaft dargestellt (siehe Abbildung 17 und Abbildung 18).

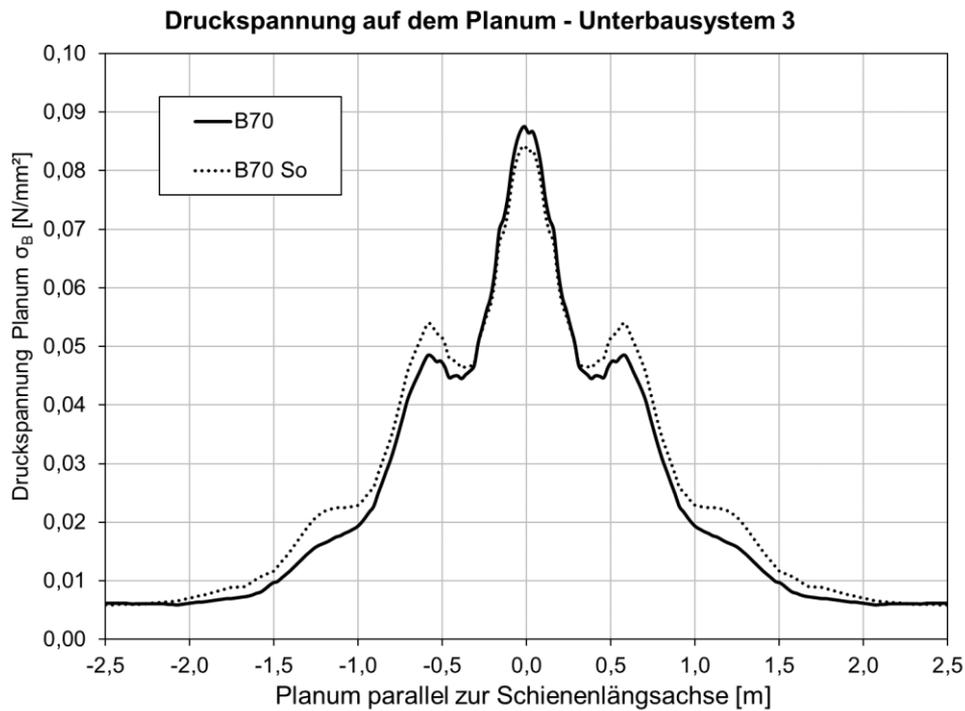


Abbildung 17: Druckspannungen σ_B auf dem Planum unter der inneren Schiene. Vergleich von B70 und B70 So beim Unterbausystem 3 und einer Belastung durch eine Einzelachse

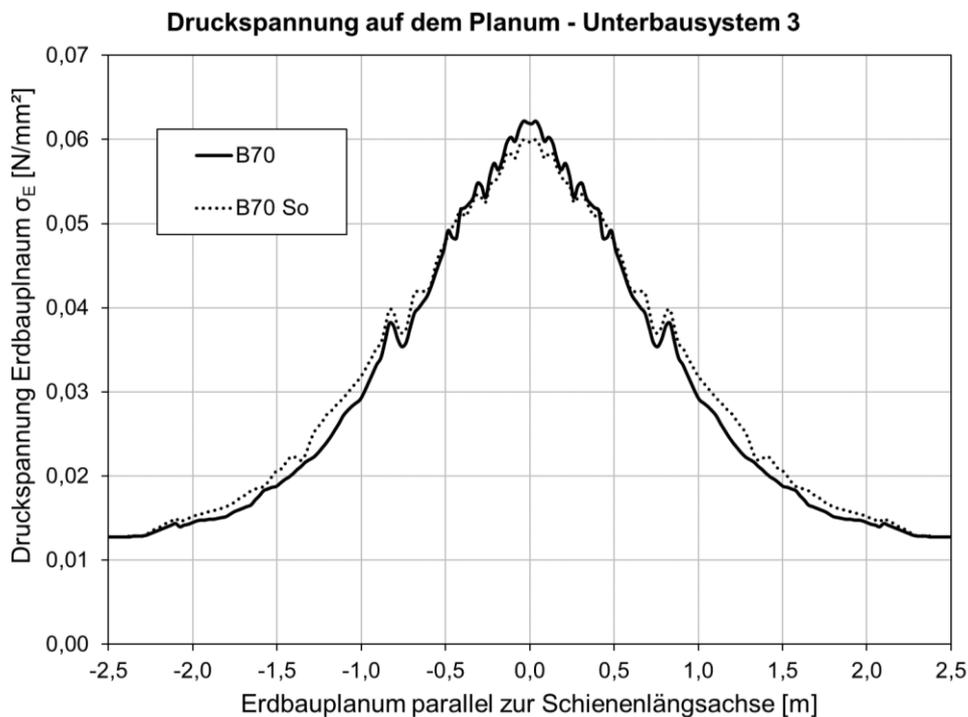


Abbildung 18: Druckspannungen σ_E auf dem Erdbauplanum unter der inneren Schiene. Vergleich von B70 und B70 So beim Unterbausystem 3 und einer Belastung durch eine Einzelachse

Durch die elastische Schwellensohle wird die lastverteilende Wirkung der Schiene als Träger verstärkt, da höhere Schieneneinsenkungen auftreten. Dadurch findet eine Umverteilung der Druckspannung hin zu den Nachbarschwellen statt. Bei einem sehr weichen Unterbau trägt das elastische Verhalten der Schwellensohle kaum zur gesamten Stützpunktsteifigkeit bei, sodass der Effekt geringer ausfällt.

Einfluss von verschiedenen Schwellenarten

Zur Untersuchung des Einflusses von unterschiedlichen Schwellenarten wurden Simulationen mit dem Unterbausystem 2 und einer Einzelachse, die über einer Schwelle steht, durchgeführt. Die Schwellen waren stets in den Stopfbereichen aufgelagert und hatten im 500 mm langen Mittelteil keinen Kontakt zur Schotterbettung. Aufgrund der minimalen geometrischen Abweichungen gelten die für die B70 Schwelle simulierten Ergebnisse ebenfalls für die B91 Schwelle. Während die Betonschwellen ausschließlich ein positives Biegemoment erfahren, tritt bei den Holzschwellen eine Biegebeanspruchung mit negativem Biegemoment in Schwellenmitte auf (siehe Abbildung 19). Im Bereich des Schienenaufagers liegt bei allen Schwellenarten ein positives Biegemoment vor.

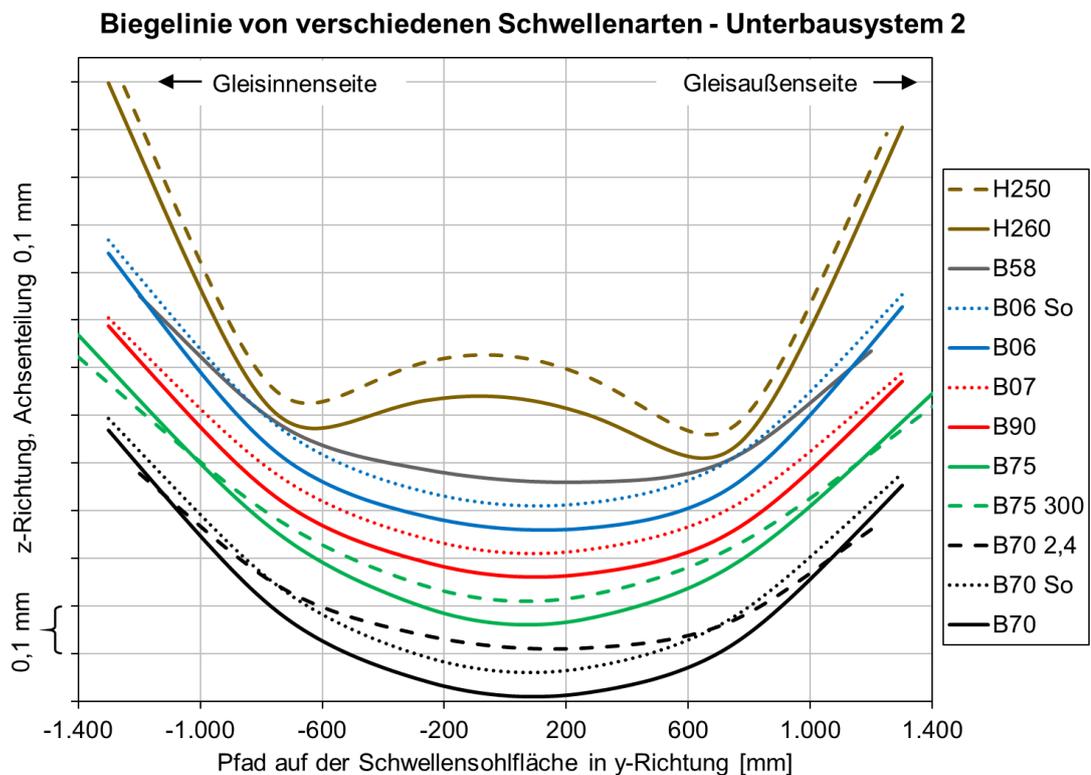


Abbildung 19: Qualitativer und quantitativer Vergleich (ohne Einsenkung) der simulierten Biegelinien von unterschiedlichen Schwellentypen. Es wird die unter der statischen Einzelachslast stehende Schwelle beim Unterbausystem 2 betrachtet.

Das unterschiedliche Biegeverhalten zwischen Beton- und Holzschwellen hat auch Einfluss auf die Verteilung der Druckspannungen σ_B auf dem Planum. In Abbildung 20 ist σ_B entlang eines Pfades auf dem Planum dargestellt, der parallel zur Schwellenachse unter der Lasteinleitung liegt. Bei der H250 Schwelle ergeben sich durch die Biegelinie mit zwei Wendepunkten jeweils eine Lastkonzentration auf dem Planum unter den Schienen (Abszissenwerte von ± 750 mm in Abbildung 20). Die maximale Pressung liegt bei der Holzschwelle direkt unter der inneren Schiene. Im Fall der B70 Schwelle bilden sich Plateaus im Verlauf der Pressungen aus, sodass der Punkt der maximalen Pressung eher am Schwellenende auf der Seite der inneren Schiene liegt.

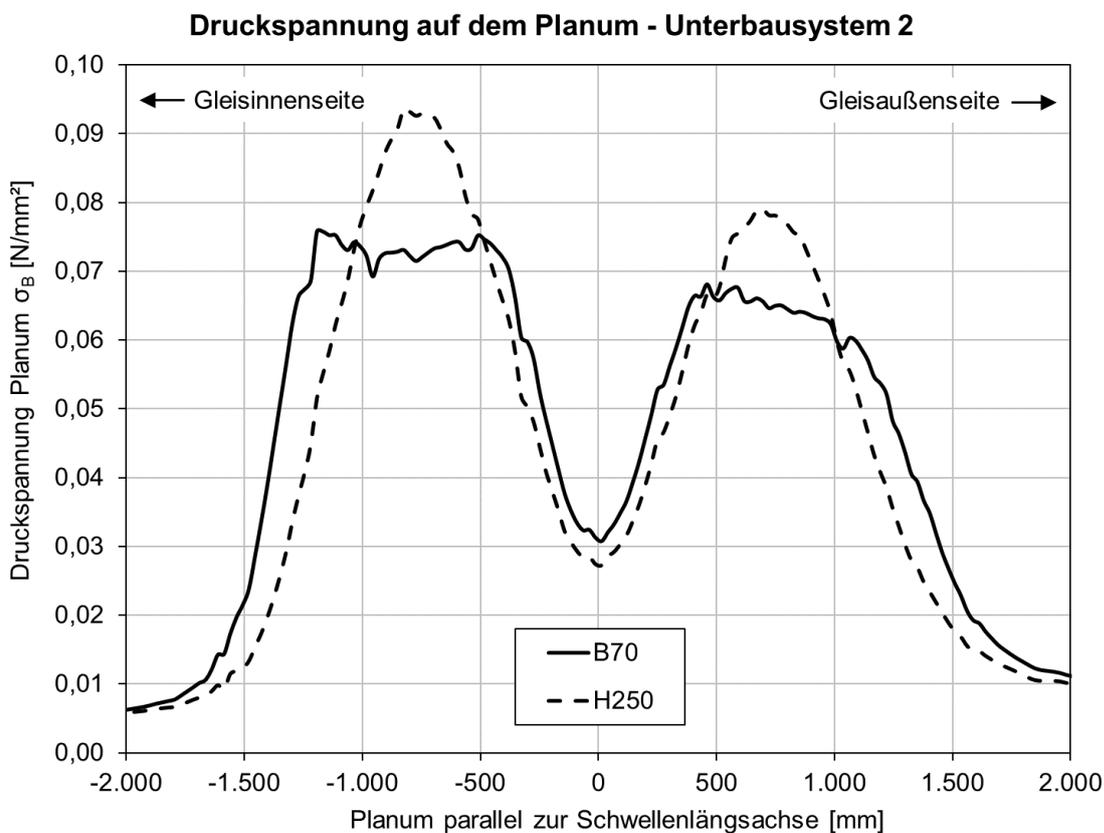


Abbildung 20: Druckspannungen σ_B auf dem Planum unter der Schwelle. Vergleich von B70 und H250 beim Unterbausystem 2 und einer Belastung durch eine Einzelachse

Die Verläufe der Druckspannung auf dem Planum in Abbildung 20 belegen, dass zur Berechnung des Maximalwertes, die Biegelinie der Schwelle berücksichtigt werden muss. Im Gegensatz zu der FE-Simulation kann die Berechnungsmethode der Halbraumtheorie dies nicht leisten. In Abbildung 21 und Abbildung 22 wurden die Maximalwerte der Druckspannung auf dem Planum $\sigma_{B,max}$ bzw. dem Erdbauplanum $\sigma_{E,max}$ unter verschiedenen Schwellenarten für das Unterbausystem 2 zusammengestellt.

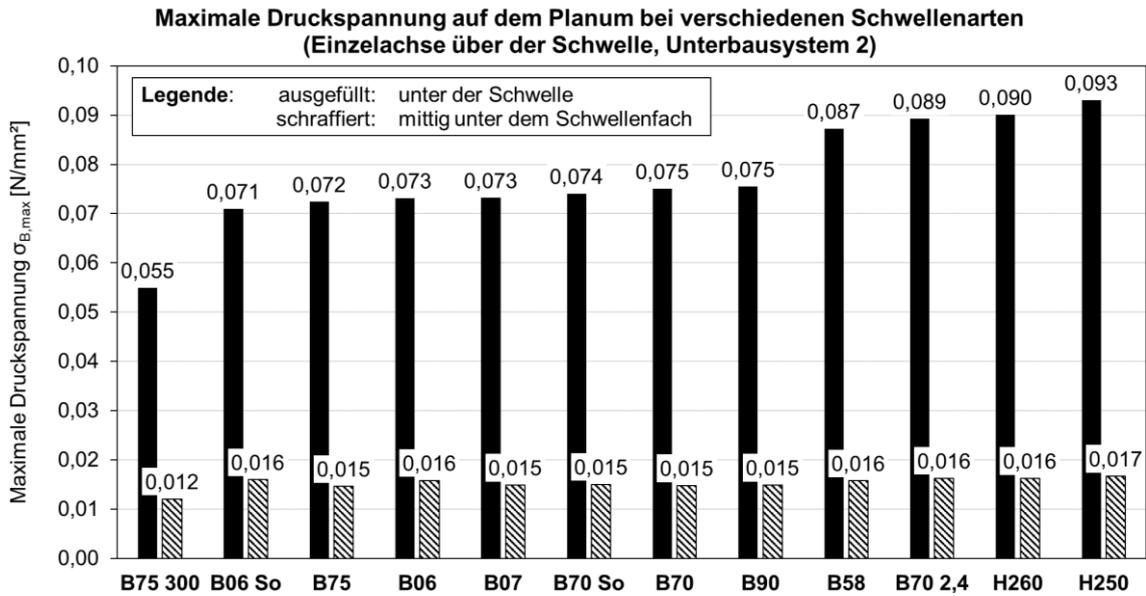


Abbildung 21: Maximale Druckspannung $\sigma_{B,max}$ auf dem Planum unter verschiedenen Schwellenarten beim Unterbausystem 2

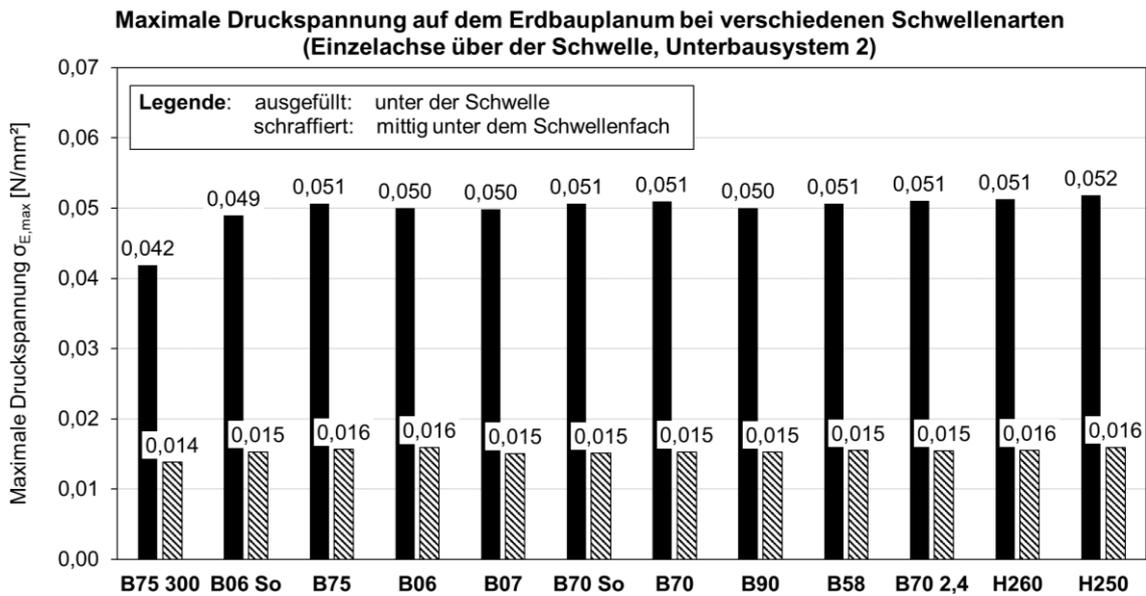


Abbildung 22: Maximale Druckspannung $\sigma_{E,max}$ auf dem Erdbauplanum unter verschiedenen Schwellenarten beim Unterbausystem 2

Bei der Betrachtung der maximalen Druckspannung auf dem Planum $\sigma_{B,max}$ (siehe Abbildung 21) bzw. dem Erdbauplanum $\sigma_{E,max}$ (siehe Abbildung 22) ergaben sich beim Unterbausystem 2 folgende Zusammenhänge:

- Der Maximalwert der Druckspannung auf dem Planum $\sigma_{B,max}$ unter der Schwelle ist deutlich höher als unter dem Schwellenfach.
- Elastische besohlte Schwellen rufen geringere Pressungen auf dem Planum hervor als ihr unbesohltes Pendant (B70 / B70 So, B90 / B07 und B06 / B06 So).
- Auf dem Erdbauplanum sind die maximalen Pressungen $\sigma_{E,max}$ bei allen Schwellenarten mit steifen Zwischenlagen annähernd identisch.
- Die hochelastische Schienenbefestigung (B75 300) reduziert die maximalen Spannungen auf dem Planum und Erdbauplanum durch die erhöhte lastverteilende Wirkung der Schiene, im Gegensatz zur B75 Schwelle mit steifen Zwischenlagen.

Im Zusammenhang mit den unterschiedlichen Schwellenarten liegen teils deutliche Unterschiede in der Beanspruchung des Planums vor. So ist die maximale Pressung auf dem Planum unter einem Gleisrost mit B75 300 Schwellen um ca. 41 % geringer als unter H250 Schwellen. Im Diagramm in Abbildung 21 zeichnet sich ab, dass die Beanspruchung des Planums mit zunehmender Schwellensohlfäche abnimmt. Um dies zu verdeutlichen, wurde die maximale Druckspannung auf dem Planum $\sigma_{B,max}$ gegen die Schwellensohlfäche der Stopfbereiche A_{SB} aufgetragen (siehe Abbildung 23).

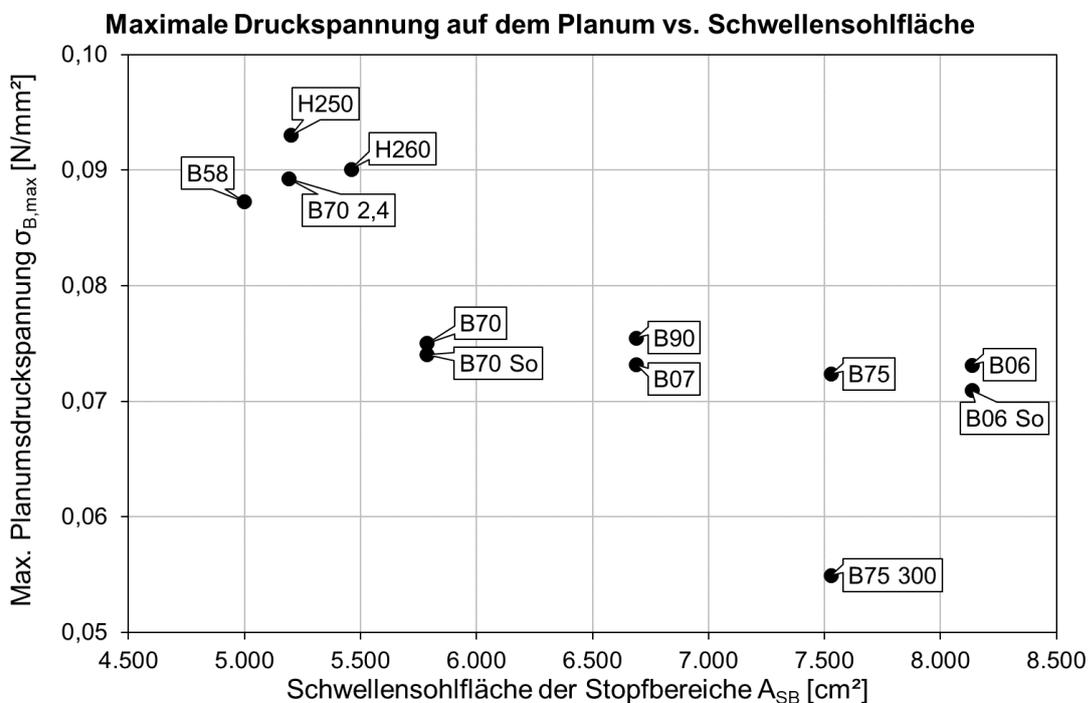


Abbildung 23: Maximale Druckspannung $\sigma_{B,max}$ auf dem Planum in Abhängigkeit der Sohlfäche der Stopfbereiche A_{SB} bei verschiedenen Schwellenarten, Betrachtung von Unterbausystem 2

Das Verhältnis V_{σ_B} ist definiert als der Quotient der maximalen Druckspannung auf dem Planum unter der Schwelle und mittig im Schwellenfach:

$$V_{\sigma_B} = \frac{\sigma_{B,max}(Schwelle)}{\sigma_{B,max}(Schwellenfach)} \quad \text{Formel 3-5}$$

V_{σ_B} ist ein Maß für die Homogenität der Druckbeanspruchung des Unterbaus bzw. der PSS. In Abbildung 24 ist der näherungsweise lineare Zusammenhang zwischen V_{σ_B} und A_{SB} dargestellt. Somit kann festgehalten werden, dass mit zunehmender Schwellensohlfläche auch die Spannungsverteilung auf dem Planum homogener wird. Je gleichmäßiger die Druckspannungsverteilung auf dem Planum ist, desto geringer ist die Gefahr eines Hochdrückens von Unterbaumaterial sowie einer Muldenbildung mit der Gefahr einer Wasseransammlung.

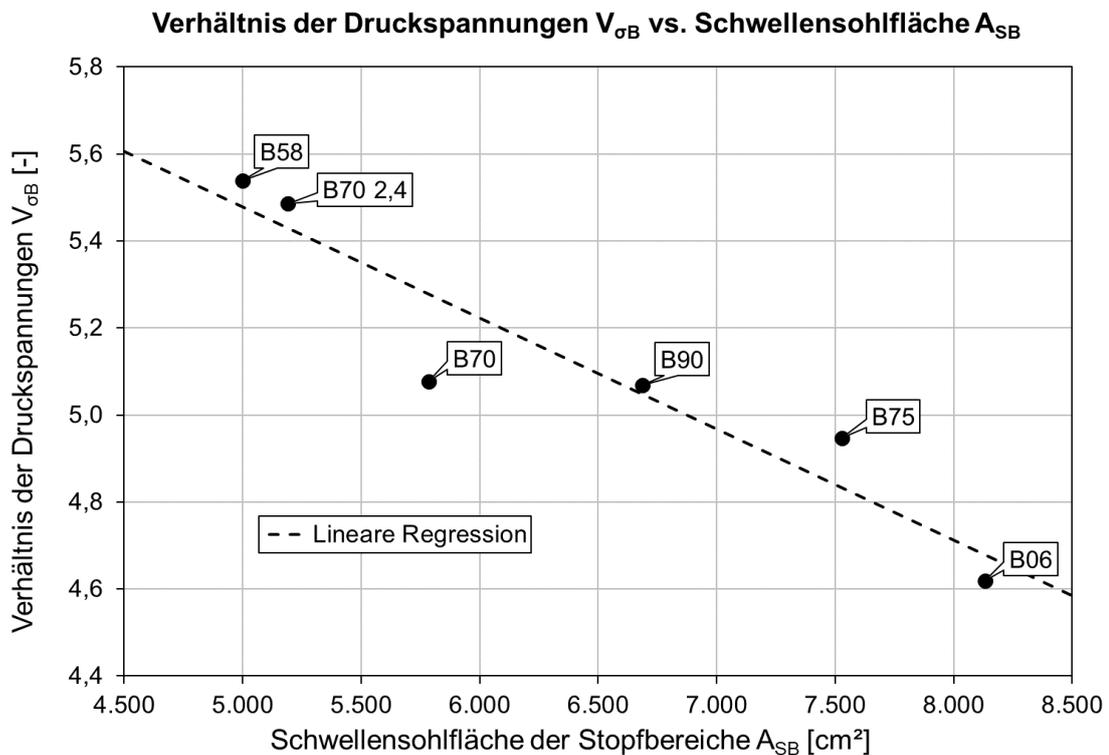


Abbildung 24: Verhältnis V_{σ_B} der maximalen Druckspannungen auf dem Planum in Abhängigkeit der Sohlfläche der Stopfbereiche A_{SB} bei verschiedenen Schwellenarten, Betrachtung von Unterbausystem 2

Zur Diskussion des vertikalen Verlaufes der Druckspannungen σ_z wurden entlang eines Pfades in z-Richtung über dem Stützpunkt der Lasteinleitung (auf der inneren Schiene) die Pressungen aufgetragen (siehe Abbildung 25). Während in der Ebene des Planums

noch deutliche Unterschiede in den Druckspannungen vorliegen, sind auf dem Erdbauplanum die Druckspannung im Wesentlichen gleichwertig. Durch die hochelastische Schienenbefestigung ($k = 22,5 \text{ kN/mm}$) der B75 300 Schwellen konnte die Druckspannung auf dem Planum und Erdbauplanum im Vergleich zu den Schwellen mit steifen Zwischenlage ($k = 500 \text{ kN/mm}$) deutlich reduziert werden. Dies ist auf die verstärkte Lastverteilung aufgrund der Schienendurchbiegung zurückzuführen. Die Holzschwellen H250 und H260 zeigen im Gegensatz zur B58 Schwelle mit einer vergleichbaren Sohlflächengröße deutlich höhere Pressungen im Bereich des Schotterplanums. Um dies zu erklären muss beachtet werden, dass für die Berechnung der Ergebnisse in Abbildung 25 bei allen Schwellenarten der identische vertikale Pfad verwendet wurde. Aufgrund des stark unterschiedlichen Biegeverhaltens zwischen Holz- und Betonschwellen kommt es zu unterschiedlichen Positionen der maximalen Druckspannungen (siehe auch Abbildung 20). Eine höhere Schwellendurchbiegung führt lokal zu einer Lastkonzentration, was sich in punktuell erhöhten Pressungen widerspiegelt. Aus diesem Grund liegen die Pressungen der beiden Holzschwellen im Bereich unter dem Schotterplanum in einem überdurchschnittlich hohen Wertebereich. Generell werden die Spannungen direkt unter der Schwellenunterseite vom Simulationsmodell nicht korrekt abgebildet, da in der Realität nur punktuelle Kontakte zwischen Schotter und Schwellenunterseite vorliegen (Kontakt zu den Schotterkörnern).

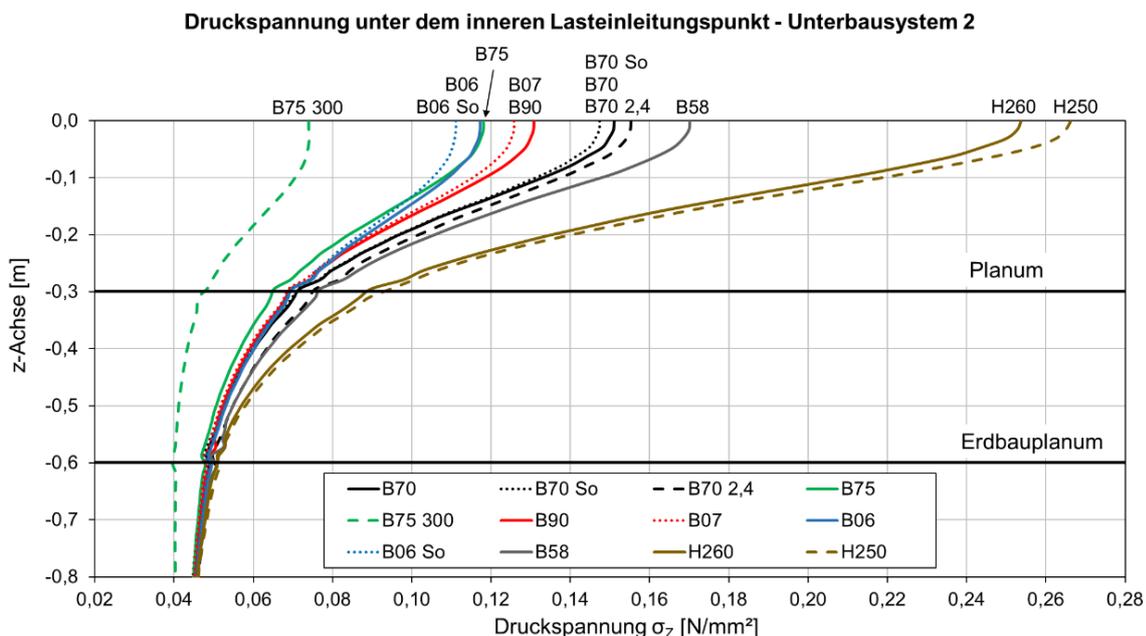


Abbildung 25: Vertikaler Verlauf der Druckspannung σ_z am Lasteinleitungspunkt unter der inneren Schiene. Vergleich von unterschiedlichen Schwellenarten beim Unterbausystem 2. Das Schotterplanum befindet sich bei $z = 0 \text{ m}$.

Änderung des Schwellenabstandes

Neben einer Vergrößerung der Schwellensohlfläche stellt die Reduktion des Schwellenabstandes a im Gleisrost einen weiteren Ansatzpunkt zur Minimierung von σ_B dar. Im Regelwerk 820 „Grundlagen des Oberbaues“ der Deutschen Bahn AG ist eine Verkleinerung des Schwellenabstandes unter den Standardwert von $a = 600$ mm nicht vorgesehen [7]. In der Vergangenheit wurden bei der DB Schwellenabstände von 630 mm (Gleise 1. Ordnung), 670 mm (Gleise 2. Ordnung) sowie 700 mm (Gleise 3. Ordnung) verwendet [18], die auch teilweise heute noch bei Altbaustrecken anzutreffen sind. In Abbildung 26 sind die Platzverhältnisse im Schwellenfach in Bezug auf die Schwellenbreite b und den Schwellenabstand a dargestellt.

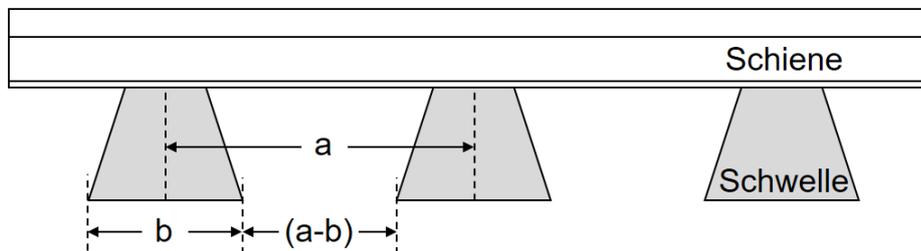


Abbildung 26: Skizze eines Gleisrostes mit Schwellenabstand a , Schwellenbreite b und minimalem Schwellenfachabstand ($a - b$)

Aufgrund der Instandhaltung der Gleise mittels Stopfmaschinen kann der Schwellenabstand nicht beliebig verringert werden. Die Stopfpickel benötigen einen gewissen Raum zwischen den Schwellen, des Weiteren sind Streckenstopfmaschinen als Mehrschwellenstopfmaschinen ausgeführt, sodass der Abstand der einzelnen Stopfaggregate auf den Standard-Schwellenabstand von $a = 600$ mm ausgelegt ist. So kann beispielsweise ein Gleis mit B06 Breitschwellen mit Schwellenabstand $a = 600$ mm nicht mehr mit einer Streckenstopfmaschine mit einem 3x Stopfaggregat der Fa. Plasser & Theurer gestopft werden und erfordert somit den Einsatz einer Spezialmaschine (z. B. Weichenstopfmaschine) [62].

Bei der folgenden Betrachtung wird von einem minimal zulässigen Abstand im Schwellenfach von $a - b = 280$ mm ausgegangen, dieser Wert liegt bei einem Gleis mit B07 Schwellen und $a = 600$ mm vor. In Tabelle 28 ist für verschiedene Schwellenarten der Schwellenabstand a angegeben, bei dem ein Wert von $a - b = 280$ mm vorliegt. Im Fall der Betonschwellen ist nur bei den B70 und B58 Schwellen eine Reduktion des Schwellenabstandes auf 580 mm möglich. Bei den schmäleren Holzschwellen H260 und H250 könnte der Schwellenabstand theoretisch auf einen Wert von bis zu 540 mm reduziert

werden. Da jedoch B58 Betonschwellen und Holzschwellen bei der DB nicht mehr als Standardschwelle im Neu- und Umbau eingebaut werden [7], wäre die Verlegung von B70 Schwellen mit $a = 580$ mm die einzig sinnvolle Konfiguration.

Tabelle 28: Maximale Breite b der Schwellen im Stopfbereich und Platzverhältnisse im Schwellenfach

Schwellenart	Maximale Schwellenbreite b [mm]	Minimaler Schwellenfachabstand (*) $a - b$ [mm]	Minimaler Schwellenabstand a (**) [mm]
H260	260	340	540
H250			
B70	300	300	580
B70 2,4			
B58			
B90 / B07	320	280	600
B75	330	270	610
B06	400	200	680
(*) Gilt für einen Schwellenabstand von $a = 600$ mm			
(**) Minimaler Schwellenabstand bei dem gilt: $a - b = 280$ mm			

3.1.3 Dynamischer Fall

Im statischen Lastfall wurde der überwiegende Teil der Ergebnisse zu den Spannungsverhältnissen am Planum durch Berechnungen gewonnen. Im dynamischen Fall, mit rollenden Rädern, ist eine Berechnung deutlich komplexer, sodass hier hauptsächlich Messungen in der Literatur dokumentiert sind. Messtechnische Untersuchungen am Gleisrost (Schiene, Schwelle und Skl) sind unter vergleichsweise scharf definierten Randbedingungen möglich. Bei Untersuchungen am Schotter oder am Eisenbahnunterbau ist alleine die Störung des Gesamtsystems Schotteroberbau durch den Einbau der Messtechnik als problematisch anzusehen. Im Folgenden wird ein Überblick und eine Interpretation der in der Literatur dokumentierten Ergebnisse gegeben.

In den 1970er Jahren wurden von der DB Messungen der Bodendruckspannungen im Betriebsgleis bei unterschiedlichen Geschwindigkeiten veröffentlicht [63]. Die Messungen wurden bei Geschwindigkeiten zwischen 120 km/h und 250 km/h durchgeführt. Es

zeigte sich, dass die Planumsdruckspannungen (bei $h_{\text{Scho}} = 300 \text{ mm}$) unter Holzschwellen höher waren als unter B70 Betonschwellen. Mit zunehmender Tiefe im Unterbau nahmen die Pressungen unter Holzschwellen schneller ab als unter Betonschwellen. Bei 120 km/h waren die Pressungen unter Holz- und Betonschwellen in einer Tiefe von ca. 80 cm unter der Schwellenunterseite identisch. Bei einer Tiefe von 120 cm unter der Schwellenunterseite betragen die Pressungen unter den Holzschwellen im Mittel ca. 40 % weniger als unter den B70 Betonschwellen. Die Ergebnisse sind in Tabelle 29 zusammengefasst. [63]

Tabelle 29: Überblick über die Druckspannung σ_z gemessen im Jahr 1976 bei Fahrgeschwindigkeiten zwischen 120 km/h und 250 km/h bei einer statischen Achslast von 195 kN [63]

σ_z [N/mm ²]	Tiefe unter Schwellenunterseite [mm]	Schwellentyp
0,062...0,075	300 \triangleq Planum $\rightarrow \sigma_z = \sigma_B$	B70, L = 260 cm
0,089...0,104		H260, (L x B x H): 260 cm x 26 cm x 16 cm
0,048...0,065	600	B70, L = 260 cm
0,060...0,069		H260, (L x B x H): 260 cm x 26 cm x 16 cm
0,033...0,039	1.200	B70, L = 260 cm
0,018...0,024		H260, (L x B x H): 260 cm x 26 cm x 16 cm

Bei Feldmessungen aus dem Jahre 1969 wurden die Schienenfußspannungen sowie die Schwelleneinsenkungen bei Holz- und Betonschwellen gemessen [64]. Die beiden Messstellen wurden von identischen Zügen überfahren und es lag ein gleicher Unterbau vor. Es zeigte sich, dass kein signifikanter Unterschied zwischen dem Holz- und Betonschwellengleis bezüglich der Einsenkung sowie der Schienenbeanspruchung vorhanden ist [64]. Messungen zur Belastung des Unterbaus sowie die untersuchten Schwellentypen sind in dieser Literaturquelle nicht dokumentiert. Da es sich um Messungen aus dem Jahr 1969 handelt ist davon auszugehen, dass Gleise mit den Schwellentypen B58 und H260 vorlagen. Die Sohlfläche A_{SB} der B58 Schwelle ist etwas geringer als die der H260 Schwelle (siehe Tabelle 2). Da identische Stützpunkteinsenkungen und Biegelinien der Schiene bei beiden Schwellenarten gemessen wurden ist davon auszugehen, dass die Druckspannungen auf dem Planum ähnlich sein dürften mit der Tendenz einer etwas

geringeren Beanspruchung durch die H260 Schwellen aufgrund der etwas größeren Sohlfläche.

Lieberenz und Wegener haben Berechnungen zur dynamischen Belastung des Unterbaus veröffentlicht. Dem Modell liegt der Lastfall eines Reisezuges mit einer sechssächigen Lokomotive bei einer Geschwindigkeit von 200 km/h zugrunde. Auf den Aufbau des Gleises (insbesondere die Schwellenart und Bettungshöhe) wird nicht näher eingegangen. Im Berechnungsmodell werden zunächst die quasistatischen Spannungen an der Schwellenunterseite und am Planum berechnet. Zusätzlich wird aus einer zuvor festgelegten Radunrundheit ein dynamischer Zusatzanteil der Spannungen in Abhängigkeit der Zeit ermittelt. Durch Superposition des statischen und dynamischen Anteils kann der dynamische Fall eines mit 200 km/h fahrenden Zuges abgeschätzt werden. Es ergeben sich Spannungsspitzen von maximal $\sigma_S = 0,220 \text{ N/mm}^2$ an der Schwellenunterseite und eine maximale Bettungsdruckspannung von $\sigma_{B,max} = 0,180 \text{ N/mm}^2$ am Planum. Da nicht näher beschrieben, kann angenommen werden, dass diese Werte sich auf den Bereich direkt unter der Schwelle beziehen. [47]

Auf der einen Seite kann aus konkreten Feldmessungen aus der Literatur [63, 64] keine höhere Beanspruchung des Unterbaus unter Zugüberfahrten bei Betonschwellen abgeleitet werden. So deutet sich entweder ein ähnliches Verhalten [64] oder sogar eine geringere Beanspruchung des Unterbaus durch das Betonschwellengleis an [63]. Möglicherweise spielen auch die unterschiedlichen Größen der Schwellensohlflächen eine Rolle ($A_{SB}(B58) < A_{SB}(H260) < A_{SB}(B70)$; siehe auch Tabelle 2). Auf der anderen Seite gibt es in der Fachwelt einen Konsens aus zahlreichen Veröffentlichungen und Erfahrungen aus der Betriebspraxis, welcher besagt, dass bei Betonschwellen eine höhere dynamische Beanspruchung des Unterbaus vorliegt [1, 58, 65]. Um diesen Widerspruch zu analysieren, werden im folgenden Abschnitt die schwingungstechnischen Belastungen des Unterbaus eingehend behandelt und zusätzlich eigene Feldmessungen vorgestellt.

3.2 Schwingungen am Planum und im Unterbau

Bei der Betrachtung der Schwingungen des Gleisrostes sowie des Unterbaus im Speziellen müssen gemäß der Anregungsursache unterschiedliche Frequenzbereiche unterschieden werden. Bei einer Zugüberfahrt werden durch periodische Strukturen am Fahrweg und Fahrzeug an der Schiene Schwingungen mit spezifischen Frequenzbereichen

angeregt. Im Frequenzbereich bis ca. 100 Hz spielt die Anregung durch Radsatzschwingungen sowie durch Achs-, Drehgestell- und Schwellenabstände eine Rolle. Schwingungen bei noch höheren Frequenzen resultieren z. B. aus Radunrundheiten, Riffeln im Fahrspiegel oder Schlupfwellen. Während an der Schiene Schwingungen mit Frequenzen bis zu einigen kHz erwartet werden, liegen die Frequenzen der Schwellen bedingt durch deren hohe Masse und dem Dämpfungsverhalten der Schienenbefestigung deutlich niedriger. Der Gleisrost wirkt als ein Tiefpassfilter. Durch die Schotterbettung, welche oberhalb von 100 Hz eine zunehmende Schwingungsdämpfung hat und daher ab 800 Hz quasi keine Frequenzanteile mehr aufweist, werden die hochfrequenten Anteile noch weiter abgeschwächt [66]. Somit kann festgehalten werden, dass für die Betrachtung des Schwingungsverhaltens des Unterbaus vor allem der Frequenzbereich bis ca. 100 Hz relevant ist. Es gilt anzumerken, dass das dynamische Verhalten des Unterbaus nicht durch empirische Schwingungsbeiwerte, welche auf den statischen Lastfall angewendet werden, ausreichend genau beschrieben werden kann [58].

3.2.1 In der Literatur beschriebene Messungen

Eisenmann hat Ergebnisse aus experimentellen Arbeiten veröffentlicht, welche belegen, dass die Schwingungsamplitude im Schotterbett mit steigender Schwellensohlfläche abnimmt und keine Abhängigkeit vom Schwellenwerkstoff detektiert werden konnte [12]. Die daraus zu ziehende Schlussfolgerung, dass die Schwingungsamplituden auf dem Planum nicht von der Wahl der Schwellenart (Holz- bzw. Betonschwelle) abhängt, widerspricht dem wissenschaftlichen Mainstream der Fachliteratur. Es besteht Konsens darüber, dass Betonschwellen eine höhere dynamische Anregung des Unterbaus hervorrufen als Holzschwellen.

Im Jahre 1975 wurden Messungen im Unterbau ca. 70 cm unter der Schwellenunterseite bei verschiedenen Geschwindigkeiten durchgeführt. Die Messungen wurden an einem Versuchsgleis, in dem hintereinander verschiedene Schwellenarten eingebaut waren, unter Verwendung des identischen Fahrzeuges vorgenommen. In erster Näherung konnte ein linearer Zusammenhang zwischen der Fahrgeschwindigkeit (Bereich $v = 40 \text{ km/h}$ bis 120 km/h) und der gemessenen Schwingschnelle hergestellt werden. In Tabelle 30 sind die Ergebnisse zusammengefasst. Es zeigt sich, dass unter den Holzschwellen die geringste Schwinggeschwindigkeit (v_s) bei 80 km/h wie auch im gesamten untersuchten Geschwindigkeitsbereich im Unterbau gemessen wurde. Im Allgemeinen

waren die Einzelwerte der Messreihen zwischen Nachbarschwellen Streuungen unterworfen, die auf eine Störung der Messungen durch den Einbau der Messtechnik hinweisen können. [45]

Tabelle 30: Überblick über die in 70 cm unter der Schwellenunterseite gemessenen Schwinggeschwindigkeiten v_s bei 80 km/h [45]

Schwellentyp	Schwellenlänge L [cm]	A_{SB} [cm ²]	v_s [mm/s]
BS72	255	5.855	24
BS65	238	4.815	27
Holzschwelle	250	5.200	21

Bei Messungen, die im Jahre 1967 durch das Institut für Eisenbahnbau und Straßenbau der Technischen Hochschule München (jetzt Prüfamts für Verkehrswegebau der Technischen Universität München) erfolgten, wurde die Schwingschnelle auf dem Planum unter Holz-, B12- sowie B58 Schwellen gemessen [67]. Die Motivation der Messungen war die Untersuchung der schwingungstechnischen Verhältnisse am Planum mit dem Hintergrund der Schotterverschmutzung aus dem Unterbau. Die Messungen wurden im Betriebsgleis bei Geschwindigkeiten zwischen ca. 110 km/h und 130 km/h unter Reisezügen mit einer vierachsigen Elektrolokomotive (Radsatzfahrmasse 21 t) durchgeführt. Der Schwingungssensor zur Messung am Planum wurde unterhalb der Schiene im Schwellenfach folgendermaßen installiert: Zunächst wurde ein Rohr senkrecht in den Schotter bis auf das Planum eingetrieben. Nachdem der Schotter im Rohr entfernt wurde, konnte ein 10 cm langer Dorn, an dessen oberem Ende der Schwingungsaufnehmer befestigt wurde, in das Planum getrieben werden. Die Messungen wurden an benachbarten Messstellen unter der Überfahrt des identischen Zuges (Geschwindigkeit ca. 120 km/h) durchgeführt. In Abbildung 27 sind die über 35 Zugfahrten gemittelten Terzspektren dargestellt. Der Summenpegel der Terzspektren zwischen 25 Hz und 1.250 Hz war für alle drei Schwellenarten ähnlich (Holzschwellen: 101,0 dBv; Betonschwellen B12: 103,8 dBv und Betonschwellen B58: 101,2 dBv). Obwohl sich die Summenpegel nicht wesentlich voneinander unterschieden, deuteten sich bei der Betrachtung der Terzspektren in Abbildung 27 doch Unterschiede an. Beim Holzschwellengleis wurden vor allem zwischen 100 Hz und 250 Hz etwas geringere Schwingschnellen am Planum gemessen. [67]

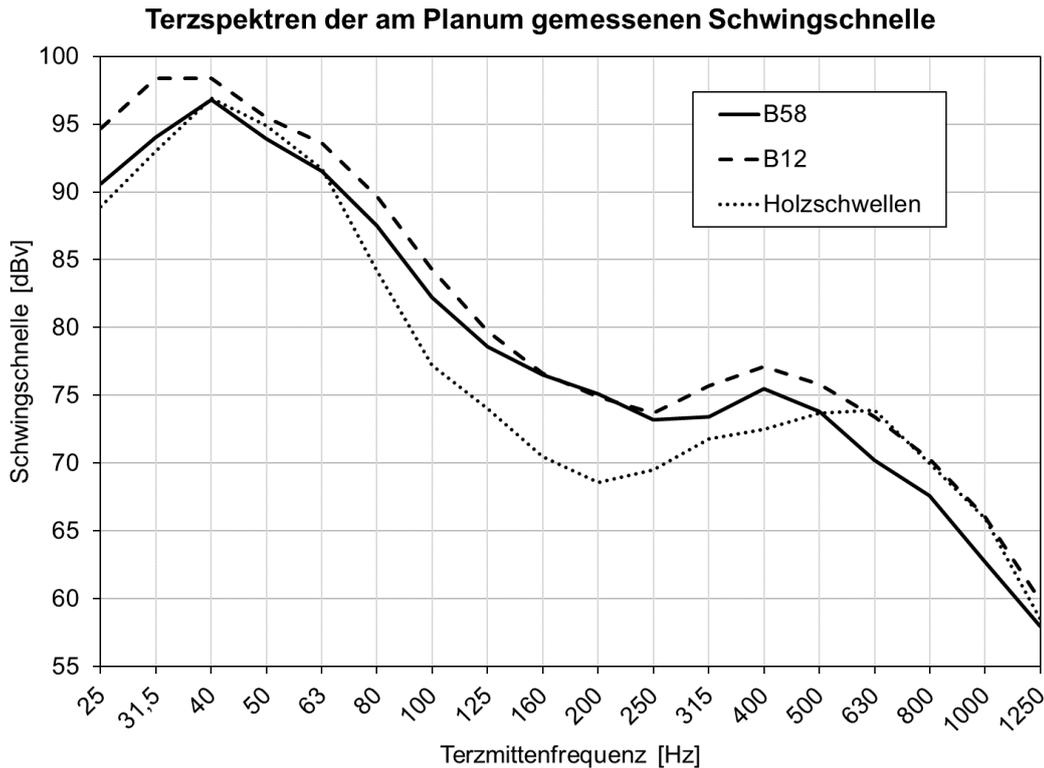


Abbildung 27: Schwingschnellen gemessen am Planum unter verschiedenen Schwellenarten (Eigene Grafik nach [67])

Von der DB Versuchsanstalt München wurden im Jahr 1985 vergleichende Schwingungsmessungen am Planum von Holz- und Betonschwellengleisen durchgeführt [68]. Die beiden Messabschnitte wurden von den identischen Zügen befahren und der Unterbau kann ebenfalls als gleichwertig angesehen werden. Die Messungen am Planum wurden 3 m neben der Gleisachse durchgeführt (Messstellen in Dammlage). Es zeigte sich, dass die Unterstopfung der einzelnen Schwellen maßgeblich für Schwingungsamplituden am Planum ist. Bei einer guten Auflagerung der Schwellen im Schotterbett ergab sich im Fall der Betonschwelle B70 eine höhere Schwingungsamplitude am Planum als bei der Holzschwelle. Es wurde festgestellt, dass das Betonschwellengleis bei guter Unterstopfung eine höhere Stützpunktsteifigkeit hat und die Belastung in den Schotter härter eingetragen wird. Ferner wurde postuliert, dass durch die Lastverteilung des Schotterers sich die Unterschiede zwischen Holz- und Betonschwellen bis hin zum Planum größtenteils aufheben. [68]

In einer Veröffentlichung aus dem Jahr 2019 aus USA wird von Schwingungsmessungen im Schotter bei sauberer und verschmutzter Bettung berichtet [69]. Hierzu wurden sog. „Smart Rocks“ (d. h. Schottersteine mit eingebauten Schwingungsaufnahmen und Gyroskopen) in das Gleis im Schwellenfach unter der Schiene eingebaut. Die Messungen

wurden unter Überfahrt der jeweils identischen Züge (Personenzüge: Achslast 158 kN, Fahrgeschwindigkeit 115 km/h sowie Güterzüge: Achslast 314 kN, Fahrgeschwindigkeit 40 km/h) an zwei Messstellen mit einem Holzschwellengleis (Schlammstelle und sauberer Schotter) durchgeführt und über 10 Tage gemittelt. Innerhalb der Messzeit änderte sich der Feuchtigkeitsgehalt, da es zeitweise zu Niederschlag kam. An der Messstelle mit verschmutztem Schotter und teilweise hohlliegenden Schwellen wurden höhere Beschleunigungen im Schotter und an den Schwellen gemessen (sowohl im feuchten, als auch im trockenen Schotter) als bei der Messstelle mit sauberem Schotter. Quantitativ ergaben sich an der Messstelle mit verschmutztem Schotter 1,5-fach höhere Spitzenwerte der Beschleunigung der Schotterkörner. Die Drehung der Schottersteine war um das 3,7-fache höher im Bereich der Schlammstelle als bei der Messstelle mit sauberem Schotter. Im Fall der Schlammstelle spricht der Autor bei trockenem Schotter von einem „unschädlichen“ Verhalten des Schotters, bei feuchter Bettung hingegen wurden die Bewegungen der Schotterkörner wesentlich „dramatischer“. Ein Vergleich zwischen unterschiedlichen Schwellenarten wurde nicht durchgeführt. [69]

Um die auf dem Planum zu erwartenden absoluten Schwingungsamplituden abschätzen zu können, soll im Folgenden kurz auf typische Werte eingegangen werden. Bei bodenmechanischen Simulationen sind Werte der Schwinggeschwindigkeit auf dem Planum von $v_s = 6,5 \text{ mm/s}$ (Zugfahrt mit 90 km/h) bis hin zu $v_s = 8,5 \text{ mm/s}$ (Zugfahrt mit $v = 230 \text{ km/h}$) berechnet worden [47]. Bei Feldmessungen wurden auf dem Planum im Schwellenfach je nach Frequenz Schwingschnellen von bis zu 95 dBv gemessen [67] (siehe Abbildung 27). Basierend auf dem Bezugswert der Schwingschnelle von $5 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$ entspricht dies einer Schwingschnelle von $v_s = 2,8 \text{ mm/s}$.

Die in der Literatur dokumentierten, vergleichenden Schwingungsmessungen an Holz- und Betonschwellen ergaben, dass unter Betonschwellengleisen meist mit höheren Schwingungsamplituden am Planum zu rechnen ist (siehe Tabelle 31). Häufig sind die Randbedingungen der Messungen nicht ausreichend genau beschrieben. Um fundierte Aussagen treffen zu können, sollten sich die zu vergleichenden Messstellen möglichst nur in der Schwellenart unterscheiden. Teilweise wurden vergleichsweise kurze Betonschwellentypen untersucht ($L < 2,6 \text{ m}$), die eine kleinere Sohlfläche als die H260 Schwelle aufweisen. Tatsächlich sind in der Literatur manchmal unterschiedliche Unterbaukonfigurationen oder verschiedene Zugfahrten bzw. Fahrgeschwindigkeiten je Messstelle betrachtet worden. Des Weiteren ist zu beachten, dass die Auflagerungsbedingungen bei benachbarten Schwellen stark variieren können. Eine Mittelwertbildung über

mehrere benachbarte Schwellen ist daher obligatorisch. Aus den oben genannten Gründen wurden eigene Messungen vorgenommen, welche im folgenden Abschnitt vorgestellt werden.

Tabelle 31: Gegenüberstellung der wesentlichen Aussagen der in der Literatur dokumentierten Messungen zum Schwingungsverhalten am Planum bzw. im Unterbau

Quelle	Jahr	Schwingungsamplitude <u>höher</u> unter folgendem Schwellenwerkstoff:		Position der Messtechnik	Weitere Aussagen / Bemerkungen
		Holz	Beton		
[69]	2019	k. A.		Schotter	höhere Schwingungsamplitude im sauberem Schotter als im verschmutztem
[68]	1985		X	Planum	Unterstopfung der Schwellen maßgeblich
[45]	1975		X	Unterbau	Messung in 70 cm unter der Schwellenunterseite
[12]	1970	gleichwertig		Schotter	nur Aussage über den Schotter
[67]	1967		X	Planum	gilt für $100 \text{ Hz} < f < 250 \text{ Hz}$ ansonsten: identisch
[1, 58, 65]	div.		X	n. rel.	Konsens in der Fachliteratur

3.2.2 Eigene Feldmessung an Holz- und Betonschwellengleisen

3.2.2.1 Beschreibung des Messaufbaus und der Datenauswertung

Die Messungen wurden im August 2019 an einem Gleis mit einem Übergangsbereich zwischen Beton- und Holzschwellen durchgeführt. 50 m vor und nach dem Ort des Schwellenwechsels wurden zwei identische Messstellen jeweils an Beton- und Holzschwellen eingerichtet. Die beiden Messstellen waren in einem leichten Bogen (Radius ca. 5.000 m), eine Überhöhung lag nicht vor. In der unmittelbaren Nähe der Messstellen existierten keine Schweiß- oder Isolierstöße. Der Unterbau ist nicht saniert und es ist keine PSS vorhanden. Fotos und Lageskizze der Messstellen können der Anlage A.5 entnommen werden. Die beiden Messstellen waren identisch aufgebaut und jeweils mit

Sensoren des gleichen Typs bestückt. Die Oberbaukonfigurationen der beiden Messstellen sind in Tabelle 32 gegeben. Als messtechnische Größe wurden die Beschleunigungen in z-Richtung an Schiene, Schwellenkopf, Schwellenmitte, Schotter sowie am Planum erfasst.

Tabelle 32: Überblick über die Oberbaukonfigurationen an den Messstellen

Parameter	Messstelle bei den	
	Betonschwellen	Holzschwellen
Schiene	S54 Thyssen	S54 Thyssen
Schwelle	Betonschwelle B70 W Produktionsjahr: 1980	Buchenschwelle (L x B x H): 260 cm x 26 cm x 16 cm Teeröltränkung Tränkjahr: 1981
Schienenbefestigung	Typ W3 mit Skl 3, Stahl Winkelführungsplatte mit Kunststoffeinlage	Typ K mit Klemmplatten Kpo 9
Zwischenlage	Zw 687	Zw 687
Schwellenabstand a [mm]	600	600
Bettungshöhe h_{Scho} [cm]	30	30

Je Messstelle waren fünf Schwingungsaufnehmer (Typ 602M146, Fa. PCB) auf den Schwellen und einer am Schienenfuß (Typ 4397A, Fa. Brüel & Kjær) montiert. Durch das Versetzen von jeweils zwei dieser Aufnehmer auf die benachbarten Schwellen war es möglich, je Messstelle an insgesamt sieben Schwellen zu messen. Zur Ankopplung der Schwingungssensoren (Typ 393B12, Fa. PCB) an den Unterbau wurde je Messstelle in 1,2 m Entfernung von der Fahrkante der Schiene ein Erdspieß bis 0,55 m unter die Schwellenunterseite eingetrieben. Pro Messstelle wurden zwei vom Prüfamts für Verkehrswegebau der TUM entwickelte Schottermesssteine (eingebaute Schwingungssensoren: Typ 352C41, Fa. PCB bzw. Typ AX3, Fa. Axivity) unter den Schwellen eingesetzt. Die Positionierung der Messtechnik ist in Abbildung A. 18 in Anlage A.5 gegeben. Die Bettungshöhe betrug $h_{\text{Scho}} = 30$ cm. Zur Messung wurden piezoelektrische Schwingungssensoren mit integrierten Ladungswandlern verwendet. Die Messwerte wurden mit dem Frontend MEDA BlueStack (Fa. Wölfel Monitoring Systems) aufgezeichnet und mit

der Software MEDA [70] desselben Herstellers ausgewertet. Zur Verarbeitung der Messdaten der insgesamt 15 Zugfahrten wurde nach der Anwendung eines digitalen Bandpassfilters (zwischen 1 Hz und 1 kHz) der gleitende Effektivwert der Schwingbeschleunigung (Zeitkonstante $\tau = 0,125$ s) berechnet. Daraufhin folgte eine Pegelberechnung (0 dB entsprechen hierbei einer Bezugsgröße von $a_{B,0} = 1 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}^2$) und Umwandlung in die Terzspektren der Schwingbeschleunigung $L_{a,\text{eff}}$. Auf eine Umrechnung in die Größe Schwingschnelle durch Integration wurde verzichtet, da durch die notwendige Hochpassfilterung Frequenzanteile bis ca. 4 Hz verloren gehen würden. Diese niederfrequenten Anteile werden beispielweise durch die Periodizität der Drehgestelle (bei den hier vorliegenden Fahrgeschwindigkeiten) angeregt. Für die Belastung des Unterbaus werden die niedrigen Frequenzen als besonders maßgeblich eingestuft. Des Weiteren gilt es die Anschaulichkeit der gemessenen Beschleunigung hervorzuheben: Sie ist proportional zur einwirkenden Kraft und somit zur Belastung.

3.2.2.2 Ergebnisse der Feldmessung

Einzelne Messungen, die zu einer Übersteuerung der Messtechnik geführt haben oder deren Züge akustisch wahrnehmbare Flachstellen an den Radsätzen hatten, wurden bei der Auswertung nicht berücksichtigt. So konnten insgesamt 15 Zugfahrten ausgewertet werden. Die Zuggeschwindigkeiten lagen zwischen 48 km/h und 92 km/h, die mittlere Geschwindigkeit betrug 80 km/h. Bei den Zugfahrten handelte es sich ausschließlich um Personenverkehr in Form von lokbespannten Zügen oder Triebzügen. Zur Beurteilung der Unterschiede zwischen den einzelnen Zugarten sind in Abbildung 28 für die Messstelle mit Betonschwellengleisrost die Terzspektren des Effektivwertes der Schwingbeschleunigung $L_{a,\text{eff}}$, gemessen am Unterbau, dargestellt. Das entsprechende Diagramm für die Messstelle mit Holzschwellen ist in Abbildung A. 19 in Anlage A.5 gegeben. Zu hohen Frequenzen hin nimmt die gemessene Schwingungsamplitude rasch ab. Es zeigt sich, dass Triebzüge im Gegensatz zu lokbespannten Zügen häufig geringere Schwingungsamplituden am Unterbau hervorrufen. Beim Vergleich der einzelnen Züge untereinander fällt auf, dass für gleiche Zugtypen teilweise deutlich abweichende Schwingungsamplituden gemessen werden. Ein Grund dafür kann der unterschiedliche Zustand der Radsätze (Rauheit und Unrundheit der Räder) sein. Daher ist es obligatorisch an beiden Messstellen die identischen Züge messtechnisch zu erfassen. Für den Vergleich zwischen den beiden Oberbauarten wurden im Folgenden stets die Mittelwerte über alle Züge verwendet. Abbildung 29 zeigt die mittleren Pegel, gemessen an der Schiene, Schwelle sowie am Unterbau.

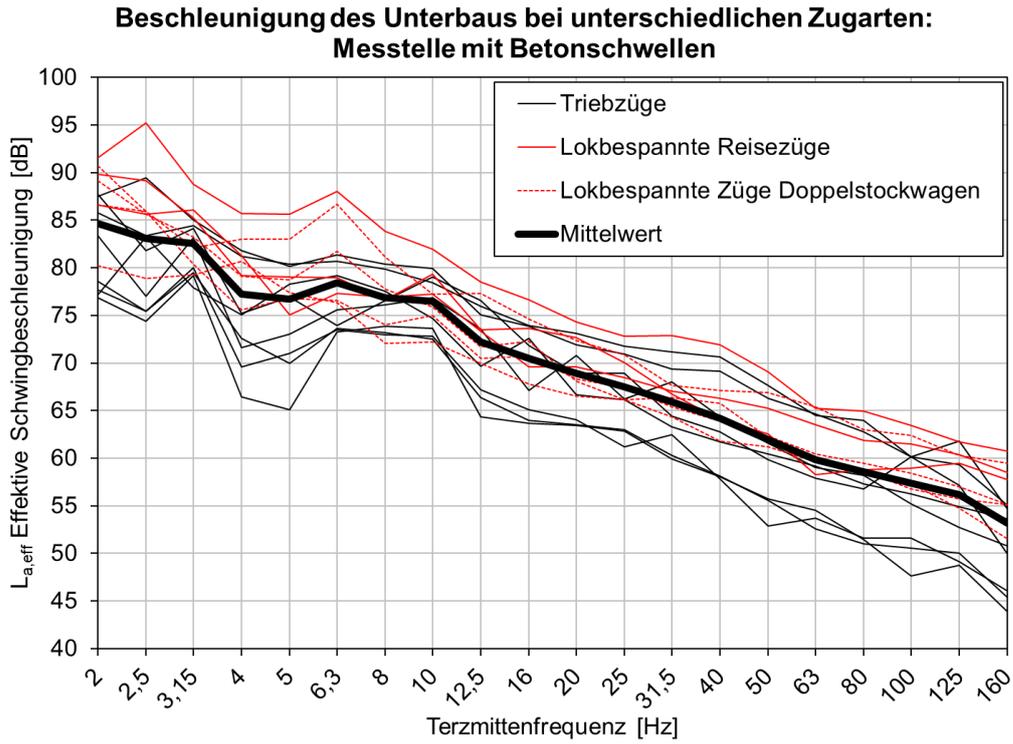


Abbildung 28: $L_{a,eff}$ gemessen am Unterbau an der Messstelle mit Betonschwellen für 15 Zugfahrten

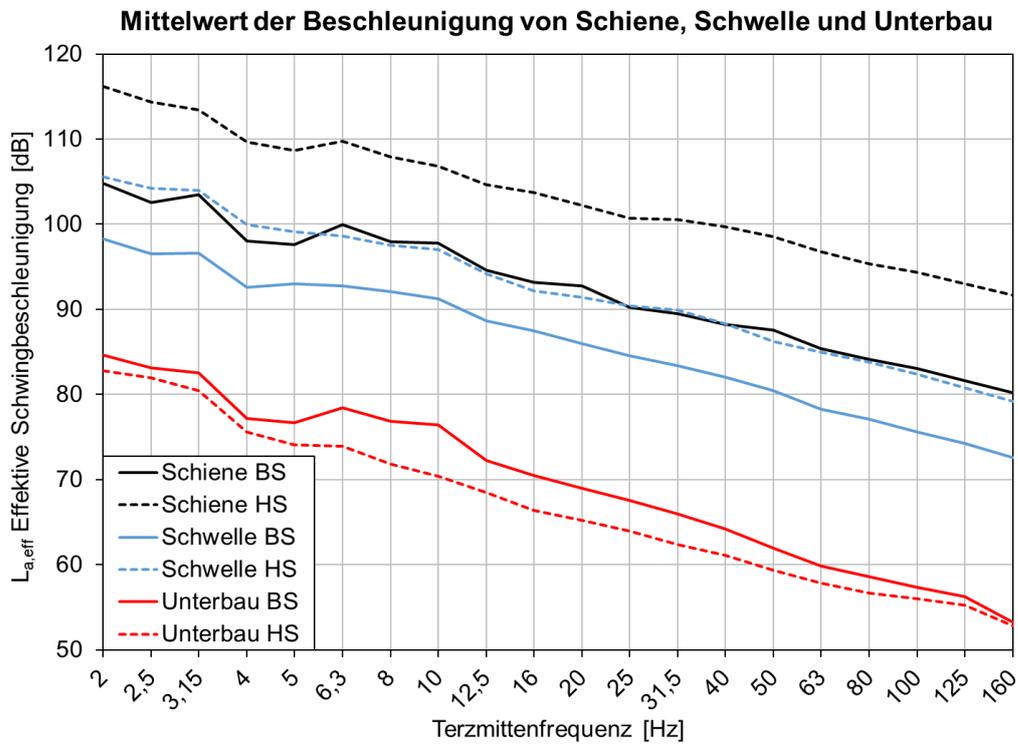


Abbildung 29: Gemittelter Wert von $L_{a,eff}$ gemessen an der Schiene, Schwelle sowie am Unterbau. Die Messwerte vom Holzschwellengleis (HS) sind gestrichelt und die des Betonschwellengleises (BS) als durchgezogene Linie dargestellt.

Generell gilt, dass an der Schiene des Holzschwellengleisrostes höhere Schwingungsamplituden gemessen wurden (siehe Abbildung 29). Dies gilt auch für den im Graphen nicht mehr abgebildeten, hochfrequenten Messbereich bis hin zu 5 kHz. Bei beiden Gleisrosten waren steife Zwischenlagen eingebaut, sodass das unterschiedliche Schwingungsverhalten der Schiene vermutlich mit der Masse des Gleisrostes und nicht mit der Schienenbefestigung zusammenhängt. Da der Holzschwellengleisrost eine geringere Masse besitzt, können höhere Schwingungsamplituden an Schiene und Schwelle angeregt werden (siehe Abbildung 29).

Wenn von einer gleichwertigen Rad-Schiene-Kontaktkraft Q an beiden Messstellen auszugehen ist, so kann mit dem 2. Newtonschen Gesetz der Mechanik folgende Abschätzung aufgezeigt werden (siehe Formel 3-6 bis Formel 3-8):

Unter der Voraussetzung einer gleichwertigen Lastabtragung der beiden Gleisrostarten ist auch die Stützpunktkraft S identisch. Somit sind die auf eine Beton- bzw. Holzschwelle wirkenden Kräfte gleich $F_{BS} = F_{HS}$. Da die Masse der Holzschwellen (m_{HS}) nur ein Drittel von m_{BS} beträgt, ist eine dreimal so große Beschleunigung a_{HS} zu erwarten. Dies entspricht einer Pegeldifferenz von 9,5 dB (siehe Formel 3-8).

$$S \propto F_{BS} = F_{HS} = m_{BS} \cdot a_{BS} = m_{HS} \cdot a_{HS} \quad \text{Formel 3-6}$$

Mit $\frac{m_{BS}}{m_{HS}} \approx 3$ folgt:

$$a_{HS} \approx 3 \cdot a_{BS} \quad \text{Formel 3-7}$$

Für den Pegelabstand D gilt daher:

$$D = L_{a,eff}(HS) - L_{a,eff}(BS) = 20 \cdot \lg\left(\frac{a_{HS}}{a_{BS}}\right) \approx 9,5 \text{ dB} \quad \text{Formel 3-8}$$

Aus Abbildung 29 geht hervor, dass der theoretisch abgeschätzte Pegelabstand von $D \approx 9,5$ dB für die Beschleunigung der Schiene bezüglich der beiden Messstellen in etwa zutreffend ist. Im Fall der Schwelle liegt der Pegelabstand D etwas darunter, was ein Hinweis auf eine höhere schwingungsdämpfende Wirkung von Holz sein kann. Bei der Betrachtung der Schwingungsverhältnisse am Unterbau ergibt sich ein anderes Bild. Die gemessenen Werte von $L_{a,eff}$ sind für beide Gleisrostarten vergleichbar mit der Tendenz, dass bei Holzschwellen etwas geringere Werte vorliegen. Auch im Schotter zeigt sich ein ähnlicher Trend, die gemessenen Werte von $L_{a,eff}$ in vertikaler Richtung waren für Betonschwellen etwas höher als für Holzschwellen (siehe Abbildung 30). Die Ergebnisse

der Messungen an Schotter und Unterbau zeigen, dass die höheren Schwingungsamplituden des Holzschwellengleisrostes in der Bettung und im Unterbau nicht wirksam sind, was auf die unterschiedlichen Kontaktflächen und/oder eine Dämpfung durch den Schwellenwerkstoff zurückzuführen sein könnte.

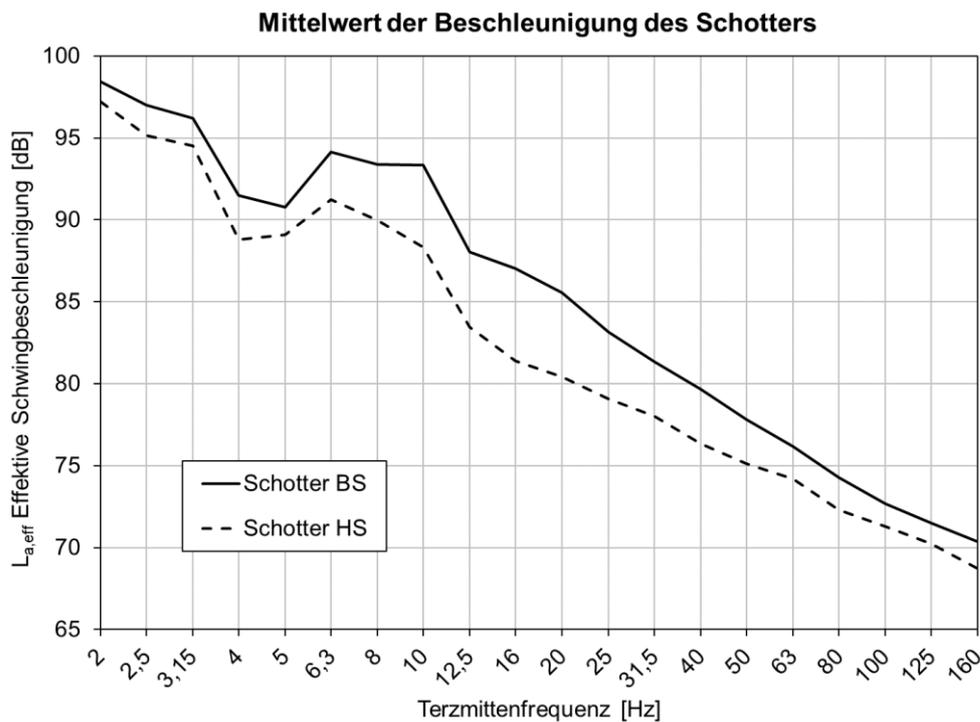


Abbildung 30: Werte von $L_{a,eff}$ gemessen in vertikaler Richtung im Schotterbett 10 cm unter der Schwellenunterseite

Zur Darstellung des Dämpfungsverhaltens der Gleisroste wurde der Abstand zwischen dem Pegel der Schienen (Anregung) sowie den Antwortpegeln von Schotter und Unterbau nach folgender Beziehung gebildet:

$$D_{Schotter} = L_{a,eff}(Schiene) - L_{a,eff}(Schotter) \quad [dB] \quad \text{Formel 3-9}$$

$$D_{Unterbau} = L_{a,eff}(Schiene) - L_{a,eff}(Unterbau) \quad [dB] \quad \text{Formel 3-10}$$

Zur Beurteilung der am Unterbau gemessenen Pegelunterschiede wurde der Pegelabstand wie folgt gebildet:

$$D_{Unterbau}(BS - HS) = L_{a,eff}(Unterbau BS) - L_{a,eff}(Unterbau HS) \quad [dB]$$

Formel 3-11

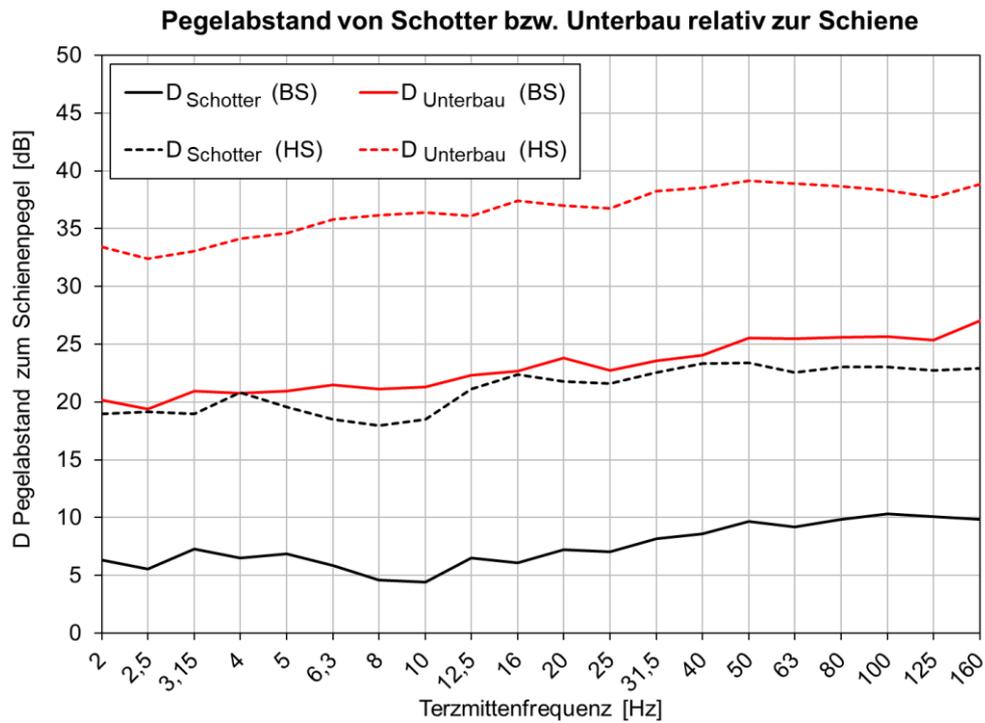


Abbildung 31: Abstand D der im Schotter und am Unterbau gemessenen Werte von $L_{a,eff}$ von dem an der Schiene gemessenen Wert $L_{a,eff}$ (Schiene). Ein positiver Wert von D entspricht einer Abschwächung.

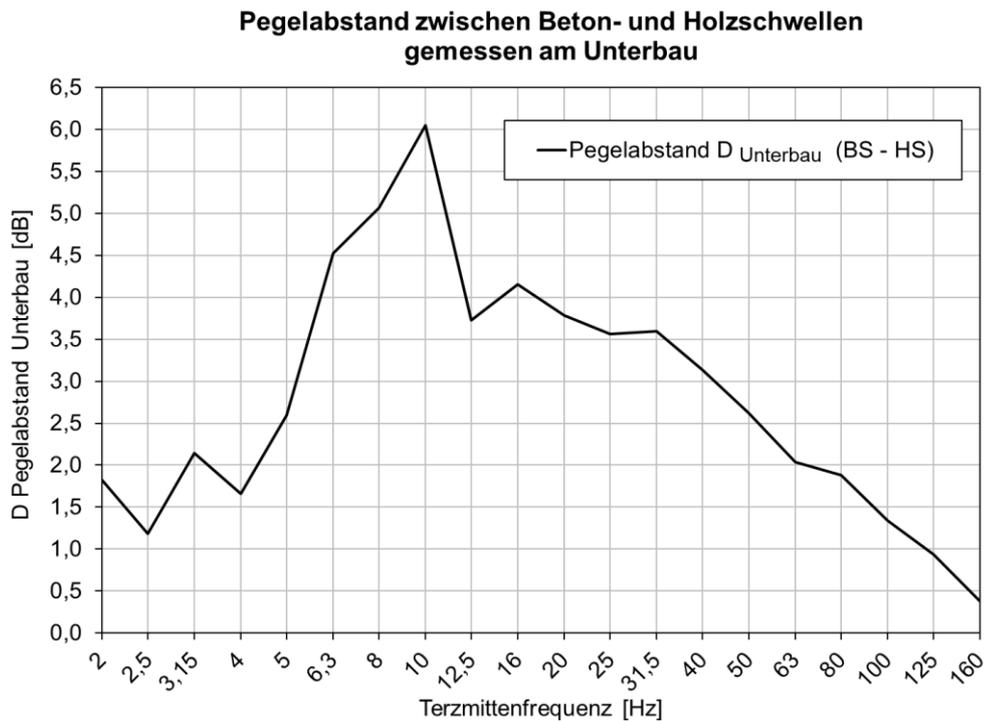


Abbildung 32: Abstand D der am Unterbau gemessenen Werte von $L_{a,eff}$ zwischen Beton- und Holzschwellen. Ein positiver Pegelabstand D bedeutet, dass bei der Messstelle mit Holzschwellen geringere Pegel vorliegen.

Abbildung 32 gibt die schwingungstechnische Mehrbelastung des Planums durch Betonschwellen an. Der Maximalwert von etwa 6 dB im Terzband um 10 Hz entspricht hierbei einem Faktor 2 in den Beschleunigungsamplituden. Zusammen mit den Werten aus Abbildung 31 können folgende Schlussfolgerungen gezogen werden:

- Aufgrund des geringeren Gewichtes sind Holzschwellengleisroste leichter schwingungstechnisch anregbar, was sich in höheren Schwingungsamplituden äußert.
- Diese höheren Amplituden können durch den Schwellenwerkstoff Holz abgeschwächt werden, sodass im Schotter und Unterbau die Schwingungsamplituden unter Holzschwellen leicht unter den bei Betonschwellen gemessenen Werten liegen.
- Es liegt keine wesentlich höhere dynamische Beanspruchung des Unterbaus bei Betonschwellen vor.

3.2.3 Dynamische Anregung aus dem Oberbau

Bei der Betrachtung der dynamischen Anregung des Unterbaus muss zunächst das Wiederaufsetzen der Schwellen nach einer Entlastung betrachtet werden. Hierbei entsteht eine impulsartige Belastung die unmittelbar auf den Schotter und somit indirekt auf den Unterbau wirkt. Im Anschluss wird auf die dynamische Zusatzanregung aus Unregelmäßigkeiten im Rad-Schiene-Kontakt eingegangen.

