Technische Universität Berlin

DISSERTATION

UNTERSUCHUNG DES SETZUNGSVERHALTENS VON BAHNSCHOTTER UND DER HOHLLAGENENTWICKLUNG AUF SCHOTTERFAHRBAHNEN

Zur Erlangung des akademischen Grades
Doktor der Ingenieurwissenschaften (Dr.-Ing.)

Fakultät V - Verkehrs- und Maschinensysteme

Dipl.-Ing. Kira Holtzendorff
geboren am 22. Juli 1968 in Hamburg

Dekan der Fakultät V
Prof. Dr.-Ing. H. Mertens

Gutachter:
1. Prof. Dr.-Ing. K. Knothe
2. Prof. Dr.-Ing. S. Savidis
3. Prof. Dr.-Ing. W. Rücker
4. Prof. Dr.-Ing. H. Mertens

eingereicht: 3. August 2002
Datum der Promotion: 27. Mai 2003

Berlin 2003
D 83

Zusammenfassung

In dieser Arbeit wird zunächst das Verformungsverhalten des Bahnschotters anhand von bisherigen Untersuchungsergebnissen anderer Autoren sowie eigenen numerischen Finite-Element-Simulationen mit dem Stoffmodell der Hypoplastizität studiert, um Setzungsvorgänge im Schottergleis während des Zugbetriebes besser verstehen zu können.
Aus den Ergebnissen können die wichtigsten Einflussfaktoren der Schottersetzung abgeschätzt werden; Inhomogenitäten im Schottergleis, Belastungsniveau, Erschütterungen, Untergrundsteifigkeit und Schotterverschmutzung.

Die Einflussfaktoren Belastungsniveau und Erschütterungen werden anhand von vorhandenen und weiterentwickelten kurzzeitdynamischen Rechenmodellen der Fahrzeug-Fahrweg-Interaktion im Frequenz- und Zeitbereich abgeschätzt.

Schließlich wird - unter Berücksichtigung der zuvor genannten Einflussfaktoren - eine qualitative, langzeitdynamische Setzungsprognose zur Entwicklung von Hohllagen vorgenommen. Der vorgeschlagene Ansatz einer phänomenologischen Setzungsformel basiert auf einer Idee von *R. D. Fröhling*. Es wird besonderes Augenmerk auf die Kopplung zwischen Kurzzeit- und Langzeitdynamik bei der Entstehung von Hohllagen aufgrund von Schottersetzung gelegt. Aufgrund von fehlenden Messdaten kann das Prognosemodell zunächst nicht kalibriert werden.

Schotter

Setzung

Hohllagen

Hypoplastizität

Bahn

Gleis

Dynamik

Abstract

In this work the deformation behaviour of railway ballast is investigated based on past research works as well as on conducted Finite Element simulations with the constitutive model of hypoplasticity in order to better understand the settlement mechanism within the ballasted track due to train passages.
The predominant influencing parameters can be identified; track irregularities, load level, vibrations, subgrade stiffness and ballast degradation.

The influencing factors „load level“ and „vibrations“ are assessed by existing and extended short-term dynamic models of vehicle-track-interaction in the frequency and time domain.

Finally a qualitative, long-term dynamic settlement prediction on the development of voids between sleeper and ballast is conducted taking the before mentioned influencing parameters into account. The proposed formula of a phenomenological settlement equation is based on an idea of *R. D. Fröhling*. The coupling between short-term and long-term dynamics with respect to the forming of voids due to ballast settlement is especially acknowledged. Due to missing measurement data the prediction model cannot yet be calibrated.

Ballast

Settlement

Voids

Hypoplasticity

Railway

Track

dynamics

DANKSAGUNG

Ich möchte an dieser Stelle die Gelegenheit nutzen, mich bei all denjenigen zu bedanken, die mit ihrer Unterstützung zum Gelingen dieser Arbeit beigetragen haben.

Mein besonderer Dank gilt meinem "Doktorvater" Herrn Prof. Dr.-Ing. Klaus Knothe, ohne dessen Inspiration und ausserordentliche Diskussionsbereitschaft diese Arbeit wohl nie zustande gekommen wäre.

Danken möchte ich auch Herrn Prof. Dr.-Ing. Werner Rücker, welcher mich als erster an das Thema "Schottersetzung" herangeführt hat und dem stellvertretend für die BAM (Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung) mein Dank für mehrere Jahre loyaler und finanzieller Unterstützung gilt.

Meinen TU-Kollegen Ulf Gerstberger, Thomas Klimpel, André Theiler, Frank Bucher, Alexander Böhmer, Martin Ertz und Yongfang Wu danke ich für geduldige Unterstützung in Sachen Kurzzeitdynamik, ABAQUS, Unix, Linux und Windows NT.

Für zahlreiche Denkanstöße und die wertvollen Anregungen beim Korrekturlesen des Manuskriptes bin ich meinem BAM-Kollegen Dipl.-Ing. Matthias Baeßler verbunden.

Ich bedanke mich ausserdem bei Herrn Dipl.math.techn. Andreas Schünemann der Universität Karlsruhe, ohne dessen immerwährender und nicht selbstverständlicher Hilfsbereitschaft mir die Hypoplastizität wohl immer ein "Buch mit sieben Siegeln" geblieben wäre.

Allen Mitarbeitern meines alten "Zuhauses", des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Berlin, und insbesondere Herrn Prof. Dr.-Ing. Stavros Savidis bin ich für diverse Diskussionen, Anregungen aber auch manchmal dringend notwendige moralische Unterstützung dankbar.

Nicht vergessen möchte ich meinen BAM-Kollegen Herrn Dipl.-Ing. Fred Ziegler. Neben der ständigen Bereitschaft, mir in Sachen "Bildbearbeitung" behilflich zu sein, habe ich mir bei einer Tasse Tee im Nebenzimmer immer wieder neue Motivation abholen dürfen.

Ich möchte mich bei Dr.-Ing. Ulrich Holzlöhner für zahlreiche Diskussionen im Themenbereich Bodenmechanik bedanken.

Für die Bereitstellung der finanziellen Mittel als eine Grundlage der Anfertigung dieser Arbeit im Rahmen des Forschungsprojektes "Ermittlung der gleisseitigen Lebenszykluskosten" bin ich der Hermann- und Ellen - Klaproth - Stiftung der Deutschen Bahn AG sehr dankbar.

Ich danke dem "Berliner Programm zur Förderung der Chancengleichheit für Frauen in Forschung und Lehre" der Humboldt-Universität zu Berlin für die Förderung durch ein Abschlussstipendium.

Ich fühle mich meinem Freund Marc Oliver sehr verbunden, ist er doch ein weites Stück meines Werdegangs als Bauingenieurin mitgegangen und zeigt mir auch heute noch immer, dass er an mich "glaubt".

Meinen Eltern und da insbesondere meinem "Bauingenieur-Vorbild" Prof. Dr.-Ing. Helmut Kramer, seines Zeichens Stiefvater, kann ich gar nicht genug danken für alles, was sie für mich getan haben.

Abschließend gilt mein größter Dank meinem „Neu-Ehegatten“ Thomas. Er ist mir in Sachen "Promotion" immer ein erstes Vorbild und in dieser Eigenschaft wertvollster Berater gewesen.

INHALTSVERZEICHNIS

Abkürzungsverzeichnis 8
1 Einleitung 12
2 Setzungsverhalten von Bahnschotter 15
2.1 Material 15
2.2 Verformungsverhalten des Bodenelements 16
2.2.1 Experimentelle Bodenelementversuche 16
2.2.2 Kontinuumsmechanische Modellierung 22
2.3 Verformungsverhalten der Schotterschicht 31
2.3.1 Funktion des Schotterbetts 31
2.3.2 Laborversuche 32
2.3.3 Messungen am Schottergleis 39
2.3.4 Numerische Simulationen 44
2.4 Einflussfaktoren der Schottersetzung 52
2.4.1 Inhomogenitäten im Schottergleis 52
2.4.2 Belastungsniveau 53
2.4.3 Erschütterungen 57
2.4.4 Untergrundsteifigkeit 62
2.4.5 Schotterverschmutzung 63
2.4.6 Szenario: Hohllage 64
2.4.7 Szenario: keine Hohllage 65
2.5 Setzungsmechanismen - Zusammenfassung 66
3 Erfassung von Schotterbeanspruchung durch Hohllagen 68
3.1 Einleitung 68
3.2 Nichtlinearitäten im System 70
3.2.1 Balkenmodell 71
3.2.2 Stoffgesetz 73
3.2.3 Effektive Störungsamplitude 74
3.3 Gleis- und Fahrzeugmodell 77
3.4 Bewegungsgleichungen 84
3.5 Dynamische Radlasten 85
3.6 Vertikalspannungen im Schotterbett 87
3.7 Schwellenbeschleunigungen 93
4 Vorhersage von Hohllagenentwicklung 97

4.1 Phänomenologische Setzungsformeln in der Literatur 97
4.2 Modifizierte Setzungsformel für individuelle Hohllagenentwicklung 106
4.3 Qualitative Prognose der Hohllagenentwicklung 110
4.3.1 Einfluss Fahrgeschwindigkeit 111
4.3.2 Einfluss von Spannung und Beschleunigung 112
4.3.3 Einfluss Wellenlänge 115
4.3.4 Einfluss maximale Hohllagenamplitude 117
4.3.5 Stochastische Hohllagenverteilung 119
5 Zusammenfassung und Ausblick 121
Literaturverzeichnis 125
Veröffentlichungen 130

ABKÜRZUNGSVERZEICHNIS

Symbol	Einheit	Bedeutung
A	[-]	logarithmische Setzungsrate nach [Hz78]
A_e	[kN]	äquivalente Achslast nach [She84]
C_N	[-]	Faktor der phänomenologischen Setzungsformel
D		Tensor der Deformationsrate
EI	[kN/m^2]	Biegesteifigkeit der Schiene
H_{00}	[m/N]	Eingangsnachgiebigkeit des Gleises
$\mathbf{H}_v$		Rezeptanzmatrix des Fahrzeugs
I_σ	[-]	Einflussfaktor Vertikalspannung
I_{dyn}	[-]	Dynamik-Einflussfaktor
I_{entl}	[-]	Einflussfaktor Entlastungsgrad
I_{deg}	[-]	Einflussfaktor Schotterverschmutzung
I_{Esub}	[-]	Einflussfaktor Untergrundsteifigkeit
K_1	[kN/m^2]	Konstante, abh. von Strecke nach [Frö97]
K_2	[1/m]	Konstante, abh. von Strecke nach [Frö97]
K_3	[-]	Konstante nach [Frö97]
$\mathbf{K}_r$		Steifigkeitsmatrix aus Schienenanteilen
K_s	[-]	Faktor Untergrund und Schwellenform nach [She84]
L	[m]	Wellenlänge der periodischen Hohllagenverteilung
L	[m]	Abstand Nulldurchgänge d. Biegelinie nach [Win67]
L	[-]	Faktor der Schienenbeschaffenheit nach [Sat95]
L	[m]	Anhebung des Gleises nach [She84]
L		konstitutiver Tensor vierter Stufe nach [Gud96]
M	[-]	Strukturfaktor nach [Sat95]
M		Steifigkeitstensor vierter Stufe nach [NiH97]
N	[-]	Lastspielzahl, Anzahl der Überrollungen
N_0	[-]	Lastspielzahl in Vorbetriebsphase
N_i	[-]	Anzahl Überrollungen von FZ i nach [She84]
N		konstitutiver Tensor zweiter Stufe nach [Gud96]
P	[-]	Qualität des Untergrunds nach [Sat95]
ΔP	[kN]	periodische Belastung (zykl. oder dyn.)
P_o	[kPa]	Druckmaximum nach [Aug02]
P_u	[kPa]	Druckminimum nach [Aug02]
P_{dyn}	[kN]	berechnete, dyn. Radlast nach [Frö97]
P_{ref}	[kN]	Referenzlast nach [Frö97]
Q	[kN]	Vertikalkraft zwischen Rad und Schiene
Q_0	[kN]	statische Achslast

ΔQ	[kN]	Amplitude der dynamische Radlast
R	[-]	intergranulare Konstante nach [NiH97]
R	[kN]	Kraft in Zwischenlage nach [KnY01]
S	[kN]	Kraft auf den Schotter
S	[mm]	mittl. Zuwachs der Irregularitäten nach [Sat95]
S	[cm]	bleibende Setzung nach [Hz78] und [She84]
$\mathring{\mathbf{T}}$		objektive Spannungsrate
T	[-]	Leistungstonnen nach [Sat95]
V	[km/h]	Fahrgeschwindigkeit nach [Sat95]
a_t	[m/s^2]	Schwellenbeschleunigung
b	[m]	Radsatzabstand
c	[N/m]	Federkonstante nach [KnW99]
c_p	[Ns/m]	Primärdämpfung des Schienenfahrzeugs
c_s	[m/s]	Scherwellengeschwindigkeit
c_s	[Ns/m]	Sekundärdämpfung des Schienenfahrzeugs
d	[Ns/m]	Dämpfungskonstante nach [KnW99]
e_0	[-]	Porenzahl
e_{c0}	[-]	kritische Porenzahl nach [Her97]
e_{d0}	[-]	Porenzahl bei dichtester Lagerung nach [Her97]
e_{i0}	[-]	Porenzahl bei lockerster Lagerung nach [Her97]
e_x	[m]	Drehgestellabstand
f	[Hz]	Frequenz
h_2	[mm]	seitliche Kornumlagerung nach [Bae02]
h_s	[MN/m^2]	Granulathärte
j	[-]	Index für Stützpunkte
k	[-]	Index für Last- bzw. Iterationsschritte
k_{2mi}	[kN/m]	gemess. Steifigkeit an Schwelle i nach [Frö97]
k_b	[kN/m^2]	Steifigkeit der Schotterschicht
k_{ges}	[kN/m^2]	$= k_p + k_b + k_{sub}$
k_p	[kN/m^2]	Steifigkeit der Zwischenlage
k_p	[N/m]	Primärsteifigkeit des Schienenfahrzeugs
$k_{p,eq}$	[kN/m^2]	äquivalente Steifigkeit der Zwischenlage n. [KnY01]
k'_p	[kN/m^2]	Speichermodul der Zwischenlage
k''_p	[kN/m^2]	Verlustmodul der Zwischenlage
k_s	[N/m]	Sekundärsteifigkeit des Schienenfahrzeugs
k_s	[kN/m^3]	Bettungssteifigkeit des Unterbaus nach [Gud98]
k_{sub}	[kN/m^2]	Steifigkeit des Untergrunds
l_e	[m]	bevorzugte Wellenlänge nach [Gud98]

m	[kg]	Masse
m_{bo}	[kg]	Masse des Drehgestells
m_{cb}	[kg]	Masse des Wagenkastens
m_d	[kg]	unabgefederte Masse des FZ nach [Gud98]
m_R	[-]	intergranularer Steifigkeitsfaktor nach [NiH97]
m_T	[-]	intergranularer Steifigkeitsfaktor nach [NiH97]
m_w	[kg]	Masse des Radsatzes
n	[-]	hypoplastischer Exponent nach [Her97]
n	[-]	Porenzahl nach ORE, Frage D71
n	[-]	Anzahl der Lastspiele nach Vorbelastung n. [Hz78]
n_a	[-]	dynamische Vorbelastungszahl nach [Hz78]
p	[kN/m^2]	$= (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) / 3$
q	[kN/m^2]	$= \sigma_1 - \sigma_2$
q_r	[kN/m]	Eigengewicht der Schiene
t	[s]	Zeit
u	[m]	Gleis-Höhenlage nach [Schü02]
u	[m]	Zusammendrückung der Zwischenlage nach [KnY01]
v	[km/h]	Fahrgeschwindigkeit
v_b	[mm]	$= w_r - z_j$
w	[-]	Exponent, abhängig von Strecke nach [Frö97]
w	[mm]	Verschiebung in vertikaler Richtung
w	[mm]	Setzung nach [Bae02]
w_{bo}	[m]	vertikale Verschiebung des Drehgestells
w_{cb}	[m]	vertikale Verschiebung des Wagenkastens
w_r	[mm]	vertikale Verschiebung der Schiene
w_w	[mm]	vertikale Verschiebung des Rades
x	[-]	Achsenbezeichnung in Gleislängsrichtung
z_0	[mm]	max. Anfangs-Hohllagenamplitude
z_{i0}	[mm]	Anfangs-Hohllage an Schwelle i
z_{iN}	[mm]	Hohllage an Schwelle i nach N Zyklen
z_{eff}	[mm]	effektive Größe einer Hohllage
z_j	[mm]	Hohllage an Stützpunkt j
Δ	[-]	Inkrement
Θ_{bo}	[kgm^2]	Massenträgheitsmoment des Drehgestells
Θ_{cb}	[kgm^2]	Massenträgheitsmoment des Wagenkastens
Θ_{yy}	[kgm^2]	Massenträgheitsmoment um die Gleisquerachse
Ω	[rad/s]	Erregungskreisfrequenz