3.2.3.1 Abhebewelle und Schwellenmasse

In der Theorie nach Zimmermann wird die Biegelinie der Schiene basierend auf einem elastisch gebetteten Balken berechnet [51]. Bei diesem Verfahren werden zwei für die Abhebewelle essentielle Faktoren gänzlich vernachlässigt. Die elastische Bettung wird auch in abhebender Richtung angesetzt und die Gewichtskraft des Gleisrostes wird nicht berücksichtigt. Da die Schwellenflanken der Betonschwelle geneigt sind (trapezförmiger Querschnitt) und der Schotter im Schwellenfach verdichtet ist, ist mit einer höheren Reibung in der Bettung bei einer vertikalen Abhebung im Vergleich zur Holzschwelle zu rechnen. Aus den oben genannten Gründen eignet sich das Verfahren Zimmermann nicht zur Beschreibung der Abhebewelle von unterschiedlichen Schwellenarten.

Die Gewichtskraft des Gleisrostes stellt bei einem Gleis ohne Zugüberfahrt eine statische Last dar welche auf den Unterbau wirkt. Kommt es in Folge einer Überrollung durch eine

Einzelachse zu einer Abhebung (d. h. eine vollständige Entlastung) der Schwellen, so resultiert auf dem Planum eine Änderung der Druckspannungen bedingt durch die Gewichtskraft des Gleisrostes und die dynamische Achslast. Im Fall der Abhebung kann durch das Aufschlagen der Schwellen auf die Bettung noch eine dynamische Zusatzanregung auftreten. Findet hingegen keine Abhebung (d. h. nur eine teilweise Entlastung) der Schwellen statt so wird die Erhöhung der dynamischen Achslast entsprechend reduziert und die dynamische Zusatzanregung aus dem Wiederaufschlagen der Schwellen bleibt aus.

In einer Veröffentlichung von Eisenmann aus dem Jahre 1976 wurden erweiterte Berechnungen zur Abhebewelle durchgeführt [71]. Die Abhebewelle liegt je nach Gleisrost, Bettungsmodul, Achslast und -abstand bei etwa maximal 0,4 mm. Berechnungen haben gezeigt, dass mit zunehmender elastischer Länge L_E , d. h. mit abnehmendem Bettungsmodul der Schwellen, die negativen Stützpunktkräfte S_N (in abhebender Richtung) abnehmen. Zur Reduktion der impulsartigen Belastung, welche auf die Schotterbettung beim Wiederaufsetzen der Schwellen wirkt, sollte die Masse des Gleisrostes sowie die Kontaktfläche der Schwellen mit dem Schotter möglichst groß sein. [71]

Diese Vorgaben einer schweren Schwelle mit einer hohen Kontaktfläche zwischen der Schwellensohle und der Schotterbettung werden durch moderne elastisch besohlte Betonschwellen erfüllt.

Die anteilig je Stützpunkt wirkende Gewichtskraft des Gleisrostes $F_{N,A}$ ist der Abhebekraft des Stützpunktes S_N entgegengerichtet. Wenn die Bedingung $S_N > F_{N,A}$ erfüllt ist, kann ein Abheben der Schwellen auftreten. Die von Eisenmann beschriebenen Szenarien einer statischen Einzelachslast von $2 \cdot Q = 200$ kN sowie $2 \cdot Q = 100$ kN und einem Schwellenabstand von 600 mm sind in Tabelle 33 für B70, B75 und Buchenschwellen zusammengefasst [71]. Die Werte der elastischen Länge L_E aus [71] wurden mit Hilfe der Theorie nach Zimmermann [51] in die Bettungsmoduln C_{SP} der Schwellen auf dem Schotterplanum umgerechnet. Insbesondere gilt es zu erwähnen, dass die Reibung der Schwellenflanken im Schotterbett bei den Berechnungen nicht berücksichtigt wurden und eine Einzelachse angesetzt wurde [71].

Tabelle 33: Abhebebedingung von Gleisrosten im Fall einer Einzelachse. Werte abgelesen und in SI-Einheiten umgerechnet aus [71]. Die Elastische Länge L_E wurde nachträglich in den Bettungsmodul C_{SP} der Schwellen umgerechnet.

Schwellenart	Achslast 2·Q [kN]	Bettungsmodul der Schwellen C_{SP} [N/mm ³]	Abhebung möglich
Holzschwellen	100	> 0,09	ja
B70		0,02...0,40	nein
B75		0,02...0,40	nein
Holzschwellen	200	0,02...0,40	ja
B70		> 0,10	ja
B75		> 0,20	ja

Als wichtige Information geht aus Tabelle 33 hervor, dass es bei den beiden Betonschwellen nur bei einem Wert von $C > 0,1$ N/mm³ (mindestens gute Qualität des Untergrundes nach [52]) bei einer Einzelachslast von $2 \cdot Q = 200$ kN zu einer Abhebung kommen kann. Bei einem ungünstigen Unterbau mit $C < 0,05$ N/mm³ (schlechte Qualität des Untergrundes oder darunter nach [52]) kommt es nur bei den Holzschwellen unter einer Einzelachslast von $2 \cdot Q = 200$ kN zu einer Abhebung. Somit kann festgehalten werden, dass im Fall eines ungünstigen Unterbaus mit geringer Bettungsziffer es nur bei den Holzschwellen zu einer impulsartigen Belastung durch das Wiederaufsetzen der Schwellen kommen kann. Bei den Betonschwellen ist bei einem ungünstigen Untergrund nicht mit einer dynamischen Zusatzanregung durch die Abhebewelle zu rechnen, da diese nicht auftritt. Im Folgenden werden zur Ergänzung der Theorie noch Feldversuche zur Abhebewelle auch bei höheren Fahrgeschwindigkeiten und bei verschiedenen Schwellentypen vorgestellt.

Im Rahmen von Feldmessungen, die vom Prüfamnt für Bau von Landverkehrswegen der TUM (jetzt Prüfamnt für Verkehrswegebau der TUM) im Jahre 1979 durchgeführt wurden, konnte die Abhebewelle von Holz- und Betonschwellengleisrosten gemessen werden [72]. Die Messungen wurden im Betriebsgleis durchgeführt. Der Unterbau sowie die Schotterbettung gelten an den beiden Messstellen als identisch. Die Messstellen unterscheiden sich nur durch die eingebaute Schwellenart. Es wurden quasistatische ($v = 5$ km/h) und dynamische ($v \approx 130$ km/h) Einsenkungsmessungen durchgeführt. Die Ergebnisse der Messungen sind in der Tabelle 34 zusammengestellt. Es wurde die Höhe der Schwellenabhebung in Prozent der Schwelleneinsenkung angegeben. [72]

Tabelle 34: Ergebnisse der Einsenkungsmessungen an Holz- und Betonschwellengleisen [72]

Schwellenart	Schwellen- masse [kg]	Bettungs- modul der Schwellen C_{SP} [N/mm ³]	Abhebung in % der Schwelleneinsenkung	
			2-achsiger Güterwagen 20 t Achslast	4-achsige Lokomotive 21 t Achslast
			$v = 5$ km/h	$v \approx 130$ km/h
H260 (L x B x H) 260 cm x 26 cm x 16 cm	≈ 100	0,097	7,0 – 7,6	7,7
B70	≈ 300	0,116	5,0 – 6,5	6,6
B75	≈ 400	0,107	1,9 – 2,8	4,3

In Abweichung von der originalen Veröffentlichung wurden die Größen in SI-Einheiten umgerechnet. Wie zu erwarten ist, zeigt sich der Trend, dass die Höhe der Abhebewelle mit zunehmender Schwellenmasse abnimmt. Die Messwerte in Tabelle 34 bestätigen die Ergebnisse aus Tabelle 33 und zeigen, dass bei einer vergleichsweise hohen Bettungszahl der Schwellen von $C_{SP} \approx 0,1$ N/mm³ (gute Qualität des Untergrundes nach [52]) bei den Holz- und B70 Schwellen eine Abhebung auftritt.

Zur Abschätzung der Größenordnung der längenbezogenen Gleisrostmasse wurde diese mit der linienförmigen Belastung durch den Verkehr verglichen. Tabelle 35 gibt einen Überblick über das Metergewicht von unterschiedlichen Gleisrosttypen. Der Streckenklasse D4 mit einer maximalen Radsatzfahrmasse von 22,5 t, ist eine Linienlast von 8,0 t/m zugeordnet [73]. Bei einem Gleis mit B75 Schwellen beträgt das Gewicht des Gleisrostes ca. 10 % der maximal zulässigen Linienlast durch die Eisenbahnfahrzeuge.

Tabelle 35: Überblick über das Metergewicht von Gleisrosten mit der Schiene 60E1 und einem Schwellenabstand von $a = 600$ mm

Schwellentyp	Metergewicht [kg/m]	Metergewicht in Prozent einer Streckenlast von 8 t/m [%]
H260	310	3,9
B70 / B91	587	7,3
B75	787	9,8

Durch den Wechsel von Holz- zu Betonschwellen erfahren die Erdbauwerke eine statische Zusatzlast durch das höhere Schwellengewicht. Insbesondere kann bei einer vergleichsweise weichen Bettung der Schwellen mit $C_{SP} < 0,1 \text{ N/mm}^3$ bei Betonschwellen, im Gegensatz zu Holzschwellen, unter einer Einzelachse keine Abhebung (und damit keine impulsartige Belastung durch das Wiederaufsetzen) mehr auftreten (siehe Tabelle 33). Somit deutet sich an, dass im Fall der Betonschwellen das Ausbleiben des Wiederaufsetzens der Schwellen für die Belastung des Unterbaus deutlich günstiger ist als die zu vernachlässigende zusätzliche Gewichtskraft durch die höhere Schwellenmasse.

3.2.3.2 Schwellenhohlage, Gleislagefehler und Unstetigkeiten in der Schiene

Im Fall von vorangeschrittenen Schotterverschmutzungen liegt, unabhängig von der Quelle des Feinmaterials, häufig ein Tragfähigkeitsverlust der Schotterbettung oder des Unterbaus vor. Dies ist mit hohlliegenden Schwellen verbunden. D. h. im unbelasteten Gleis haben einzelne Schwellen dauerhaft keinen oder nur sehr geringen Kontakt mit der Bettung. Somit hängen diese an den Schienen und ihre Gewichtskraft muss von den Nachbarschwellen abgetragen werden. Bei der Einsenkung des Gleises unter Zugüberfahrt bekommen die hohlliegenden Schwellen Kontakt mit der Bettung, was mit einer impulsförmigen Belastung des Unterbaus verbunden ist.

Bereits beim Bau des Gleises kann nicht gewährleistet werden, dass alle Schwellen exakt gleichmäßig unterstopft sind. Durch den Bahnbetrieb werden die anfänglichen Unregelmäßigkeiten in der Bettung der Schwellen immer größer. So kann es bei einer verstärkten dynamischen Anregung zu einer massiven Zunahme von leichten Hohllagen kommen, sodass folglich durch das Schlagen der Schwellen eine Schotterzerstörung auftritt [74].

Gleislagefehler führen zu einem starken Ansteigen der auf den Fahrweg wirkenden dynamischen Kräfte. So bewirkt beispielweise ein periodischer Höhenfehler von 3 mm mit einer Wellenlänge von 1,5 m eine dynamische Zusatzkraft, welche dem dreifachen der statischen Achslast ($2 \cdot Q$) entsprechen kann [39]. Ist das der Fall so kann ein Aufschaukeln des Fahrzeuges auftreten, was zu einer Entgleisung führen kann. Je nach Federung des Fahrzeuges kann sich auch ein geringerer Wert der dynamischen Zusatzkraft einstellen. Das Auftreten von hohen dynamischen Zusatzkräften erklärt auch die progressive Verschlechterung der Gleislage und das Voranschreiten der Zerstörung des Fahrwegs bei Schlammstellen mit hohlliegenden Schwellen.

Als Beispiele für bauartbedingte Unstetigkeiten in der Schiene sind Isolierstöße oder Herzstücklücken von Weichen zu nennen. Durch den Eisenbahnbetrieb können ausgefahrene Thermitschweißstöße sowie Schienenfehler wie Riffel oder Ausbrüche am Schienenkopf entstehen. Fehler im Oberbau, bzw. der Lasteinleitung der Kontaktkraft des Rad-Schiene-Kontaktes führen zu einer dynamischen Zusatzanregung, die mit zunehmender Fahrgeschwindigkeit stark steigende Spannungen im Unterbau zur Folge haben [75].

4 Hochsteigende Schotterverschmutzungen aus feinkörnigem Material

4.1 Begriffsdefinition

Im Zusammenhang mit dem Hochsteigen einer Schotterverschmutzung aus Feinmaterial während des Bahnbetriebes wird häufig von „Schlammstellen“ gesprochen. Der Begriff „Schlammstelle“ (in Österreich auch häufig „Spritzstelle“ genannt) oder in Englischer Sprache „Mud spot“ ist in der Literatur nicht eindeutig definiert und wird synonym für mehrere Phänomene verwendet, denen unterschiedliche Entstehungsursachen zu Grunde liegen. Im Folgenden wird die Definition für den Begriff „Schlammstelle“ gegeben, wie sie in der vorliegenden Arbeit zum Tragen kommt:

Im Kontext des Eisenbahnfahrwegs wird unter einer Schlammstelle von einer Schotterverschmutzung gesprochen, welche durch die zyklischen Einsenkungen des Gleisrostes bei Zugfahrten bis zur Bettungskrone (durch den Prozess des „Mud Pumping“) hochgepumpt wurde. Das den Schotter verschmutzende Material hatte sich zuvor als Suspension aus feinkörnigem Material mit Wasserkontakt im Schotterbett gebildet. Eine Schlammstelle hat eine Verringerung der Tragkraft des Schotterbetts und/oder des Unterbaus und damit verbundene Setzungen und Gleislagefehler zur Folge. Typischerweise treten Schlammstellen an Positionen mit punktuellen Oberbaufehlern oder Unstetigkeiten auf und sind auf eine Gleislänge von einigen Metern bis zehn Metern begrenzt.

Es gilt festzuhalten, dass nur, wenn alle drei Kriterien, nämlich die zyklische Einsenkung des Gleisrostes durch die Achsüberrollungen, die Existenz von Feinanteilen im Schotterbett sowie der Wasserkontakt erfüllt sind, es zur Bildung einer hochsteigenden Schotterverschmutzung kommen kann. Es ist an dieser Stelle wichtig zu erwähnen, dass der Begriff Schlammstelle nichts über die Ursache und die Herkunft der Schotterverschmutzung aussagt. Vielmehr ist das Endstadium einer hochsteigenden Schotterverschmutzung gemeint. Dieser Endzustand ist das Auspressen des Pumpschlammes an der Bettungskrone im Schwellenfach, sodass dieser von außen sichtbar wird (siehe Abbildung 33). Tatsächlich ist die Notwendigkeit einer Sanierung des Gleises jedoch schon vorher eingetreten.



Abbildung 33: Das Endstadium einer Schlammstelle zeichnet sich durch das Auspressen von Schlamm an der Bettungskrone aus. (Aufnahme: Verfasser am 10.01.2020)

In Abbildung 34 ist ein Beispiel eines Gleises gezeigt welches von außen auf dem ersten Blick dem Betrachter als in gutem Zustand erscheint. Erst bei einer Entfernung der Schotterflanke ist die massive Verschmutzung des Schotters unter den Schwellen ersichtlich. Wenn keine Sanierung erfolgt, kann die Schotterverschmutzung immer weiter in der Bettung hochsteigen und wird schließlich erst im Endstadium als Schlammstelle von außen sichtbar. Ist bereits ein Großteil des Schotters unter der Schwelle verschmutzt, kann die Bettung ihre Aufgaben nicht mehr erfüllen. Die Drainagefähigkeit und Elastizität ist reduziert. Letzteres ist mit einer erhöhten dynamischen Belastung des Schotters und Unterbaus verbunden, was Setzungen und damit eine Verschlechterung der Gleislage zur Folge haben kann. Stammt das Feinmaterial, welches den Schotter verschmutzt, aus dem Fahrweg selber, so muss bereits eine Verschlechterung der Gleislage durch ungleichmäßige Setzungen eingetreten sein, welche einen erhöhten Unterhaltungsaufwand nach sich ziehen. Somit gilt es festzuhalten, dass eine Schlammstelle im eigentlichen Sinn das Endstadium einer hochsteigenden Schotterverschmutzung ist. Typischerweise kündigt sich dieser Fall bereits vorher durch eine zunehmende Verschlechterung der Gleislage an und sollte bereits in diesem frühen Stadium grundlegend saniert werden.



Abbildung 34: In den meisten Fällen sind Schotterverschmutzungen nicht von außen zu erkennen. (Aufnahme: Verfasser am 28.05.2019)

Die Verschmutzung des Schotterbetts kann aus unterschiedlichen Quellen herrühren. Es gilt vorab anzumerken, dass in der Realität häufig eine Kombination von verschiedenen Mechanismen vorliegt, so ist z. B. eine Verschmutzung aus dem Unterbau häufig mit einer Verschmutzung aus dem Oberbau kombiniert. Jedoch kann stets eine Hauptursache genannt werden, welche für die Schlammstellenbildung verantwortlich ist und somit das Erscheinungsbild prägt. Zur zweifelsfreien Identifikation der Quelle des Schotterverschmutzes einer Schlammstelle ist eine Mineralanalyse des Fremdmaterials in der Bettung notwendig. Durch Vergleich mit einer Messung von sauberen Schotterkörnern sowie Unterbaumaterial kann geklärt werden, was die Hauptquelle der Schotterverschmutzung ist.

Eine zusammenfassende internationale Studie [3] zeigt, dass beim überwiegenden Teil der Schlammstellen die Feinanteile aus dem Schotterabrieb stammen (siehe Abbildung 35).

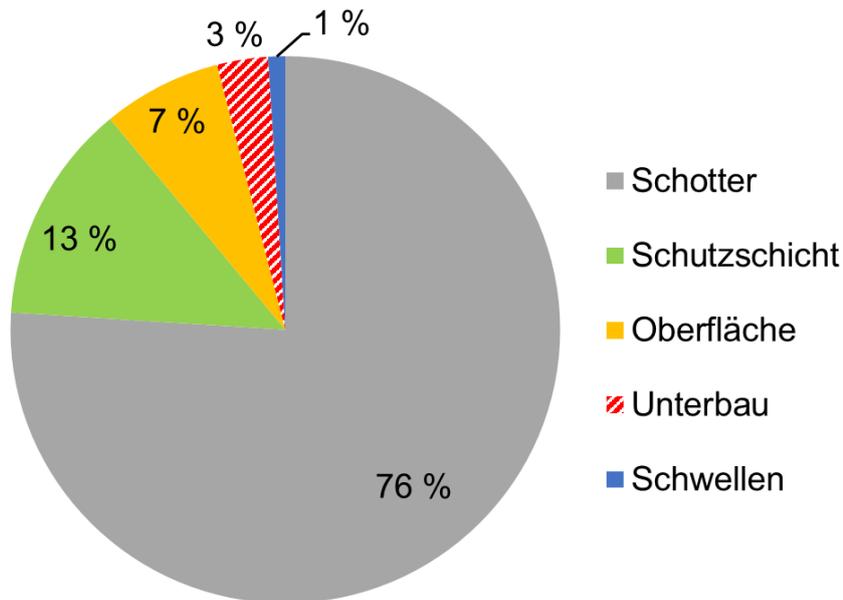


Abbildung 35: Quellen der Schotterverschmutzung im Betriebsgleis (Eigene Grafik nach [3])

Die Herkunft des Fremdmaterials in der Bettung ist ein Kriterium zur Einteilung von Schlammstellen. So wurden in der Vergangenheit folgende Unterscheidungen vorgenommen. Bei „Erosion Pumping Failure“ Schlammstellen stammen die Feinteile aus dem Unterbau. Feinanteile aus Schotterabrieb, Bremsstaub oder externem Windeintrag werden als „Dirty Ballst Pumping Failure“ klassifiziert. [76]

In dieser Arbeit wird eine Klassifikation verwendet, in der Schadstellen nach Herkunft des im Schotter hochgepumpten Materials konsequent in drei Kategorien eingeteilt werden. Diese werden im Folgenden näher beschrieben:

- Schotterverschmutzung aus dem Oberbau (SSO) – Abschnitt 4.2
- Schotterverschmutzung aus externem Eintrag (SSE) – Abschnitt 4.3
- Schotterverschmutzung aus dem Unterbau (SSU) – Abschnitt 4.4

4.2 Schotterverschmutzung aus dem Oberbau (SSO)

Die Feinanteile aus dem Schotterabrieb und der Schotterzertrümmerung stellen mit Abstand die häufigste Quelle für eine Schotterverschmutzung im Eisenbahnfahrweg dar [3]. Aus diesem Grund soll an dieser Stelle zuerst auf die Bildung von SSO eingegangen werden. Eine SSO liegt vor, wenn die Hohlräume des Schotters mit einem feinkörnigen Material gefüllt bzw. teilgefüllt sind, welches zum überwiegenden Teil aus dem Oberbau stammt (d. h. Schotter- und Schwellenabrieb). Hingegen ist aus der ebenfalls dem Oberbau zugeordneten PSS keine feinkörnige Schotterverschmutzung mit PSS Material zu erwarten, da diese aus Kiessand mit definierter Korngrößenverteilung und einem geringen Schluffkorngehalt besteht. Im Wesentlichen existieren drei Fälle, die für die Entstehung von Schotter- bzw. Schwellenabrieb maßgeblich sind. Im Folgenden wird zunächst darauf näher eingegangen, während im Weiteren dann die Ausbildung und Entwicklung von SSO beschrieben wird.

4.2.1 Entstehung von Schotter- und Schwellenabrieb

4.2.1.1 Herstellung und Einbau des Schotters

Im Netz der DB wird standardmäßig Hartgesteinschotter mit der Lieferkörnung 31,5/63 mm eingebaut. Durch die Herstellung des Bettungsmaterials im Schotterwerk entstehen Brechstaub und weitere Feinanteile. Durch den Umschlag und Transport des Gleisschotters entsteht zusätzlicher Schotterabrieb. Auf der Gleisbaustelle führen alle Vorgänge, bei denen Bettungsmaterial bewegt wird (z. B. der Schottereinbau, das Schotterplanieren sowie das Ausrichten und Unterstopfen des Gleisrostes) zur Entstehung von Schotterabrieb, welcher hauptsächlich in der Bettung verbleibt. Aus diesen Gründen sind in den DB Regelwerken Grenzwerte definiert, die bereits bei einem Neubaugleis gewisse Mengen an Feinanteilen im Schotter für zulässig erklären. Im Detail sind folgende Grenzwerte gültig: Nach einem Gleisneubau sind max. 5 Gew.-% an Unterkorn mit Korngrößen $d_K < 22,4$ mm im eingebauten Zustand zulässig [77]. Der Anteil an Feinkorn $d_K < 0,5$ mm und Feinstkorn $d_K < 0,063$ mm darf jeweils maximal 1,0 Gew.-% im neugebauten Gleis betragen [77]. Somit kann davon ausgegangen werden, dass in der Bettung eines Neubaugleises höchstens ca. 1 Gew.-% an Schlämmkorn aus Schottermehl vorhanden ist. Bei einer Masse von 4 t Gleisschotter pro Meter Gleislänge entspricht dies 40 kg. Durch Niederschlagswasser wird das Feinkorn in tiefere Schichten

des Schotterbetts gewaschen und gelangt schließlich auf das Planum. Mit einer angenommenen Bettungsbreite einer eingleisigen Bahnstrecke auf dem Planum von 5 m, würde das einer Masse von 8 kg Schottermehl pro Quadratmeter Planumsfläche entsprechen.

4.2.1.2 Instandhaltung der Schottergleise

Beim Bau und bei regelmäßigen Instandhaltungsarbeiten der Schottergleise sind Stopf- und Richtvorgänge zur Korrektur der Gleislage erforderlich. Jeder Eingriff der Stopfpickel in das Schotterbett ist mit der Erzeugung von Schotterabrieb verbunden. Bei jedem Stopfgang entstehen pro Schwelle etwa 1,8 - 3,9 kg Feinbestandteile, wie Untersuchungen in Österreich gezeigt haben [78]. In einer anderen Quelle wird ein Schotterabrieb von 2,5 - 4 kg pro Schwelle und Stopfgang genannt [79]. Aus England sind im Jahr 1986 Werte von 4 kg pro Schwelle (Korngröße $d_k < 14$ mm) bei einer Instandhaltung bestehend aus sieben Eingriffen der Stopfpickel berichtet worden [3]. Zusätzlich fällt beim Stopfen von Betonschwellengleisen Schwellenabrieb an. Dieses Betonmehl wird ebenfalls ins Schotterbett eingetragen. Auch im Fall von Holzschwellen wird von Schwellenabrieb berichtet [3]. Dieser Abrieb führt bei teerölimprägnierten Holzschwellen zu einem Eintrag von polyzyklischen aromatischen Kohlenwasserstoffen in die Schotterbettung. Felduntersuchungen der DB konnten belegen, dass durch die Verwendung eines Dynamischen Gleisstabilisators (DGS) beim Stopfen kein zusätzlicher Schotterverschleiß entsteht [80]. Somit kann davon ausgegangen werden, dass durch den Einsatz des DGS keine nennenswerte Menge an Feinkorn aus Schotterabrieb im Gleis erzeugt wird.

4.2.1.3 Betriebsbelastung

Durch die Einwirkungen des Eisenbahnbetriebes entstehen an den Kontaktpunkten der Schotterkörner hohe Druckspitzen. Folglich kann es an den Kontaktstellen zu einer Pulverisierung und Abplatzung des Gesteins kommen, was eine Abrundung und Abstumpfung der Körner zur Folge hat. Schotterzerstörung entsteht durch die Betriebsbelastung, vor allem bei hohen Achslasten und/oder hohen Fahrgeschwindigkeiten. Die Schotterlage direkt unter der Schwellenunterseite erfährt die höchste Belastung und wird vor allem bei unbesohnten Betonschwellen stark beansprucht, da diese eine vergleichsweise geringe Kontaktfläche aufweisen. Eine hohe Schotterbeanspruchung zeigt sich äußerlich am Gleis durch sog. „Weiße Stellen“, deren helle Farbe aus dem Schottermehl stammt. Die „Weißen Stellen“ sind nach Regenfall von außen nicht mehr sichtbar, da der

Schotterabrieb tiefer in das Schotterbett gewaschen wird. Bei Unstetigkeiten im Fahrspiegel (z. B. Isolierstöße, ausgefahrene Thermitschweißstöße oder Riffel) oder bei großen Änderungen der vertikalen Steifigkeit des Gleises (z. B. Oberbauwechsel oder Eisenbahnüberführungen) treten zusätzliche dynamische Kräfte bei den Überrollungen auf, welche eine Schotterzerstörung begünstigen. Bei hohlliegenden Schwellen und hoher Betriebsbeanspruchung (hohe Achslasten oder hohe Geschwindigkeiten) kann es zur Schotterzertrümmerung kommen. Hierbei entstehen Schottermehl in Form von Brechstaub sowie Schottersplitter. Das Unterkorn füllt die Hohlräume des Schotterbetts auf, wodurch dessen Elastizität abnimmt. Folglich tritt eine höhere dynamische Belastung auf, die wiederum die Schotterzerstörung begünstigt. Untersuchungen der British Railway ergaben eine mittlere Belastung des Schotterbetts mit Feinkorn ($d_k < 14 \text{ mm}$) von 0,2 kg/Schwelle/1 Mio. Lasttonnen [3].

Erfahrungen aus Österreich belegen, dass bei einem Verschmutzungsgrad mit Material der Korngröße $d_k \leq 22,4 \text{ mm}$ von etwa 15 Gew.-% bereits die Hälfte der Nutzungsdauer der Bettung verstrichen ist. Im Fall von unbesohnten Betonschwellen ist nach 500 Mio. Lasttonnen, welche im Beispiel innerhalb von 20 Jahre bei Fahrgeschwindigkeiten bis zu 200 km/h aufgebracht wurden, der Gleisschotter am Ende seiner Nutzungsdauer. Es konnte kein Zusammenhang zwischen der Verdichtung des Planums und der Ausbildung von Schotterverschmutzungen beobachtet werden. Jedoch zeigte sich, dass durch den Einsatz von elastischen Schwellensohlen die Schotterzerstörung reduziert werden könnte. [81]

Alle feinkörnigen Verunreinigungen, die im Schotter vorhanden sind oder entstehen, werden durch Regenfälle im Schotterbett nach unten gewaschen und verbleiben zum überwiegenden Anteil im Grundsotter auf dem Planum. Über die Jahre können sich im Grundsotter beachtliche Mengen an Feinmaterial aus dem Oberbau ansammeln. In Tabelle 36 ist eine Abschätzung über die Schotterverschmutzung durch Feinanteile aus dem Gleisbau, der Instandhaltung und dem Bahnbetrieb gegeben. Die Werte der Abschätzung (mit einer Betriebsbelastung von 30.000 t/Tag) zeigen, dass, auch wenn ein Teil durch die Gleisentwässerung aus dem Fahrweg geschwemmt wird, bereits nach fünf Betriebsjahren mit bis zu 82 kg an Feinkorn aus Schotterabrieb pro Schwelle im Grundsotter zu rechnen ist.

Tabelle 36: Abschätzung der in den Schotter innerhalb von 5 Jahren eingebrachten Masse an Feinkorn

Randbedingungen	Wert
Betriebsbelastung	30.000 t/Tag
Stopfzyklus	alle 5 Jahre 3 Stopfgänge
Schwellenabstand	600 mm
Schotter pro m Gleis	4 t

Abschätzung nach 5 Jahren Betriebsdauer	
Herkunft der Feinanteile	Menge an Feinanteilen je Schwelle [kg]
Neuschotter mit 2 % Feinanteilen [77]	48,0 ($d_k < 0,5$ mm)
Schotterabrieb durch Betriebsbelastung [3]	10,7 ($d_k < 14$ mm)
Schotterabrieb durch Stopfen [78]	23,4
Summe	82,1 kg

4.2.2 Voraussetzungen und Entwicklungsprozess einer SSO

Liegt eine mangelhafte Gleisentwässerung mit zumindest zeitweise stehendem Wasser vor, so kann sich aus den Feinanteilen im Grundsotter eine Suspension bilden. Kritisch wird es, wenn noch eine impulsartige, dynamische Zusatzanregung aus dem Oberbau hinzukommt. Hier sind z. B. Isolierstöße, Riffel im Fahrspiegel, ausgefahrene Schweißstöße oder hohlliegende Schwellen zu nennen. Die beschriebenen Phänomene bedingen eine zusätzliche, dynamische Anregung, welche von den Schwellen als impulsartige Belastung auf die Bettung und somit auf das Planum weitergegeben werden. Durch diese verstärkte zyklische Belastung bei Zugüberfahrt, kann es zu einem Hochpumpen der Suspension aus Schottermehl und Wasser kommen. Dieser Effekt, des Hochpumpens einer Feinteilsuspension unter zyklischer Belastung wird als Mud Pumping bezeichnet und später eingehend beschrieben. Vorweg sei erwähnt, dass die Zusammensetzung der Suspension (Schotterabrieb, Feinanteile aus dem Unterbau, oder extern eingetragenes Feinkorn) offensichtlich keine Rolle für das Phänomen des Mud Pumping spielt. Im Endstadium wird der Schlamm an der Bettungskrone ausgepresst und ist von außen als „Schlammstelle“ sichtbar. In Abbildung 36 sind die Ursachen, der Entstehungs- und Entwicklungsprozess bis hin zum Endstadium einer von außen sichtbaren Schotterverschlammung einer SSO schematisch dargestellt.

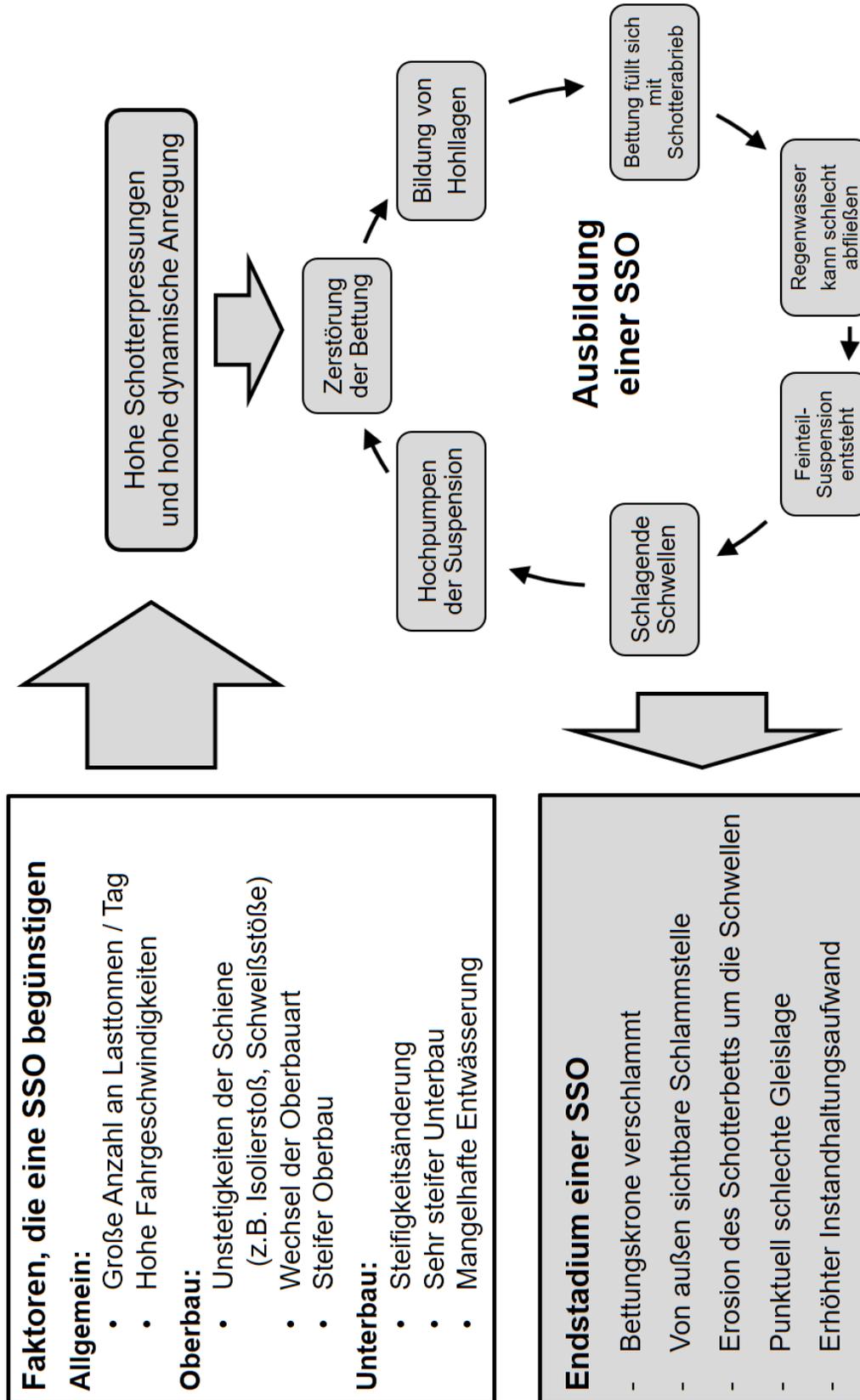


Abbildung 36: Voraussetzungen zur Entstehung einer SSO sowie Flussdiagramm zur Entwicklung einer SSO

4.2.3 Felduntersuchung zur SSO

In Abbildung 37 ist eine Übersichtsaufnahme einer SSO gegeben, welche im März 2019 untersucht wurde. Die lokal begrenzte SSO liegt in der Geraden einer hoch belasteten Hauptstrecke mit Mischverkehr in Deutschland. Die zulässige Höchstgeschwindigkeit im Bereich der SSO beträgt $v = 160 \text{ km/h}$, das Gleis liegt in geländegleicher Lage. Auf der Länge von etwa sechs Schwellenfächern wurde Schlamm an der Bettungskrone ausgepresst. Auf dem Gleisrost sind Spritzer zu erkennen und die Betonschwellen sind mit Schlamm belegt (Detailaufnahme siehe Abbildung 38). Bei einer augenscheinlichen Untersuchung des Gleisrostes fallen unmittelbar in Fahrtrichtung vor den Schwellen mit verschlammter Bettungskrone folgende Unstetigkeiten im Oberbau auf: Es existieren ausgefahrene Thermiterschweißstöße sowie ein Schwellenwechsel (B70 Schwellen mit 2,4 m Länge → Standard B70 Schwellen mit 2,6 m Länge). Diese Störstellen erzeugen dynamische Zusatzanregungen, welche ein Hochpumpen und Auspressen der Feinteilsuspension im Bereich von ca. sechs Schwellenfächern unmittelbar nach den Unstetigkeitsstellen bewirken. Bei der Beobachtung der Schlammstelle unter Zugüberfahrt war ein Schlagen der Schwellen im Bereich der verschlammten Bettungskrone festzustellen, was auf das Vorliegen von Schwellenhohllagen schließen lässt. Die Inspektion des direkt neben der Schlammstelle liegenden Entwässerungsschachts konnten keine Hinweise auf eine Funktionsstörung des Entwässerungssystems geben.

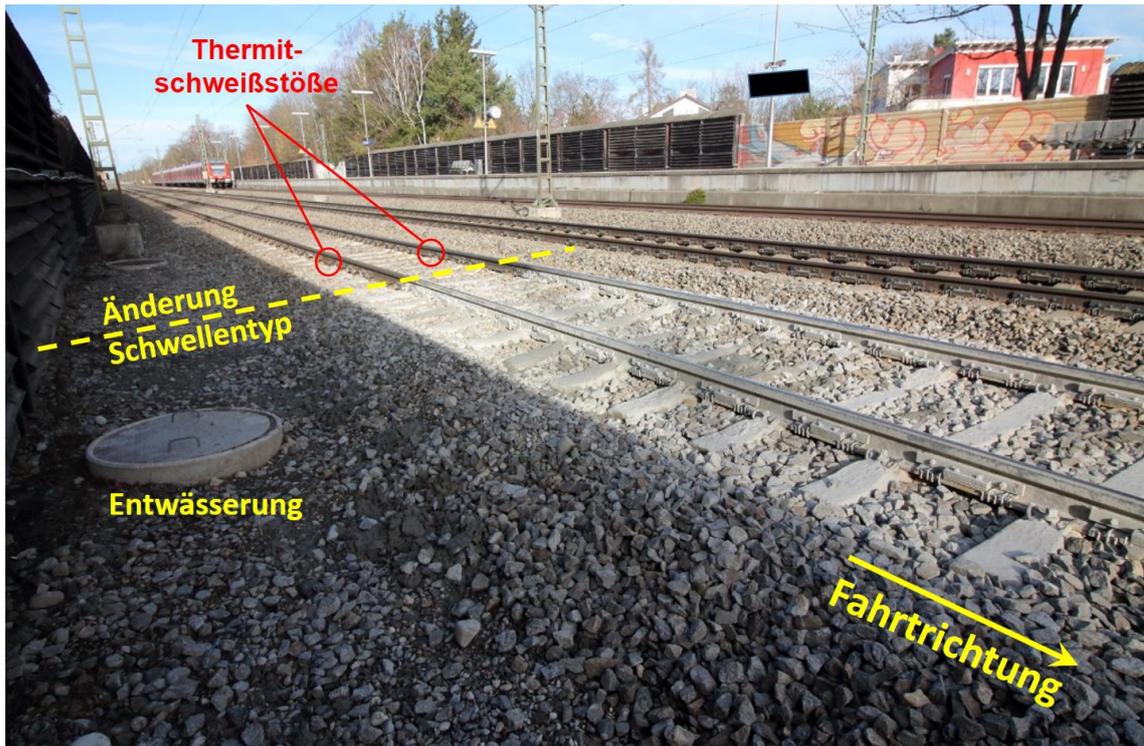


Abbildung 37: Überblick über eine lokal begrenzte SSO. An der Schadstelle liegen Unstetigkeiten im Oberbau in Form von Thermitschweißstößen sowie ein Wechsel des Schwellentyps vor (Aufnahme: Verfasser am 04.03.2019)



Abbildung 38: Detailaufnahme der SSO in Abbildung 37 mit ausgepresster Feinteilsuspension auf der Bettungskrone und Feinmaterial auf dem Gleisrost (Aufnahme: Verfasser am 04.03.2019)

Zur Aufklärung der Verhältnisse im Schotterbett und Unterbau wurde ein Handschurf (Tiefe: bis 55 cm unter Schwellenunterseite) in einem Schwellenfach im Bereich mit verschlammter Bettungskrone erstellt (siehe Abbildung 39). Der Schichtaufbau des Handschurfes ist in Abbildung 40 dargestellt.



Abbildung 39: Foto des Handschurfes im Schwellenfach mit einer maximalen Tiefe von 55 cm unter der Schwellenunterseite. Deutlich hebt sich der Unterbau farblich vom Schlamm unter der Schwellenunterseite ab. (Aufnahme: Verfasser am 04.03.2019)

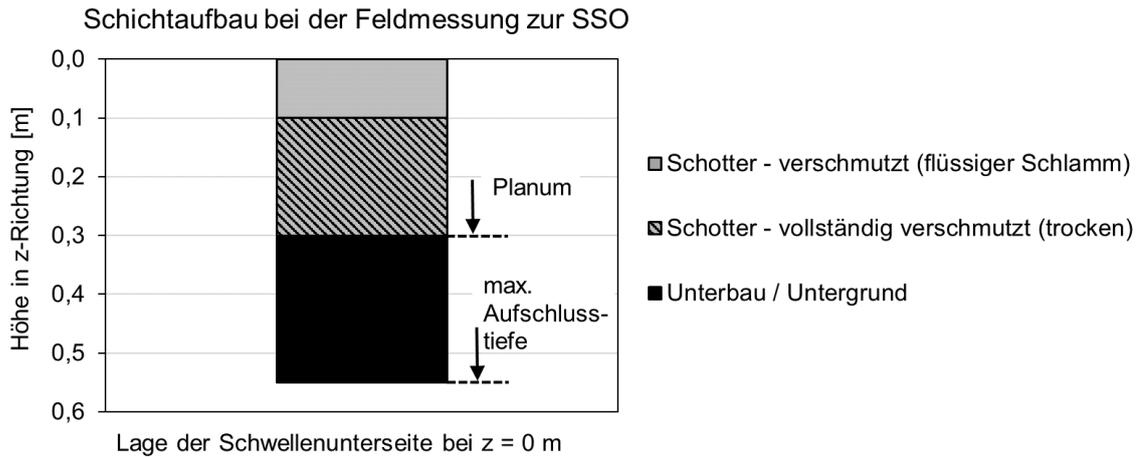


Abbildung 40: Schichtaufbau an der Aufgrabungsstelle bei der Feldmessung zur SSO

Es zeigte sich, dass die Hohlräume der Bettung von der Krone bis zum Planum fast vollständig mit Feinmaterial gefüllt waren. Das Gemisch aus Schottersteinen und Feinmaterial war verhärtet und nur im Bereich direkt unter der Schwelle aufgeweicht. An der Unterkante der Schwellen waren Betonabplatzungen zu erkennen, welche eine Konsequenz der regelmäßigen Korrektur der Gleislage mit Kraftstopfern sind. Die Bettungshöhe betrug $h_{\text{Scho}} = 30 \text{ cm}$ und eine PSS war nicht vorhanden. Der Bereich mit höchster Feuchtigkeit (flüssiger Schlamm) lag unmittelbar unter der Schwelle. Auffällig war, dass ab ca. 10 cm unter der Schwellenunterseite die Feuchtigkeit mit zunehmender Tiefe wieder abnahm. Insbesondere lag kein durchfeuchteter Unterbau vor. Farblich konnte das Unterbaumaterial (bräunliche Farbe) eindeutig von Material, welches die Bettung verschmutzte (gräuliche Farbe) differenziert werden. Insbesondere ist in Abbildung 39 zu erkennen, dass der Schlamm unter der Schwellenunterseite aufgrund der Farbe nicht aus dem Unterbau stammen kann. Die Planumsebene ist als Grenzfläche zwischen Unterbau und Schotter erhalten geblieben. Bei der Grabung unter die Planumsebene konnten nur Kieselsteine und keine Schotterkörner vorgefunden werden. Auch die Schotterbetthöhe von 30 cm deutete darauf hin, dass keine nennenswerten Einpressungen von Schotter in den Unterbau stattfanden (Trennstabilität zwischen Unterbau und Schotter ist gegeben). In Abbildung 41 ist die wahrscheinlichste Kausalkette bei der Entstehung und Entwicklung der in diesem Abschnitt beschriebenen SSO zusammengefasst.

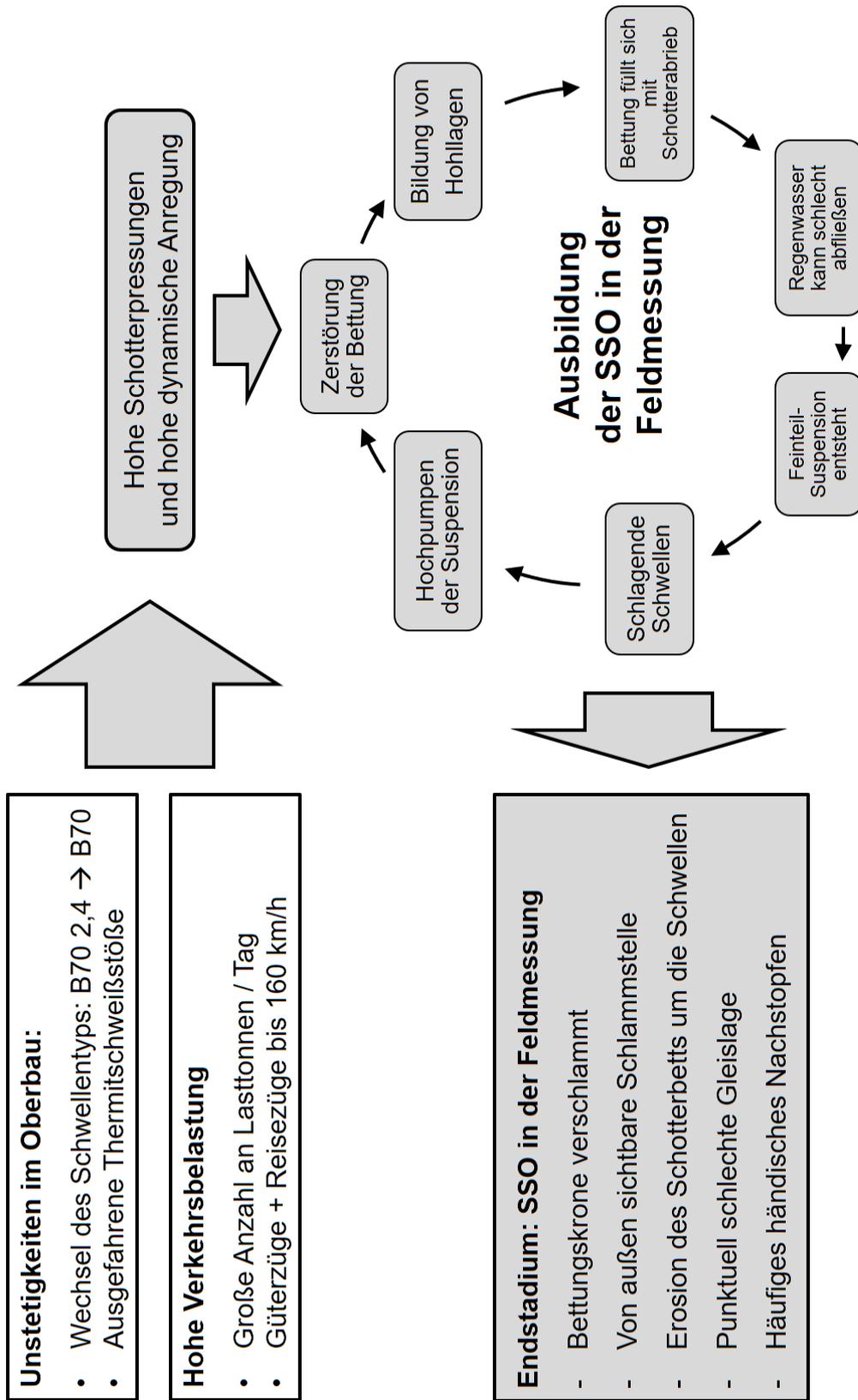


Abbildung 41: Flussdiagramm zur Abschätzung der Entstehung und Entwicklung der SSO in der Feldmessung

4.3 Schotterverschmutzung aus externer Verunreinigung (SSE)

Eine Verschmutzung des Schotters kann auch aus extern eingetragenen Feinanteilen, welche nicht direkt aus dem Fahrweg selbst stammen, resultieren. Diese Verunreinigungen können ihre Ursache aus dem Eisenbahnverkehr oder auch aus Quellen außerhalb des Systems Eisenbahn haben.

Zu den Verschmutzungen aus dem Eisenbahnbetrieb zählt beispielsweise Feinmaterial, das durch den Verschleiß am Fahrzeug entstanden ist. Hier ist vor allem der Abriebstaub vom Bremsen (Bremsbeläge und -scheiben sowie Rädern) oder vom Schienenschleifen zu nennen. Auch Sand der von den Triebfahrzeugen zur Steigerung der Reibung auf die Schienen gestreut wird, gelangt größtenteils in die Bettung.

Beim Transport von Schüttgütern (Kohle, Eisenerz, Sand, etc.) können Feinanteile des Ladegutes aus den Güterwagen austreten. In diesem Fall ist, je nach Betriebsbelastung und Bauart der Wagen, mit einem jährlichen Eintrag von Feinteilen in der Größenordnung von ca. 3,6 kg/m² in den Schotter zu rechnen, was etwa 10,6 kg pro Schwelle entspricht [78].

Auch aus der Luft können Staub und Feinteile in das Gleis verweht werden. Hier werden Werte von ca. 0,8 kg/m², also ca. 2,4 kg/Schwelle pro Jahr angegeben [78]. Aus England wird von Untersuchungen Mitte der 1980er Jahre berichtet, die ergaben, dass pro Schwelle jährlich mit 15 kg externem Schmutzeintrag (Korngröße $d_k < 14$ mm) zu rechnen ist (davon sind 4,0 kg/Schwelle Ladungsverluste und 0,8 kg/Schwelle Schmutz aus der Luft) [3]. Durch Laub und Grüngut, welches im Schotterbett verrottet, kann Humus entstehen, der ebenfalls in den Grundsotter gewaschen wird. Als weitere mögliche Einträge aus Naturereignissen sind Erdbeben oder zeitweise Überflutungen von Gleisen bei Hochwasser zu erwähnen.

Der in die Bettung eingetragene Schmutz wird durch Regenfälle in den Grundsotter gewaschen. Teilweise kann das Feinkorn durch die Bahntwässerung ausgewaschen werden. Der Großteil wird jedoch im Bereich oberhalb des Planums verbleiben. Liegt nun eine mangelhafte Entwässerung des Gleises mit mindestens zeitweise stehendem Wasser auf dem Planum vor, so kann sich im Bereich des Grundsotters eine Suspension ausbilden. Dies wiederum stellt die Grundvoraussetzung für die Entstehung von hochsteigenden Schotterverschmutzungen unter zyklischen Lasten dar.

4.4 Schotterverschmutzung aus dem Unterbau (SSU)

4.4.1 Voraussetzungen für die Entstehung von SSU

Im Gegensatz zu den oben beschriebenen Fällen der SSO (siehe Abschnitt 4.2) und der SSE (siehe Abschnitt 4.3), bei denen die Trennstabilität zwischen der Schicht unter dem Planum und der Bettung erhalten bleibt, kommt es bei der SSU zu einer Vermischung von Unterbau und Schotter. Voraussetzung für die Entstehung einer SSU ist das Fehlen einer PSS oder einer andersartigen Barriere (Geotextil, Kunststoffolie, Sandschicht, etc.), welche die Trennstabilität zwischen Unterbau und Schotterbettung gewährleistet. Bei Gleisen dieser Art handelt es sich um Altbaustrecken, die noch keine Unterbausaniierung erfahren haben und deren Unterbau häufig 60 Jahre oder älter ist. Eine weitere Voraussetzung für die Entstehung von SSU ist das Vorhandensein von Feuchtigkeit über einen längeren Zeitraum. Meist haben Gleise mit einem unsanierten Unterbau keine Tiefenentwässerung und die Entwässerungsanlagen sind, wenn überhaupt vorhanden, häufig in ihrer Funktionsweise eingeschränkt. Nach Regenfällen trocknet der Schotter nur oberflächlich aus und auf dem Planum kann über einen längeren Zeitraum stehendes Wasser vorliegen. Durch die Aufweichung des Unterbaus kann es bei gewissen Böden zu einem Verlust der Trennstabilität zwischen Unterbau und Schotter kommen. Im Folgenden wird auf diese gefährdeten Bodentypen näher eingegangen.

4.4.2 Problematische Bodentypen bzgl. der Bildung von SSU

Die bodenmechanischen Eigenschaften spielen eine entscheidende Rolle, inwiefern sich ein Boden bzw. ein Unterbaumaterial kritisch bzgl. der Bildung einer SSU verhält. Vorab ist zu erwähnen, dass die Betrachtung der Korngrößenverteilung alleine hierzu nicht ausreichend ist [82]. Vielmehr müssen in diesem Zusammenhang die geotechnischen Kenngrößen Kornaufbau, Plastizitätszahl, Trockendichte und der Wassergehalt betrachtet werden. In der Literatur wird in verschiedenen Quellen auf Böden eingegangen, die für die Bildung einer SSU gefährdet sind. Obwohl der Begriff des Mud Pumping nur einen möglichen Mechanismus darstellt, wird dieser häufig synonym für eine SSU verwendet. Im Folgenden soll ein Überblick über Eigenschaften von gefährdeten Böden gegeben werden.

Im Allgemeinen gilt, dass je feinkörniger und je höher die Plastizität des Bodens ist, desto schlechter ist das Material als Eisenbahnunterbau geeignet [83]. Feinkörnige Böden sind

nur schlecht zu drainieren und haben die Eigenschaft, dass mit zunehmender Wasseraufnahme ihre Tragfähigkeit und Steifigkeit schnell abnimmt [83]. In Tabelle 37 ist eine Einteilung von Böden bzgl. deren Neigung zum Mud Pumping gegeben [46, 83].

Tabelle 37: Einteilung von Böden bzgl. der Neigung zum Mud Pumping [46, 83]

Problematische Böden		Unproblematische Böden (*)	
Tone/Lehme und organische Böden sind am ungünstigsten.		Gemischtkörnige Böden sind im Wesentlichen unproblematisch.	
Klassifikation nach USCS:		Klassifikation nach USCS:	
ML	Schluff (niedrige Fließgrenze)	GW	Kies gut abgestuft
CL	Ton (niedrige Fließgrenze)	GP	Kies schlecht abgestuft
MH	Schluff (hohe Fließgrenze)	GM	Schluffiger Kies
CH	Ton (hohe Fließgrenze)	GC	Toniger Kies
OH	Organisch (hohe Fließgrenze)	SW	Sand gut abgestuft
PT	Torf	SP	Sand schlecht abgestuft
		SM	Schluffiger Sand
		SC	Toniger Sand
(*) bzw. Böden die nur zu sehr geringen Problemen führen können			

Aus Großbritannien wird berichtet, dass Mud Pumping aus dem Unterbau vor allem bei Böden mit schwach gebundenem Tonstein oder vorbelastetem Ton verbreitet ist. Obwohl diese Art von Böden bedingt durch ihre hohe Scherfestigkeit für die Abtragung der Verkehrslasten geeignet sind, kann unter Wassereinfluss leicht eine Bodenverflüssigung entstehen. Der entstandene Schlamm kann unter der zyklischen Belastung hoch in die Bettung gepumpt werden. [65]

Auch unter [3] wird berichtet, dass für Mud Pumping nicht zwingend weiche Böden vorliegen müssen, sondern das Phänomen auch bei tragfähigen Böden aus Tonstein auftreten kann (Schlamm-Bildung durch Erosion des Tonstein Planums unter dem Einfluss von Wasser).

Tabelle 38 gibt eine Zusammenfassung über Böden, die in Laborversuchen bzgl. ihrer Trennstabilität gegenüber Gleisschotter untersucht wurden. Bei Versuchen mit einem Tragschichtmaterial (Sand/Kiesgemisch mit ca. 30 Gew.-% Sandkorn) und Gleisschotter blieb die Trennstabilität selbst bei Vollsättigung erhalten, es konnte keine Suspensionsbildung beobachtet werden [82].

Tabelle 38: Kenngrößen von Böden in Laborversuchen zur Trennstabilität gegenüber Gleisschotter

Bezeichnung	Anteile der Korngrößenbereiche (*) [Gew.-%]				Verlust der Trennstabilität gegenüber Schotter (**)	ρ_{Pr} [g/cm ³]	w [Gew.-%]	Beobachtete Phänomene	Quelle
	Ton	Schluff	Sand	Kies					
Gering toniger, schluffiger Sand	8	27	65	0	0	1,91	13,7	Zyklische Aufweichung, Konsistenzänderung	[82]
Toniger, sandiger Schluff	18	52	30	0	0	1,98	13,1	Zyklische Aufweichung, Konsistenzänderung	[82]
Sand/Kiesgemisch 30 Gew.-% Sand	0	0	27	73	0	k. A.	k. A.	Trennstabilität blieb erhalten	
Sand/Kaolin Gemisch	13,7	13,3	65	8		1,78	16	niedrige Einbaudichte: Mud Pumping hohe Einbaudichte: Zwischenschicht	[84]

(*) Korngröße d_k [mm]: Ton: < 0,002; Schluff: 0,002...0,063; Sand: 0,063...2,0; Kies: 2,0...63; Steine > 100.

(**) Unter zyklischer Belastung und sehr ungünstigen Bedingungen bzgl. Wassergehalt und Einbaudichte

Darüber hinaus wird berichtet, dass bei Böden mit Sieblinienanteilen im Kiesbereich die entstehenden Porenwasserüberdrücke nicht zur Reduktion der Festigkeit ausreichen und somit keine Aufhebung der Trennstabilität zwischen Unterbau und Schotter zu beobachten ist [82]. Somit kann davon ausgegangen werden, dass es bei Kiessand PSS auch im ungünstigsten Fall nicht zu einer Aufhebung der Trennstabilität kommt. Generell werden folgende Kenngrößen als relevant bzgl. der Trennstabilität erachtet: Korngrößenverteilung, Wassergehalt und Einbaudichte [82, 84]. Die Ergebnisse aus der Literatur in Tabelle 37 und Tabelle 38 belegen, dass Böden mit Kieskornanteilen eher unkritisch für eine Aufhebung der Trennstabilität zum Schotter sind. Dem gegenüber stehen die Erfahrungen der SBB, welche bei Handschlitten an Gleisen mit Schotterverlehmung aus dem Unterbau typischerweise eine gut abgestufte Sieblinie vom Tonkorn bis hin zum Kieskorn (Schluffkornanteil ca. 40 Gew.-%) vorfand [13].

In der überwiegenden Zahl von Gleisabschnitten auf tonigen oder schluffigen Böden kommt es nicht zur Ausbildung von weiter fortgeschrittenen SSU mit Mud Pumping. So werden das Zusammenfallen von mehreren ungünstigen Faktoren wie dynamische Zusatzbelastungen und Bodenverflüssigung durch stehendes Wasser auf dem Unterbau genannt, damit das Mud Pumping überhaupt einsetzt. [85]

4.4.3 Filterstabilität

Das Zweischichtsystem aus Unterbau und Schotter kann als Filter betrachtet werden. Zur Beschreibung der Trennstabilität gibt es verschiedene Filterregeln mit entsprechenden Gültigkeitsbereichen. Die Filterkriterien nach Terzaghi und Chistin/Ziems verlieren im Fall von bindigen Böden ihre Gültigkeit [86]. Auch der Suffosionsnachweis nach Kenney/Lau kann nur in Zusammenhang mit nicht kohäsiven Böden angewendet werden [87]. Böden, die als kritisch bzgl. der Aufhebung der Trennstabilität gegenüber Schotter gelten, sind jedoch in der Regel als bindig (bzw. kohäsiv) zu klassifizieren (siehe Tabelle 37 und Tabelle 38). D. h. mit den oben genannten Filterkriterien kann das Zweischichtsystem aus einem bindigen Unterbaumaterial und Gleisschotter nicht beurteilt werden.

Im Folgenden werden daher Filterkriterien in Zusammenhang mit dem Zweischichtsystem bestehend aus einer Kiessand Schutzschicht und Gleisschotter behandelt. Die Ungleichförmigkeitszahl U wird aus der Korngrößenverteilung (Korngröße d_{10} bzw. d_{60} beim Siebdurchgang von 10 Gew.-% bzw. 60 Gew.-%) abgeleitet und ist eine Kenngröße für die Aufstellung der Filterregeln [86]:

$$U = \frac{d_{60}}{d_{10}} \quad \text{Formel 4-1}$$

In Tabelle 39 ist die Ungleichförmigkeitszahl U für Gleisschotter sowie für Trag- und Schutzschichtmaterial gegeben. Das Filterkriterium von Terzaghi besitzt seine Gültigkeit nur für $U < 2$ [86]. Das Filterkriterium nach Cistin/Ziems gilt unter der Voraussetzung, dass keine Ausfallkörnung vorhanden ist sowie unter folgenden Bedingungen [87]:

$$\text{Bzgl. des Schotters } (\hat{=} \text{ Filter}): \quad U \leq 18 \quad \text{Formel 4-2}$$

$$\text{Bzgl. der Trag- und Schutzschicht } (\hat{=} \text{ Boden}): \quad U \leq 20 \quad \text{Formel 4-3}$$

Aus den Werten von U in Tabelle 39 geht hervor, dass nur über das Zweischichtsystem bestehend aus „Gleisschotter 31,5/63 mm 0 % verschmutzt“ ($\hat{=}$ Filter) und „Tragschichtmaterial“ ($\hat{=}$ Boden) Aussagen mit dem Cistin/Ziems Kriterium gemacht werden können.

Tabelle 39: Überblick über wichtige Korngrößen d und die Ungleichförmigkeitszahl U von Gleisschotter sowie von Trag- und Schutzschichtmaterial

Material	d_{10} [mm]	d_{50} [mm]	d_{60} [mm]	U	Quelle
Gleisschotter 31,5/63 mm 0 % verschmutzt	33,4	40,5	43,1	1,3	[43]
Gleisschotter 31,5/63 mm 50 % verschmutzt	0,44	22,2	28,5	64,8	
Gleisschotter 31,5/63 mm 100 % verschmutzt	0,12	2,4	4,6	38,3	
Tragschichtmaterial	0,56	5,9	8,1	14,5	[82]
Trag- und Schutzschicht Korngemisch KG 1 (0/32)	0,12 (*)	1,9 (*)	3,9 (*)	32,5 (*)	[88]
Trag- und Schutzschicht Korngemisch KG 2 (0/32)	0,30 (*)	5,5 (*)	8,4 (*)	28,0 (*)	
(*) Mittelwert berechnet aus dem Streubereich der Korngrößenverteilungen					

Bei der Anwendung der Filterregel nach Cistin/Ziems wird das Abstandsverhältnis $A_{50,vorh}$ aus den d_{50} -Werten von Filter und Boden gebildet [87]:

$$A_{50,vorh} = \frac{d_{50,Filter}}{d_{50,Boden}} \quad \text{Formel 4-4}$$

Für das Zweischichtsystem bestehend aus „Tragschichtmaterial“ (\triangleq Boden) und „Gleisschotter 31,5/63 mm 0 % verschmutzt“ (\triangleq Filter) ergibt sich ein Wert von $A_{50,vorh} = 6,9$. Aus dem Cistin/Ziems-Diagramm kann das zulässige Abstandsverhältnis von $A_{50,zul} = 5,2$ für die entsprechenden Ungleichförmigkeitszahlen von Boden und Filter abgelesen werden [87]. Es liegt eine Filterstabilität zwischen dem Boden und dem Filter vor, wenn das Cistin/Ziems Kriterium erfüllt ist [87]:

$$A_{50,vorh} \leq A_{50,zul} \quad \text{Formel 4-5}$$

Für das exemplarisch betrachtete Zweischichtsystem aus einem Tragschichtmaterial und sauberem Gleisschotter ist das Cistin/Ziems Kriterium nicht erfüllt ($A_{50,vorh} = 6,9$ sowie $A_{50,zul} = 5,2$) und somit liegt theoretisch keine Filterstabilität vor.

In der Literatur sind Laborversuche zur Trennstabilität des oben in Zusammenhang mit dem Cistin/Ziems Kriterium beschriebenen Zweischichtsystemes durchgeführt worden. So konnte auch unter ungünstigen Bedingungen keine Aufhebung der Trennstabilität zwischen dem Tragschichtmaterial und dem sauberen Gleisschotter (siehe auch Tabelle 38) beobachtet werden [82]. Generell sind keine Fälle bekannt, in denen Trag- und Schutzschichtmaterial, welches den Lieferbedingungen der DB [88] entspricht, in der Bettung zu einer hochsteigenden Verschmutzung führte. Dies könnte zum einen an der guten Drainagefähigkeit der Schicht aus Kiessand, oder zum anderen an einer begrenzten Aussagekraft der Filterkriterien für das Schichtsystem des Schottergleises unter zyklischer Belastung liegen.

In der Erdbau Richtlinie Ril 836 der DB sind Filterkriterien für das System Unterbau-PSS angegeben [89]. Durch diese soll gewährleistet werden, dass keine Vermischung von Unterbaumaterial mit den darüberliegenden Trag- und Schutzschichten stattfindet [89]. Auf die Filterstabilität des Schichtüberganges Unterbau-Schotter wird in der Ril 836 nicht eingegangen [89]. Der Grund dafür ist, dass eine direkte Auflagerung des Schotters auf dem Unterbau nicht mehr dem Stand der Technik entspricht. Im Fall eines Gleises mit einer Schicht aus Kiessand ist die Trennstabilität am Schichtübergang Unterbau-PSS relevant. Eigene Felduntersuchungen haben belegt, dass Feinmaterial aus dem Unterbau durch eine Kiessand Tragschicht bis in den Schotter hochsteigen kann und somit eine SSU entsteht (siehe Abschnitt 4.4.5). In der Ril 836 (Anlage Nr. 836.4101A06) der DB wird im Zusammenhang mit den Filterkriterien folgende Anmerkung gemacht:

„Mit den hier als Nachweis der Filterstabilität [sic] dargestellten Verfahren soll die Trennstabilität [sic] der Trag- bzw. Schutzschicht gegen Durchmischung mit dem Untergrund bei der Einwirkung dynamischer Beanspruchungen infolge von Zugüberfahrten sichergestellt werden. Zusammenhänge zwischen dynamischer Einwirkung [sic] und der erforderlichen Kornabstufung sind jedoch noch weitgehend ungeklärt, weshalb im folgenden [sic] im wesentlichen [sic] ersatzweise Filterkriterien, die für durchströmte Boden entwickelt wurden, angewendet werden.“ [89]

Somit kann festgehalten werden, dass die Filterkriterien in der Ril 836 der DB nur eine Art Notbehelf darstellen und weitere Forschungsarbeiten auf diesem Gebiet erforderlich sind. Generell kann ausgesagt werden, dass die Filterkriterien alleine nicht ausreichend sind, die Trennstabilität der Zweischichtsysteme bestehend aus bindigem Unterbau und PSS sowie aus bindigem Unterbau und Schotter unter Durchfeuchtung und zyklischer Belastung beurteilen zu können.

4.4.4 Kausalkette bei der Entstehung von SSU

In Abbildung 42 ist ein Flussdiagramm, welches die typische Entstehung und Entwicklung von SSU beschreibt, gegeben. Im Folgenden wird die Kausalkette zur Entstehung von SSU schrittweise beschrieben. Allem voran steht das Fehlen einer PSS oder einer andersartigen Barriere (z. B. Vlies) zwischen Unterbau und Schotter. Bei hoher Betriebsbelastung kommt es zu einer Überbeanspruchung des Unterbaus im Bereich des Planums. Einzelne Schottersteine werden teilweise in das Planum gedrückt, es bilden sich Mulden auf dem Planum aus. Bei einer mangelhaften Gleisentwässerung kommt es zu stehendem Wasser in den Vertiefungen. Beim Vorliegen eines Unterbaumaterials welches bzgl. der Bildung von SSU als problematisch einzustufen ist, kann es zu einer Bodenverflüssigung unter zyklischer Belastung und stehendem Wasser kommen. Es wird sogar von der Entstehung von SSU in Gleisabschnitten in Dammlage berichtet, da sich in Mulden auf dem Planum „Wassernester“ ausgebildet hatten [39]. Durch das Aufweichen des Bodens kann der Schotter in zunehmendem Maß in den Unterbau eingepresst werden. Es bildet sich eine Zwischenschicht aus Schotter und Unterbau aus. Durch die ungleichmäßigen Setzungen verschlechtert sich die Gleislage wodurch dynamische Zusatzanregungen resultieren. Je nach Ausprägung kann unter den zyklischen Lasten die Suspension weiter nach oben in die Bettung gepumpt werden. Durch eine Verschmutzung des Schotters wird dessen Scherfestigkeit und Elastizität reduziert. Dies wiederum erhöht die Belastung des Unterbaus zusätzlich wodurch weitere Setzungen und damit

eine zunehmende Verschlechterung der Gleislage resultiert. Da nun ein häufiges Nachstopfen erforderlich ist, erhöht sich der Anteil an Feinkorn im Schotter durch den zusätzlichen Schotterabrieb. Zum Ausgleich der Setzungen muss immer mehr nachgeschottert und gestopft werden, wodurch sich Schottersäcke ausbilden können. Der Unterhaltungsaufwand des Gleises ist hierdurch stark erhöht. Das Endstadium dieses sich selbst verstärkenden Prozesses ist eine Verlehmung bis hin zur Bettungskrone, wodurch der Schaden von außen als Schlammstelle sichtbar ist. In vielen Fällen wird dieses Endstadium nicht erreicht, da z. B. Mud Pumping aufgrund von zu geringer dynamischer Belastung nicht einsetzt oder die entstandene Zwischenschicht aus Unterbaumaterial und Gleisschotter stabil bleibt.

Den Bahngesellschaften entstehen durch die Sanierung von SSU hohe Kosten. So wird aus Großbritannien berichtet, dass durch die Schotterverschmutzung aus dem Unterbau eine Reduzierung der Nutzungsdauer der Schotterbettung von typischerweise 1.000 Mio. Lasttonnen auf nur 100 Mio. Lasttonnen resultiert [65].

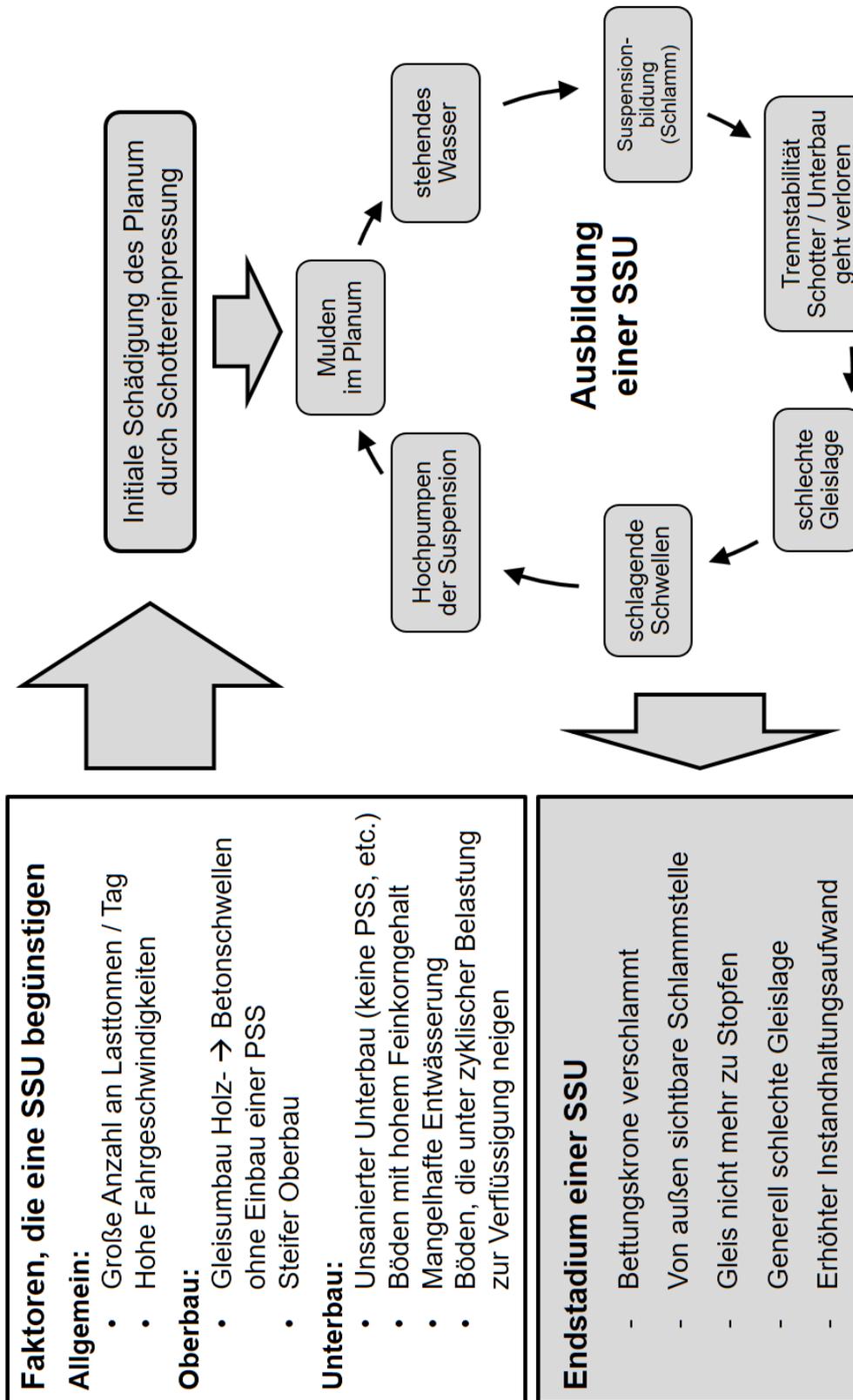


Abbildung 42: Voraussetzungen zur Entstehung einer SSU sowie Flussdiagramm zur Entwicklung einer SSU

4.4.5 Felduntersuchung zur SSU

Anfang März 2020 wurde, unter der Leitung der SBB, eine Aufgrabung an einer Bahnstrecke in der Schweiz durchgeführt, bei der eine Schotterverschmutzung aus dem Unterbau vermutet wurde. An der Messstelle war von außen augenscheinlich kein verschmutzter Schotter zu erkennen (Fotos der Messstelle siehe Anlage A.6). Das Gleis hat einen unsanierten Unterbau ohne spezielle Schutzschichten oder Geotextile. An der Untersuchungsstelle lag das Gleis in einer Dammlage mit geringer Höhe. Der Oberbau bestand aus Betonschwellen B70 (hergestellt im Jahr 1985, Schwellenabstand 0,6 m), Schienen UIC 60 (hergestellt im Jahr 1985) sowie Hartgesteinschotter. Die Schienenbefestigung war mit Skl 3, steifen Zwischenlagen und Schwellenschrauben aus den Herstellungsjahren 1984/1983 ausgestattet. Da die Komponenten des Gleisrostes etwa Mitte der 1980 Jahre hergestellt worden sind, beträgt die Liegedauer des Gleises mindestens 30 Jahre. Im Bereich um die Messstelle waren keine Störstellen in den Schienen (Isolierstöße, Schweißstöße oder Schienenfehler) zu erkennen. In Bezug auf die Erdbauwerke und den Unterbau konnten keine Unstetigkeiten (z. B. Querungen durch Kabelschächte, Durchlässe, etc.) sowie Anzeichen einer fehlerhaften Bahnentwässerung beobachtet werden.

Zur Abklärung der Verhältnisse in Bettung und Unterbau wurde durch Auskoffern des Schwellenfaches zunächst das Planum freigelegt. Nach dem Entfernen des sauberen Oberschotters (Bereich Bettungskrone bis Schwellenunterseite) trat unter der Schwelle verschmutzter Schotter in Erscheinung. Die Verschmutzungen im Bereich unter der Schwelle rührten augenscheinlich hauptsächlich aus Absplitterungen von Schotterkörnern her. Ab ca. 15 cm unter der Schwellenunterseite wurde stark verschmutzter Schotter mit bräunlicher Farbe vorgefunden (siehe Abbildung 43).



Abbildung 43: Schotter mit bräunlichen Verschmutzungen ab ca. 0,15 m unter Schwellenunterseite (Aufnahme: Verfasser am 02.03.2020)



Abbildung 44: Ausgebauter und verschmutzter Schotter (Aufnahme: Verfasser am 02.03.2020)

Bei der näheren Betrachtung des verschmutzten Schotters fiel eine Durchsetzung mit Unterkorn aus abgesplitterten Schotterkörnern sowie mit bräunlichem bindigem Material auf (siehe Abbildung 44). Die Schotterkörner zeigten teils abgerundete Kanten sowie

Abplatzungen und Druckstellen (siehe Abbildung 45). Dies zeugt von einem hohen Schotterverschleiß.



Abbildung 45: Verschmutztes Schotterkorn mit Druckstellen und Abplatzungen, entnommen unter der Schwellenunterseite (Aufnahme: Verfasser am 02.03.2020)

Nachdem der Schotter im Schwellenfach entfernt wurde, konnte das Planum freigelegt werden. Im weiteren Verlauf der Feldmessung wurde mittels Handbohrer bis auf eine Tiefe von ca. 0,9 m unter Schwellenunterseite sondiert (siehe Abbildung 46). Bei der Aufgrabung zeigte sich von oben nach unten folgender Schichtaufbau des Gleises: Gleisrost, Schotter, verschmutzter/verlehmter Schotter, verlehnte Fundationsschicht und Dammschüttung. Eine Skizze des Schichtaufbaus an der Messstelle ist in Abbildung 47 gegeben. Aus jeder Schicht wurden Proben für weitere Laboranalysen entnommen.



Abbildung 46: Es wurde bis zu einer Tiefe von ca. 0,9 m unter Schwellenunterseite sondiert. (Aufnahme: Verfasser am 02.03.2020)

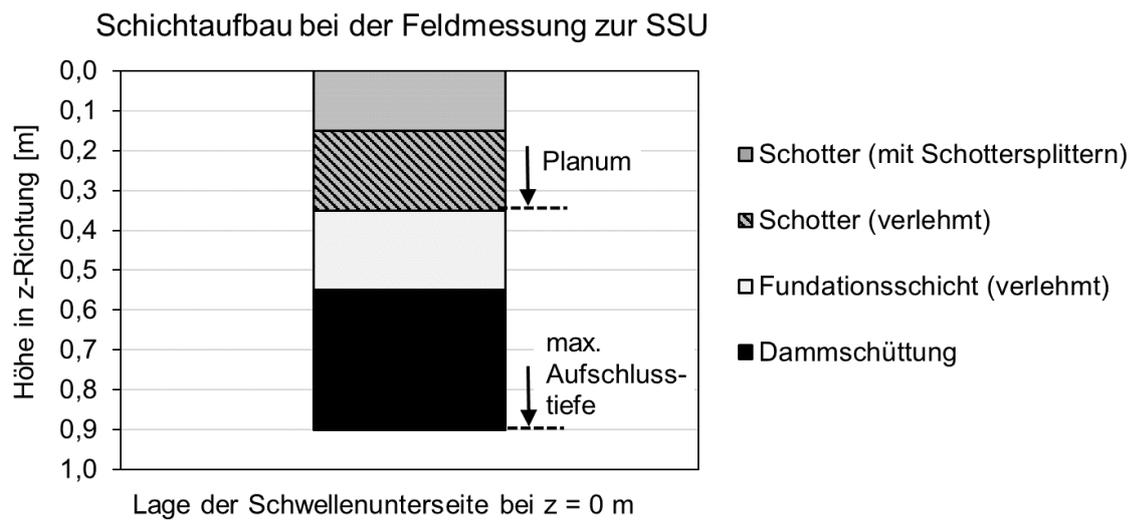


Abbildung 47: Schichtaufbau an der Aufgrabungsstelle bei der Feldmessung zur SSU

Zur Charakterisierung des Kornaufbaus wurden Sieb- und Schlämmanalysen durchgeführt (siehe Abbildung 48). Die Dammschüttung hat einen vergleichsweise hohen Anteil von knapp 40 Gew.-% Schluffkorn. Die Fundationsschicht besteht im Wesentlichen aus Kies- und Sandkorn, jedoch auch aus ca. 10 Gew.-% Schluffkorn. Das den Schotter verschmutzende Material wurde vor der Analyse von Schotterkörnern und deren Absplittierungen befreit. Es besteht fast vollständig aus Schluffkorn.

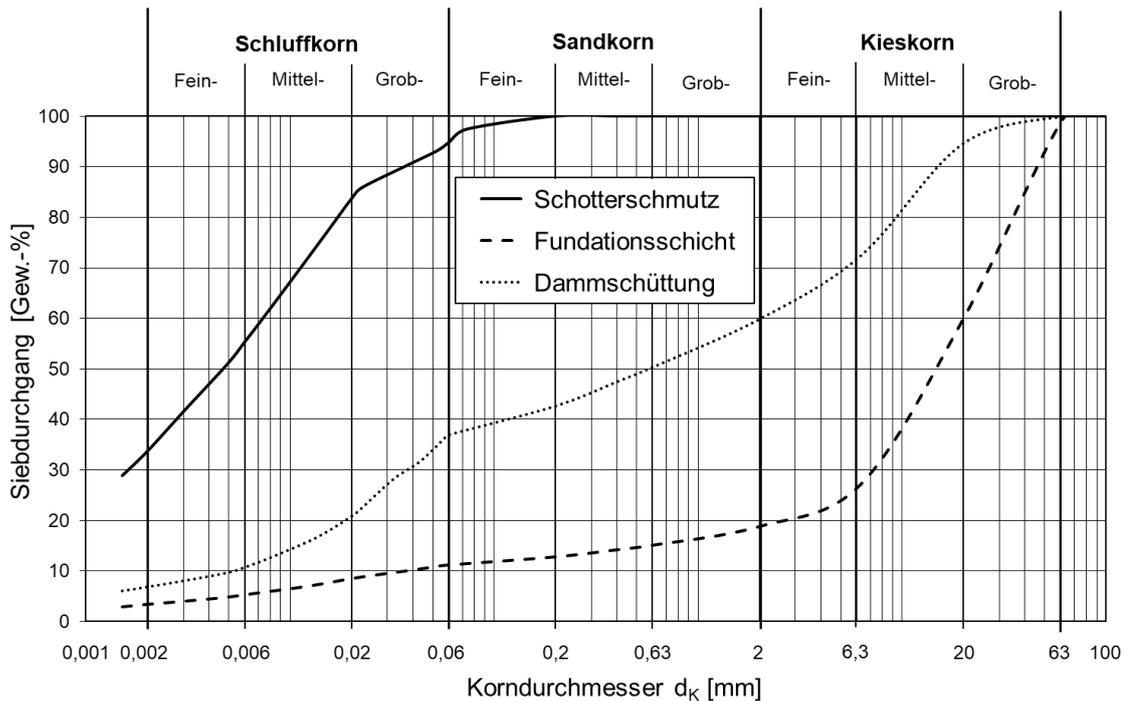


Abbildung 48: Korngrößenverteilungen von Dammschüttung, Fundationsschicht und Schotterverschmutz. Im Fall des Schotterverschmutzes wurden sämtliche Schotterkörner sowie Absplittierungen derselben aussortiert.

Die Bestimmung des Wassergehaltes ergab im Bereich der Fundationsschicht eine vergleichsweise niedrige Feuchtigkeit, die durch die hohe Wasserdurchlässigkeit des Kiessand-Gemisches erklärt werden kann. Der Schotterverschmutz hatte eine bindige und lehmartige Konsistenz, der hohe Feuchtigkeitsgehalt ist höchstwahrscheinlich durch Niederschlagswasser bedingt (siehe Tabelle 40).

Tabelle 40: Wassergehalte aus unterschiedlichen Schichten bei der Feldmessung zur SSU

Entnahmeort	w [Gew.-%]
Schotterverschmutz (ohne Schotterkörner bzw. Schottersplitter)	38,1
Fundationsschicht	4,8
Dammschüttung	11,6

Zur Abklärung der Herkunft des feinkörnigen Schotter-schmutzes wurden XRD-Messungen durchgeführt. Mittels Röntgenbeugung kann die Kristallstruktur von Festkörpern charakterisiert werden. Aus den Beugungsdiagrammen werden in einem weiteren Schritt mit der Rietveld-Methode die mineralischen Bestandteile quantitativ bestimmt. Die Proben wurden zuvor homogenisiert, getrocknet und zu Pulver gemahlen. Die Mineralanalysen wurden vom GeoZentrum Nordbayern der Friedrich-Alexander-Universität Erlangen-Nürnberg durchgeführt.

Tabelle 41: Ergebnisse der Mineralanalysen bei der Feldmessung zur SSU

	Mineralgehalt [Gew.-%]			
	Schotterkörner (sauber)	Schotter-schmutz (*)	Fundations-schicht	Damm-schüttung
Plagioklas	7	3	2	9
K-Feldspat	0	3	3	4
Quarz	8	44	43	40
Chlorit	0	6	4	5
Muskovit	3	7	4	5
Biotit	0	0	1	0
Kalzit	77	27	37	20
Dolomit	3	7	6	17
Kaolinit	2	3	0	0
(*) es wurden sämtliche Schotterkörner bzw. Schottersplitter entfernt				

Bei der Betrachtung der Ergebnisse der Mineralanalysen (siehe Tabelle 41) fällt auf, dass alle Proben, bis auf die Schotterkörner, Chlorit und Biotit enthalten. Des Weiteren haben die Schotterkörner mit 8 Gew.-% einen vergleichsweise geringen Quarzanteil, wobei hingegen die restlichen Proben zu mindestens 40 Gew.-% aus Quarz bestehen. Somit kann die Schlussfolgerung gezogen werden, dass der feinkörnige Schotter-schmutz zum überwiegenden Teil nicht aus Schotterabrieb besteht. Vielmehr ist offensichtlich die verlehnte Foundationsschicht die Quelle des hochgestiegenen Schotter-schmutzes. Eine Unterscheidung zwischen dem Feinkorn aus der Foundationsschicht und der Dammschüttung ist mit dem XRD-Verfahren nicht möglich. Zur weiteren Aufklärung wurde folgende Abschätzung durchgeführt:

Nach den Vorgaben des DBS 918 062:2007 („Korngemische für Trag- und Schutzschichten) beträgt der maximal zulässige Anteil an Schluffkorn ($d_k < 0,063$ mm) im Kiessand PSS-Material der DB beim Einbau 7 Gew.-% [88]. Im Schweizer Regelwert R RTE 21110 „Unterbau und Schotter“ sind für Kiessand Korngemische von Schutz- und Fundations-schichten ein maximaler Wert von 12 Gew.-% an Schluffkorn ($d_k < 0,063$ mm) angegeben [90]. Da der Schluffkorngehalt der Fundationsschicht mit knapp 10 Gew.-% noch vergleichsweise hoch ist, kann der fast ausschließlich aus Schluffkorn bestehende Schotterschmutz (ohne Schotterabsplitterungen) nicht gänzlich aus der Fundationsschicht stammen. In folgender Abschätzung soll dieser Sachverhalt untermauert werden.

In einer fiktiven Fundationsschicht mit den Kenndaten:

- Schichthöhe: $H = 0,3$ m,
- Einbaudichte bezogen auf die Trockenmasse: $\rho_{tr} = 2,0$ g/cm³ und
- Schluffkorngehalt bezogen auf die Trockenmasse: 12 Gew.-%,

sind pro Quadratmeter 72 kg Schluffkorn vorhanden. Im Folgenden wird angenommen, dass sämtliches Schluffkorn aus der Fundationsschicht als Schlamm in den Schotter migriert ist. Für den Schotterschmutz aus Schluffkorn wird ein Wassergehalt von $w = 38$ Gew.-% (siehe Tabelle 40) und eine Trockendichte von $\rho = 1,5$ g/cm³ angesetzt. Unter diesen Bedingungen nimmt der Schotterschmutz pro Quadratmeter Planumsfläche ein Volumen von $V = 48$ l ein. Das Porenvolumen von sauberem und verdichtetem Schotter kann mit 41 Vol.-% angesetzt werden (Herleitung siehe Abschnitt 4.5.1.2). Somit können mit dem vorhandenen Feinmaterial die Luftporen von einem Schottervolumen von $V = 117$ l gefüllt werden. Dies entspricht auf ein Quadratmeter umgerechnet einer Höhe von ca. 0,12 m vollständig mit Schluffkorn verschmutztem Schotter bei einer theoretisch angenommenen vollständigen Migration des Schluffkorns aus der Fundationsschicht heraus. Da zusätzlich während der Lebensdauer des Gleises Schotterabrieb und Schotterabsplitterungen die Hohlräume des Grundsotters auffüllen, kann die Schichthöhe des verschmutzten Schotters auch noch höher sein.

Da jedoch bei der Feldmessung noch ein vergleichsweise hoher Restgehalt von 10 Gew.-% Schluffkorn in der Fundationsschicht gemessen wurde und der Schotter bereits in großem Umfang verschmutzt ist, muss die feinkörnige Schotterverschmutzung aus einer zusätzlichen Quelle stammen. Folglich ist von einer Migration von Feinkorn aus der Dammschüttung in die Fundationsschicht und weiter von der Fundationsschicht

in den Schotter auszugehen. Da die Dammschüttung dem Unterbau zugeordnet ist, handelt es sich um eine SSU. In Abbildung 49 ist der aus den Erkenntnissen der Feldmessung rekonstruierte Schädigungsmechanismus der SSU dargestellt.

Da bei der untersuchten SSU keine punktuelle Unstetigkeit im Gleis vorliegt, wird von einer großen Längenausdehnung ausgegangen, sofern sich die Verhältnisse im Unterbau nicht ändern. Die genauen Mechanismen der Migration von Feinkorn vom Unterbau in die Foundationsschicht und weiter in den Schotter können nicht zweifelsfrei identifiziert werden. Da jedoch keine vergrößerte Schotterbetthöhe vorliegt, sollte der Effekte der Schottereinpressung und Volumenverdrängung von Feinkorn hoch in den Schotter keine Rolle spielen. Offensichtlich konnte die Foundationsschicht keine ausreichende Trennstabilität zwischen Unterbau und Schotter gewährleisten, was möglicherweise auf deren zu geringe Schichthöhe zurückzuführen sein könnte. Evtl. kann es nach Regenfällen zu einem kurzzeitigen Hochpumpen von Feinkorn aus der Foundationsschicht in den Schotter kommen. Die Ausbildung einer von außen sichtbaren Schlammstelle wäre in diesem Gleis wahrscheinlich nur punktuell an einer Stelle mit einer dynamischen Zusatzanregung aus dem Oberbau (Isolierstoß, ausgefahrener Thermitschweißstoß, Riffel, etc.) zu erwarten.

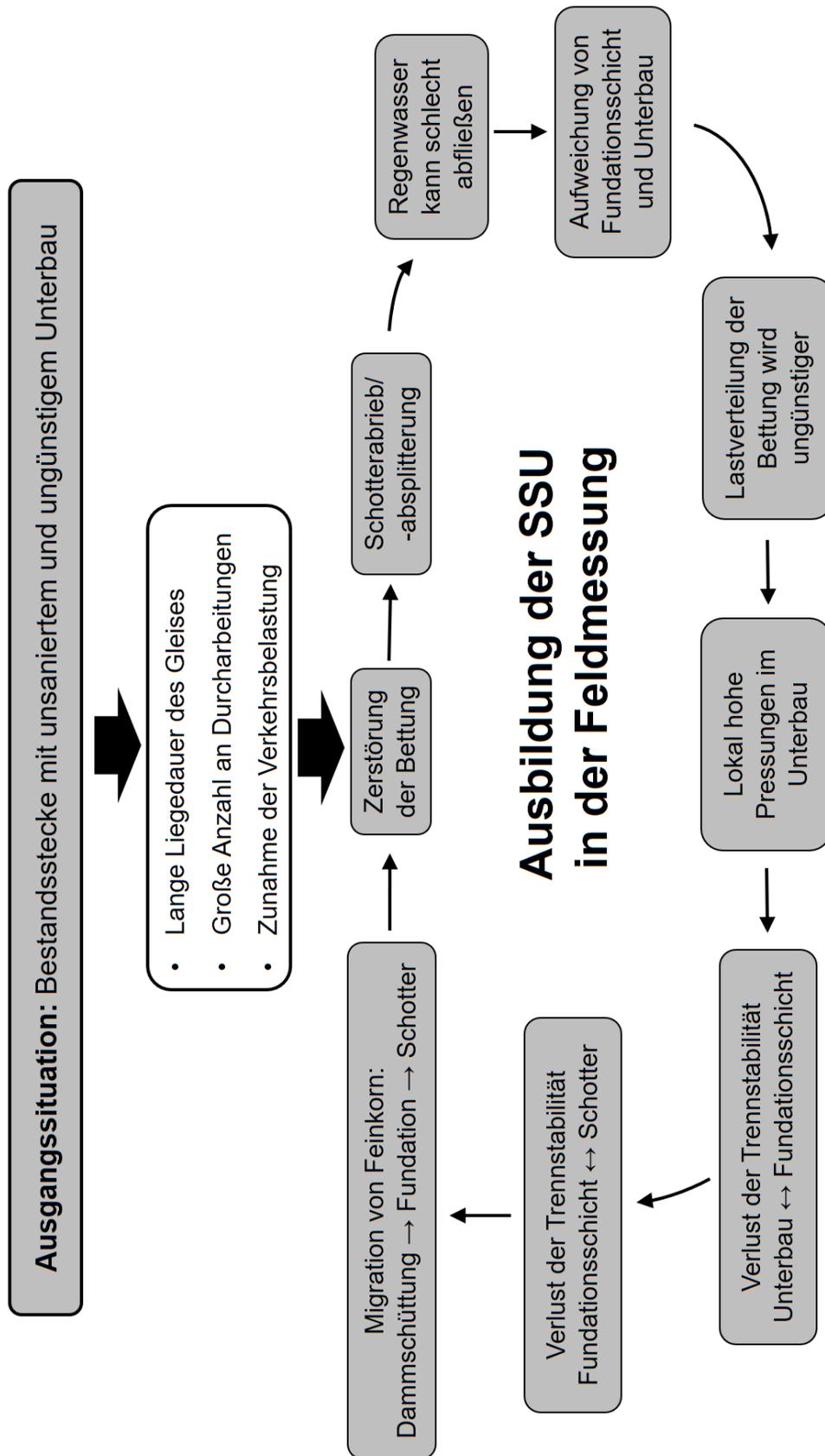


Abbildung 49: Wahrscheinlicher Mechanismus der Entwicklung der SSU in der Feldmessung

4.5 Mechanismen des Aufsteigens von Verschmutzungen im Schotter

Für das Hochsteigen von feinkörnigen Verschmutzungen im Schotterbett sind im Wesentlichen zwei Mechanismen relevant, diese werden in den nachfolgenden Ausführungen näher beschrieben.

4.5.1 Schottereinpressung und Volumenverdrängung

In Zusammenhang mit einem Gleis ohne Schutzschichten ist die Schotterverschmutzung aus dem Unterbau zwangsläufig mit einer Aufhebung der Trennstabilität am Schichtübergang Unterbau-Schotter verbunden. Durch die Vermischung des Schotters mit dem aufgeweichten Unterbau findet eine Volumenverdrängung des Unterbaumaterials statt, welches folglich im Schotterbett nach oben ausweichen muss.

4.5.1.1 Ausbildung einer Zwischenschicht

Bei einer Eindrückung von Schotter in das Planum bildet sich eine Zwischenschicht bestehend aus Gleisschotter und Unterbaumaterial aus. In der Literatur wird das Eindrücken von Schotter vom Effekt des Mud Pumping, auf welchem im Anschluss diese Abschnitts eingegangen wird, abgegrenzt [84]. In Laborversuchen (Zweischichtsystem Unterbau-Schotter unter zyklischer Last und Feuchtigkeit) zeigte sich, dass das Phänomen des Mud Pumping mit einem progressiven Setzungsverlauf einhergeht und bei der Zwischenschichtbildung hingegen ein degressiver Setzungsverlauf in Erscheinung tritt (siehe Abbildung 50) [84].

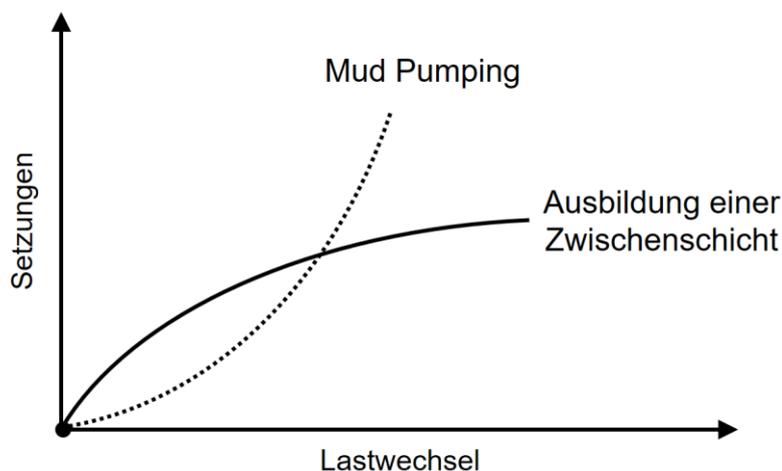


Abbildung 50: Qualitativer Verlauf der Setzungen beim Mud Pumping und bei der Bildung einer Zwischenschicht (Quelle: Eigene Zeichnung nach [84])

Bei der Ausbildung der Zwischenschicht liegt typischerweise keine Entmischung des Unterbaumaterials vor [84]. Die bereits unter Abschnitt 4.4.2 beschriebenen Bodenparameter entscheiden darüber, ob ein Unterbau zur Ausbildung einer Zwischenschicht unter einer gewissen Konditionierung neigt. Der Sättigungsgrad stellt hierbei einen wichtigen Parameter dar [84].

Das Unterbaumaterial, welches sich in den Hohlräumen des Schotters befindet, fehlt im Unterbau, folglich entstehen Setzungen im Gleis. In der Praxis werden diese Setzungen regelmäßig durch Unterstopfen und Nachschottern des Gleises ausgeglichen, sodass es zur Bildung von Schottersäcken kommen kann. Die Tiefe der Schottersäcke kann bei Bestandsgleisen mehr als 1 m betragen [49]. D. h. der Gleisschotter ist bereits in größere Tiefen des Unterbaus eingedrungen. Im folgenden Abschnitt werden eigene Berechnungen zur Einpressung von Schotter in den Unterbau und das Hochsteigen von Unterbaumaterial durch Verdrängung beschrieben.

4.5.1.2 Abschätzungen zur Einpressung von Schotter in den Unterbau

Es wurden Berechnungen zur quantitativen Abschätzung des Phänomens eines Hochdrückens von Unterbaumaterial durch Schottereinpressungen in das Planum durchgeführt. Ziel ist es, den Schichtaufbau quantitativ abzuschätzen. Als Basis der Berechnungen diene das in Abbildung 51 skizzierte vereinfachte Volumenmodell des Fahrwegs, welches einen 60 cm langen Abschnitt des Gleises (entsprechend dem Schwellenabstand) darstellt.

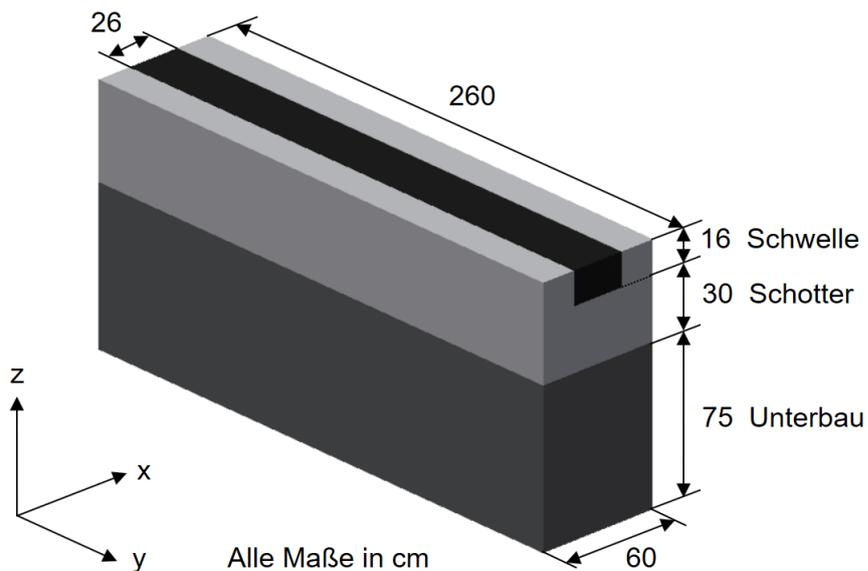


Abbildung 51: Skizze des Modells zur Abschätzung von hochsteigenden Schotterverschmutzungen im Ausgangszustand

Im Modell ist eine Schwelle mit den Abmessungen (L x B x H) 260 cm x 26 cm x 16 cm auf einer Schotterschicht mit $h_{\text{Scho}} = 30$ cm gebettet. Die Höhe des Unterbaus wurde zu 75 cm gewählt. In der Einbausituation stellt der Unterbau und Schotter ein Zweischichtsystem dar. Die Dichte des sauberen Gleisschotters wurde zu $1,6 \text{ g/cm}^3$ im eingebauten und verdichteten Zustand angesetzt [43]. Als Dichte von Granitgestein wurde ein Wert von $2,7 \text{ g/cm}^3$ verwendet [32]. Somit besteht das saubere Schotterbett des Gleises zu ca. 41 Vol.-% aus Luftporen zwischen den Schottersteinen. Das Gesamtvolumen des Modells wurde bei den Betrachtungen stets konstant gehalten, was einer Korrektur von Setzungen durch Stopfen und Nachschottern entspricht. Für alle Volumenkörper wurde eine konstante Dichte verwendet, d. h. eine Nachverdichtung des Unterbaus oder Schotters wurde nicht berücksichtigt. Ferner wurde nur der Bereich unmittelbar unter den Schwellen des Fahrwegs betrachtet und z. B. die Schotterflanken außer Acht gelassen, da dort keine Schottereinpressung zu erwarten ist. Bei einem Eindringen des Schotters in den Unterbau kann dieser nur in die Porenräume des Schotters ausweichen, somit wird dieser nach oben gepresst. In Abbildung 52 sind neben dem Schichtaufbau im Einbauzustand zwei mögliche Fälle des Endzustandes der vollständigen Füllung aller Hohlräume des Schotters bis zur Bettungskrone dargestellt. In Fall 1 wurde kein Schotter nachgefüllt, sodass die Schwelle 159 mm abgesunken ist. In Fall 2 wurde die Höhenlage der Schwelle konstant gehalten (in der Betriebspraxis: durch Stopfen und Nachschotter). Dadurch entsteht eine Schicht mit der Höhe von ca. 57 cm verschmutztem Schotter unter der Schwelle. Es kann hier bereits von der Ausbildung eines Schottersacks gesprochen werden.

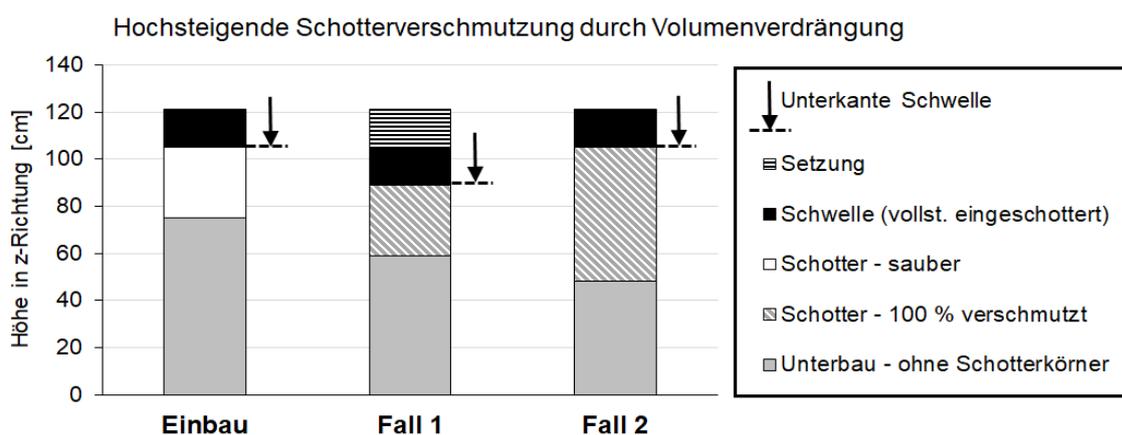


Abbildung 52: Abschätzung des Schichtaufbaus bei Schottereinpressung: Einbauzustand, Fall 1 - ohne Nachschottern und Fall 2 - mit Nachschottern

Insgesamt muss im Fall 2 eine Masse von 0,67 t Schotter pro Schwelle aufgefüllt werden. Diese Abschätzung zeigt, dass eine verschmutzte Bettung mit vergrößerter Schotterbetthöhe ein Hinweis auf eine Schotterverschmutzung aus dem Unterbau ist. Der berechnete Wert mit einer Bettungshöhe von 57 cm stellt quasi einen Maximalwert dar. Dies liegt daran, dass in der Realität ein zusätzlicher externer Eintrag von feinteiligem Schmutz in das Gleis sowie die Schotterzerstörung existiert. Das bedeutet, dass die Hohlräume in der Bettung geringer sind, wodurch wiederum weniger Unterbauvolumen in den Schotter gepresst werden muss bis die Bettung vollständig verschmutzt ist. Dadurch fallen die Setzungen geringer aus, welche durch ein Nachschottern und Stopfen ausgeglichen werden müssen.

Somit entsprechen die oben aufgezeigten Abschätzungen den ungünstigsten Bedingungen. Noch größere Schottersackhöhen könnten sich daher nur ausbilden, wenn es zusätzlich eine Materialverdrängung zur Seite oder plastische Verformungen (z. B. Bergsenkungen) im darunterliegenden Untergrund gibt.

4.5.2 Hochpumpen von Feinkorn durch Mud Pumping

Im Gegensatz zu dem unter Abschnitt 4.5.1 beschriebenen Effekt der Schottereinpressung in den Unterbau mit Ausbildung einer Zwischenschicht, unterscheidet sich das Phänomen des Mud Pumping hiervon in folgenden Punkten:

- Aus dem Unterbau wird Feinkorn ausgelöst und nur dieses Feinkorn als Suspension im Schotter nach oben gepumpt. Folglich fehlen bei der Sieblinie des Schotterschmutzes die grobkörnigen Fraktionen des Unterbaus [84].
- Die Setzungen nehmen progressiv über die Anzahl der aufgebrachten Lastwechsel zu [84]. (Siehe auch Abbildung 50)
- Es ist davon auszugehen, dass durch Mud Pumping jegliche Arten von Suspensionen (aus Schotterabrieb (SSO), extern eingetragem Feinkorn (SSE) oder Feinkorn aus dem Unterbau (SSU)) in der Bettung nach oben gepumpt werden können. In der Literatur wird das Mud Pumping auch in Zusammenhang mit dem Hochpumpen einer Suspension aus Schotterabrieb genannt [91].

Als Voraussetzungen dafür, dass Mud Pumping überhaupt auftreten kann, sind folgende Punkte zu nennen:

- Ein kritisches Bodenmaterial als Unterbau (siehe Abschnitt 4.4.2), auf dem der Schotter direkt aufgelagert ist
- Existenz von Feinkorn in ausreichender Menge im Grundsotter. Ursprung des Feinkorns: Schotter/Schwellenabrieb, externer Eintrag oder Unterbau
- Suspensionsbildung durch mangelhafte Entwässerung
- Ausreichende dynamische Zusatzanregung (schlagenden Schwellen), um die Suspension in der Bettung nach oben zu pumpen

Aus der Literatur ist keine allgemeingültige Gesetzmäßigkeit bekannt, unter welchen Voraussetzungen ein Unterbaumaterial zum Mud Pumping oder zur Ausbildung einer Zwischenschicht bezüglich des Gleisschotters neigt.

4.5.2.1 Porenwasserdrücke

Bei Laborversuchen (Zweischichtsystem Unterbau-Schotter) mit einem definierten Unterbaumaterial zeigte sich, dass dessen Verhalten von der Einbaudichte abhängt. Die Kompressibilität des Bodens ist ein Schlüsselfaktor, ob ein Boden eher zur Ausbildung einer Zwischenschicht oder zum Mud Pumping neigt. Bei hoher Trockeneinbaudichte ist die Kompressibilität gering und die Erzeugung von Porenwasserdrücken niedrig, daher erfolgt die Ausbildung einer Zwischenschicht. Bei geringer Trockeneinbaudichte ist die Kompressibilität höher, sodass Porenwasserüberdrücke erzeugt werden können. Dies führt zu Mud Pumping. [84]

4.5.2.2 Pumpwirkung durch zyklische Einsenkungen der Schwellen

Zur detaillierten Beschreibung des exakten Wirkmechanismus (Druckverhältnisse, etc.) beim Hochpumpen von Feinteilsuspensionen unter den sich zyklisch einsenkenden Schwellen ist keine Literatur bekannt. Im Folgenden werden einzelne Untersuchungen vorgestellt, die nähere Informationen zum Pumpeffekt der Schwellen beinhalten.

Bei Untersuchungen am Eisenbahntestring FAST in Pueblo/USA entstanden bei einem gezielten Einbau von verschmutztem Schotter auf einer Länge von 6 m und anschließender wiederholter Beregnung zunächst Schwellenhohllagen. Im weiteren Verlauf der Versuche trat bei Wasserstau und dynamischer Zusatzanregung ein Mud Pumping der Feinanteile durch die Schwellen auf. Hierbei wurden die Bereiche um die Schwellen (vor allem die Schwellenflanken) von Schotterkörnern freigepumpt und es lagerte sich vornehmlich Feinkorn ab. Die einzelnen Schwellen waren von „Wannen“ mit aufgestautem

Wasser umgeben, da der Schotter aufgrund der Verschmutzungen wasserundurchlässig wurde. [91]

In anderen Untersuchungen wird vermutet, dass Porenwasserüberdrücke im stehenden Wasser im Schotterbett verantwortlich dafür sind, dass Feinanteile ausgepresst und im Schotter nach oben wandern können. Nach der Achsüberrollung entsteht eine Saugspannung, die das Feinmaterial wieder zurück in den Einflussbereich der Schwelle bringt. Im Schotter bilden sich im Bereich um jede Schwelle Zonen mit geringerer Wasserdurchlässigkeit aus. Nach der Drainage des Wassers auf dem Planum blieb das die einzelnen Schwellen als „Wanne“ umgebende Wasser stehen, da der verschmutzte Schotter wasserdicht wurde. [92]

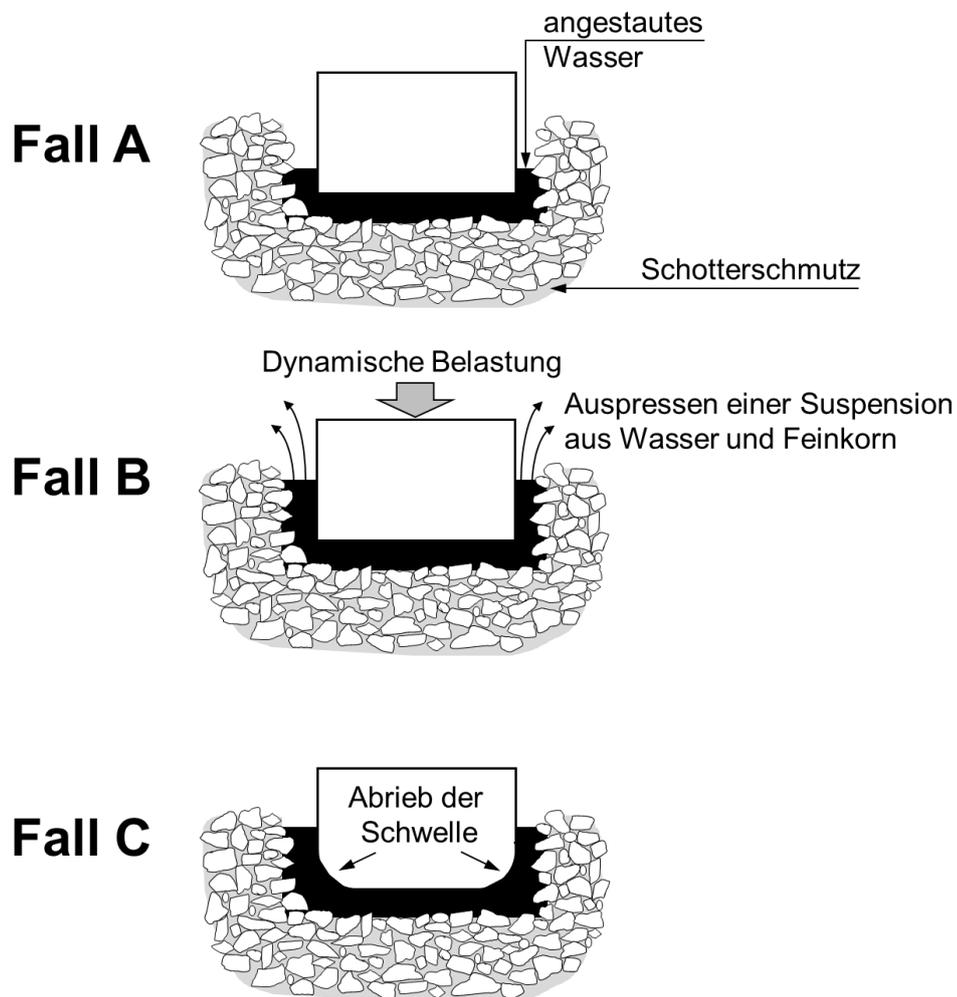


Abbildung 53: Schematische Darstellung des hydraulischen Pumpens von Schwellen (Quelle: Eigene Zeichnung nach [3])

Auch eine andere Quelle berichtet von einem hydraulischen Pumpen der Schwellen. Durch eine Verschmutzung der Hohlräume des Schotters mit Schotterabrieb ist die Drainagefähigkeit der Bettung stark eingeschränkt. Die hohlliegenden Schwellen sind mit stehendem Wasser umgeben (siehe Abbildung 53, Fall A). Unter einer dynamischen Belastung wird eine Suspension bestehend aus Wasser sowie Schotter- und Schwellenabrieb ausgepresst (siehe Abbildung 53, Fall B). Es ergibt sich ein regelrechtes Freispülen der unmittelbar an die Schwelle angrenzenden Bettung. In diesem Zusammenhang wird berichtet, dass die Suspension aus dem Abrieb des Kalkschotters abrasiv auf die Betonschwellen wirkt, sodass zusammen mit der dynamischen Belastung die unteren Kanten der Schwellen abgetragen werden (siehe Abbildung 53, Fall C). [3]

5 Laborversuche zur SSU mit verschiedenen Schwellenarten

5.1 Laborversuche anderer Wissenschaftler zur SSU

In der Literatur wurden bereits Laborversuche zur Schotterverschmutzung aus dem Unterbau in Bezug auf den Eisenbahnfahrweg beschrieben. An dieser Stelle wird auf wichtige Versuchsaufbauten (mit Gleisrosten oder Schotterstempeln) eingegangen und deren Aussagekraft zur Beschreibung der Entstehung und Entwicklung einer SSU beurteilt.

5.1.1 Sharpe im Jahr 2004

Sharpe et. al. führten Laborversuche zur Untersuchung der Wirksamkeit von Geotextilien als Barriere gegen die Migration von Feinkorn aus dem Unterbau in den Schotter durch. Übergeordnetes Ziel war es, durch den Einsatz eines Geotextils die in Großbritannien traditionell eingebaute Sandschicht (mit 30 cm Höhe) zu ersetzen oder deren Schichthöhe zu reduzieren, um die Ausbildung von SSU zu verhindern. Hierzu wurde im Jahr 2001 ein Versuchsstand im Maßstab 1:1 in England aufgebaut. Bei dem Versuchsaufbau handelt es sich um einen wasserdichten Kasten mit den Abmessungen (L x B x H) 4,5 m x 1,5 m x 1,0 m, in dem Unterbau (Schichthöhe $H = 30$ cm), Schotter (Bettungshöhe $h_{\text{Scho}} = 30$ cm) sowie ein Halbschwellengleisrost installiert wurden. Der Gleisrost bestand aus sieben Betonhalbschwellen, die vertikale Lasteinleitung erfolgte mittels drei servohydraulischer Zylinder, auf dem Schienenkopf über der Halbschwelle 2, 4 und 6. Durch einen Zeitversatz zwischen den Lasteinleitungen der einzelnen Zylinder sollte der Effekt einer rollenden Achse simuliert werden. Es wurden Radlasten von bis zu 100 kN mit einer Frequenz von bis zu 3 Hz aufgebracht. Die Befeuchtung des Versuchsaufbaus erfolgte über Sprühdüsen von oben. Es wurde von stehendem Wasser auf dem Planum mit einer Höhe von bis zu 50 mm berichtet. Als Unterbaumaterial wurde „Oxford Clay“ oder „London Clay“ verwendet. Der Einbau des Tons erfolgte in Klumpen, zur Verdichtung diente ein Schlaghammer. Zur Erzeugung von Schlamm wurde die oberste Schicht des Unterbaus mit einer Hacke bis zu einer Tiefe von 50 mm oberflächlich unter Wasserzugabe bearbeitet, bis ein weicher Schlamm entstand. In einem ersten Versuch wurde direkt auf das so bearbeitete Planum eine 30 cm Schotterschicht und darauf der Halbschwellen-Gleisrost eingebaut. Der Versuch wurde mehrmals wiederholt und unter-

schiedliche Geotextile, auch in Kombination mit Sandschichten, untersucht. Eine Kenngröße der Versuche waren die Setzungen der Gleisroste nach 1 Mio. Lastwechsel. Im Wesentlichen zeigte sich, dass eine Sandschicht eine wirksame Barriere für den Schlamm darstellt, der Schotter jedoch in den Sand eindringen kann. Eine Lösung aus einer niedrigen Sandschicht in Kombination mit einem Geotextil erzeugte das beste Verhalten im Labor. In einem Versuch mit einem Geotextil ohne zusätzlicher Sandschicht stieg Tonschlamm durch das Geotextil und weiter in den Schotter hoch (Aufstiegshöhe 100 mm). Die Setzungen des Gleisrostes betragen beim Ausbau (nach 1 Mio. Lastwechsel) max. 27,3 mm. Das Einpressen von Schotter konnte durch das Geotextil verhindert werden. Von einer Schotterverlehmung bis zur Schwellenunterseite oder gar bis zur Bettungskrone wurde bei keinem der Versuche berichtet. [65, 93]

Bewertung der Versuche von Sharpe

Bei den Versuchen von Sharpe et. al. gilt es festzuhalten, dass der Schlamm in Form von verflüssigtem Boden nicht während des Dauerversuches unter der zyklischen Belastung gebildet wurde. Vielmehr wird der Schlamm vor dem Einbau des Schotters manuell mittels Aufhacken des Planums erzeugt. Somit bildet der Versuchsaufbau den Entstehungsprozess einer SSU nicht vollständig ab. Die erzeugte Schotterverlehmung mit einer Aufstiegshöhe von 100 mm (Versuch mit Geotextil ohne Sandschicht) wurde vom Autor bzgl. des Mechanismus nicht näher beschrieben. Da die Gesamtsetzungen bei diesem Versuch nur max. 27,3 mm betragen und, bedingt durch das Geotextil, keine Einpressung des Schotters in den Unterbau (mit anschließender Volumenverdrängung) stattfand, müssen Pumpvorgänge eine Rolle für den Feinteiltransport gespielt haben. Es ist davon auszugehen, dass unter der 50 mm Wassersäule auf dem Planum das Feinkorn als Schlamm durch das Geotextil in den Schotter gepumpt wurde.

5.1.2 Chawla im Jahr 2016

Ebenfalls aus den Themenfeld der Geotextilien wurden Versuche aus Indien von Chawla et. al. im Jahr 2016 dokumentiert. Ziel der Untersuchungen war es, ähnlich wie bei Sharpe et al. (siehe Abschnitt 5.1.1), die Eignung von Geotextilien und -gittern zur Vermeidung der Migration von Feinkorn vom Unterbau in die PSS und weiter in den Schotter zu beurteilen. Darüber hinaus sollte untersucht werden, ob durch den Einsatz von Geotextilien gänzlich auf den Einbau einer PSS verzichtet werden kann. Hierzu wurde ein Halbmodell des Fahrwegs im Maßstab 1:3 im Labor aufgebaut. Bei der Erstellung des Modells wurden auch die Korngrößen von Schotter und PSS entsprechend maßstäblich

verkleinert. Als Untergrund wurde eine 50 cm hohe Schicht von „Dhanaury Clay“ (100 Gew.-% Tonkorn) oder „Delhi Silt“ (ca. 40 Gew.-% Schluffkorn) verwendet. Darüber war eine PSS, die im Wesentlichen aus Sandkorn bestand und je nach Versuch eine Höhe von 20...33 cm aufwies. Die Schotterbetthöhe betrug stets 11,7 cm. Auf dem Schotter war ein Gleisrost (L = 1,3 m) bestehend aus sieben Halbschwellen gebettet. Die erste und letzte Schwelle hatte zudem nur die halbe Breite der übrigen Schwellen. Zur vertikalen Lasteinleitung auf dem Schienenkopf über der mittleren Schwelle diente ein Hydraulikzylinder. Die Geotextilien waren zwischen Unterbau und der PSS sowie die Geogitter zwischen PSS und Schotter positioniert. Je Versuch wurden maximal 25.000 Lastwechsel in Form einer sinusförmigen Belastung aufgebracht. In den Versuchen ohne Geotextile konnte eine Verschlamung der PSS auf knapp halber Höhe durch Mud Pumping im Fall des Unterbaus mit 40 Gew.-% Schluff (Einbau mit ca. 23 Gew.-% Wasser) beobachtet werden. Im Gegensatz dazu konnte beim Unterbau mit Ton (Einbau mit ca. 30 Gew.-% Wasser) nur eine minimale Verschlamung der PSS registriert werden. Eine Verschmutzung des Schotters trat in keinem Fall auf. [94]

Bewertung der Versuche von Chawla

Bei den Versuchen gelang es eine hochsteigende Verlehmung der PSS innerhalb von einer vergleichsweise geringen Anzahl von 25.000 Lastwechsel zu erzeugen. Von einer Verschmutzung des Gleisschotters durch Unterbaumaterial wurde nicht berichtet. Da die Versuche im Maßstab 1:3 durchgeführt wurden und die Sieblinien der PSS sowie des Schotters, jedoch nicht des Unterbaus, dementsprechend verkleinert wurden, ist die Übertragbarkeit der Ergebnisse in den Maßstab 1:1 fraglich.

5.1.3 Duong im Jahr 2014

Mit dem Hintergrund der Schotterverschmutzung aus dem Unterbau bei Bahnstrecken der SNCF führten Duong et al. Laborversuche zur Erforschung der Ursachen durch. Zu den wichtigsten Aussagen der Versuche zählte eine Differenzierung der Phänomene des Mud Pumping sowie der Ausbildung einer Zwischenschicht. Der Versuchsaufbau bestand aus einem transparenten Kunststoffzylinder mit einem Innendurchmesser von 550 mm. In diesem Zylinder war ein künstlich hergestellter Laborboden der Höhe 220 mm (Gemisch aus 30 Gew.-% Kaolin und 70 Gew.-% gemahlenem Sand) von einer 160 mm hohen Gleisschotterschicht überlagert. Mit einem Hydraulikzylinder erfolgte die Aufbringung der Belastung über eine kreisförmige Stahlplatte auf dem Gleisschotter. Es

wurden Schotterpressungen von max. 0,10 N/mm² als monotone oder zyklische Belastung aufgebracht. Der Laborunterbau hatte einen Proctordichte von 1,78 g/cm³, einen optimalen Wassergehalt von 16 Gew.-% und bestand zu 95 Gew.-% aus Partikeln mit einem Durchmesser $d_k < 80 \mu\text{m}$. Es wurden drei verschiedene Einbaudichten, unterschiedliche Sättigungsgrade sowie Belastungsarten untersucht. Maximal wurden je Versuch 500.000 Lastwechsel aufgebracht. Die wesentlichen Ergebnisse waren, dass nur im vollgesättigten Unterbau ein Feinteiltransport durch Mud Pumping vorlag. Bei niedrigen Einbautrockendichten (1,4 g/cm³ und 1,5 g/cm³ entsprechend ca. 79 % und 84 % Proctordichte) trat das Phänomen des Mud Pumping auf, wodurch im Dauerschwingversuch eine Schotterverschmutzung bis zur Oberseite des Gleisschotters beobachtet wurde. Bei einer vergleichsweise hohen Einbaudichte von 1,6 g/cm³ (entspricht ca. 90 % Proctordichte) wurde die Ausbildung einer Zwischenschicht, bestehend aus Unterbaumaterial und Gleisschotter, detektiert. In diesem Fall stieg die Schotterverschmutzung nicht bis zur Oberseite des Schotters auf und der Anstieg der Setzungen zeigte einen degressiven Verlauf. Beim Mud Pumping hingegen erfahren die vertikalen Verformungen eine progressive Zunahmen über die Anzahl der Lastwechsel. [84]

Bewertung der Versuche von Duong

Aufgrund der geringen Abmessung des Versuchsaufbaus besteht die Gefahr einer Einspannung des Schotters im Zylinder. Dadurch können die Pressungen am Schichtübergang Boden-Schotter niedriger sein als aus der aufgetragenen Prüfkraft berechnet. Die Bauart des Versuchsaufbaus gestattet es nicht, Untersuchungen zum Verhalten von unterschiedlichen Schwellentypen durchzuführen.

5.1.4 Krammer im Jahr 2020

Die Arbeiten von Krammer [82] bauten auf denen von Duong et al. (siehe Abschnitt 5.1.3) auf und widmeten sich der Trennstabilität zwischen Boden und Schotter im Kontext des Eisenbahnfahrwegs. Die Fragestellungen waren, welchen Einfluss stehendes Wasser im Schotter hat, welche Bodenarten bzgl. Mud Pumping besonders gefährdet sind und welchen Einfluss die Simulation von Zugpausen bei der zyklischen Dauerbelastung hat. Der Versuchsaufbau lehnte sich an den von Duong et al. an und bestand aus einem transparenten Kunststoffzylinder (Innendurchmesser $d = 390 \text{ mm}$), in dem der Versuchsboden ($H = 400 \text{ mm}$) und darauf die Gleisschotterplatte ($H = 200 \text{ mm}$) aufgelagert war. Im Gegensatz zu den Laborversuchen von Duong et al. verwendete Krammer einen

Stempel aus verklebtem Schotter, d. h. die Schotterkörner konnten sich nicht mehr relativ zueinander bewegen und es ist somit keine Einspannung des Schotters im Versuchszylinder zu befürchten. Die maximal aufgebrauchten Pressungen betragen $\sigma = 0,125 \text{ N/mm}^2$. In zahlreichen Versuchen wurden z. B. Parameter wie Wassergehalt, stehendes Wasser oder intermittierende Belastungen untersucht. Die Anzahl an Lastwechsel, welche in einem Einzelversuch aufgebracht wurden, lag typischerweise bei 100.000 und maximal bei 300.000. Es wurden zwei Böden vertieft sowie ergänzend ein Kiessand Tragschichtmaterial untersucht (Kenndaten der Böden siehe Tabelle 38). Bei den beiden Böden konnte eine Verflüssigung und Aufhebung der Trennstabilität zwischen dem Unterbau und dem Schotterstempel beobachtet werden. Beim Tragschichtmaterial blieb die Trennstabilität erhalten. [82]

Bewertung der Versuche von Krammer

Die Bauart des Versuchsaufbaus gestattet es nur unzureichend Untersuchungen über das Verhalten von unterschiedlichen Schwellentypen durchzuführen. Durch die Verklebung des Gleisschotters können keine Relativbewegungen zwischen den Körnern oder Kornumlagerungen stattfinden. Im realen Gleis findet innerhalb der Bettung ein wesentlicher Teil des Lastabtrages in Pfaden statt [40]. Durch die Schotterverklebung und unabhängig davon auch durch die vergleichsweise geringen Abmessungen des Versuchsaufbaus können sich keine realitätsnahen Lastabtragungspfade ausbilden. Möglicherweise resultiert jedoch gerade die initiale Schädigung des Zweischichtsystems Unterbau-Schotter aus einer lokal erhöhten Planumsdruckspannung unter einem Lastabtragungspfad der Bettung.

5.1.5 Grenzen der bisherigen Laborversuche

In Tabelle 42 ist eine Gegenüberstellung der Kenngrößen, der in der Literatur dokumentierten Versuche (siehe Abschnitt 5.1.1 bis 5.1.4) bzgl. der in dieser Arbeit relevanten Fragestellungen gegeben. Keiner der vier Versuchsaufbauten ist in der Lage das Biegeverhalten der Schwellen abzubilden. Im folgenden Abschnitt 5.2 werden die eigenen Laborversuche beschrieben.

Tabelle 42: Übersicht über wichtige Kenngrößen der Laborversuche aus der Literatur

Hauptautor	Sharpe	Chawla	Duong	Krammer
Quelle	[65, 93]	[94]	[84]	[82]
Jahr der Veröffentlichung	2004	2016	2014	2020
Land	England	Indien	Frankreich	Österreich
Simulation eines Gleisrostes	ja	ja	nein	nein
Größenskala 1:1	ja	nein	ja	ja
Verwendung von realem Gleisschotter	ja	Modellschotter	ja	verklebter Schotter
Suspensionsbildung im Dauerversuch	nein	ja	ja	ja
Abbildung des Biegeverhaltens der Schwellen	nein	nein	nein	nein
Hochsteigende Verschmutzung aus dem Unterbau in die Schutzschicht	ja	ja	nicht untersucht	nicht untersucht
Hochsteigende Verschmutzung aus dem Unterbau in den Schotter	ja	nein	ja	ja
Max. Lastwechselzahl pro Einzelversuch	1.000.000	25.000	500.000	300.000

5.2 Eigene Laborgroßversuche zur SSU

Die Laborversuche sind im unveröffentlichten Forschungsbericht Nr. 4131 des Prüfamtes für Verkehrswegebau der TUM dokumentiert [95]. Eine Abgrenzung der hier vorliegenden wissenschaftlichen Arbeit vom Forschungsbericht wurde bereits unter Abschnitt 1.6 gegeben.

An dieser Stelle soll weniger auf die exakten Details zum Versuchsaufbau und zur Durchführung eingegangen werden, sondern vielmehr die relevanten Ergebnisse dargestellt und einer tiefergehenden Auswertung sowie Interpretation unterzogen werden.

5.2.1 Zielsetzung und Allgemeines

Durch die Laborversuche sollen Unterschiede bzgl. verschiedener Schwellenarten zur Beanspruchung des Unterbaus sowie zur Bildung von SSU evaluiert werden. Im Jahr 2020 wurden am Prüfamt für Verkehrswegebau der Technischen Universität München drei Großversuche mit 2-Schwellen Gleisrosten mit folgenden Schwellenarten durchgeführt:

- Versuch 1 (B91) mit Betonschwellen B91
- Versuch 2 (H250) mit Buchenschwellen L = 250 cm
- Versuch 3 (B91 So) mit Betonschwellen B91 und elastischer Schwellensohle

Die drei Versuchsaufbauten waren, bis auf die Schwellenarten, gleich und stellen ein Zweischichtsystem aus einem Unterbaumaterial und Gleisschotter dar. Durch einen Hydraulikzylinder wird eine zyklische vertikale Dauerschwellbelastung auf den Gleisrost eingeleitet, um Achsüberrollungen zu simulieren. Der Fokus lag auf einer reproduzierbaren Herstellung und Durchführung der Versuche, um mögliche Unterschiede zwischen den Schwellenarten detektieren zu können.

5.2.2 Versuchskonzept

Unter [96] wird hinsichtlich der Laborversuche zum Schotteroberbau mit Gleisrosten erwähnt, dass diese nur mit bewegten Lasten sinnvoll sind, da sich bei einer ortsfesten

Lasteinleitung sonst eine Hohllage ausbildet und der Lastabtrag folglich undefiniert ist. Bei der Simulation von Überrollungen ist die Versuchsdauer für die Aufbringung von mehreren Millionen Achsüberrollungen sehr umfangreich, da die Achse zwischen den einzelnen Überrollungen beschleunigt und abgebremst werden muss. Da im Rahmen der Versuche die Betriebsbelastung von mehreren Jahren innerhalb weniger Wochen nachgestellt werden soll, ist ein Versuch mit Überrollung nicht sinnvoll. In Tabelle 43 sind die Kenngrößen von verschiedenen Gleisrost Konfigurationen zusammengestellt. Um Aussagen über mögliche Unterschiede zwischen Schwellenarten treffen zu können, ist die Verwendung von Halbschwellen nicht zielführend. Zur Erforschung eines etwaigen abweichenden Verhaltens zwischen Beton- und Holzschwellen müssen zwingend Versuche an ganzen Schwellen durchgeführt werden, da nur so das komplette Biegeverhalten der Schwelle nachgebildet werden kann. Versuche mit Einzelschwellen sind nicht Erfolg versprechend, da in diesem Fall die Situation im Schwellenfach nicht nachgestellt werden kann. Es ist zu erwarten, dass die Pressungen auf dem Planum im Schwellenfach von denen direkt unter der Schwelle abweichen (siehe auch Abschnitt 3.1.1). Ein Hochsteigen von Unterbaumaterial im Schwellenfach zu simulieren wäre somit nicht möglich.

Tabelle 43: Kenndaten möglicher Konfigurationen von Gleisrosten für die Laborversuche

Gegenstand der Simulation	Einzelschwelle	Gleisroste		
		Halbschwellen	2-Schwellen	10-Schwellen
Biegelinie der Schwelle	ja	nein	ja	ja
Verhalten im Schwellenfach	nein	nein	ja	ja
Abhebung der Schwellen (*)	ja	ja	ja	nein
Vollst. Biegelinie der Schiene	nein	ja (**)	nein	ja
(*) am ortsfesten Lasteinleitungspunkt (**) möglich ab ca. 10 Halbschwellen				

Im Rahmen der Versuche soll auch die Abhebewelle bzw. das Hohlliegen von Schwellen und das anschließende Wiederaufsetzen auf der Bettung simuliert werden. Im Versuch muss eine Aufhebung der Gewichtskraft $F_{N,GR}$ des Gleisrostes ermöglicht werden, was eine kraftschlüssige Verbindung zwischen Prüfzylinder und Gleisrost bedeutet. Zur Simulation von hohlliegenden Schwellen sollen Schwingweiten des Gleisrostes im Bereich von 8 mm und mehr realisiert werden. Bei einem 10-Schwellen Gleisrost ist das ohne

weiteres mit einem einzelnen Hydraulikzylinder nicht möglich, da die lastverteilende Wirkung der Schiene mit zunehmender Schwelleneinsenkung verstärkt auftritt. Somit kommt nach Tabelle 43 nur ein 2-Schwellen Gleisrost in Frage. Im Versuch wird der 2-Schwellen Gleisrost zusammen mit dem Lasteinleitungsträger am Prüfzylinder aufgehängt und die Kraftmessdose genullt, wenn die Schwellen keinen Kontakt zum Schotter haben. Somit liegt bei einer Prüfkraft von $F = 0$ kN ein vollständig abgehobener Gleisrost vor. Von der Entlastung ausgehend muss der Prüfzylinder eine Druckkraft aufbauen, welche der Summe der Gewichtskraft des Gleisrostes $F_{N,GR}$ und der aufzubringenden Ersatzachslast $2 \cdot Q$ entspricht. Im folgenden Abschnitt wird die konkrete Umsetzung des Versuchsaufbaus beschrieben.

5.2.3 Versuchsaufbau

Die Basis des Versuchsaufbaus ist ein Kasten aus Beton-Bauschalungen (System Domino, Fa. PERI), er hat die Innenabmessungen von (L x B x H) 1,5 m x 3,5 m x 1,25 m. Der Skizze des Versuchsaufbaus in Abbildung 54 kann auch der Schichtaufbau entnommen werden. Da in den Laborversuchen eine Altbaustrecke mit ungünstigem und durchfeuchtetem Unterbau nachgestellt werden soll, wurde die Schotterbettung direkt auf dem Unterbau aufgelagert sowie auf den Einbau einer PSS oder Tragschicht verzichtet. Im Folgenden wird der Schichtaufbau von unten nach oben beschrieben. Der feinkörnige Unterbau ist unter Zwischenschaltung einer 1 mm dicken PVC Folie (Herstellung eines wasserdichten Kastens) und eines 3 mm dicken Vliesstoffes (Schutz der Folie vor Perforation) auf der 1,0 m hohen Betongrundplatte des Großprüfstandes aufgelagert. Das Planum wurde ohne Neigung hergestellt. Für die Versuche wurde eine Schotterbetthöhe von $h_{Scho} = 400$ mm festgelegt. Anhand der Abschätzung zur hochsteigenden Schotterverschmutzung durch Einpressungen in den Unterbau (siehe auch Abschnitt 4.5.1.2) ergeben sich für eine Schotterbetthöhe $h_{Scho} = 400$ mm und ohne Nachschottern bei einer vollständigen Schotterverschmutzung theoretisch:

- Setzungen von 200 mm
- sowie eine verschmutzte Schotterschicht mit der Höhe von $h_{Scho} = 400$ mm.

Aus diesem Grund wurde eine gesamte Schichthöhe des Unterbaus der Versuche von 75 cm gewählt (Einbau in drei Schichten zu je 25 cm). Auf dem Unterbau ist die 400 mm hohe Schotterschicht aufgelagert, auf welcher wiederum der 2-Schwellen Gleisrost (Schwellenabstand $a = 600$ mm) platziert wurde. Zur Einschotterung der Schwellen

wurde der Kasten bis zur Oberkante mit Schotter aufgefüllt. Auf den Schienenköpfen des Gleisrostes wurde mittig im Schwellenfach ein Lasteinleitungsträger positioniert, welcher kraftschlüssig mit den Schienen verbunden wurde, um auch abhebende Kräfte aufbringen zu können. Der Lasteinleitungsträger ist wiederum kraftschlüssig mit einem 500 kN Hydraulikzylinder verbunden, der an einem Prüfrahmen aufgehängt ist. Fotos des Versuchsaufbaus sind in Anlage A.7.1 gegeben. Zur Verhinderung eines Ausbauchens des Versuchskastens ist dieser zusätzlich durch zwei Gurte aus Stahlträgern versteift worden.

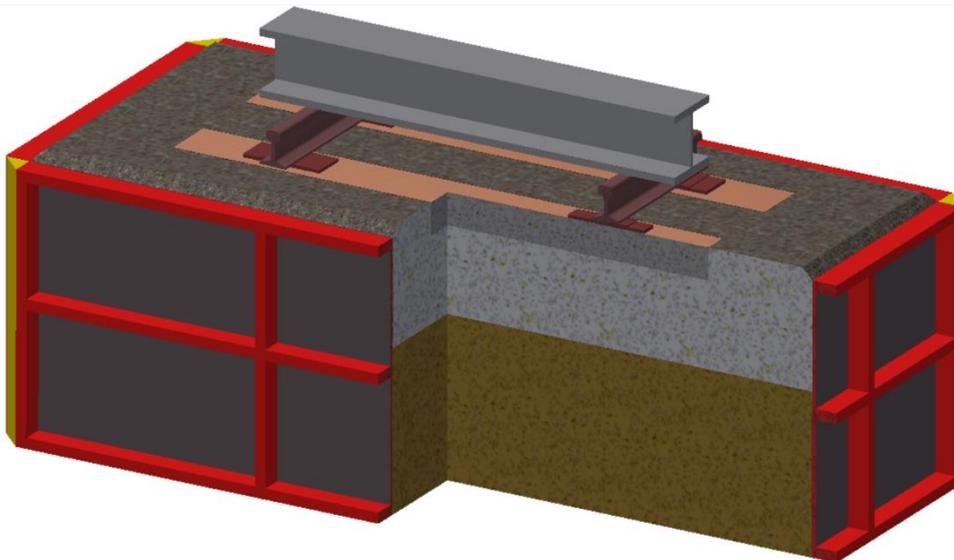


Abbildung 54: Skizze des Versuchsaufbaus (teilweise aufgeschnitten), ohne Prüfrahmen, Hydraulikzylinder und Messtechnik

5.2.4 Messtechnik

Zur Charakterisierung des unterschiedlichen Verhaltens der Gleisroste wurde eine umfangreiche messtechnische Ausstattung im Rahmen der Laborversuche installiert. Eine ausführliche Beschreibung der Messtechnik und der zu Grunde liegenden physikalischen Effekte kann der entsprechenden Fachliteratur entnommen werden. An dieser Stelle wird nur auf die Messtechnik zur Überwachung der laufenden Versuche eingegangen. Die Messtechnik zur Überprüfung vom Ein- und Ausbauzustand der Versuche wird nicht eigens beschrieben. Tabelle 44 gibt einen Überblick über die verwendete Messtechnik. Die vertikale Ausrichtung kann der Abbildung 55 und die horizontale Positionierung der Sensoren kann der Abbildung 56 sowie der Abbildung 57 entnommen werden. In Anlage A.7.2 sind Fotos der einzelnen Sensoren gegeben.

Generell wurden die Sensoren derart ausgerichtet, dass von den Messgrößen Weg, Beschleunigung und Bodendruckspannung die z-Komponente registriert wurde. Für die Beurteilung der Beanspruchung des Unterbaus sind die Messgrößen auf dem Planum bei $z = 75$ cm wichtig. Eine direkte Platzierung der Messtechnik auf der Grenzfläche Unterbau-Schotter war nicht möglich, da einzelne Schottersteine die Sensoren und Kabel schnell zerstören würden. Aus diesem Grund wurde die Sensorik (Schwingung, Feuchte und Bodendruckspannung) zur Erfassung des Zustandes auf dem Planum 10 cm unterhalb der Planumsebene bei $z = 65$ cm eingebaut.

Die Druckspannungen auf dem Planum sind eine wesentliche Messgröße zur Beurteilung der Beanspruchung des Unterbaus. Die Einbettung der Drucksensoren ist von entscheidender Bedeutung für die Aussagekraft der Messwerte (Zerstörung der Konsolidierung beim Einbau der Messtechnik). Des Weiteren muss ein Kompromiss bei der Wahl der Größe der Drucksensoren getroffen werden. Eine größere Druckfläche liefert prinzipiell repräsentativere Ergebnisse bzgl. der Gesamtfläche des Planums, jedoch gewinnt auch der Effekt der Gewölbebildung unter dem Sensor zunehmend an Relevanz. Zudem kann durch eine zu großflächige Sensorik die Migration von Feinkorn behindert werden, da diese als Barriere wirkt. Für die Laborversuche wurden sechs Drucksensoren bestehend aus ölgefüllten Kissen mit den Abmessungen (L x B) 14 cm x 7 cm verwendet (Foto der Sensorik siehe Abbildung A. 28 in Anlage A.7.2).

Mit einem Endoskop (mit Digitalkamera und Aufnahmefunktion) kann eine etwaige Verschmutzung des Schotters, die Höhenlage des Planums sowie stehendes Wasser im Schotter visuell beobachtet werden. Hierzu wurden bereits beim Einbau des Versuchsmaterials fünf transparente Kunststoffrohre vertikal im Versuchsaufbau appliziert (Foto siehe Abbildung A. 31 in Anlage A.7.2). Durch ein Einführen des Endoskops in die durchsichtigen Rohre kann über einen Winkelspiegel die das Rohr umgebende Schicht betrachtet werden, über die Einschubtiefe kann die z-Koordinate ermittelt werden.

Tabelle 44: Zusammenstellung der wesentlichen Daten der für die Großversuche verwendeten Messtechnik

Ort	Typ	Messgröße	Messprinzip	Typ, Hersteller	Position z-Achse [cm]	Anzahl Sensoren
Unterbau	Bodenanalysesensor	Vol.-Wassergehalt, Temperatur	kapazitiv, resistiv	Bodenanalysesensor, Fa. Mugrauer	5 und 65	8
	Bodendrucksensor	Druckspannung, Planum	ölgefülltes Druckkissen	E7/14AU5, Fa. Glötzi	65	6
	Schwingungssensor	Beschleunigung Planum	piezo-elektrisch	4533-B-001, Fa. Brüel & Kjær	65	3
Unterbau/ Schotter	Endoskop	Visuelle Inspektion Unterbau/Schotter	Kamera	Videoscope XXL, Laserliner	0...125	5 Rohre
Schotter	Schwingungssensor	Beschleunigung Schotter	piezo-elektrisch	352C41, Fa. PCB in Eigenbau Schottermessstein	95	2
Gleisrost	Schwingungssensor	Beschleunigung Schwellen	piezo-elektrisch	4370 mit 2646, Fa. Brüel & Kjær	Oberseite Schwelle	6
	Wegaufnehmer	Bewegung Gleisrost relativ zum Prüfhallenboden	induktiv	WA20, HBM	am Gleisrost	10
Hydraulikzylinder	Kraftmessdose	Kraft des Prüfzylinders	Dehnmessstreifen	Serie RF, Gassmann Theiss	am Prüfzylinder	1

Vertikaler Aufbau der Laborversuche und der Messtechnik

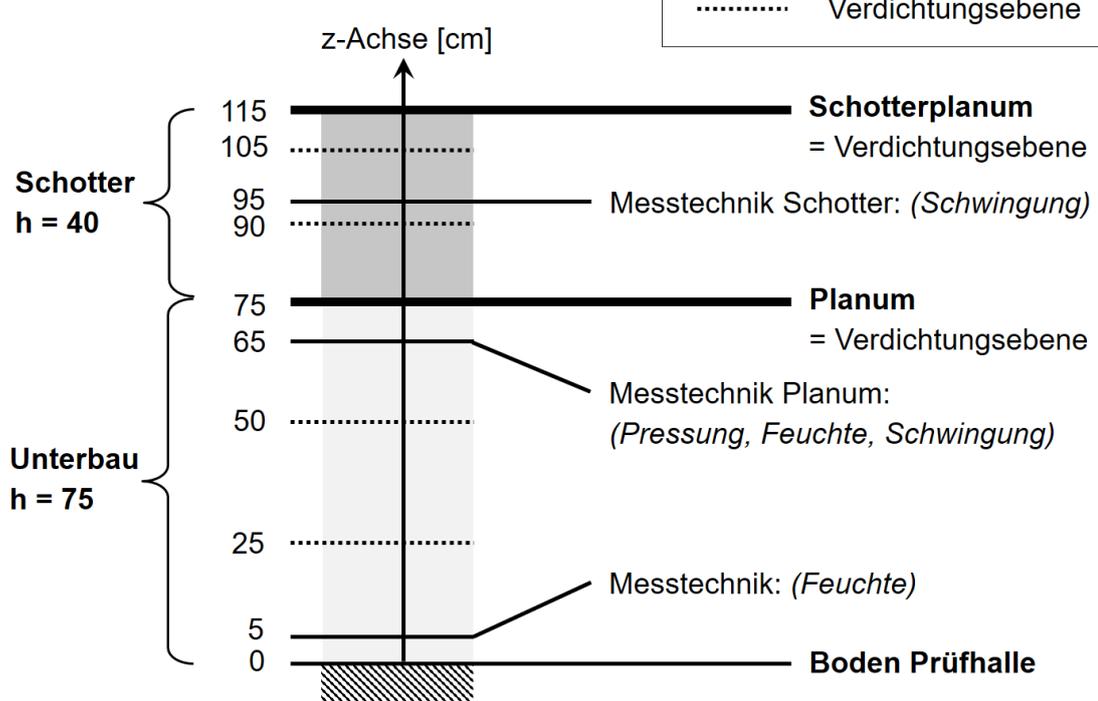


Abbildung 55: Positionierung der Messtechnik und Schichtaufbau der Versuche in z-Richtung

Draufsicht auf den Versuchsaufbau Positionierung der Messtechnik am Gleisrost

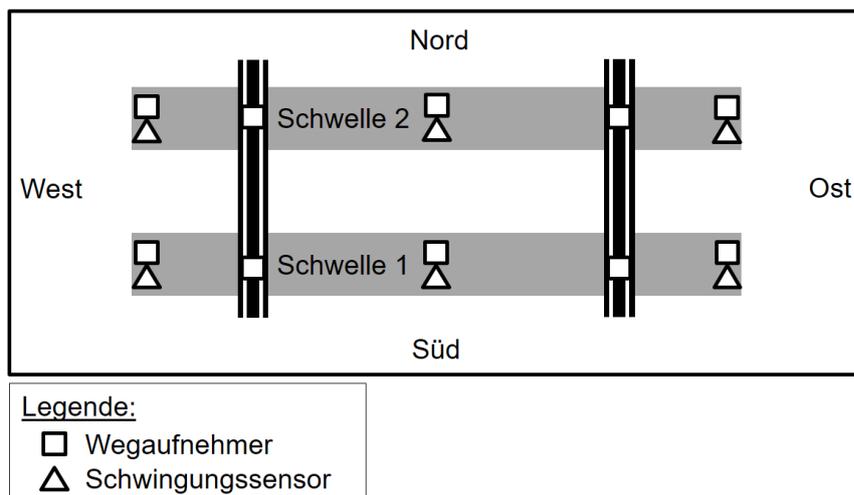


Abbildung 56: Positionierung der Messtechnik am Gleisrost in der Draufsicht. In der Skizze ist außerdem die Orientierung des Versuchsaufbaus sowie die Nummerierung der Schwellen definiert.

Draufsicht auf den Versuchsaufbau
Positionierung der Messtechnik im Unterbau

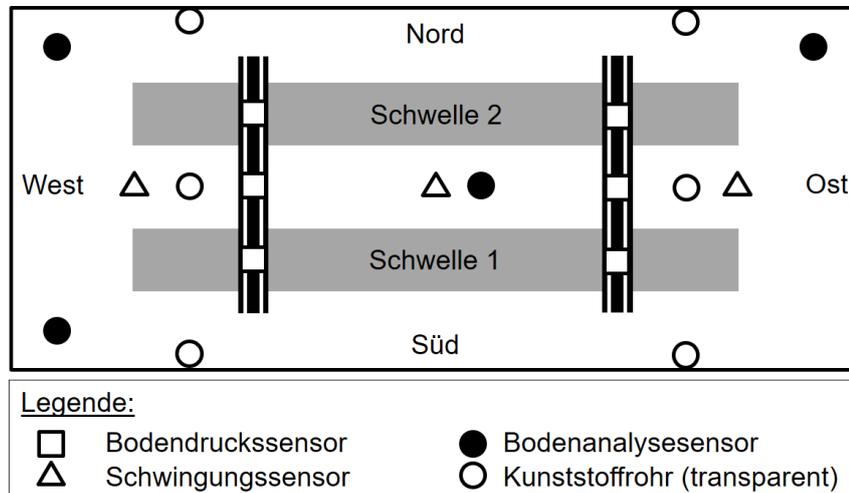


Abbildung 57: Positionierung der Messtechnik im Unterbau und im Schotter in der Draufsicht auf den Versuchsaufbau. In der Skizze ist außerdem die Orientierung des Versuchsaufbaus sowie die Nummerierung der Schwellen definiert.

Zur Schwingungsmessung im Schotter wurden vom Prüfamnt für Verkehrswegebau der TUM entwickelte Schottermesssteine verwendet (Foto siehe Abbildung A. 30 in Anlage A.7.2). Diese bestehen aus einem Schotterkorn mit eingearbeiteter Tasche, in welcher der Schwingungsaufnehmer mit Kunstharz eingegossen wurden. Zur Erfassung des Schwingungsverhaltens des Unterbaus im Bereich des Planums wurden die Beschleunigungsaufnehmer auf kreisförmigen PVC Platten (Durchmesser $d = 100$ mm, $H = 10$ mm, Foto siehe Abbildung A. 29 in Anlage A.7.2) befestigt. Dadurch wurde eine Ankopplung der Sensoren an den Unterbau sowie die Sicherstellung deren vertikaler Ausrichtung gewährleistet. Die Datenaufzeichnung der Schwingungsmessungen erfolgte mit dem Frontend MEDA Bluestack der Firma Wölfel Monitoring Systems. Die Datenauswertung wurde mit der Software MEDA [70] derselben Firma durchgeführt.

5.2.5 Installation der Laborversuche

Da das Verhalten von drei verschiedenen Schwellenarten verglichen werden soll, wurde ein möglichst definierter und reproduzierbarer Aufbau der Versuche angestrebt. Im Folgenden wird der Einbau der Schichten von unten nach oben beschrieben. Das Unterbaumaterial wurde in drei Schichten zu je 25 cm eingebaut und lagenweise mit einer

Rüttelplatte verdichtet. Unter Berücksichtigung des Wassergehaltes wurde das Unterbaumaterial für jede Schicht einzeln abgewogen und verdichtet. Somit konnte eine konstante Einbaudichte gewährleistet werden. Die Messtechnik wurde in der entsprechenden Schicht bereits beim Einbau des Unterbaus appliziert und zusammen mit dem Unterbaumaterial verdichtet. Für jeden Versuch wurde neues Unterbaumaterial mit einer Feuchtmasse von $m = 6,9 \text{ t}$ und einem Wassergehalt von $w \approx 3,5 \text{ Gew.-%}$ verwendet. Bis zu einer Schichthöhe von $0,75 \text{ m}$ betrug das Volumen des Schotterkastens, unter Berücksichtigung der Einbauten (Folien, Vlies, Kabelkanäle und Messtechnik) $V = 3,8 \text{ m}^3$. Nach dem Einbau des Unterbaumaterials wurde der Gleisschotter in drei Schichten (Schichthöhen: 15 cm , 15 cm und 10 cm) eingebracht und das Schotterplanum hergestellt. Jede Schicht wurde mit einer Rüttelplatte verdichtet, es wurden bis zum Schotterplanum insgesamt $3,37 \text{ t}$ Neuschotter je Versuch verwendet. Auf dem Schotterplanum wurden auf einem Streifen der Breite $B = 50 \text{ cm}$ mittig zur Gleisachse die oberste Lage der Schotterkörner entfernt, um den auflagerfreien Mittelteil der Schwellen herzustellen. Anschließend wurde der 2-Schwellen Gleisrost auf dem Schotterplanum abgelegt und ausgerichtet. Für die Betonschwellen wurde $0,71 \text{ t}$ Neuschotter zur Einschotterung der Schwellen und im Fall der Holzschwellen $0,61 \text{ t}$ verwendet.

5.2.6 Versuchsmaterial und dessen Charakterisierung

5.2.6.1 Unterbaumaterial

Anforderungen

An das Unterbaumaterial werden im Wesentlichen folgende Anforderungen gestellt:

1. Vorhandensein von genügend Feinkorn

Da bei SSU eine Verschmutzung mit Feinkorn vorliegt, muss im Unterbaumaterial genügend Schluff- und Tonkorn vorhanden sein, um ein signifikantes Volumen des Schotters ausfüllen zu können. Daher wird ein Schlämmkornanteil mit einer Korngröße $d_k < 0,065 \text{ mm}$ von mindestens 40 Gew.-% angestrebt.

2. Herauslösen des Feinkorns aus dem Korngerüst und Suspensionsbildung

Entscheidend ist, dass bei einer Aufweichung des Unterbaumaterials unter einer zyklischen Belastung das Feinkorn herausgelöst werden kann. Durch Suspensionsbildung entsteht ein Schlamm, der im Schotter nach oben gepumpt werden kann.

3. *Ausreichende Tragfähigkeit*

Das Unterbaumaterial muss in seinem Einbauzustand in der Lage sein, die simulierten zyklischen Lasten des Bahnverkehrs zumindest temporär ohne einen Tragfähigkeitsschaden abtragen zu können. Aus diesem Grund ist ein Unterbaumaterial, welches zum überwiegenden Teil aus Schlämmkorn besteht, nicht geeignet, da mit steigendem Wassergehalt die Tragfähigkeit stark nachlassen könnte.

4. *Reproduzierbare Herstellung in Großmengen*

Da vergleichende Laborversuche an verschiedenen Schwellenarten durchgeführt werden sollen, ist es wichtig, die Versuchsrandbedingungen stets konstant zu halten. In Bezug auf das Unterbaumaterial muss eine gleichbleibende Sieblinie sowie möglichst identische Einbaubedingungen (Dichte und Feuchte) für alle Versuche gewährleistet werden. Da im Rahmen der drei Versuche insgesamt ca. 21 t Unterbaumaterial benötigt werden, ist eine Herstellung des Korngemisches mit Labormitteln nicht mehr möglich.

Rezeptur

Basierend aus der langjährigen Betriebserfahrung der SBB (es existiert eine Datenbank mit > 5.000 Handschlitzten aus dem Netz der SBB) sowie den oben genannten Anforderungen wurden von den SBB folgende Kenngrößen des Unterbaumaterials definiert [13]:

- Gemischtkörniger Boden bestehend aus 40 Gew.-% Schlämmkorn (Korngrößen $d_k < 0,065$ mm) sowie Sand- und Kieskorn zu jeweils ca. 30 Gew.-%
- Gut abgestufte Sieblinie

Zur Herstellung des Unterbaumaterials, mit den oben beschriebenen Definitionen, wurden Mischversuche im Labormaßstab durchgeführt. Da Ton im Abbauzustand als Klumpen vorliegt, ist eine Mischung mit Sand und Kies nicht möglich. Daher musste auf Tonmehl zurückgegriffen werden, das bereits getrocknet und gemahlen war, da nur so eine homogene Mischung zusammen mit Sand und Kies gewährleistet werden konnte. Es wurden Sieblinien von Sanden und Kiesen aus einer Kiesgrube sowie Schlämmanalysen von Tonmehl erstellt. Durch Kombination der Sieblinien der einzelnen Fraktionen konnte eine Rezeptur berechnet werden, welche die Anforderungen der Soll-Sieblinie erfüllte.

In Tabelle 45 ist die entwickelte Rezeptur dargestellt, im Folgenden wird das Unterbaumaterial der Laborversuche mit TL40SK60 (Ton/Lehm 40 Gew.-% sowie Sand/Kies 60 Gew.-%) bezeichnet.

Tabelle 45: Rezeptur zur Erstellung des Unterbaumaterials TL40SK60

Fraktion	Gew.-% (*)	Material	Lieferant
Tonmehl	45,7	Tonmehl 132i (Sackware)	Fa. Carl Jäger
Sand	25,7	Betonsand 0/4	Kieswerk Fa. Glück
Kies	28,6	Frostschutzkies 0/32	Kieswerk Fa. Glück
(*) bezogen auf die Trockenmasse			

Herstellung

Da für die drei Versuche ca. 21 t Unterbaumaterial (etwa 7 t pro Versuch) benötigt wurden, wurde nach erfolgreichen Mischversuchen im Labormaßstab auf eine Betonmischanlage Typ Micromix des Herstellers Fliegl BAUKOM zurückgegriffen (siehe Abbildung A. 23 in Anlage A.7.1). Diese Anlage ist zur Mischung von Kleinmengen an Beton konzipiert und hat eine Mischtrommel mit einem Fassungsvermögen von 1 t Beton. Es erfolgte eine automatische, gravimetrische Dosierung von Sand und Kies in die Mischtrommel. Statt Zementmehl wurde Tonmehl als Sackware händisch in die Trommel zugeführt. Auf eine Wasserzugabe beim Mischen musste verzichtet werden, da andernfalls das Tonmehl verklumpte und einer homogene Vermischung nicht mehr möglich war. Vor dem Mischvorgang in Großmengen wurde der aktuelle Feuchtegehalte der einzelnen Fraktionen bestimmt und die Rezeptur geringfügig korrigiert, da sich diese auf die Trockenmassen bezieht. Nach dem Mischen wurde der TL40SK60 in Transportsäcke abgefüllt.

Geotechnische Kenngrößen des TL40SK60

Beim Einbau wurden bei jedem Versuch mehrere Proben des TL40SK60 entnommen und die Korngrößenverteilung im Einbauzustand ermittelt (siehe Abbildung 58). Basierend auf den Sieblinien ist der TL40SK60 nach der Bodenklassifizierung gemäß DIN 18196 als ein gemischtkörniger Boden mit der Bezeichnung stark sandiger und stark toniger Kies (ST*) einzustufen. Der TL40SK60 wurde weiteren geotechnischen Labor-

analysen unterzogen, die Ergebnisse sind der Tabelle 46 zu entnehmen. Die Proctorkurve kann in Abbildung A. 33 in Anlage A.7.3 betrachtet werden. Die Bestimmung der geotechnischen Kenngrößen erfolgte durch das Zentrum Geotechnik der TUM.