α	[-]	hypoplastischer Exponent nach [Her97]
β	[-]	hypoplastischer Exponent nach [Her97]
β	[-]	Verlustwinkel der Zwischenlage
α,β	[-]	Konstanten nach [Gue99]
β	[-]	Phase
β	[N/m^2]	Bettungssteifigkeit nach [Win67]
β_r	[-]	intergranularer Exponent nach [NiH97]
χ	[-]	intergranularer Exponent nach [NiH97]
ε_1	[-]	Axialdehnung bzw. Dehnung nach 1. Zyklus
ε_N	[-]	Dehnung N. Zyklus
ε_{Ni}	[mm]	Setzung nach N. Zyklus an Schwelle i nach [Frö97]
ε_v	[-]	Volumendehnung
γ	[-]	Scherdehnungsamplitude
η	[-]	Spannungsverhältnis = q / p
η	[-]	= tan β; Verlustfaktor der Zwischenlage
φ_{cb}	[-]	Drehung des Wagenkastens um Querachse
φ_{bo}	[-]	Drehung des Drehgestells um Querachse
φ_c	[-]	kritischer Reibungswinkel nach [Her97]
σ_1	[kN/m^2]	Vertikalspannung bzw. Axialspannung
σ_2	[kN/m^2]	Horizontalspannung in Gleisquerrichtung bzw. Seitendruck
σ_3	[kN/m^2]	Horizontalspannung in Gleislängsrichtung
σ_b	[kN/m^2]	Vertikalspannung im Schotter
σ_{be}	[kN/m^2]	äquivalente vertikale Schotterspg nach [She84]
σ_{bi}	[kN/m^2]	vertikale Schotterspg aufgrund v. FZ i nach [She84]
τ	[mm]	Setzung nach [Gue99]

1 EINLEITUNG

Im Hochgeschwindigkeitsverkehr (HGV) der Deutschen Bahn AG (DB) ist der Bahnschotter als eine Komponente des Schottergleises erheblichen dynamischen Beanspruchungen ausgesetzt. Dabei werden die Lasten aus Zugüberrollungen über die Schienen und Schwellen in die Schotterschicht eingeleitet. Durch die lastverteilende Funktion des Schotterbetts wird die Beanspruchung des darunter liegenden Untergrunds reduziert.
Mit der erhöhten Belastung des Schotters auf Schnellfahrstrecken steigt die Wahrscheinlichkeit für das Anwachsen von unregelmäßigen Schottersetzungen, welche zu einer Hohllagenbildung führen (vgl. Abb. 1-1). Durch ein gleichmäßiges Auftreten von Setzungen entstehen dagegen keinerlei Beeinträchtigungen im Schienenverkehr, da sich das Gleis in diesem Fall lediglich einheitlich absenkt. Setzungen bzw. plastische Verformungen sind die Folge von Verdichtung, Kornumlagerungen und Kornschädigung der Schotterpartikel.
Durch ein verstärktes Hohllagenwachstum entstehen erhöhte Instandhaltungs- bzw. Lebenszykluskosten und eine Verschlechterung des Fahrkomforts, an den grundsätzlich hohe Ansprüche gestellt werden.

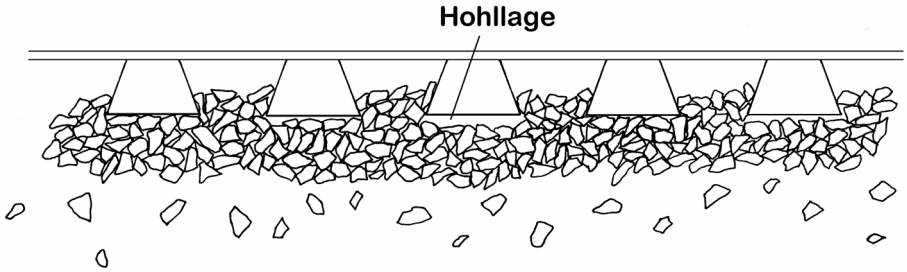


Abb. 1-1: Hohllagen auf Schottergleisen

Der Bahnschotter ist ein sehr grobkörniges Material, so dass eine ca. 30 cm dicke Schotterschicht nur aus wenigen Kornlagen besteht. Aus diesem Grund ist es praktisch unmöglich, ein vollkommen homogenes Schotterbett herzustellen. Es muss daher davon ausgegangen werden, dass sich schon kurz nach Inbetriebnahme eines Schottergleises und somit nach nur wenigen Zugüberfahrten eine spezifische Hohllagenverteilung einstellt. Die Zunahme der unregelmäßigen Schottersetzungen und somit das Hohllagenwachstum während des Betriebes hängt maßgeblich von der Größe der gleis- oder fahrzeugseitigen Störungen (Hohllagen, Schienenriffeln oder Radunrundheiten), der Steifigkeit des Untergrunds, den Materialeigenschaften und der Lagerungsdichte des Schotters sowie der Herstellungsqualität der Schotterfahrbahn ab.

Ziel dieser Arbeit ist es, genauere Wirkungsmodelle zur Beschreibung des Schottersetzungsverhaltens zu erarbeiten, um eine Prognose zur Hohllagenentwicklung auf Schotterfahrbahnen insbesondere auf den Schnellfahrstrecken der DB zu ermöglichen.
Zunächst wurde mittels eines Finite-Elemente-Modells sowie anhand von Untersuchungsergebnissen aus der Literatur das Setzungsverhalten des Schotters aufgrund von Überrollungen von Schienenfahrzeugen (siehe Kapitel 2) analysiert. Das prinzipielle Verformungsverhalten kann mit Hilfe von Bodenelementversuchen untersucht werden. Dagegen muss das Systemverhalten des Schottermaterials innerhalb einer Schotterschicht unter einem Gleisrost und oberhalb eines mehr oder weniger gewachsenen Untergrunds in gleichartigen Laborversuchen oder anhand von insitu Messungen studiert werden. Weiterhin werden Möglichkeiten der kontinuumsmechanischen Modellierung des Verformungsverhaltens von Bahnschotter im Elementversuch sowie als eine Systemkomponente des Schottergleises aufgrund verschiedenartiger Belastung aufgezeigt und getestet sowie verschiedene andere Methoden der numerischen Simulation vorgestellt. Zusammenfassend sind die dabei heraus gearbeiteten maßgeblichen Einflussfaktoren

- Inhomogenitäten im Schottergleis (Abschnitt 2.4.1),
- Belastungsniveau (Abschnitt 2.4.2),
- Erschütterungen (Abschnitt 2.4.3),
- Untergrundsteifigkeit (Abschnitt 2.4.4) und
- Schotterverschmutzung (Abschnitt 2.4.5)

der Schottersetzung beschrieben.
In Kapitel 3 werden die Ergebnisse der numerischen Simulationen zur Erfassung der kurzzeitdynamischen Beanspruchung des Schotters aufgrund von Zugüberfahrten sowohl im Frequenz- als auch im Zeitbereich angegeben, wobei zunächst eine quasiperiodische Hohllagenverteilung als Anregung des Fahrzeug-Schottergleis-Systems dient. Diese Annahme basiert auf Beobachtungen, dass Hohllagen sich oftmals in regelmäßigen Schwellenabständen voneinander entwickeln. Es ist davon auszugehen, dass die sich einstellende Wellenlänge der Hohllagenverteilung eine Systemgröße ist, welche von Irregularitäten im Schottergleis und am Rad des Schienenfahrzeugs sowie von der Fahrgeschwindigkeit abhängen kann. Die Einflüsse verschiedener Systemparameter wie die maximale Hohllagenamplitude, die Untergrundsteifigkeit und der Fahrzeug- oder Schwellentyp werden untersucht.
Die berechneten kurzzeitdynamischen Einflussfaktoren "Vertikalspannung" als Maß für das Belastungsniveau und "Schwellenbeschleunigung" als Maß für die Erschütterungen finden Eingang in eine langzeitdynamische Setzungsprognose, welche in Kapitel 4.2 beschrieben wird. Die Entwicklung einer gegebenen periodischen und

zuletzt auch stochastischen Hohllagenverteilung wird beispielhaft für verschiedene Wellenlängen, maximale Hohllagenamplituden, Fahrgeschwindigkeiten und Fahrzeugtypen angegeben (siehe Kapitel 4.3). Dabei zeigt sich, dass die Gewichtung der in das Schotterbett übertragenen Erschütterungen und des allgemeinen Belastungsniveaus, welche maßgeblich von der Existenz einer Hohllage unterhalb einer betrachteten Schwelle beeinflusst werden, eine entscheidende Rolle spielt.
Abschließend wird in Abschnitt 4.3.5 diskutiert, welche Auswirkungen eine zwischenzeitliche Berücksichtigung des während des Zugbetriebes modifizierten Hohllagenprofils bei der kurzzeitdynamischen Berechnung der Einflussfaktoren haben kann. Dieses Rückkopplung zwischen Kurzzeit- und Langzeitdynamik wird im Flußdiagramm in Abb. 1-2 verdeutlicht. Das Prognosemodell kann auch als „dynamische Setzungsprognose“ bezeichnet werden.

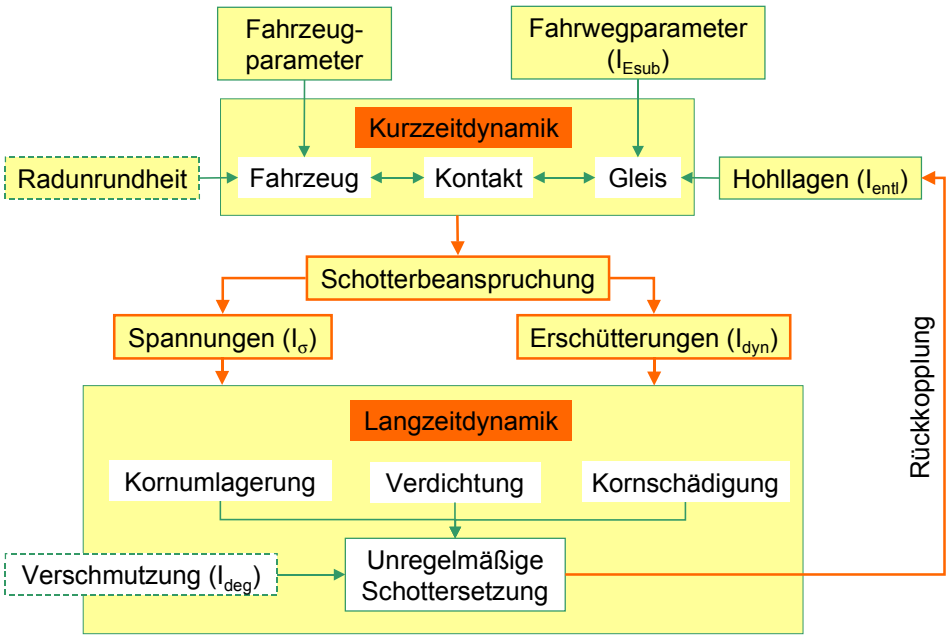


Abb. 1-2: „Dynamische Setzungsprognose“: Kopplung zwischen Kurz- und Langzeitdynamik

2 SETZUNGSVERHALTEN VON BAHNSCHOTTER

2.1 MATERIAL

Der Bahnschotter ist aufgrund seiner Grobkörnigkeit in die Klasse der granularen Materialien einzuordnen. Er setzt sich aus unregelmäßig geformten, scharfkantigen, keilförmigen und kubischen Körnern (siehe Abb. 2-1) zusammen, welche aus hartem Gestein wie zum Beispiel Basalt, Granit oder Diabas durch Brechen gewonnen werden. Die geometrischen Anforderungen an die Schotterkörner sind in der Vornorm DIN EN 13450 formuliert. Der größte Durchmesser der Körner liegt gemäß den Richtlinien der DB AG zwischen 22,4 mm und 63 mm. Physikalisch sollen die Partikel einen möglichst hohen Widerstand gegen Zertrümmerung aufgrund hoher Korn-zu-Korn-Spannungen aufweisen. Diese Widerstandsfähigkeit läßt sich zum Beispiel mit dem Los Angeles Abrasion (LAA) Test [SeB90] ermitteln. Weiterhin ist eine Unempfindlichkeit gegenüber Abrieb bei wiederkehrender Bewegung der Körner gegeneinander gefordert. Die Klassifizierung verschiedener Schottermaterialien kann in dieser Hinsicht mit Hilfe des Mill Abrasion (MA) Tests [SeB90] erfolgen.

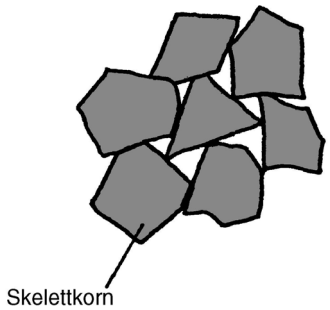


Abb. 2-1: Kornstruktur von Neuschotter [Gul96]

Je gleichförmiger die Korngrößenverteilung ist, desto größer wird der Porenanteil und die Elastizität, das heisst gleichermaßen eine Herabsetzung der Scherfestigkeit des Gefüges. Die Partikelgröße hat bei vergleichbarem Porenanteil laut Selig und Roner keinen Einfluss auf die Scherfestigkeit. Die notwendige Elastizität führt bei wiederholter Belastung allerdings zu größeren bleibenden Verformungen. Durch die Kantigkeit der Partikel sind diese in hohem Maße miteinander verzahnt, was trotz der notwendigen elastischen Eigenschaften genügend Stabilität in vertikale und laterale Richtung bietet. Die kantige Form der Körner führt jedoch auch zu verstärkter Abrasion sowie Kornbruch (vgl. Selig und Roner [SeR87]).

Die zuvor beschriebenen Eigenschaften unterstreichen, dass Schotter ein granulares Material darstellt. Dieses zeichnet sich vor allem dadurch aus, dass die Körner so groß sind, dass das physikalische Verhalten des Bodens durch die Reibung zwischen den Körnern und weniger wie bei bindigen Böden durch vorhandene Oberflächenkräfte (Kohäsion) bestimmt wird.
Die Einbaudichte des Schottermaterials im Gleis spielt für die Stabilität und die Größe der auftretenden Setzungen eine entscheidende Rolle. Es mag daher verwundern, dass in der Literatur keine Angaben über eine Mindesteinbaudichte zu finden sind. Auf den zweiten Blick ist dies jedoch verständlich, da die Dichte der Schotterschicht bisher nur unter Hinnahme großer Ungenauigkeiten bestimmt werden kann [SuE94]. Man muss sich daher damit begnügen, bei Einbau des Schotters Maßnahmen zu ergreifen, welche zu einer bestmöglichen Verdichtung führen. Dazu gehören zum Beispiel der Einsatz von Vibrationswalzen zur Grundverdichtung, eines dynamischen Gleisstabilisators zur Nachverdichtung bzw. von Stopfmaschinen zur Gleishöhenregulierung. Gaskin, Powell und Raymond [GPR78] fanden heraus, dass sich die maximal erzielbaren Dichten bei Beschleunigungen zwischen 1g und 2g einstellen und ca. 15% oberhalb der minimalen Einbaudichte liegen.

Zusammenfassend muss festgestellt werden, dass allein die granulometrische Betrachtung der Schotterkörner keine ausreichende Aussage über das Verformungsverhalten des Schottergefüges ermöglicht. Vielmehr sind der Grad der Verzahnung, die Lagerungsdichte bzw. der Porenanteil, das Spannungsniveau sowie die Spannungsrichtung zu berücksichtigen, wenn Eigenschaften wie zum Beispiel Reibungswinkel, Scherfestigkeit und Steifigkeit eines granularen Materials wie Bahnschotter benannt werden sollen.

2.2 VERFORMUNGSVERHALTEN DES BODENELEMENTS

2.2.1 EXPERIMENTELLE BODENELEMENTVERSUCHE

Zur Beschreibung des Verformungsverhaltens eines Schotter-Bodenelements wird hier zwischen zwei Arten der Belastung unterschieden. Zunächst soll das Verhalten von Schotter unter monotoner Druckbelastung untersucht werden. Für granulare Materialien wie Schotter steht die Festigkeit stets in Zusammenhang mit dem Seitendruck, was anhand von Triaxialversuchen belegt werden kann. Abb. 2-2 zeigt Ergebnisse von Triaxialversuchen mit Sand und macht deutlich, dass die maximale Scherfestigkeit bzw. Deviatorspannung (σ_1 - σ_2) mit zunehmendem Seitendruck σ_2

(von 50 kPa auf 1000 kPa) ansteigt[1]. σ_1 ist die Axialspannung im Triaxialversuch. Man kann außerdem feststellen, dass das für granulare Materialien typische dilatante Verhalten der Bodenprobe (material softening) nach Erreichen des Grenzzustandes mit ansteigendem Seitendruck zunehmend unterdrückt wird, indem sich in der Spannungs-Dehnungs-Kurve der Peak zurückbildet und die Volumendehnungs-Kurve weniger stark ansteigt.

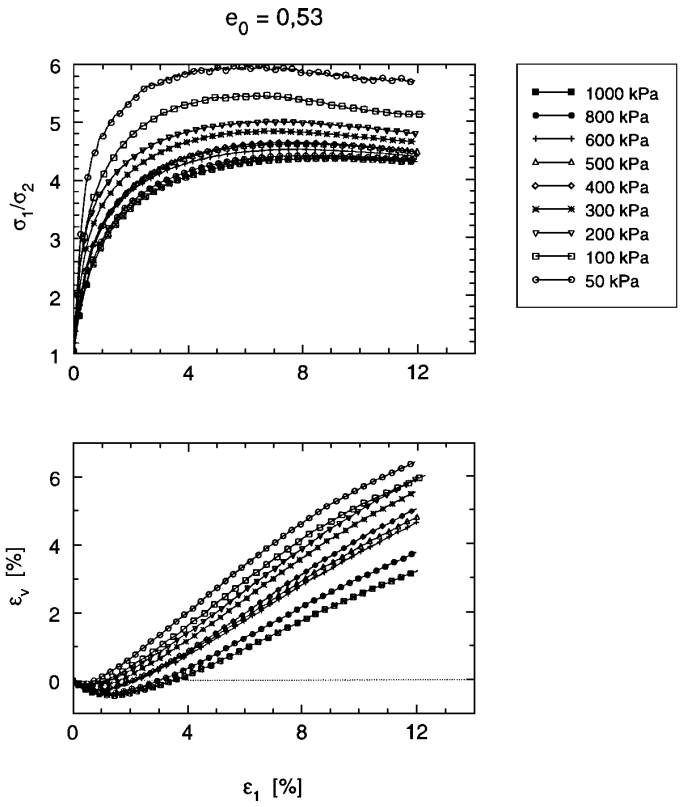


Abb. 2-2: Spannungsverhältnis σ_1/σ_2 und Volumendehnung ε_v in Abhängigkeit der Axialdehnung ε_1 bei verschiedenen Seitendrücken σ_2 am Beispiel von Sand [Kol00]

Gemäß der Ergebnisse der Triaxialversuche von Hettler [Het87] verhält sich der Schotter etwas anders. Die Versuchsdurchführung wird in Kapitel 4.1 beschrieben und die Versuchsergebnisse in Abschnitt 2.2.2 diskutiert. Das dilatante Verhalten aufgrund von Scherverformungen kann zwar in den ε_v-ε-Kurven (siehe Abb. 2-17 c) wieder gefunden werden, die σ-ε-Kurven (siehe Abb. 2-17 a) jedoch bilden keinen erkennbaren Peak aus. Die klassische Bodenmechanik kann dieses Verhalten nicht beschreiben. Es stellt sich also die Frage, ob die von Hettler gefundenen Ergebnisse eine Folge der sich während der Versuche ändernden bodenmechanischen Eigenschaften des Schottergefüges durch Abrasion und Kornzertrümmerung sind.

[1] Das Spannungsverhältnis σ_1/σ_2 im Diagramm der Abb. 2-2 nimmt mit zunehmendem Seitendruck ab, ist somit umgekehrt proportional zu der Deviatorspannung σ_1 - σ_2.

Im Bahnbetrieb ist der Schotter jedoch weniger einer monoton ansteigenden Druckbelastung als einer zyklischen Belastung bei teilweiser oder vollständiger Entlastung ausgesetzt. Hettler [Het87] und Shenton [She78] führten daher zyklische Triaxialversuche mit Schotter durch. Die Kurven von Shenton in Abb. 2-3 zeigen die für granulare Materialien signifikante Setzung nach dem ersten Lastzyklus und den Zuwachs der bleibenden Dehnung. Dieser kann als Funktion des Logarithmus der Lastspielzahl N ausgedrückt werden, wie es auch schon Holzlöhner [Hz78] bei zyklisch belasteten Fundamenten auf Sand beobachtete. Die bei Be- und Entlastung auftretende Hysterese bildet sich nicht nur aufgrund von Energiedissipation im Schottergefüge – entsprechend der Reibung zwischen den Partikeln – aus, sondern ist auch Folge der Tatsache, dass bei Spannungsumkehr die ohnehin druckabhängige Steifigkeit des Schotters drastisch ansteigt.

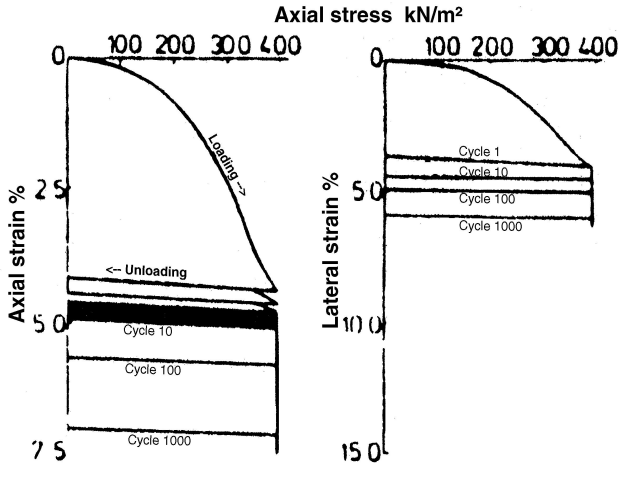


Abb. 2-3: Spannungs-Dehnungs-Verhalten von Bahnschotter im zyklischen Triaxialversuch [She78]

Bei der Betrachtung des Versuchsergebnisses von Hettler in Abb. 2-4 wird deutlich, dass die Hysterese immer kleiner und steiler wird; das Material verhält sich somit zunehmend steifer während sich die Materialdämpfung verringert.

Shenton stellte weiterhin fest, dass lediglich die Erstsetzung von der ursprünglichen Lagerungsdichte des Schotters abhängt, hingegen die daran anschließenden Setzungen hauptsächlich von der jüngsten Belastungsgeschichte und der Anordnung der Körner beeinflusst werden.

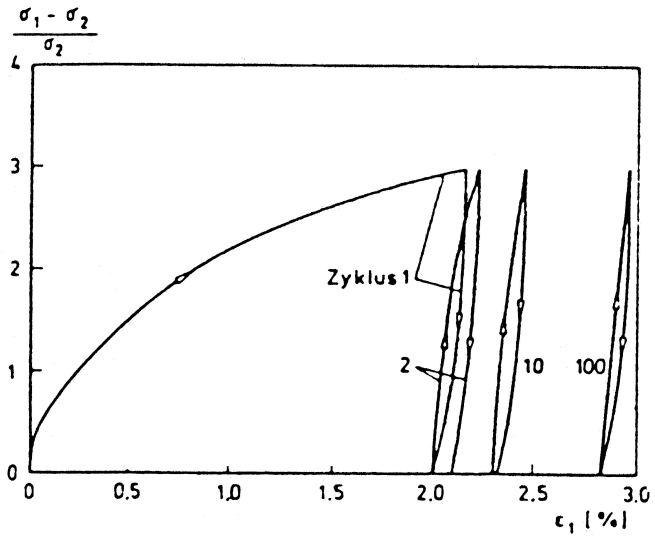


Abb. 2-4: Zyklisches Spannungs-Dehnungs-Verhalten von Schotter [Het87]

In Abb. 2-5 zeigt Guldenfels [Gul96], dass sich bei zyklischen Triaxialversuchen die Belastungskurve im σ-ε-Diagramm von einer konvexen zu einer konkaven Form wandelt. Eine konvexe Form stellt sich typischerweise für ein Granulat ein, welches ohne Vorbelastung bis zum Bruch belastet wird. Konkav wird die Kurve dann, wenn das granulare Material durch eine (zyklische) Wechselbelastung stabilisiert worden ist. Bei Schotter erfolgt die Stabilisierung üblicherweise durch den wachsenden Grad der Verzahnung, in dem die Körner ihre optimale Lage zueinander finden. Im unbelasteten Zustand wird man dann einen Eigenspannungszustand vorfinden. Steigert man nach N Zyklen die Deviatorspannung, so bildet sich wiederum eine konvexe Kurvenform aus, was darauf hinweist, dass sich der Schotter durch erneute Kornumlagerungen abermals wie ein unvorbelastetes Material verhält, die Erinnerung an die vorangegangene Belastungsgeschichte somit ausgelöscht wird.
Triaxialversuche von Stewart [Ste86] bestätigen dies, indem gezeigt wurde, dass bei der Steigerung der Deviatorspannung oberhalb aller vorangegangenen Werte die bleibenden Deformationen wieder ansteigen.

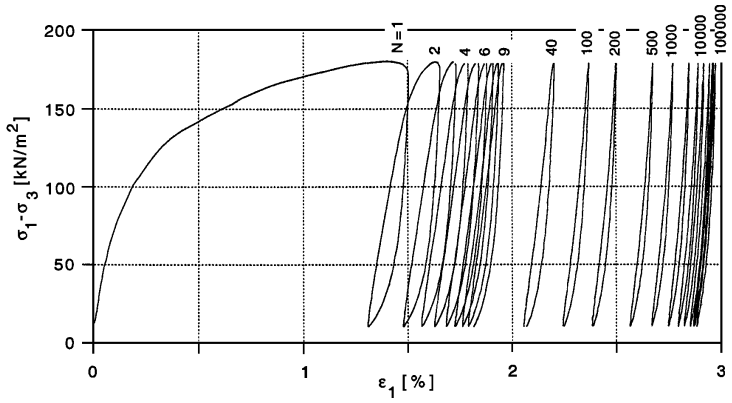


Abb. 2-5: Stabilisierung des granularen Materials nach N Lastzyklen [Gul96]

Mit dem Grad der Verschmutzung (zur Definition vgl. Kapitel 2.4.5) flacht die Hysterese bei zyklischer Belastung zunehmend ab und vergrößert sich gleichzeitig. Als Folge von äußeren Einflüssen sowie besonders von Stopfarbeiten werden die Poren durch feinkörnigeres Material ausgefüllt. Es entstehen dabei weit mehr Korn-zu-Korn-Kontaktpunkte (siehe Abb. 2-47), die den ursprünglich hohen Kontaktdruck zwischen den Schotterpartikeln vermindern und somit den Weg für weitere Kornumlagerungen in vertikale und laterale Richtung freimachen.

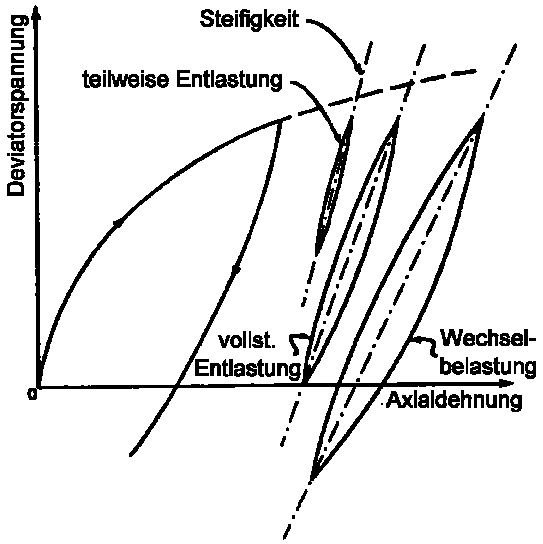


Abb. 2-6: Abnahme der Steifigkeit in Abhängigkeit des Entlastungsgrads im Triaxialversuch nach [SeW94]

Selig und Waters [SeW94] erwähnen Triaxialversuche, in denen bei zyklischer Belastung entweder teilweise oder vollständig entlastet wurde (vgl. Abb. 2-6). In letzterem Fall flachte sich die Hysterese ab, das heißt, dass ein Steifigkeitsabfall zu verzeichnen war. Weiterhin werden Ergebnisse präsentiert (siehe Abb. 2-7), die einen deutlichen Anstieg plastischer Deformationen mit anwachsender Deviator-spannung in der Triaxialprobe zeigen. Zusätzlich konnten Selig und Waters nachweisen, dass sich die plastischen Deformationen mit ansteigender Probendichte verringern.

Den Einfluss der Schotterqualität hat auch Klugar [Klu65] untersucht, indem er Schotterproben mit unterschiedlichem Anteil an Feinmaterial in einer Art groß-maßstäblichem Oedometerversuch belastete. In diesem Versuchstyp wurde die Probe in einen Metallring eingebaut, so dass ein seitliches Ausweichen des Materials unmöglich war. Klugar analysierte das Druck-Setzungs-Verhalten bei zyklischer Belastung in Abhängigkeit von Lagerungsdichte, Belastungstyp und Kornverteilung. Mit ansteigender Dichte nahm die bleibende Zusammendrückung erwartungsgemäß ab, hingegen sie sich mit wachsendem Anteil an Feinstkorn erhöhte. Im Vergleich zu

einer vollständigen, zwischenzeitlichen Entlastung stieg die Steifigkeit der Probe bei einer Teilentlastung und nachfolgender Wiederbelastung deutlich an.

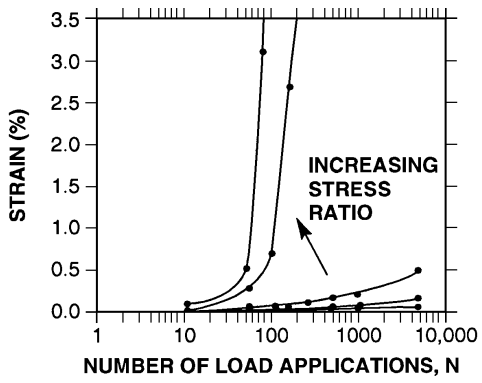


Abb. 2-7: Anstieg plastischer Deformationen bei Erhöhung der Deviatorspannung im Triaxialversuch [SeW94]

Um die dynamischen Eigenschaften des Schotters zu bestimmen, eignen sich Resonant Column (RC-) Versuche, welche zum Beispiel von Prange [Pra81] durchgeführt wurden. Dabei wurde eine zylindrische Bodenprobe zunächst unter Unterdruck gesetzt, um einen isotropen Druck auf die Probe zu erzeugen und diese somit zu stabilisieren. Während das untere Ende fixiert war, wurde auf das obere Ende des Zylinders eine Torsionsanregung aufgebracht. Gemessen wurde dabei das Eingangs- und Ausgangssignal (Tangentialbeschleunigung, -kraft). Nachdem die Resonanzfrequenz bestimmt worden ist, gibt Prange eine Abschätzformel an, mit der der Dämpfungsgrad (nicht identisch mit dem Lehrschen Dämpfungsmaß des Ein-Massen-Schwingers) berechnet werden kann. Aus der Resonanzfrequenz in Verbindung mit Geräte- und Probendaten (Dichte der Bodenprobe) läßt sich die Scherwellengeschwindigkeit bzw. der Realteil des komplexen Schubmodul berechnen. Der Imaginärteil kann vom Dämpfungsgrad abgeleitet werden.
Für Scherdehnungsamplituden $\gamma \leq 10^{-6}$ ergibt sich ein Dämpfungsgrad von 1 - 2 % und ein maximaler Schubmodul, was darauf schließen läßt, dass sich die Probe in diesem Bereich elastisch verhält. Die Ergebnisse für den Schubmodul in Abhängigkeit der Porenzahl und des Innendrucks konnten mit empirischen Formeln, welche in der Literatur für kantigen Sand angegeben sind, gut reproduziert werden. Das läßt den Schluss zu, dass die Partikelgröße auf die Größe des dynamischen Schubmoduls keinen entscheidenden Einfluss zu haben scheint. Huber [Hub98] weist darauf hin, dass bei größeren Scherdehnungsamplituden nichtlineare Effekte ins Spiel kommen. So kann eine Verdichtung (Kontraktanz) bzw. eine Auflockerung (Dilatanz) bei Scherung – erkennbar an auftretenden Schwingungen in vertikaler Richtung – eine Ursache dafür sein. In diesem Fall tritt ein instationärer Schwin-

gungszustand ein, in dem die Eigenfrequenz und der Schubmodul mit wachsender Zyklenzahl abnimmt und die Dämpfung zunimmt. Daher kann hier für den Schubmodul kein konstanter Wert angegeben werden.

Kienzer [Kie85] führte dynamische Rahmenscherversuche durch, bei denen zwei Schotterproben durch einen horizontalen Stoß gegeneinander abgeschert wurden. Zunächst wurde die Scherfestigkeit, das heisst der innere Reibungswinkel des Materials, in Abhängigkeit der aufgebrachten Vertikallast untersucht. Dabei wurde die volle Scherfestigkeit erst bei Erreichen eines bestimmten Scherwegs (Maß für plastische Verformung) mobilisiert und blieb darüber hinaus konstant. Je größer die Vertikalspannung desto kleiner war der Reibungswinkel, jedoch reduzierte die Auflast gleichzeitig die plastischen Verformungen. Vergleicht man diese Ergebnisse mit denen eines monoton durchgeführten Rahmenscherversuchs, so stellt man fest, dass eine dynamische Belastung deutlich größere Scherwege bzw. plastische Verformungen produziert und die maximale Scherfestigkeit erst sehr viel später mobilisiert wird. Außerdem wurde beobachtet, dass viele kleine Stöße geringere Verformungen hervorrufen als einige große Stöße.

2.2.2 KONTINUUMSMECHANISCHE MODELLIERUNG

Huber [Hub98] folgerte aus durchgeführten Resonanzsäulenversuchen, dass das Spannungs-Dehnungs-Verhalten des Schotters bei kleinen Dehnungen in erster Näherung als linear elastisch bezeichnet werden kann, da sich hier die Partikel noch nicht irreversibel gegeneinander verschieben. Daher ist es in diesem Bereich noch zulässig, das Verformungsverhalten von Schotter kontinuumsmechanisch zu beschreiben. Im Bereich mittlerer Dehnungen stellt sich ein nichtlineares Verformungsverhalten ein. Ausserdem kann der Schotter aufgrund von nun auftretenden Kornbewegungen nicht mehr ohne weiteres als Kontinuum aufgefasst werden. So müßte er innerhalb einer nur ca. 30 cm starken Schicht diskret betrachtet werden, weil diese in der Höhe aus nur wenigen Kornlagen besteht und daher die Möglichkeit besteht, dass die Last diskontinuierlich über die Schicht abgetragen wird. Möglichkeiten der diskreten Beschreibung des Schotterverhaltens sind in Kapitel 2.3.4 beschrieben.