Tabelle 46: Geotechnische Kenngrößen des TL40SK60 Unterbaumaterials

Kenngröße	Ergebnis
Kornrohddichte ρ_s :	2,7 g/cm ³
Proctordichte ρ_{Pr} :	2,1 g/cm ³
Optimaler Wassergehalt w_{Pr} :	8,3 Gew.-%
Wassergehalt bei der Fließgrenze w_L :	21,0 Gew.-%
Wassergehalt bei der Ausrollgrenze w_P :	13,5 Gew.-%
Wasserdurchlässigkeit @ 85 % Proctordichte:	$1,0 \cdot 10^{-8}$ m/s
Wasserdurchlässigkeit @ 100 % Proctordichte:	$2,0 \cdot 10^{-8}$ m/s

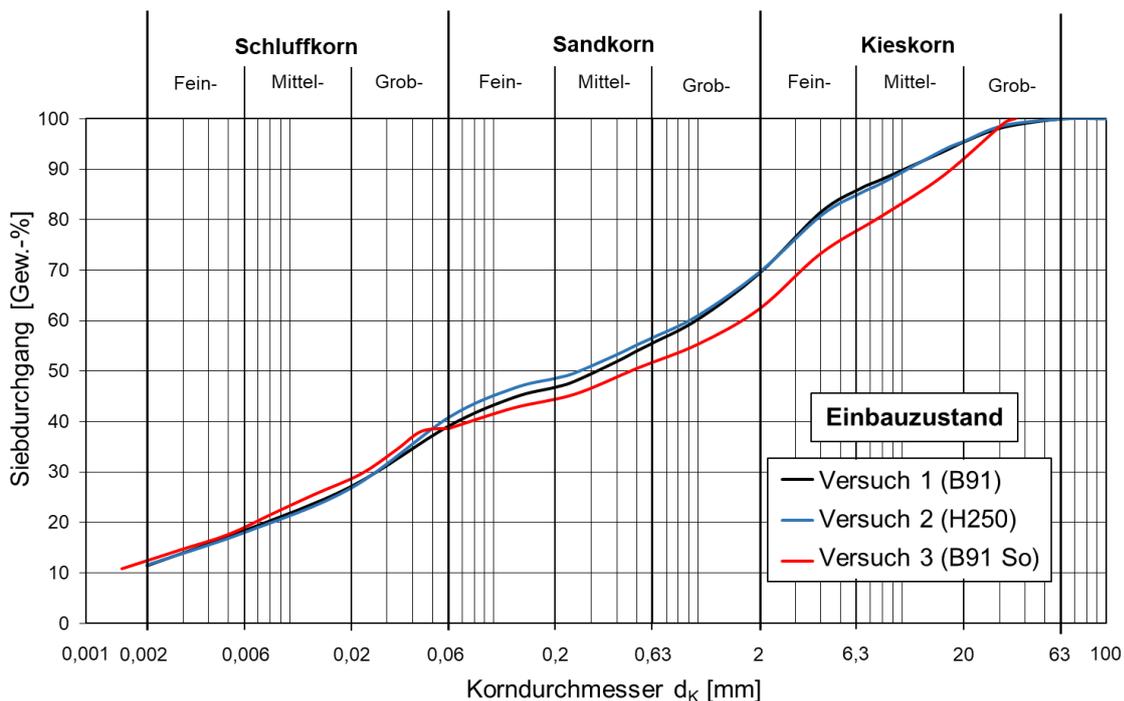


Abbildung 58: Sieblinien des TL40SK60 im Einbauzustand der drei Versuche

5.2.6.2 Gleisschotter

Für alle drei Versuche wurde neuwertiger Granitschotter mit der Körnung 31,5 mm/63 mm verwendet, der aus einer Lieferung stammte. Der Schotter wurde vor

dem Einbau nicht gewaschen oder anderweitig vorbehandelt. Beim Einbau des Schotter wurden eine 200 kg Sammelprobe, bestehend aus Teilproben aus dem oberen, mittleren und unteren Bereich der Transportsäcke, erstellt. Es erfolgten Laboranalysen zur Bestimmung der Kenngrößen des Einbauzustandes des Gleisschotter gemäß DIN EN 13450:2003 sowie DBS 918 061:2019 durch das Centrum Baustoffe und Materialprüfung der TUM. Der Fokus der Analysen lag auch auf der Messung des Feinkorngehaltes. Auf Untersuchungen zur Bestimmung des Verschleiß- oder Zertrümmerungsverhaltens konnte verzichtet werden, da für alle drei Großversuche Schotter aus einer identischen Lieferung verwendet wurde und der Fokus dieser Forschungsarbeit nicht auf der Thematik der Schotterzerstörung lag. Das Versuchsprogramm der Laboranalysen wurde daher wie folgt definiert:

- Korngrößenverteilung gemäß DIN EN 933-1
- Gehalt an Fein- und Feinstkorn
- Kornform, Plattigkeitskennzahl und Kornformkennzahl
- Petrographische Beurteilung

Der Schotter erfüllte in allen durchgeführten Prüfungen die Anforderungen des DBS 918 061:2019 [97]. In Tabelle 47 ist der Kornaufbau des Schotter zusammengefasst.

Tabelle 47: Siebdurchgang der Gleisschotterprobe [97]

Sieböffnung d [mm]	Durchgang [Gew.-%]
0,063	0,2
0,5	0,4
22,4	1,2
31,5	11,0
40	53,5
50	86,5
63	100,0

Die Analysen ergaben, dass der Schotter einen Anteil an Schlämmkorn von 0,2 Gew.-% aufwies, dessen Ursprung Brechstaub oder Abriebstaub beim Umladen war. Je Versuch wurden ca. 4,0 t Gleisschotter eingebaut, was einem Eintrag von 16 kg Feinkorn

($d_k < 0,5$ mm) entspricht, wovon 8 kg Schlämmerkorn ($d_k < 0,063$ mm) sind. Es ist davon auszugehen, dass die Feinbestandteile bei den Beregnungen der Versuche auf das Platum gewaschen werden. Somit würde bei einer gleichmäßigen Verteilung auf dem Platum durchschnittlich $3,0$ kg/m² Feinkorn vorliegen.

Ein Blick auf das Betriebsgleis zeigt, dass der Eintrag an Feinkorn alleine durch einen Stopfgang bis zu 4 kg pro Schwelle beträgt [79]. Somit liegen bereits bei einem neu erstellten Gleis bis zu 12 kg Feinkorn je Schwelle vor (Annahme: 3 Stopfgänge beim Neubau des Gleises), was über dem Feinkorneintrag durch den Neuschotter liegt. Da bei den Versuchen kein Unterstopfen der Schwellen beim Einbau vorgenommen wurde, entspricht der Feinkorgehalt im Einbauzustand einem sehr gering verschmutztem neuerem Betriebsgleis.

5.2.6.3 Gleisroste und Lasteinleitung

In Tabelle 48 ist ein Überblick über die Schwellentypen für die 2-Schwellen Gleisroste der drei Versuche gegeben.

Tabelle 48: Überblick über die Kenndaten der untersuchten Schwellenarten

Versuch	Schwellentyp	Maße (L x B x H)	Schienen- befestigung	Spann- klemme
1 (B91)	Betonschwelle B91 Ws VI	L = 260 cm	Ws VI Zw 686	Skl 1
2 (H250)	Buchenschwelle teerölgetränkt	250 cm x 26 cm x 15 cm	Rp IV Ke Zw 124-32-9	Skl 12
3 (B91 So)	Betonschwelle B91 Ws VI Schwellensole SLB 3007 G	L = 260 cm	Ws VI Zw 686	Skl 1

Die Gleisroste der Versuche unterschieden sich nur in der Art der verwendeten Schwellen und den dazugehörigen Schienenbefestigungen. Der Schwellenabstand betrug stets $a = 600$ mm und die Einbauneigung der Schiene war 1:40. Es wurden je zwei 1.000 mm lange Schienenstücke des Profils SBB IV 54E2 (Metergewicht 53,82 kg [50]) zur Montage der Gleisroste verwendet. Aus Tabelle 49 ist ersichtlich, dass die Masse der beiden Gleisroste mit Betonschwellen (Versuch 1 und Versuch 3) mehr als doppelt so hoch ist wie beim Holzschwellengleisrost.

Tabelle 49: Überblick über die Massen der 2-Schwellen Gleisroste der Laborversuche

Versuch	Schwellenart	Masse der 2-Schwellen Gleisroste [kg]
1	B91	670
2	H250	301
3	B91 So	672

Die Schienenbefestigungen waren, unabhängig von der Schwellenart, mit Spannklemmen und harten Kunststoffzwischenlagen, ausgeführt. Tabelle 50 und Tabelle 51 geben einen Überblick über die Abmessungen und Steifigkeiten der Zwischenlagen (Zw) bei Raumtemperatur. Je Typ wurde ein Mittelwert aus drei zufällig ausgewählten Zw gebildet. Die Prüfungen der Steifigkeit wurden gemäß DIN EN 13146-9:2020 [36] (quasistatische Belastung bis 85 kN) am Prüfamts für Verkehrswegebau der TUM durchgeführt und die Steifigkeiten zwischen 18 kN und 68 kN als Sekantenmodul ausgewertet.

Tabelle 50: Übersicht über die Abmessungen und Bezeichnungen der verwendeten Zwischenlagen

Versuch	Bezeichnung	Abmessung (L x B x H)
1 (B91) und 3 (B91 So)	Zw 686	160 mm x 125 mm x 7 mm
2 (H250)	Zw 124-32-9	160 mm x 125 mm x 6 mm

Tabelle 51: Statische und dynamische Steifigkeiten der Zwischenlagen bei Raumtemperatur

Versuch	Steifigkeit gemäß DIN EN 13146-9					
	statisch/ [kN/mm]	dynamisch [kN/mm]				
		1 Hz	2 Hz	5 Hz	10 Hz	20 Hz
1 (B91) und 3 (B91 So)	532	831	870	916	902	919
2 (H250)	579	818	869	894	893	914

Zur vertikalen Lasteinleitung auf den Schienenköpfen im Schwellenfach wurde ein 2.000 mm langer HEM280 Stahlträger verwendet. Eine kraftschlüssige Verspannung des Trägers mit den Schienen und mit dem Prüfcylinder ermöglichte ein Abheben der Gleisroste. Daher wurde auf die Verwendung einer Kalotte zur Lasteinleitung verzichtet.

5.2.7 Versuchsprogramm und Durchführung

Mit dem identischen Versuchsprogramm wurden innerhalb der drei Großversuche jeweils 4,075 Mio. Lastwechsel mit einem servohydraulischen 500 kN Prüfzylinder (Hersteller Fa. Zwick/Roell) aufgebracht. Die Steuerung der Hydraulik erfolgte mit dem Digitalregler PCS 8000 der Fa. walter + bai. Die reine Versuchslaufzeit (ohne Auf- und Abbau) ist in Tabelle 52 dargestellt.

Tabelle 52: Datum von Start und Ende der Versuche mit je 4,075 Mio. Lastwechsel

Versuch	Zyklische Belastung	
	Start	Ende
Versuch 1 (B91)	25.02.2020	18.03.2020
Versuch 2 (H250)	13.05.2020	04.06.2020
Versuch 3 (B91 So)	29.06.2020	20.07.2020

Bei der Wahl der Prüflasten für die Dauerschwingversuche ist zu berücksichtigen, dass eine statische und dynamische Achslast im Versuch simuliert werden muss. Daher wurde eine Stützpunktlast von 100 kN gewählt. D. h. auf dem 2-Schwellen Gleisrost wurden mittels Lasteinleitungsträger die Ersatzachslast ($2 \cdot Q = 400$ kN) sowie zusätzlich die Gewichtskraft des Gleisrostes ($F_{N,GR}$) vertikal aufgebracht (kraftschlüssige Verbindung zwischen Gleisrost und Prüfzylinder). Die Prüfoberlasten F_{OL} sowie die Gewichtskräfte der Gleisroste $F_{N,GR}$ sind in Tabelle 53 zusammengestellt.

Tabelle 53: Überblick über die maximalen Prüflasten F_{OL} und Gewichtskräfte $F_{N,GR}$ der Gleisroste

Kraft [kN]	Versuch 1 (B91)	Versuch 2 (H250)	Versuch 3 (B91 So)
$F_{N,GR}$	6,7	3,0	6,7
F_{OL}	406,7	403,0	406,7

Das Versuchsprogramm wurde in vier Szenarien untergliedert. Diese unterscheiden sich in der Feuchteconditionierung sowie in der Art und im Betrag der aufbrachten Belastungen. In Tabelle 54 ist ein Überblick über die wesentlichen Kenngrößen der vier Versuchsszenarien gegeben. Im Folgenden wird auf diese im Detail eingegangen.

Tabelle 54: Übersicht über die Kenngrößen der vier Szenarien der Laborversuche

Szenario	Lastwechsel [Mio.]	Art der Maschinensteuerung			Feuchte Konditionie- rung
	von...bis	Belastung	Entlastung	Funktion	
1	0...0,5	Kraft	Kraft	Sinus	trocken
2	0,5...3	Kraft	Kraft	Sinus	Steigerung der Feuchtig- keit
3a	3...3,03	Kraft	Weg	Dreieck	stehendes Wasser auf dem Planum ab 3,15 Mio. Lastwechsel
3b	3,03...4	Kraft	Weg	Dreieck	
4	4...4,075	Kraft	Weg	Dreieck, intermittie- rend	

In Szenario 1 fand eine Konsolidierung des Versuchsaufbaus mit 0,5 Mio. Lastwechsel ohne die Zugabe von Wasser statt. Die Be- sowie Entlastung erfolgte kraftgesteuert. Innerhalb von 0,5...3 Mio. Lastwechsel (Szenario 2) wurde durch mehrere Beregnungen die Feuchtigkeit des Unterbaus schrittweise gesteigert, sodass ab 3,15 Mio. Lastwechsel stehendes Wasser auf dem Planum vorlag. Je Beregnung (Dauer eine Beregnung: 10 Minuten) wurde eine Wassermenge von 8 l/m² gleichmäßig auf der Oberseite des Versuchsaufbaus (Fläche B x L: 3,5 m x 1,5 m) verteilt. Das aufgebrachte Wasser rann durch den Schotter und befeuchtete den Unterbau. Die Beregnungen erfolgten, wenn nicht anders beschrieben, während der laufenden Versuche (nur die 1. Beregnung sowie die 3-fach Beregnung bei 3,15 Mio. Lastwechsel wurde bei ruhendem Versuch vollzogen). Je Versuch wurde durch 17 Beregnungen eine Wassermenge von 136 l/m² oberflächlich auf den Versuchsaufbau aufgebracht. Nach der 3-fach Beregnung bei 3,15 Mio. Lastwechsel (ruhender Versuch mit einer statischen Prüfkraft von $F_{N,GR}$) lag bis zum Ende bei allen Versuchen stehendes Wasser auf dem Planum vor. Der Wasserstand wurde mittels visueller Inspektion durch das Endoskop kontrolliert (siehe auch Abbildung A. 35 in Anlage A.7.3). Er lag im weiteren Versuchsverlauf mindestens ca. 30 mm über der Planums oberseite (gemessen im Schwellenfach) und wurde regelmäßig mit dem Endoskop überprüft. Während des Vorliegens von stehendem Wasser wurde in Szenario 3 eine schlagende Belastung durch den Gleisrost simuliert. D. h. die Servohydraulik belastete zunächst bis zur Prüfoberlast F_{OL} und hob anschließend den Gleisrost, gesteuert über den Wegaufnehmer des Prüfcylinders, nach oben an. Dadurch wurde die Bettung kurzzeitig vollständig entlastet. Im darauffolgenden Belastungszyklus setzte der

Gleisrost weggesteuert auf der Bettung auf und wurde anschließend wieder kraftgesteuert bis zur Prüfoberlast F_{OL} belastet. Innerhalb der ersten 30.000 Lastwechsel von Szenario 3 (3,0 Mio. bis 3,03 Mio. Lastwechsel) wurde zunächst mit einer reduzierten Oberlast und Schwingweite gefahren (Bezeichnung mit Szenario 3a). Im 4. Szenario wurde die monotone Dauerschwellbelastung durch eine intermittierende Belastung ersetzt. D. h. es wurden 100 Lastwechsel aufgebracht, gefolgt von einer Ruhezeit von 120 s. Nach Ende der Ruhezeit (Belastung mit $F_{N,GR}$) erfolgten weitere 100 Lastwechsel, danach wiederholte sich der Vorgang. Durch die intermittierende Belastung wurden Zugpausen simuliert werden. Die Belastungsfrequenz der Versuche betrug zwischen 2...3 Hz, je Versuch wurden insgesamt 4,075 Mio. Lastwechsel aufgebracht. Zu Beginn der Versuche und am Ende jedes Szenarios wurden quasistatische Kennlinien aufgezeichnet. In Tabelle 55 sind die Prüflasten (F_{OL} und F_{UL}) und Schwingwege des Prüfzylinders (Δs) der einzelnen Szenarien angegeben.

Tabelle 55: Übersicht über die Prüflasten F_{OL} bzw. F_{UL} und die Schwingwege Δs des Prüfzylinders während der verschiedenen Versuchsszenarien

Szenario	Prüfoberlast F_{OL}	Prüfunterlast F_{UL} bzw. Schwingweg des Prüfzylinder Δs
1	400 kN + $F_{N,GR}$	$F_{N,GR}$
2		
3a	200 kN + $F_{N,GR}$	$\Delta s = 8$ mm
3b	400 kN + $F_{N,GR}$	$\Delta s = 9$ mm ab 3,3 Mio. Lastwechsel: $\Delta s = 12$ mm
4		$\Delta s = 10$ mm

Richten der Gleisroste

Teilweise ergaben sich während der Versuchslaufzeit stark einseitige Setzungen bzgl. der Schwellenlängsachse. Dadurch war ein Versuchsstopp begleitet von einem Ausrichten der Gleisroste erforderlich. Auf ein Nachstopfen der Schotterbettung wurde verzichtet (Kornzertrümmerung, Beschädigung der Schwellen, Auflockerung der Konsolidierung und Zerstörung der Messtechnik im Schotter). Daher wurde die Einschotterung der Schwellen (Bereich vom Schotterplanum bis zur Bettungskrone) entfernt, der Gleisrost mit der Hydraulik angehoben und auf der höher liegenden Seite Schotter unter den

Schwellen entnommen. Anschließend wurde die Einschotterung bis zur Schwellenoberseite wieder eingebaut und per Hand verdichtet. Dadurch konnte die Lage des Gleisrostes korrigiert werden ohne die Konsolidierung zu zerstören. Dieser Vorgang wird im Folgende als „Richten der Gleisroste“ bezeichnet.

5.2.8 Einbauzustand des Unterbaus

Die Korngrößenverteilung des TL40SK60 im Einbauzustand der drei Versuche wurde bereits in Abschnitt 5.2.6.1 in Abbildung 58 gezeigt. Zur Kontrolle der Einbaudichte wurden im Bereich des Planums bei jedem Versuch an drei Punkten Messungen mit einem Densitometer durch das Zentrum Geotechnik der TUM durchgeführt. In einer Höhe von $z = 0,5 \dots 0,65$ cm wurden hierzu Proben (auch zur Bestimmung des Wassergehaltes mittels Rücktrocknung) entnommen und das Volumen der verbliebenen Hohlräume mit einer Wasserblase ermittelt. Zur Kontrolle der Verdichtung wurden Messungen mit dem leichten Fallgewicht (Masse 10 kg) auf dem Planum an je neun Messpunkten durchgeführt und der E_{vd} -Wert bestimmt. Der Einbauzustand der Versuche ist in Tabelle 56 dokumentiert.

Tabelle 56: Einbauzustand des TL40SK60 der drei Laborversuche

Versuch	Wassergehalt w [Gew.-%]	Verdichtungsgrad am Planum [%] von ρ_{Pr}	E_{vd} -Wert auf dem Planum [MN/m ²]
Versuch 1 (B91)	3,6	87,8	7,2
Versuch 2 (H250)	3,3	83,1	8,7
Versuch 3 (B91 So)	3,2	83,7	7,0

Die Verdichtungsmessungen ergaben einen mittleren Wert von $E_{vd} = 7,6$ MN/m² über alle Versuche. Um diesen Wert beurteilen zu können, wurde ein Vergleich mit dem Schweizer Regelwert R RTE 21110 „Unterbau und Schotter“ vorgenommen; so wird im Fall einer Unterbausanierung ein Wert von $E_{vd} \geq 24$ MN/m² (Umrechnung in E_{vd} gemäß [98]), auf der PSS mit der Schichthöhe 30 cm gefordert [90]. Somit kann von einer vergleichsweise geringen Verdichtung beim Einbau des TL40SK60 ausgegangen werden. Bzgl. der Korngrößenverteilung kann festgehalten werden, dass vom TL40SK60 Unterbaumaterial die Anforderungen nach einem Anteil von 40 Gew.-% Schluffkorn und einer

gut abgestuften Sieblinie bei allen Versuchen erfüllt wurde. Ein Mischvorgang zur Herstellung des TL40SK60 war nur in einem trockenen Zustand möglich, da das Tonmehl bei Wasserzugabe rasch verklumpte. Der Einbau des TL40SK60 erfolgte ebenfalls im trockenen Zustand mit einer Einbaudichte, die deutlich unter der Proctordichte lag. Eine Befeuchtung des TL40SK60 während des Einbaus wurde nicht vorgenommen, da diese nicht reproduzierbar wäre und das Tonmehl im unverdichteten Zustand zur Klumpenbildung neigt.

5.2.9 Ausbaurzustand von Ober- und Unterbau

5.2.9.1 Gleisroste

Das Material der Gleisroste (Schienen, Schienenbefestigungen und Schwellen) blieb durch die Dauerbelastung mit insgesamt 4,075 Mio. Lastwechsel je Versuch unbeschädigt. Es wurden keine Risse oder Brüche festgestellt, die auf ein Bauteilversagen hindeuteten. Um Rückschlüsse bzgl. der Kontaktflächen der Schwellen mit der Schotterbettung zu ziehen, wurden detaillierte Untersuchungen durchgeführt. Hierzu wurden die Abdrücke der Schotterkörner an den Schwellensohlflächen farblich hervorgehoben und Orthofotos der Schwellenunterseiten erstellt (siehe Anlage A.7.5, Abbildung A. 37). Durch eine Bildanalyse Software [99] konnte der Anteil der Sohlfläche, welcher mit dem Schotter in Kontakt stand, berechnet werden (siehe Abbildung 59). Der auflagerfreie Mittelteil der Schwellen war bei allen Schwellenarten nur noch teilweise erhalten geblieben. Die Abdrücke der Schotterkörner im Mittelbereich zeugten von einer Lastabtragung auch über die Schwellenmitte. Durch die elastische Schwellensohle war die Kontaktfläche mit dem Schotter im Fall der B91 So Schwelle am höchsten.

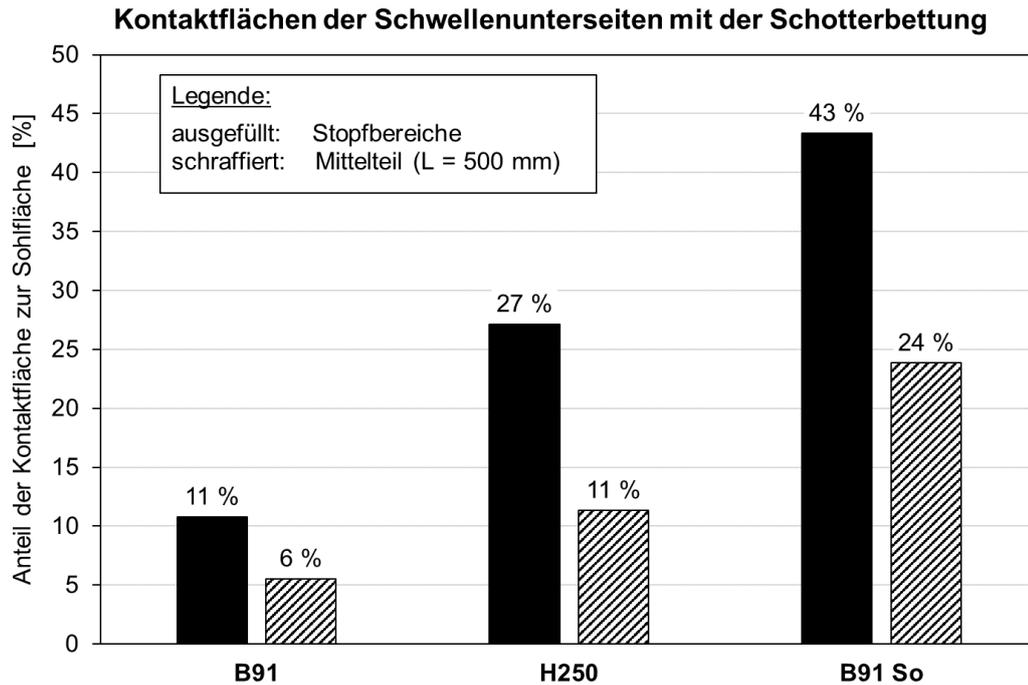


Abbildung 59: Kontaktflächen der Schwellenunterseiten mit der Schotterbettung nach 4,075 Mio. Lastwechsel für die drei Schwellenarten

5.2.9.2 Allgemeine Beobachtungen beim Ausbau des Schotters

Beim Ausbau wurde die Schotterbettung lagenweise von oben nach unten abgetragen. Der Grundsotter wurde im Bereich ab ca. 20 cm unter der Schwellenunterseite bis zum Planum getrennt erfasst. Beim Versuch 1 (B91) konnte mit dem Ausbau erst ca. 4,5 Wochen nach dem Versuchsende begonnen werden (verordnete Schließung des Instituts durch den deutschlandweiten Lockdown aufgrund der COVID-19 Pandemie). Beim Ausbau der Schotterbettung bot sich bei allen drei Versuchen ein ähnliches Bild. Der Schotter war bis mindestens ca. 30 cm unter der Schwellenunterseite sauber. Bei allen drei Versuchen lag am Ende stehendes Wasser auf dem Planum vor (siehe Abbildung 60). Obwohl der Versuch 1 (B91) beim Ausbau bereits ausgetrocknet war, konnte das Wasser auf dem Planum mittels Sondierung der transparenten Kunststoffrohre während der Versuchslaufzeit detektiert werden (siehe Abbildung A. 35 in Anlage A.7.3).



Abbildung 60: Querschnitt durch die Schotterbettung beim Ausbau des Versuches 2 (H250). Die dunklen Färbungen der Schotterkörner (durch Teeröl) im oberen Bildbereich zeugen vom Kontakt mit der Schwellensohlfläche. (Aufnahme: Verfasser am 05.06.2020)

In Abbildung 61 ist ein Foto des Aufbaus der Schichten nach dem Entfernen des stehenden Wassers gezeigt. Bei allen drei Versuchen konnte mindestens ca. 30 cm sauberer Schotter unter den Schwellen ausgebaut werden. Darüber hinaus wurde bei jedem Versuch eine Zwischenschicht bestehend aus Schotter und Unterbaumaterial vorgefunden. In der Zwischenschicht ($H \leq 5$ cm) füllte aufgeweichtes und teilweise verflüssigtes Material die Hohlräume zwischen den Schotterkörnern. Unter der Zwischenschicht lag der TL40SK60 augenscheinlich unverändert vor. Nach dem oberflächlichen Austrocknen zeichnete sich die Zwischenschicht durch fest eingebundene Schotterkörner aus. Somit wurde zunächst der Schotter in Form von losen Schotterkörnern ausgebaut (Foto siehe Abbildung A. 39 in Anlage A.7.5) und das Planum freigelegt. In einem weiteren Schritt wurde die Zwischenschicht entfernt, sodass keine Schotterkörner mehr im Unterbau vorhanden waren (Foto siehe Abbildung A. 40 in Anlage A.7.5).

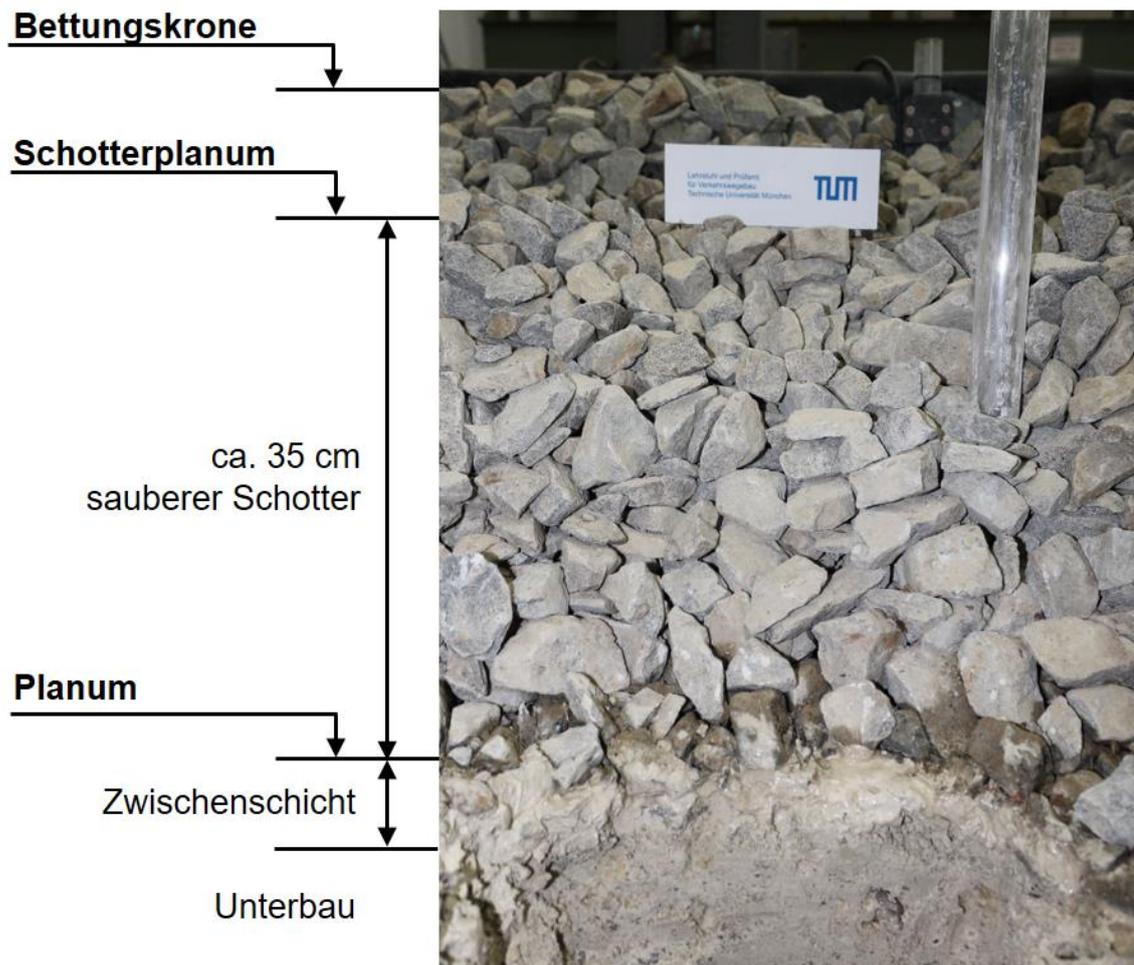


Abbildung 61: Foto zur Darstellung der Schichten beim Ausbau des Versuches 2 (H250). Rechts oben ist ein Teil eines transparenten Kunststoffrohrs zur Inspektion mit dem Endoskop zu sehen. (Aufnahme: Verfasser am 05.06.2020)

5.2.9.3 Planum und Zwischenschicht

Mit einer Messlatte, die auf die Oberkante des Versuchskastens aufgelegt wurde, konnten unter Zuhilfenahme eines Laser-Entfernungsmessers Stichmaße in einem Raster von 15 cm über die gesamte Grundfläche des Versuchskastens aufgenommen werden. Diese Messung wurde vor und nach dem Entfernen der Zwischenschicht durchgeführt. Dadurch war es möglich, das Volumen dieser Schicht zu berechnen. Zur anschaulichen Darstellung und Beurteilung wurde die Oberfläche des Planums vor (siehe Abbildung 62) und nach dem Entfernen der Zwischenschicht (siehe Abbildung 63) relativ zur Einbauposition als farblich kodierte Darstellung visualisiert.

Oberfläche des Planums - mit Zwischenschicht

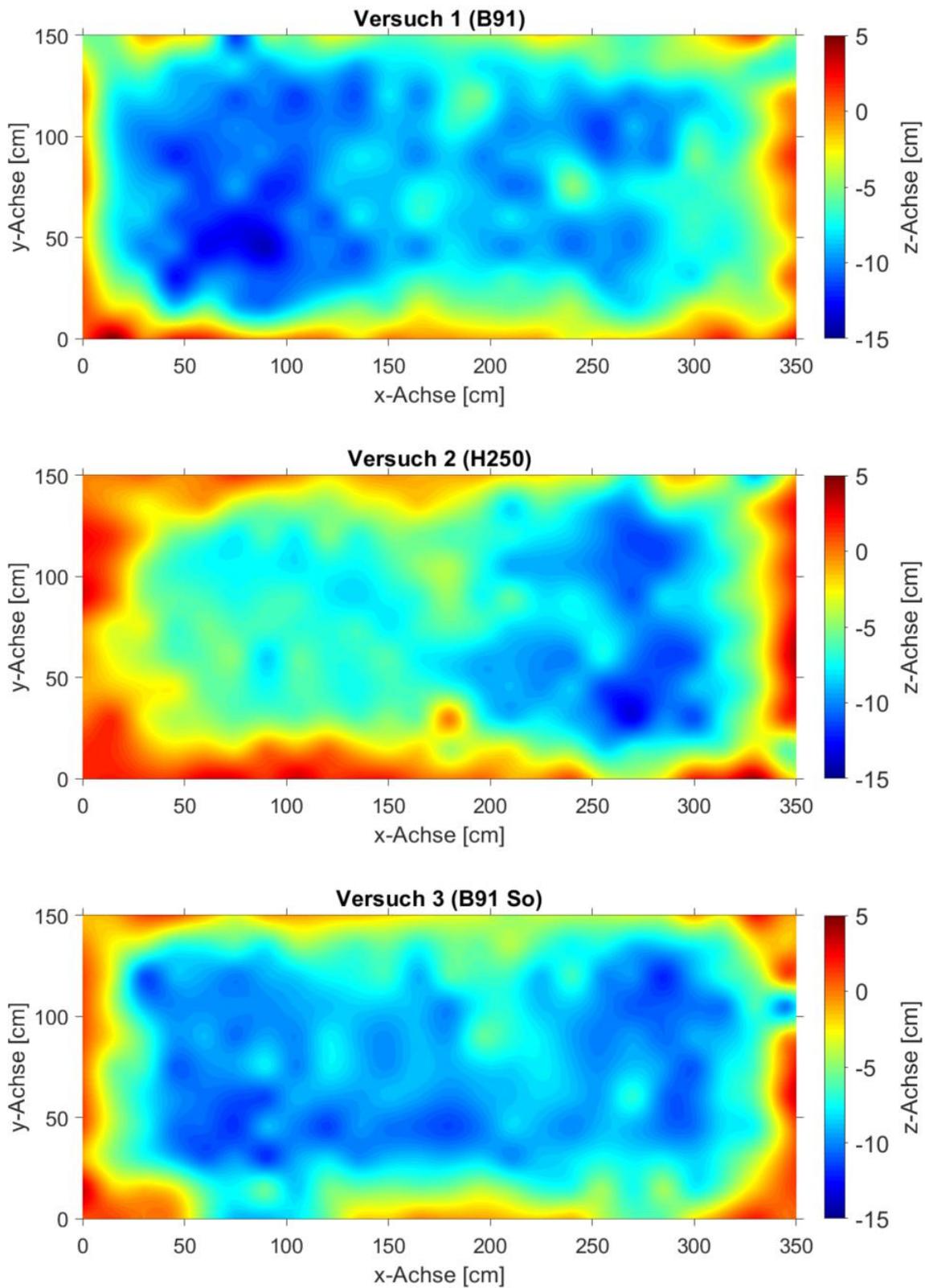


Abbildung 62: Oberfläche des Planums mit Zwischenschicht im Ausbauzustand bei den drei Versuchen relativ zum Einbauzustand bei $z = 0$ cm. Die Darstellungen sind genordet und die Perspektive entspricht der Draufsicht auf den Versuchsaufbau.

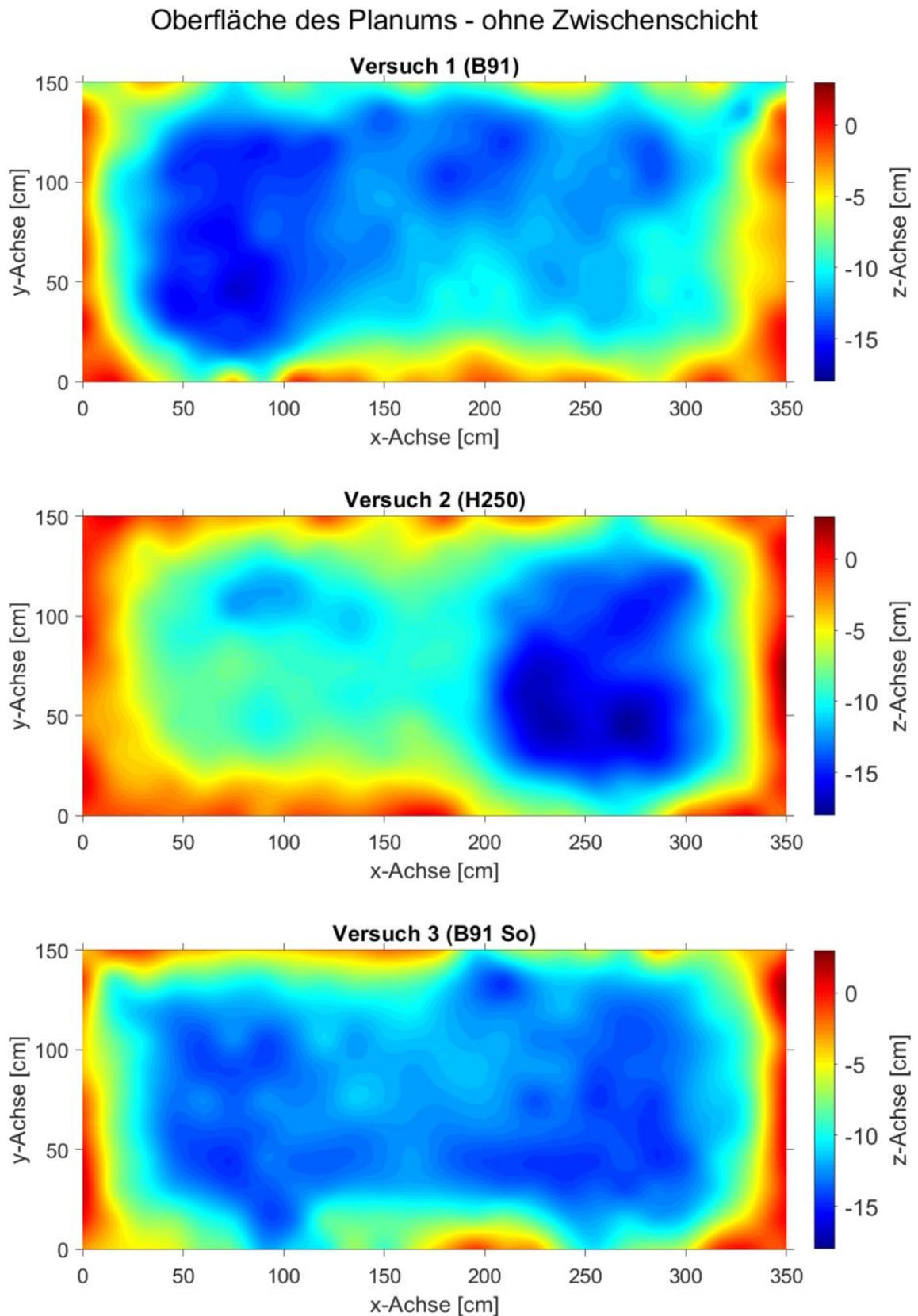


Abbildung 63: Oberfläche des Planums nach Entfernung der Zwischenschicht im Ausbauzustand relativ zum Einbauzustand bei $z = 0$ cm. Die Darstellungen sind genordet und die Perspektive entspricht der Draufsicht auf den Versuchsaufbau.

Die Setzungen des Planums waren über die Fläche betrachtet beim Versuch 3 (B91 So) am homogensten. Der Versuch 1 (B91) hatte an den westlichen Enden der Schwellen etwas höhere Setzungen, wobei hingegen der Versuch 2 (H250) eine deutliche ausgeprägte ungleichmäßige Setzung an den östlichen Schwellenenden aufwies. Es gilt anzumerken, dass in keinem Versuch eine geringere Setzung im Schwellenfach als direkt unter der Schwelle beobachtet wurde (siehe auch Abbildung A. 39 des freigelegten Planums in Anlage A.7.5). D. h. es waren keine „Abdrücke“ der Schwellen auf dem Planum ersichtlich. Die ungleichmäßigen Setzungen des Unterbaus traten im Oberbau durch ein einseitiges Einsinken der Schwellen in Erscheinung. Dies führte beim Versuch 1 (B91) einmal zum Versuchsstopp und Richten des Gleisrostes, beim Versuch 2 (H250) war dieser Vorgang hingegen viermal notwendig. Beim Versuch 3 (B91 So) war eine Lagekorrektur der Schwellen während des Versuches nicht notwendig.

Aus den Messdaten der Planumsoberfläche konnte ein über die Fläche des Versuchsaufbaus gemittelter Schichtaufbau (ohne die Randbereiche bis einschließlich 15 cm von den Wänden des Schotterkastens entfernt) berechnet werden (siehe Abbildung 64). Zusätzlich wurden noch die am Gleisrost gemessenen Setzungen und Verformungen berücksichtigt und somit eine Gesamtbilanz erstellt. Während Versuch 1 (B91) und Versuch 3 (B91 So) sehr ähnlich bezüglich des Schichtaufbaus sind, liegt beim Versuch 2 (H250) eine etwas verringerte Schotterbetthöhe vor. Die Ursache hierfür sind die vier Richtvorgänge des Gleisrostes, bei denen Schotter unter der zu hoch liegenden Schwelenseite entnommen wurde. Da beim Versuch 2 (H250) stark einseitige Setzungen zu beobachten waren, wurde der Schichtaufbau für die westliche und östliche Seite nochmals getrennt ausgewertet (siehe Abbildung A. 34 in Anlage A.7.3). Bei der Betrachtung der prozentualen Änderung der mittleren Schichthöhe im Vergleich zum Einbauzustand (siehe Abbildung 65) ergab sich, dass die Änderungen bei den Versuchen 1 (B91) und Versuch 3 (B91 So) ähnlich sind und Versuch 2 (H250) vor allem durch eine größere Abnahme der Schotterbetthöhe aus den oben genannten Gründen auffällt.

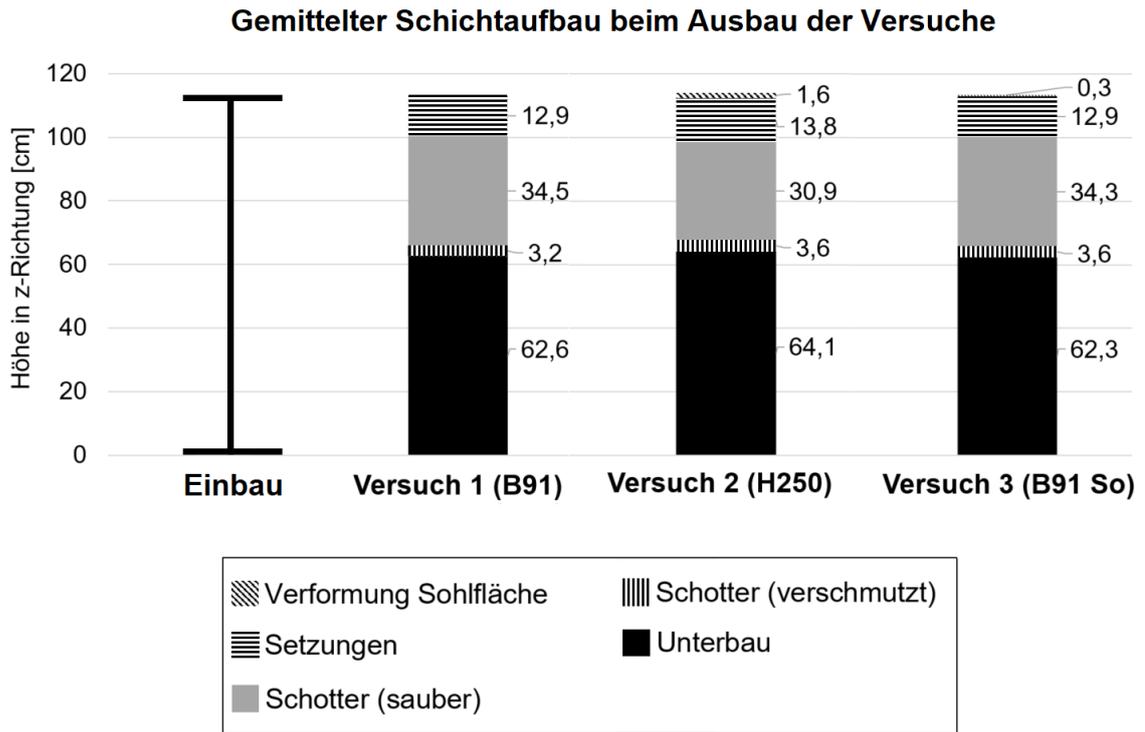


Abbildung 64: Gemittelter Schichtaufbau beim Ausbau der Versuche nach 4,075 Mio. Lastwechsel

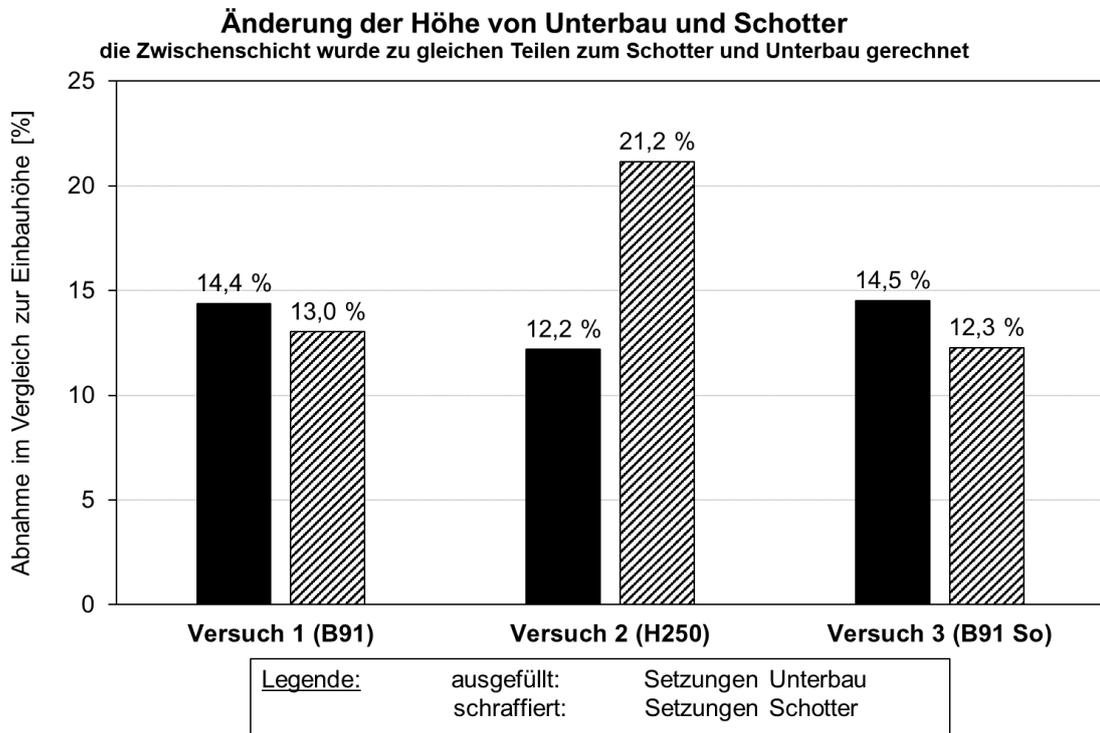


Abbildung 65: Änderung der Schichthöhe von Unterbau und Schotter im Vergleich zum Einbauzustand. Die Zwischenschicht wurde zu gleichen Teilen dem Schotter und dem Unterbau zugeordnet.

5.2.9.4 Ausbauzustand des Unterbaus ohne Zwischenschicht

Zur Dokumentation des Ausbauzustandes sowie zur Detektion von etwaigen Veränderungen in der Zusammensetzung des Unterbaumaterials wurden geotechnische Analysen vorgenommen. Die Probenentnahme erfolgte während des Ausbaus der Versuche. Im Bereich des Unterbaus unterhalb der Zwischenschicht ($z < 60$ cm) konnte keine Änderung der Sieblinie im Vergleich zum Einbauzustand des TL40SK60 festgestellt werden. D. h. der TL40SK60 liegt im ungestörten Unterbau, ohne Schottereinpressungen und Bodenverflüssigungen bzgl. des Kornaufbaus nach den Versuchen, unverändert vor. Der Ausbauwassergehalt des Unterbaus (Probenentnahme beim Ausbau ab ca. 5 cm unter der Zwischenschicht und Rücktrocknung im Ofen) liegt im Vergleich zum Einbauzustand bereits über dem optimalen Wassergehalt w_{Pr} (siehe Abbildung 66). Die Probenentnahme erfolgt ca. 1-2 Tage nach Versuchsstopp, der Versuch 1 (B91) konnte hingegen erst nach ca. 4,5 Wochen beprobt werden, weshalb der Versuch bereits bis in den Unterbau ausgetrocknet war. Auch beim Versuch 1 (B91) wird unmittelbar nach dem Versuchsstopp von Wassergehalten im Bereich von 10 Gew.-% ausgegangen (siehe auch Feuchtigkeitsmessung während der Versuche Abschnitt 5.2.16.2).

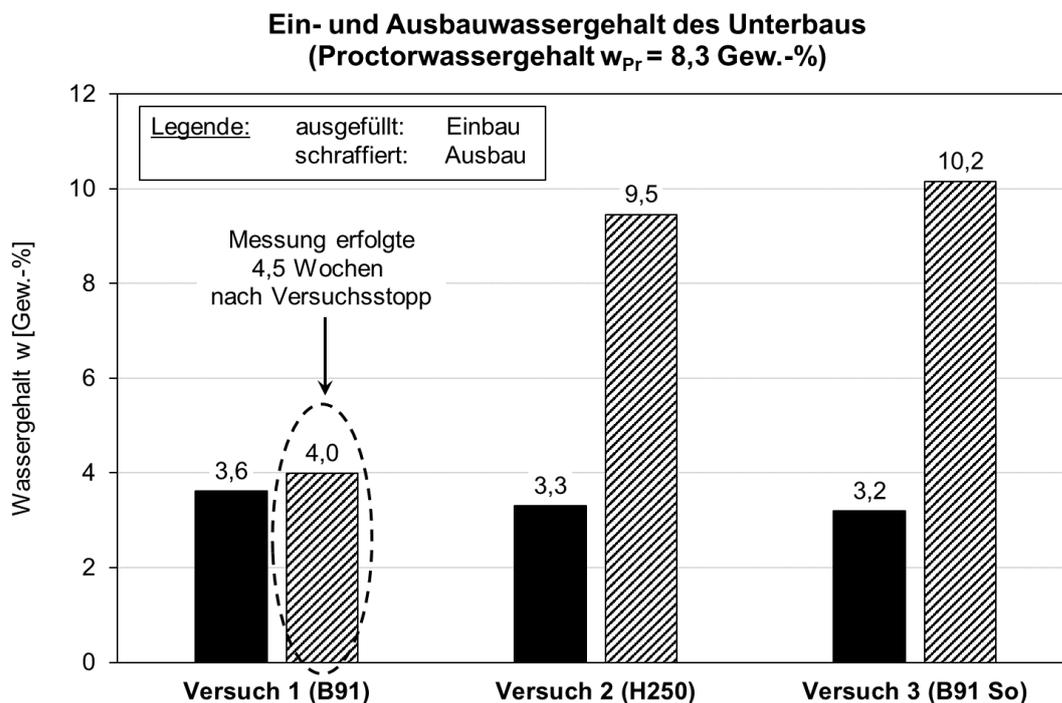


Abbildung 66: Ein- und Ausbauwassergehalt des Unterbaus ohne Zwischenschicht. Im Ausbauzustand fand die Probenentnahme im Bereich ab ca. 5 cm unterhalb der Zwischenschicht im Unterbau ohne Schotter statt.

Während der TL40SK60 beim Einbau in einer vergleichsweise geringen Dichte vorlag, wurde im Ausbauzustand unterhalb des Planums eine Verdichtung nahe der Proctordichte vorgefunden (siehe Abbildung 67).

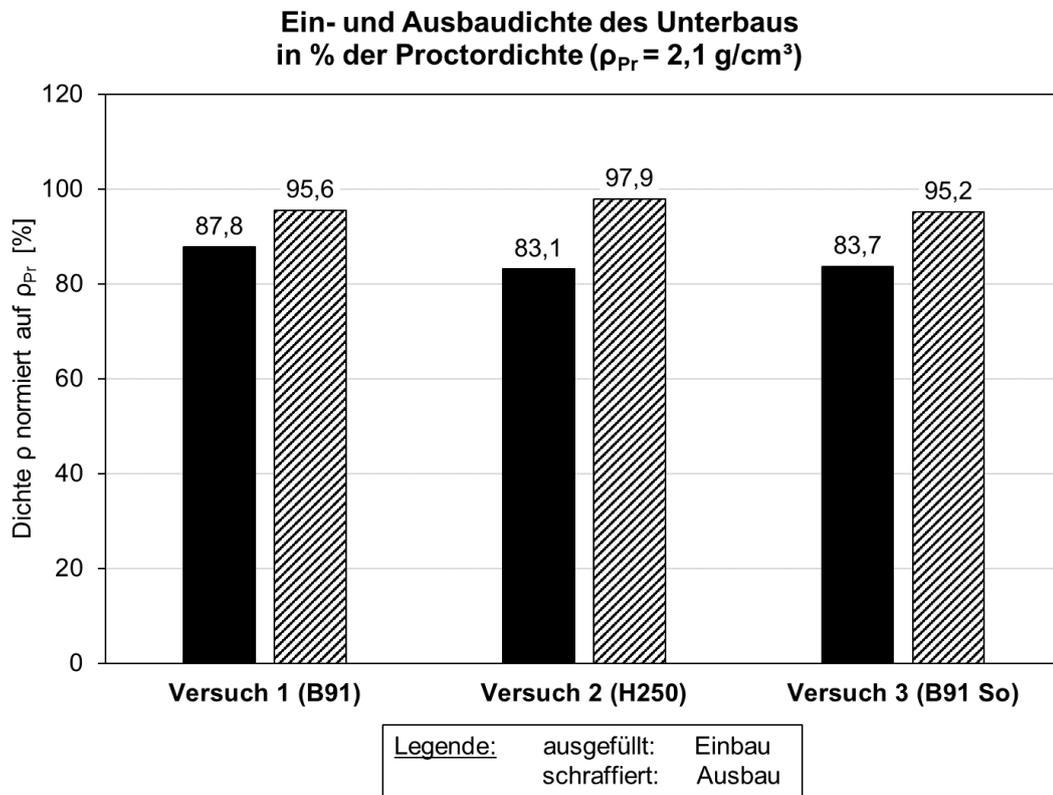


Abbildung 67: Ergebnisse der Dichtemessungen des Unterbaus ohne Schotter im Bereich unter dem Planum ($z < 60 \text{ cm}$) im Ein- und Ausbauzustand

5.2.9.5 Allgemeine Charakterisierung der Zwischenschicht

Das Material der Zwischenschicht wurde getrennt erfasst und wie folgt schrittweise aufbereitet und analysiert:

1. Durch Waschen mit einer eigens entwickelten Schotterwaschanlage konnte die Masse an sauberem Schotter in der Zwischenschicht bestimmt werden (Foto siehe Abbildung A. 41 in Anlage A.7.5).
2. Durch Auffangen, Homogenisieren und Rücktrocknen des Waschrückstandes konnte je Versuch eine repräsentative Sammelprobe des feinkörnigen Schotterschmutzes erzeugt werden.

3. An der Sammelprobe des Schotterschmutzes wurden Sieb- und Schlämmanalysen vorgenommen, um den Kornaufbau zu dokumentieren (siehe Abschnitt 5.2.9.6). Hierbei wurden zuvor sämtliche offensichtliche Bestandteile von Schotterkörnern entfernt.
4. Zur Klärung der Herkunft des Schotterschmutzes (SSU oder SSO) wurden Mineralanalysen durchgeführt (siehe Abschnitt 5.2.9.7). Für eine Beschreibung des Analyseverfahrens sei auf Abschnitt 4.4.5 verwiesen. Als Referenz wurden zusätzlich Mineralanalysen von sauberem Schotter sowie von TL40SK60 im Einbauzustand vorgenommen.

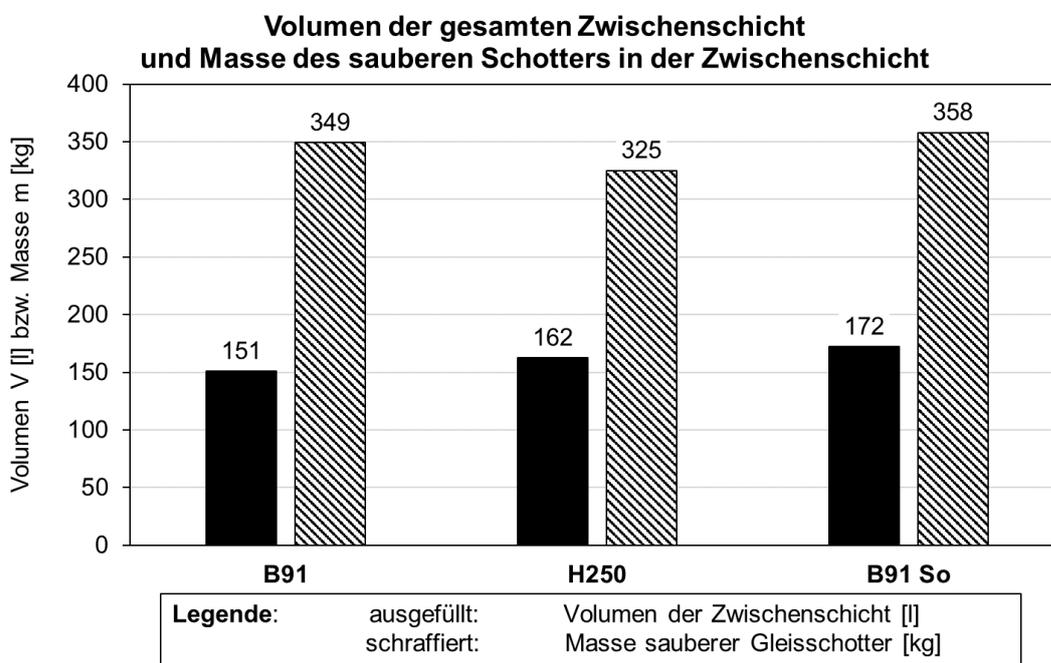


Abbildung 68: Ergebnisse der Analysen der Zwischenschicht bzgl. Volumen sowie Masse des sauberen Schotters

Die Ergebnisse bzgl. des Volumens und der Masse des sauberen Schotters in der Zwischenschicht sind in Abbildung 68 visualisiert. Das Volumen der Zwischenschicht wurde aus den Messungen zur Planumsoberfläche berechnet (siehe Abschnitt 5.2.9.3). Bei der Freilegung der Zwischenschicht muss berücksichtigt werden, dass auch Schottersteine vorlagen, welche nur teilweise in der Zwischenschicht eingebunden waren. Da der Versuch 1 (B91) beim Ausbau im Bereich der Zwischenschicht bereits ausgetrocknet war, fiel die Differenzierung des Schottermaterials besonders schwierig. Generell wurde die Unsicherheit bei der Erfassung der Masse des Schotters in der Zwischenschicht mit ± 20 kg geschätzt (Erfahrungswert beim händischen Ausbau der Bettung). Die Masse

des Schotters in der Zwischenschicht bietet sich als Beurteilungsgröße zum Grad der Schädigung des Zweischichtsystems Unterbau-Schotter an. Aufgrund der oben beschriebenen Messunsicherheit sind die im Rahmen der drei Versuche betrachteten Schwellenarten als gleichwertig bzgl. der Neigung zur Vermischung von Unterbau und Schotter anzusehen.

5.2.9.6 Kornaufbau des Schotterschmutzes und Schlammes

Bei allen Versuchen unterschied sich der Kornaufbau des Schotterschmutzes in der Zwischenschicht nicht wesentlich von der Sieblinie des TL40SK60 (siehe Abbildung 69). Es liegt keine Entmischung des Unterbaumaterials vor, sodass von einem Einpressen des Schotters in den Unterbau und nicht von einem Hochpumpen von Feinkorn durch Mud Pumping ausgegangen wird [84].

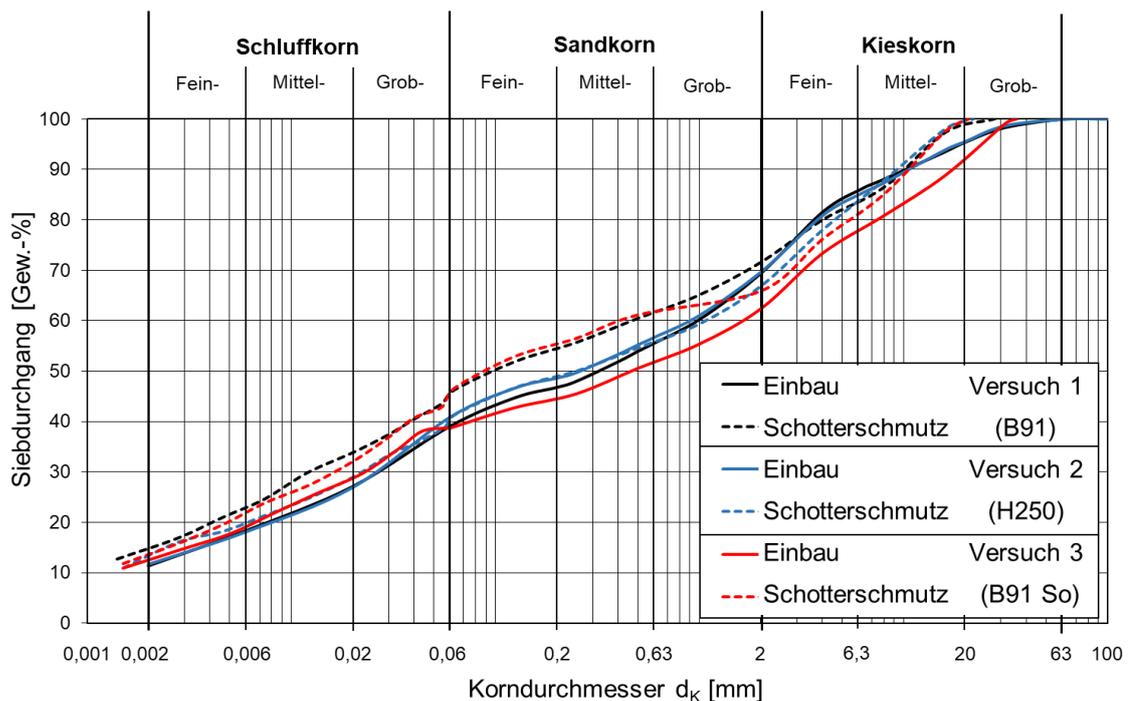


Abbildung 69: Korngrößenverteilung des TL40SK60 im Einbauzustand sowie des Schotterschmutzes in der Zwischenschicht

An der Oberseite der Zwischenschicht (Grenzfläche verschmutzter Schotter/sauberer Schotter) wurde bei Versuch 2 (H250) und Versuch 3 (B91 So) die Bildung einer Feinteilsuspension festgestellt, die als Schlamm beim Ausbau erkennbar war (siehe Abbildung 70).



Abbildung 70: Verflüssigter Unterbau (Schlamm) im Bereich der Zwischenschicht exemplarisches Foto von Versuch 2 (H250) (Aufnahme: Verfasser am 05.06.2020)

Bei Versuch 1 (B91) konnte kein Schlamm vorgefunden werden, da der Versuch beim Ausbau bereits im Bereich der Zwischenschicht und des Planums ausgetrocknet war. Es konnte jedoch getrockneter Schlamm an den oberen Schotterkörnern der Zwischenschicht identifiziert und beprobt werden. Der Schlamm hat sich während dem Vorliegen von stehendem Wasser auf dem Planum unter der zyklischen Belastung gebildet. Durch das Endoskop konnte das Verhalten am Schichtübergang Unterbau-Schotter während der Dauerschwellbelastung beobachtet werden. Bei allen Versuchen konnten Pumpbewegungen im Wasser auf dem Planum unter der zyklischen Last registriert werden (verbunden mit einer Trübung des Wassers). Es ist davon auszugehen, dass unter der zyklischen Belastung Feinkorn aus dem TL40SK60 ausgelöst wurde und somit beim Ausbau als Schlamm sichtbar war. Eine exakte Probenentnahme, die sich ausschließlich auf den verflüssigten Unterbau bezieht, gestaltete sich beim Versuch 1 (B91) als schwierig, weshalb hier von einer geringeren Aussagekraft der Ergebnisse auszugehen ist. Der Kornaufbau des verflüssigten Unterbaus zeigte eine deutliche Verschiebung hin zu feinkörnigerem Material im Vergleich zur Sieblinie des TL40SK60 (siehe Abbildung 71). Eine quantitative Beurteilung der Verschiebung der Sieblinien ist nicht sinnvoll, da die Probenentnahme problematisch ist und nicht von einer repräsentativen Sammelprobe des Schlammes gesprochen werden kann. Die Gewinnung einer Sammelprobe war nicht möglich, da während des händischen, schichtweisen Ausbaus (Dauer 2 bis 3 Tage) die Schotterbettung und damit auch der Pumpschlamm bereits ausgetrocknet war.

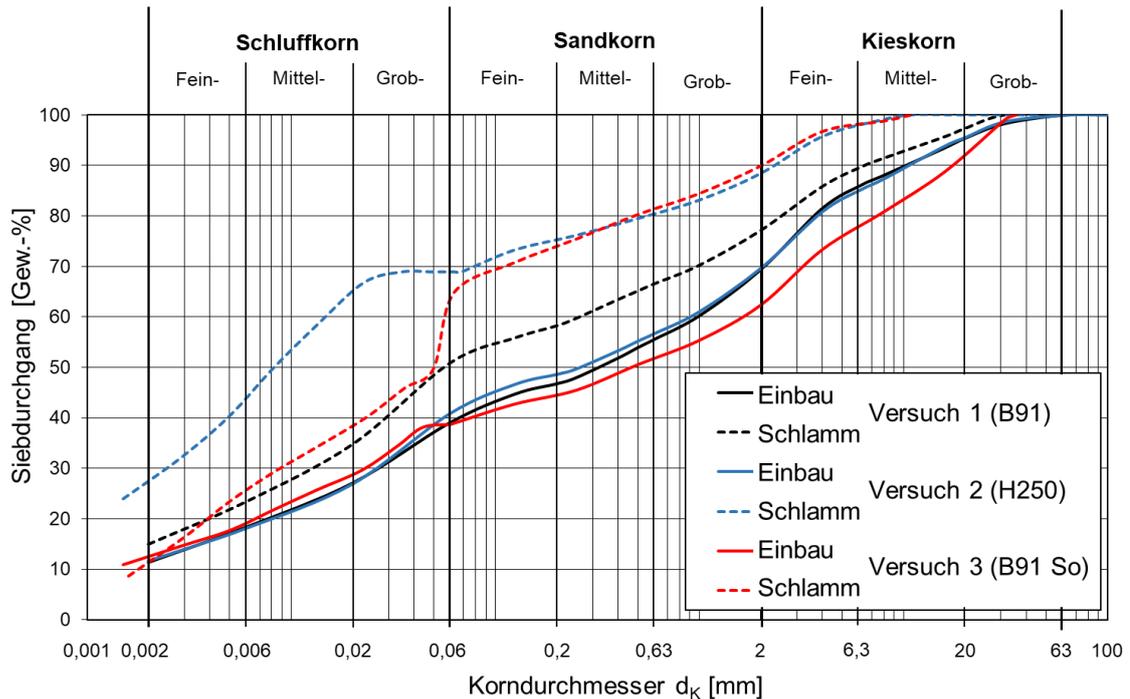


Abbildung 71: Korngrößenverteilung des TL40SK60 im Einbauzustand sowie des aufgeweichten Materials (Schlamm) im oberen Teil der Zwischenschicht

5.2.9.7 Mineralanalysen der Zwischenschicht

Die Ergebnisse der Mineralanalysen mittels XRD sind in Tabelle 57 gegeben und werden im Folgendem diskutiert. Die Durchführung der Mineralanalysen erfolgte analog zu Abschnitt 4.4.5 durch das GeoZentrum Nordbayern der Friedrich-Alexander-Universität Erlangen-Nürnberg.

Bei der Interpretation der Ergebnisse der Mineralanalysen liegt der Schluss nahe, dass der Schotterschmutz aus folgenden Gründen zum überwiegenden Teil aus dem Unterbau TL40SK60 stammt:

- *Betrachtung von Kalzit, Dolomit und Kaolinit*
Bei der Betrachtung der Ergebnisse fällt auf, dass der saubere Schotter keinen Kalzit, Dolomit und Kaolinit enthielt. Im Unterbaumaterial TL40SK60 waren diese Minerale genauso wie in der Zwischenschicht enthalten. Das Material der Zwischenschicht muss aus diesem Grund zum überwiegenden Teil aus TL40SK60 bestehen.
- *Betrachtung von Chlorit und Biotit*
Chlorit und Biotit wurde nur im Schotter detektiert, jedoch nicht in der Zwischenschicht oder im TL40SK60.

- *Betrachtung von Plagioklas und K-Feldspat*

Als Hauptquelle von Plagioklas und K-Feldspat in der Zwischenschicht kommt nur der Gleisschotter in Frage. Daher muss ein kleiner Teil des Materials in der Zwischenschicht aus Schotterabrieb bestehen.

Tabelle 57: Ergebnisse der XRD-Mineralanalysen der Laborversuche

Probe	Mineralgehalt [Gew.-%]					
	Tonmehl 132i	TL40SK60	Schotter- körner (sauber)	Zwischenschicht (*)		
				Versuch 1 B91	Versuch 2 H250	Versuch 3 B91 So
Plagioklas	0	2	25	7	7	10
K-Feldspat	0	1	25	8	8	12
Quarz	47	40	36	35	33	35
Chlorit	0	0	4	0	0	0
Muskovit	35	23	8	16	14	16
Biotit	0	0	2	0	0	0
Kalzit	0	10	0	12	14	11
Dolomit	0	10	0	14	14	10
Kaolinit	16	14	0	8	10	6
Anatas/Rutil	2	0	0	0	0	0

(*) es wurde sämtlicher Schotter bzw. Schottersplitter entfernt

Somit kann festgehalten werden, dass der Schotterschmutz zum überwiegenden Teil aus dem TL40SK60 stammte und der enthaltene Schotterabrieb nur eine untergeordnete Rolle spielte. Bei der Betrachtung der Ergebnisse der Mineralanalysen fielen zwischen den einzelnen Versuchen nur geringfügige Unterschiede auf. Es ist davon auszugehen, dass diese innerhalb der Unsicherheit der Probenpräparations- und Messprozesses lagen.

5.2.10 Setzungen der Gleisroste

Die vertikalen Setzungen des Gleisrostes beziehen sich auf die mittlere Verschiebung der Schienenköpfe über den vier Stützpunkten relativ zum Prüfhallenboden. Wenn nicht anders angegeben, entsprechen die Setzungen während der zyklischen Belastung der

Versuche der maximalen Einsenkung beim Erreichen der Prüfoberlast. Die Schwingweite der Gleisroste ist definiert als die Differenz zwischen maximaler (bei Prüfoberlast F_{OL}) und minimaler Verformung (bei Prüfunterlast F_{UL} , bzw. bei maximaler Abhebung). Die Setzungen bei ruhendem Versuch wurden stets unter einer statischen Vorlast gemessen, welche der Gewichtskraft des Gleisrostes $F_{N,GR}$ entsprach. Nach dem vollständigen Aufbau der Versuche wurden zunächst neun quasistatische Belastungen bis zur Prüfoberlast aufgebracht. Die zehnte quasistatische Belastung diente zur Aufzeichnung der ersten vertikalen Last-Verformungs-Kennlinie. Danach wurde die Messtechnik zur Erfassung der Setzungen genullt und die zyklische Belastung gestartet. Die Versuche erfuhren bereits innerhalb der ersten zehn Lastwechsel Setzungen von durchschnittlich 28 mm, welche im Wesentlichen aus Verformungen des Unterbaus sowie aus initialen Eindrückungen der Schotterkörner ins Planum resultierten (siehe Tabelle 58). Im weiteren Verlauf über die 4,075 Mio. Lastwechsel ergaben sich durchschnittliche Setzungen von 132 mm. Im Versuch 2 (H250) traten ca. 10 mm größere Gesamtsetzungen auf als in den Versuchen mit Betonschwellen.

Tabelle 58: Setzungen der Gleisroste innerhalb der ersten zehn Lastwechsel sowie Gesamtsetzungen der drei Versuche gemessen bei ruhendem Versuch im unbelasteten Zustand

Versuch	Setzungen [mm] im Lastwechselbereich zwischen:	
	0...10	11...4,075 Mio.
Versuch 1 (B91)	31,0	129,1
Versuch 2 (H250)	25,5	138,5
Versuch 3 (B91 So)	27,9	129,2

Die ersten 0,5 Mio. Lastwechsel dienten der Vorwegnahme der ersten Setzungen und stellten im Wesentlichen eine Konsolidierung des Versuchsaufbaus im trockenen Zustand dar. Nach 0,5 Mio. Lastwechsel wurde die Lage des Planums in z-Richtung mit dem Endoskop durch die beiden transparenten Kunststoffrohre im Schwellenfach kontrolliert (Messung über die Einschubtiefe des Endoskops) und bei allen Versuchen für gleichwertig befunden (siehe Tabelle 59). Somit kann festgehalten werden, dass die drei Versuche vor der ersten Beregnung einen gleichwertig konsolidierten Unterbau aufwiesen. Abbildung 72 zeigt auf, dass die Verläufe der Setzungen und Schwingweiten von Versuch 1 (B91) und Versuch 3 (B91 So) über die gesamte Laufzeit als sehr ähnlich angesehen werden können.

Tabelle 59: Höhenlage des Planums bei 0 und 0,5 Mio. Lastwechsel relativ zum Prüfhallenboden. Mittelwert aus je zwei Messungen mit dem Endoskop im Schwellenfach

Versuch	Höhenlage des Planums in z-Richtung [cm]	
	0 Lastwechsel	0,5 Mio. Lastwechsel
Versuch 1 (B91)	75,0	74,8
Versuch 2 (H250)	75,0	74,9
Versuch 3 (B91 So)	75,0	74,8

In Abbildung 72 sind zusätzlich auch die Berechnungen (vertikale gestrichelte Linien) sowie die Richtvorgänge (vertikale durchgezogene Linien mit entsprechender farblicher Zuordnung zu den Versuchen) eingezeichnet. Bei den Holzschwellen in Versuch 2 (H250) traten ab ca. 2 Mio. Lastwechsel zunehmend einseitige Setzungen auf, die ein Schlagen der Schwellen an einem Ende hervorriefen. Aus diesem Grund stiegen die Schwingweite sowie die Setzungen stark an, wodurch der Versuch sich bei ca. 2,05 Mio. Lastwechsel automatisch abschaltete. Nach einem Richten des Gleisrostes wurde der Versuch wieder angefahren. Der Versuch 2 (H250) zeichnete sich durch eine vergleichsweise ausgeprägte Tendenz zur Entwicklung von einseitigen Setzungen (bezogen auf die Schwellenachse) aus. Im Detail waren folgenden Richtvorgänge notwendig:

- Versuch 1 (B91): 1x Richten
- Versuch 2 (H250): 4x Richten
- Versuch 3 (B91 So): kein Richten erforderlich

Durch die schlechtere Lagebeständigkeit der Holzschwellen wurden die Lasten ebenfalls ungleichmäßiger in den Unterbau eingeleitet. Dies führte lokal zu höheren Setzungen. Bei der Bewässerung läuft das Wasser vornehmlich in die Bereiche der maximalen Ein-senkung des Planums, wodurch die Mulden im Planum verstärkt werden. Die Holzschwellen legten im Kraft-Kraft gesteuerten Versuchsabschnitt bis 3,0 Mio. Lastwechsel eine höhere Schwingungsamplitude an den Tag, da die vertikale Steifigkeit des Versuches 2 (H250) typischerweise am geringsten war. Im Versuchsteil mit schlagender Beanspruchung waren die Schwingweiten der drei Versuche gleichwertig, da die Abhebung weggesteuert erfolgte. Bei der Betrachtung der Anstiegsrate der Setzungen (Setzungen pro 1.000 Lastwechsel (LW) siehe Abbildung 73) lag bei allen Versuchen eine ähnliche Charakteristik vor. Jede Berechnung führte zu einem steilen Anstieg der Setzungen, der mit den folgenden Lastwechseln abklang.

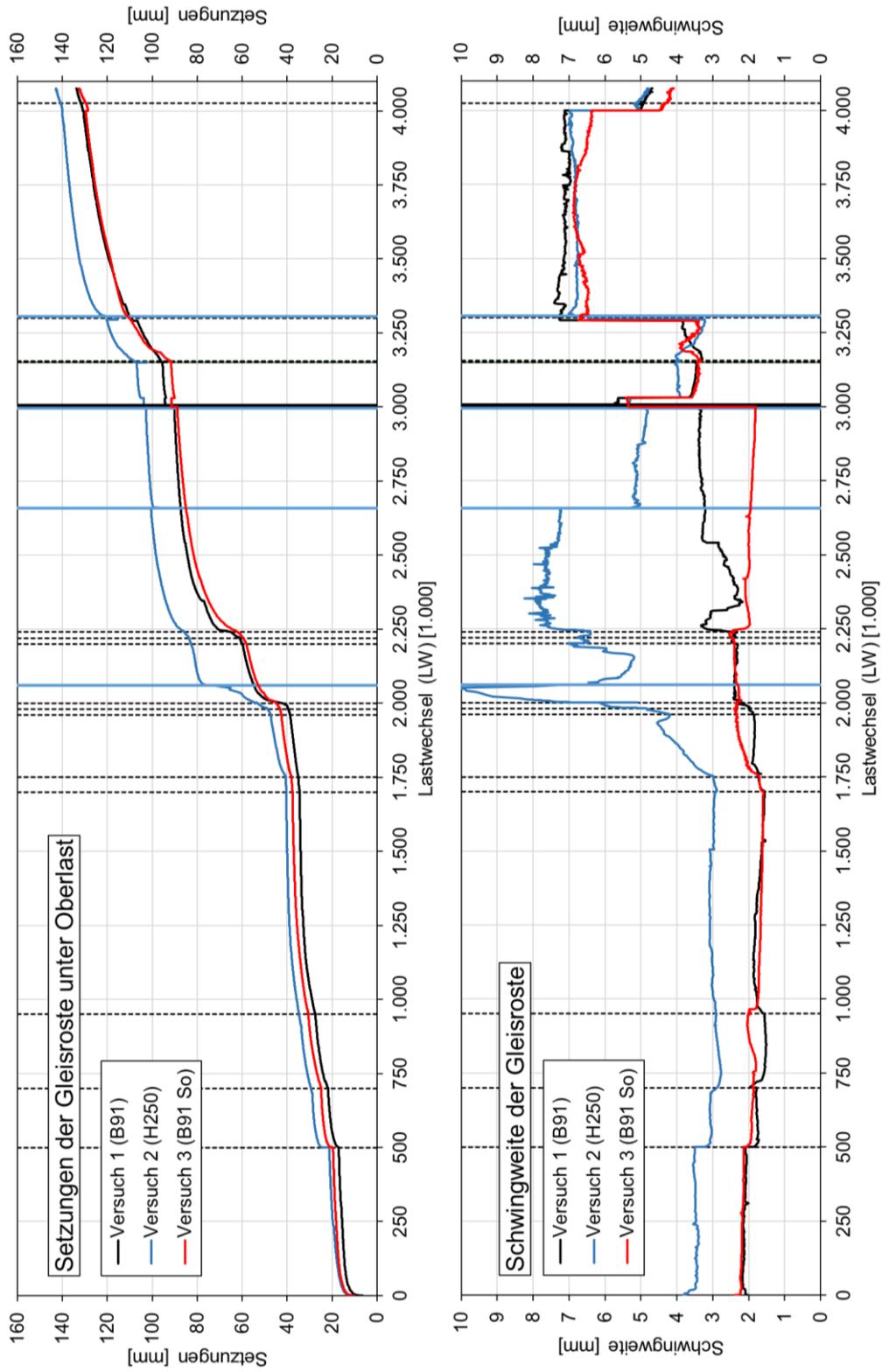


Abbildung 72: Verlauf der Setzungen der Gleisroste (oben) sowie Schwingweite der Gleisroste (unten). Jede vertikale, gestrichelte Linie entspricht einer Beregnung, jede durchgezogene einem Richtvorgang. Die Farben entsprechen dem jeweiligen Versuch.