Bei granularen Materialien treten immer gleichzeitig elastische und plastische Deformationen unabhängig von der Belastungsintensität auf. Die Abhängigkeit der Steifigkeit eines Korngefüges vom Spannungszustand und der Richtung des Spannungspfades macht die inkrementelle Nichtlinearität des Materials aus.

Korngerüste erinnern sich nur an die jüngere Deformationsgeschichte, die Ältere geht durch Kornumlagerungen verloren. Dieses kann anhand von Spannungspfaden gezeigt werden. In Abb. 2-8 ist im zweidimensionalen Spannungsraum σ_1-σ_3 der proportionale Spannungspfad (bei ε_1:ε_2:ε_3 = konst) ausgehend vom spannungslosen Zustand aufgetragen. Zusätzlich wurde der anfangs gekrümmte Spannungspfad ausgehend von einem anderen Spannungszustand, welcher sich asymptotisch dem proportionalen Spannungspfad nähert, eingezeichnet. In dem Moment, wo sich beide Kurven treffen, ist das Erinnerungsvermögen des Granulats an die Vorgeschichte ausgelöscht. Dies wird SOM-Verhalten (Swept-out-of-Memory) genannt.

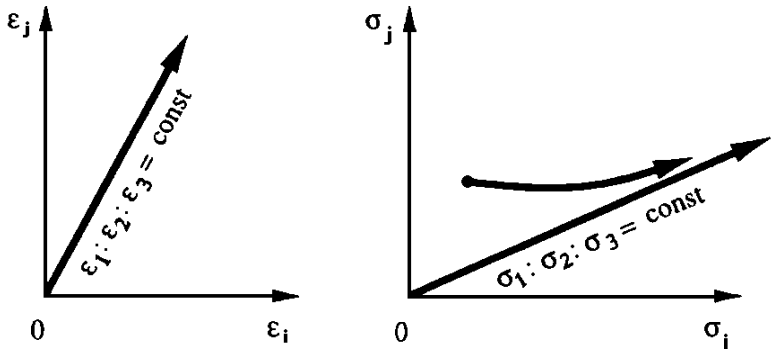


Abb. 2-8: SOM-Verhalten granularer Materialien [Kol00]

Eine zutreffende kontinuumsmechanische Modellierung dieses Stoffverhaltens kann mit Hilfe des hypoplastischen Gesetzes von Kolymbas [Kol88] bzw. in modifizierter Form von Bauer [Bau96] und Gudehus [Gud96] erfolgen. In diesem Gesetz wird den durch Kornumlagerungsprozesse entstehenden großen Formänderungen sowie dem reduzierten Erinnerungsvermögen granularer Stoffe an ihre Belastungsgeschichte Rechnung getragen. Granulometrische Veränderung wie Kornabrieb bzw. -bruch sind hier vorerst nicht berücksichtigt, können aber durch eine Modifizierung der hypoplastischen Stoffparameter mit einbezogen werden. Durch die Hinzunahme der intergranularen Dehnung – erarbeitet von Niemunis und Herle [NiH97] – kann die beobachtete Krümmung der Spannungspfade nach einer Spannungsumkehr noch besser abgebildet werden. Daher können Verformungszustände aufgrund zyklischer Belastungen so beschrieben werden, dass sich die inkrementellen Dehnungszuwächse nach jedem Lastzyklus verringern. Die intergranulare Dehnung beschreibt eine Art elastische Deformation zwischen den Körnern, bevor sich die Körner unter weiterer Belastung gegeneinander verschieben.

Entgegen herkömmlicher Formulierungen plastischer Stoffgesetze wird bei der Hypoplastizität auf eine Aufspaltung in elastische und plastische Deformationsanteile verzichtet, weil man davon ausgeht, dass die Trennung der Anteile Definitionssache ist und in der Realität insbesondere bei granularen Böden immer beide Anteile gleichzeitig auftreten. Das Stoffgesetz ist als inkrementelle, nichtlineare und tensorielle Gleichung formuliert. Die Steifigkeit bestimmt sich in Abhängigkeit der

vorhandenen Spannung und damit eines bestimmten Zustands und ist nicht als Materialkonstante zu werten. Aus der Tatsache, dass die momentane Steifigkeit bei Belastung des Korngefüges kleiner als bei Entlastung ist, ergeben sich plastische Verformungen. Die prinzipielle Formulierung der hypoplastischen Stoffgleichung ist in Gleichung 2-1 angegeben, wobei $\overset{\circ}{\mathbf{T}}$ die objektive Spannungsrate, **D** der Tensor der Deformationsrate und **N** und *L* konstitutive Tensoren zweiter bzw. vierter Stufe als Funktion von Spannung und Porenzahl darstellen. Im Tensor *M* vierter Stufe wird die Steifigkeit des Materials zusammengefasst. $\|\mathbf{D}\|$ ist die euklidische Norm des Tensors; sie berechnet sich zu $\mathbf{D} = \sqrt{D_{ij}D_{ij}}$. Die Multiplikation mit : bedeutet $L : \mathbf{D} = L_{ijkl}\, D_{kl}$.

$$\overset{\circ}{\mathbf{T}} = L : \mathbf{D} + \mathbf{N}\,\|\mathbf{D}\| = M : \mathbf{D} \tag{2-1}$$

Der erste Term ist linear, der Zweite nichtlinear in **D**. Treten keine plastischen Verformungen in Form von Kornumlagerungen auf, so reduziert sich die Gleichung 2-1 auf $\overset{\circ}{\mathbf{T}} = L : \mathbf{D}$, wobei in diesem Fall der Tensor *L* die momentane, inkrementelle Steifigkeit des Korngerüsts repräsentiert.

Für die anschließend dargestellten Simulationen wird eine Version der Hypoplastizität nach von Wolffersdorff [Wol96] genutzt. Die konkrete tensorielle Gleichung, welche in das Finite-Elemente-Programm ABAQUS implementiert ist, wird von Niemunis und Herle [NiH97] angegeben. Die erweiterte Version der Hypoplastizität mit intergranularer Dehnung beinhaltet 13 Stoffparameter, welche sich in 8 hypoplastische und 5 intergranulare Parameter aufteilen: Mit Hilfe der hypoplastischen Stoffparameter berechnet man die skalaren Faktoren f_b, f_d und f_e, die mit den Tensoren *L* und **N** multipliziert werden. Der kritische Reibungswinkel φ_c beschreibt den Reibungswinkel des Korngerüsts im kritischen Zustand, das heisst nach großer Scherverformung, wenn sich der Spannungs- und Volumendehnungszustand des Korngerüsts bei fortgesetzter Verformung nicht mehr ändert. Die einzige dimensionsbehaftete Größe h_s [MPa] beschreibt die Kompressibilität des Materials in Abhängigkeit der Kornverteilung, -größe, -härte und -form. Der Exponent n steht in direktem Verhältnis zu h_s, ist seinerseits von Kornverteilung und -größe abhängig und muss für einen bestimmten Druckbereich (Belastungsniveau des Materials) bestimmt werden. e_{d0} ist die Porenzahl bei dichtester Lagerung, e_{i0} bei lockerster Lagerung und e_{c0} die Porenzahl im kritischen Zustand. Der Exponent α definiert den Einfluss der Dichte auf den Peakreibungswinkel des Korngerüsts. Dies ist der Reibungswinkel, welcher sich bei maximaler Scherfestigkeit einstellt. Der Exponent β bewirkt, dass bei konstanter Dehnungsrate und konstanten mittlerem Druck die Spannungsrate mit zunehmender Dichte ansteigt. β kann erst nach der Ermittlung aller anderen zuvor genannten hypoplastischen Parameter bestimmt werden.

R ist der Parameter der intergranularen Dehnung und definiert den Dehnungsbereich, in dem nach Spannungsumkehr die inkrementelle Steifigkeit des Materials in etwa konstant bleibt. Im Stoffgesetz dient R als Schalter. Mit Hilfe der Faktoren m_T und m_R wird die Steifigkeit M bei neutraler Spannungsrate[2] bzw. bei Dehnungsumkehr gemäß der Gleichung 2-2 skaliert.

$$M = m_T\, L \qquad M = m_R\, L \tag{2-2}$$

Für den allgemeinen Fall geben Niemunis und Herle eine Interpolationsvorschrift zur Berechnung der Steifigkeit an, in der die Exponenten χ und β^r als zusätzliche Materialparameter auftauchen.

Tab. 2-1: Hypoplastische Stoffparameter für Karlsruhe-Sand [Her97]

φ_c (°)	h_s [MPa]	n	e_{d0}	e_{c0}	e_{i0}	α	β
30	5800	0,28	0,53	0,84	1,0	0,13	1,05

Zur Verifikation der hier durchgeführten nichtlinearen Finite-Elemente- (FE) Simulationen des Schotterverhaltens unter Einsatz der Hypoplastizität werden im Folgenden Rechenergebnisse monotoner Triaxialversuche mit Karlsruhe-Sand (σ_2 = 1 MPa) mit den Messergebnissen verglichen, die von Herle [Her97] ermittelt wurden. Der Datensatz der hypoplastischen Stoffparameter für Karlsruhe-Sand ist in Tab. 2-1 angegeben. Bei monotoner Belastung kann das Verformungsverhalten des Sandes mit Hypoplastizität ohne intergranulare Dehnung berechnet werden.

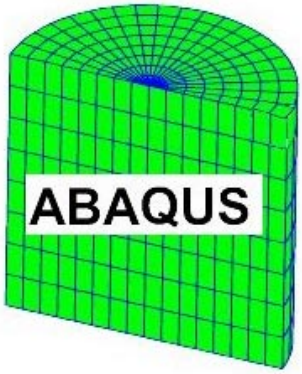


Abb. 2-9: Finite-Elemente-Modell einer Triaxialprobe

Die Bodenprobe wird im FE-Modell (Programmsystem ABAQUS) mit axial-symmetrischen 8-Knoten-Elementen abgebildet (siehe Abb. 2-9). Im Modell ist die

[2] Nach maximaler intergranularer Dehnung in die eine Richtung erfolgt die weitere Dehnung rechtwinklig dazu.

perfekte Schmierung der Probe am oberen und unteren Stempel realisiert, so dass sich die Probe mit ansteigendem Axialdruck homogen in seitliche Richtung ausdehnen kann.
Vergleicht man die σ-ε-Diagramme und die ε_v-ε-Diagramme der Simulation mit den Messergebnissen in Abb. 2-10 bis Abb. 2-17, so bestätigt die gute Übereinstimmung das angewandte FE-Modell.

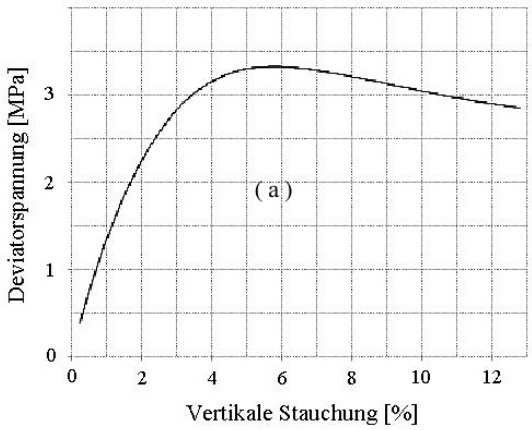


Abb. 2-10: Verifikation eigener Finite-Elemente-Simulationen von Triaxialversuchen mit Karlsruhe-Sand: (a) ε_1-σ_{dev} aus ABAQUS mit σ_2 = 1 Mpa

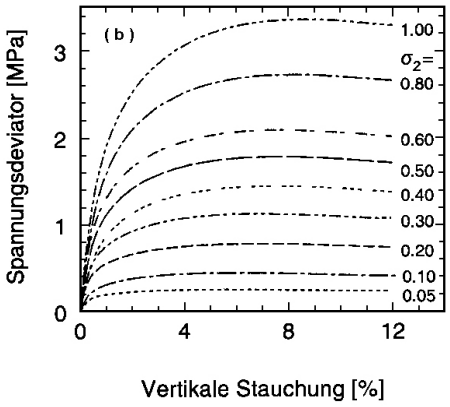


Abb. 2-11: Verifikation eigener Finite-Elemente-Simulationen von Triaxialversuchen mit Karlsruhe-Sand (b) ε_1-σ_{dev} aus [Her97

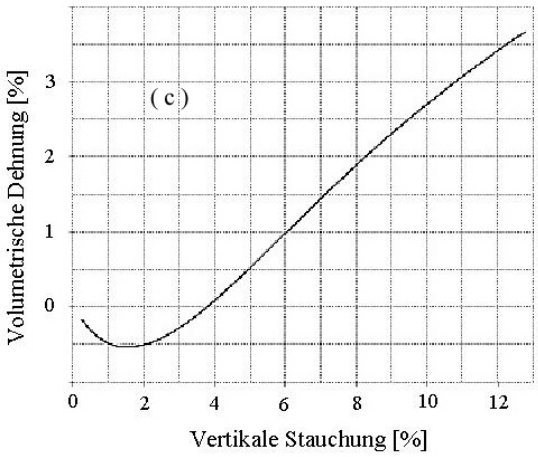


Abb. 2-12: Verifikation eigener Finite-Elemente-Simulationen von Triaxialversuchen mit Karlsruhe-Sand: (c) ε_1-ε_v aus ABAQUS mit σ_2 = 1 MPa

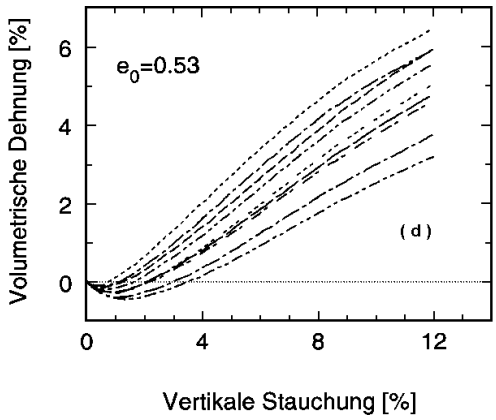


Abb. 2-13: Verifikation eigener Finite-Elemente-Simulationen von Triaxialversuchen mit Karlsruhe-Sand: (d) ε_1-ε_v aus [Her97]

Die Dissertation von Herle [Her97] beschreibt die Ermittlung der hypoplastischen Parameter aus standardisierten Bodenelementversuchen. Um die genannten Stoffparameter für Schotter zu bestimmen, sind an der Universität Karlsruhe Versuche durchgeführt worden. Da die 13 unabhängigen Stoffparameter für Schotter bisher nicht veröffentlicht sind wurde versucht, die Parameter für Schotter selbständig auf numerischem Wege zu bestimmen. Bezugnehmend auf die Ergebnisse in Abb. 2-14 bis Abb. 2-17 und den anschließenden Ausführungen, musste dies jedoch fehlgeschlagen. Freundlicherweise wurde der entsprechende Parametersatz für Bahnschotter kürzlich vom TFZ München der DB AG für diese Arbeit zur Verfügung gestellt und kann von dort bezogen werden.

Entsprechend den Ausführungen in Abschnitt 2.2.1 muss man sich mit einem Parametersatz begnügen, mit Hilfe dessen wichtige Effekte abgebildet werden können, andere hingegen unberücksichtigt bleiben. Es ist derzeit noch nicht

vollständig geklärt, ob mit dieser Parameterkombination das Verformungsverhalten von Schotter unterhalb der Schwellen realitätsnah erfaßt werden kann. Die Problematik soll hier anhand eines Vergleichs von Messergebnissen von Hettler [Het87] aus monotonen Triaxialversuchen mit Bahnschotter mit Ergebnissen durchgeführter Finite-Elemente-Simulationen und der Hypoplastizität aufgezeigt werden.

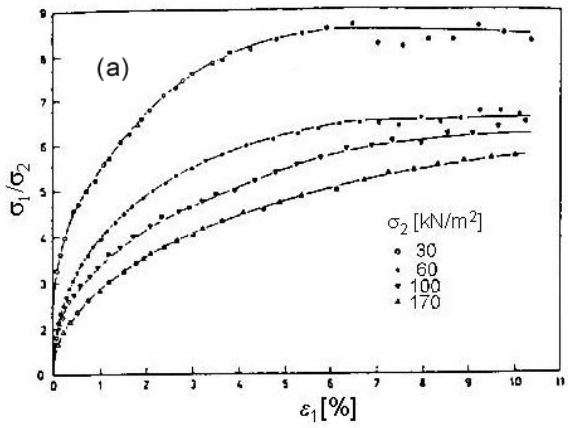


Abb. 2-14: Ergebnisse monotoner Triaxialversuche mit Schotter; (a) Messergebnisse von [Het87]

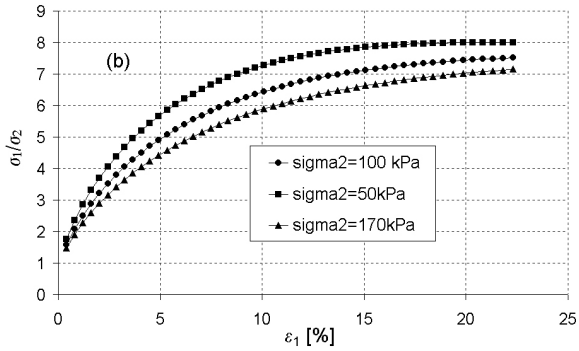


Abb. 2-15: Ergebnisse monotoner Triaxialversuche mit Schotter; (b) eigene FE-Simulation

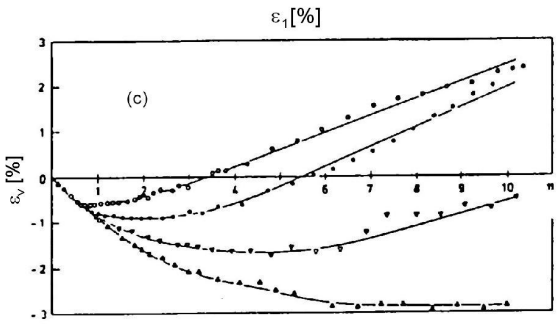


Abb. 2-16: Ergebnisse monotoner Triaxialversuche mit Schotter; (c) Messergebnisse von [Het87]

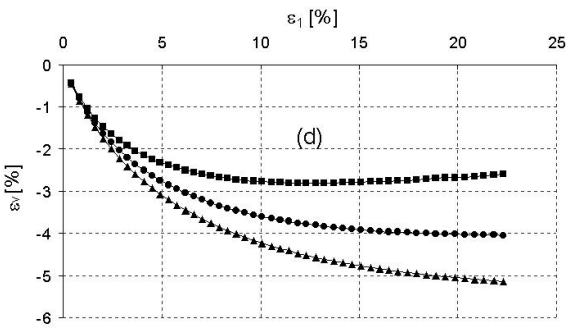


Abb. 2-17: Ergebnisse monotoner Triaxialversuche mit Schotter; (d) eigene FE-Simulation

In Abb. 2-14 und Abb. 2-16 sind die Messergebnisse und in Abb. 2-15 und Abb. 2-17 jeweils die zugehörigen Simulationsergebnisse aufgetragen. Vergleicht man die Spannungs-Dehnungs-Diagramme (a) und (b), so stellt man eine zufriedenstellende Übereinstimmung der Kurven für verschiedene Seitendrücke σ_2 fest. Beide Diagramme stimmen darin überein, dass in dem betrachteten Bereich kein eindeutiger Grenzzustand (das heisst Peak der Kurve) erkennbar ist. Im Gegensatz dazu zeigen die Diagramme (c) und (d), in denen die Axialdehnung über die Volumendehnung der Bodenprobe aufgetragen ist, dass die Simulation und somit das hypoplastische Stoffgesetz das dilatante Verhalten der Probe mit zunehmender Axialdehnung entsprechend der Bodenmechanik nicht abbilden kann, wenn der Grenzzustand noch nicht erreicht ist.

Zusätzlich sollen die Möglichkeiten einer kontinuumsmechanischen Modellierung von zyklischen Triaxialversuchen an Schotter untersucht werden. Wie zuvor erwähnt, muss für eine wiederholte Belastung das hypoplastische Stoffgesetz unter Berücksichtigung der intergranularen Dehnung angewendet werden. Abb. 2-18 stellt das Ergebnis der FE-Nachrechnung mit ABAQUS eines zyklischen Versuchs von Hettler (siehe Abb. 2-19) dar.

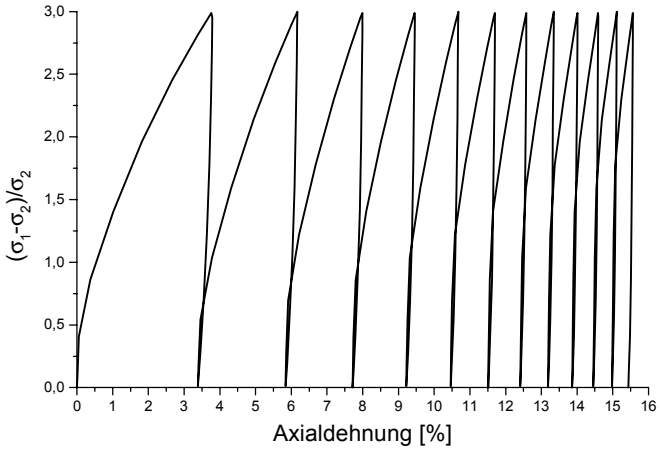


Abb. 2-18: FE-Simulation eines Schotter-Triaxialversuchs mit Hypoplastizität und intergranularer Dehnung

Es zeigt sich, dass das Setzungsverhalten des Schotters nach N Lastzyklen qualitativ zutreffend wiedergegeben werden kann. Es ist sowohl eine Zunahme der Setzungen mit dem Logarithmus der Lastzyklen zu erkennen als auch die Zunahme der Steifigkeit der Probe, in dem die Hysterese immer kleiner und steiler wird. Vergleicht man die Rechnungen mit den Versuchsergebnisse von Hettler in Abb. 2-19, so fallen die bleibenden Setzungen jedoch schon nach wenigen Zyklen deutlich zu groß aus. Aus den Versuchen weiß man, dass die Last aufgrund der groben Kornstruktur diskontinuierlich über Lastpfade abgetragen wird. Es kommt somit zu extremen Spannungsspitzen an wenigen Stellen. Dort erfahren die Körner eine Abplattung, das heisst eine Schädigung an den Kontaktpunkten, was im Versuch durch lautes Knacken wahrgenommen wird. Diese Effekte werden in dieser Version des Stoffgesetzes nicht berücksichtigt. Hier wird vielmehr von einem mittleren Spannungszustand ausgegangen; bleibende Dehnungen entstehen durch Umlagerungen, so dass sich das Material verdichtet. Für Sand ist dies zutreffend, für Bahnschotter jedoch nicht in dem Maße. Auf diese Weise erklären sich die überhöhten Setzungen aus der Rechnung.

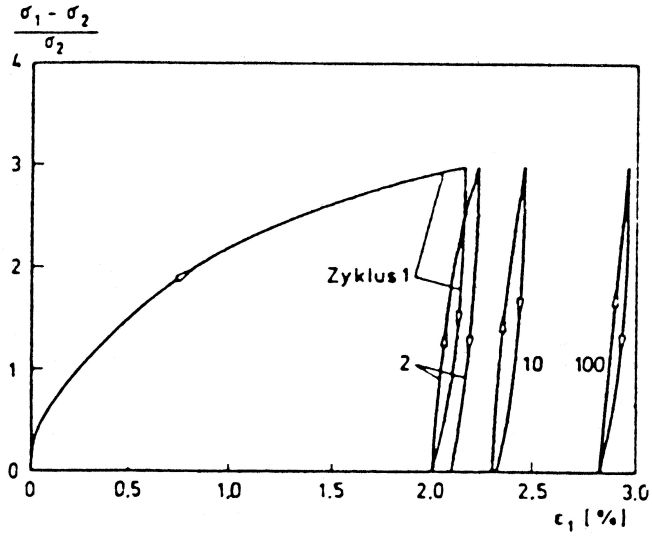


Abb. 2-19: Zyklisches Spannungs-Dehnungs-Verhalten von Schotter [Het87]

Suiker et al. [Sui99] haben ein spezielles, kontinuumsmechanisches Stoffgesetz für Schotter entwickelt, welches die Größe, Verschiebung bzw. Rotation der einzelnen Schotterpartikel einbezieht. Die Berücksichtigung der Kornbewegungen erscheint für den Fall begründet, in dem die Überfahrt eines Hochgeschwindigkeitszuges so kurzwellige Oberflächenwellen entstehen lässt, dass dadurch die einzelnen Schotterkörner in Bewegung gesetzt werden. Mit Hilfe dieses Stoffgesetzes hat Suiker die dynamischen Eigenschaften einer Schotterschicht auf steifem oder weichem Halbraum untersucht. Dabei stellte er fest, dass sowohl die Schichtdicke als auch die Korngröße eine Rolle für das kritische Resonanzverhalten spielen. Die niedrigste

Geschwindigkeit der bewegten, harmonischen Last, welche ein kritisches Verhalten hervorruft, kann von Hochgeschwindigkeitszügen bereits erreicht werden.

Jacobsson [Jac99] entwickelte speziell für grobkörnige granulare Materialien wie Bahnschotter ein Stoffmodell, welches auf dem Konzept der ratenunabhängigen isotropen Plastizität basiert. Dabei wird die isotrope Verfestigung bei Konsolidierung (Verdichtung, optimale Verzahnung der Körner, Bildung eines stabilen Korngefüges) durch eine Verfestigung aufgrund von Reibung ergänzt. Die Spannungs-Dehnungs-Antwort monotoner, statischer Triaxialversuche wurde mit dem Modell auf zufriedenstellende Weise vorhergesagt. Das Verformungsverhalten aufgrund zyklischer Belastung kann in der beschriebenen Version des Stoffgesetzes nicht abgebildet werden.

2.3 VERFORMUNGSVERHALTEN DER SCHOTTERSCHICHT

2.3.1 FUNKTION DES SCHOTTERBETTS

Die Lasten der überrollenden Schienenfahrzeuge müssen über die Schienen und Schwellen auf den Schotter übertragen und sicher in den Untergrund abgeleitet werden.

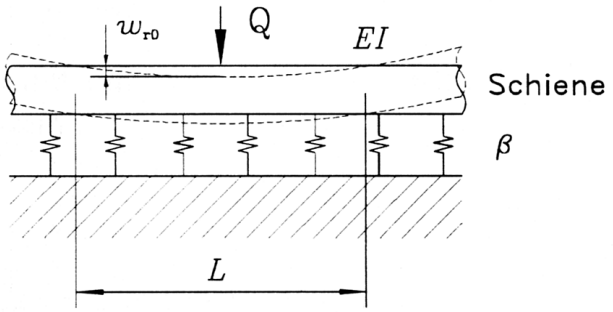


Abb. 2-20: Schiene auf elastischer Bettung nach Winkler [Win67]

Das Schotterbett übernimmt dabei eine lastverteilende Funktion, indem es die Schiene elastisch einfedert, so dass die vertikale Radlast auf mehrere Schwellen verteilt wird und damit die Beanspruchung der einzelnen Schwellen und des darunterliegenden Schotters verringert wird. Wie viele Schwellen sich am Lastabtrag beteiligen, läßt sich mit der Formel 2-3 abschätzen, welche von Winkler [Win67] für den elastisch gebetteten Balken angegeben worden ist (siehe Abb. 2-20).

$$L = \sqrt[4]{\frac{4\,EI}{\beta}} \qquad (2\text{-}3)$$

Hier ist L der Abstand der Nulldurchgänge der Schienenbiegelinie bei der Belastung durch eine Einzellast. EI ist die Biegesteifigkeit der Schiene und β die Bettungssteifigkeit, die sich aus der Steifigkeit von Zwischenlage, Schotterschicht und Untergrund zusammensetzt. Es zeigt sich, dass die Lastverteilung vom Verhältnis EI/β bestimmt wird. Je größer die Biegesteifigkeit und je kleiner die Bettungssteifigkeit ist, desto größer wird L und desto mehr Schwellen werden für die Abtragung herangezogen.
Eine typische Verteilung der Kontaktspannungen zwischen Schwelle und Schotter in Gleisquerrichtung über die Länge einer Schwelle ist von Shenton [She78] angegeben (vgl. Abb. 2-21) und zeigt, dass die Lasten hauptsächlich unterhalb der Radaufstandspunkte übertragen werden. Das Schotterbett sorgt weiterhin durch seine lastverteilende Wirkung über die Tiefe (bei Neuschotter mit einem Lastausbreitungswinkel von 45° [Gul96]) dafür, dass die Spannungen im Untergrund auf ein zulässiges Maß reduziert werden.

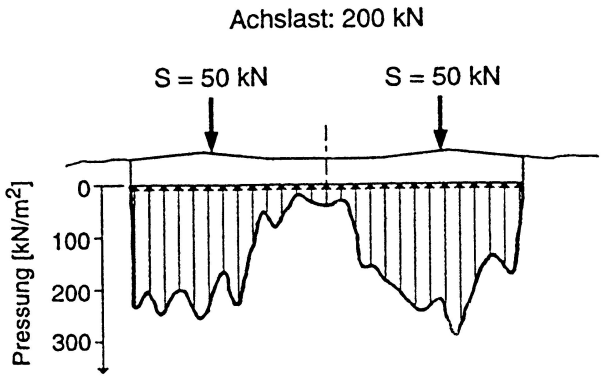


Abb. 2-21: Verteilung der Kontaktspannung in Gleisquerrichtung aus [She78]

Die horizontalen Lasten werden über Reibung in der Auflagerfläche der in den Schotter eingebetteten Schwellen und über deren Stirnseiten in das Schotterbett abgeleitet.
Außerdem übernimmt der verdichtete Schotter die Funktion der fehlenden Schrägverstrebung im statisch verschieblichen, rechteckigen Schwellenfach [Gul96]. Somit ist das Schotterbett für die vertikale und horizontale Gleislagestabilität verantwortlich. Schließlich soll das Schotterbett die Dränierung von Regenwasser im Oberbau gewährleisten.

2.3.2 LABORVERSUCHE

Experimente zum Verformungsverhalten der Schotterschicht werden im wesentlichen mit zweierlei Zielsetzung durchgeführt. Einerseits geht es um die Identifizierung von Einflussparametern der Schottersetzung und andererseits um die Anpassung bzw. Entwicklung von phänomenologischen Setzungsformeln an die experimentellen

Ergebnisse. Die Laborversuche unterscheiden sich grundsätzlich durch die Art der Belastung und die Versuchsanordnung.

Da infolge unterschiedlicher Belastungstypen verschiedene Setzungsvorgänge auftreten, ist es wichtig sich einen Überblick über deren Bedeutung zu verschaffen. Wird die Schotterschicht zyklisch belastet, so repräsentiert dies entweder eine Vereinfachung der allgemeinen zyklischen und dynamischen Beanspruchung durch den Zugverkehr oder es wird explizit angestrebt, die Situation eines idealen bzw. langsamen Überrollvorganges in einem Fahrzeug-Gleis-System abzubilden. Wird im Versuch eine allgemeine dynamische Belastung aufgebracht, so soll hier die realistische Situation eines durch Irregularitäten gestörten Schwingungssystems simuliert werden. Dabei muss weiterhin zwischen stoßartiger und periodischer Belastung unterschieden werden. Bei stoßartiger Belastung wird das schlagartige Auftreffen einer hohl gelagerten Schwelle realisiert. Ein gesteuertes zwischenzeitliches Abheben der Schwelle und somit eine kurzfristige, vollständige Entlastung des Schotterbetts zielt gleichermaßen darauf ab, den Einfluss einer Hohllage auf das Setzungsverhalten zu untersuchen.

Im ersten Versuchstyp füllt man Schotter in Kästen, deren Böden teilweise zuvor mit einer elastischen Matte versehen wurden. Die Auflast erfolgt über eine Belastungseinrichtung auf eine Schwelle bzw. Schwellensegment. Im Gegensatz zur Schotterschicht im Gleis wird ein seitliches Ausweichen der Schotterkörner bei diesem Experimenttyp behindert. Laterale und aufwärts gerichtete Kornbewegungen neben der Schwelle sind jedoch möglich.

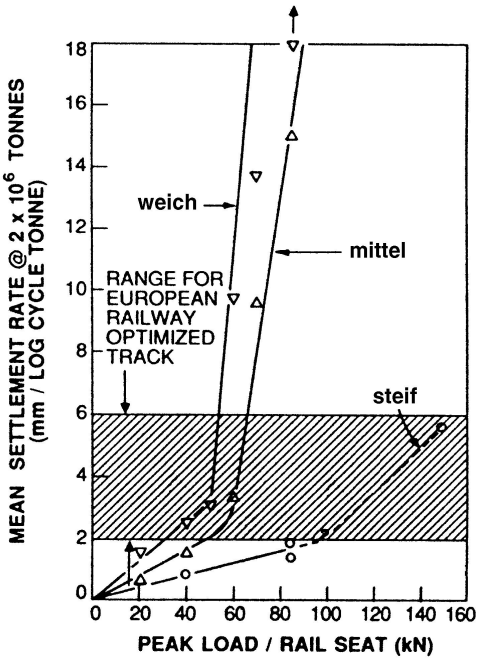


Abb. 2-22: Abhängigkeit der Setzung von Radlast bei verschiedenen Fahrwegsteifigkeiten aus [RaB87]

Raymond und Bathurst [RaB87] führten derartige Versuche durch und brachten eine zyklische Belastung über eine einzelne Schwelle auf. Dabei wurde sowohl die maximale Auflast als auch die Steifigkeit der Matte variiert. Es konnten in Abhängigkeit der Unterlagensteifigkeit kritische Lasten gefunden werden, oberhalb derer die Setzungen überproportional ansteigen (siehe Abb. 2-22).

Klugar [Klu72] belastete eine Schwelle auf einer Schotterschicht in einem Stahlzylinder mit einer zyklischen Last, welche anfänglich zwischen 1 t und 5 t variierte und dann nach einer bestimmten Anzahl von Lastzyklen stufenweise auf ein Niveau zwischen 1 t und 12 t gesteigert wurde. In Abb. 2-23 ist dargestellt, dass nach der Steigerung der Maximallast die Setzungsrate der Schwelle deutlich anwuchs, um sich anschließend wieder abzuschwächen. Dies bestätigt die Beobachtungen von Guldenfels [Gul96] und Stewart [Ste86], wonach sich der Schotter nach einer Steigerung der Last wieder wie ein unvorbelastetes Korngerüst verhält und somit neue Kornumlagerungen möglich werden.