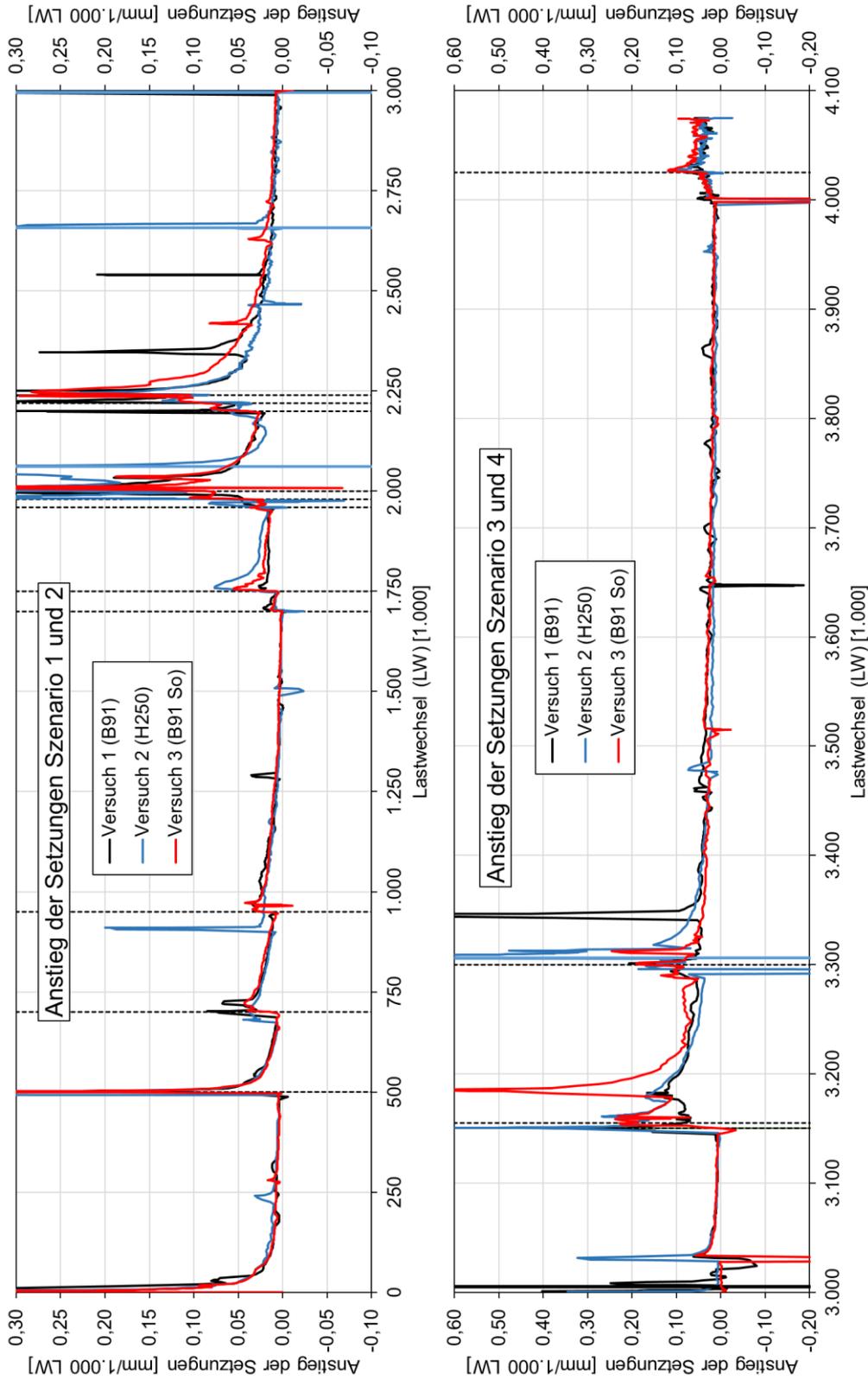


Abbildung 73: Verlauf des Anstieges der Setzungen der Gleisroste. Szenario 1 und 2 (oben) sowie 3 und 4 (unten). Jede vertikale, gestrichelte Linie entspricht einer Beregnung, jede durchgezogene einem Richtvorgang. Die Farben entsprechen dem jeweiligen Versuch.

5.2.11 Vertikale Steifigkeiten

Die vertikale statische Steifigkeit des Gleisrostes auf dem Zweischichtsystem Unterbau-Schotter stellt eine wichtige Kenngröße dar. Es wurden statische Kraft/Verformungs-Kennlinien zu Beginn der Versuche, am Ende jedes Versuchsszenarios sowie vor und nach einer 3-fach Beregnung aufgezeichnet. Hierzu wurde, nach dem Aufbringen der Gewichtskraft des Gleisrostes $F_{N,GR}$, die Last mit einer Rate von 5 kN/s bis zur Prüfoberlast ($F_{OL} = F_{N,GR} + 400$ kN) gesteigert und anschließend wieder auf $F_{N,GR}$ entlastet. Diese Vorgehensweise wurde noch zweimal wiederholt und die statische Steifigkeit bei der dritten Belastung bestimmt. Die Verformungsmessung erfolgte zwischen dem Boden der Prüfhalle und den Schienenköpfen über den Stützpunkten. Die Auswertung wurde zwischen der Laststeigerung von $F_{N,GR} + 20$ kN auf $F_{N,GR} + 220$ kN vorgenommen, da hier die Sekante die Steigung der Kennlinie gut beschrieb und $S = 50$ kN eine typische statische Stützpunktkraft ist (die Federkennlinien der Versuche bei 0,5 Mio. und 4,075 Mio. Lastwechsel sind in der Anlage A.7.4 gegeben).

Während Szenario 1 nahmen die Steifigkeiten durch eine Konsolidierung im trockenen Zustand generell bei allen Versuchen zu (siehe Abbildung 74). Beim Versuch 3 (B91 So) erhöhte sich die Steifigkeit während des Szenario 1 um mehr als das Doppelte. Durch eine Befeuchtung des Unterbaus stiegen die Steifigkeiten teilweise noch etwas an und fielen mit zunehmender Durchfeuchtung des Unterbaus wieder ab. Zwischen 0,5 Mio. Lastwechsel (Ende der Konsolidierung im trockenen Zustand) bis zum Versuchsende mit durchfeuchtetem Unterbau war bei allen Versuchen insgesamt eine Abnahme der Steifigkeiten zu verzeichnen (siehe Abbildung 75 und Tabelle 60). Der Versuch 2 (H250) zeichnete sich stets durch die vergleichsweise geringste Steifigkeit aus. Abbildung 76 visualisiert die Änderungen der Steifigkeiten durch eine 3-fach Beregnung. Hierzu wurden die Versuche bei 3,15 Mio. Lastwechsel angehalten, eine statische Kennlinie aufgenommen und bei ruhendem Versuch (Belastung mit $F_{N,GR}$) die Wassermenge von insgesamt 24 l/m² in drei Beregnungen in einem zeitlichen Abstand von 30 Minuten aufgebracht. Nun folgten 10.000 Lastwechsel, worauf der Versuch bei 3,16 Mio. Lastwechsel erneut gestoppt wurde, um die Kennlinie nach der Beregnung aufzuzeichnen. Bei allen Versuchen wurde eine ähnliche relative Änderung der Steifigkeit $\Delta k_{stat,z}$ beobachtet (siehe Tabelle 61). Nach dieser 3-fach Beregnung lag bei allen Versuchen ab 3,15 Mio. Lastwechsel bis zum Versuchsende durchgehend stehendes Wasser auf dem Planum vor. Wichtig ist, dass zur Beurteilung des Einflusses der Beregnung auf die Steifigkeit nicht die prozentuale Änderung zu betrachten ist, sondern deren Differenz $\Delta k_{stat,z}$.

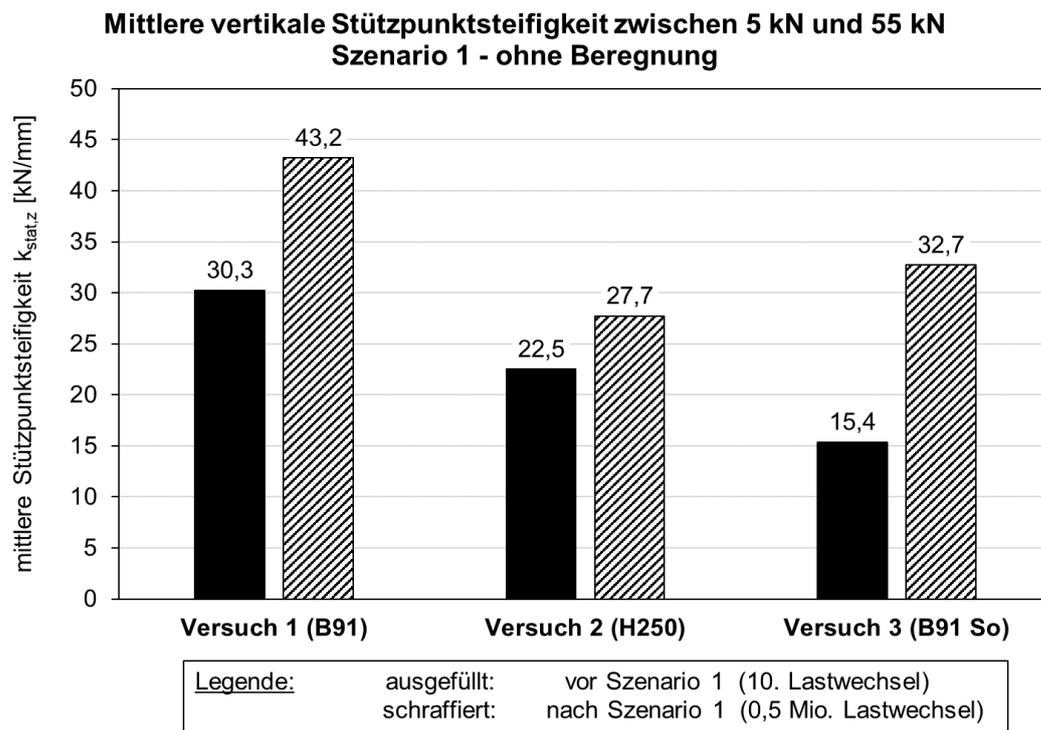


Abbildung 74: Mittlere vertikale Stützpunktsteifigkeit zu Beginn der Versuche (10. Lastwechsel) und am Ende von Szenario 1 (nach 0,5 Mio. Lastwechsel)

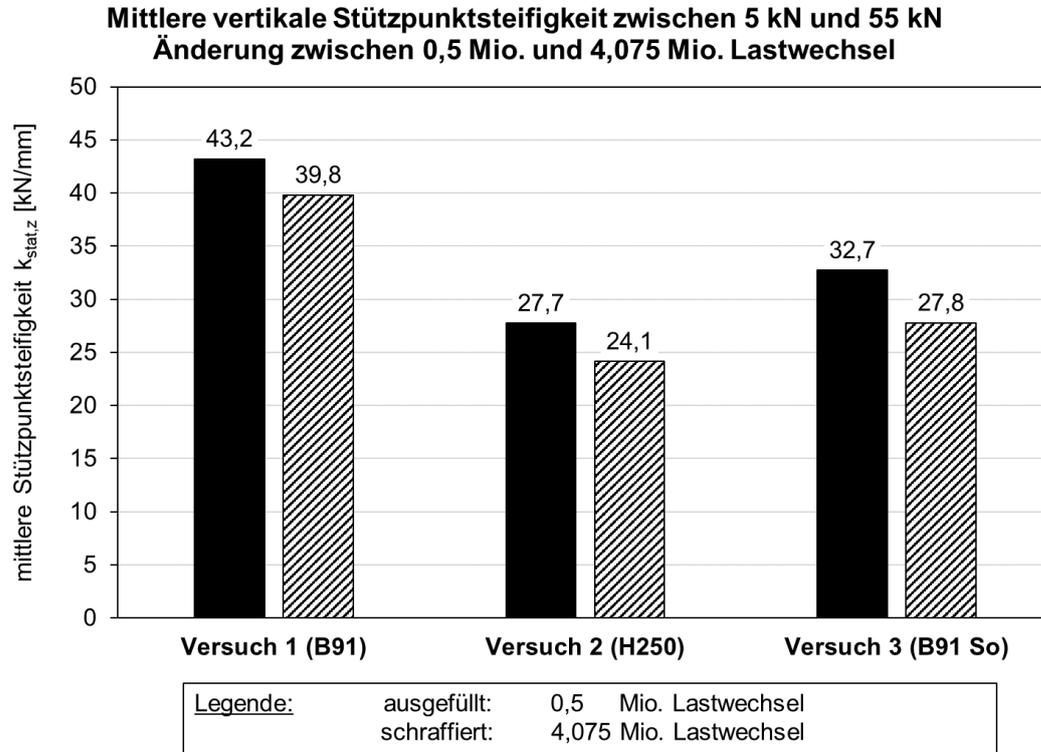
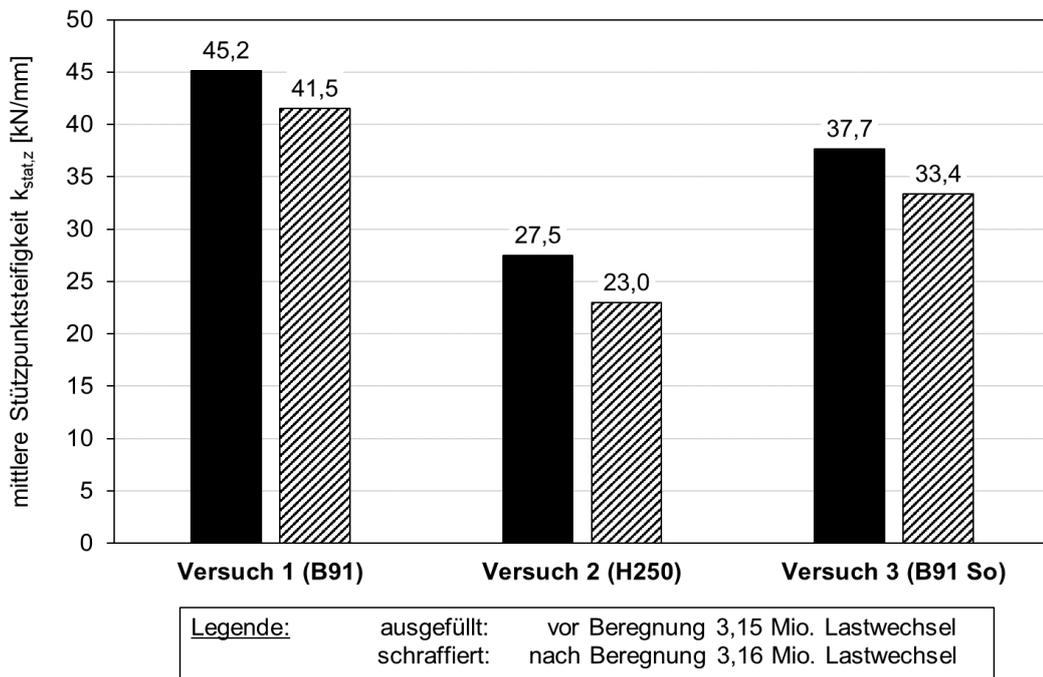


Abbildung 75: Mittlere vertikale Stützpunktsteifigkeit vor (0,5 Mio. Lastwechsel) und nach (4,075 Mio. Lastwechsel) der Befuchtung des Unterbaus

Tabelle 60: Abnahme der Steifigkeit bei der Befeuchtung des Unterbaus zwischen 0,5 Mio. und 4,075 Mio. Lastwechsel

Versuch	$\Delta k_{\text{stat},z}$ [kN/mm]	Prozentuale Änderung [%]
Versuch 1 (B91)	3,4	7,9
Versuch 2 (H250)	3,6	13,0
Versuch 3 (B91 So)	4,9	15,0

Mittlere vertikale Stützpunktsteifigkeit zwischen 5 kN und 55 kN
Szenario 3 - vor / nach Beregnung mit 24 l/m²Abbildung 76: Mittlere vertikale Stützpunktsteifigkeit vor und nach einer Beregnung mit 24 l/m²Tabelle 61: Abnahme der Steifigkeit durch eine Beregnung mit 24 l/m² bei 3,15 Mio. Lastwechsel

Versuch	$\Delta k_{\text{stat},z}$ [kN/mm]	Prozentuale Änderung [%]
Versuch 1 (B91)	3,7	8,2
Versuch 2 (H250)	4,5	16,4
Versuch 3 (B91 So)	4,3	11,4

Durch die Simulation von Zugfahrten (intermittierende Belastung in Szenario 4) ergaben sich nur geringfügige Änderungen der Steifigkeit bei allen Versuchen. Es wird davon ausgegangen, dass die Unterschiede in den Steifigkeiten zum überwiegenden Teil aus

den Eigenschaften der Schwellen resultierten (vertikale Steifigkeit und Biegesteifigkeit). Ein Beleg für eine gleichwertige Steifigkeit des Unterbaus und Schotters der drei Versuche sind die sehr ähnlichen Verläufe der Setzungskurven (siehe Abschnitt 5.2.10). Wie aufgrund der charakteristischen Eigenschaften der Schwellen zu erwarten ist, wies der Versuch 1 (B91) die höchste Steifigkeit auf. Bei den biegeweichen Holzschwellen H250 wurde die geringste Steifigkeit gemessen, die Werte der Steifigkeit für die besohnten Betonschwellen im Versuch 3 lagen dazwischen. Die mittleren Stützpunktsteifigkeiten beim Versuchsende zeugten vom Vorliegen einer ausreichenden Tragfähigkeit des Unterbaus bei allen Schwellenarten.

5.2.12 Biegelinien der Schwellen unter quasistatischer Belastung

Die Untersuchung der Biegelinien der Schwellen ist nicht Gegenstand des unveröffentlichten Forschungsberichtes Nr. 4131 des Prüfamtes für Verkehrswegebau der TUM [95].

Die Biegelinien in z-Richtung wurden anhand von fünf Messpunkten je Schwelle auf der Schwellenoberseite bestimmt (Messpositionen: 2x Schwellenkopf, 2x Schienenaufleger, 1x Schwellenmitte). Die Verformungen wurden im Rahmen der statischen Federkennlinien (siehe auch Abschnitt 5.2.11) während des 3. Belastungszyklus zwischen der Verformung unter Eigengewichtskraft $F_{N,GR}$ (Referenz) und der Verformung unter Prüfoberlast ($F_{OL} = F_{N,GR} + 400 \text{ kN}$) ermittelt. Die an den Stützpunkten gemessenen Werte wurden um die Verformung der Zwischenlage korrigiert (Steifigkeit der Zwischenlagen siehe Abschnitt 5.2.6.3). Des Weiteren wurden bei den in der Abbildung 77 gezeigten Ergebnissen eine mögliche seitliche Neigung der Schwellen entfernt, um die Biegelinien besser vergleichen zu können. Aus den Verformungen der Schwellen konnte auf das Lastabtragungsverhalten geschlossen werden. Mit fortschreitender Versuchsdauer nahm offensichtlich die Lastabtragung über die Schwellenmitte zu. Der Mittelteil mit $L = 500 \text{ mm}$ wurde beim Einbau der Versuche auflagerfrei hergestellt. Während die H250 Schwellen in Schwellenmitte stets ein negatives und am Schienenaufleger ein positives Biegemoment aufwiesen, war die Situation bei den Betonschwellen nicht eindeutig.

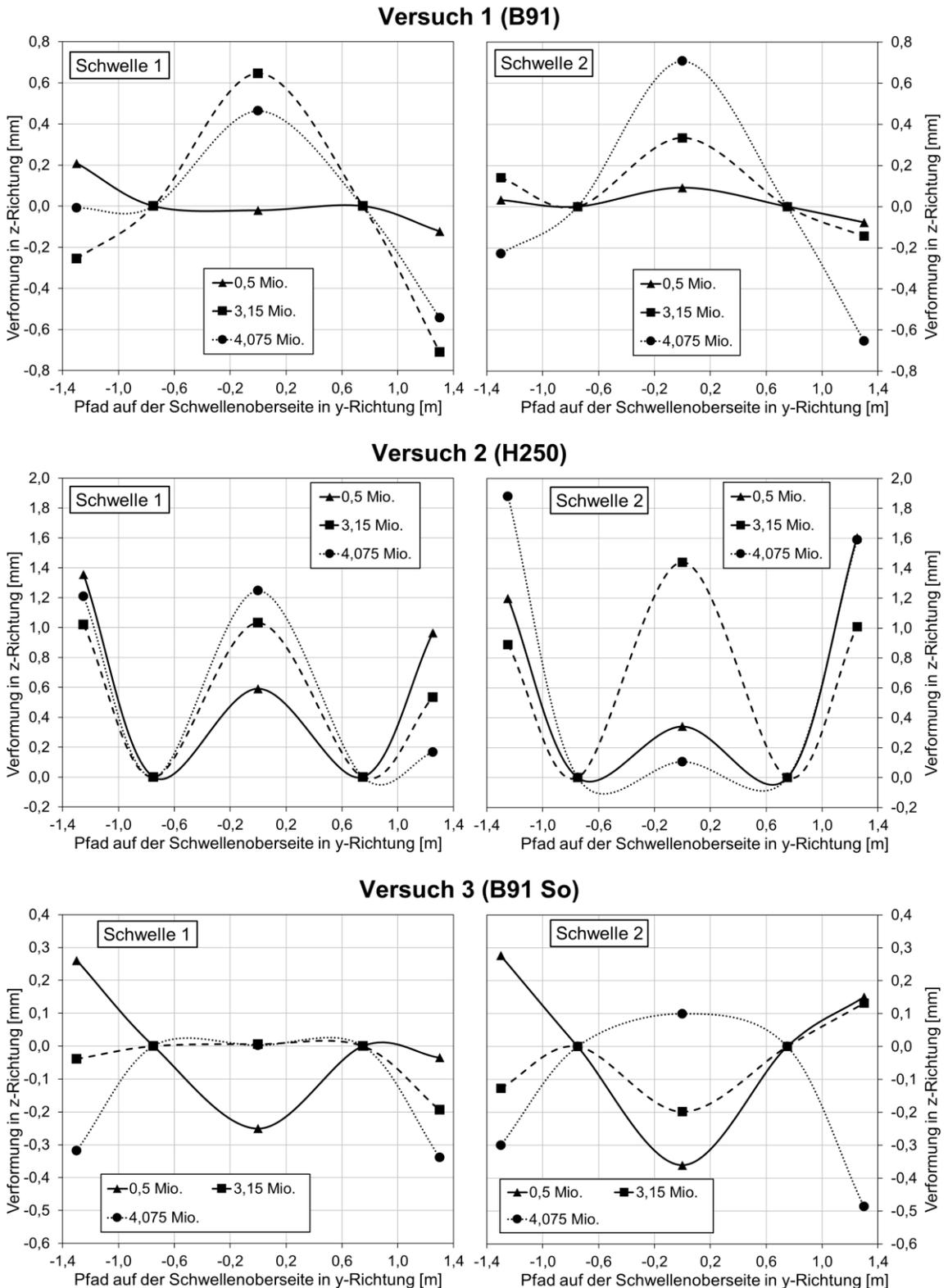


Abbildung 77: Über fünf Messpunkte interpolierte Biegelinien der Schwellen während der Laborgroßversuche bei 0,5 Mio.; 3,15 Mio. und 4,075 Mio. Lastwechsel

5.2.13 Bettung der Schwellen

Die Untersuchung der Bettung der Schwellen während der Laborgroßversuche ist nicht Gegenstand des unveröffentlichten Forschungsberichtes Nr. 4131 des Prüfamtes für Verkehrswegebau der TUM [95].

Aus den Biegelinien der Schwellen unter quasistatischer Belastung (siehe Abschnitt 5.2.12) können bereits erste Rückschlüsse über die Auflagerung der Schwellen in der Schotterbettung gezogen werden. Beim Einbau der Versuche wurden die Schwellen mit einem auflagerfreien Mittelteil der Länge 500 mm versehen, sodass in Schwellenmitte zu Beginn keine Last abgetragen wurde (entspricht einem Bettungsmodul $C_{SP} = 0 \text{ N/mm}^3$ unter der Schwellenmitte). Basierend auf den unter quasistatischer Belastung gemessenen Verformungen (siehe Abschnitt 5.2.12) soll der Bettungsmodul C_{SP} der Schwellensohlfläche auf dem Schotterplanum mittels FE-Simulation berechnet werden.

Für die Simulationen wurde das in Anlage A.2.2 beschriebene FE-Modell einer elastisch gebetteten Einzelschwelle verwendet. Um lokale Unterschiede in der Bettung der Schwellensohlflächen zu untersuchen, wurden diese in sieben Segmente unterteilt (siehe Abbildung 78).

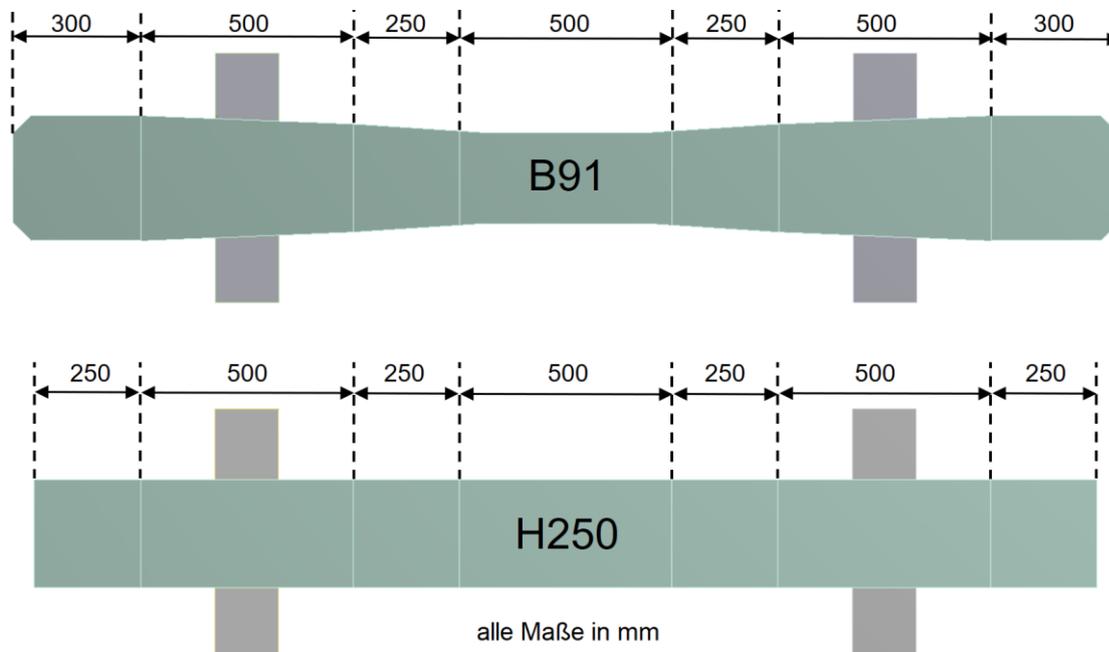


Abbildung 78: Unterteilung der Schwellensohlfläche der B91 und H250 Schwelle in sieben Segmente im Rahmen der FE-Simulationen zur Bettung der Schwellen während der Laborversuche

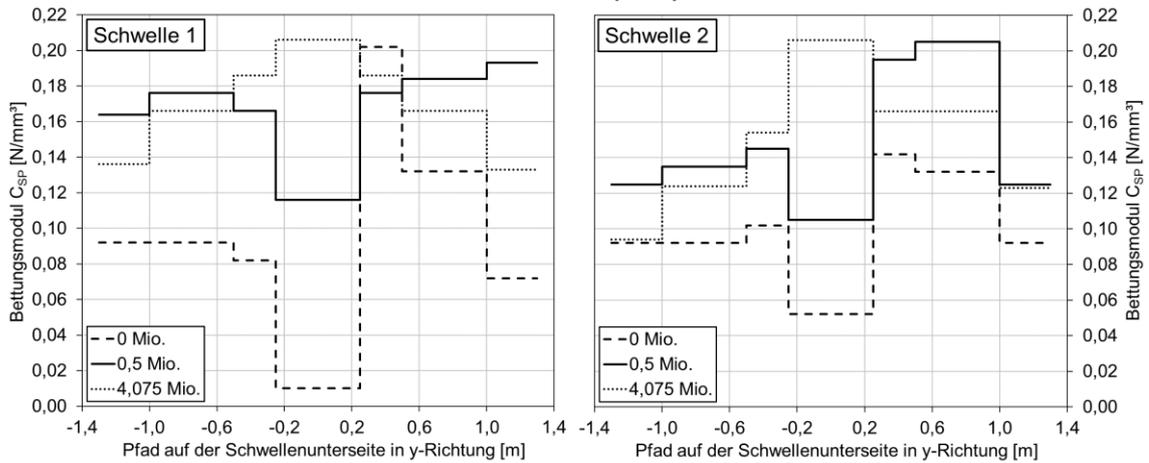
Innerhalb jeder dieser sieben Sektionen wurde ein konstanter Wert des Bettungsmoduls angesetzt. Auf jedem Stützpunkt wird eine statische vertikale Last von $S = 100 \text{ kN}$ aufgebracht und die Verformungen der Schwellenoberseite (an den identischen fünf Positionen wie bei den Messungen während der Laborgroßversuche) berechnet (Position der Messpunkte siehe Abbildung 77). Die Bettungsmoduln (C_{SP1}, \dots, C_{SP7}) in den sieben Sektionen wurden so lange variiert, bis die FE-Modelle die Verformungen der Laborversuche reproduzierten. Ausgehend von einem händisch gewählten Satz von Bettungsmoduln (C_{SP1}, \dots, C_{SP7}) wurden mit einem speziell erstellten MATLAB [53] Skript weitere Parametersätze generiert. In den erzeugten Parametersätzen wurden die Werte der Bettungsmoduln systematisch um eine vorgegebene Schrittweite variiert und dadurch eine Vielzahl an Permutationen generiert. Diese Datensätze wurden als Parameter in die FE-Simulationen geladen und die Verformung der Schwellen für jeden Parametersatz berechnet. Der beste Parametersatz wurde als Basis für eine weitere Iterationsschleife mit einer feineren Schrittweite verwendet. Dadurch konnten die Parametersätze der Bettungsmoduln, die eine Reproduktion der gemessenen Verformungen durch das FE-Modell ermöglichten, iterativ ermittelt werden.

Da die Verformungsmessungen der Schwellen im Versuch nur an deren Oberseite möglich waren, beinhalten diese zusätzlich auch Verformungen aus der vertikalen Steifigkeit der Schwellen. Insbesondere konnten beim Versuch 3 (B91 So) die Verformungen durch die Schwellensole nicht korrigiert werden. Grund dafür ist, dass davon ausgegangen werden muss, dass sich der Bettungsmodul der Schwellensole (Nennwert des Bettungsmoduls: $C = 0,3 \text{ N/mm}^3$ [37]) durch die Dauerschwellbelastung ändert (Versteifung). Somit beziehen sich die ermittelten Werte der Bettungsmoduln (C_{SP1}, \dots, C_{SP7}) auf die Schwellenoberseite, d. h. sie beinhalten Verformungen aus der elastischen Schwellensole und der vertikalen Steifigkeit der Schwellen. Die hier ermittelten Werte stellen eine Obergrenze für die Bettungsmoduln auf dem Schotterplanum dar, da zusätzliche elastische Elemente (Schwellensteifigkeit oder elastische Schwellensole) die Gesamtsteifigkeit reduzieren. Der Abschätzung der Bettung der Schwellen mittels FE-Simulation aus den Messdaten der Laborversuche liegen folgende Vereinfachungen zu Grunde:

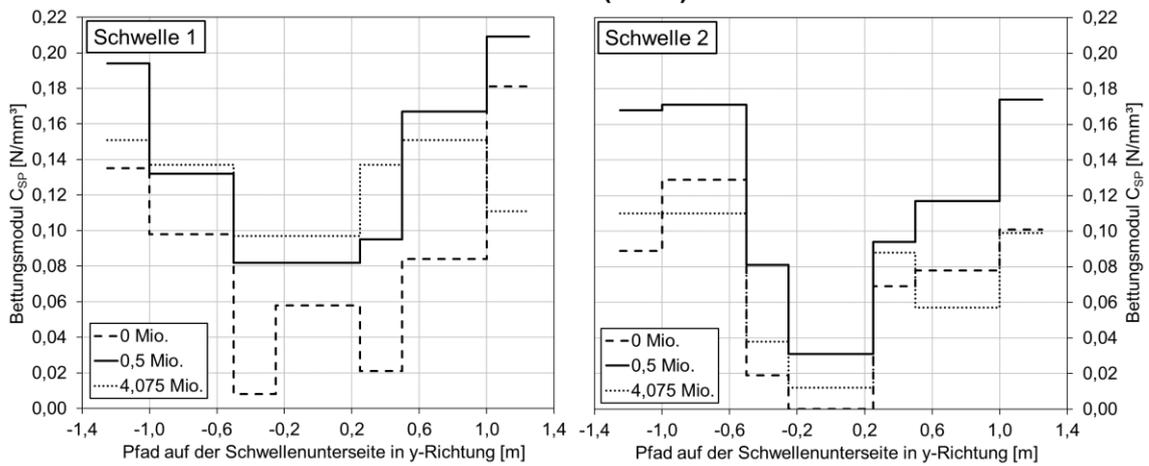
- Da die tatsächliche Stützpunktkraft S im Laborversuch nicht bekannt ist, wurde von einer gleichmäßigen Lastverteilung ausgegangen ($S = 100 \text{ kN}$).
- Die Schwellensolefläche wurde in sieben Segmente mit jeweils konstanten Bettungsmoduln eingeteilt.

Die bei Versuchsstart, bei 0,5 Mio. Lastwechsel sowie bei Versuchsende (4,075 Mio. Lastwechsel) bestimmten Werte der Bettungsmoduln sind in Abbildung 79 jeweils für die beiden Schwellen dargestellt. Bei allen Versuchen war zu Beginn eine vergleichsweise geringe Auflagerung der Schwellen in der Mitte zu beobachten. Es gilt anzumerken, dass bei der Messung bei 0 Mio. Lastwechsel bereits 9 Zyklen zu Vorkonsolidierung durchgeführt wurden, welche bereits Setzungen im Bereich von ca. 2 - 3 cm hervorriefen (siehe auch Tabelle 58). Dadurch ging offensichtlich der auflagerfreie Mittelteil der Schwellen bereits teilweise verloren. Bei allen Versuchen konnte der Trend einer Zunahme der Bettungsmoduln der Schwellen nach 0,5 Mio. Lastwechsel (Konsolidierung im trockenen Zustand) und einer Abnahme der Bettungsmoduln unter der Befeuchtung beobachtet werden. Mit zunehmender Versuchsdauer nahm die Lastabtragung in Schwellenmitte zu. Es kann von einem „Aufreiten“ der Betonschwellen (Versuch 1 (B91) und Versuch 3 (B91 So)) gesprochen werden, da unter der Schwellenmitte typischerweise die höchsten Bettungsmoduln vorlagen. Beim Versuch 2 (H250) stieg zwar der Lastabtrag in Schwellenmitte während des Versuches an, der maximale Bettungsmodul lag jedoch nicht unter dem Mittelteil. Bei der Betrachtung des absoluten Wertes des Bettungsmoduls kann festgehalten werden, dass dieser beim Versuchsende für alle Schwellen bei einem Mittelwert von $C_{SP} > 0,1 \text{ N/mm}^3$ lag. Auch wenn der tatsächliche Bettungsmodul auf dem Schotterplanum noch etwas geringer sein dürfte (Einfluss der vertikalen Schwellensteifigkeit) so kann gemäß der Einstufung nach Freudenstein [52] noch von einem „guten Untergrund“ gesprochen werden (siehe auch Tabelle 22). Somit hat das Zweischichtsystem der Laborgroßversuche bestehend aus Unterbau und Schotter auch bei einer vollständigen Durchfeuchtung noch eine ausreichende Tragfähigkeit.

Versuch 1 (B91)



Versuch 2 (H250)



Versuch 3 (B91 So)

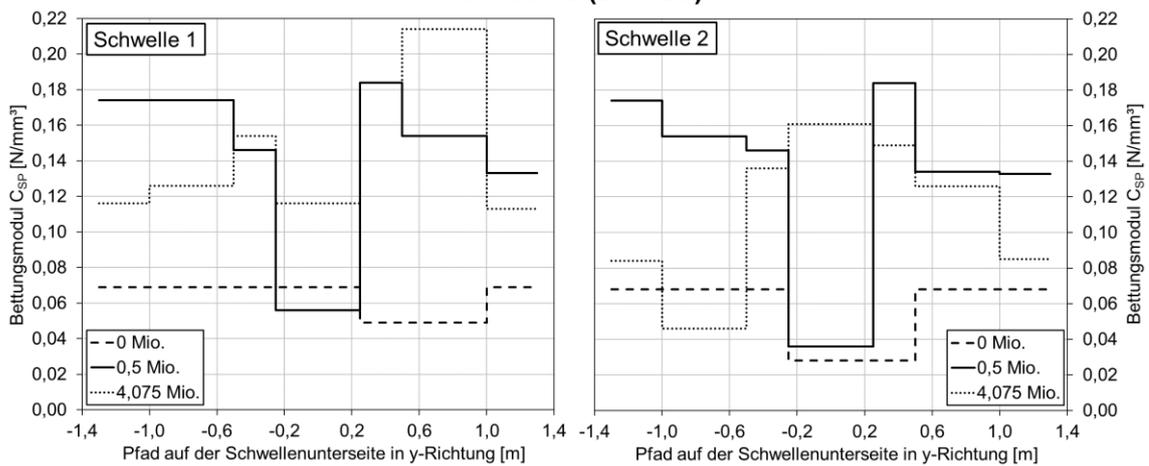


Abbildung 79: Bettungsmodul C_{SP} der Schwellen auf dem Schotterplanum in den sieben Segmenten während der Laborgroßversuche bei Versuchsstart; 0,5 Mio. und 4,075 Mio. Lastwechsel

5.2.14 Schwingwege der Schwellen

Die Untersuchung der Schwingwege an unterschiedlichen Punkten der Schwellen während der Laborgroßversuche ist nicht Gegenstand des unveröffentlichten Forschungsberichtes Nr. 4131 des Prüfamtes für Verkehrswegebau der TUM [95].

Unter Abschnitt 5.2.12 konnte das Verformungsverhalten der Schwellen unter quasistatischer Last zu verschiedenen Zeitpunkten der Versuche gezeigt werden. Zur Beurteilung des dynamischen Verformungsverhaltens der Schwellen wurden die Verformungen auf der Schwellenoberseite (an fünf Punkten: 2x Schwellenkopf, 2x Schienenaufleger und 1x Schwellenmitte) während der zyklischen Belastung analysiert. Im Fall der Messpunkte am Schienenaufleger (Messung auf dem Schienenkopf) wurden die gemessenen Verformungen um die Einsenkung der Zwischenlage korrigiert. Für die Beurteilung der Biegelinien der Schwellen wurde ein Mittelwert der Schwingweiten der beiden Schwellen über die einzelnen Szenarien gebildet (siehe Abbildung 80 bis Abbildung 82). Unter der Annahme, dass die Verformung der Schwellen bei Unterlast zu Null gesetzt werden kann, können die Ergebnisse aus Abbildung 80 bis Abbildung 82 auch als Biegelinien der Schwellen interpretiert werden.

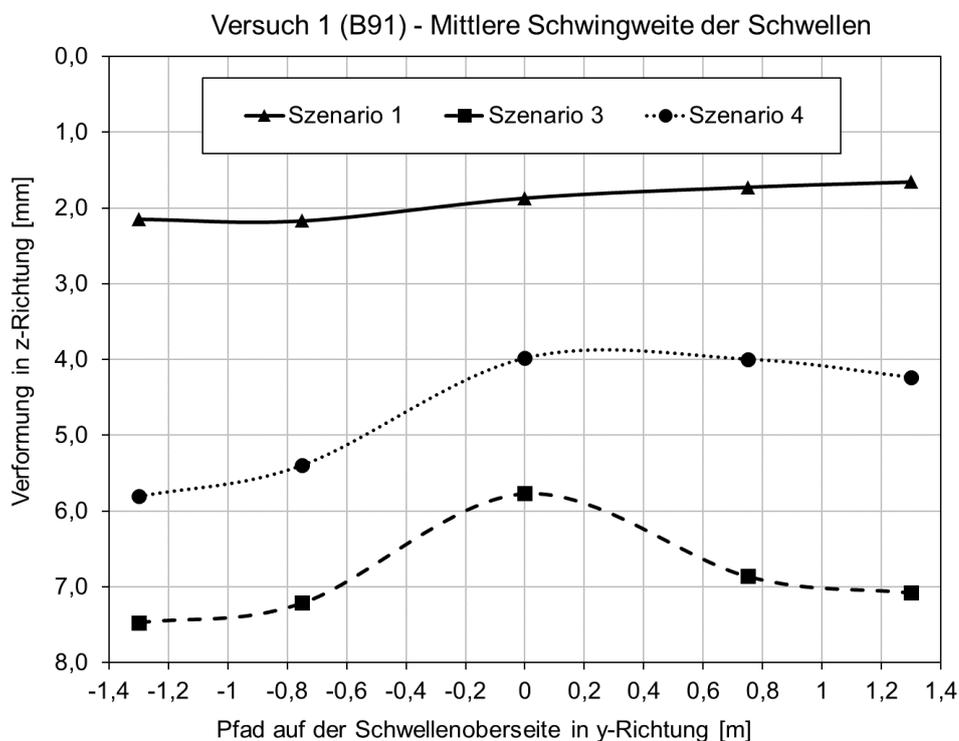


Abbildung 80: Mittlere Schwingweite der Schwellen während verschiedener Szenarien des Versuches 1 (B91)

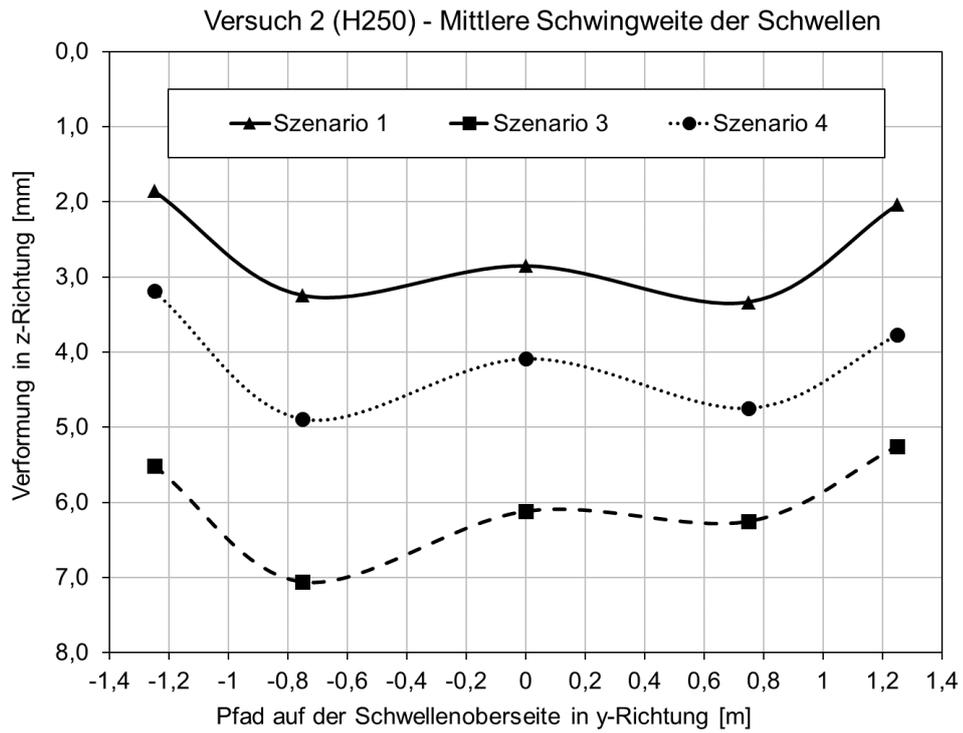


Abbildung 81: Mittlere Schwingweite der Schwellen während verschiedener Szenarien des Versuches 2 (H250)

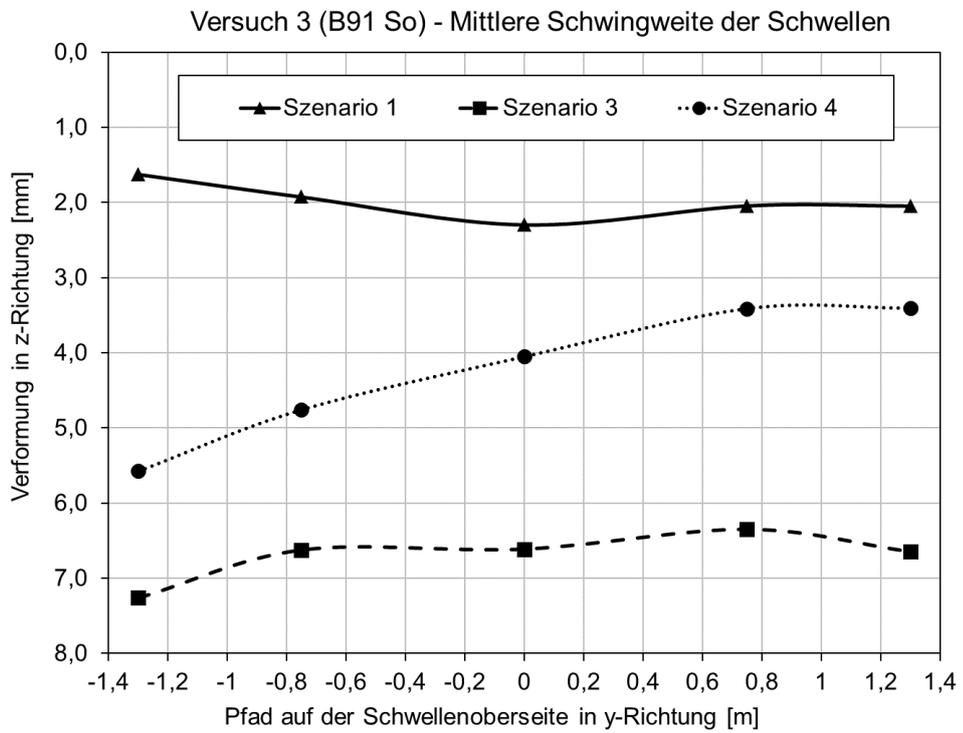


Abbildung 82: Mittlere Schwingweite der Schwellen während verschiedener Szenarien des Versuches 3 (B91 So)

Es können folgende Punkte aus dem dynamischen Verformungsverhalten der Schwellen festgehalten werden:

- Beim Versuch 1 (B91) trat mit zunehmender Versuchslaufzeit ein „Aufreiten“ der Schwellen auf der Bettung auf.
- Es zeichnete sich ab, dass die Biegebeanspruchung der besohlten B91 Schwellen (Versuch 3 - B91 So) geringer ist als bei der unbesohlten B91 (Versuch 1 - B91).
- Im Versuch 2 (H250) wiesen die Holzschwellen am Schienenaufleger stets ein positives und in Schwellenmitte ein negatives Biegemoment auf.

5.2.15 Druckspannungen am Planum

Die Messung der Bettungsdruckspannungen σ_B erfolgte 10 cm unterhalb der Einbauposition des Planums (siehe Abschnitt 5.2.4). Der Verlauf der Bodendruckspannungen σ_B , gemessen im Schwellenfach, kann der Abbildung 83 entnommen werden. Im Szenario 2 (Steigerung der Feuchtigkeit) sind die einzelnen Berechnungen durch rasche Änderungen der Spannungen zu erkennen. Generell wurde eine Zunahme der Druckspannungen bei einer Beregnung beobachtet. Ursächlich dafür ist eine zunehmende Verdichtung des Unterbaumaterials, welche sich auch in den Setzungskurven widerspiegelt (siehe Abbildung 72). Beim Vorliegen von stehendem Wasser auf dem Planum ab 3,15 Mio. Lastwechsel (in Szenario 3 und 4) sind die Bodendruckspannungen weitestgehend konstant über die Versuchsdauer. Ebenso liegen zu Beginn der Versuche bis 0,5 Mio. Lastwechsel (Szenario 1) relativ konstante Druckspannungen vor. Daher wurde nur in den Szenarien 1, 3 und 4 eine Mittelwertbildung vorgenommen (siehe Abbildung 84 bis Abbildung 86). Bei der Messtechnik zur Erfassung der Bodendruckspannungen waren während des Versuches 3 (B91 So) teilweise Ausfälle ab 0,5 Mio. Lastwechsel zu verzeichnen (drei von sechs Sensoren fielen sukzessive aus). Grund für den Ausfall war ein Bruch der Sensorschäfte (siehe Abbildung A. 42 in Anlage A.7.5). Diese waren bereits bei den Großversuchen 1 und 2 im Einsatz und wurden somit einer Dauerschwellbelastung von mindestens 8,7 Mio. Lastwechsel ausgesetzt. Der Ausfall von Messtechnik betraf drei von vier Sensoren, die im Versuch 3 (B91 So) unter den Schienenauflagern der Schwellen eingebaut waren. Zur Mittelwertbildung in Szenario 3 und 4 (siehe Abbildung 85 und Abbildung 86) stand beim Versuch 3 (B91 So) daher nur einer statt vier Messkanälen bzgl. der Messpositionen unter den Schienenauflagern zur Verfügung.

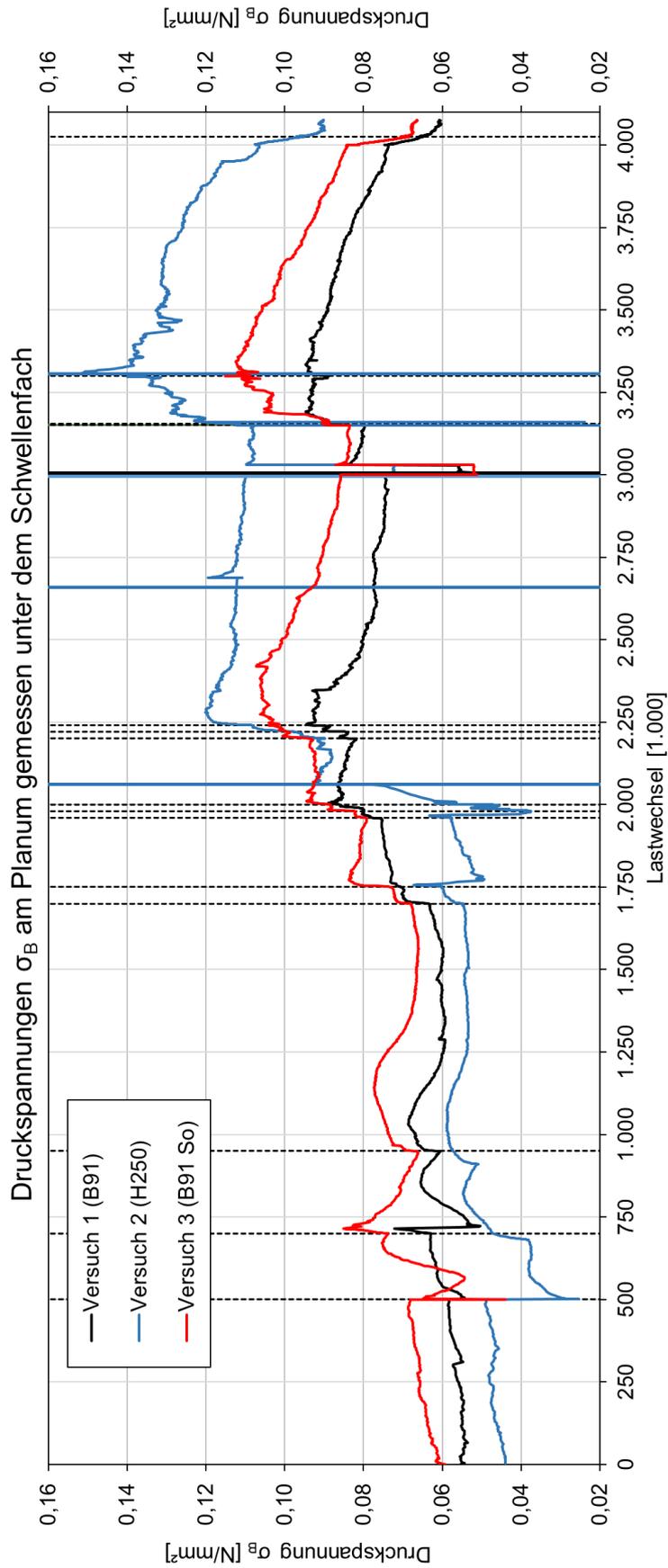
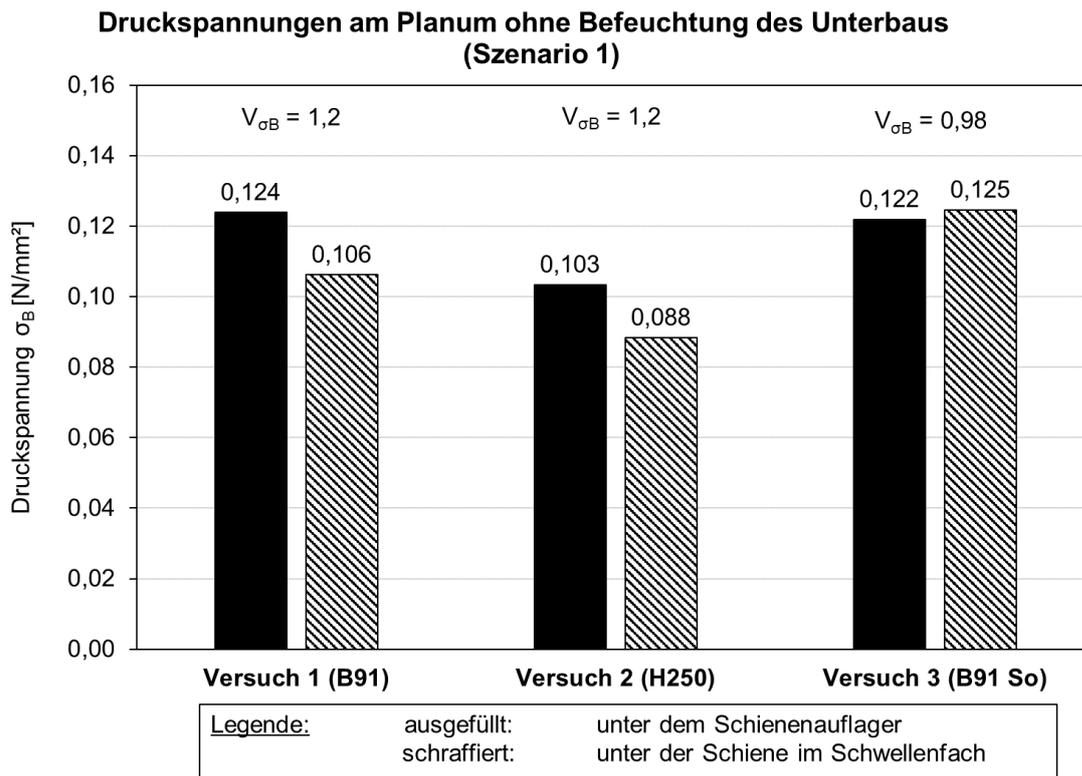
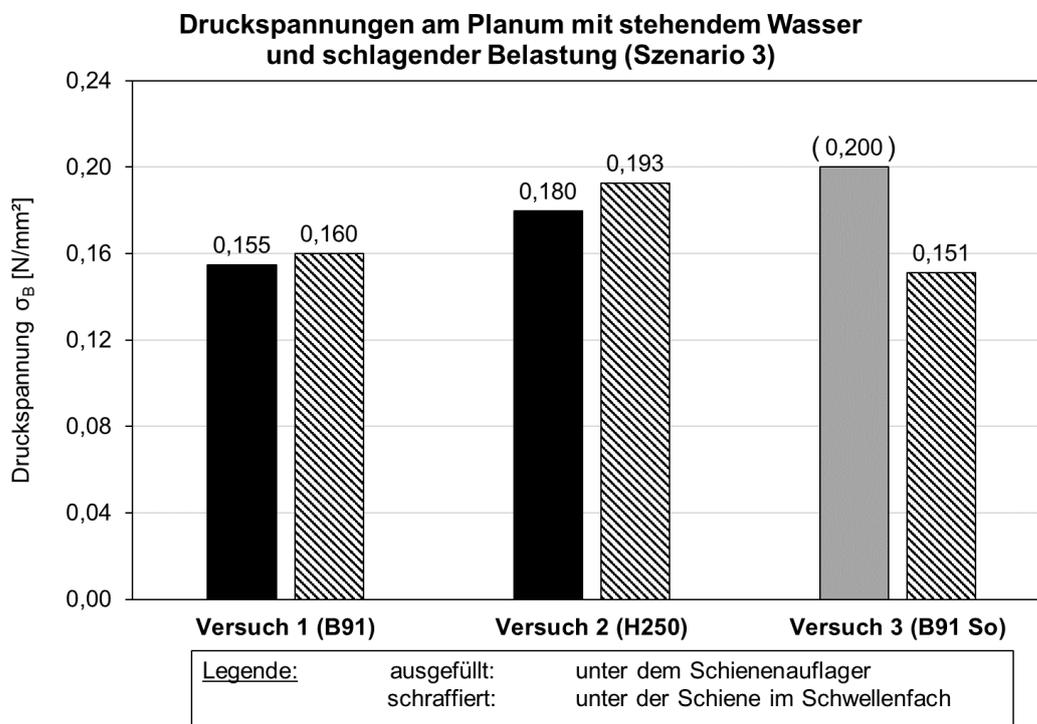


Abbildung 83: Druckspannungen σ_B gemessen am Planum im Schwellenfach. Mittelwertbildung aus der Messung von westlicher und östlicher Seite. Jede vertikale, gestrichelte Linie entspricht einer Beregnung und jede durchgezogene vertikale Linie entspricht einem Richtvorgang, wobei die Farben den zugehörigen Versuchs angeben.

Abbildung 84: Druckspannungen σ_B am Planum sowie V_{σ_B} bei trockenem Unterbau (Szenario 1)Abbildung 85: Druckspannungen σ_B am Planum mit stehendem Wasser bei schlagender Belastung (Szenario 3). Beim Versuch 3 (B91 So) lag unter dem Schienenaufleger ein Teilausfall der Messtechnik vor (siehe grau ausgefüllter Balken).

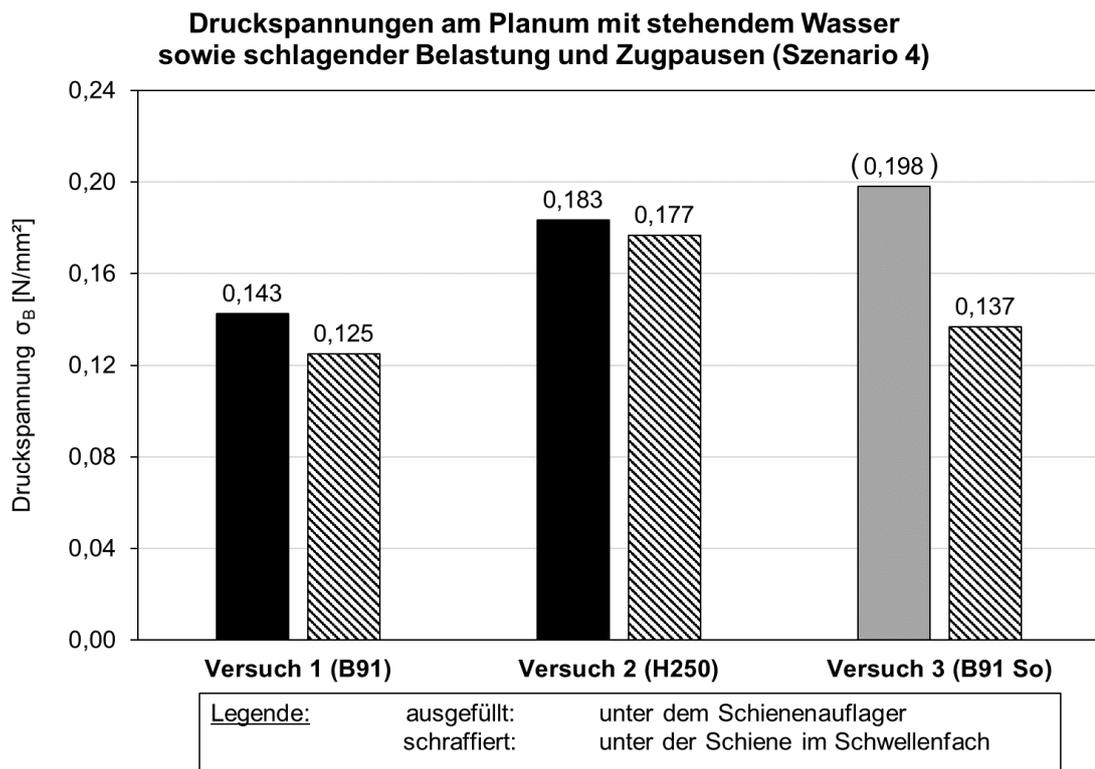


Abbildung 86: Druckspannungen σ_B am Planum mit stehendem Wasser bei schlagender intermittierender Belastung (Szenario 4). Beim Versuch 3 (B91 So) lag unter dem Schienenaufleger ein Teilausfall der Messtechnik vor (siehe grau ausgefüllter Balken).

In Abbildung 84 ist zusätzlich das Verhältnis V_{σ_B} der gemessenen Bettungsdruckspannungen unter der Schwelle und im Schwellenfach angegeben (Definition siehe Formel 3-5 in Abschnitt 3.1.2.5). Generell sind die Messungen der Druckspannungen nur als punktuell Messverfahren zu betrachten. Durch die Ausstattung mit sechs Drucksensoren mit einer Gesamtfläche von $A = 0,059 \text{ m}^2$ (Fläche je Sensor: $(L \times B) 14 \text{ cm} \times 7 \text{ cm}$) ist nur ein Anteil von 1,1 % der Planumsfläche ($(L \times B) 3,5 \text{ m} \times 1,5 \text{ m}$) der Versuche messtechnisch zu charakterisieren. Daher können bzgl. der Druckspannungen folgende Trends festgehalten werden:

- Die Planumsdruckspannungen gingen bei jeder zyklischen Entlastung während der Dauerschwellbelastung auf annähernd Null zurück. Somit liegt keine statische Verpressung der Bodendrucksensoren im Unterbau vor.
- Der gemessene Wertebereich der Bettungsdruckspannungen σ_B ist mit den Literaturwerten vereinbar (siehe Tabelle 12).

- Die Messwerte von σ_B liegt meist zwischen den beiden Vorgaben der Pressungen der Prüfnorm DIN 45673-5:2010 für Unterschottermatten. In der Norm wurden Werte für eine mittlere Schotterpressung von $\sigma_B = 0,10 \text{ N/mm}^2$ sowie für eine hohe Schotterpressung von $\sigma_B = 0,20 \text{ N/mm}^2$ für Vollbahnen definiert [100].
- Eine wesentliche Einspannung des Schotters im Versuchskasten tritt nicht auf, die Last wird über den Unterbau abgetragen.
- Im teilgesättigten Zustand nehmen die Pressungen unmittelbar nach einer Beregnung zu. Sprünge in den Druckspannungen können aus temporären Hohllagen der Drucksensoren resultieren.
- Im trockenen Zustand (Szenario 1) wurde unter den Holzschwellen die niedrigsten Druckspannung σ_B gemessen. Unter Befeuchtung kehrte sich dieser Effekt um, sodass unter den Holzschwellen die vergleichsweise höchsten Werte von σ_B gemessen wurden.
- Beim den besohnten Betonschwellen (B91 So) deutete sich eine vergleichsweise homogene Verteilung der Druckspannungen auf dem Planum in Szenario 1 an.

5.2.16 Wassergehalt des Unterbaus

5.2.16.1 Wassergehalt beim Ein- und Ausbau (Rücktrocknungsverfahren)

Die Bestimmung der Wassergehalte erfolgte unter Probenentnahme im Unterbau (Probenmasse ca. 5 kg) und anschließender Rücktrocknung im Ofen. Die Ergebnisse im Ein- und Ausbauzustand wurden bereits in Abschnitt 5.2.9.4 (siehe Abbildung 66) präsentiert. Der Wassergehalt im Ausbauzustand wurde ca. zwei Tage nach Versuchsende und nach dem Entfernen des stehenden Wassers bestimmt. Die Probenentnahme erfolgte unter der Zwischenschicht im Unterbau ohne Schottereinpressungen. Beim Versuch 1 (B91) konnte mit dem Ausbau erst ca. 4,5 Wochen nach dem Versuchsende begonnen werden (verordnete Schließung des Instituts durch den deutschlandweiten Lockdown bedingt durch die COVID-19 Pandemie), sodass dieser bis in den Bereich unter dem Planum ausgetrocknet war. Es können folgenden Erkenntnisse abgeleitet werden:

- Der TL40SK60 lag bei allen Versuchen beim Einbau vergleichsweise trocken vor (Einbauwassergehalt zwischen $w = 3,2 \dots 3,6 \text{ Gew.-%}$).
- Unter dem stehenden Wasser wurde eine Suspensionsbildung auf dem Planum beobachtet.

- Bei Versuchsende lag der Wassergehalt im Unterbau ohne Schottereinpressungen (unterhalb der Zwischenschicht) im Fall von Versuch 2 und 3 durchschnittlich ca 1,6 % über dem optimalen Wassergehalt $w_{Pr} = 8,3$ Gew.-%.
- Bei allen drei Versuchen lag eine gleichwertige Feuchteconditionierung vor.

5.2.16.2 Wassergehalt während der Versuche (kapazitives Verfahren)

Die Messung des Feuchtigkeitsgehaltes im Unterbau während der Versuche beruhte auf einem kapazitiven Messverfahren, welches als Messgröße den volumetrischen Wassergehalt lieferte. Die während der Versuche gemessenen Wassergehalte können der Abbildung 87 (Ebene ca. 10 cm unter Planumsobenseite) sowie Abbildung 88 (Ebene bei $z = 5$ cm) entnommen werden. Da sich die Dichte des Unterbaumaterials während der Versuche änderte, war eine Umrechnung in Gewichtsprozent bezogen auf die Trockenmasse nicht möglich. Des Weiteren gilt es zu beachten, dass das Probenvolumen, welches Einfluss auf den Messwert hat, sehr gering war. Es fand lediglich im direkten Einflussbereich der Elektroden der Bodenanalysesensoren eine Messung des volumetrischen Wassergehaltes statt. Somit sind die Messwerte mit einer größeren Unsicherheit behaftet, als ein gravimetrisches Verfahren. Auffällig ist, dass bereits beim Einbau scheinbare Unterschiede im volumetrischen Wassergehalt vorlagen, welche mit dem Rücktrochnungsverfahren nicht bestätigt werden konnten. Aus diesem Grund sind die mit dem kapazitivem Verfahren gemessenen Wassergehalt als relative Werte zu interpretieren, um die Reaktion des Versuchsaufbaus auf die Wasserzugabe überwachen zu können. Aus den Messungen mit dem kapazitivem Verfahren können folgenden Beobachtungen abgeleitet werden:

- Der Wassergehalt kann ab ca. 3,15 Mio. Lastwechsel nicht weiter gesteigert werden. Es liegt eine Sättigung des Unterbaumaterials mit Wasser vor.
- Der Unterbau wurde vollständig durchfeuchtet, da auch bei einer Höhe von $z = 5$ cm der volumetrische Wassergehalt zum Versuchende hin nicht mehr gesteigert werden konnte und der absolute Wert dem auf dem Planum gemessenen Wert entspricht.
- Bei allen drei Versuchen liegt eine gleichwertige Feuchteconditionierung vor.

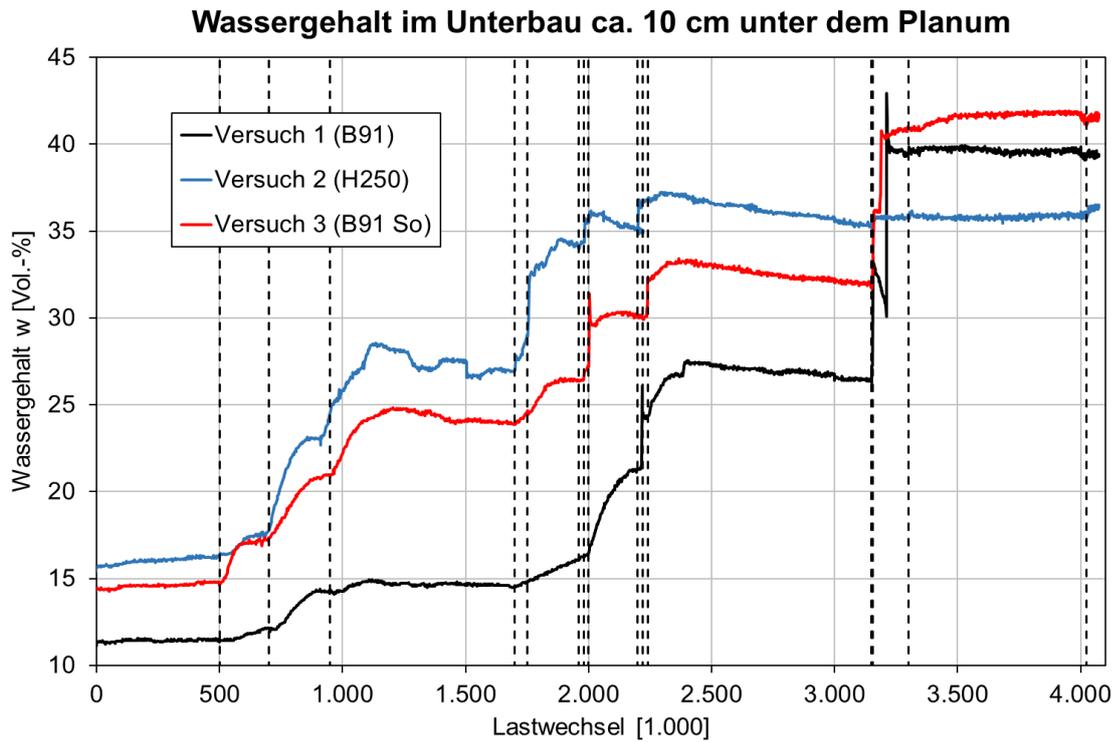


Abbildung 87: Wassergehalt gemessen im Unterbau ca. 10 cm unter dem Planum (Mittelwert aus vier Bodenanalysesensoren)

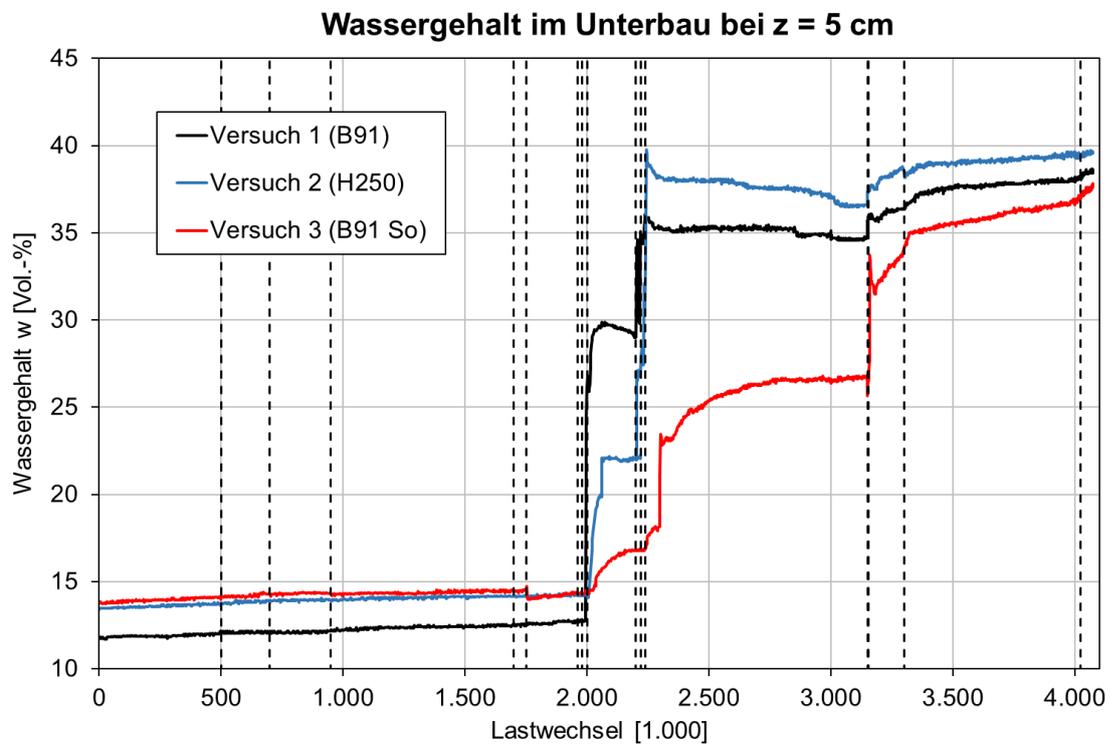


Abbildung 88: Wassergehalt gemessen im Unterbau bei $z = 5$ cm (Mittelwert aus vier Bodenanalysesensoren)

5.2.17 Schwingungsmessungen

Bei der Betrachtung des Schwingungsverhaltens in z-Richtung muss grundsätzlich zwischen zwei Belastungsszenarien unterschieden werden. Bei einer sinusförmigen kraftgesteuerten Anregung durch die Servohydraulik (Frequenz zwischen 2...3 Hz, je nach Einstellung der Maschinensteuerung), werden vergleichsweise geringe Schwingungsamplituden gemessen. Im Versuchsteil mit weggesteuerter Abhebung (Szenario 3 und 4) zur Simulation von schlagenden Schwellen tritt zusätzlich eine impulsförmige Belastung auf. Diese impulsartige, schlagende Belastung ruft im Zeitbereich scharfe Beschleunigungsmaxima hervor. Bei der Umrechnung in den Frequenzbereich mittels FFT, entspricht dies einer breitbandigen Anregung, welcher eher der Situation im Betriebsgleis nahekommt. Daher wurden für die Schwingungsanalysen die Szenarien 3 und 4 ausgewertet. Als Beurteilungsgröße wurde der Effektivwert der Schwingbeschleunigung mit der Zeitkonstante $\tau = 0,5$ s unter vorheriger Filterung mittels digitalem Bandpass (zwischen $f = 0,5 \dots 2.000$ Hz) gebildet. In Abbildung 89 und Abbildung 90 ist der innerhalb des Szenario 3 und Szenario 4 gemittelte Effektivwert der Schwingbeschleunigung a_{eff} visualisiert. Bezüglich dem Schwingungsverhalten können folgende Ergebnisse festgehalten werden:

- Die am Planum gemessenen Schwingungsamplituden sind bei allen drei Versuchen ähnlich. Im Fall des Versuches 3 (B91 So) deutet sich eine etwas geringere Schwingungsamplitude auf dem Planum an.
- Die Holzschwellen in Versuch 2 können aufgrund deren geringerer Masse leichter schwingungstechnisch angeregt werden. An den Holzschwellen wurden daher die höchsten Schwingungsamplituden gemessen.
- Die Schwingbeschleunigungen sind unter der intermittierenden Belastung (Szenario 4) generell geringer als unter monotoner zyklischer Anregung (Szenario 3). Dieser Sachverhalt ist mit einer niedrigeren Amplitude der weggesteuerten Abhebung des Gleisrostes zu erklären (Schwingwege des Prüfzylinders: Szenario 3: $\Delta s = 12$ mm und Szenario 4: $\Delta s = 10$ mm, siehe auch Tabelle 55).

Eine Messung der Schotterbeschleunigung unter der Schwelle wurde nicht verfolgt, da eine Zerstörung der Messtechnik zu befürchten war. Daher wurden im Einbauzustand 20 cm unter der Schwellenunterseite zwei Schottermesssteine im Schwellenfach platziert. Bei der Interpretation der im Schotter gemessenen Schwingbeschleunigung muss aus folgendem Grund eine hohe Unsicherheit berücksichtigt werden: Da der wesentliche

Lastabtrag der Schotterbettung innerhalb von Pfaden erfolgt [40], kann mit nur zwei Schottermesssteinen keine repräsentative Aussage über den Schwingungszustand der Bettung gewonnen werden. Die im Vergleich zum Unterbau relativ geringen Messwerte der Schwingungsamplituden im Schotter resultieren aus dem Einbauort im Schwellenfach. Dennoch konnte festgestellt werden, dass unmittelbar nach einer Beregnung die Schwingungsamplituden im Schotter kurzzeitig zunehmen. Diese Beobachtung zeugt von einer Reduktion der Reibungskräfte zwischen den Schotterkörnern bei nasser Bettung und folglich eine Zunahme der Beweglichkeit.

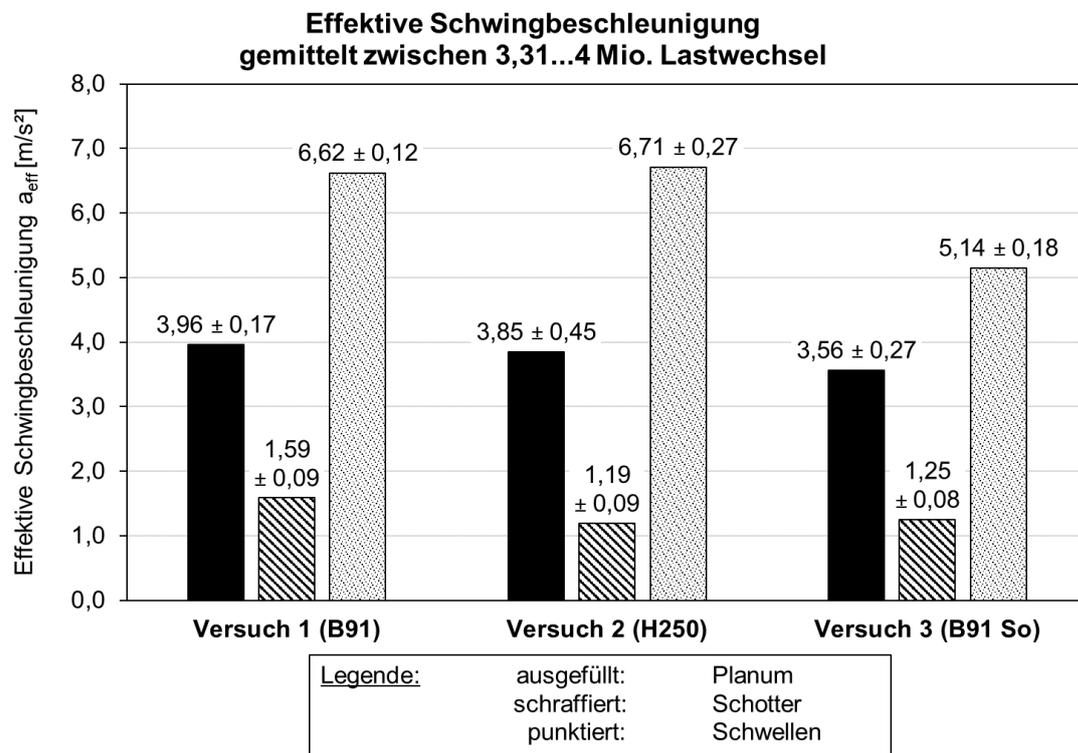


Abbildung 89: Mittelwert der effektiven Schwingbeschleunigung a_{eff} von Planum, Schotter und Schwellen im Szenario 3. Neben jedem Mittelwert ist dessen Standardabweichung angegeben.