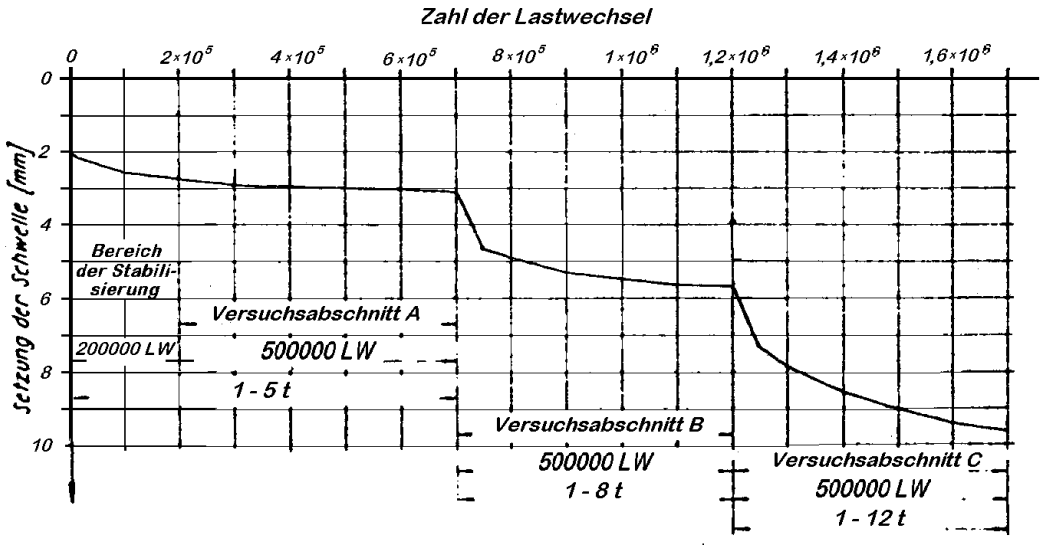


Abb. 2-23: Setzung aufgrund zyklischer Belastung mit abschnittsweiser Steigerung der Maximallast aus [Klu72]

Weiterhin wurde die Verschmutzung des Schottermaterials während der zyklischen Belastung untersucht. Es konnte ein erhöhter Kornabrieb bzw. Kornbruch bei weicher Unterlage aufgrund verstärkter Kornumlagerung festgestellt werden. Überdies erzeugten überkritische Lasten ein deutliches Ansteigen der Verschmutzung.

Experimente an ähnlichem Versuchsaufbau allerdings im Maßstab 1:3 wurden auch von Guerin et al. [Gue99] durchgeführt. Dabei wurde die Last[3] über einen Stempel auf den Schotter aufgebracht und jeweils eine steife und weiche Unterlage benutzt. Betrachtet man die sich akkumulierenden Setzungen über $2 \cdot 10^6$ Lastspiele in Abb. 2-24, so lassen sich zwei Setzungsphasen identifizieren. In Phase I stellten sich große Setzungen aufgrund der Verdichtung des Korngefüges ein, wobei unterschiedliche Anfangssetzungen gemessen wurden. In der darauffolgenden Phase II ergaben sich weitaus geringere Setzungszuwächse. Die Kurven verschiedener Versuche gleichen Typs zeigen in Phase I zwar unterschiedliche Anfangssetzungen, laufen in Phase II jedoch parallel zueinander. Auf der Grundlage dieser Ergebnisse wurde eine Setzungsformel (siehe Kapitel 4.1) entwickelt, welche allgemein den Zuwachs der Schottersetzung in Abhängigkeit der elastischen Zusammendrückung von Schotter und Unterlage berechnet. Der Einfluss der Fahrgeschwindigkeit spielt in dem hier betrachteten Bereich zwischen 200 und 350 km/h keine Rolle.

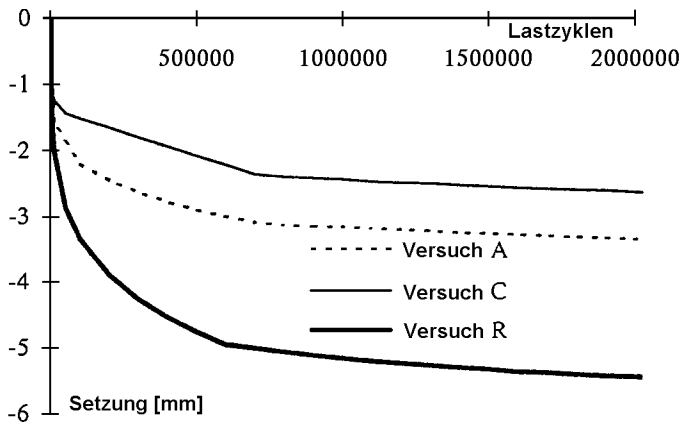


Abb. 2-24: Setzung über Lastzyklenzahl N in zwei Phasen nach [Gue99]

Stewart et al. [SSN85] haben bei gleichartigem Versuchsaufbau während der zyklischen Belastung Horizontalspannungen an den Außenwänden des Kastens gemessen. Die Messergebnisse in Abb. 2-25 zeigen, dass die residuellen Horizontalspannungen im unbelasteten Zustand mit jedem Lastzyklus ansteigen, das heisst dass sich das Korngerüst im Ruhezustand zunehmend verspannt. Gleichzeitig fallen die Horizontalspannungen im belasteten Zustand im oberen Drittel der Schotterschicht ab. Nach einer großen Anzahl von Lastspielen ergibt sich kaum noch ein Unterschied zwischen Ruhe- und Belastungszustand in Bezug auf Horizontalspannungen im Schotter.

[3] Die Lasteinleitung erfolgt entsprechend aufeinander folgenden quasi-statischen Überfahrten von TGV-Drehgestellen bei einer Fahrgeschwindigkeit von 200 – 350 km/h.

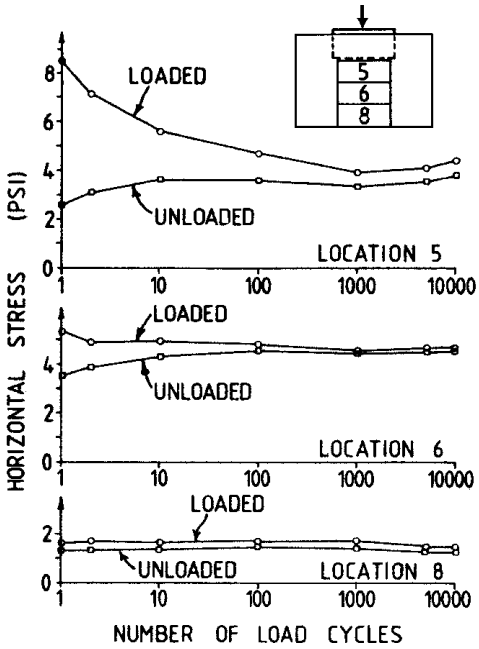


Abb. 2-25: Entwicklung der Horizontalspannungen über die Lastzyklenzahl [SSN85]

In den Versuchen ist somit festgestellt worden, dass sich ausgehend vom anfänglichen Eigenspannungszustand in der Schotterschicht nach einer bestimmten Anzahl von Lastzyklen ein erhöhtes residuelles Horizontalspannungsniveau eingestellt hat. Mit dieser Kenntnis kann zum Beispiel der Ruhedruckbeiwert K_0 von Schotter für numerische Berechnungen abgeschätzt werden. Es ist jedoch fraglich, ob sich bei einer abgeböschten Schotterschicht der residuelle Spannungszustand gleichermaßen einstellen würde.

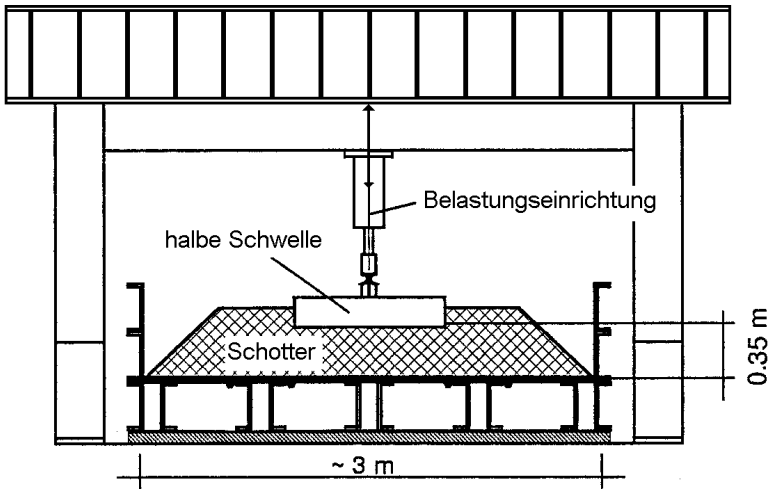


Abb. 2-26: Versuchsaufbau "Schotterkasten" an der BAM nach [Bae02]

An der Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM) wurde von Baeßler und Rücker [Bae02] mit Hilfe dieses vereinfachten Versuchsaufbaus „Schotterkasten“ (siehe Abb. 2-26) untersucht, in wie weit während zyklischer Belastung eine vollständige – wie es bei Hohllagen der Fall ist – oder nur teilweise Entlastung des

Schotters Auswirkungen auf das Setzungsverhalten hat. Der Abb. 2-27 kann man entnehmen, dass bei einer konstanten Unterlast im Druckbereich zunächst die Oberlast erhöht wurde. Dabei stieg das Setzungsmaß erwartungsgemäß an. Daraufhin wurde die Unterlast reduziert, die Oberlast hingegen unverändert gehalten. Die Setzungsrate stieg weiter an. In der letzten Versuchsphase nach vollständiger Entlastung durch das Abheben der Schwelle wurde ein noch deutlicherer Zuwachs der Setzung (w) verzeichnet, ohne dass sich die maximale Last vergrößert hätte. Weiterhin ist in Abb. 2-27 die seitliche Bewegung der abgeböschten Schotterschicht (h2) aufgetragen, welche bei vollständiger Entlastung mit Abheben besonders stark zunahm und somit ein Indiz für substantielle Kornumlagerungsprozesse sein kann. Siehe hierzu auch Kapitel 2.4.2.

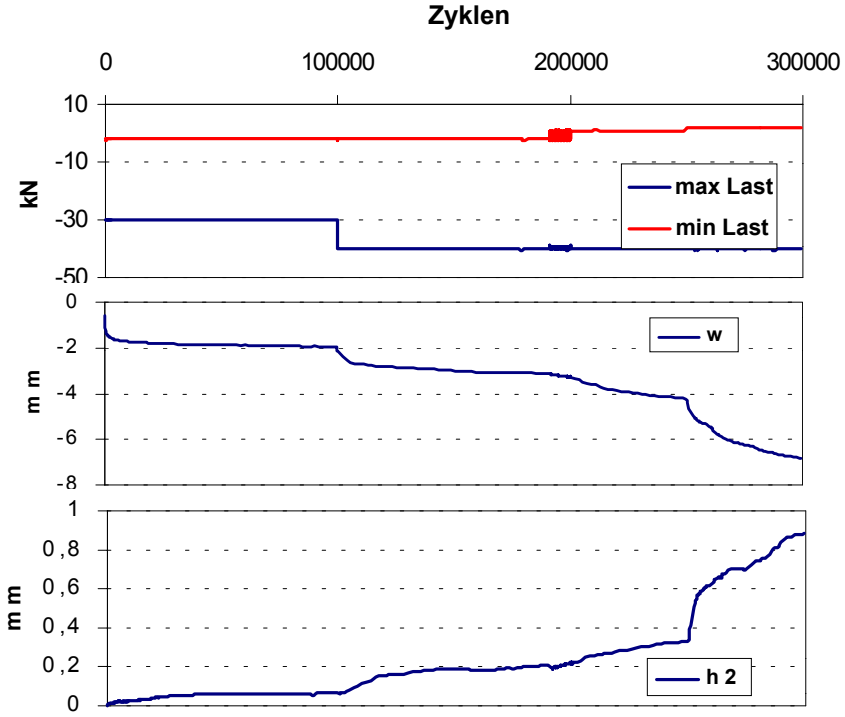


Abb. 2-27: Einfluss des Entlastungsgrads auf die Setzung w und Horizontalverschiebung h2 bei zyklischer Belastung [Bae02]

Den gleichen Effekt untersuchte Augustin [Aug02] mit der Hilfe von "Kreuzversuchen". Dabei baute man einen Untergrund aus Kiessand in einen Betonring ein. Darauf wurde eine 30 cm dicke Schotterschicht plaziert, welche zu allen Seiten abgeböscht ist. Ein Betonkreuz übertrug die Auflast in das Schotterbett. Die zyklische Belastung erfolgte sinusförmig, wobei jeweils das Druckminimum (P_u) und das Druckmaximum (P_o) variiert wurden. Um den Fall einer hohl gelagerten Schwelle zu simulieren, wurde $P_u = 0$ eingestellt. Wie von Baeßler und Rücker konnte auch hier nachgewiesen werden, dass nicht nur das maximale Druckniveau sondern besonders die Abnahme des Druckminimums zu verstärkten Setzungen des Schotters führt.

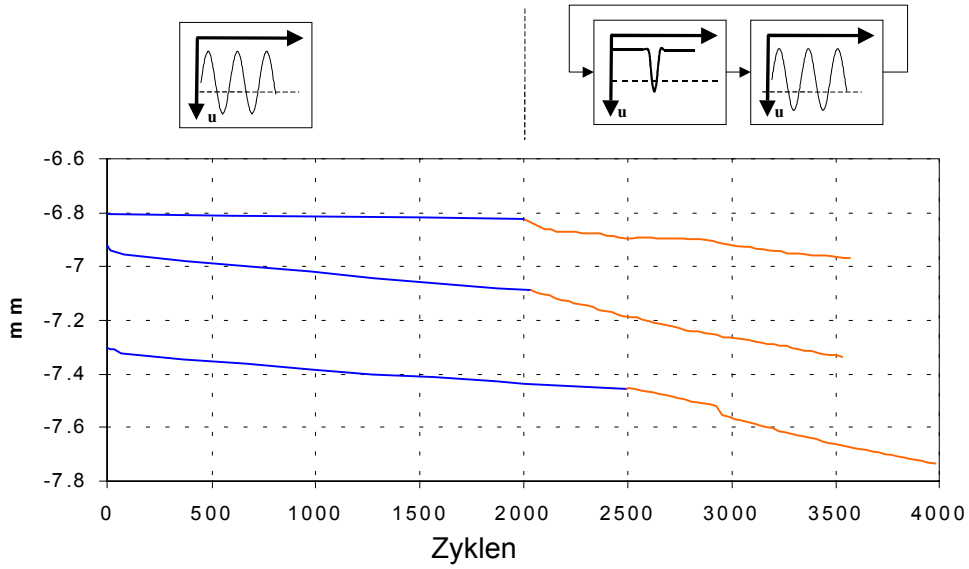


Abb. 2-28: Setzungszuwachs bei zyklischer und nachfolgend kombinierter zyklischer und stoßartiger Belastung [Bae02]

An dem zuvor beschriebenen Versuchsaufbau wurde von Baeßler und Rücker [Bae02] der Einfluss der Dynamik auf die Entwicklung von Setzungen getestet, indem die Schotterschicht anfangs einer zyklischen Belastung ausgesetzt wurde, welche anschließend durch Stoßeinwirkungen aus einer Hohllage unterbrochen wurde. Die Abb. 2-28 zeigt einen deutlichen Setzungszuwachs aufgrund der stoßartigen Belastung. Es konnte außerdem gezeigt werden, dass auch eine periodische, dynamische Belastung verstärkt zu Setzungen führt. Eine detailliertere Beschreibung der Ergebnisse findet sich in Kapitel 2.4.3.

In der zweiten Gruppe von Versuchstypen ist angestrebt worden, einen realen Ausschnitt eines Gleises, bestehend aus Gleisrost, Schotterschicht und Untergrund nachzubilden. Eisenmann und Mattner [EiM88] untersuchten die Schotterschädigung, indem sie ein Gleisrost mit 4 Schwellen auf einer 30 cm dicken Schotterschicht und einer Kiesschicht anstelle einer Frostschutz- bzw. Planumsschutzschicht auf einer starren Betonsohle zyklisch belasteten. Die Abb. 2-29 zeigt die ermittelte Kornverteilung des Schotters vor und nach der Belastung. Es ist deutlich erkennbar, dass der Anteil feinerer Kornfraktionen gewachsen war. Eine signifikante Schädigung durch Abrieb und Kornbruch stellte sich erst dann ein, als die Anfangsverdichtung und somit die größten Kornumlagerungen abgeklungen waren. In dieser ersten Phase sind die Korn-zu-Kornspannungen moderat, weil die Partikel unter der Belastung noch ausweichen können. Die größte Schädigung fand in einer Tiefe von ca. 10 bis 20 cm statt, dort wo theoretisch die größten Schubspannungen auftreten. Zusätzliche hochfrequente Belastung, welche eine hohe Fahrgeschwindigkeit simulieren sollte, erzeugte verstärkte Setzungen.