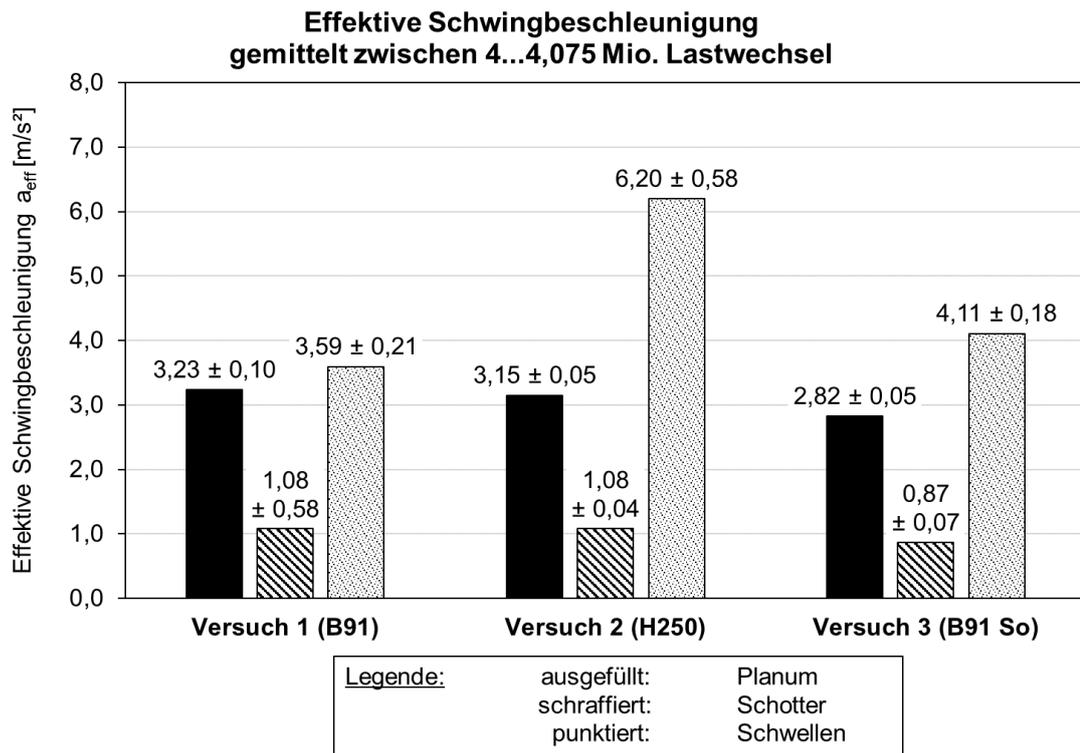


Abbildung 90: Mittelwert der effektiven Schwingbeschleunigung a_{eff} von Planum, Schotter und Schwellen im Szenario 4. Neben jedem Mittelwert ist dessen Standardabweichung angegeben.

Zur Betrachtung des Schwingungsverhaltens der Schwellen wurde das Verhältnis V_{EM} der Mittelwerte der effektiven Schwingbeschleunigungen von den Schwellenenden zu den Schwellenmitten nach folgender Beziehung berechnet:

$$V_{EM} = \frac{a_{eff}(Schwellenende)}{a_{eff}(Schwellenmitte)} \quad \text{Formel 5-1}$$

Das innerhalb des Szenario 3 und 4 gemittelte Verhältnis V_{EM} kann der Abbildung 91 für die drei Versuche entnommen werden. Bezüglich dem Schwingungsverhalten können folgende Beobachtungen festgehalten werden:

- An den Schwellenenden werden generell höhere Schwingungsamplituden als in der Schwellenmitte gemessen.
- Der Wert von V_{EM} ist bei den Holzschwellen höher als bei den Betonschwellen.

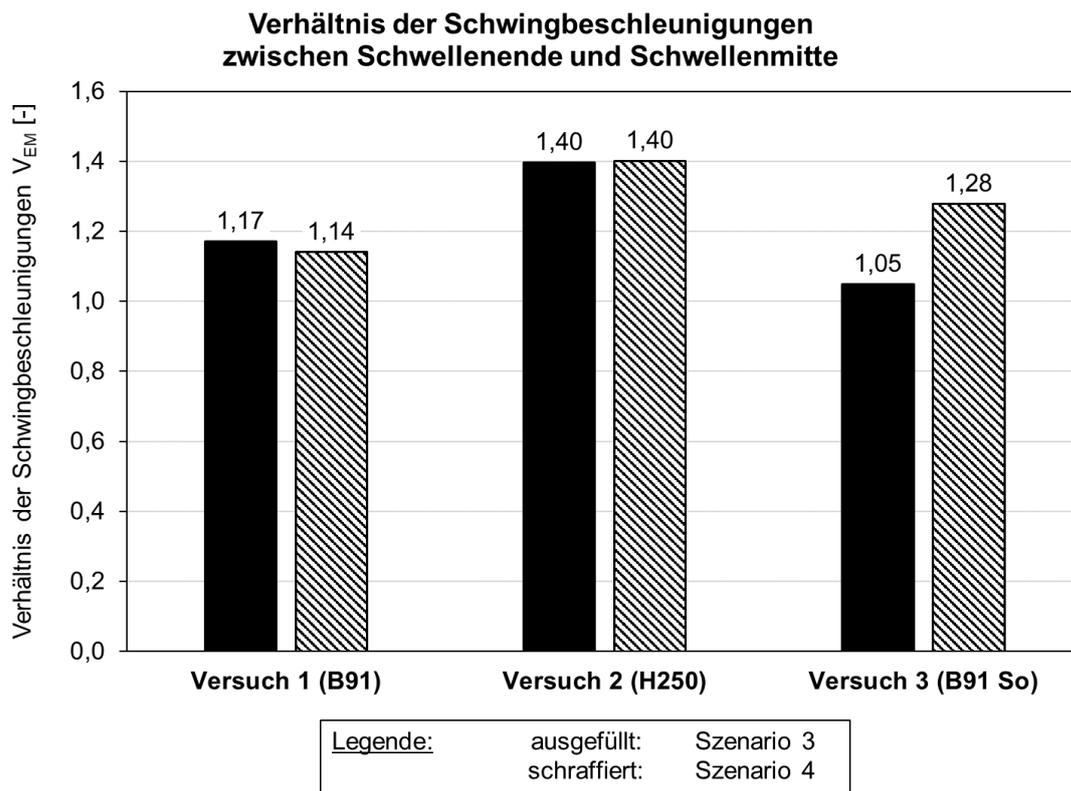


Abbildung 91: Verhältnis V_{EM} der effektiven Schwingbeschleunigung zwischen Schwellenende und Schwellenmitte. Es sind die Mittelwerte für Szenario 3 (3,31...4 Mio. Lastwechsel) sowie Szenario 4 (4...4,075 Mio. Lastwechsel) dargestellt.

5.2.18 Schwingungsübertragung in den Unterbau

Die Untersuchungen zur Schwingungsübertragung in den Unterbau, begleitend zu den Laborgroßversuchen, sind nicht Gegenstand des unveröffentlichten Forschungsberichtes Nr. 4131 des Prüfamtes für Verkehrswegebau der TUM [95].

Zur Charakterisierung möglicher Unterschiede bzgl. der Schwingungsübertragung vom Gleisrost in den Unterbau wurden Versuche mit dem Impulshammer durchgeführt (Foto siehe Abbildung A. 43 in Anlage A.7.5). Die Versuchsdurchführung gestaltete sich wie folgt.

Alle Impulshammerversuche wurden bei ruhendem Dauerschwingversuch unter Aufbringung einer statischen Vorlast von $F_{N,GR} + 100$ kN direkt nach dem Anhalten des Versuches vorgenommen. Die Aufbringung einer statischen Last in Form der Prüfoberlast F_{OL} wurde nicht verfolgt, um das Einsinken der Gleisroste während der Impulshammerversuche zu verhindern. Je Stützpunkt wurden fünf Schläge (maximale Schlagkraft ca. 7,5...10 kN) mit einem Impulshammer (Typ 8208, Hersteller Brüel & Kjær) vertikal auf

den Schienenkopf aufgebracht. Die Systemantwort im Unterbau wurde mit drei Schwingungsaufnehmern, die 10 cm unterhalb des Planums eingebaut waren, gemessen. Die genaue Einbauposition und weitere Informationen zur Schwingungsmesstechnik im Unterbau können dem Abschnitt 5.2.4 entnommen werden. Unter Berücksichtigung der Kohärenz wurde die mittlere Übertragungsfunktion G_{Unterbau} über fünf Hammerschläge und drei Sensoren berechnet. In Abbildung 92 bis Abbildung 95 sind die Übertragungsfunktionen G_{Unterbau} bis 160 Hz der Großversuche zu unterschiedlichen Zeitpunkten dargestellt. Aus den Spektren kann folgendes abgeleitet werden:

- G_{Unterbau} ist im trockenen und konsolidierten Zustand bei 0,5 Mio. am höchsten und nimmt bei Befeuchtung ab. Im feuchten Zustand, mit stehendem Wasser auf dem Planum, ändert sich die Übertragungsfunktion auch nach weiteren knapp 1,0 Mio. Lastwechsel kaum.
- G_{Unterbau} ist bei allen drei Schwellenarten ähnlich. Hin zu hohen Frequenzen (> 100 Hz) weisen die H250 Schwellen eine höhere Schwingungsübertragung in den Unterbau auf.
- Die H250 Schwellen zeigen bei niedrigen Frequenzen bis ca. 20 Hz im feuchten Zustand eine leicht erhöhte Schwingungsübertragung in den Unterbau.
- Zwischen elastisch besohnten (Versuch 3 - B91 So) und unbesohnten (Versuch 1 - B91) Betonschwellen liegen kaum Unterschiede vor, lediglich im hochfrequenten Bereich deutet sich bei den B91 So eine minimal höhere Schwingungsübertragung an.

Generell kann festgehalten werden, dass keine wesentlichen Unterschiede in der Schwingungsübertragung (von der Schiene in den Unterbau) zwischen den drei Schwellenarten im Frequenzbereich bis 30 Hz festgestellt wurden. Im feuchten Zustand deutet sich eine etwas höhere Schwingungsübertragung bis 20 Hz beim Versuch 2 (H250) an. Der niederfrequente Bereich ist zur Beurteilung des Schwingungsverhaltens des Unterbaus besonders relevant.

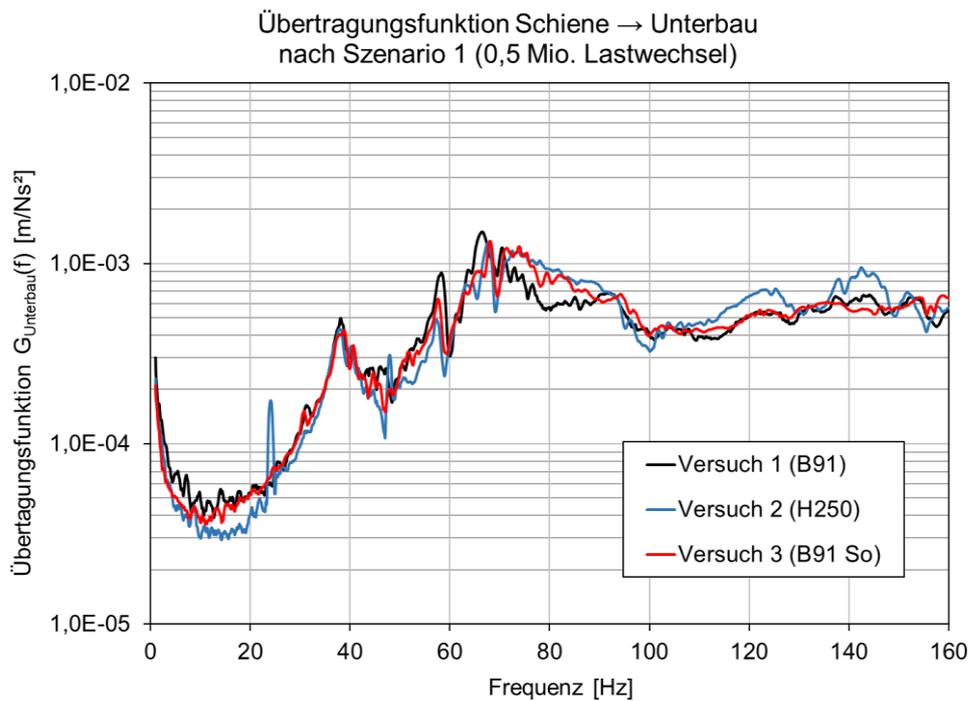


Abbildung 92: Spektrale Übertragungsfunktion G_{Unterbau} von der Schiene in den Unterbau, gemessen nach 0,5 Mio. Lastwechsel. Vermutlich rührt die Spitze bei ca. 25 Hz im Fall des Versuches 2 (H250) aus externen elektromagnetischen Störquellen her.

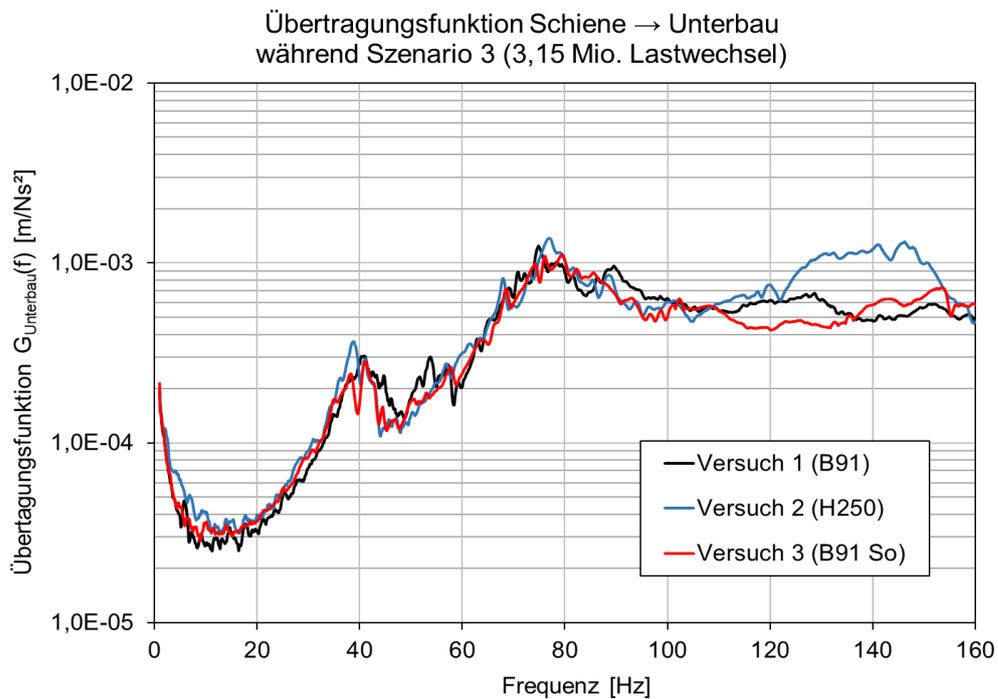


Abbildung 93: Spektrale Übertragungsfunktion G_{Unterbau} von der Schiene in den Unterbau, gemessen nach 3,15 Mio. Lastwechsel

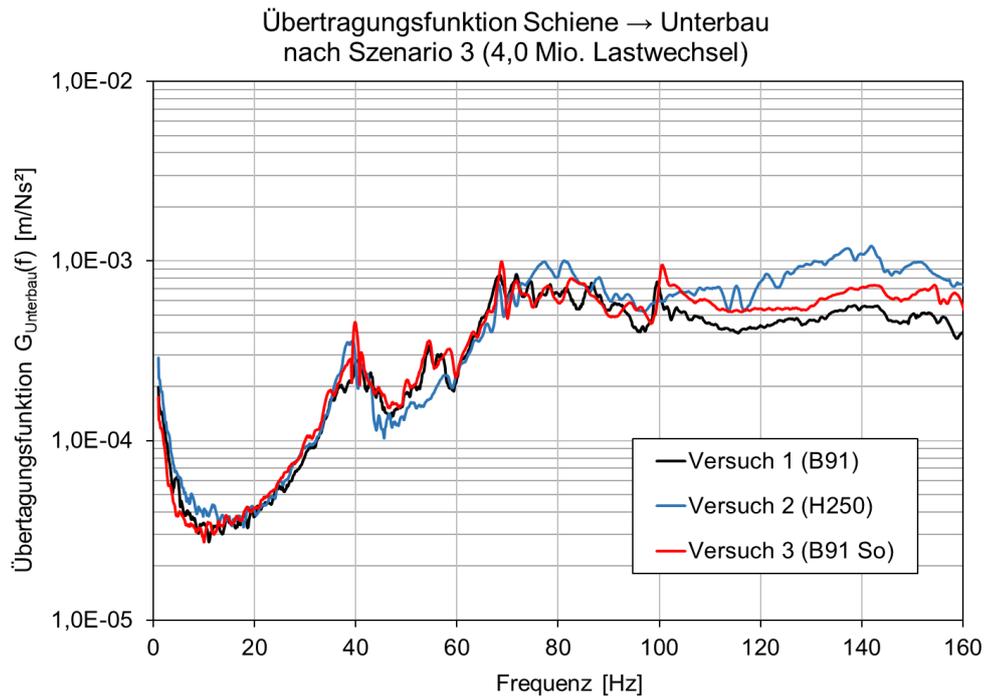


Abbildung 94: Spektrale Übertragungsfunktion G_{Unterbau} von der Schiene in den Unterbau, gemessen nach 4,0 Mio. Lastwechsel

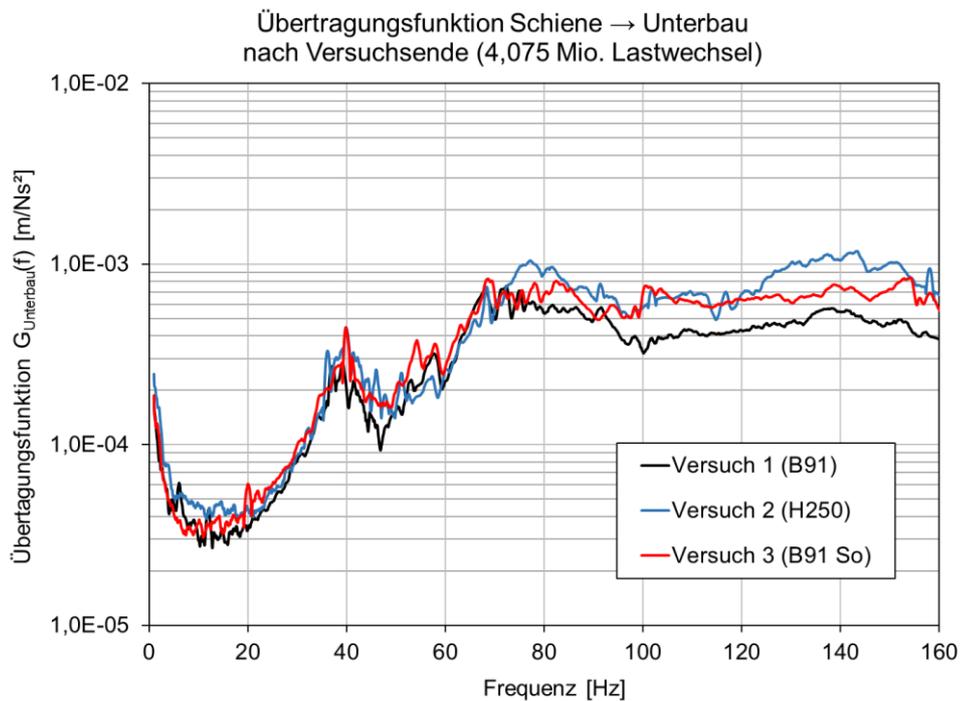


Abbildung 95: Spektrale Übertragungsfunktion G_{Unterbau} von der Schiene in den Unterbau, gemessen nach 4,075 Mio. Lastwechsel

6 Einordnung und Interpretation der Ergebnisse

In diesem Abschnitt werden die gewonnenen Daten und Fakten aus den bereits eingehend beschriebenen Messungen im Feld (siehe Abschnitte 3.2.2, 4.2.3 und 4.4.5), den Laborversuchen (siehe Abschnitte 2.3.1, 2.5 und 5.2), den FE-Simulationen (siehe Abschnitt 3.1.2) sowie aus der Literaturrecherche in einen übergeordneten Zusammenhang gebracht. Dazu werden zunächst die in Bezug auf die Fragestellung dieser Arbeit (siehe Abschnitt 1.4) stehenden Erkenntnisse kurz zusammengefasst.

6.1 Bewertung der FE-Simulationen

An dieser Stelle findet eine Bewertung der FE-Simulationen aus Abschnitt 3.1.2 statt. Die Simulationen ergaben eine inhomogene Verteilung der Druckspannungen auf dem Planum in Bezug auf die Situation unter der Schwelle und im Schwellenfach. Dies deckt sich mit den neuesten Ergebnissen aus der Literatur zum Lastausbreitungswinkel des Schotters (siehe Tabelle 11). Auch Feldmessungen aus der Literatur belegen eine deutlich geringere Druckspannung auf dem Planum unter dem Schwellenfach als unter der Schwelle [41]. Trotz der Vereinfachungen bzgl. der Schotterbettung im FE-Modell kann die orts aufgelöste Verteilung der Bettungsdruckspannungen auf dem Planum im Kontext des Vergleiches von unterschiedlichen Schwellenarten ausreichend genau abgebildet werden. Durch die FE-Simulationen konnten im Wesentlichen folgende Zusammenhänge aufgezeigt werden:

- Die höchsten Druckspannungen auf dem Planum werden gemessen, wenn die Einzelachse über der Schwelle steht.
- Mit zunehmender Schwellensohlfläche nimmt die Unterbaubeanspruchung ab.
- Mit zunehmender Schwellensohlfläche nähern sich die Pressungen auf dem Planum unter der Schwelle denen unter dem Schwellenfach an.
- Sowohl die Laborgroßversuche (siehe Abschnitt 5.2) als auch die FE-Simulationen ergaben, dass auf dem Planum nicht von einer homogenen Druckspannungsverteilung auszugehen ist. Im Schwellenfach lagen teilweise deutlich geringere Druckspannungen als unter der Schwelle vor.

- Durch elastische Elemente im Gleisrost (elastische Schienenbefestigung oder elastische Schwellensohle) kann die Last durch die Schiene auf die Nachbarschwellen verteilt und somit die maximale Bettungsdruckspannung reduziert werden.
- Bedingt durch die Einbauneigung des Planums variiert die Schotterbetthöhe. Folglich liegen unterschiedliche Bettungsdruckspannungen, gemessen unter der linken und rechten Schiene, vor.
- Die Holzschwellen erfahren vergleichsweise hohe Verformungen und weisen eine Biegelinie mit zwei Wendepunkten auf (siehe Abbildung 19). Dadurch entstehen lokale Lastkonzentrationen, die an der Schwellenunterseite unter der Schiene zu erhöhten Druckspannungen führen. Dies wirkt sich ungünstig auf die Druckspannungsverteilung auf dem Planum aus.
- Eine Berechnung der Planumsdruckspannungen mittels Halbraumtheorie ist zur Ermittlung der maximalen Druckspannungen nicht geeignet, da das Biegeverhalten und die Auflagerungsbedingungen der Schwellen nicht berücksichtigt werden.

Es gilt anzumerken, dass die FE-Simulationen nur den statischen Fall ohne eine dynamische Zusatzanregung durch eine ungünstige Gleislage oder Unregelmäßigkeiten im Rad-Schiene Kontakt abbilden.

6.2 Bewertung der Feldmessungen

Die Feldmessungen zum Schwingungsverhalten von Holz- und Betonschwellen (siehe Abschnitt 3.2.2) ergaben prinzipiell eine leichtere Anregbarkeit des Holzschwellengleisrostes durch dessen geringere Masse. Bei der Betrachtung des Schwingungsverhaltens des Unterbaus ergaben sich im Zusammenhang mit Holzschwellen etwas geringere Amplituden (maximaler Pegelunterschied zu Betonschwellen: 6 dB). Im Wesentlichen ist jedoch das Verhalten der beiden Gleisroste bzgl. der Schwingungsanregung des Unterbaus als vergleichbar einzustufen. Dies ist mit Feldmessungen aus [67] und eigenen Messungen zur Übertragungsfunktion in den Unterbau im Rahmen der Laborversuche vereinbar (siehe Abschnitt 5.2.18).

Bei der Feldmessung zur SSO (siehe Abschnitt 4.2.3) konnte das Auspressen einer Suspension bestehend aus Schotter- und Schwellenabrieb an der Bettungskrone beobach-

tet werden. Es wird davon ausgegangen, dass Mud Pumping hierfür der maßgebliche Mechanismus ist. Die Trennstabilität zwischen Unterbau und Schotter blieb erhalten. Die Ursache der punktuellen Bettungsverschmutzung bis zur Schwellenoberseite resultiert aus der dynamischen Zusatzanregung aus einer Unstetigkeitsstelle im Gleisrost.

Im Rahmen der Feldmessung zur SSU (siehe Abschnitt 4.4.5) konnte eine Schotterverschmutzung, die hauptsächlich aus dem Unterbau stammt, nachgewiesen werden. Da eine Änderung der Sieblinie des Schotterschmutzes hin zu geringeren Korndurchmessern beobachtet wurde, ist folgendes Szenario wahrscheinlich: Durch zeitweises Mud Pumping (unter stehendem Wasser nach Regenfällen) ist ein Herauslösen und Hochpumpen von Feinkorn aus dem Unterbau aufgetreten. Beim Hochsteigen des Unterbaus (Dammschüttung) durch die Foundationsschicht (Einbauzustand: Kies- und Sandkorn) hält diese die größeren Korndurchmesser zurück. Das Feinmaterial stieg anschließend (wahrscheinlich durch Mud Pumping) im Schotter bis ca. 15 cm unter die Schwellenunterseite hoch.

6.3 Bewertung und Ausblick zu den Laborversuchen

In den Laborgroßversuchen (siehe Abschnitt 5.2) wurden extrem ungünstige Situationen für ein Betriebsgleis nachgestellt. In diesem Zusammenhang sind folgende Punkte zu erwähnen:

- Keine PSS vorhanden, der Schotter liegt direkt auf dem Unterbau
- Unterbaumaterial TL40SK60 mit 40 Gew.-% Schlämmkorn
- Sieblinie des TL40SK60 ähnelt dem Material der Dammschüttung bei der Feldmessung zur SSU (siehe Abschnitt 4.4.5)
- Durchfeuchtung des Unterbaus mit stehendem Wasser auf dem Planum
- Suspensionsbildung aus Feinkorn auf dem Planum
- Durchschnittliche Stützpunktlasten von $S = 100 \text{ kN}$ (zur Simulation von Dynamik)
- Aufbringung von 4,075 Mio. Lastwechseln je Versuch
- Simulation einer Betriebsbelastung von 81,5 Mio. t (Annahme: $2 \cdot Q = 200 \text{ kN}$)
- Schlagende Schwellen mit maximalen Schwingweiten von ca. 7 mm
- Simulation von Zugpausen

Durch die oben beschriebenen extrem ungünstigen Bedingungen ging die Trennstabilität zwischen Unterbau und Gleisschotter unter Ausbildung einer Zwischenschicht verloren. Bei allen drei Versuchen zeichnete sich ein ähnliches Bild ab. Da der Schotterschmutz keine wesentlichen Unterschiede bzgl. Korngrößenverteilung und Mineralogie gegenüber dem TL40SK60 aufwies und die Setzungsverläufe degressiv waren, lag nach [84] zweifelsfrei die Ausbildung einer Zwischenschicht vor. Diese Mischschicht war bei allen Versuchen bzgl. ihres Volumens und der Masse des eingepressten Schotters gleichwertig. Da nachgewiesen werden konnte, dass der Schotterschmutz fast ausnahmslos aus dem Unterbau stammte, lag eine SSU im Anfangsstadium vor. Der Effekt des Mud Pumping spielte bei den Versuchen keine Rolle, da keine hochsteigende Schotterverschmutzung beobachtet werden konnte. Bei allen Versuchen lag in einem geringen Ausmaß (relativ zum Volumen der Zwischenschicht) eine Suspensionsbildung vor. Die gemessene Verschiebung der Sieblinie des Schlammes hin zu kleineren Korndurchmessern deutete auf eine Herauslösbarkeit des Feinkorns unter zyklischer Belastung und stehendem Wasser hin. Hierdurch war eine wesentliche Voraussetzung für Mud Pumping gegeben. Warum es jedoch zu keinem Hochpumpen der Suspension im Schotter kam, konnte nicht zweifelsfrei geklärt werden. Die einzigen wesentlichen Unterschiede im Ausbausezustand des Unterbaus der drei Versuche waren eine ungleichmäßige Verdrückung des Planums beim Versuch 2 (H250). Dies korrelierte mit der teilweise schlechten Lagebeständigkeit der Gleisroste im Versuch 2 (einseitiges Absinken der H250 Schwellen). Zur Einordnung der Ergebnisse der Laborversuche aus Abschnitt 5.2 wurde ein Matrix-Schema erstellt (siehe Tabelle 62).

Tabelle 62: Matrix zur Einordnung und Gegenüberstellung der Ergebnisse der drei Großversuche

Kenngrößen		Versuch 1 B91	Versuch 2 H250	Versuch 3 B91 So
Hochsteigende Schotterverschmutzung		nein		
Masse Gleisschotter im Unterbau		gleichwertig		
Setzungen Unterbau im Vergleich zum Einbau		14,4 %	12,2 %	14,5 %
Anstiegsrate der Setzungen bei Beregnung		gleichwertig		
Lagebeständigkeit des Gleisrostes		mittel	schlecht	sehr gut
Ausbildung von ungleichmäßigen Mulden im Planum		mittel	hoch	gering
Kontaktfläche der Schwelle zum Schotter		gering	mittel	hoch
Bettungsdruckspannung σ_B unter den Stützpunkten (trocken) [N/mm ²]		0,124	0,103	0,122
Bettungsdruckspannung σ_B unter den Schienen im Schwellenfach (feucht) [N/mm ²]		0,160	0,193	0,151
Homogenität Bettungsdruckspannung (trocken) V_{σ_B} [-]		1,2	1,2	0,98
Schwingbeschleunigung Unterbau		gleichwertig		
Schwingungsübertragung in den Unterbau		gleichwertig (Tendenz: H250 leicht höher)		
Abnahme der Stützpunktsteifigkeit bei Befeuchtung des Unterbaus	[%]	7,9	13,0	15,0
	[kN/mm]	3,4	3,6	4,9

Obwohl die drei Laborgroßversuche mit jeweils unterschiedlichen Schwellenarten durchgeführt wurden, konnte zum überwiegenden Teil ein sehr ähnliches Verhalten bezüglich der Schädigung des Unterbaus beobachtet werden. Insgesamt verhielt sich jedoch der Gleisrost mit besohnten Schwellen (Versuch 3) am vorteilhaftesten (siehe Tabelle 62). Unter den Schwellenunterseiten konnte beim Ausbau in jedem Versuch mindestens eine 30 cm hohe Schicht mit sauberem Schotter vorgefunden werden. Wie bereits beschrieben, ist die Tendenz zur Ausbildung von ungleichmäßigen Setzungen das wesentliche Unterscheidungsmerkmal der drei Gleisroste. Auch nach einem Richten des H250 Gleisrostes (Versuch 2) traten die einseitigen Setzungen erneut auf. Im Laufe des Versuches 2 konnte durch einen initialen Fehler ein sich selbst verstärkender Mechanismus in Gang kommen, welcher eine zunehmende Verschlechterung der Lage der Schwellen zur Folge hatte (siehe Abbildung 96).

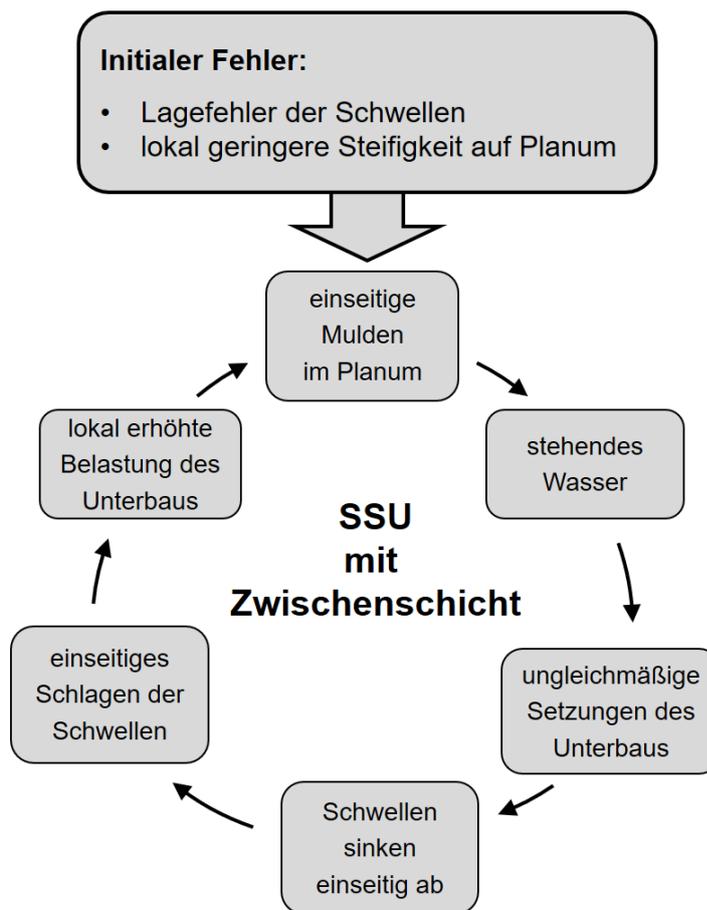


Abbildung 96: Schema des sich selbst verstärkenden Mechanismus beim Versuch 2 (H250)

Die Ausbildung von einzelnen Mulden auf dem Planum ist mit einer vermehrten Ansammlung von Wasser in den Vertiefungen verbunden. Dies wiederum führte zu einer lokal stärkeren Aufweichung des Unterbaus, wodurch das Eindringen des Schotters in den Unterbau erleichtert wurde. Im Fall des H250 Gleisrostes wurde eine ausgeprägte Tendenz zum einseitigen Absinken der Schwellen beobachtet. Folglich entstanden an den stärker eingesunkenen Schwellenenden Mulden im Planum verbunden mit einer lokal höheren Zwischenschicht aus Schotter und Unterbau. Das Verhalten der B91 Schwelle bzgl. der Lagestabilität und damit zur Bildung von einseitigen Planumsverformungen liegt qualitativ zwischen dem der H250 und der B91 So Schwelle. Offensichtlich ist das niedrigere Gewicht und die geringere Biegesteifigkeit der Holzschwellen für eine schlechtere Lagebeständigkeit der Schwellen im Versuch 2 (H250) verantwortlich. Die elastisch beschlittenen Betonschwellen ergaben im Versuch 3 (B91 So) die vergleichsweise dauerhafteste und stabilste Schwellenlage.

Aus den drei Laborversuchen kann der Schluss gezogen werden, dass der Effekt einer schlechten Schwellen- und damit Gleislage im Gegensatz zu allen anderen Beurteilungsgrößen der Schwellenarten (siehe Tabelle 62) überwiegt. Obwohl die H250 Schwelle eine um 5,6 % geringere Gesamtsohlfläche als eine B91 Schwelle hat, wurden bezüglich der Vermischung von Unterbau und Gleisschotter keine wesentlichen Unterschiede (bzgl. Schichtvolumen und Masse des Schotters im Unterbau) festgestellt.

Bei einer gedachten Unterteilung des Planums in infinitesimale Flächenelemente und eine anschließende Aufsummierung der Druckspannungen aller Flächenelemente ist bei allen drei Versuchen der identische Wert zu erwarten. Daher ist die entscheidende Beurteilungsgröße für die Beanspruchung des Unterbaus eine lokal erhöhte Planumsdruckspannung, die punktuell zu einer Überlastung des Unterbaus führen kann. Bedingt durch die Messtechnik kann nur eine Fläche von ca. 1,1 % der gesamten Planumsfläche mit der Sensorik bestückt werden (siehe auch Abschnitt 5.2.4). Daher sind aussagekräftige Messung zur maximalen Druckspannung kaum möglich, da sich bei jedem Versuch je nach Lastabtragung der Schwelle der Ort der maximalen Druckspannung verlagern kann. Da im Schotter die wesentliche Lastabtragung innerhalb von Pfaden stattfindet, die eine Ausdehnung auf dem Planum von einigen Schotterkörnern haben können [40], ist von lokalen Druckschwankungen auf dem Planum auszugehen. Insbesondere waren im Bereich unter der Schwellenmitte keine Bodendrucksensoren installiert (Einbauort lediglich unter den Schienen), sodass eine vermeintlich niedrigere Druckspannung (unter den Schienen) beispielsweise auch aus einer Verlagerung der Lastabtragung hin zur Schwellenmitte herrühren kann. Die Biegelinien und Verformungen der Schwellen (siehe Abschnitt 5.2.12 und 5.2.14), die FE-Simulationen zur Bettung der Schwellen (siehe Abschnitt 5.2.13) und die visuelle Inspektion der Schwellensohlflächen (siehe Abschnitt 5.2.9.1) ergaben einen mit der Versuchsdauer zunehmenden Lastabtrag in Schwellenmitte. Aufgrund der unterschiedlichen Biegelinien zwischen H250 und den beiden Betonschwellen müssen folgende Fälle unterschieden werden:

- Fall Holzschwelle (H250):

Im Fall der Holzschwellen ergab sich unter der Schiene eine Biegebeanspruchung mit positivem Biegemoment. Aus diesem Grund ist mit einer lokalen Lastkonzentration im Bereich der Schwellenunterseite unter den Schienen im Fall der H250 Schwelle zu rechnen. Da die Messtechnik zur Erfassung der Bodendruckspannungen unter der Schiene installiert war, sollten diese Messwerte die tatsächlichen maximalen Planumsdruckspannungen repräsentieren.

- Fall Betonschwellen (B91 und B91 So):

Da sich vor allem bei den Betonschwellen ein ausgeprägtes „Aufreiten“ durch die Dauerschwellbelastung ergab, ist von einem hohen Lastabtrag über die Schwellenmitte auszugehen. Aufgrund der Taillierung der Betonschwellen ist die Sohlfläche in Schwellenmitte geringer, sodass hier von vergleichsweise hohen Schotter- und damit auch Planumsdruckspannungen auszugehen ist. Da jedoch die Messtechnik zur Erfassung der Druckspannungen des Planums nur unter den Schienen installiert war, ist es wahrscheinlich, dass nicht die maximalen Werte erfasst wurden.

Unter Einbeziehung der oben beschriebenen Überlegungen ist es plausibel, warum unter den H250 Schwellen zunächst bei 0,5 Mio. Lastwechsel die niedrigsten Planumsdruckspannungen und im durchfeuchteten Zustand die höchsten Druckspannungen gemessen wurden. Durch das mit zunehmender Versuchsdauer, vor allem bei den Betonschwellen beobachtete „Aufreiten“, rufen diese im durchfeuchteten Endzustand der Versuche eine geringere Druckspannung unter der Schiene hervor.

Folgende Punkte konnten im Rahmen der Laborversuche bzgl. der Druckspannungen auf dem Planum festgestellt werden:

- Im Schwellenfach werden meist geringere Bodendruckspannungen gemessen als unter den Schwellen.
- Ein eindeutiger Trend innerhalb der Schwellenarten bzgl. der Bodendruckspannungen war aus den oben beschriebenen zwei Gründen nicht möglich (geringe Messfläche der Druckkissen und Positionierung ausschließlich unter den Schienen).

Alle drei Schwellenarten verhielten sich bzgl. der Belastung des Unterbaus sowie auch bzgl. der Schädigung des Zweischichtsystems Unterbau-Schotter als sehr ähnlich. Folgende Vereinfachungen der Laborversuche könnten hierfür relevant sein:

- Die dynamische Anregung durch schlagende Schwellen wurde bei allen Versuchen identisch gewählt (Abhebeweg, bzw. Schwingweite der Schwellen). Mögliche Unterschiede der Gleislage zwischen den Schwellenarten im Betriebsgleis konnten somit in den Versuchen nicht abgebildet werden.
- In den Laborversuchen konnten die Biegelinien der Schienen und damit ihre Lastverteilung nicht abgebildet werden (Verwendung von 2-Schwellen Gleisrosten).

Bei den Laborversuchen wurden unterschiedliche vertikale Steifigkeiten der Stützpunkte auf dem Zweischichtsystem Unterbau-Schotter gemessen. Daraus würden sich bei einem längeren Gleisrost abweichende Biegelinien der Schienen ergeben.

Da sich auch unter sehr ungünstigen Bedingungen keine progressiv entwickelnde SSU mit Mud Pumping ausbildete, wurden evtl. im Laborversuch Parameter des Betriebsgleises nicht vollständig abgebildet. In den folgenden Thesen werden mögliche Gründe für das beobachtete Verhalten postuliert:

- Die simulierte Betriebsbelastung (ca. 81,5 Mio. Lasttonnen) ist zu gering, um eine SSU mit signifikanter Aufstiegshöhe zu erzeugen.
- Der TL40SK60 kann unter den vorliegenden Einbaubedingungen (auch im Betriebsgleis) kein Mud Pumping entwickeln. Möglicherweise ist die Quantität der Suspensionsbildung nicht ausreichend für Mud Pumping. Da das Sand- und Kieskorngerüst auch bei hohen Feuchtegehalten eine ausreichende Tragfähigkeit aufweist, treten keine progressiv ansteigenden Setzungen auf.
- Wegen des hohem Sand- und Kieskornanteils des TL40SK60 ist dieser gemäß der Literatur [46, 83] als ein unkritisches Material bzgl. Mud Pumping einzustufen.
- Im Vergleich zum Betriebsgleis liegt kein Windeintrag von Feinkorn (z. B. aus umliegenden Feldern) in die Schotterbettung vor. Ein anderer Eintragungsweg ins Betriebsgleis ist z. B. Grüngut (Laub, kleine Zweige, etc.), welches als Humus die Schotterbettung verschmutzen kann.
- Bei der Instandhaltung des Betriebsgleises durch Stopfen kann durch das Eintauchen der Stopfpickel eine noch tiefliegende Schotterverschmutzung (ähnlich zur Zwischenschicht in den Laborversuchen) unter die Schwellen gehoben werden. Gerade bei Gleisen mit ungünstigem Unterbau sind kurze Instandhaltungszyklen notwendig, sodass ggf. durch das Stopfen das Hochsteigen einer Schotterverschmutzung begünstigt wird.
- Die Einwirkung von Frost-Tau Wechseln sowie die jahreszeitlichen Schwankungen von Temperatur und Niederschlagsereignissen könnten einen Einfluss auf die Ausbildung von Mud Pumping SSU haben.

- Im Betriebsgleis ohne PSS kann eine zuvor erfolgte maschinelle Bettungsreinigung zur Bildung von SSU führen. In diesem Zusammenhang ist von einer Verletzung der konsolidierten Planumsoberfläche zu sprechen, wodurch die Trennstabilität zwischen Unterbau und Schotter in der nachfolgenden Betriebszeit nicht immer sichergestellt werden kann. Eine detaillierte Beschreibung der Problematik wird im folgenden Abschnitt gegeben.

6.4 Gleisumbau ohne Unterbausanierung

Die Sanierung von Bestandsgleisen ohne PSS oder Geotextile ist im Gegensatz zum Streckenneubau das weitaus häufigere Szenario in der DACH-Region. Sollten noch Holz- bzw. Stahlschwellen eingebaut sein, so findet in der Regel ein Schwellenwechsel hin zu Betonschwellen statt. Im Regelwerk der SBB „R RTE 21110 Unterbau und Schotter“ sind beim Schwellenwechsel von Holz- und Stahlschwellen zu Betonschwellen in Hauptgleisen geotechnische Untersuchungen vorgeschrieben [90]. Dieser Sachverhalt legt die Vermutung nahe, dass offensichtlich ein Wechsel der Schwellenart nicht immer problemlos möglich ist. Bei einer maschinellen Bettungsreinigung mit Gleisumbauzügen (BRM) wird das alte Bettungsmaterial mittels Räumketten vom Planum entfernt. Da in der Regel bei BRM Verfahren das Planum nicht auf der vollen Breite beräumt wird und der Rückstand bei der Bettungsreinigung seitlich abgeworfen wird, kann es zu Problemen mit der Entwässerung kommen [58]. Bzgl. der Behandlung des Grundschotters und der Planumsobenseite können bei einer Bettungsreinigung zwei Fälle unterschieden werden (siehe auf Abbildung 97):

- Fall 1:** Der Grundsotter verbleibt im Gleis und das Planum wird mit den Räumketten nicht angetastet.
- Fall 2:** Der Grundsotter wird vollständig beräumt und das Planum reprofiliert. Eine evtl. verlorengegangene Neigung des Planums wird dabei wiederhergestellt. Die Konsolidierung der Planumsobenseite wird dabei zerstört.

Schichtaufbau bei der maschinellen Bettungsreinigung (BRM) ohne Unterbausanierung

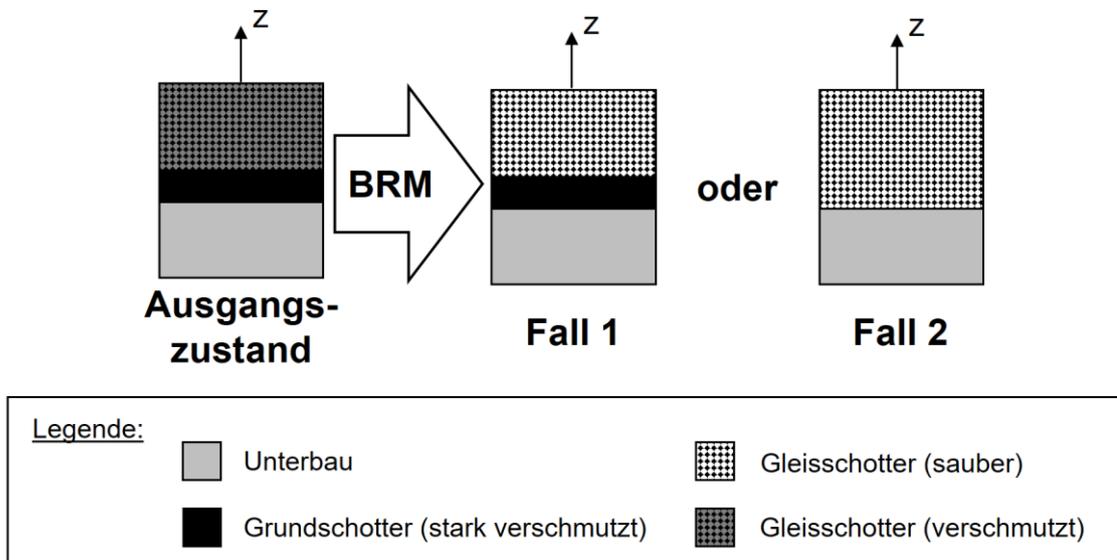


Abbildung 97: Schichtaufbau von Bettung und Unterbau: Mögliche Grenzfälle bei einer Maschinellen Bettungsreinigung (BRM) ohne Unterbausanierung

Steht neben der Bettungsreinigung noch ein Wechsel der Schwellenart an, so ergibt sich folgende Problematik: Betonschwellengleisroste haben je nach Schwellentyp im Vergleich zu Holzschwellengleisrosten eine um ca. 30...40 mm größere Bauhöhe (zwischen Schwellenunterseite bis Schienenoberkante gemessen). Auch Stahltragschwellen weisen eine geringere Höhe als Betonschwellen auf. Eine höhere Lage der Schienenoberkante ist genauso wie eine reduzierte Bettungshöhe in der Regel nicht möglich. Somit muss zur Kompensation der Bauhöhe beim Gleisumbau vom Planum diese Höhendifferenz zusätzlich mit der Räumkette abgetragen werden. Zwangsläufig wird dann der Grundsotter (Schotter der unmittelbar über dem Planum liegt und mit Schotterabrieb und Schmutz durchsetzt ist) sowie die oberste und zugleich am stärksten konsolidierte Schicht des Planums abgetragen (siehe Fall 2 in Abbildung 97). Durch die „Verletzung“ des über Jahrzehnte entstandenen Zweischichtsystems Unterbau-Grundsotter kann ohne den Einbau einer PSS die Trennstabilität zwischen dem bestehenden Unterbaumaterial und dem gereinigten Schotter rasch verloren gehen. In der Literatur wird bzgl. des Grundsotter von einer „stabilisierenden Schicht“ gesprochen, nach deren Entfernung das Zweischichtsystem Unterbau-Schotter zunächst wieder in einen stationären Zustand kommen muss, was Setzungen und Gleislageveränderungen zur Folge hat [1]. In Literaturquellen ist hierzu folgendes erwähnt:

„Schäden können bei der maschinellen Bettungsreinigung bei schlechtem Untergrund auch auftreten, wenn Bodenstoffe des Erdplanums, die sich im Laufe der Jahrzehnte als Abrieb der Schottersteine, Bremsstaub, Schlacke und Staub abgelagert haben und günstige Eigenschaften aufweisen können, abgebaggert werden und der Schotter anschließend unmittelbar auf schlechtem Untergrund aufliegt.“ [58]

„Somit ist es möglich, dass ein ehemals lagestabiles Gleis nach einer BRM mit erheblichem Unterhaltungsaufwand auffällig wird, weil die bisher die Trennstabilität gewährleistende Schotterbettverunreinigung entfernt worden ist.“ [101]

Nach dem Entfernen des Grundschanters könnte folgender Effekt eine Rolle spielen. Bei der Anwesenheit von Feuchtigkeit kann ein feinkörniger Unterbau leichter in die Hohlräume eines sauberen Schanters gepresst werden, als in einen bereits mit Feinkorn und Schotterabsplitterungen verunreinigtem Grundschant. Dadurch ist eine rasche Verschlechterung der Gleislage bei einem ohne PSS und damit ohne grundlegende Unterbausanierung umgebauten Gleis zu erklären. Der Grundschant eines Altbaugleises hat ähnliche Eigenschaften wie eine PSS. Er hat eine Korngrößenverteilung, die zwischen Neuschotter und dem Unterbaumaterial liegt und somit die Trennstabilität zwischen einem feinkörnigen Unterbau und dem Schotter besser gewährleisten kann.

Aus der oben genannten Problematik kann ein scheinbar ungünstigeres Verhalten der Betonschwelle bezüglich der Ausbildung eines Verlustes der Trennstabilität zwischen Unterbau und Schotter in Erscheinung treten. Zuvor hatte sich das Holzschwellengleis (evtl. mit leicht erhöhtem Unterhaltungswand) Jahrzehnte lang auf dem alten Unterbau im Bahnbetrieb bewährt. Wenn nach dem erstmaligen Einbau von Betonschwellen eine sich rasch verschlechternde Gleislage und SSU entstehen, so liegt die Vermutung nahe, dass dieses Phänomen nicht der Betonschwelle an sich zuzuordnen ist. Vielmehr liegt dessen Ursache in der oben beschriebenen Problematik der unterschiedlichen Schwellenbauhöhen und der BRM begründet.

7 Betonschwelle zur Unterbau Schonung

7.1 Beschreibung der BUS21 Schwelle

Basierend auf den Erkenntnissen dieser Forschungsarbeit wurde ein neuartiger Betonschwellentyp mit der Bezeichnung BUS21 (**B**etonschwelle zur **U**nterbau **S**chonung, Jahr 2021) entwickelt. Die BUS21 ist speziell für die Verwendung auf einem unsanierten Unterbau ohne PSS und zum Ersatz von Holzschwellen konzipiert. Entscheidend für einen erfolgreichen Einsatz der Schwelle ist eine funktionierende Gleisentwässerung. An dieser Stelle sei erwähnt, dass insbesondere die Kunststoffschwelle nicht als Ersatz für die Holzschwelle bei ungünstigem Unterbau zu empfehlen ist, da diese eine ähnlich niedrige Biegesteifigkeit aufweist. Im Rahmen dieser Arbeit hat sich gezeigt, dass unter Schwellen mit großer Durchbiegung im Bereich des Schienenaufagers, auf dem Planum lokal hohe Druckspannungen zu erwarten sind.

Bei der BUS21 handelt es sich um eine Spannbetonflachschwelle mit den Grundabmessungen (L x B x H) 2,80 m x 0,33 m x 0,17 m. Die Schwelle hat einen trapezförmigen Querschnitt und ist in der Mitte tailliert. Bei der Zeichnung der BUS21 in Abbildung 98 sind die Bereiche um die Schienenaufleger vereinfacht worden, es wurde auf die Betonschultern, die Sicken sowie die Dübel der Schienenbefestigungen verzichtet. Die BUS21 ist als Flachschwelle ausgebildet und besitzt eine geringere Bauhöhe als H260 Schwellen und eine ähnliche Bauhöhe wie H250 Schwellen, die jeweils mit Rippenplatten ausgestattet sind (siehe auch Tabelle 63).

Tabelle 63: Gegenüberstellung der Bauhöhen von unterschiedlichen Schwellentypen

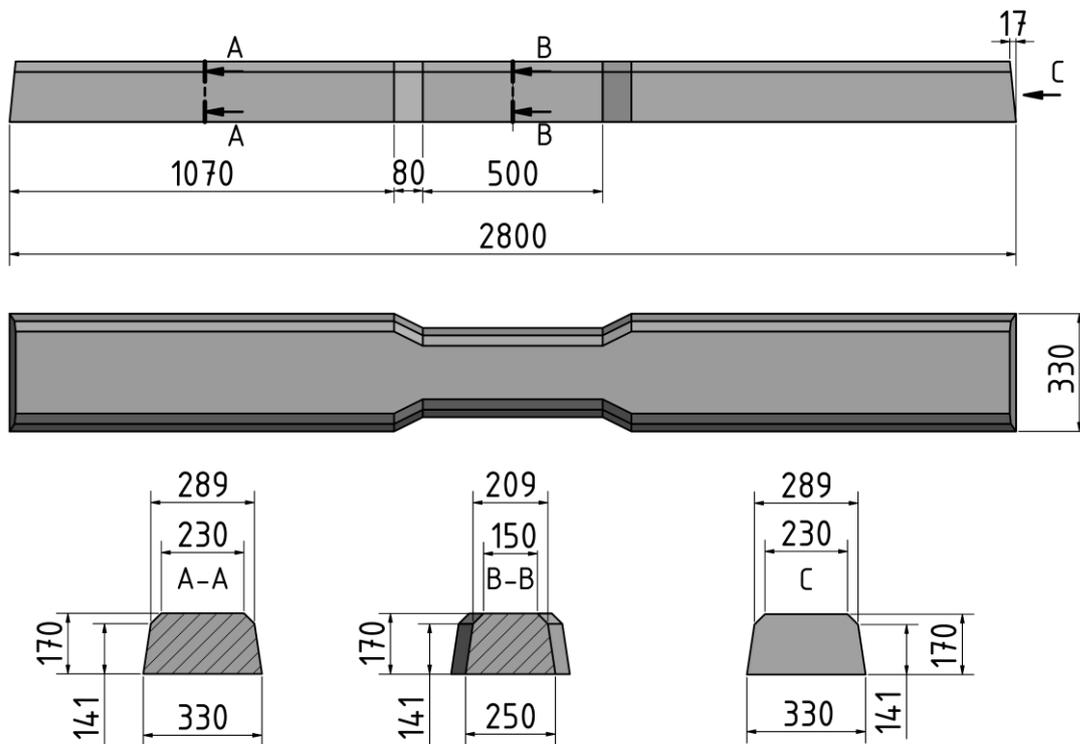
Schwellen- typ	Höhe Schwellenunterseite ↔ Schienenfußunterseite [mm]	Höhe der einzelnen Komponenten [mm]		
		Schwelle (*)	Rph (*)	Zw
BUS21	181	174 (**)	-	7
B70 ≙ B91	220	214 [19]	-	6
H260	187,7	160	21,7 [26]	6
H250	177,7	150	21,7 [26]	6

(*) Mittig am Schienenaufleger für Schienenfußbreiten von 150 mm
(**) Um 4 mm erhöht wegen der Neigung des Schienenauflegers

BUS21 – Betonschwelle zur Unterbau Schonung

Im Bereich des Schienenaufagers vereinfacht

Alle Maße in mm



Masse:	335 kg
Betonvolumen:	~133 l
Sohlfläche bei 500 mm auflagerfreiem Mittelteil:	7526 cm ²

Abbildung 98: Skizze der BUS21 Schwelle zur Schonung des Unterbaus. In der Zeichnung wurden die Bereiche um die Schienenaufleger vereinfacht dargestellt.

Bei einem Wechsel von Holz- zu BUS21 Schwellen kann auf eine Absenkung des Planums verzichtet werden. Bei der BRM kann der Grundsotter im Gleis verbleiben, sodass die Konsolidierung der Planumsobenseite erhalten bleibt. Eine Breite $B > 0,33$ m wurde aus Gründen der Instandhaltung nicht gewählt, da sonst ggf. der Einsatz einer Weichenstopfmaschine erforderlich wäre. Auch aus diesem Grund sind kleinere Werte als der empfohlene Schwellenabstand von $a = 600$ mm nicht zweckmäßig. Im Rahmen der Instandhaltung der Schottergleise dürfen die Schwellen im taillierten Mittelteil auf einer Länge von 500 mm nicht unterstopft werden. Die Sohlfläche der Stopfbereiche ist mit $A_{SB} = 7.526$ cm² um ca. 38 % größer als die der H260 Schwelle (und ca. 30 % größer im Fall der B70). In Zusammenhang mit einem ungünstigen Unterbau kann ein Aufreiten

nicht immer ausgeschlossen werden, sodass eine hohe Biegebeanspruchung in der Schwellenmitte entsteht. Um dem zu begegnen, ist die Schwelle mit einer Taillierung versehen. Durch eine Reduzierung der Sohlfläche in Schwellenmitte wird die Schwellen-gegenkraft der Schotterbettung in der Mitte geringer. Aufgrund der Bauhöhe von nur 170 mm muss die BUS21 mit einer Kraft von 450...500 kN vergleichsweise hoch vorge-spannt werden. Die Spannkraft wird beispielsweise durch acht Stahldrähte aufgebracht, eine mögliche Lage der Spannstäbe ist in Anlage A.8 gegeben. Die Schwelle hat mit einem Gewicht von 335 kg etwa die Masse der B07 bzw. B90 Schwelle (siehe auch Ta-belle 3). Im Vergleich zum Holzschwellengleis ergeben sich folgende Vorteile:

- Durch die vergleichsweise hohe Schwellenmasse kann die Abhebewelle des Gleisrostes unterdrückt werden, somit wird eine zusätzliche impulsartige Belas-tung des Unterbaus beim Wiederaufsetzen der Schwelle vermieden (siehe auch Abschnitt 3.2.3.1).
- Es ist davon auszugehen, dass der Effekt einer besseren Gleislage (d. h. Redu-zierung der dynamischen Zusatzbeanspruchung) gegenüber der zusätzlichen Belastung des Unterbaus durch die größere Schwellenmasse deutlich überwiegt.

Die Schwelle ist mit einer Schienenbefestigung von Typ W14 mit elastischen Zwischen-lagen ausgestattet, um die Lastverteilung durch die Schiene optimal ausnutzen zu kön-nen. Die vertikale statische Steifigkeit der Zwischenlage $k_{\text{stat},z}$ muss an den Bettungsmodul C_{SP} der Schwellen angepasst werden, um unzulässig hohe Biegezugspannungen am Schienenfuß zu vermeiden:

- $C_{\text{SP}} \leq 0,07 \text{ N/mm}^3 \rightarrow k_{\text{stat},z} = 100 \text{ kN/mm}$
- $C_{\text{SP}} > 0,07 \text{ N/mm}^3 \rightarrow k_{\text{stat},z} = 60 \text{ kN/mm}$

Die Gleisroste mit BUS21 Schwellen sind mit Schienen des Typs 60E1 bzw. 60E2 und einem Schwellenabstand von $a = 600 \text{ mm}$ aufzubauen. Die Dimensionierung der BUS21 erfolgt unter den Annahmen einer Achslast von $2 \cdot Q = 225 \text{ kN}$ und einer Fahrgeschwin-digkeit von $v \leq 160 \text{ km/h}$. Zur Betrachtung des Biegeverhaltens in Schwellenmitte wurde eine vollflächige elastische Lagerung mit $C_{\text{SP}} = 0,10 \text{ N/mm}^3$ und für die Schienenaullager von $C_{\text{SP}} = 0,05 \text{ N/mm}^3$ mit einem auflagerfreien Mittelteil der Länge $L = 500 \text{ mm}$ ange-setzt. Diese beiden Fälle bilden jeweils die höchsten Biegebeanspruchungen ab.

7.2 Beanspruchung des Unterbaus durch BUS21 Schwellen

Zur Darstellung der Leistungsfähigkeit der BUS21 wurden FE-Simulationen zur statischen Beanspruchung des Unterbaus erstellt. Hierbei wurden die Berechnungen für das Unterbausystem 1 (Altbaustrecke mit ungünstigem Unterbau $C_{SP} = 0,05 \text{ N/mm}^3$) und für das Unterbausystem 2 (Ausbaustrecke mit $C_{SP} = 0,07 \text{ N/mm}^3$) analog zum Abschnitt 3.1.2 durchgeführt. Zum Vergleich wurden auch Berechnungen für Gleisroste mit H260 und B70, jeweils mit steifen Zwischenlagen ($k_{\text{stat},z} = 500 \text{ kN/mm}$) erstellt. Für die BUS21 Gleisroste wurden Zwischenlagen mit der statischen Steifigkeit von $k_{\text{stat},z} = 100 \text{ kN/mm}$ verwendet. Der Schwellenabstand betrug bei allen Oberbaukonfigurationen $a = 600 \text{ mm}$ und es wurde stets das Schienenprofil 60E1 betrachtet. Die maximalen Druckspannungen $\sigma_{B,\text{max}}$ unter einer statischen Einzelachslast von $2 \cdot Q = 225 \text{ kN}$ (Position über der Schwelle) sind in Abbildung 99 und Abbildung 100 dargestellt. Im Fall des Unterbausystems 1 können durch einen Schwellenwechsel von H260 zu BUS21 die maximalen Druckspannungen $\sigma_{B,\text{max}}$ auf dem Planum um 13,6 % reduziert werden (25,6 % im Fall des Unterbausystems 2).

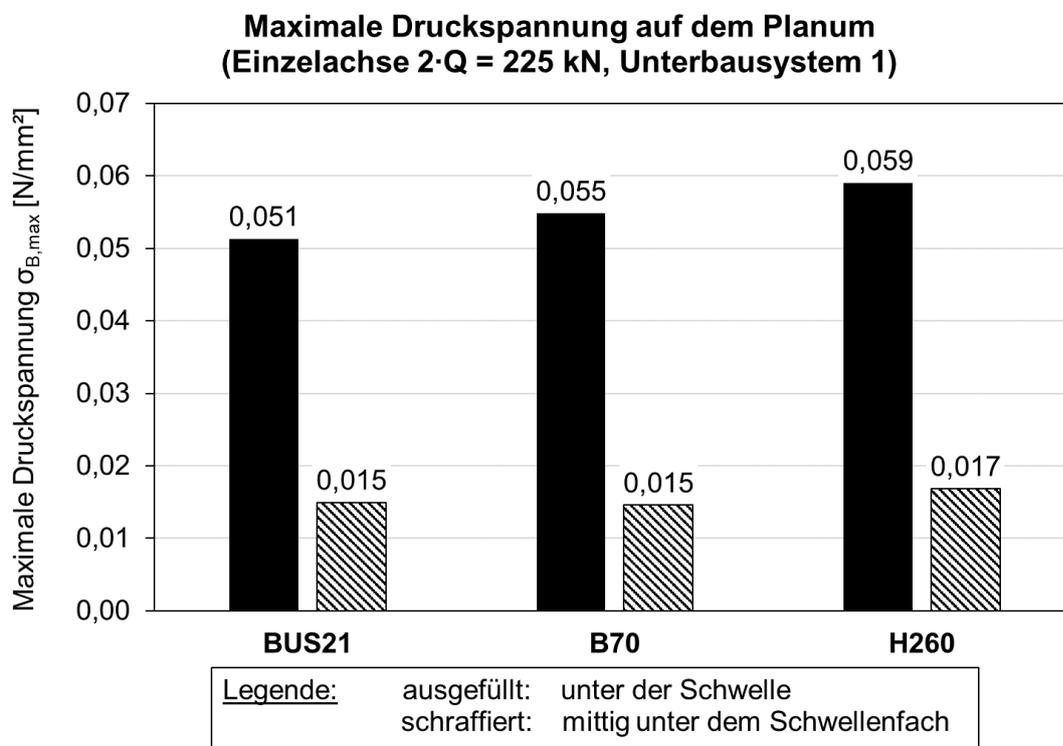


Abbildung 99: Maximale Druckspannung $\sigma_{B,\text{max}}$ auf dem Planum unter BUS21 Schwellen im Vergleich mit anderen Schwellentypen bei Unterbausystem 1

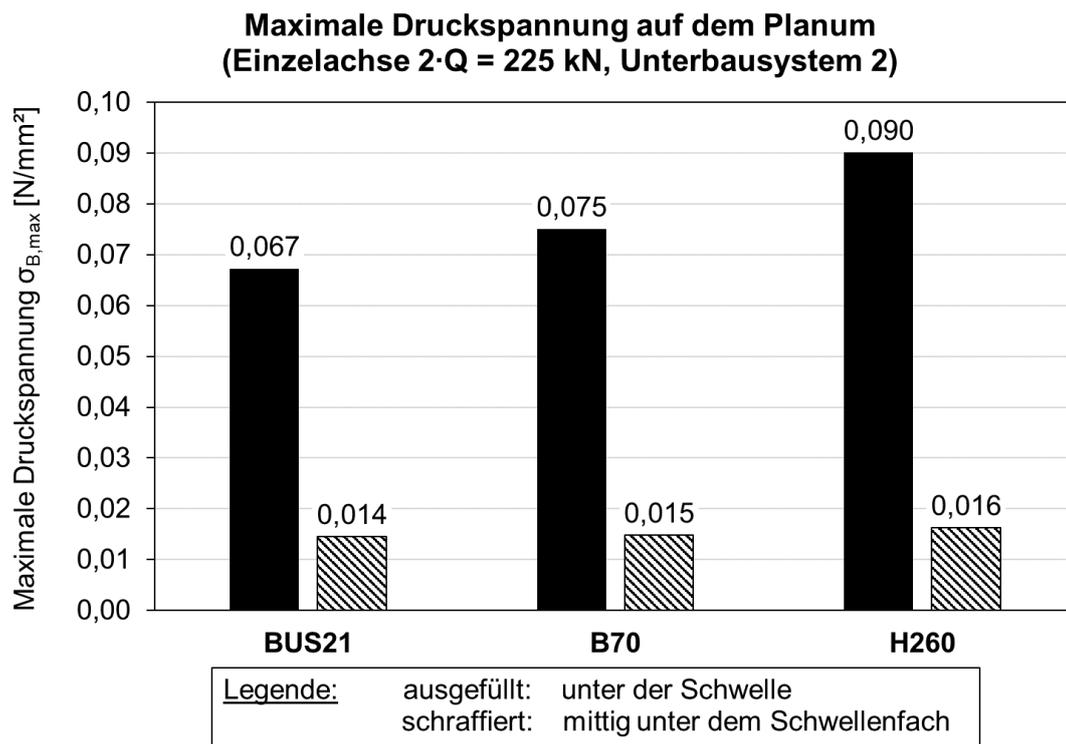


Abbildung 100: Maximale Druckspannung $\sigma_{B,max}$ auf dem Planum unter BUS21 Schwellen im Vergleich mit anderen Schwellentypen bei Unterbausystem 2

7.3 Alleinstellungsmerkmale der BUS21 Schwelle

Die BUS21 weist folgende Alleinstellungsmerkmale auf:

- Identische Bauhöhe wie eine H260 Schwelle mit Rippenplatte
- Ähnliche Bauhöhe wie eine H250 Schwelle mit Rippenplatte
- Schwellenwechsel von Holzschwellen zu BUS21 ohne Eingriff in das Planum und den Grundsotter möglich
- Eignung zur Verwendung auf ungünstigem Unterbau mit vergleichsweise niedrigen Bettungsmoduln
- Optimale Ausnutzung der Lastverteilung durch die Schiene 60E1 bzw. 60E2 mit elastischen Zwischenlagen
- Auslegung für Fahrgeschwindigkeiten von $v \leq 160$ km/h mit einer statischen Achslast von $2 \cdot Q = 225$ kN auf ungünstigem Unterbau mit $C_{SP} = 0,05$ N/mm³
- Instandhaltung der BUS21 Gleise mit konventionellen Streckenstopfmaschinen

In der Literatur wird beschrieben, dass die DB Bahnbaugruppe mit Gleisumbauzügen vom Typ SUM 315 (Hersteller: Fa. Plasser & Theurer) auch B75 Schwellen ($L = 2,8$ m) als Altschwellen aufnehmen und als Neuschwellen verlegen kann [102]. Diese Aussage kann auch auf die ebenfalls 2,8 m langen BUS21 Schwellen übertragen werden. Somit entstehen beim gleisgebundenen Umbau durch die vergleichsweise langen BUS21 Schwellen keine Nachteile im Vergleich zu Schwellen mit der Standardlänge von $L = 2,6$ m.

8 Resümee und Ausblick

8.1 Schotterverschmutzungen im Bahnbetrieb

Der Begriff „Schlammstelle“ wird in der Fachsprache und -literatur nicht oder nur uneinheitlich definiert. Er wird für Schotterverschmutzungen verwendet, denen verschiedene Ursachen zu Grunde liegen. In dieser Arbeit wurde der Terminus „Schlammstelle“ wie folgt definiert (siehe auch Abschnitt 4.1):

Im Kontext des Eisenbahnfahrwegs wird unter einer Schlammstelle von einer Schotterverschmutzung gesprochen, welche durch die zyklischen Einsenkungen des Gleisrostes bei Zugfahrten bis zur Bettungskrone (durch den Prozess des „Mud Pumping“) hochgepumpt wurde. Das den Schotter verschmutzende Material hatte sich zuvor als Suspension aus feinkörnigem Material mit Wasserkontakt im Schotterbett gebildet. Eine Schlammstelle hat eine Verringerung der Tragkraft des Schotterbetts und/oder des Unterbaus und damit verbundene Setzungen und Gleislagefehler zur Folge. Typischerweise treten Schlammstellen an Positionen mit punktuellen Oberbaufehlern oder Unstetigkeiten auf und sind auf eine Gleislänge von einigen Metern bis zehn Metern begrenzt.

Zur näheren Unterscheidung wurden die Phänomene nach der Herkunft des Schotterschmutzes in SSO (Eintrag aus dem Oberbau), SSE (externer Eintrag) und SSU (Eintrag aus dem Unterbau) eingeteilt. Schotterverschmutzungen können lange Zeit von außen nicht sichtbar sein, da zunächst nur tiefere Schotterschichten betroffen sind. Ein Auspressen des Schotterschmutzes an der Bettungskrone findet nur in einer eng begrenzten Gleislänge (typischerweise bis zu einigen zehn Metern) statt, an der häufig eine dynamische Zusatzanregung aus Oberbaufehlern vorliegt.

Eine punktuelle dynamische Zusatzanregung ist meist mit einer Schotterzerstörung verbunden, was unter Anwesenheit von Feuchtigkeit zu einer SSO führen kann. Eine Überbeanspruchung eines ungünstigen Unterbaus ist typischerweise nicht ursächlich für eine SSO. Im Gegenteil führt ein steifer Unterbau viel schneller zu einer Überlastung des Schotters und möglicherweise zu einer SSO. Durch eine vollständige Verschmutzung der Bettung mit Schotter- und Schwellenabrieb können sich um die Schwellen herum wasserdichte Wannen ausbilden, in denen sich Niederschlagswasser ansammelt. Die

Suspension aus Gesteinsmehl und Wasser kann unter der zyklischen Einsenkung der Schwellen hochgepumpt und an der Bettungskrone ausgepresst werden. Der Unterbau ist in diesem Zustand meist nicht durchfeuchtet und die Trennstabilität zwischen dem Gleisschotter und der darunterliegenden Schicht (Unterbaubaumaterial oder Schutzschicht) bleibt erhalten. Daher ist ein nur mangelhaft funktionierendes Entwässerungssystem keine notwendige Voraussetzung für eine SSO.

Bei einer SSE stammt der feinkörnige Schmutzeintrag überwiegend aus einer externen Quelle. Unter Anwesenheit von Feuchtigkeit kann sich eine Suspension ausbilden und in der Schotterbettung nach oben gepumpt werden. Die Feuchtigkeit kann zum einen aus einer mangelhaften Gleisentwässerung oder einer starken Bettungverschmutzung, welche den Schotter abdichtet (stehendes Niederschlagswasser um die Schwellen herum), herrühren.

Im Zusammenhang mit einer SSU, welche sich typischerweise homogen über eine größere Streckenlänge und unabhängig von punktuellen Oberbaufehlern ausbildet, können folgende Fakten festgehalten werden. Es findet ein Verlust der Trennstabilität zwischen dem Schotter und des darunterliegenden Unterbaumaterials statt. Bei Gleisen mit moderner PSS (aus Kiessand mit Schichthöhe $h \geq 300$ mm) kann davon ausgegangen werden, dass auch bei unzureichender Entwässerung die Trennstabilität zum Gleisschotter erhalten bleibt. Bei Schutzschichten, die eine zu geringe Schichthöhe aufweisen oder einen zu großen Anteil an Kieskorn haben, kann ein Aufsteigen von Feinkorn aus dem Unterbau durch die Schutzschicht bis in den Gleisschotter auftreten. Die wesentlichen zwei Effekte zum Hochsteigen der feinkörnigen Schotterverschmutzungen sind die Ausbildung einer Zwischenschicht (durch Eindrückung von Schotter in den Unterbau) sowie das Hochpumpen von Feinkorn (durch Mud Pumping). Für beide Mechanismen ist neben einer zyklischen Belastung durch Achsübergänge, ein feinkörniger, unsanierter Unterbau und eine mangelhafte Entwässerung grundlegend. Es wird davon ausgegangen, dass für ein ausgeprägtes Mud Pumping eine dynamische Zusatzanregung in Form von schlagenden Schwellen (durch Hohllagen) und evtl. stehendes Wasser im Schotter notwendig ist. Die im Zusammenhang mit dem Staudammbau angewandten Filterregeln können nur sehr begrenzte Aussagen über die Trennstabilität zwischen Unterbau bzw. Schutzschicht und Gleisschotter liefern (keine Berücksichtigung der zyklischen Be- und Entlastung). Details und die genauen Rahmenbedingungen für das Phänomen der hochsteigenden Schotterverschmutzung unter Eisenbahnschwellen sind noch nicht ausrei-

chend genau untersucht und erfordern weiterführende Forschungsarbeiten. Aus der Literatur ist kein Laborversuch bekannt, der eine hochsteigende Schotterverschmutzung unter Eisenbahnschwellen von der Entstehung bis zum Endstadium (Schotterverschmutzung bis zur Schwellenunterseite) reproduzieren konnte. Die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Versuche können als eine SSU im Anfangsstadium (Bodenverflüssigung und Ausbildung einer Zwischenschicht) gewertet werden, ein Hochsteigen der Verschmutzung konnte nicht beobachtet werden.

8.2 Schlüsselparameter des Gleisrostes bzgl. der Beanspruchung des Unterbaus

Im Rahmen dieser Arbeit wurden charakteristische Eigenschaften von verschiedenen Typen an Holz- und Betonschwellen untersucht. Im Folgenden werden zunächst die Schlüsselparameter identifiziert, welche den größten Hebel bzgl. der Belastung des Unterbaus (Druckspannung und Schwingungsanregung) haben. Da bei der Betrachtung einer Schwellenart stets eine Überlagerung von günstigen und ungünstigen Parametern auftritt, ist es entscheidend, deren Gewichtung aufzuzeigen.

Bzgl. der Lagestabilität in der Bettung sind Holzschwellen im Vergleich zu den ca. dreimal so schweren Betonschwellen im Nachteil. Da folglich Holzschwellengleise durchschnittlich eine schlechtere **Gleislage** aufweisen, ergeben sich höhere dynamische Zusatzkräfte als bei Betonschwellengleisen, die vom Unterbau abgetragen werden müssen. Die aus einer schlechten Gleislage resultierenden dynamischen Zusatzkräfte können fast die Größe der statischen Achslast erreichen. Diese dynamische Zusatzanregung kann somit den Einfluss von weiteren Parametern deutlich übertreffen (Schwellensohlfläche, Schwellengewicht, etc.). Bei Schlammstellen mit äußerlich sichtbarer Schotterverschmutzung sind meist punktuelle Gleislagefehler bzw. lokale Störstellen im Oberbau zu beobachten. Dieser Sachverhalt unterstreicht den hohen Einfluss von dynamischen Zusatzanregungen aus dem Oberbau.

Die **Biegelinie der Schienen** hat einen wesentlichen Einfluss auf die Belastung des Unterbaus. Durch elastische Komponenten (Schienenbefestigung oder elastische Schwellensohlen) kann die lastverteilende Wirkung der Schiene verstärkt werden, wodurch die maximalen Druckspannungen, die auf den Unterbau wirken, reduziert werden.

Durch die geringere **Biegesteifigkeit** der Schwelle entstehen unter den Holzschwellen, je nach Auflagerung im Schotterbett, lokale Lastkonzentrationen im Schotter. Diese rufen lokale Maxima der Planumsdruckspannungen hervor. Da eine inhomogene Spannungsverteilung auf dem Planum als ungünstig angesehen wird, verhalten sich Holzschwellen in diesem Zusammenhang nachteilig. Eine biegesteife Schwelle ist somit bzgl. der Unterbaubeanspruchung zu bevorzugen. Die zusätzliche statische Beanspruchung des Unterbaus durch eine höhere Schwellenmasse bei Betonschwellen kann vernachlässigt werden.

Eine größere **Schwellensohlfläche** wirkt sich direkt auf eine Reduzierung der Beanspruchungen des Unterbaus aus. Darüber hinaus werden die Druckspannungen auf dem Planum homogener (Bereich unter der Schwelle relativ zum Bereich unter dem Schwellenfach). Da eine größere Schwellensohlfläche die Einsenkung der Schwelle auf dem Schotterplanum reduziert, nimmt die Durchbiegung und damit auch die Lastverteilung der Schiene ab. Durch elastische Schienenbefestigungen kann hierzu Abhilfe geschaffen werden.

Der Schwellenwerkstoff Holz trägt durch seine Elastizität zur **Dämpfung** von Schwingungen bei. Durch eine elastische Schwellensohle kann das Dämpfungsverhalten der ursprünglich steifen Betonschwelle erhöht werden. Im Laborversuch konnte es leicht über das Niveau der Holzschwelle gebracht werden (siehe Abschnitt 2.5).

Das **Gewicht der Schwellen** hat einen direkten Einfluss auf die Druckspannungen des Planums. Im Vergleich zur Verkehrslast liegt jedoch (bis auf die Abhebewelle) eine statische Belastung vor. Eine höhere Schwellenmasse wirkt einem Abheben und damit einer dynamischen Zusatzbelastung beim Wiederaufsetzen entgegen. Es zeichnet sich ab, dass es nur bei Holzschwellen, nicht jedoch bei den schwereren Betonschwellen, im Fall einer vergleichsweise weichen Bettung überhaupt zu einer Abhebung kommt kann (siehe Abschnitt 3.2.3.1). Im Fall der Betonschwellen wird das Ausbleiben des Wiederaufsetzens der Schwellen für die Belastung des (ungünstigen) Unterbaus deutlich vorteilhafter eingeschätzt als die zu vernachlässigende zusätzliche Gewichtskraft durch das höhere Schwellengewicht. Es ist davon auszugehen, dass eine ungünstige Gleislage (Schwellenhohllagen, Gleislagefehler, etc.) durch leichtere Schwellen eine wesentlich höhere Beanspruchung des Unterbaus verursacht, als durch die Abtragung der höheren Gewichtskraft des Gleisrostes entsteht.

In Abbildung 101 ist eine mögliche Gewichtung der Einflussparameter des Gleisrostes auf die Beanspruchung des Unterbaus gegeben. Es gilt zu beachten, dass sich teilweise

Parameter gegenseitig beeinflussen können und im realen Gleis immer eine Überlagerung von günstigen und ungünstigen Faktoren vorliegt. Des Weiteren sind die Einflussfaktoren und deren Gewichtung auch von weiteren Kenngrößen des Fahrwegs abhängig (Steifigkeit des Unterbaus, Zustand der Bettung, Achslast, Zustand der Radlaufflächen, Fahrgeschwindigkeit, etc.). Die Gewichtung der Einflussfaktoren in Abbildung 101 kann daher nur eine qualitative Einordnung darstellen.

Einflussfaktoren des Gleisrostes auf die Beanspruchung des Unterbaus

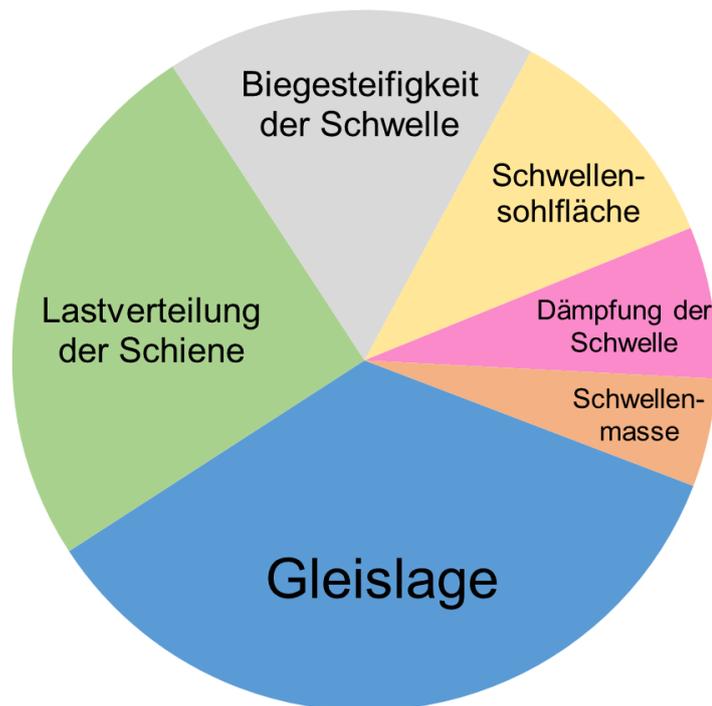


Abbildung 101: Gewichtung der Einflussfaktoren des Gleisrostes bzgl. der Beanspruchung des Unterbaus

8.3 Fazit zum Verhalten von Holz- und Betonschwellengleisen

Anhand der in dieser Arbeit beschriebenen Untersuchungen konnten durch Messungen im Feld und Labor keine herausragenden Unterschiede zwischen Holz- und Betonschwellen bzgl. der Beanspruchung eines unsanierten Unterbaus nachgewiesen werden. Demgegenüber steht der Konsens aus der Betriebserfahrung und der Fachliteratur, dass Holzschwellengleise geringere Anforderungen an den Unterbau stellen als Betonschwellengleise. An dieser Stelle sollen die festgestellten Gesichtspunkte zum Verhalten von Beton- und Holzschwellen abschließend beurteilt werden.

In Abschnitt 8.2 wurden unterschiedliche Einflussparameter zusammengefasst und einer Gewichtung unterzogen. Es wurde bereits erwähnt, dass diese Gewichtung der Einflussfaktoren streng genommen für jedes Gleis bzw. sogar für jeden Streckenbereich vorgenommen werden müsste. Bei den Laborversuchen (siehe Abschnitt 5.2) wurden, bis auf die unterschiedliche Gewichtskraft der Schwellen, die identischen Belastungen auf die Versuchsgleisroste eingeleitet. Daher konnten die beiden als am wichtigsten eingeschätzten Einflussfaktoren (siehe auch Abbildung 101), die Gleislage (identische Lasteinleitung auf die Versuchsgleisroste) und die Lastverteilung durch die Schiene (2-Schwellengleisroste) nicht abgebildet werden. Offensichtlich sind die verbleibenden Einflussfaktoren Schwellensohlfläche, Dämpfung der Schwelle und Schwellenmasse (siehe Abbildung 101) nicht relevant oder diese heben sich größtenteils gegenseitig auf.

Aus den FE-Simulationen geht hervor, dass bei sonst identischem Unterbau die statischen Druckspannungen auf dem Planum unter einem H250 Gleisrost eindeutig höher sind als unter einem B91 Gleisrost. Somit belegen die FE-Simulationen, dass der Effekt einer ausgeprägten Lastverteilung durch die Schiene beim H250 Gleisrost (durch die geringere Steifigkeit von Holz gegenüber Beton) nicht ins Gewicht fällt. Anders sieht es hingegen bei Vergleich der B91 mit ihrem elastisch besohlttem Pendant B91 So aus.

Somit bleibt als Ursachen für ein möglicherweise unterschiedliches Verhalten von B91 und H250 Schwellen nur noch die Gleislage sowie die notwendige Beschädigung des über Jahrzehnte konsolidierten Planums, aufgrund der größeren Bauhöhe der Betonschwelle beim Gleisumbau (siehe auch Abschnitt 6.4). Da die Laborversuche Hinweise auf eine schlechtere Lagebeständigkeit der H250 Schwelle liefern und auch in der Literatur von einer ungleichmäßigeren Auflagerung von Holzschwellen gesprochen wird [38], kann folgender Schluss gezogen werden: Das vermeintlich ungünstige Verhalten von Betonschwellen, bei einem Schwellenwechsel (von Holzschwellen H250/H260 zu Betonschwellen B91/B70) ohne Unterbausanierung, ist signifikant durch die Zerstörung der Konsolidierung des Planums bei der maschinellen Bettungsreinigung bedingt. Aufgrund der größeren Bauhöhe der Betonschwelle gegenüber der Holzschwelle muss die Grenzfläche zwischen Gleisschotter und Unterbau angegriffen werden.

8.4 Ausblick

Bei Gleisen die bzgl. der Ausbildung einer SSU als kritisch einzustufen sind, ist typischerweise keine oder nur eine unzureichende PSS vorhanden. Häufig liegt ein ungünstiger und durchfeuchteter Unterbau bzw. Untergrund mit einem hohen Gehalt an Schluffkorn und einem relativ geringen Bettungsmodul vor. Daher sollte bei der Sanierung von Bestandsgleisen, wenn nicht bereits vorhanden, immer der Einbau einer Kiessand PSS erfolgen. Liegen verschmutzte, aus ungeeignetem Material erstellt bzw. nicht ausreichend dimensionierte Trag- und Schutzschichten vor, so gilt es diese auszubauen und zu ersetzen. Wichtig ist zudem die Sicherstellung einer funktionierenden Gleisentwässerung sowie der Anschluss der PSS an eine Tiefenentwässerung.

Wenn dennoch ein Gleisumbau ohne Unterbausanierung erfolgen muss und keine PSS vorhanden ist, so ist der Einbau der in dieser Arbeit konzipierten BUS21 Schwellen (siehe Abschnitt 7) eine technisch optimierte Alternative. Durch die große Schwellensohlfläche und die Anpassung der Steifigkeit der Zwischenlage an die Untergrundverhältnisse können die Druckspannungen auf dem Planum auch bei weichem Unterbau im Gegensatz zum Holzschwellengleis reduziert werden. Aufgrund der geringen Bauhöhe der BUS21 sind Eingriffe in das Planum oder den Grundsotter nicht erforderlich. Entscheidend für den erfolgreichen Einsatz der BUS21 Schwelle ist die Gewährleistung einer ausreichenden Gleisentwässerung. Aufgrund der vergleichbaren Bauhöhe der BUS21 Schwellen mit Holzschwellen können diese in Bereichen, in welchen eine möglichst geringe Bauhöhe des Gleisrostes erforderlich ist, Verwendung finden. Zu nennen sind hier beispielsweise der Einsatz auf Eisenbahnüberführungen, Bahnsteigunterführungen oder in Bestandstunnel mit begrenztem Lichtraumprofil.

Literatur

- [1] Göbel, C.; Richter, F.: Eisenbahnunterbau – Grundlagen Erdbauwerke, Beanspruchung, Bemessung, Entwässerung, Sicherung der Tragfähigkeit. transpress VEB Verlag für Verkehrswesen, Berlin, 1988.
- [2] Fendrich, L.; Fengler, W. (Hrsg.): Handbuch Eisenbahninfrastruktur. Springer Vieweg, Berlin, 2013.
- [3] Selig, E.T.; Waters, J.M.: Track geotechnology and substructure management. Telford, London, 1994.
- [4] Staccone, G.; Martin, U.; Rapp, S. et al.: Georadar- Basis für nachhaltige Streckeninstandhaltung. In: Eisenbahntechnische Rundschau (ETR) (2018), Heft 9, S. 91-96.
- [5] Hill, W.; Meierhofer, L.: Die Holzschwelle im Eisenbahnoberbau – Vergleich zwischen Holz- und Betonschwelle (B70) bei den SBB. In: SAH Bulletin - Schweizerische Arbeitsgemeinschaft für Holzforschung 12 (1984), Heft 1, S. 3-36.
- [6] Lachmayer, H. (Hrsg.): Über die Schwelle. Böhlau, Wien, 2003.
- [7] Deutsche Bahn AG: DB Richtlinie 820 Grundlagen des Oberbaus – 820.2010 Ausrüstungsstandard Schotteroberbau für Gleise und Weichen. Deutsche Bahn AG Ausgabe Juni 2013.
- [8] Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation: Ausführungsbestimmungen zur Eisenbahnverordnung (AB-EBV) Stand am 1. Juli 2016. Bundesamt für Verkehr, Bern Ausgabe Juli 2016.
- [9] Deutsche Bahn AG: Statistik zu den eingebauten Schwellenarten im Netz der Deutschen Bahn AG. Abruf aus dem IIS (Integriertes Inspektionssystem), 2017.
- [10] ÖBB-Werbung GmbH: ÖBB Infra - ZAHLEN, DATEN, FAKTEN – ÖBB-Infrastruktur Ausgabe 2018, <https://infrastruktur.oebb.at/de/dms-dokumente/unternehmen/zahlen-daten-fakten-oebb-infrastruktur.pdf> [Zugriff am: 04.06.2018], 2018.
- [11] Müller, B., SBB: Anfrage zu Informationen über die Schwellenarten im Netz der SBB. Email von den Schweizerischen Bundesbahnen SBB an J. Mack, 2018.
- [12] Eisenmann, J.: Einfluß der Schwellengröße, Schwellenteilung und Schotterbettstärke auf die Untergrundbeanspruchung. In: ETR - Eisenbahntechnische Rundschau (1970), Heft 8, S. 309-317.

- [13] *Niklaus, M.; Gerber, K.; SBB: Betriebserfahrung der SBB: Schotterverlehmung aus dem Unterbau beim Wechsel von Holz- zu Betonschwellen ohne Unterbausanie- rung. Mündliche Mitteilung von den Schweizerischen Bundesbahnen SBB an J. Mack, 2017.*
- [14] *Lieberenz, K.; Piereder, F.: Zur Unterbausanie- rung – Problemstellung, Entwick- lung und Ausführung. In: ZEVrail 136 (2012), 6-7, S. 232-243.*
- [15] *Krebs, N.: Grafik zur Nutzungsdauer von Unter- und Oberbau im Netz der SBB. Handskizze von den Schweizerischen Bundesbahnen SBB an J. Mack, 2018.*
- [16] *Europäische Union: Durchführungsbeschluss (EU) 2020/1038 der Kommission vom 15. Juli 2020 zur Verschiebung des Ablaufs der Genehmigung von Kreosot zur Verwendung in Biozidprodukten der Produktart 8. Europäische Union, 2020.*
- [17] *Belser, E.J.: Welche Zukunft hat die Holzschwelle? – Interview mit Patrick Corbat von der Corbat Holding SA. In: Wald und Holz 2014 (2014), Heft 5, S. 22-23.*
- [18] *Schramm, G.: Oberbautechnik und Oberbauwirtschaft. Otto Elsner Verlagsgesell- schaft, Darmstadt, 1960.*
- [19] *DB Netz AG Technik und Anlagenmanagement Fahrbahn Oberbautechnik I.NPF 111: Technische Zeichnung Betonschwelle B 70 W-60 – log 60.15.0003, 2003.*
- [20] *Leonhard Moll Betonwerke GmbH & Co KG: Spannbetonschwelle B 70 W54 - 2,4, <http://www.moll-betonwerke.de/de/pdf/103.pdf> [Zugriff am: 02.02.2021].*
- [21] *Deutsche Bahn AG, DB Systemtechnik Oberbautechnik-TZF 61: Technische Zeichnung Betonschwelle B 75 W-60 – lotkh 442 V, 1999.*
- [22] *DB Netz AG Technik und Anlagenmanagement Fahrbahn Oberbautechnik I.NPF 111: Technische Zeichnung Betonschwelle B 07 W-60 – log 60.15.0006, 2007.*
- [23] *Vigier Rail AG: Technische Zeichnung Betonschwelle B06 FS 60E1, 2020.*
- [24] *RAIL.ONE: Technische Zeichnung Betonschwelle B 58 W54 – Schal und Beweh- rungsplan.*
- [25] *DBS 918 144: Technische Lieferbedingungen Holzschwellen. DB Standard, DB Netz AG, Ausgabe Dezember 2007.*
- [26] *Arbeitsgruppe VöV: Regelwerk Technik Eisenbahnen D RTE 22040 - Fahrbahn- praxis Normalspur – Handbuch. VöV Verband öffentlicher Verkehr, Bern, 2010.*
- [27] *Deischl, F.: Ein Beitrag zur optimalen Bemessung von Holzschwellen. In: Die Holzschwelle 69 (1974), Heft 76, S. 1-60.*

- [28] DIN EN 13230-2: Bahnanwendungen – Oberbau – Gleis- und Weichenschwellen aus Beton – Teil 2: Spannbeton-Monoblockschwellen; Deutsche Fassung EN 13230-2:2016. Ausgabe November 2016.
- [29] *Demtröder, W. (Hrsg.):* Experimentalphysik 1 – Mechanik und Wärme, Bd. 1, Springer Spektrum, Berlin, 2013.
- [30] ANSYS, Inc.: ANSYS Workbench 2019 R3 Version 2019 R3 [Software]. 2019.
- [31] *Hering, S.; Keunecke, D.; Niemz, P.:* Moisture-dependent orthotropic elasticity of beech wood. *In: Wood Science and Technology* 46 (2012), Heft 5, S. 927-938. <https://doi.org/10.1007/s00226-011-0449-4>.
- [32] *Schneider, K.-J.; Goris, A.; Albert, A. (Hrsg.):* Bautabellen für Ingenieure – Mit Berechnungshinweisen und Beispielen. Werner; Wolters Kluwer, Neuwied, 2010.
- [33] DBS 918 143: Technische Lieferbedingungen Gleis - und Weichenschwellen aus Beton für Schotteroberbau (SchO) und Feste Fahrbahn (FF). DB Standard, DB Netz AG, Ausgabe März 2018.
- [34] *Mack, J.; Stahl, W.; Freudenstein, S.:* Eigenschwingungsverhalten der Beton-, Holz- und Kunststoffschwelle – Die Schwelle als Einzelbauteil und im Verbund mit dem Gleisrost. *In: Der Eisenbahningenieur* (2019), Heft 5, S. 28-32.
- [35] DIN EN 13146-3: Bahnanwendungen – Oberbau – Prüfverfahren für Schienenbefestigungssysteme – Teil 3: Bestimmung der Dämpfung von Stoßlasten; Deutsche Fassung EN 13146-3:2012. Ausgabe Juli 2012.
- [36] DIN EN 13146-9: Bahnanwendungen Oberbau – Prüfverfahren für Schienenbefestigungssysteme – Teil 9: Bestimmung der Steifigkeiten; Deutsche Fassung EN 13146-9:2020. Ausgabe Juli 2020.
- [37] *Steiner, E.; Kuttelwascher, C.; Prager, G.:* Druckausbreitung von belasteten Eisenbahnschwellen im Gleisschotter. *In: ETR Austria* (2012), Heft 12, S. 71-75.
- [38] *Eisenmann, J.; Deischl, F.:* Über den Einfluss verschiedener Oberbauformen auf die Gleislage – Forschungsbericht Nr. 545 vom 2.6.1972. (nicht veröffentlicht). Lehrstuhl und Institut für Bau von Landverkehrswegen, Technische Universität München.
- [39] *Krettek, O.; Adamek, W.:* Zur Frage der Minimierung der Instandhaltungskosten von Schotteroberbaugleisen. *In: ZEV-Glasers Annalen* 122 (1998), Heft 5, S. 181-194.
- [40] *Lichtberger, B.:* Handbuch Gleis – Unterbau, Oberbau, Instandhaltung, Wirtschaftlichkeit. Eurailpress, Hamburg, 2010.

- [41] *Steiner, E.; Prager, G.*: Lastverteilung bei verschiedenen Gleisschotterarten – Wie wirken sich unterschiedliche Schotterarten auf die Lastverteilung unter den Schwellen aus? *In*: ETR Austria Spezial (2014), März.
- [42] *Klotzinger, E.*: Der Oberbauschofoter – Teil 1: Anforderungen und Beanspruchung. *In*: Eisenbahntechnische Rundschau (ETR) (2008), Januar, S. 34-41.
- [43] *Guldenfels, R.*: Die Alterung von Bahnschofoter aus bodenmechanischer Sicht. Institut für Geotechnik (IGT) der ETH Zürich, Heft 209, Hochschulverlag AG an der ETH Zürich, Zürich, 1996.
- [44] *Doyle, N.F.*: Railway Track Design – A Review of Current Practice. BHP Melbourne Research Laboratories. Australian Government Publishing Service, Canberra, 1980.
- [45] *Just, H.; Schmidt, E.*: Beanspruchung des Unterbaus durch unterschiedliche Schwellentypen. *In*: DET-Eisenbahntechnik 23 (1975), Heft 7, 298-302.
- [46] *Das, B.M.*: Geotechnical Engineering Handbook. J. Ross Publishing, Fort Lauderdale, 2011.
- [47] *Lieberenz, K.; Wegener, D.*: Abtragung der Lasten im System Oberbau, Unterbau und Untergrund. *In*: EIK Eisenbahn Ingenieur Kalender (2009), S. 53-72.
- [48] *Achilles, S.; Schmidt, E.*: Experimentelle Untersuchungen an unterschiedlichen Schwellen im Betriebsgleis. *In*: Signal und Schiene (1980), Heft 6, S. 265-269.
- [49] *Schmutz, G.*: Ein Beitrag zur Dimensionierung des Eisenbahnunterbaus. *In*: Schweizer Ingenieur und Architekt 98 (1980), 30-31, S. 697-704.
- [50] DIN EN 13674-1: Bahnanwendungen – Oberbau - Schienen – Teil 1: Vignolschienen ab 46 kg/m; Deutsche Fassung EN 13674-1:2011. Ausgabe April 2011.
- [51] *Zimmermann, H.*: Die Berechnung des Eisenbahnoberbaues. Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1941.
- [52] *Freudenstein, S.*: Vorlesungsskript Verkehrswegebau Ergänzungsmodul – Lehrstuhl und Prüfamf für Verkehrswegebau, Technische Universität München. Sommersemester 2015, München.
- [53] The MathWorks Inc.: MATLAB R2019a Version R2019a [Software]. 2019.
- [54] Autodesk: Autodesk Inventor Professional Version 2019 [Software].
- [55] *Grass, W.*: Federkennlinie der Schwellensohle SLB 3007 G, gemessen gemäß DIN 45673-6. Email von der Fa. Getzner Werkstoffe GmbH an J. Mack, 2020.
- [56] *Eisenmann, J.; Mattner, L.; Steinbeißer, L.*: Messungen am Schofoteroberbau mit elastischen Zwischenlagen auf der NBS Würzburg-Hannover (Mühlbergtunnel

- Nord) – Forschungsbericht Nr. 1222 vom 11.01.1988. (nicht veröffentlicht). Prüfamt für Bau von Landverkehrswegen, Technische Universität München.
- [57] *Bösterling, W.*: Elastische Gleise für hohe Geschwindigkeiten. *In: EI-Eisenbahningenieur* (2010), April, S. 26-30.
- [58] *Spang, J.*: Verformungen des Untergrundes von Eisenbahngleisen und seine Stabilisierung. *In: ETR - Eisenbahntechnische Rundschau* 21 (1972), 10 und 11, 376 - 384 und 438 - 443.
- [59] *Rapp, S.*: Modell zur Identifizierung von punktuellen Instabilitäten am Bahnkörper in konventioneller Schotterbauweise – Vollständiger Abdruck der von der Ingenieur fakultät Bau Geo Umwelt der Technischen Universität München zur Erlangung des akademischen Grades eines Doktor-Ingenieurs, Universität Stuttgart, 2017.
- [60] *Rapp, S.; Martin, U.*: Ansatz zur Erfassung der Bodeneigenschaften am Bahnkörper in Schotterbauweise. *In: ETR - Eisenbahntechnische Rundschau* (2017), Heft 4, S. 50-57.
- [61] *Prakoso, P.*: Analysis and Evaluation of Railway Track Systems on Soft Soil: Trackbed Thickness Design and Dynamic Track-Soil Interaction – Vollständiger Abdruck der von der Ingenieur fakultät Bau Geo Umwelt der Technischen Universität München zur Erlangung des akademischen Grades eines Doktor-Ingenieurs, Technische Universität München, 2017.
- [62] *Antony, B.*: Kleinstmöglicher Schwellenabstand beim Stopfen von Gleisen. Email von der Fa. Plasser & Theurer an J. Mack, 2021.
- [63] *Martinek, M.*: Bodendruckmessungen bei den Schnellfahrversuchen zwischen Gütersloh und Neubeckum. *In: ZEV-Glasers Annalen* 100 (1976), Heft 12.
- [64] *Eisenmann, J.; Deischl, F.*: Über das Elastizitätsverhalten von Holz- und Betonschwellen durch vergleichende Spannungs- und Einsenkungsmessungen – Forschungsbericht Nr. 431 vom 22.5.1969. (nicht veröffentlicht). Institut für Eisenbahnbau und Strassenbau, Technische Hochschule München.
- [65] *Sharpe, P.; Roskams, T.; Valero, S.N.*: The Development of a Geocomposite to Prevent Mud Pumping – Conference Paper, <https://www.researchgate.net/publication/303942422> [Zugriff am: 15.04.2020], 2014.
- [66] *Aikawa, A.*: Determination of dynamic ballast characteristics under transient impact loading. *In: Electronic Journal of Structural Engineering* 13 (2013), Heft 1, S. 17-34.

- [67] *Meier, H.; Steinbeißer, L.:* Bericht über Körperschallmessungen im Planum unter verschiedenen Oberbauarten – Forschungsbericht Nr. 353 vom 03.05.1967. (nicht veröffentlicht). Institut für Eisenbahnbau und Strassenbau, Technische Hochschule München.
- [68] *Braune:* Unterbaureaktion bei Überfahrten mit hohen Geschwindigkeiten bei km 142,8 der Strecke Gütersloh - Neubeckum – Bericht 53 113 vom 06.12.1985. Deutsche Bundesbahn Versuchsanstalt München.
- [69] *Liu, S.; Huang, H.; Qiu, T. et al.:* Characterization of Ballast Particle Movement at Mud Spot. *In: Journal of Materials in Civil Engineering* 31 (2019), Heft 1, 1-11. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0002545](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0002545).
- [70] Wölfel Monitoring Systems GmbH + Co. KG: MEDA Version 2020-1 [Software]. 6. August 2019.
- [71] *Eisenmann, J.:* Die Bedeutung der Abhebewelle der Schiene. *In: Der Eisenbahningenieur* 27 (1976), Heft 3, S. 85-89.
- [72] *Eisenmann, J.; Duwe, B.:* Forschungsbericht über die experimentelle Ermittlung der Abhebewelle des Gleisrostes – Forschungsbericht Nr. 850 vom 20.10.1979. (nicht veröffentlicht). Prüfamts für Bau von Landverkehrswegen, Technische Universität München.
- [73] DIN EN 15528: Bahnanwendungen – Streckenklassen zur Behandlung der Schnittstelle zwischen Lastgrenzen der Fahrzeuge und Infrastruktur; Deutsche Fassung EN 15528:2015. Ausgabe Januar 2016.
- [74] *Rehfeld, E.:* Wirkung der Zugüberfahrt auf Oberbau, Unterbau und Untergrund. *In: EI-Eisenbahningenieur* 51 (2000), Heft 12, S. 30-33.
- [75] *Lieberenz, K.; Kipper, R.:* Zum Einfluss des Unterbaues und des Tragsystems auf die Gleislage. *In: EI-Eisenbahningenieur* (2009), August, S. 18-24.
- [76] *Ayres, D.J.:* Geotextiles or Geomembranes in Track? British Railways' Experience. *In: Geotextiles and Geomembranes* (1986), Heft 3, S. 129-142.
- [77] DBS 918 061: Technische Lieferbedingungen Gleisschotter. DB Standard, DB Netz AG, Ausgabe August 2006.
- [78] *Klotzinger, E.:* Der Oberbauschotter – Teil 2: Qualitätsverlauf und Eingriffsschwellen. *In: Eisenbahntechnische Rundschau (ETR)* (2007), März, S. 120-125.
- [79] *Wenty, R.:* Neueste Entwicklungen bei der Gleissanierung und -instandsetzung. *In: EI-Eisenbahningenieur* 57 (2006), Heft 11, S. 6-11.

- [80] Ripke, B.; Jovanovic, M.: Technische und wirtschaftliche Bewertung des Verfahrens zur dynamischen Gleisstabilisierung (DGS) – Untersuchungsbericht. Deutsche Bahn AG, Systemverbund Bahn, Fahrwegdynamik und Bewertung VTZ 116, München Ausgabe März 2008.
- [81] Knoll, B.: Ein unelastischer Oberbau und seine Folgen – Foliensatz zum Tagungsbeitrag als PDF-Dokument. ÖBB-Infrastruktur AG, 4. Schwarzenberger Bahngespräche,, 2019.
- [82] Krammer, C.: „Mud-Pumping“ im Eisenbahnbau: Labortechnische Untersuchungen der Trennstabilität zwischen Unterböden aus Schluff-Sand-Gemischen und Gleisschotter unter dynamischen Vertikallasten – Dissertation zur Erlangung des akademischen Grades Doktor der technischen Wissenschaften, Technische Universität Graz, 2020.
- [83] Li, D.; Selig, E.T.: Evaluation of Railway Subgrade Problems. *In: Transportation Research Record* 1489 (1995).
- [84] Duong, T.V.; Cui, Y.-J.; Tang, A.M. et al.: Investigating the mud pumping and interlayer creation phenomena in railway sub-structure. *In: Engineering Geology* 171 (2014), S. 45-58. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2013.12.016>.
- [85] Hudson, A.; Watson, G.; Le Pen, L. et al.: Remediation of Mud Pumping on a Ballasted Railway Track. *In: Procedia Engineering* 143 (2016), S. 1043-1050. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2016.06.103>.
- [86] Boley, C. (Hrsg.): Handbuch Geotechnik – Grundlagen – Anwendungen – Praxiserfahrungen. Springer Fachmedien, Wiesbaden, 2019.
- [87] Bundesanstalt für Wasserbau: Merkblatt Materialtransport im Boden (MMB) – BAWMerkblatt. Bundesanstalt für Wasserbau, ISSN 2192-5380, https://izw.baw.de/publikationen/merkblaetter/0/BAWMerkblatt_Materialtransport_im_Boden_MMB_2013.pdf [Zugriff am: 11.03.2021], 2013.
- [88] DBS 918 062: Technische Lieferbedingungen Korngemische für Trag- und Schutzschichten zur Herstellung von Eisenbahnfahrwegen. DB Standard, DB Netz AG, Ausgabe Juli 2007.
- [89] Richtlinie 836: Erdbauwerke planen, bauen und instand halten. Richtlinie, DB Netz AG, Ausgabe Dezember 2014.
- [90] VöV Verband öffentlicher Verkehr: R RTE 21110 Unterbau und Schotter – Normalspur (und Meterspur). Regelwerk Technik Eisenbahn RTE. VöV Verband öffentlicher Verkehr, Bern, 2005.

- [91] *Wilk, S.T.; Basye, C.; Brice, M.*: Influence of rain events on performance of fine-contaminated ballast (2019).
- [92] *Basye, C.; Gao, Y.; Wilk, S.*: Drainage Properties of Fine-Contaminated Ballast. *In: Technology digest* (2018), TD-18-010.
- [93] *Sharpe, P.; Caddick, V.R.*: Accelerated testing of geosynthetics in trackbed using Europe's largest full scale rail rig – Conference Paper. Conference: Railway Engineering, London, 2004.
- [94] *Chawla, S.; Shahu, J.T.*: Reinforcement and mud-pumping benefits of geosynthetics in railway tracks: Model tests. *In: Geotextiles and Geomembranes* 44 (2016), Heft 3, S. 366-380. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2016.01.005>.
- [95] *Freudenstein, S.; Stahl, W.; Mack, J.*: DACH TP 5 Auftrag 1: Alternative Schwelle zur Holzschwelle bei ungünstigem Unterbau Projektphase 2 - Großversuche – Forschungsbericht Nr. 4131 vom 25.11.2020. (nicht veröffentlicht). Prüfamts für Verkehrswegebau, Technische Universität München.
- [96] *Baeßler, M.*: Lageveränderungen des Schottergleises durch zyklische und dynamische Beanspruchungen – Von der Fakultät VI – Planen Bauen Umwelt der Technischen Universität Berlin zur Erlangung des akademischen Grades Doktor der Ingenieurwissenschaften (Dr.-Ing.) genehmigte Dissertation, Technische Universität Berlin, 2008.
- [97] *Wörner, T.; Westiner, E.*: Bautechnische Untersuchungen an einer Gesteinskörnung für Gleisschotter nach DIN EN 13450 und den DBS 918 061 – Untersuchungsbericht Nr.: 52-20-0098-01 vom 12.03.2020. MPA BAU, cbm Centrum Baustoffe, Technische Universität München.
- [98] *Bodmer, P.; Byland, H.; Witte, H.* de: Leichtes Fallgewichtsgerät für die Verdichtungskontrolle von Foundationsschichten – Forschungsprojekt VSS 2002/501 auf Antrag des Schweizerischen Verbandes der Strassen- und Verkehrsfachleute (VSS). Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK Ausgabe 2014.
- [99] ImageJ Version 1.52 [Software]. 2018.
- [100] DIN 45673-5: Mechanische Schwingungen - Elastische Elemente des Oberbaus von Schienenfahrwegen - Teil 5: Labor-Prüfverfahren für Unterschottermatten. Ausgabe August 2010.

- [101] *Augustin, S.*: Geotechnische Untersuchungen und deren Bedeutung für die Projektierung von Oberbaumaßnahmen. *In*: EI-Eisenbahningenieur 55 (2004), Heft 9, S. 40-46.
- [102] *Marx, L.*: Schnellumbau im 2-Schwellen-Takt. *In*: ETR - Eisenbahntechnische Rundschau (2012), Heft 12, S. 44-47.

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1: Skizze des Querschnitts eines Gleises in Neubauqualität.....	16
Abbildung 2: Skizze des Querschnitts eines Bestandsgleises mit unsaniertem und überlastetem Unterbau der am Ende seiner Lebensdauer ist.	18
Abbildung 3: Nutzungsdauer von Unter- und Oberbau (Eigene Grafik basierend auf [15]).....	22
Abbildung 4: Prüfanordnung für die Dreipunkt-Biegeprüfung der Schwellen mit negativem Biegemoment in Schwellenmitte (Legende siehe Tabelle 4) [28]	30
Abbildung 5: Einfluss der Rippenplatte auf das Biegeverhalten der Holzschwelle H250 in Schwellenmitte beim Dreipunkt-Biegeversuch	34
Abbildung 6: Bei einer Poissonzahl von $\nu = 0,42$ wird die mittlere Durchbiegung der H250 Schwellen im Laborversuch durch das FE-Modell reproduziert.....	35
Abbildung 7: Simulation der vertikalen Einsenkung der Stützpunkte gemessen am Schienenkopf für eine H250 Schwelle auf vollflächig elastischer Lagerung mit $C = 0,1 \text{ N/mm}^3$	39
Abbildung 8: Simulierte Biegelinien der H250 Schwelle bei unterschiedlichen Konfigurationen der Rippenplatte bei vollflächig elastischer Lagerung mit $C = 0,1 \text{ N/mm}^3$	39
Abbildung 9: Summenpegel der Beschleunigung $L_{a,sum}$ gemessen am Boden der Prüfhalle zwischen 2 Hz und 100 Hz bei verschiedenen Schwellenarten	43
Abbildung 10: Terzspektren des Pegelabstandes D der Beschleunigung relativ zur Referenz (B91 Schwelle) bei einer Fallhöhe von 100 mm	44
Abbildung 11: Längsschnitts eines Gleises mit vertikaler Radlast Q. In der Skizze ist der Lastausbreitungskegel der Schotterbettung unter einer Schwelle dargestellt.	48
Abbildung 12: Zur Lage der Lastausbreitungskegel auf dem Planum können theoretisch vier Grenzfälle unterschieden werden.	51
Abbildung 13: Grenzwinkel $\alpha_{\dot{u}=0}$ und idealer Winkel $\alpha_{\dot{u}=a}$ für verschiedene Schwellenbreiten b und Bettungshöhen h_{Scho} bei einem Schwellenabstand von $a = 600 \text{ mm}$	52
Abbildung 14: Skizze zur Geometrie des Ersatzschienenprofils	57
Abbildung 15: Skizze des Gleisquerschnitts in den FE-Simulationen	63
Abbildung 16: Druckspannungen auf dem Planum σ_B (oben) und Erdbauplanum σ_E (unten) beim Unterbausystem 2. Es wurden zusätzlich die Stopfbereiche der B70	

Schwellen sowie die Schienen eingezeichnet. Die Schiene auf der Gleisinnenseite ist jeweils unten im Bild.	70
Abbildung 17: Druckspannungen σ_B auf dem Planum unter der inneren Schiene. Vergleich von B70 und B70 So beim Unterbausystem 3 und einer Belastung durch eine Einzelachse	72
Abbildung 18: Druckspannungen σ_E auf dem Erdbauplanum unter der inneren Schiene. Vergleich von B70 und B70 So beim Unterbausystem 3 und einer Belastung durch eine Einzelachse	72
Abbildung 19: Qualitativer und quantitativer Vergleich (ohne Einsenkung) der simulierten Biegelinien von unterschiedlichen Schwellentypen. Es wird die unter der statischen Einzelachslast stehende Schwelle beim Unterbausystem 2 betrachtet.	73
Abbildung 20: Druckspannungen σ_B auf dem Planum unter der Schwelle. Vergleich von B70 und H250 beim Unterbausystem 2 und einer Belastung durch eine Einzelachse.....	74
Abbildung 21: Maximale Druckspannung $\sigma_{B,max}$ auf dem Planum unter verschiedenen Schwellenarten beim Unterbausystem 2	75
Abbildung 22: Maximale Druckspannung $\sigma_{E,max}$ auf dem Erdbauplanum unter verschiedenen Schwellenarten beim Unterbausystem 2	75
Abbildung 23: Maximale Druckspannung $\sigma_{B,max}$ auf dem Planum in Abhängigkeit der Sohlfläche der Stopfbereiche A_{SB} bei verschiedenen Schwellenarten, Betrachtung von Unterbausystem 2	76
Abbildung 24: Verhältnis $V_{\sigma B}$ der maximalen Druckspannungen auf dem Planum in Abhängigkeit der Sohlfläche der Stopfbereiche A_{SB} bei verschiedenen Schwellenarten, Betrachtung von Unterbausystem 2	77
Abbildung 25: Vertikaler Verlauf der Druckspannung σ_z am Lasteinleitungspunkt unter der inneren Schiene. Vergleich von unterschiedlichen Schwellenarten beim Unterbausystem 2. Das Schotterplanum befindet sich bei $z = 0$ m.	78
Abbildung 26: Skizze eines Gleisrostes mit Schwellenabstand a , Schwellenbreite b und minimalem Schwellenfachabstand $(a - b)$	79
Abbildung 27: Schwingschnellen gemessen am Planum unter verschiedenen Schwellenarten (Eigene Grafik nach [67])	85
Abbildung 28: $L_{a,eff}$ gemessen am Unterbau an der Messstelle mit Betonschwellen für 15 Zugfahrten.....	90

Abbildung 29: Gemittelter Wert von $L_{a,eff}$ gemessen an der Schiene, Schwelle sowie am Unterbau. Die Messwerte vom Holzschwellengleis (HS) sind gestrichelt und die des Betonschwellengleises (BS) als durchgezogene Linie dargestellt.....	90
Abbildung 30: Werte von $L_{a,eff}$ gemessen in vertikaler Richtung im Schotterbett 10 cm unter der Schwellenunterseite	92
Abbildung 31: Abstand D der im Schotter und am Unterbau gemessenen Werte von $L_{a,eff}$ von dem an der Schiene gemessenen Wert $L_{a,eff}$ (Schiene). Ein positiver Wert von D entspricht einer Abschwächung.	93
Abbildung 32: Abstand D der am Unterbau gemessenen Werte von $L_{a,eff}$ zwischen Beton- und Holzschwellen. Ein positiver Pegelabstand D bedeutet, dass bei der Messstelle mit Holzschwellen geringere Pegel vorliegen.....	93
Abbildung 33: Das Endstadium einer Schlammstelle zeichnet sich durch das Auspressen von Schlamm an der Bettungskrone aus. (Aufnahme: Verfasser am 10.01.2020).....	102
Abbildung 34: In den meisten Fällen sind Schotterverschmutzungen nicht von außen zu erkennen. (Aufnahme: Verfasser am 28.05.2019)	103
Abbildung 35: Quellen der Schotterverschmutzung im Betriebsgleis (Eigene Grafik nach [3])	104
Abbildung 36: Voraussetzungen zur Entstehung einer SSO sowie Flussdiagramm zur Entwicklung einer SSO.....	109
Abbildung 37: Überblick über eine lokal begrenzte SSO. An der Schadstelle liegen Unstetigkeiten im Oberbau in Form von Thermitschweißstößen sowie ein Wechsel des Schwellentyps vor (Aufnahme: Verfasser am 04.03.2019)	111
Abbildung 38: Detailaufnahme der SSO in Abbildung 37 mit ausgepresster Feinteilsuspension auf der Bettungskrone und Feinmaterial auf dem Gleisrost (Aufnahme: Verfasser am 04.03.2019).....	111
Abbildung 39: Foto des Handschurfes im Schwellenfach mit einer maximalen Tiefe von 55 cm unter der Schwellenunterseite. Deutlich hebt sich der Unterbau farblich vom Schlamm unter der Schwellenunterseite ab. (Aufnahme: Verfasser am 04.03.2019).....	112
Abbildung 40: Schichtaufbau an der Aufgrabungsstelle bei der Feldmessung zur SSO	113
Abbildung 41: Flussdiagramm zur Abschätzung der Entstehung und Entwicklung der SSO in der Feldmessung	114

Abbildung 42: Voraussetzungen zur Entstehung einer SSU sowie Flussdiagramm zur Entwicklung einer SSU.....	124
Abbildung 43: Schotter mit bräunlichen Verschmutzungen ab ca. 0,15 m unter Schwellenunterseite (Aufnahme: Verfasser am 02.03.2020)	126
Abbildung 44: Ausgebauter und verschmutzter Schotter (Aufnahme: Verfasser am 02.03.2020).....	126
Abbildung 45: Verschmutztes Schotterkorn mit Druckstellen und Abplatzungen, entnommen unter der Schwellenunterseite (Aufnahme: Verfasser am 02.03.2020).....	127
Abbildung 46: Es wurde bis zu einer Tiefe von ca. 0,9 m unter Schwellenunterseite sondiert. (Aufnahme: Verfasser am 02.03.2020)	128
Abbildung 47: Schichtaufbau an der Aufgrabungsstelle bei der Feldmessung zur SSU	128
Abbildung 48: Korngrößenverteilungen von Dammschüttung, Foundationsschicht und Schotterschmutz. Im Fall des Schotterschmutzes wurden sämtliche Schotterkörner sowie Absplitterungen derselben aussortiert.	129
Abbildung 49: Wahrscheinlicher Mechanismus der Entwicklung der SSU in der Feldmessung.....	133
Abbildung 50: Qualitativer Verlauf der Setzungen beim Mud Pumping und bei der Bildung einer Zwischenschicht (Quelle: Eigene Zeichnung nach [84])	134
Abbildung 51: Skizze des Modells zur Abschätzung von hochsteigenden Schotterverschmutzungen im Ausgangszustand	135
Abbildung 52: Abschätzung des Schichtaufbaus bei Schottereinpressung: Einbauzustand, Fall 1 - ohne Nachschottern und Fall 2 - mit Nachschottern ...	136
Abbildung 53: Schematische Darstellung des hydraulischen Pumpens von Schwellen (Quelle: Eigene Zeichnung nach [3])	139
Abbildung 54: Skizze des Versuchsaufbaus (teilweise aufgeschnitten), ohne Prüfrahmen, Hydraulikzylinder und Messtechnik.....	150
Abbildung 55: Positionierung der Messtechnik und Schichtaufbau der Versuche in z-Richtung.....	153
Abbildung 56: Positionierung der Messtechnik am Gleisrost in der Draufsicht. In der Skizze ist außerdem die Orientierung des Versuchsaufbaus sowie die Nummerierung der Schwellen definiert.....	153

Abbildung 57: Positionierung der Messtechnik im Unterbau und im Schotter in der Draufsicht auf den Versuchsaufbau. In der Skizze ist außerdem die Orientierung des Versuchsaufbaus sowie die Nummerierung der Schwellen definiert.	154
Abbildung 58: Sieblinien des TL40SK60 im Einbauzustand der drei Versuche.....	158
Abbildung 59: Kontaktflächen der Schwellenunterseiten mit der Schotterbettung nach 4,075 Mio. Lastwechsel für die drei Schwellenarten	167
Abbildung 60: Querschnitt durch die Schotterbettung beim Ausbau des Versuches 2 (H250). Die dunklen Färbungen der Schotterkörner (durch Teeröl) im oberen Bildbereich zeugen vom Kontakt mit der Schwellensohlfläche. (Aufnahme: Verfasser am 05.06.2020).....	168
Abbildung 61: Foto zur Darstellung der Schichten beim Ausbau des Versuches 2 (H250). Rechts oben ist ein Teil eines transparenten Kunststoffrohrs zur Inspektion mit dem Endoskop zu sehen. (Aufnahme: Verfasser am 05.06.2020)	169
Abbildung 62: Oberfläche des Planums mit Zwischenschicht im Ausbauzustand bei den drei Versuchen relativ zum Einbauzustand bei $z = 0$ cm. Die Darstellungen sind genordet und die Perspektive entspricht der Draufsicht auf den Versuchsaufbau.	170
Abbildung 63: Oberfläche des Planums nach Entfernung der Zwischenschicht im Ausbauzustand relativ zum Einbauzustand bei $z = 0$ cm. Die Darstellungen sind genordet und die Perspektive entspricht der Draufsicht auf den Versuchsaufbau.	171
Abbildung 64: Gemittelter Schichtaufbau beim Ausbau der Versuche nach 4,075 Mio. Lastwechsel	173
Abbildung 65: Änderung der Schichthöhe von Unterbau und Schotter im Vergleich zum Einbauzustand. Die Zwischenschicht wurde zu gleichen Teilen dem Schotter und dem Unterbau zugeordnet.....	173
Abbildung 66: Ein- und Ausbauwassergehalt des Unterbaus ohne Zwischenschicht. Im Ausbauzustand fand die Probenentnahme im Bereich ab ca. 5 cm unterhalb der Zwischenschicht im Unterbau ohne Schotter statt.	174
Abbildung 67: Ergebnisse der Dichtemessungen des Unterbaus ohne Schotter im Bereich unter dem Planum ($z < 60$ cm) im Ein- und Ausbauzustand	175
Abbildung 68: Ergebnisse der Analysen der Zwischenschicht bzgl. Volumen sowie Masse des sauberen Schotters	176

Abbildung 69: Korngrößenverteilung des TL40SK60 im Einbauzustand sowie des Schotterschmutzes in der Zwischenschicht	177
Abbildung 70: Verflüssigter Unterbau (Schlamm) im Bereich der Zwischenschicht exemplarisches Foto von Versuch 2 (H250) (Aufnahme: Verfasser am 05.06.2020)	178
Abbildung 71: Korngrößenverteilung des TL40SK60 im Einbauzustand sowie des aufgeweichten Materials (Schlamm) im oberen Teil der Zwischenschicht	179
Abbildung 72: Verlauf der Setzungen der Gleisroste (oben) sowie Schwingweite der Gleisroste (unten). Jede vertikale, gestrichelte Linie entspricht einer Beregnung, jede durchgezogene einem Richtvorgang. Die Farben entsprechen dem jeweiligen Versuch.	183
Abbildung 73: Verlauf des Anstieges der Setzungen der Gleisroste. Szenario 1 und 2 (oben) sowie 3 und 4 (unten). Jede vertikale, gestrichelte Linie entspricht einer Beregnung, jede durchgezogene einem Richtvorgang. Die Farben entsprechen dem jeweiligen Versuch.	184
Abbildung 74: Mittlere vertikale Stützpunktsteifigkeit zu Beginn der Versuche (10. Lastwechsel) und am Ende von Szenario 1 (nach 0,5 Mio. Lastwechsel)	186
Abbildung 75: Mittlere vertikale Stützpunktsteifigkeit vor (0,5 Mio. Lastwechsel) und nach (4,075 Mio. Lastwechsel) der Befeuchtung des Unterbaus	186
Abbildung 76: Mittlere vertikale Stützpunktsteifigkeit vor und nach einer Beregnung mit 24 l/m ²	187
Abbildung 77: Über fünf Messpunkte interpolierte Biegelinien der Schwellen während der Laborgroßversuche bei 0,5 Mio.; 3,15 Mio. und 4,075 Mio. Lastwechsel... ..	189
Abbildung 78: Unterteilung der Schwellensohlfläche der B91 und H250 Schwelle in sieben Segmente im Rahmen der FE-Simulationen zur Bettung der Schwellen während der Laborversuche	190
Abbildung 79: Bettungsmoduln C _{SP} der Schwellen auf dem Schotterplanum in den sieben Segmenten während der Laborgroßversuche bei Versuchsstart; 0,5 Mio. und 4,075 Mio. Lastwechsel	193
Abbildung 80: Mittlere Schwingweite der Schwellen während verschiedener Szenarien des Versuches 1 (B91)	194
Abbildung 81: Mittlere Schwingweite der Schwellen während verschiedener Szenarien des Versuches 2 (H250)	195
Abbildung 82: Mittlere Schwingweite der Schwellen während verschiedener Szenarien des Versuches 3 (B91 So)	195

Abbildung 83: Druckspannungen σ_B gemessen am Planum im Schwellenfach. Mittelwertbildung aus der Messung von westlicher und östlicher Seite. Jede vertikale, gestrichelte Linie entspricht einer Berechnung und jede durchgezogene vertikale Linie entspricht einem Richtvorgang, wobei die Farben den zugehörigen Versuch angeben.	197
Abbildung 84: Druckspannungen σ_B am Planum sowie $V_{\sigma B}$ bei trockenem Unterbau (Szenario 1)	198
Abbildung 85: Druckspannungen σ_B am Planum mit stehendem Wasser bei schlagender Belastung (Szenario 3). Beim Versuch 3 (B91 So) lag unter dem Schienenaufleger ein Teilausfall der Messtechnik vor (siehe grau ausgefüllter Balken).....	198
Abbildung 86: Druckspannungen σ_B am Planum mit stehendem Wasser bei schlagender intermittierender Belastung (Szenario 4). Beim Versuch 3 (B91 So) lag unter dem Schienenaufleger ein Teilausfall der Messtechnik vor (siehe grau ausgefüllter Balken).	199
Abbildung 87: Wassergehalt gemessen im Unterbau ca. 10 cm unter dem Planum (Mittelwert aus vier Bodenanalysesensoren)	202
Abbildung 88: Wassergehalt gemessen im Unterbau bei $z = 5$ cm (Mittelwert aus vier Bodenanalysesensoren).....	202
Abbildung 89: Mittelwert der effektiven Schwingbeschleunigung a_{eff} von Planum, Schotter und Schwellen im Szenario 3. Neben jedem Mittelwert ist dessen Standardabweichung angegeben.....	204
Abbildung 90: Mittelwert der effektiven Schwingbeschleunigung a_{eff} von Planum, Schotter und Schwellen im Szenario 4. Neben jedem Mittelwert ist dessen Standardabweichung angegeben.....	205
Abbildung 91: Verhältnis V_{EM} der effektiven Schwingbeschleunigung zwischen Schwellenende und Schwellenmitte. Es sind die Mittelwerte für Szenario 3 (3,31...4 Mio. Lastwechsel) sowie Szenario 4 (4...4,075 Mio. Lastwechsel) dargestellt.	206
Abbildung 92: Spektrale Übertragungsfunktion G_{Unterbau} von der Schiene in den Unterbau, gemessen nach 0,5 Mio. Lastwechsel. Vermutlich rührt die Spitze bei ca. 25 Hz im Fall des Versuches 2 (H250) aus externen elektromagnetischen Störquellen her.....	208
Abbildung 93: Spektrale Übertragungsfunktion G_{Unterbau} von der Schiene in den Unterbau, gemessen nach 3,15 Mio. Lastwechsel	208

Abbildung 94: Spektrale Übertragungsfunktion G_{Unterbau} von der Schiene in den Unterbau, gemessen nach 4,0 Mio. Lastwechsel	209
Abbildung 95: Spektrale Übertragungsfunktion G_{Unterbau} von der Schiene in den Unterbau, gemessen nach 4,075 Mio. Lastwechsel.....	209
Abbildung 96: Schema des sich selbst verstärkenden Mechanismus beim Versuch 2 (H250)	216
Abbildung 97: Schichtaufbau von Bettung und Unterbau: Mögliche Grenzfälle bei einer Maschinellen Bettungsreinigung (BRM) ohne Unterbausanierung	221
Abbildung 98: Skizze der BUS21 Schwelle zur Schonung des Unterbaus. In der Zeichnung wurden die Bereiche um die Schienenaufleger vereinfacht dargestellt.	224
Abbildung 99: Maximale Druckspannung $\sigma_{B,\max}$ auf dem Planum unter BUS21 Schwellen im Vergleich mit anderen Schwellentypen bei Unterbausystem 1... ..	226
Abbildung 100: Maximale Druckspannung $\sigma_{B,\max}$ auf dem Planum unter BUS21 Schwellen im Vergleich mit anderen Schwellentypen bei Unterbausystem 2... ..	227
Abbildung 101: Gewichtung der Einflussfaktoren des Gleisrostes bzgl. der Beanspruchung des Unterbaus	233

Tabellenverzeichnis

Tabelle 1: Übersicht über die bei den DACH-Bahngesellschaften genutzten Schwellenarten.....	20
Tabelle 2: Bezeichnung und Grundabmessungen von wichtigen Schwellentypen der DB und SBB.....	28
Tabelle 3: Volumina und Massen inkl. Schienenbefestigungen von wichtigen Schwellentypen	29
Tabelle 4: Legende zu Abbildung 4	30
Tabelle 5: Ergebnisse der Dreipunkt-Biegeversuche in Schwellenmitte.....	31
Tabelle 6: Materialparameter für die FE-Simulationen zur Untersuchung des Einflusses der Rph bei Holzschwellen	33
Tabelle 7: Materialparameter der FE-Simulationen zur Bestimmung der Elastizitätsmoduln	36
Tabelle 8: Ergebnisse der Elastizitätsmoduln aus Simulation und Laborversuch.....	36
Tabelle 9: Materialparameter zur linear-elastischen Simulation des vertikalen Biegeverhaltens einer Buchenschwelle	38
Tabelle 10: Überblick über wichtige Kenndaten der untersuchten Schwellen	41
Tabelle 11: Überblick über die historische Entwicklung zu den Lastausbreitungswinkeln α von Gleisschotter	49
Tabelle 12: Überblick über Literaturwerte von vertikalen Bettungsdruckspannungen σ_B - Betrachtung des (quasi)statischen Falls.....	54
Tabelle 13: Hauptabmessungen und Kenndaten von Schienenprofilen nach [50]	56
Tabelle 14: Abmessungen der Ersatzschienenprofile für die Simulationen.....	58
Tabelle 15: Vergleich der Kenndaten der Ersatzschienenprofile für die FE-Modelle mit den realen Profilen	58
Tabelle 16: Materialparameter zur linear-elastischen Simulation der Schiene.....	58
Tabelle 17: Abmessungen und wichtige Kenndaten der Schwellentypen für die FE- Simulationen	59
Tabelle 18: Materialparameter zur linear-elastischen Simulation von Holz- und Betonschwellen	60
Tabelle 19: Materialparameter zur linear-elastischen Simulation der Zwischenlagen ..	62
Tabelle 20: Definition der Druckspannungen auf den Schichtübergängen in den FE- Simulationen	62

Tabelle 21: Zusammenstellung von Literaturwerten der linear-elastischen Materialparameter von Gleisschotter	63
Tabelle 22: Charakteristische Werte des Bettungsmoduls C_{SP} gemessen auf dem Schotterplanum [52]	64
Tabelle 23: Bettungsmodul C , Feuchtdichte ρ und Querdehnzahl ν von verschiedenen Bodenarten [59].....	65
Tabelle 24: Linear-elastische Bodenkennwerte bei unterschiedlichen Bodenarten [61]	66
Tabelle 25: Materialparameter der drei Unterbausysteme für die FE-Simulationen	67
Tabelle 26: Maximale Druckspannung auf dem Planum $\sigma_{B,max}$ und Erdbauplanum $\sigma_{E,max}$ bei unterschiedlichen Lastfällen - Unterbausystem 2 mit B70 Schwellen.....	69
Tabelle 27: Maximale Druckspannung auf dem Planum $\sigma_{B,max}$ und Erdbauplanum $\sigma_{E,max}$ bei unterschiedlichen Unterbausystemen mit B70 und B70 So Schwellen.....	71
Tabelle 28: Maximale Breite b der Schwellen im Stopfbereich und Platzverhältnisse im Schwellenfach	80
Tabelle 29: Überblick über die Druckspannung σ_z gemessen im Jahr 1976 bei Fahrgeschwindigkeiten zwischen 120 km/h und 250 km/h bei einer statischen Achslast von 195 kN [63].....	81
Tabelle 30: Überblick über die in 70 cm unter der Schwellenunterseite gemessenen Schwinggeschwindigkeiten v_s bei 80 km/h [45].....	84
Tabelle 31: Gegenüberstellung der wesentlichen Aussagen der in der Literatur dokumentierten Messungen zum Schwingungsverhalten am Planum bzw. im Unterbau	87
Tabelle 32: Überblick über die Oberbaukonfigurationen an den Messstellen.....	88
Tabelle 33: Abhebebedingung von Gleisrosten im Fall einer Einzelachse. Werte abgelesen und in SI-Einheiten umgerechnet aus [71]. Die Elastische Länge L_E wurde nachträglich in den Bettungsmodul C_{SP} der Schwellen umgerechnet.....	96
Tabelle 34: Ergebnisse der Einsenkungsmessungen an Holz- und Betonschwellengleisen [72]	97
Tabelle 35: Überblick über das Metergewicht von Gleisrosten mit der Schiene 60E1 und einem Schwellenabstand von $a = 600$ mm	97
Tabelle 36: Abschätzung der in den Schotter innerhalb von 5 Jahren eingebrachten Masse an Feinkorn.....	108
Tabelle 37: Einteilung von Böden bzgl. der Neigung zum Mud Pumping [46, 83]	117

Tabelle 38: Kenngrößen von Böden in Laborversuchen zur Trennstabilität gegenüber Gleisschotter	118
Tabelle 39: Überblick über wichtige Korngrößen d und die Ungleichförmigkeitszahl U von Gleisschotter sowie von Trag- und Schutzschichtmaterial	120
Tabelle 40: Wassergehalte aus unterschiedlichen Schichten bei der Feldmessung zur SSU	129
Tabelle 41: Ergebnisse der Mineralanalysen bei der Feldmessung zur SSU	130
Tabelle 42: Übersicht über wichtige Kenngrößen der Laborversuche aus der Literatur	146
Tabelle 43: Kenndaten möglicher Konfigurationen von Gleisrosten für die Laborversuche	148
Tabelle 44: Zusammenstellung der wesentlichen Daten der für die Großversuche verwendeten Messtechnik	152
Tabelle 45: Rezeptur zur Erstellung des Unterbaumaterials TL40SK60	157
Tabelle 46: Geotechnische Kenngrößen des TL40SK60 Unterbaumaterials	158
Tabelle 47: Siebdurchgang der Gleisschotterprobe [97]	159
Tabelle 48: Überblick über die Kenndaten der untersuchten Schwellenarten	160
Tabelle 49: Überblick über die Massen der 2-Schwellen Gleisroste der Laborversuche	161
Tabelle 50: Übersicht über die Abmessungen und Bezeichnungen der verwendeten Zwischenlagen	161
Tabelle 51: Statische und dynamische Steifigkeiten der Zwischenlagen bei Raumtemperatur	161
Tabelle 52: Datum von Start und Ende der Versuche mit je 4,075 Mio. Lastwechsel.	162
Tabelle 53: Überblick über die maximalen Prüflasten F_{OL} und Gewichtskräfte $F_{N,GR}$ der Gleisroste	162
Tabelle 54: Übersicht über die Kenngrößen der vier Szenarien der Laborversuche ..	163
Tabelle 55: Übersicht über die Prüflasten F_{OL} bzw. F_{UL} und die Schwingwege Δs des Prüfzylinders während der verschiedenen Versuchsszenarien	164
Tabelle 56: Einbauzustand des TL40SK60 der drei Laborversuche	165
Tabelle 57: Ergebnisse der XRD-Mineralanalysen der Laborversuche	180
Tabelle 58: Setzungen der Gleisroste innerhalb der ersten zehn Lastwechsel sowie Gesamtsetzungen der drei Versuche gemessen bei ruhendem Versuch im unbelasteten Zustand	181

Tabelle 59: Höhenlage des Planums bei 0 und 0,5 Mio. Lastwechsel relativ zum Prüfhallenboden. Mittelwert aus je zwei Messungen mit dem Endoskop im Schwellenfach	182
Tabelle 60: Abnahme der Steifigkeit bei der Befeuchtung des Unterbaus zwischen 0,5 Mio. und 4,075 Mio. Lastwechsel	187
Tabelle 61: Abnahme der Steifigkeit durch eine Beregnung mit 24 l/m ² bei 3,15 Mio. Lastwechsel	187
Tabelle 62: Matrix zur Einordnung und Gegenüberstellung der Ergebnisse der drei Großversuche	215
Tabelle 63: Gegenüberstellung der Bauhöhen von unterschiedlichen Schwellentypen	223

Anlagenverzeichnis

A.1	Dreipunkt-Biegeversuche in Schwellenmitte	258
A.2	Beschreibung der FE-Modelle mit Einzelschwellen.....	259
A.2.1	FE-Modelle - Dreipunkt-Biegeversuche	259
A.2.2	FE-Modelle - Einzelschwellen auf elastischer Bettung.....	261
A.3	Versuchsaufbau zur Bestimmung des Dämpfungsverhaltens von Einzelschwellen	264
A.4	FE-Modelle - Unterbau Beanspruchung durch unterschiedliche Schwellenarten	265
A.5	Feldmessung an Holz- und Betonschwellen	271
A.6	Fotos von der Feldmessung zur SSU	274
A.7	Eigene Laborgroßversuche zur SSU	276
A.7.1	Fotos der Vorbereitung und der Versuchsaufbauten.....	276
A.7.2	Fotos der Messtechnik.....	278
A.7.3	Ergänzende Ergebnisse	280
A.7.4	Statische Federkennlinien der Großversuche	282
A.7.5	Fotos vom Ausbau der Großversuche	289

Anlagen

A.1 Dreipunkt-Biegeversuche in Schwellenmitte

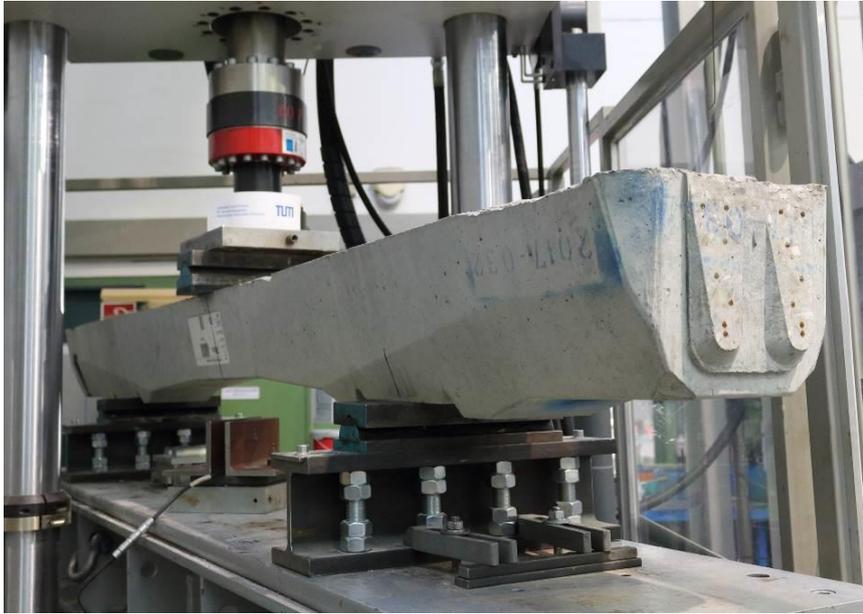


Abbildung A. 1: Versuchsaufbau des Dreipunkt-Biegeversuches in Schwellenmitte mit einer B91 Schwelle (Aufnahme: Verfasser am 26.11.2020)



Abbildung A. 2: Versuchsaufbau des Dreipunkt-Biegeversuches in Schwellenmitte mit einer H250 Schwelle (Aufnahme: Verfasser am 26.11.2020)

A.2 Beschreibung der FE-Modelle mit Einzelschwellen

Für sämtliche in dieser Arbeit durchgeführte FE-Simulationen wurde die Software ANSYS Workbench 2019R3 [30] verwendet. Die Erstellung der Geometrie erfolgte mit der CAD-Software Autodesk Inventor Professional 2019 [54]. In diesem Abschnitt sind die FE-Modelle der Simulationen an Einzelschwellen zur Bestimmung von Materialparametern und zur Vorbereitung der Simulationen mit Gleisrosten beschrieben (Dokumentation der FE-Simulationen mit Gleisrosten siehe Abschnitt 3.1.2).

A.2.1 FE-Modelle - Dreipunkt-Biegeversuche

Geometrie und Vernetzung

Es wurden Modelle mit der Geometrie der B70 \triangleq B91 Schwelle sowie einer Holzschwelle H250 (L x B x H) 250 cm x 26 cm x 15 cm erstellt. Zur Untersuchung des Einflusses der Rph auf das Biegeverhalten der Holzschwelle wurden die Rph als Quader mit den Abmessungen (L x B x H) 370 mm x 160 mm x 15 mm gezeichnet. Die Einbau- neigung der Schiene wurde nicht berücksichtigt. Die Schwellen wurden mit einem Tetraedernetz der Elementgröße 20 mm vernetzt. Für die Rippenplatten kam ein Tetraedernetz der Elementgröße 10 mm zum Einsatz.

Randbedingungen

Zur Simulation der Auflagerung der Schwellen auf den stählernen Kipplagern wurden streifenförmige Flächen mit der Breite $B = 100$ mm (entspricht der Breite der Kipplager im Laborversuch) und einer Länge, welcher der Schwellenbreite entspricht, erstellt. Die unteren Lager (Abstand der Lagermitten: $L_c = 1.500$ mm) wurden mittels der Funktion „Externe Verschiebung“ in ANSYS simuliert. Dies ermöglichte eine Rotation der Schwelle in x-Richtung auf der Lagerung sowie ein Rutschen der Schwelle auf der Lagerung in y-Richtung. Alle anderen Freiheitsgrade wurden fixiert. Die Lasteinleitung erfolgte ebenfalls auf einer streifenförmigen Fläche mit den identischen Abmessungen. Die Schwelle wurde umlaufend an den Seitenflächen mittels „Elastischer Lagerung“ mit einem Bettungsmodul von $C = 1 \cdot 10^{-4}$ N/mm³ fixiert, um Starrkörperbewegungen zu verhindern. Der Wert dieses Bettungsmoduls wurde soweit reduziert, bis kein relevanter Einfluss auf das Biegeverhalten der Schwelle vorlag. Die Erdbeschleunigung in z-Richtung

wurde bei den Simulationen berücksichtigt. Bei den Modellen zur Simulation des Einflusses der Rippenplatte wurden für den Kontakt zwischen Schwelle und Rippenplatte folgende Einstellungen gewählt: „Verbund“, „keine Trennung“, „Reibungsfrei“ und „Reibungsbehaftet“ mit einem Reibungskoeffizienten $\mu = 0,6$. Die gewählten Materialparameter wurden in den Abschnitten, in denen die Ergebnisse der Simulationen beschrieben sind, angegeben. In Abbildung A. 3, Abbildung A. 4 und Abbildung A. 5 sind die Gesamtverformungen von verschiedenen Modellen des Dreipunkt-Biegeversuches unter einer Belastung mit 50 kN in Schwellenmitte dargestellt.

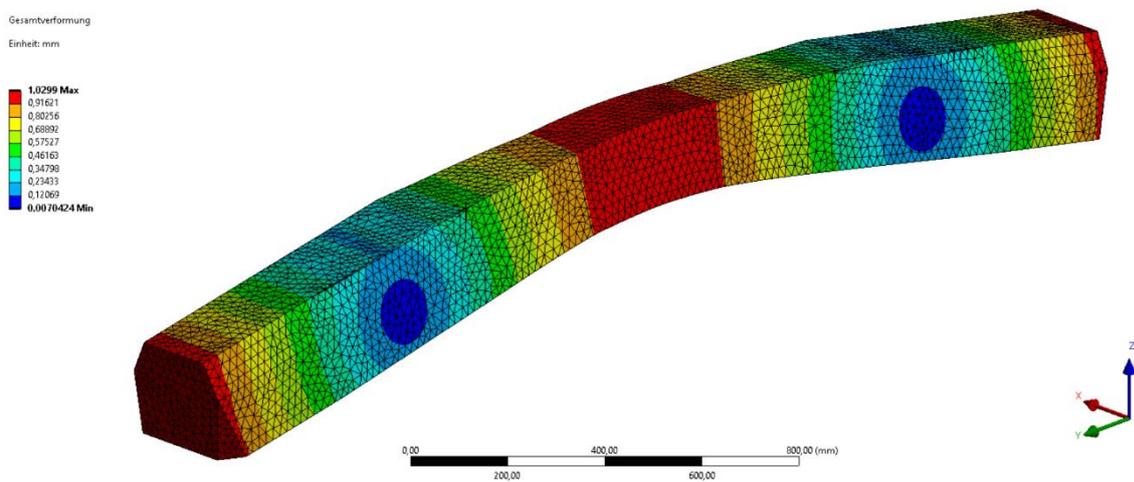


Abbildung A. 3: Gesamtverformung im FE-Modell der B91 Schwelle (Gesamtverformung: 100-fache Überhöhung, Einheit mm)

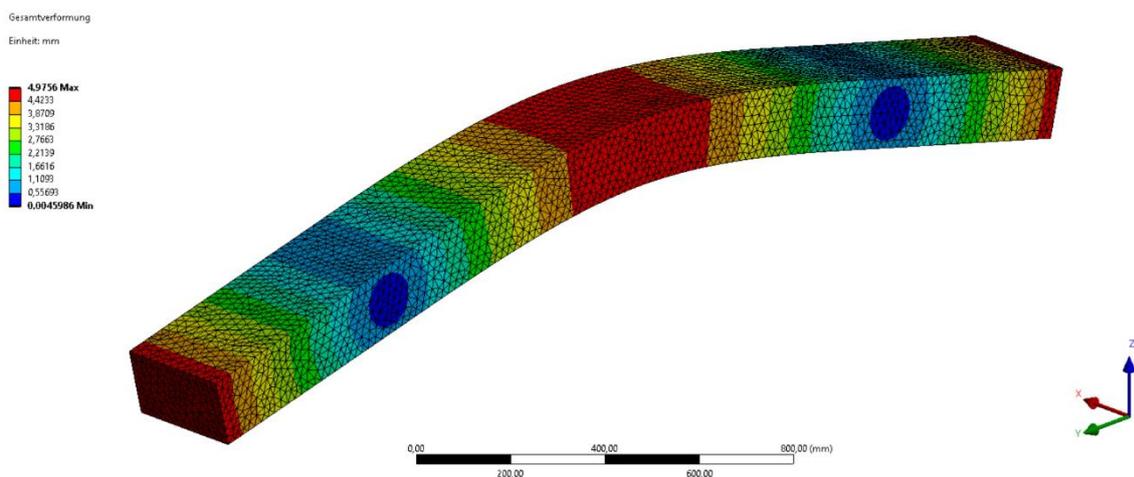


Abbildung A. 4: Gesamtverformung im FE-Modell der Holzschwelle H250 ohne Rph (Gesamtverformung: 25-fache Überhöhung, Einheit mm)

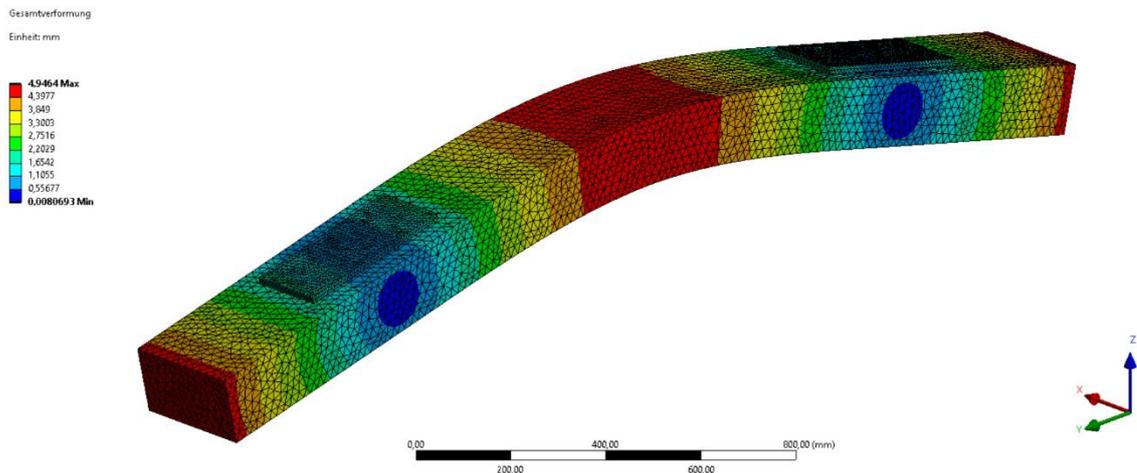


Abbildung A. 5: Gesamtverformung im FE-Modell der Holzschwelle H250 mit Rph im Verbund mit der Schwellenoberseite (Gesamtverformung: 25-fache Überhöhung, Einheit mm)

A.2.2 FE-Modelle - Einzelschwellen auf elastischer Bettung

Geometrie und Vernetzung

Es wurden Modelle mit der Geometrie der B70 \cong B91 Schwelle, der Holzschwelle H250 (L x B x H) 250 cm x 26 cm x 15 cm sowie der Holzschwelle H260 (L x B x H) 260 cm x 26 cm x 16 cm erstellt. Zur Untersuchung des Einflusses der Rph auf das Biegeverhalten der Holzschwelle wurden die Rph als Quader mit den Abmessungen (L x B x H) 370 mm x 160 mm x 15 mm gezeichnet. Die Einbauneigung der Schiene wurde nicht berücksichtigt. Die Zwischenlagen hatten eine Abmessung von (L x B x H) 160 mm x 150 mm x 6 mm. Auf jedem Stützpunkt wurde unter Zwischenschaltung einer Zwischenlage ein 600 mm langes Schienenstück platziert (Ersatzprofil für die Schiene 60E1 – siehe Abschnitt 3.1.2.2). Alle Körper wurden mit Tetraedern vernetzt. Die Elementgröße betrug 15 mm im Fall der Schwelle, 20 mm bei der Schiene sowie 10 mm bei der Zwischenlage und Rph.

Randbedingungen

Zur Simulation der Auflagerung der Schwellen auf einer Schotterbettung wurde eine flächige elastische Lagerung der Schwellensohlfläche gewählt. Der Bettungsmodul der elastischen Lagerung wurde zu $C = 0,1 \text{ N/mm}^3$ auf der gesamten Sohlfläche gesetzt. Die Schwelle wurde umlaufend an den Seitenflächen mittels „Elastischer Lagerung“ mit ei-

nem Bettungsmodul von $C = 1 \cdot 10^{-4} \text{ N/mm}^3$ fixiert, um Starrkörperbewegungen zu verhindern. Der Bettungsmodul wurde soweit reduziert, sodass kein Einfluss auf das Biegeverhalten der Schwelle vorlag. Die Erdbeschleunigung in z-Richtung wurde bei den Simulationen berücksichtigt. Die Lasteinleitung erfolgte in z-Richtung auf den Schienenköpfen über den Stützpunkten. Je Stützpunkt wurde eine maximale Kraft von $S = 50 \text{ kN}$ simuliert. Bei den Modellen zur Simulation des Einflusses der Rippenplatte wurden für den Kontakt zwischen Schwelle und Rippenplatte folgende Einstellungen gewählt: „Verbund“, „keine Trennung“, „Reibungsfrei“ und „Reibungsbehaftet“ mit einem Reibungskoeffizienten $\mu = 0,6$. Zwischen Schiene, Zwischenlage und Schwelle wurde jeweils der Kontakttyp „Verbund“ gesetzt. Die gewählten Materialparameter wurden in den Abschnitten, in denen die Ergebnisse der Simulationen beschrieben sind, angegeben. In Abbildung A. 6, Abbildung A. 7 und Abbildung A. 8 sind exemplarisch die Gesamtverformungen von verschiedenen Modellen der Einzelschwelle auf vollflächiger elastischer Lagerung unter einer Belastung von $S = 50 \text{ kN}$ je Stützpunkt dargestellt.