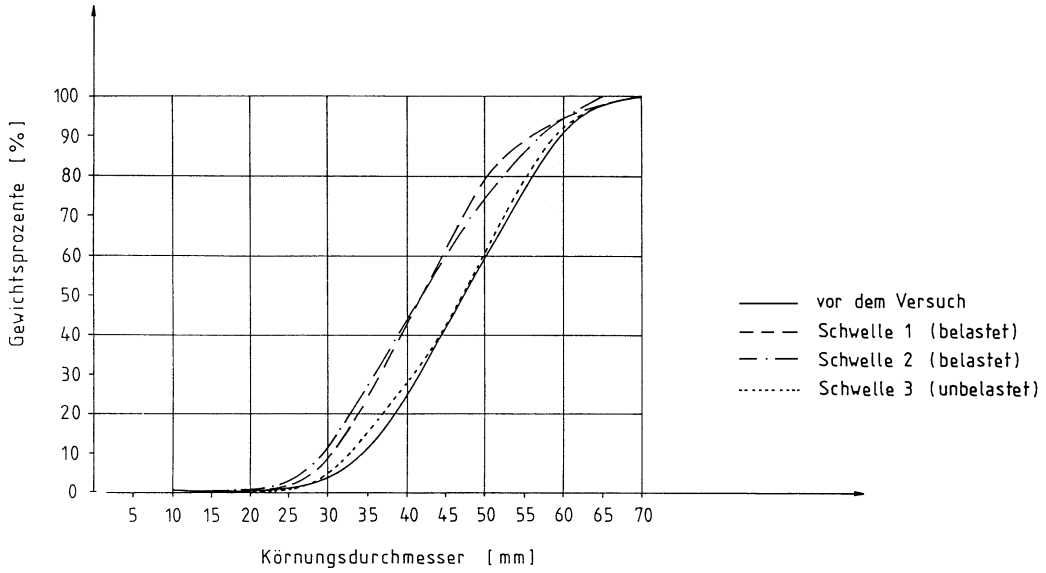


Abb. 2-29: Kornverteilung des Schotters vor und nach zyklischer Belastung [EiM88]

Hettler [Het84] simulierte in einem Modell im Maßstab 1:3 die Zugüberfahrt mittels vier Belastungszylindern auf je zwei Schwellen eines Gleisrostes mit 8 Schwellen auf einer 30 cm dicken Schotterschicht und Sand. Der Sand wurde bis auf eine Tiefe von 1,50 m von der Schwellenunterkante eingerieselt (dichteste Lagerung), darunter befindet sich ein dichter Grobsand (= Untergrund). Bei der Variation der Auflast wurde festgestellt, dass wie bei Klugar [Klu72] die maximale Auflast auch den maximalen Setzungszuwachs erzeugt. Die Ergebnisse wurden an eine Setzungsformel (siehe Kapitel 4.1) angepasst.

2.3.3 MESSUNGEN AM SCHOTTERGLEIS

Um unzureichende Vereinfachungen im Laborexperiment bzw. Annahmen in numerischen Simulationen zu umgehen, sind für die realistische Erfassung des Problems "Schottersetzung" insitu Messungen am Schottergleis unverzichtbar. Die im Folgenden aufgeführten Messungen dienen der Sammlung von Daten bezüglich der Verformungen und Setzungen im Schotterbett, auftretenden Spannungen in Schotter und Untergrund, Steifigkeiten und dynamischen Beanspruchungen durch Schienenfahrzeuge.

Augustin [Aug02] führte im Labor kleinmaßstäbliche Rundlaufversuche durch, um Verformungen und Schädigungsmechanismen im Schottergleis zu studieren. Dabei wurde anstelle der Schotter- eine Hagelzuckerschicht mit und ohne horizontale Stützung unter dem Gleisrost eingebaut. Auch hier stellte man fest, dass der Ausgangszustand entscheidend für das sich später einstellende Gleislageprofil ist.

Eine ideale Gleislage konnte nicht hergestellt werden. Bei der wiederholten „Überfahrt“ durch eine Walze bildeten sich unabhängig von den vorhandenen Irregularitäten im System bestimmte Wellenlängen[4] heraus, die für die gegebenen Systemparameter typisch zu sein scheinen. Die Setzungen nahmen in den Wellentälern, also dort, wo die Hohllagen maximal werden, und mit steigender Fahrgeschwindigkeit zu. Ein "Ausbügeln" der Wellen konnte daher nicht beobachtet werden.

Durch das harte Auftreffen von hohl gelagerten Schwellen bei erhöhter Beschleunigung auf die Oberfläche der Schotterschicht kommt es laut Augustin zu verstärkter Kornschädigung bzw. Abrasion. Eine Kornumlagerung in seitliche Richtung wurde von Augustin im Gleissystem mit horizontaler Stützung nicht beobachtet. Für das System ohne horizontale Stützung sind bisher keine Ergebnisse veröffentlicht worden. Eine verstärkte Kornschädigung bzw. Abrasion konnte hier jedoch schon festgestellt werden.

Bezugnehmend auf die Entstehung bestimmter Wellenlängen in den Rundlaufversuchen von Augustin, gibt Gudehus [Gud98] die Formel 2-4 zur Berechnung der bevorzugten Wellenlänge l_e an. Hier ist m_d die unabgefederte Masse des Fahrzeugs, v die Fahrgeschwindigkeit, EI die Biegesteifigkeit der Schiene und k_s die Bettungssteifigkeit des Unterbaus. Diese Vorschrift ist aus der Bewegungsgleichung eines elastisch gebetteten Balkens abgeleitet und kann nur für artreinen Verkehr angewendet werden.

$$l_e = 2\pi\sqrt{\frac{m_d v^2}{2k_s} + \sqrt{\left(\frac{m_d v^2}{2k_s}\right)^2 + \frac{EI}{k_s}}} \qquad (2\text{-}4)$$

Beispielsweise ergibt sich nach dieser Formel und ausschließlicher Belastung durch ICE-Mittelwagen (v = 250 km/h) ein e Wellenlänge von ca. 4,5 m und für Güterwagen (v = 120 km/h) eine Wellenlänge von ca. 3,5 m.

Spannungsmessungen im Schotterbett sind mit großen Fehlern behaftet, da sie dadurch verfälscht werden können, dass im Gefüge nur wenige hochbelastete Kontaktpunkte bestehen und die Druckdosen zufällig an solchen Punkten oder auch bei Gewölbebildung im spannungsarmen Raum angeordnet sind. Für die vertikale Spannungsverteilung über die Tiefe können die Messungen von Martinek [Mar76] bei Schnellfahrversuchen von 250 km/h herangezogen werden. Hier sind einerseits Druckmessdosen direkt unter der Schotterschicht (30 cm Tiefe) und andererseits in 120 cm Tiefe eingebaut.

---

[4] Dies bedeutet, dass die Mulden in der Hagelzuckerschicht unterschiedlich groß sind, aber immer im gleichen Abstand zueinander wiederkehren.

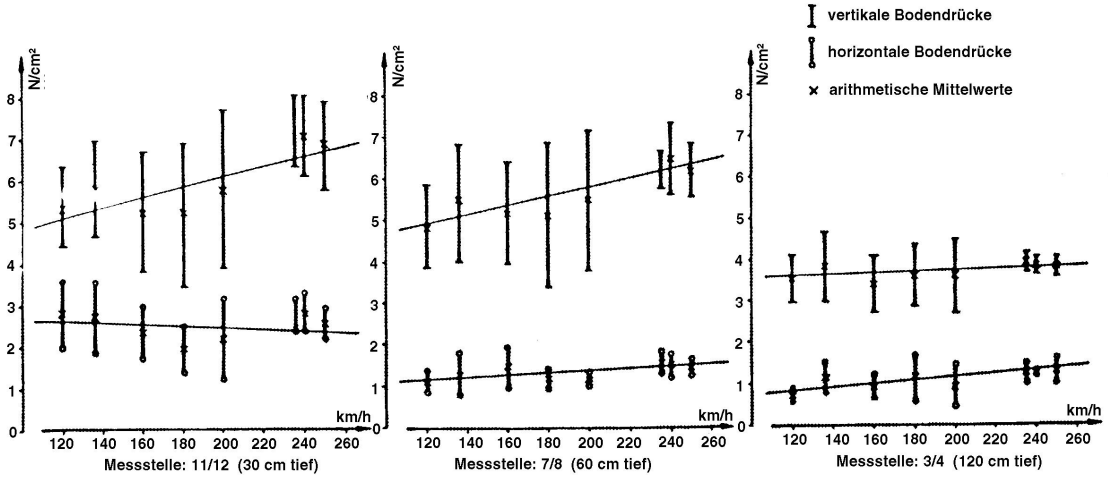


Abb. 2-30: Spannungsintensitäten im Schotterbett und Untergrund in Abhängigkeit der Fahrgeschwindigkeit und Tiefe [Mar76]

Abb. 2-30 zeigt, dass die Spannungen wie erwartet mit der Tiefe abnehmen. Maximale vertikale Spannungen in einer Tiefe von 30 cm liegen in der Größenordnung von 60 kN/m². Gleiche Größenordnungen für Vertikalspannungen in dieser Tiefe sind auch von Müller-Boruttau et al. [Mül01] gemessen und von Selig und Waters [SeW94] angegeben worden. Die Horizontalspannungen liegen nach Martineks Messungen unterhalb der Schotterschicht um den Faktor 2 bis 3 niedriger und verringern sich – anders als die Vertikalspannungen – mit wachsender Fahrgeschwindigkeit.

Es wurde beobachtet, dass das Schottermaterial besonders auf Brücken einen hohen Grad an Kornzertrümmerung und -abrieb aufweist, optisch an den sogenannten „weißen Stellen“ erkennbar. Dies begründet sich nicht nur auf der Tatsache, dass das Brückendeck im Gegensatz zum Untergrund sehr steif ist und somit eine konzentriertere Lasteinleitung in den Schotter erfolgt, sondern auch auf einer Fußpunktanregung der Schotterschicht durch die aufgrund einer Zugüberfahrt in Schwingung versetzte Brücke und somit auf verstärkte Kornumlagerungen. Eine von Rücker et al. [Rüc98] im Auftrag der ERRI (European Railway Research Institute) durchgeführte Versuchsreihe zeigte jedoch, dass handelsübliche Unterschottermatten, welche zur Reduzierung der Schotterbeschleunigungen eingesetzt werden sollten, ungeeignet waren. Die erhoffte Schwingungsisolierung konnte unabhängig von der Steifigkeit der jeweiligen Unterschottermatte im betrachteten Frequenzbereich nicht erzielt werden.

In einer Messkampagne an der Teststrecke FAST in Pueblo, Colorado, wurden von Stewart und Selig [StS82] umfangreiche Daten bezüglich der elastischen Zusam-

mendrückung von Schotterschicht, Planumsschutzschicht und Untergrund und der vertikalen Spannung an der Oberkante des Untergrundes während einer Zugüberfahrt für die Kalibrierung der Simulation mit dem Programm GEOTRACK (siehe Abschnitt 2.3.4) gesammelt.

Fröhling [Frö97] führte in Südafrika an einer Strecke, welche mit schweren Kohlegüterzügen befahren wurde, umfangreiche simultane Messungen an Gleis und Fahrzeug durch. Die Daten wurden in Abhängigkeit von Fahrgeschwindigkeit, Achslasten, Gleiszustand und Lastspielzahl aufgezeichnet. Folgende Parameter wurden gemessen:

- Gleisprofil
- stat. + dyn. Unterbausteifigkeit (Unterbau = Untergrund + Schotterschicht)
- S-Kraft (Kraft zw. Schwelle und Schotter)
- Schwelleneinsenkung
- Verformung tief liegender Bodenschichten
- dyn. Radlast
- Fahrzeugdaten

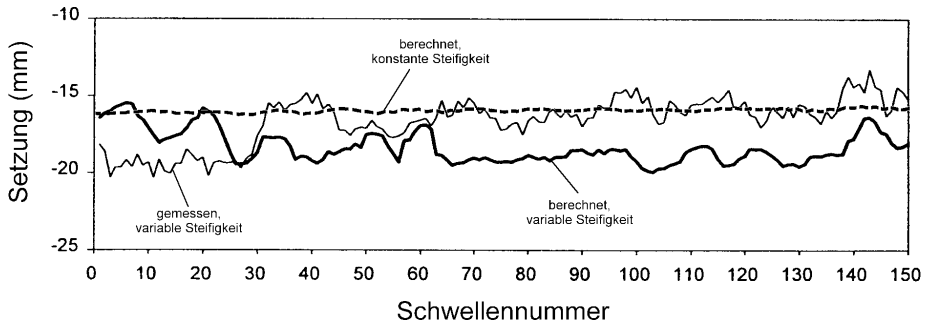


Abb. 2-31: Setzungsberechnung mit konstanter oder variabler Unterbausteifigkeit im Vergleich zu Messergebnissen nach [Frö97]

Fröhling arbeitete heraus, dass die variierende Unterbausteifigkeit die entscheidende Rolle in Bezug auf die Gleislageverschlechterung spielt, weil sie einerseits zur Erhöhung der dynamischen Radlast führt und andererseits eine direkte Ursache der unregelmäßigen Setzungen von Schotter und Untergrund ist. Dies belegt auch die Abb. 2-31. Hier werden berechnete Setzungen einerseits basierend auf einer konstant angenommenen Unterbausteifigkeit und andererseits auf der realen, variierenden Unterbausteifigkeit mit Messergebnissen verglichen. Dieses Ergebnis zeigt, dass der Ursprung unregelmäßiger Setzungen in der Inhomogenität der Schotterfahrbahn liegt. Stopfmaßnahmen zur Angleichung des Höhenprofils führen

nur zu einer temporären Verbesserung; es müssten vielmehr Maßnahmen getroffen werden, welche nachhaltig zu einer Vergleichmäßigung der Unterbausteifigkeit beitragen. Die von Fröhling an die Messergebnisse angepasste phänomenologische Setzungsformel ermöglicht zum Beispiel die Bestimmung von Stopfintervallen und wird in Kapitel 4.1 diskutiert.

Sato [Sat95] beobachtete die Entwicklung von Fahrwegirregularitäten verschiedener Streckenabschnitte über einen Zeitraum von 100 Tagen. Dabei wurde die Gleislage-verschlechterung in Abhängigkeit von

- Untergrundeigenschaften,
- Schotterbeschleunigung,
- Fahrgeschwindigkeit,
- Schotterpressung,
- und Biegesteifigkeit der Schiene

erfasst. Es ergab sich ein Zuwachs von mittleren Unregelmäßigkeiten von 0,16 bis 1,08 mm je 100 Tage. Die daraus abgeleitete Formel für einen durchschnittlichen Anstieg der Rauheit des Gleises pro 100 Tage wird in Kapitel 4.1 näher erläutert.

Müller-Boruttau et al. [Mül01] berichten über die Ergebnisse umfangreicher Messungen bezüglich des Abtragverhaltens des Schotters, die an einer Teststrecke der DB AG mit einer Schotterfahrbahn des System Grötz gesammelt wurden. Hierbei handelt es sich um eine Bauweise, in dem das Schotterbett in einen Betontrog eingebracht worden ist, so dass ein seitliches Ausweichen der Partikel behindert wird. Zwischen Schotter und Betonsohle sind Unterschottermatten zur Lastverteilung angebracht. Folgende Größen wurden während einer ICE-Überfahrt mit 160 km/h direkt nach Einbau des Schotters und nach ca. 5 Monaten gemessen bzw. abgeleitet:

- Schwellenbeschleunigung
- Schwellenverschiebung
- Schotterpressung
- Sohldruckverteilung unterhalb der Schotterschicht
- Horizontaldruck auf die Seiten des Betontrogs

Es konnte beobachtet werden, dass der maximale Sohldruck nach dieser Zeit angestiegen war und sich insgesamt eine ungleichförmigere Sohldruckverteilung

eingestellt hatte. Derzeit sind zu wenig Daten für eine ausreichende Analyse des Lastabtragverhalten des Schotters veröffentlicht worden. In einer solchen Analyse wäre das Zusammenspiel zwischen Horizontal- und Vertikaldrücken im Schotter in Abhängigkeit der Lastspielzahl von besonderer Bedeutung, wie in Kapitel 2.4.2 genauer ausgeführt wird.

2.3.4 NUMERISCHE SIMULATIONEN

Nachdem in Kapitel 2.2.2 einige Möglichkeiten der kontinuumsmechanischen Modellierung des elementaren Verformungsverhaltens von Schotter beschrieben wurden, werden im folgenden verschiedene Ansätze der numerischen Beschreibung der Systemkomponente "Schotterschicht" vorgestellt. Dabei kommen u.a. sowohl lineare und nichtlineare kontinuumsmechanische als auch diskrete Ansätze für die Abbildung der Eigenschaften der Schotterverformung zum Einsatz.