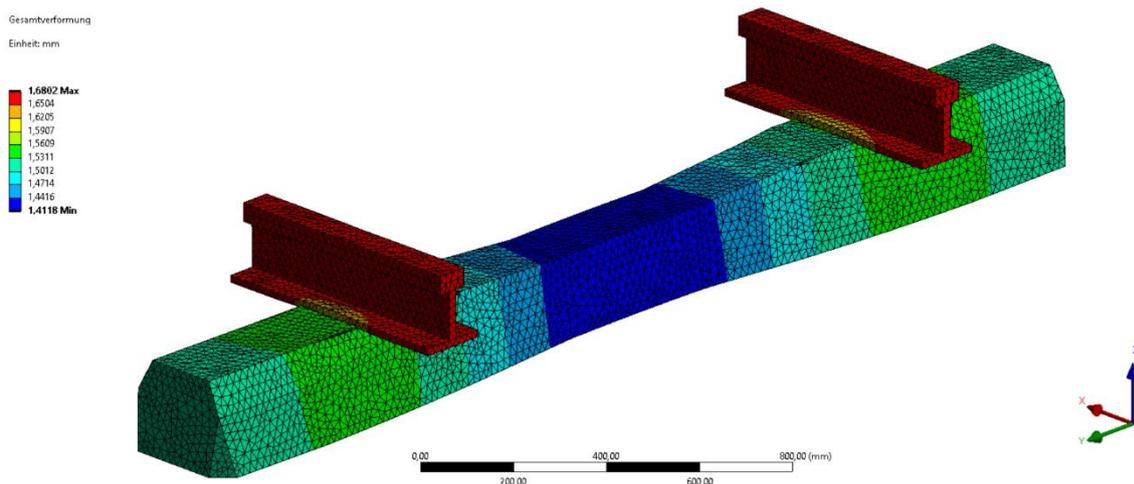


Abbildung A. 6: Gesamtverformung im FE-Modell der B91 Schwelle auf vollflächiger elastischer Bettung (Gesamtverformung: 100-fache Überhöhung, Einheit mm)

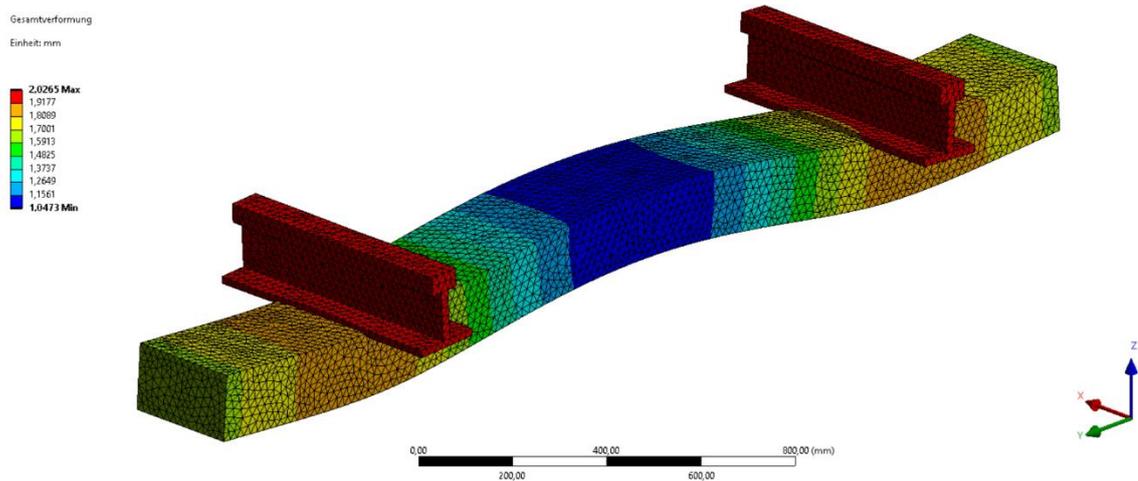


Abbildung A. 7: Gesamtverformung im FE-Modell der Holzschwelle H250 ohne Rph auf vollflächiger elastischer Bettung (Gesamtverformung: 100-fache Überhöhung, Einheit mm)

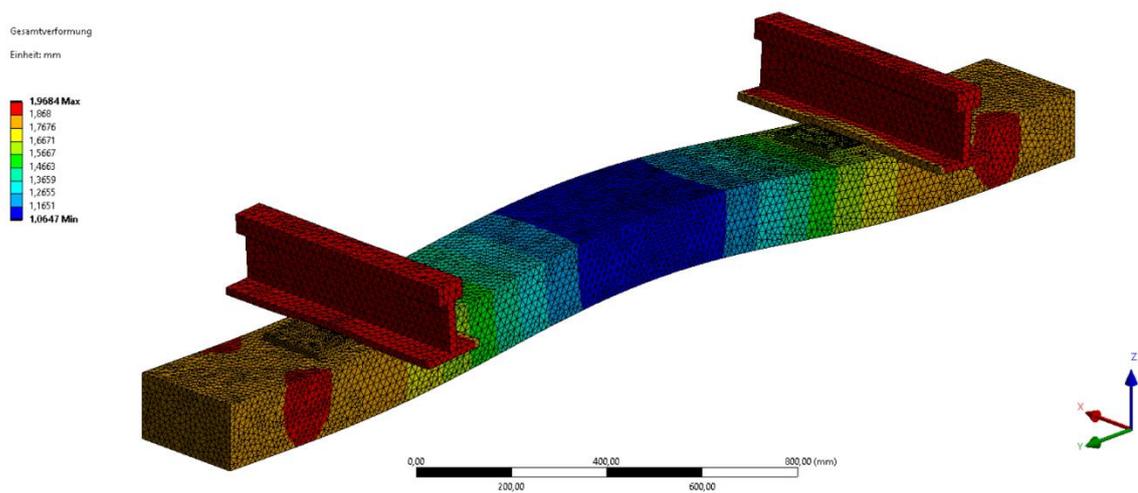


Abbildung A. 8: Gesamtverformung im FE-Modell der Holzschwelle H250 auf vollflächiger elastischer Bettung mit Rph im Verbund mit der Schwellenoberseite (Gesamtverformung: 100-fache Überhöhung, Einheit mm)

A.3 Versuchsaufbau zur Bestimmung des Dämpfungsverhaltens von Einzelschwellen

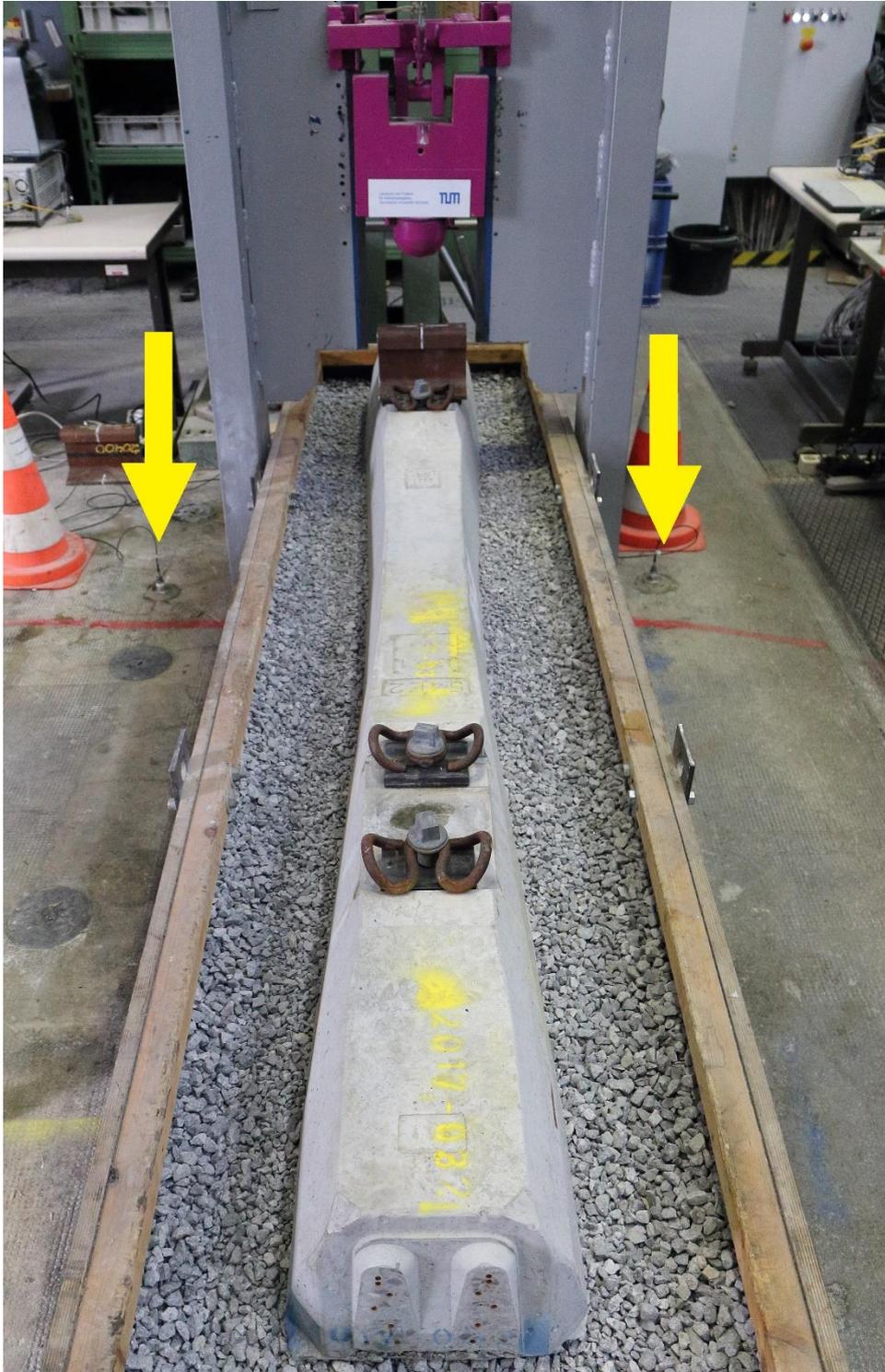
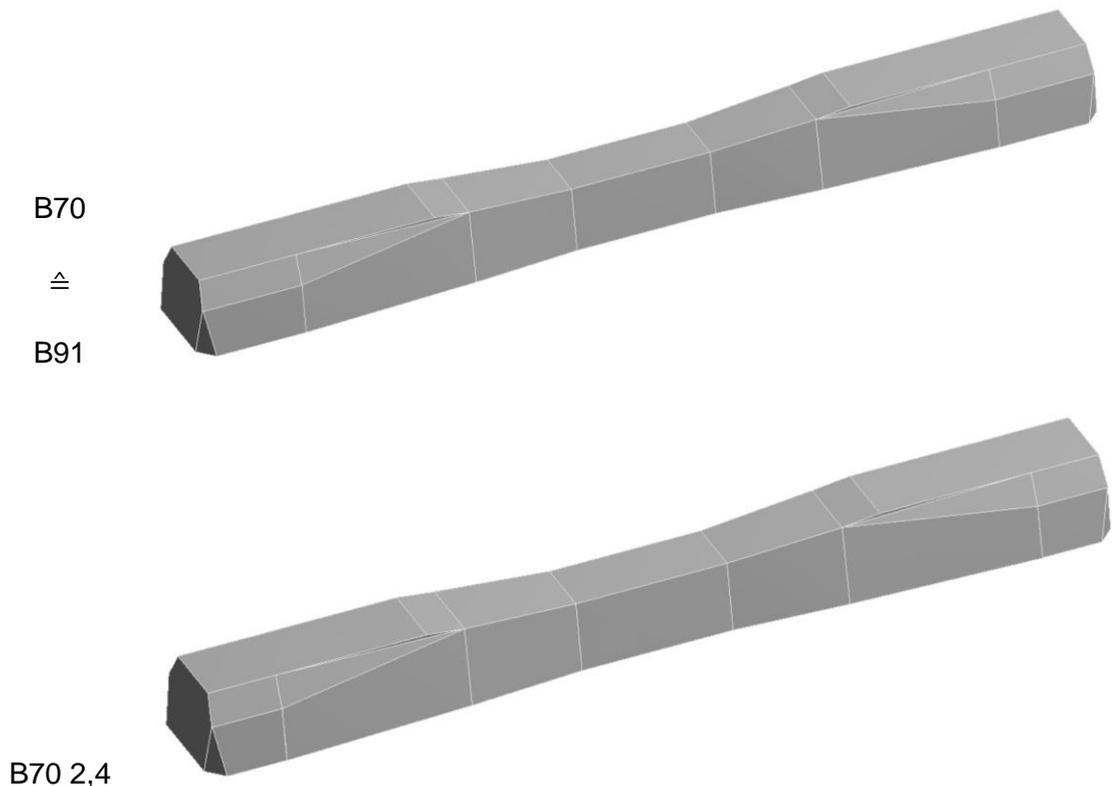


Abbildung A. 9: Versuchsaufbau mit einer Fallmasse zur Bestimmung des Dämpfungsverhaltens von Einzelschwellen. Die Positionen der beiden Schwingungssensoren auf der Betonplatte der Prüfhalle sind mit gelben Pfeilen gekennzeichnet.

A.4 FE-Modelle - Unterbau Beanspruchung durch unterschiedliche Schwellenarten

Geometrie und Vernetzung

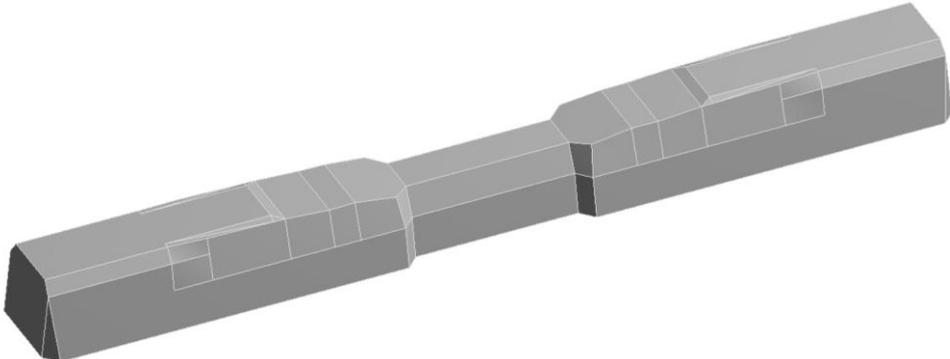
Die Modelle bestehen aus einem Gleisrost mit 25 Schwellen mit Schwellenabstand $a = 600$ mm (Gesamtlänge des Modells 15 m). Es wurden die vereinfachten Geometrien der Betonschwelle (B70 \cong B91; B70 2,4; B75 \cong B75 300; B07 \cong B90; B06; B58) mittels CAD gezeichnet. Die Vereinfachungen betrafen die Schienenauflagerbereiche (keine Sicken, keine Schienenauflagerneigung sowie keine Schraubendübel). Die Holzschwellen (H250 und H260) wurden als Quader gezeichnet, die Schienen waren unter Zwischenschaltung einer Zwischenlage direkt auf der Schwellenoberseite aufgelagert. Die 3D Zeichnungen der Schwellen sind in Abbildung A. 10 gegeben.



B75



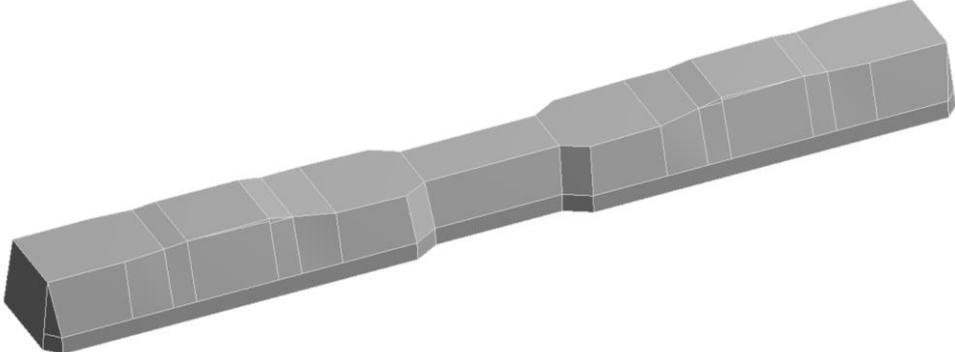
B75 300



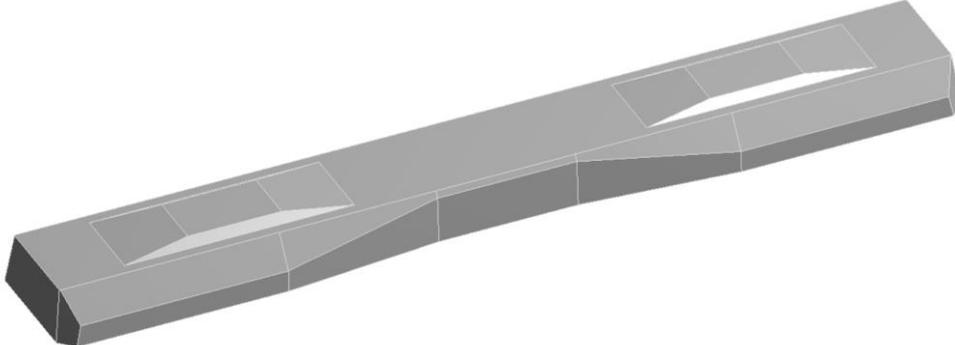
B07



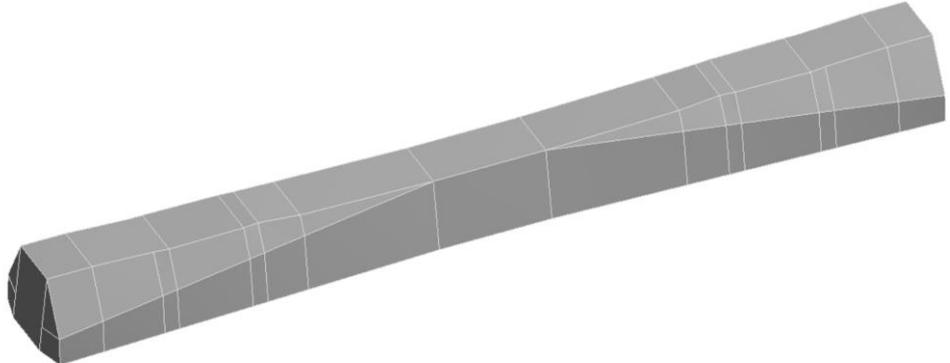
B90



B06



B58



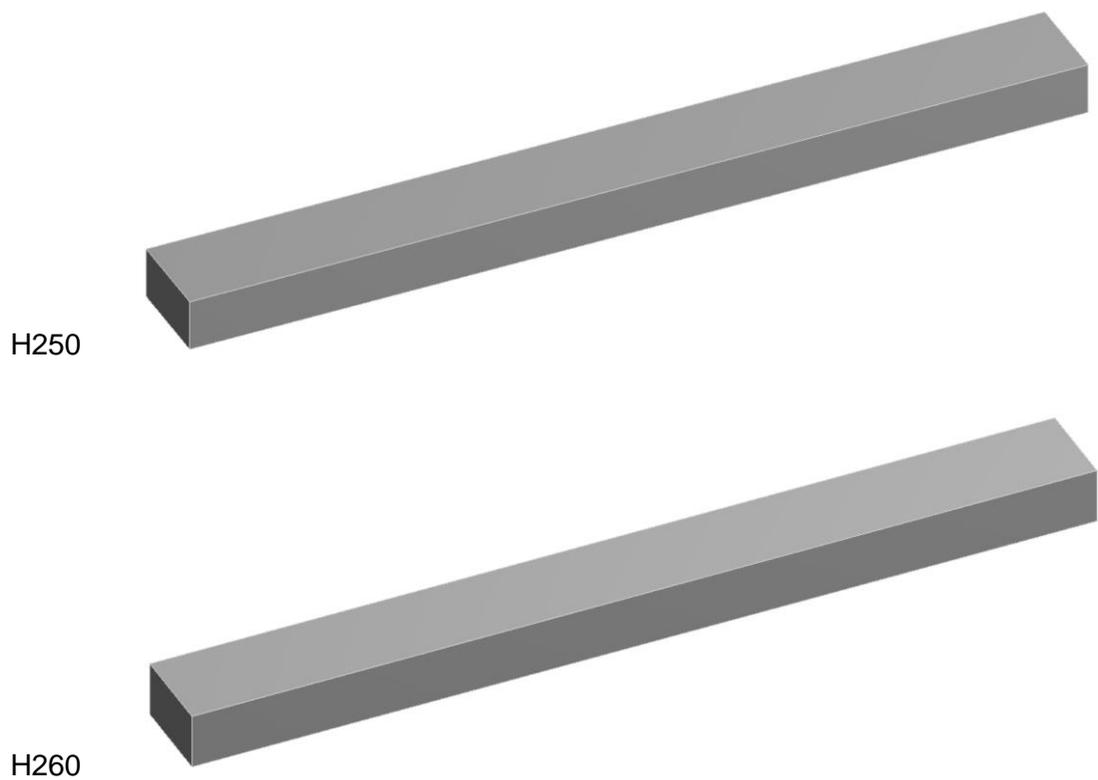


Abbildung A. 10: 3D-CAD Zeichnungen der Schwellenarten für die FE-Simulationen

Die Geometrie von Schotter, PSS, Unterbau und Untergrund wurden gemäß der Querschnittszeichnung (siehe Abbildung 15) mit CAD gezeichnet.

Die Vernetzung erfolgte basierend auf Tetraedern und quadratischer Elementansatzfunktion. Hin zur mittleren Schwelle (Ort der Lasteinleitung) wurde das Netz stufenweise verfeinert. Die Elementgröße der mittleren Schwelle betrug 50 mm. Durch eine lokale Verfeinerung wurde der Bereich auf dem Planum und Erdbauplanum unter der Mittelschwelle mit einer Elementgröße von 40 mm vernetzt.

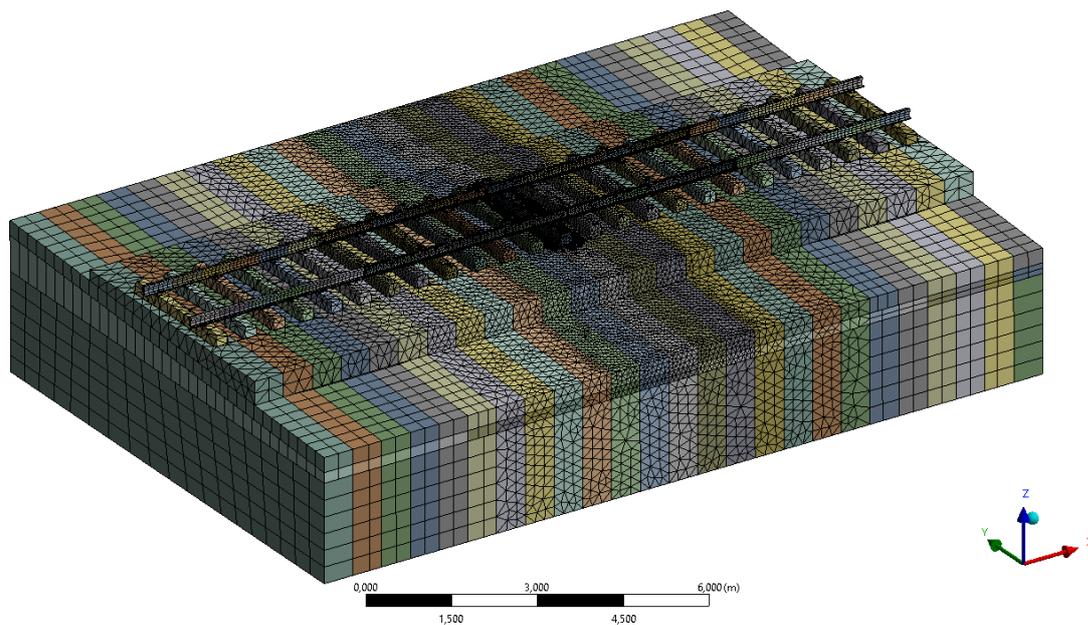


Abbildung A. 11: Ansicht des FE-Modells mit 25-Schwellen Gleisrost (B70 Schwellen)

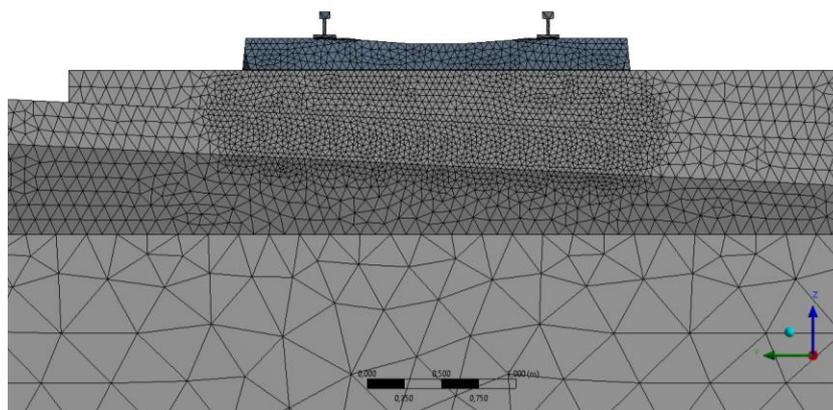


Abbildung A. 12: Lokale Verfeinerung des Netzes im Bereich unter der mittleren Schwelle mit einer Elementgröße von 40 mm

Randbedingungen

Die Unterseite des Untergrundes wurde mittels „Fixierter Lagerung“ festgehalten. Als Randbedingungen der äußeren Wandungsflächen des Untergrundes, des Unterbaus, der PSS und des Schotters wurde die Option „Reibungsfreie Lagerung“ verwendet. Bei allen Simulationen wurde die Erdanziehungskraft berücksichtigt. Generell wurden die Kontakte zwischen den Körpern als „Verbund“ definiert. Der Kontakt zwischen der

Schwellensohlfläche und dem Schotterplanum wurde mittels Federn der Länge 7 mm (entspricht der Höhe einer elastischen Schwellensohle) versehen.

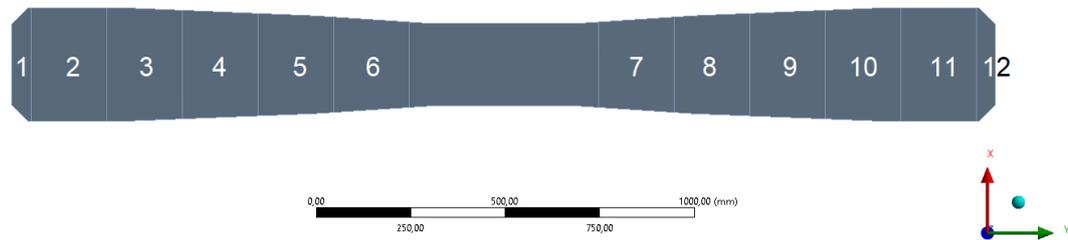


Abbildung A. 13: Unterteilung der Schwellensohlfläche zur Definition der Kontaktbereiche der zwölf Federn am Beispiel einer B70 Schwelle

Auf der Schwellensohlfläche wurden 12 Kontaktflächen (Länge $L = 200$ mm, bis auf die Randbereiche) definiert, welche jeweils mittels linear-elastischer Federn mit dem Schotterplanum verbunden waren (siehe Abbildung A. 13). Der Mittelteil von $L = 500$ mm wurde als auflagerfrei angesetzt und entsprechend nicht mit Federn versehen. Die verwendeten Federkonstanten wurden entsprechend der Fläche der Kontaktbereiche angepasst, sodass die Schwellen in den Stopfbereichen gleichmäßig elastisch gelagert waren. Im Fall von Schwellen ohne elastischer Schwellensohle wurde eine extrem steife Federkonstante angesetzt, die quasi keine Verformung zuließ. Bei allen Simulationen wurde die Erdbeschleunigung in z-Richtung berücksichtigt. Die Lasteinleitung erfolgte in z-Richtung auf den Schienenköpfen über den Stützpunkten. Es wurde eine statische Einzelachslast von $2 \cdot Q = 225$ kN simuliert. Die gewählten Materialparameter wurden bereits in den Abschnitten der Ergebnisse zu den Simulationen beschrieben.

Exemplarische Visualisierung von Ergebnissen

In Abbildung A. 14 sind exemplarisch die Gesamtverformungen des FE-Modells eines B70 Schwellengleisrostes auf Unterbausystem 1 dargestellt.

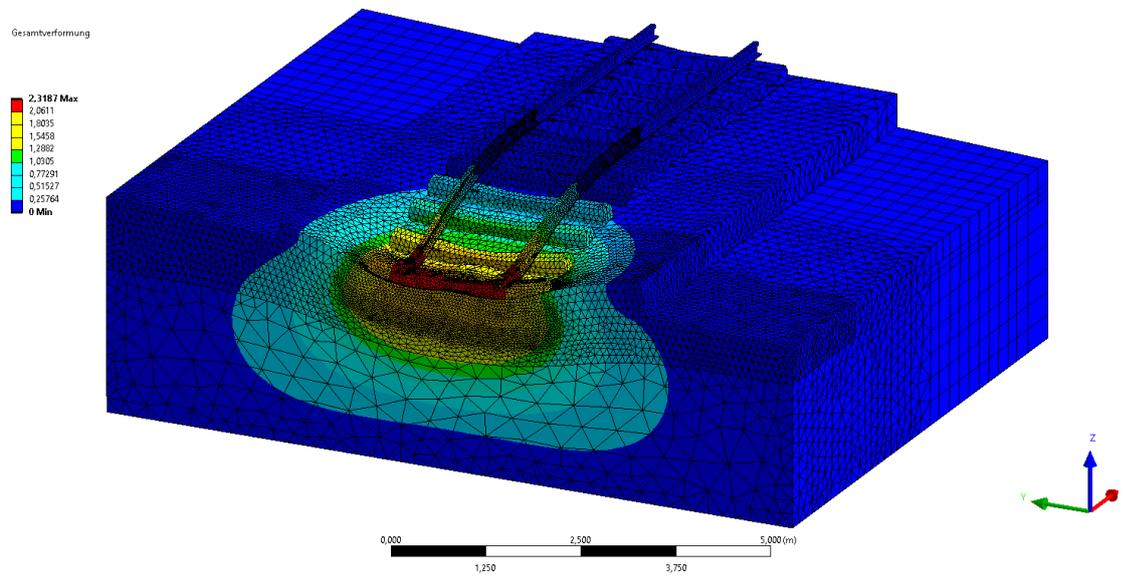


Abbildung A. 14: Gesamtverformung (Einheit mm) des FE-Modells mit B70 Schwellen und Unterbausystem 1 unter einer Einzelachslast von $2 \cdot Q = 225$ kN. Das Modell ist entlang der Schwelle der Lasteinleitung aufgeschnitten. Die Darstellung in 200-fach überhöht

A.5 Feldmessung an Holz- und Betonschwellen



Abbildung A. 15: Messstelle bei den Betonschwellen (Aufnahme: Verfasser am 14.08.2019)



Abbildung A. 16: Messstelle bei den Holzschwellen (Aufnahme: Verfasser am 14.08.2019)

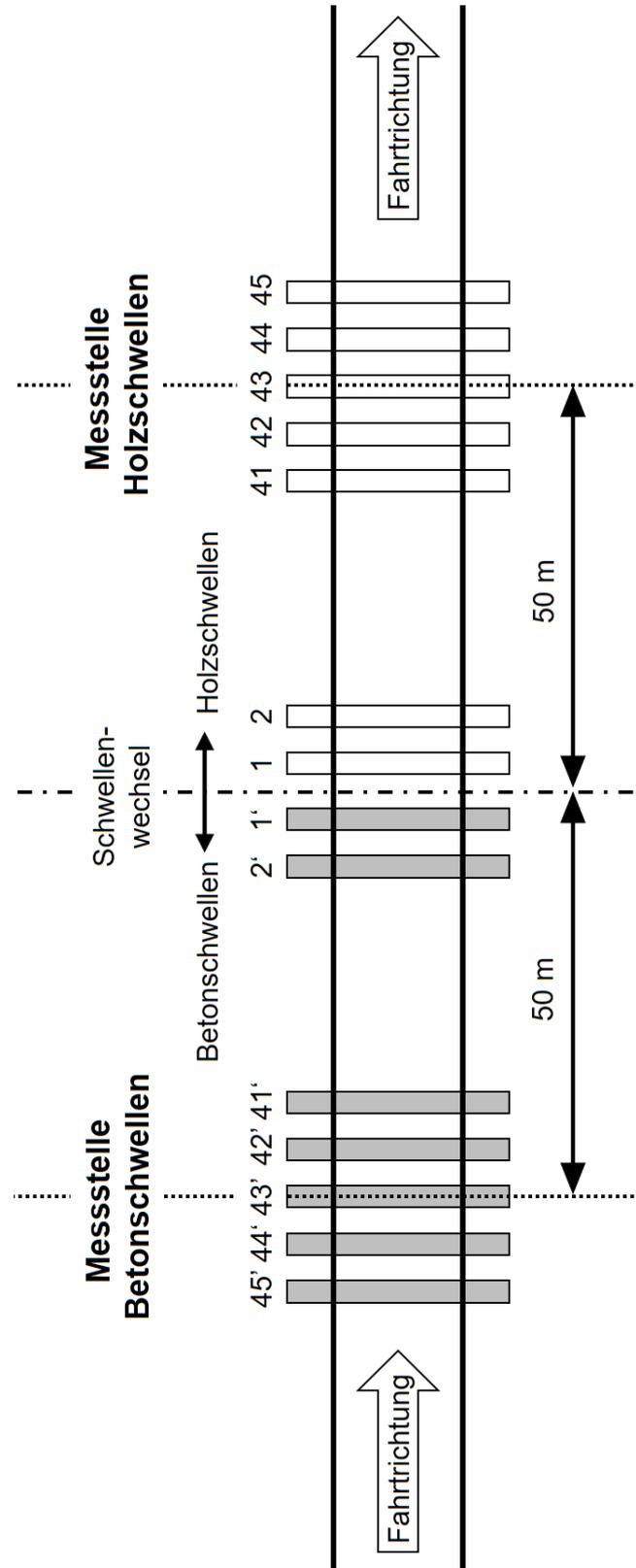


Abbildung A. 17: Lageskizze der beiden Messstellen

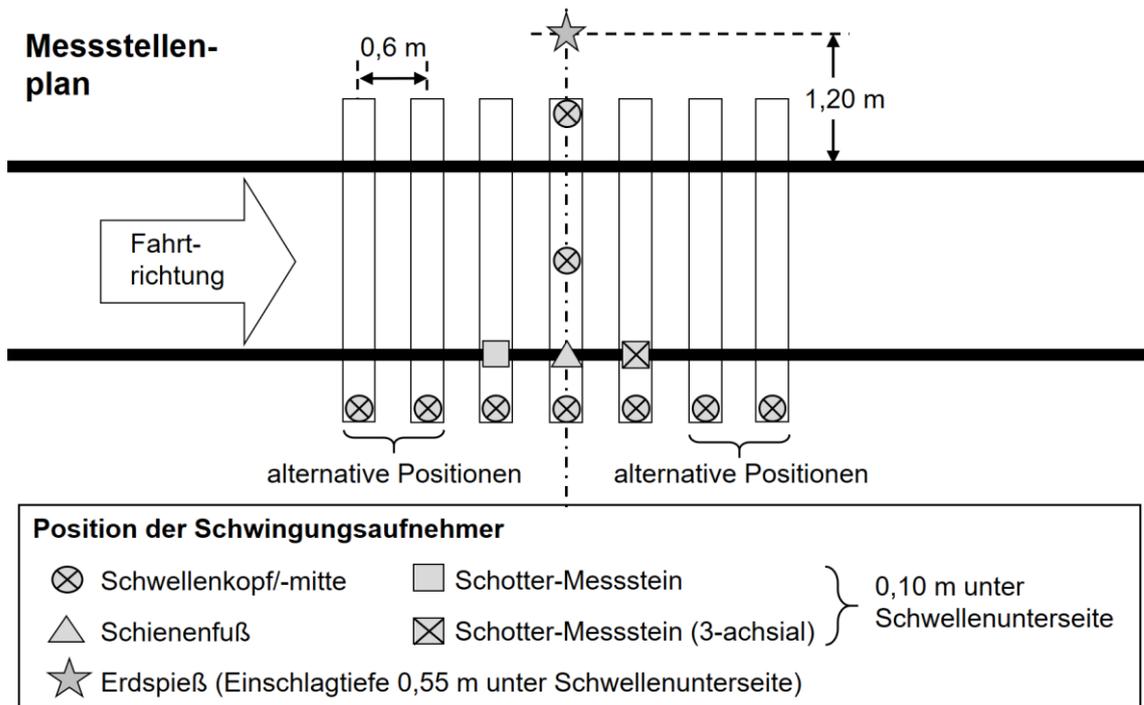


Abbildung A. 18: Messstellenplan zur Positionierung der Sensorik

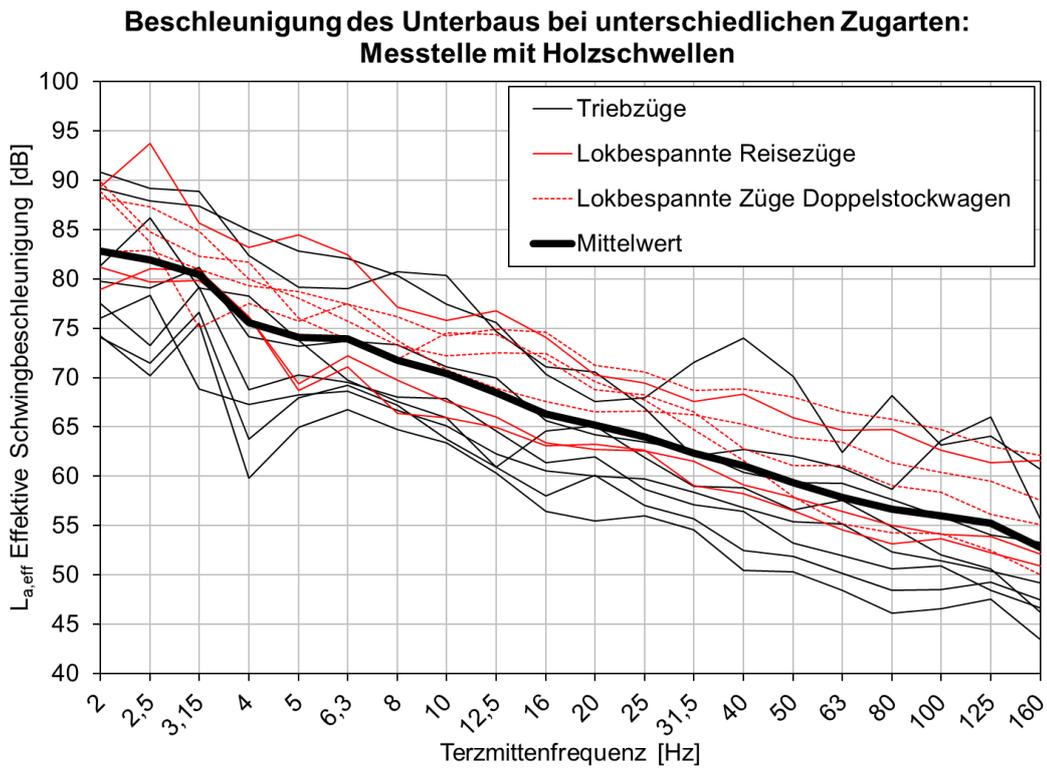


Abbildung A. 19: $L_{a,eff}$ gemessen am Unterbau an der Messstelle mit Holzschwellen für 15 Zugfahrten

A.6 Fotos von der Feldmessung zur SSU



Abbildung A. 20: Übersichtsfoto der Messstelle in Gleisachse (Aufnahme: Verfasser am 02.03.2020)



Abbildung A. 21: Übersichtsfoto der Messstelle (Aufnahme: Verfasser am 02.03.2020)



Abbildung A. 22: Auskoffern des Schwellenfaches (Aufnahme: Verfasser am 02.03.2020)

A.7 Eigene Laborgroßversuche zur SSU

A.7.1 Fotos der Vorbereitung und der Versuchsaufbauten



Abbildung A. 23: Betonmischanlage Hersteller Fa. Fliegl vom Typ Micromix zur Herstellung des TL40SK60 Korngemisches (Aufnahme: Verfasser am 11.02.2020)

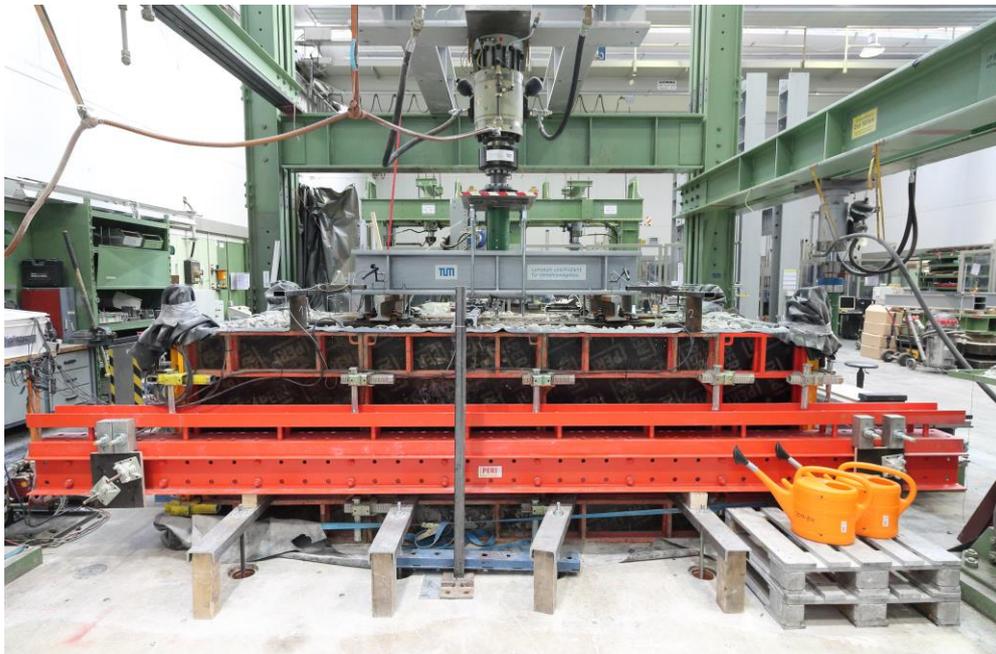


Abbildung A. 24: Gesamtansicht von Versuch 2 (H250) (Aufnahme: Verfasser am 16.05.2020)



Abbildung A. 25: Sicht von oben auf den Versuchsaufbau des Versuches 2 (H250) (Aufnahme: Verfasser am 16.05.2020)

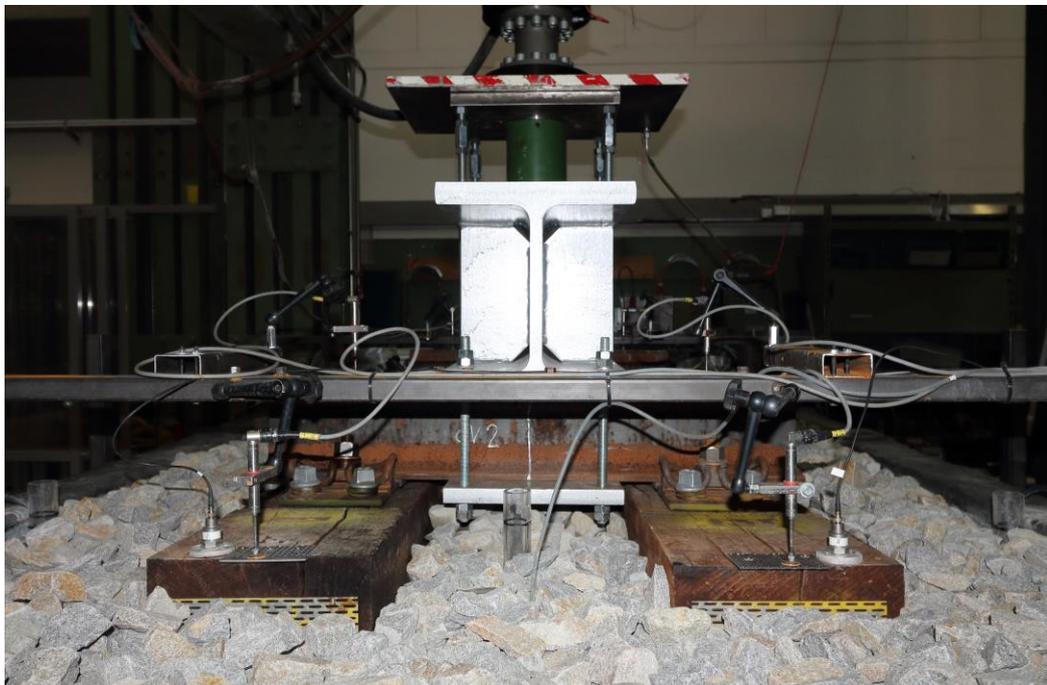


Abbildung A. 26: Sicht auf die Schwellenköpfe des Versuches 2 (H250). Es ist die Sensorik zur Messung von Verformungen, Beschleunigungen sowie die transparenten Kunststoffrohre zur visuellen Inspektion des Schotters und Unterbaus zu sehen (Aufnahme: Verfasser am 16.05.2020)

A.7.2 Fotos der Messtechnik



Abbildung A. 27: Foto eines Bodenanalysesensors (Aufnahme: Verfasser am 17.02.2020)



Abbildung A. 28: Foto eines Bodendruckensors, die Druckfläche beträgt 140 mm x 70 mm (Aufnahme: Verfasser am 06.05.2020)



Abbildung A. 29: Schwingungssensor auf kreisförmiger Kunststoffplatte ($d = 100 \text{ mm}$, $H = 10 \text{ mm}$) für Messungen im Unterbau (Aufnahme: Verfasser am 05.07.2019)



Abbildung A. 30: Schottermessstein mit integriertem Sensor zur Messung der Schwingbeschleunigung in der Bettung (Aufnahme: Verfasser am 11.02.2021)



Abbildung A. 31: Endoskop zur visuellen Inspektion des Schotters und Unterbaus durch transparente Kunststoffrohre (Aufnahme: Verfasser am 03.03.2020)



Abbildung A. 32: Induktiver Wegaufnehmer an einer Messbasis zur Messung der vertikalen Verformungen (links) sowie Beschleunigungssensor zur Messung des Schwingungsverhaltens (rechts) am Schwellenkopf (Aufnahme: Verfasser am 30.06.2020)

A.7.3 Ergänzende Ergebnisse

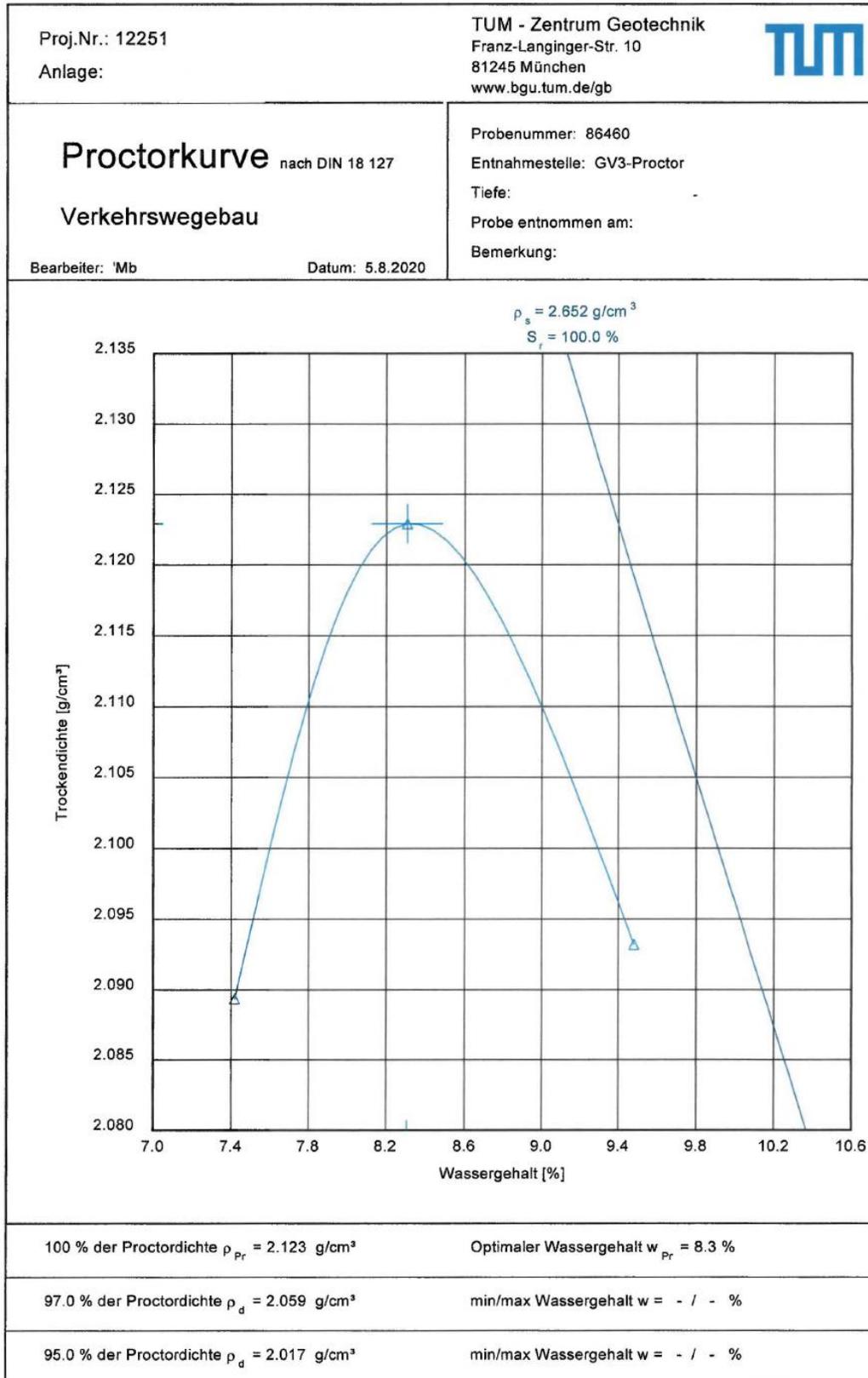


Abbildung A. 33: Proctordiagramm des Unterbaumaterials TL40SK60

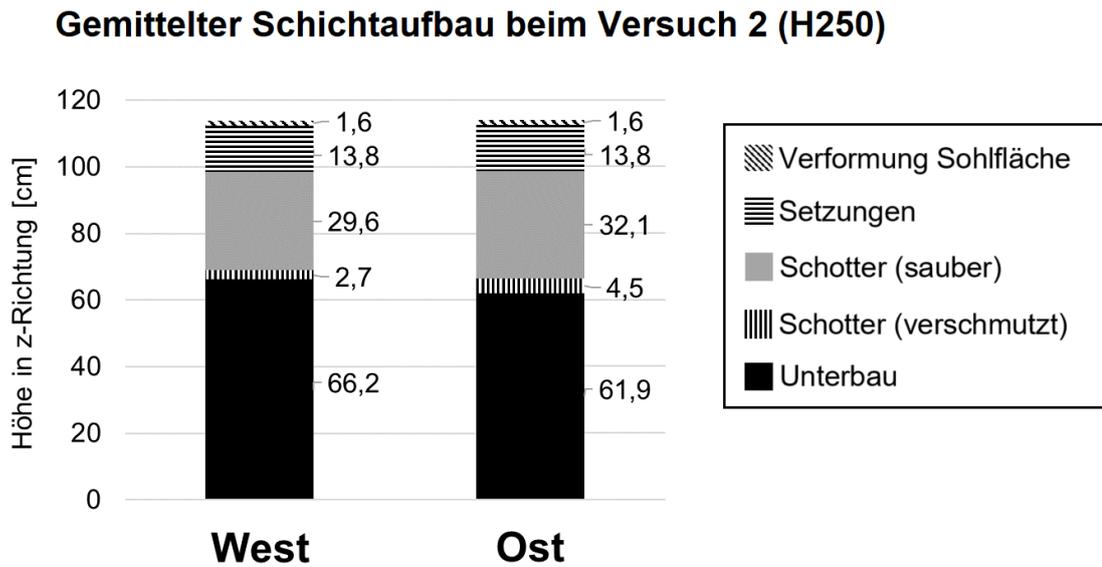


Abbildung A. 34: Schichtaufbau von Versuch 2 (H250) unterteilt nach West und Ost Bereich. Die Schwellen waren in West-Ost-Richtung orientiert.

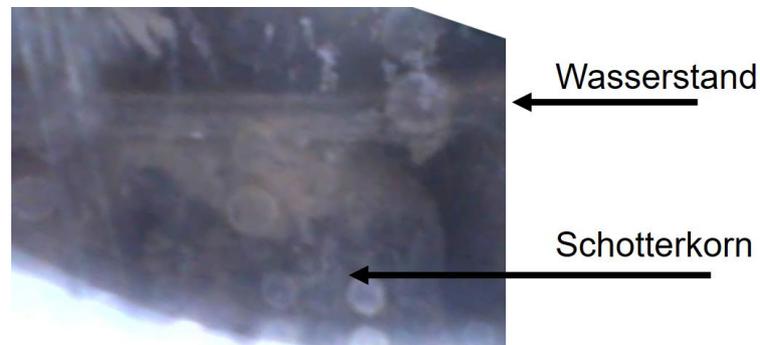


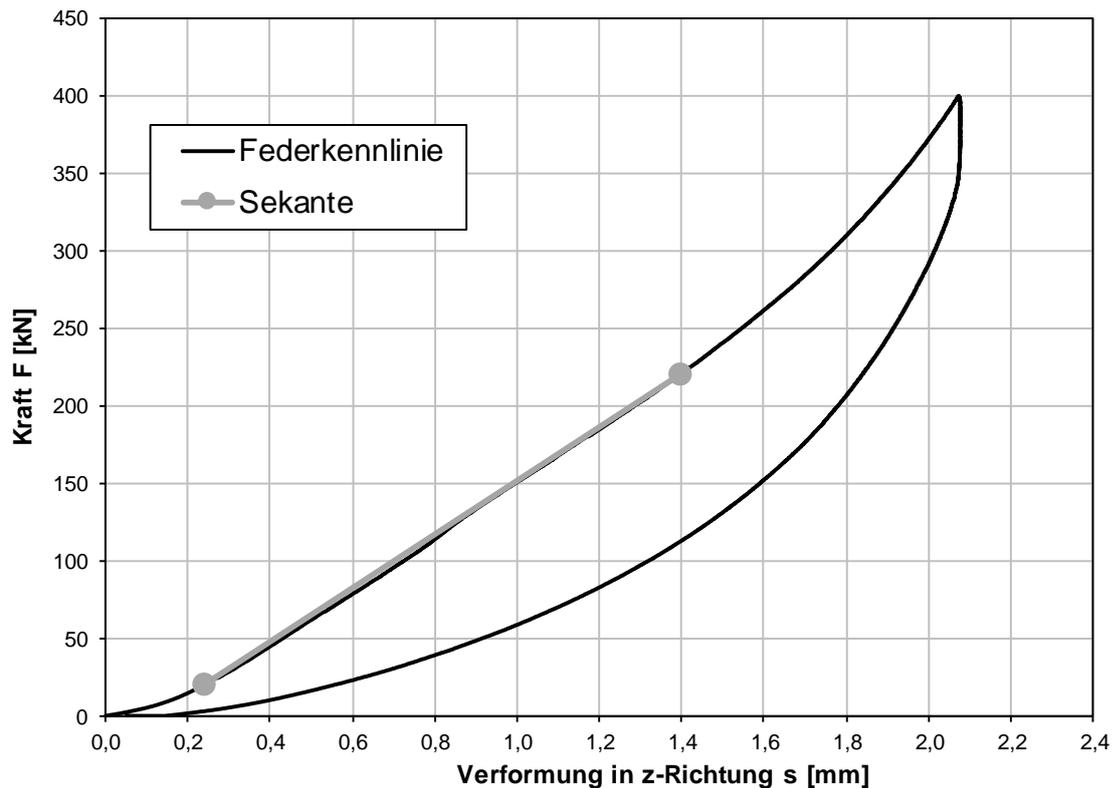
Abbildung A. 35: Aufnahme mit der Endoskopkamera: Stehendes Wasser im Schotter während Versuch 1 (B91) bei 4 Mio. Lastwechsel (Aufnahme: Verfasser am 16.03.2020)

A.7.4 Statische Federkennlinien der Großversuche

Vertikale statische Steifigkeit des 2-Schwellen Gleisrostes auf dem Versuchsaufbau

Versuch Nr.:	1 (B91)
Lastwechsel:	500.000
Datum:	27.02.2020

Kraft-Verformungs-Charakteristik



Auswertung über die Sekante			
Auswertung zwischen		Verformungen	
$F_1 =$	20,0 kN	$s_1 =$	0,24 mm
$F_2 =$	220,0 kN	$s_2 =$	1,40 mm

Statische Steifigkeit $k_{\text{stat},z} = 172,8 \text{ kN/mm}$

Anmerkung:

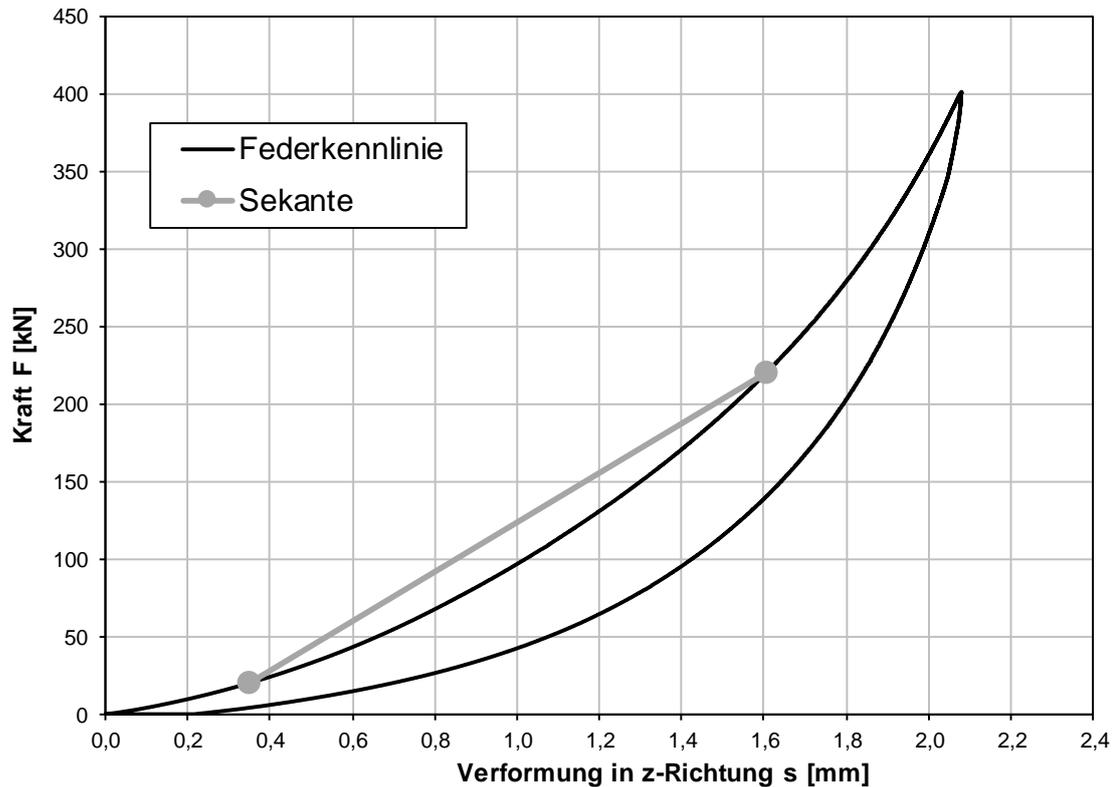
Die Verformungen wurden zwischen dem Prüfhallenboden und der Schienenoberkante gemessen.

Bei den hier angegebenen Lasten handelt es sich um die zusätzlich zur Gewichtskraft des Gleisrostes $F_{N,GR}$ auf den Gleisrost aufbrachte Kraft.

Vertikale statische Steifigkeit des 2-Schwellen Gleisrostes auf dem Versuchsaufbau

Versuch Nr.:	1 (B91)
Lastwechsel:	4.075.000
Datum:	18.03.2020

Kraft-Verformungs-Charakteristik



Auswertung über die Sekante			
Auswertung zwischen		Verformungen	
$F_1 =$	20,0 kN	$s_1 =$	0,35 mm
$F_2 =$	220,0 kN	$s_2 =$	1,61 mm

Statische Steifigkeit $k_{\text{stat.z}} = 159,2$ kN/mm

Anmerkung:

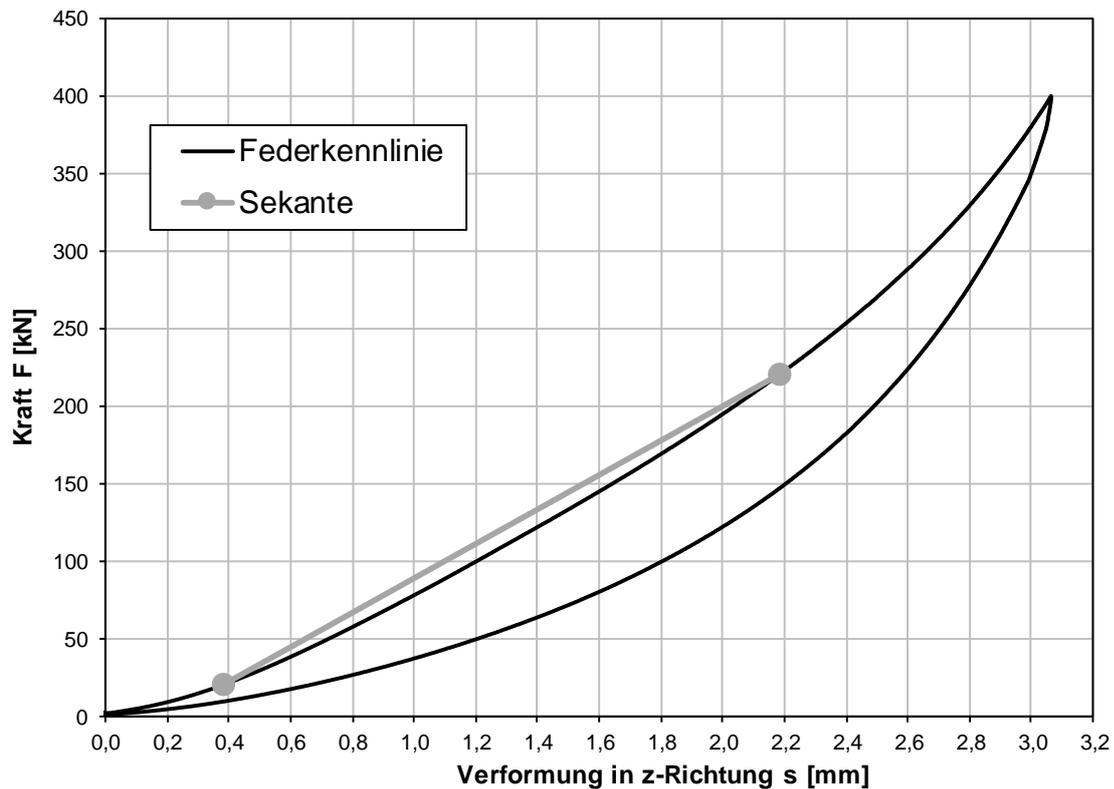
Die Verformungen wurden zwischen dem Prüfhallenboden und der Schienenoberkante gemessen.

Bei den hier angegebenen Lasten handelt es sich um die zusätzlich zur Gewichtskraft des Gleisrostes $F_{N,GR}$ auf den Gleisrost aufgebrachte Kraft.

Vertikale statische Steifigkeit des 2-Schwellen Gleisrostes auf dem Versuchsaufbau

Versuch Nr.:	2 (H250)
Lastwechsel:	500.000
Datum:	15.05.2020

Kraft-Verformungs-Charakteristik



Auswertung über die Sekante			
Auswertung zwischen		Verformungen	
$F_1 =$	20,0 kN	$s_1 =$	0,38 mm
$F_2 =$	220,0 kN	$s_2 =$	2,18 mm

Statische Steifigkeit $k_{\text{stat},z} = 110,9 \text{ kN/mm}$

Anmerkung:

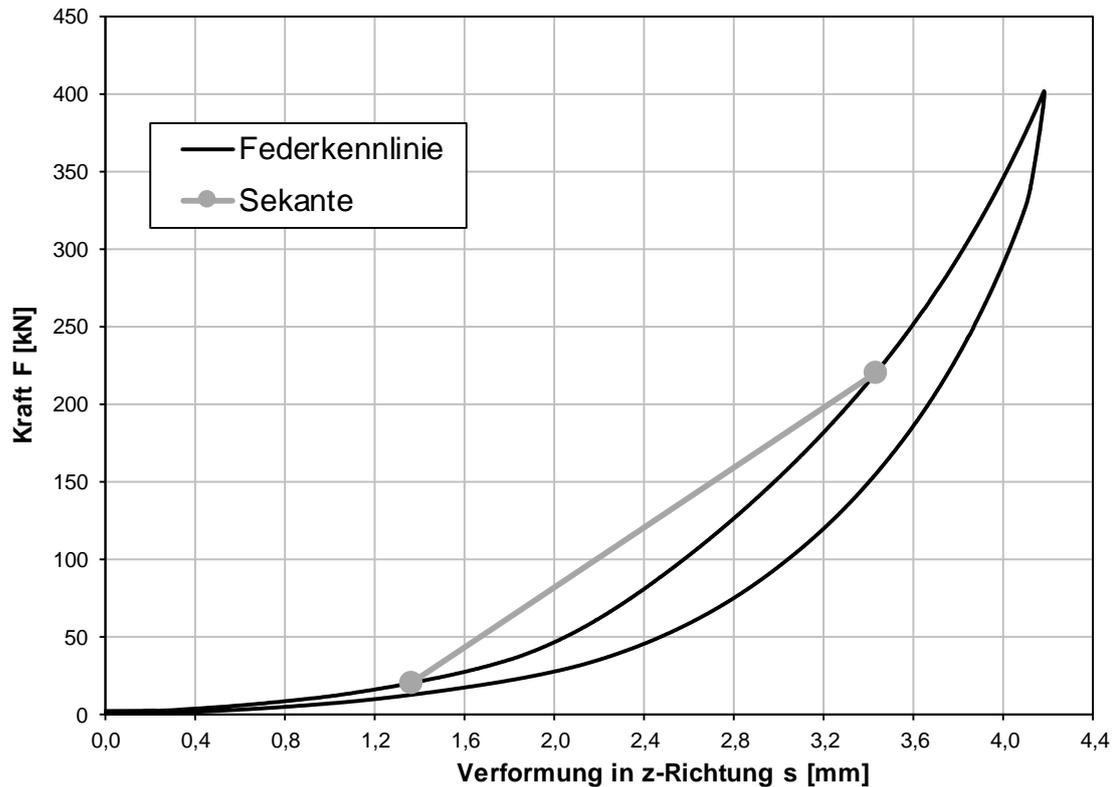
Die Verformungen wurden zwischen dem Prüfhallenboden und der Schienenoberkante gemessen.

Bei den hier angegebenen Lasten handelt es sich um die zusätzlich zur Gewichtskraft des Gleisrostes $F_{N,GR}$ auf den Gleisrost aufbrachte Kraft.

Vertikale statische Steifigkeit des 2-Schwellen Gleisrostes auf dem Versuchsaufbau

Versuch Nr.:	2 (H250)
Lastwechsel:	4.075.000
Datum:	04.06.2020

Kraft-Verformungs-Charakteristik



Auswertung über die Sekante			
Auswertung zwischen		Verformungen	
$F_1 =$	20,0 kN	$s_1 =$	1,36 mm
$F_2 =$	220,0 kN	$s_2 =$	3,43 mm

Statische Steifigkeit $k_{\text{stat.z}} = 96,5 \text{ kN/mm}$

Anmerkung:

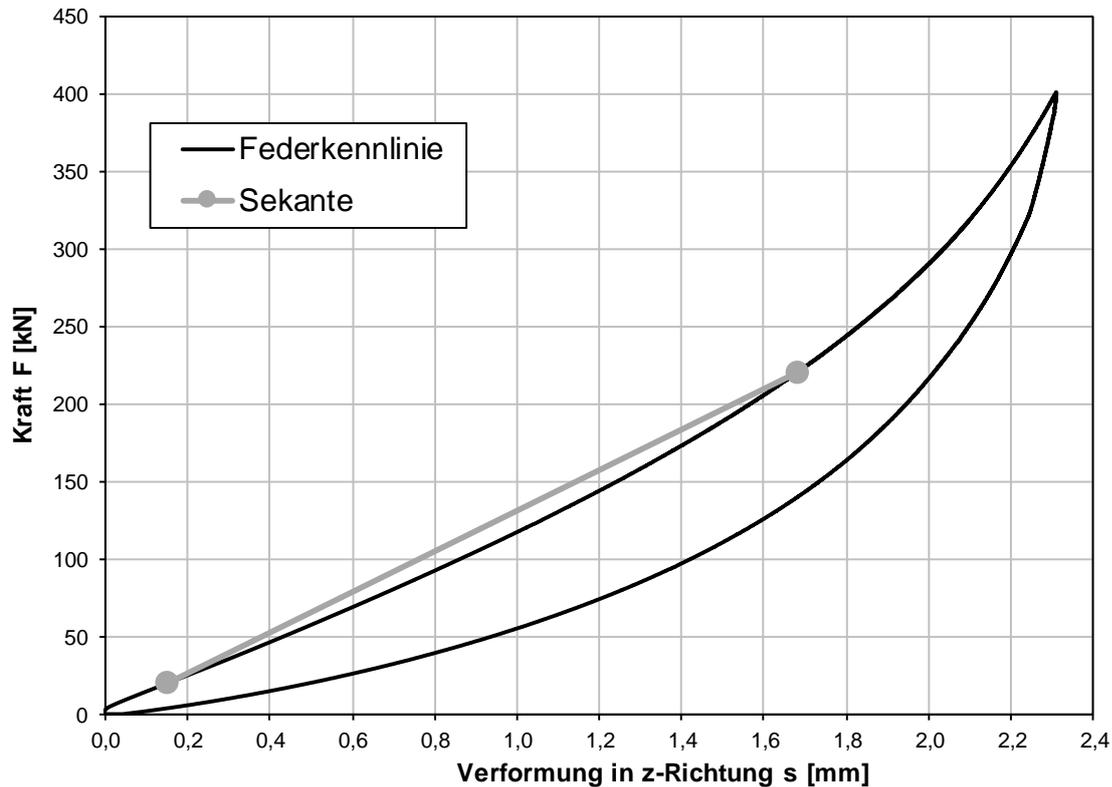
Die Verformungen wurden zwischen dem Prüfhallenboden und der Schienenoberkante gemessen.

Bei den hier angegebenen Lasten handelt es sich um die zusätzlich zur Gewichtskraft des Gleisrostes $F_{N,GR}$ auf den Gleisrost aufbrachte Kraft.

Vertikale statische Steifigkeit des 2-Schwellen Gleisrostes auf dem Versuchsaufbau

Versuch Nr.:	3 (B91 So)
Lastwechsel:	500.000
Datum:	01.07.2020

Kraft-Verformungs-Charakteristik



Auswertung über die Sekante			
Auswertung zwischen		Verformungen	
$F_1 =$	20,0 kN	$s_1 =$	0,15 mm
$F_2 =$	220,0 kN	$s_2 =$	1,68 mm

Statische Steifigkeit $k_{\text{stat.z}} = 130,8 \text{ kN/mm}$

Anmerkung:

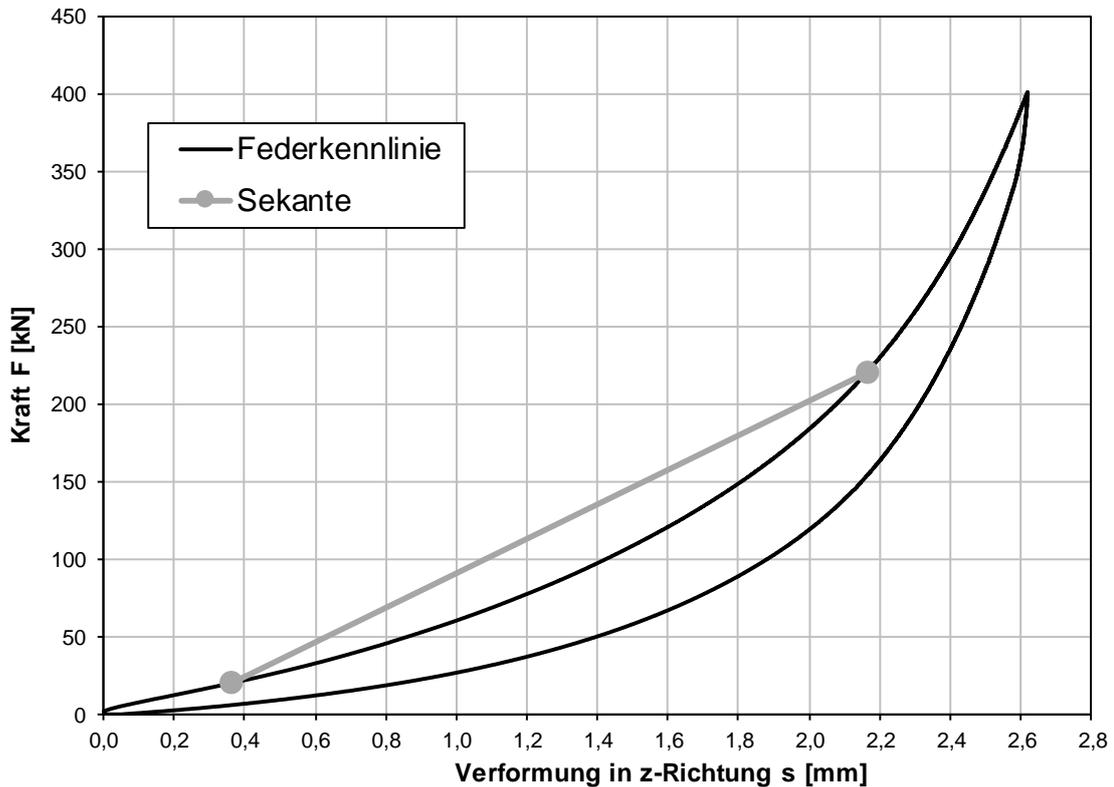
Die Verformungen wurden zwischen dem Prüfhallenboden und der Schienenoberkante gemessen.

Bei den hier angegebenen Lasten handelt es sich um die zusätzlich zur Gewichtskraft des Gleisrostes $F_{N,GR}$ auf den Gleisrost aufbrachte Kraft.

Vertikale statische Steifigkeit des 2-Schwellen Gleisrostes auf dem Versuchsaufbau

Versuch Nr.:	3 (B91 So)
Lastwechsel:	4.075.000
Datum:	20.07.2020

Kraft-Verformungs-Charakteristik



Auswertung über die Sekante			
Auswertung zwischen		Verformungen	
$F_1 =$	20,0 kN	$s_1 =$	0,36 mm
$F_2 =$	220,0 kN	$s_2 =$	2,16 mm

Statische Steifigkeit $k_{\text{stat.z}} = 111,1$ kN/mm

Anmerkung:

Die Verformungen wurden zwischen dem Prüfhallenboden und der Schienenoberkante gemessen.

Bei den hier angegebenen Lasten handelt es sich um die zusätzlich zur Gewichtskraft des Gleisrostes $F_{N,GR}$ auf den Gleisrost aufgebrachte Kraft.

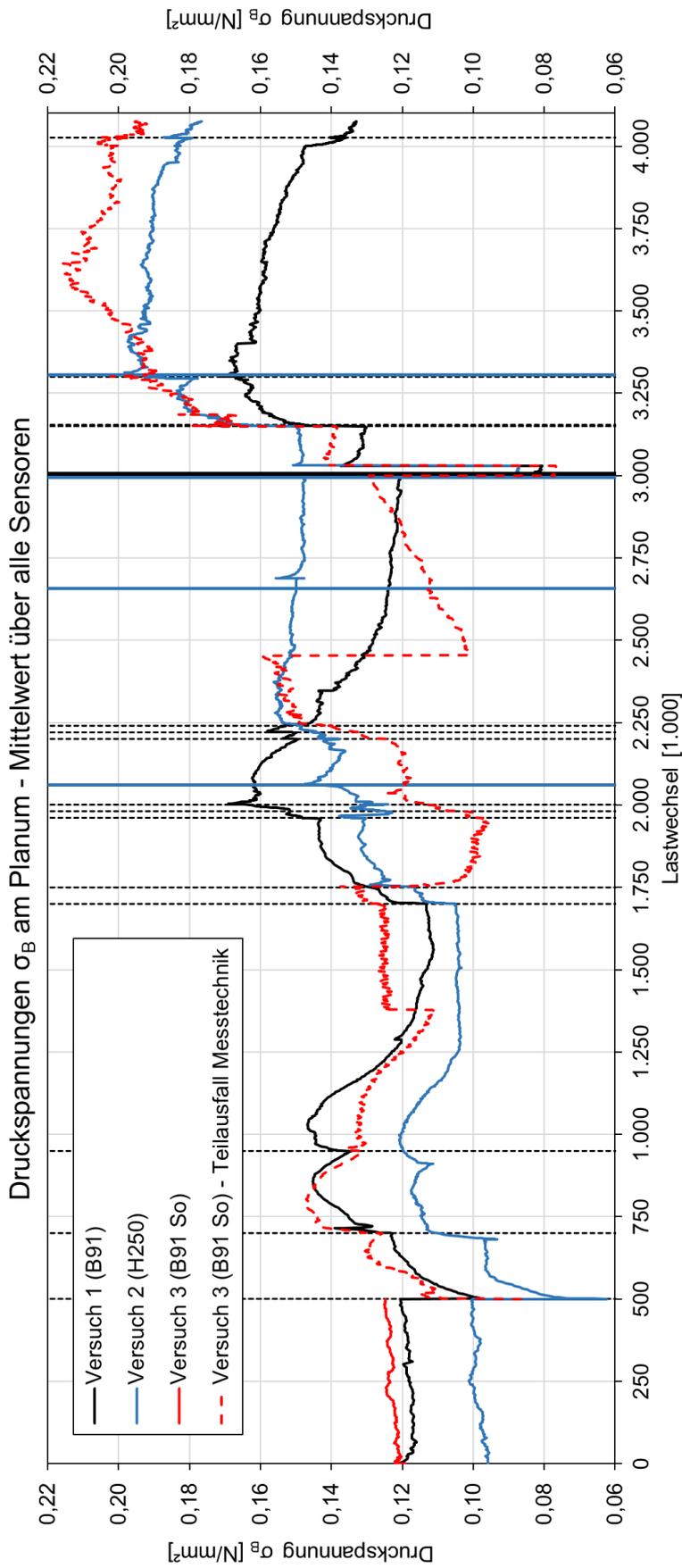
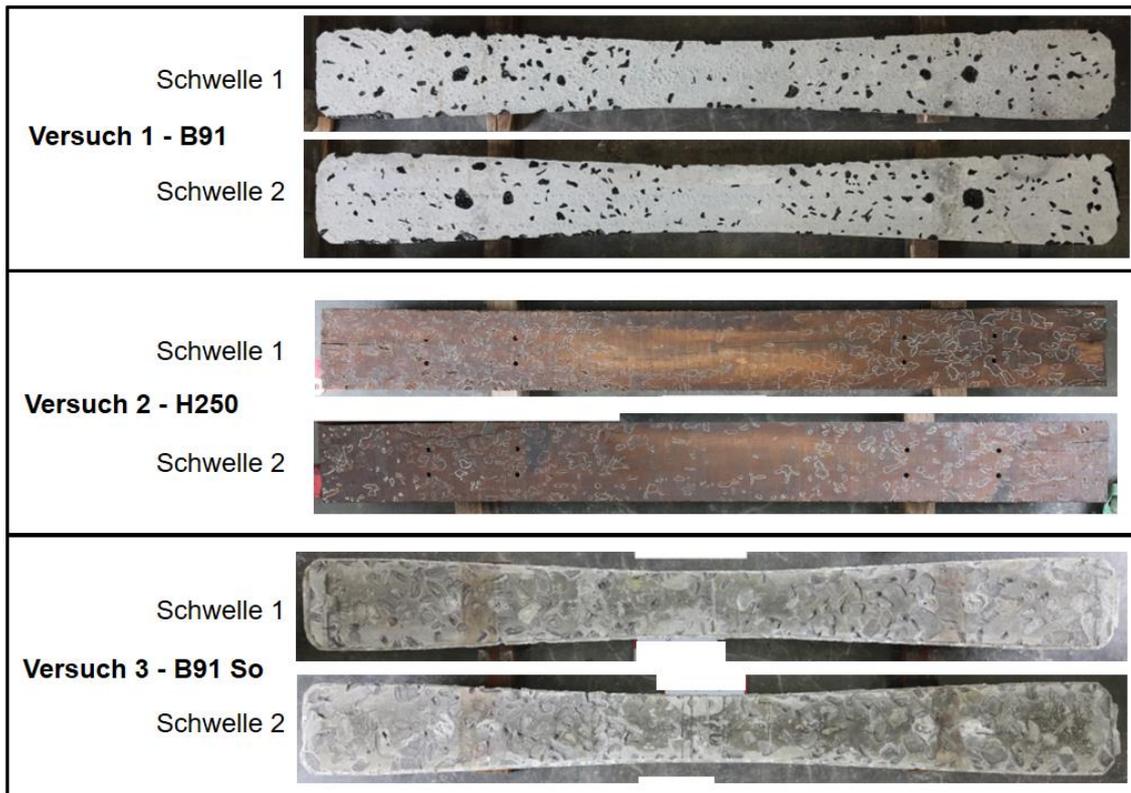


Abbildung A. 36: Druckspannungen σ_B gemessen am Planum. Mittelwertbildung über alle Sensoren. Beim Versuch 3 (B91 So) lag ab 0,5 Mio. Lastwechsel ein Teilausfall der Messtechnik vor. Jede vertikale, gestrichelte Linie entspricht einer Beregnung und jede durchgezogene vertikale Linie entspricht einem Richtvorgang, wobei die Farben den zugehörigen Versuch angeben.

A.7.5 Fotos vom Ausbau der Großversuche



Orientierung der Aufnahmen:

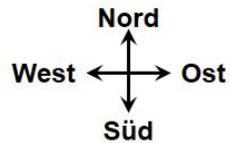


Abbildung A. 37: Fotos der Schwellenunterseiten mit markierten Kontaktflächen zum Schotter (Aufnahme: Verfasser im Jahr 2020)



Abbildung A. 38: Stehendes Wasser auf dem Planum beim Ausbau des Versuches 2 (H250)
(Aufnahme: Verfasser am 05.06.2020)



Abbildung A. 39: Loser Schotter vollständig ausgebaut beim Versuch 3 (B91 So) (Aufnahme: Verfasser am 22.07.2020)



Abbildung A. 40: Schotter und Zwischenschicht vollständig ausgebaut beim Versuch 3 (B91 So) (Aufnahme: Verfasser am 22.07.2020)



Abbildung A. 41: Schotterwaschanlage (Eigenbau TUM) zum Reinigen des Schotters der ausgebauten Zwischenschicht (Aufnahme: Verfasser am 28.07.2020)



Abbildung A. 42: Foto eines beschädigten Bodendrucksenors beim Ausbau von Versuch 3 (B91 So). Der Schaft des Sensors ist während dem Versuch 3 gebrochen. (Aufnahme: Verfasser am 24.07.2020)



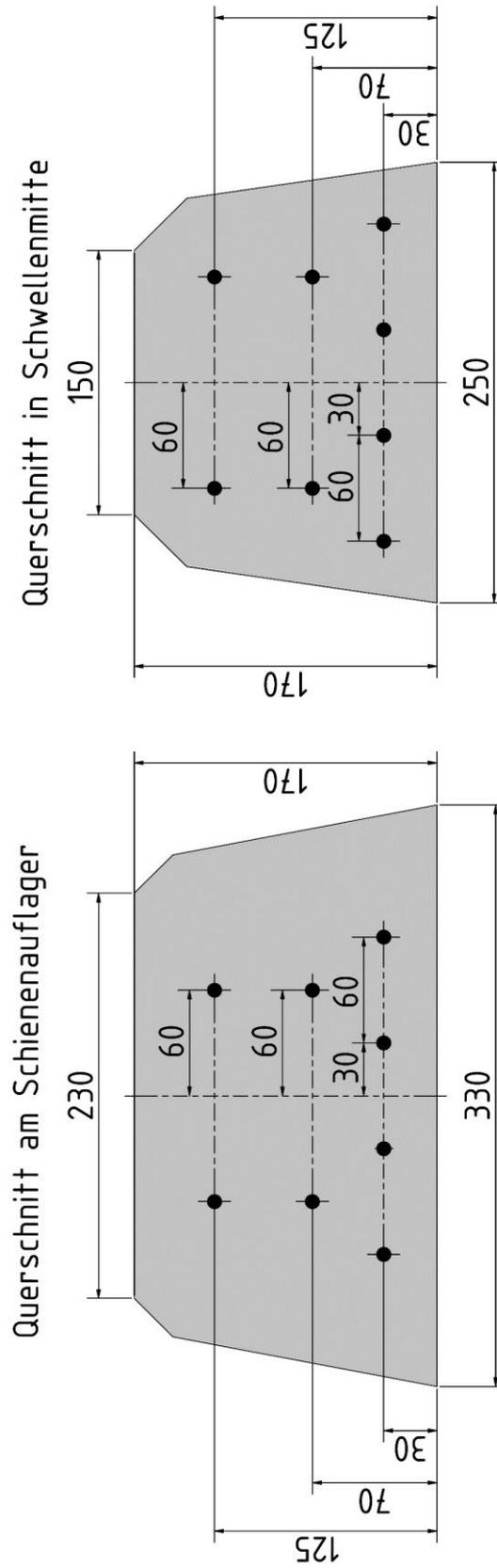
Abbildung A. 43: Impulshammer zur vertikalen Anregung der Gleisroste am Schienenkopf über den Stützpunkten zur Bestimmung der Übertragungsfunktion in den Unterbau (Aufnahme: Verfasser am 12.07.2020)

A.8 Beispielhafter Bewehrungsplan der BUS21

Bewehrungsplan BUS21

8 Spannstähle

Vorspannkraft ca. 450–500 kN



Minimale Überdeckung der Bewehrung mit Beton:

Untere Bewehrungslage: 30 mm

Obere Bewehrungslage: 42 mm

Alle Maße in mm