Um eine rechenintensive, nichtlineare kontinuumsmechanische Modellierung des Stoffverhaltens, in dem das Gleichgewicht zwischen Kraft und Verformung in jedem Zeitschritt gefunden werden muss, zu umgehen, berechnet Stöcker [Stö01] die plastischen Deformationen zum Beispiel des Unterbaus von Schotterfahrbahnen mit Hilfe eines rheologischen Stoffmodells. Diese Form der Modellierung kann als eine Art theoretisch-empirischer Kompromiss zwischen der Berechnung von Setzungen mittels der Kontinuumsmechanik (vgl. Kapitel 2.2.2) und den phänomenologischen Setzungsformeln (vgl. Kapitel 4.1) interpretiert werden, da hier vereinfachend die Deformationen nach jedem Zyklus, nicht jedoch in jedem Zeitschritt explizit berechnet werden. Dabei wird das Problem quasi-statisch behandelt, das heisst, dass Massenträgheits- und Wellenausbreitungseffekte vernachlässigt werden. In FE-Simulationen mit ABAQUS von zum Beispiel zyklischen Plattendruckversuchen konnte eine gute Übereinstimmung mit den Messergebnissen erzielt werden.

Mattner [Mat86] führte numerische Simulationen des zuvor realisierten Schotterkastenversuchs mit Hilfe der elastischen Mehrschichtentheorie durch. Im Experiment wurde die Schotterschicht im Kasten auf eine zuvor eingebaute Sandschicht aufgebracht. Die statische Lasteinleitung erfolgte über eine kreisförmige Platte. Die berechneten Gesamtdeformationen (plastisch und elastisch) sind in Abb. 2-32 dargestellt. Der Anteil der plastischen Deformationen war unbekannt, so dass die gemessenen und berechneten Verformungen nicht übereinstimmten. Es wurden jedoch von der Belastung unabhängige Verhältnisfaktoren bestimmt, die einen Vergleich zwischen Rechnung und Versuch ermöglichten. In Abb. 2-32 ist trotz der

seitlichen Begrenzung ein deutliches horizontales Ausweichen des Schotters und eine leichte Aufwölbung neben der Lastplatte an der Oberfläche zu erkennen.

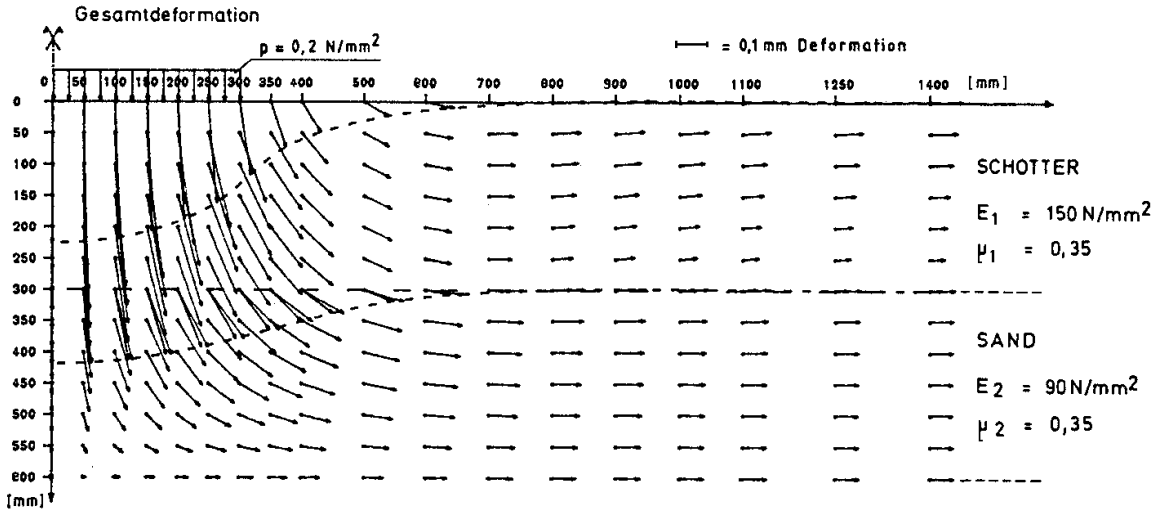


Abb. 2-32: Numerische Simulation der Deformation der Schotterschicht aufgrund statischer Belastung [Mat86]

Zusätzlich wurde ein Rechenergebnis der Verteilung maximaler Hauptschubspannungen im Schotter und Sand angegeben, in dem diese ca. 10 cm unter der Außenkante der Lastplatte und im unteren Drittel der Schotterschicht in der Lastachse auftreten. Es ist davon auszugehen, dass sich zunächst an diesen Stellen plastische Verformungen einstellen werden.

Chang et al. [CAS80] entwickelten das kurzzeitdynamische Rechenmodell GEOTRACK, welches ein Schottergleis über eine Länge von 11 Schwellen auf beliebig vielen – in horizontaler Richtung unendlichen – elastischen Bodenschichten dreidimensional abbildet. Die Schichten sind ihrerseits auf einem unendlichen Halbraum gelagert. In GEOTRACK ist die Kontaktbedingung zwischen Schwelle und Schotter, das heisst ein mögliches Abheben der Schwelle von der Schotteroberkante, realisiert. Das elastische Materialverhalten der Bodenschichten wird durch spannungsabhängige Elastizitätsmoduln beschrieben, wobei diese aus Triaxialversuchen mit unterschiedlichen Seitendrücken von Bodenproben einer betrachteten Strecke abgeleitet wurden. Mit Hilfe von GEOTRACK kann die Spannungsverteilung aufgrund einer quasi-statischen Überfahrt eines Drehgestells über die Tiefe in allen Bodenschichten berechnet werden. Außerdem ist es möglich, die Kräfte zwischen Schiene und Schwelle, Schwelle und Schotter sowie Schienen- und Schwellenverschiebung aufgrund der Überfahrt einer einzelnen Achse oder eines Achsenpaars zu ermitteln. Die Simulationsergebnisse sind auch mit Messergebnissen der Teststrecke FAST (siehe dazu auch Abschnitt 2.3.3) verglichen

worden, wobei sich eine zufriedenstellende Übereinstimmung feststellen ließ. Das GEOTRACK Modell kann somit als ein Werkzeug angesehen werden, welches die Optimierung verschiedener Gleiskomponenten wie zum Beispiel Schwellenform und -abstand ermöglicht.

Ein ähnliches, dreidimensionales Modell ist von Desai et al. [DeS82] entwickelt worden. In der Finite-Elemente-Rechnung ging man dazu über, das Verformungsverhalten der Bodenschichten infolge zyklischer Belastung mit unterschiedlichen, nichtlinearen, plastischen Stoffgesetzen zu beschreiben. Für die Simulation des Schotterverhaltens wurde beispielsweise das Stoffgesetz variabler Moduln angewandt, wobei der Elastizitäts- und der Schubmodul mit Hilfe von Invarianten der Spannungs- und Dehnungstensoren bestimmt wurden. Die Parameter sind aus „echten“ dreiaxialen Bodenelementversuchen [JaD83] bestimmt worden. Der Vergleich einer linearen mit einer nichtlinearen Rechnung zeigte jedoch wenig Unterschiede, was die Autoren darauf zurückführten, dass man sich bei der gegebener Belastung noch im linearen Verformungsbereich befand. Bei deutlich höherer Last würden auch die Abweichungen größer werden.
Die in Kapitel 2.3.2 beschriebenen Kreuzversuche sind in der erst kürzlich veröffentlichten Dissertation von Augustin [Aug02] auch numerisch nachgerechnet worden. In den Finite-Elemente-Rechnungen wurde das nichtlineare Schotterverhalten mit Hilfe der Hypoplastizität und der intergranularen Dehnung modelliert. Die Versuchsergebnisse konnten dahingehend bestätigt werden, dass mit einem schrittweisen Absenken des Druckminimums P_u ein Anstieg der bleibenden Setzung zu verzeichnen war. Bei erneuter Wiederbelastung konnte entsprechend den Versuchen eine geringere Steifigkeit der Schotterschicht festgestellt werden.

Schünemann [Schü02], [Schü00] entwickelte ein theoretisches Modell, welches sowohl das Kurzzeit- als auch das Langzeit-Setzungsverhalten des Schotteroberbaus modelliert und demnächst im Rahmen seiner Dissertation an der Universität Karlsruhe veröffentlicht wird. Folgende Informationen basieren zu großen Teilen auf mündlichen Mitteilungen:
Im Modell fährt ein Fahrzeugmodell[5] über ein unendlich langes Schottergleis. Unterhalb jeder Schwelle ist ein Schotterelement angeordnet, in dem ein homogener Spannungszustand angenommen wird. Entgegen der bisherigen Beobachtungen am Gleis und im Experiment wird dessen seitliche Dehnung vereinfachend zu Null gesetzt. Das Verformungsverhalten des Schotters wird mit Hilfe der Hypoplastizität

[5] Das Fahrzeug ist zunächst als einfacher Massepunkt, später als Zweimassenschwinger modelliert worden.

und der intergranularen Dehnung berechnet. Die Lasten werden über die Schotterelemente in den Untergrund abgeleitet, welcher als linear elastischer Halbraum modelliert ist.

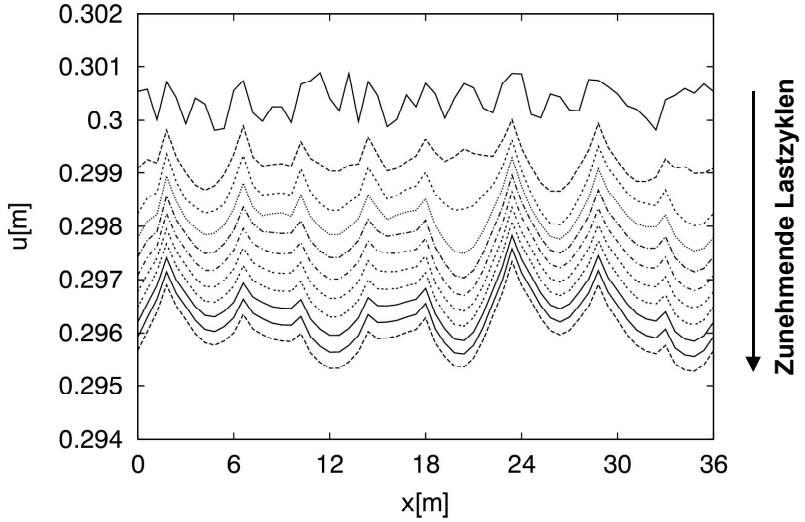


Abb. 2-33: Im Modell berechnete Entwicklung von Hohllagen einer Schotterfahrbahn nach verschiedener Anzahl von Zugüberfahrten aus [Schü02]

Jedem dieser Schotterelemente wird anfangs ein zufallsgeprägter Zustand zugewiesen, der durch die Höhe des Schotterelements, dessen Porenzahl und Eigengewicht charakterisiert ist. Dementsprechend ergibt sich im Anfangszustand eine stochastische Hohllagenverteilung, wobei ca. 60 bis 80% der Schwellen hohl liegen. Nach der Berechnung einiger Lastzyklen lässt sich die Entwicklung der Höhenlage des Schottergleises nachvollziehen. Ein Beispiel dafür ist in Abb. 2-33 dargestellt. Die Abbildung zeigt, dass sich nach einer großen Anzahl von Zugüberfahrten ein Höhenprofil u mit einer charakteristischen Wellenlänge L herausbildet. Mit Hilfe dieses Modells kann die Entwicklung von Hohllagen genau verfolgt werden, wobei der Einfluss der eingeprägten Anfangsimperfektionen entscheidenden Einfluss hat. Durch enorme Rechenzeiten scheint die Anzahl der zu berechnenden Lastzyklen jedoch beschränkt zu sein.

Im Rahmen dieser Arbeit wurde ein kontinuumsmechanisches FE-Modell mit dem Ziel entwickelt, zu prüfen, ob damit das prinzipielle Setzungsverhalten der Schotterschicht im System Schottergleis aufgrund von einigen Zugüberrollungen adäquat abgebildet werden kann. Das Modell besteht aus einem mit Schotter gefüllten Kasten, welcher die Ausdehnung des Schotters in lateraler und Tiefenrichtung behindert. Die zyklische (2 Hz) bzw. dynamische (50 Hz) harmonische Belastung erfolgt über eine Schwelle, welche auf der Schotteroberkante gelagert ist. Das zugehörige Finite-Elemente-Netz ist in Bild Abb. 2-34 dargestellt. Im Modell wurde

das Verformungsverhalten der Schotterschicht mit dem hypoplastischen Stoffgesetz und der intergranularen Dehnung (siehe Kapitel 2.2.2) abgebildet.

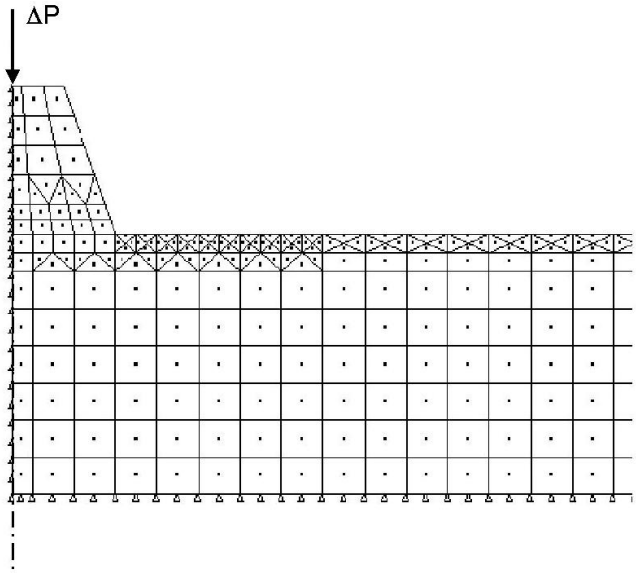


Abb. 2-34: FE-Modell eines Schotterkastens mit Schwelle

Der hier angewendete Parametersatz für Schotter wurde kürzlich freundlicherweise von der DB AG zur Verfügung gestellt und kann von dort bezogen werden. Die Rechenergebnisse aufgrund von zyklischer Belastung sind in Abschnitt 2.4.2 dargestellt. Weiterhin werden in Abschnitt 2.4.3 die Ergebnisse bei dynamischer Belastung diskutiert.

Wie schon in Kapitel 2.2.2 erwähnt, ist in bestimmten Fällen eine diskrete Modellierung des Schotterverhaltens bei Überfahrt des Zuges empfehlenswert. Frühere diskrete Untersuchungen von Schotterverhalten sind von Eurobalt [Eur94] und Estradé Panadés und Lopéz Pita [Pan93] durchgeführt worden. Durch die geringe Leistungsfähigkeit der Computer waren Ihnen jedoch enge Grenzen gesetzt. Heutzutage erlauben Hochleistungsrechner eine diskrete Modellierung des Lastabtragverhaltens des Schotters in zumindest zwei Dimensionen, wie es von Kruse [Kru02] gezeigt wurde. Er studierte mit Hilfe der molekulardynamischen (MD) Methode[6] den zweidimensionalen Lastabtrag von einer Schwelle über ein Schottergefüge in den "Untergrund" in Abhängigkeit verschiedener System-, Material- und Kontaktparameter. Dabei wurde ein Modell entwickelt, welches dem in Kapitel 2.3.2 beschriebenen Boxtest von Raymond und Bathurst [RaB87] entspricht (siehe Abb. 2-35). Demnach wird eine einzelne Schwelle auf einer Schotterschicht, welche in einen Kasten eingebracht worden ist, periodisch belastet. Die zyklische Belastung

[6] Die molekulardynamische Methode ist eine Modifizierung der Diskreten Element Methode.

entspricht zunächst der Überfahrt eines Güterwagens mit einer Fahrgeschwindigkeit von 100 km/h auf idealem Gleis. Bei der MD-Methode werden für jeden Partikel die Bewegungsgleichungen formuliert und momentane Kontaktsituationen identifiziert.

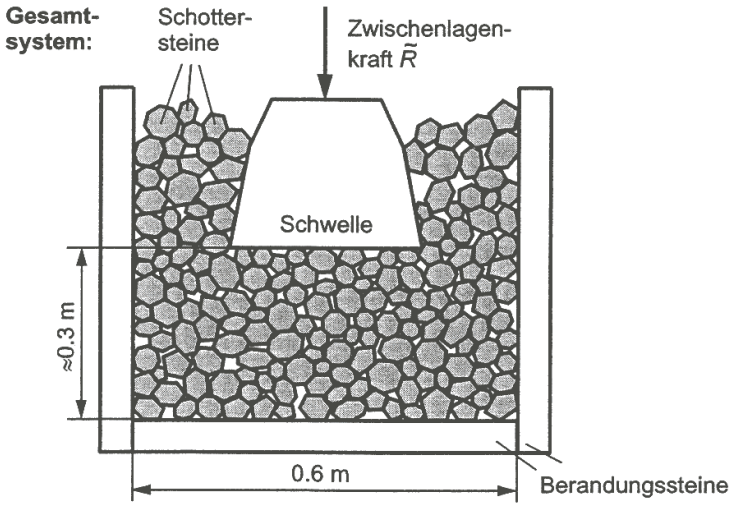


Abb. 2-35: 2D-Modell der molekulardynamischen Simulation von Kruse [Kru02]

Die Eindringung der Körner ineinander wird durch deren sehr hohe Steifigkeit verhindert. Die Auswertung der Gleichungen erfolgt mit einer speziellen Zeitschritt-Integration für jeden Zeitpunkt. Die initiale Anordnung der Körner sowie die Korngröße und polygonale Kornform (Anzahl der Kanten) ist bei der Simulation zufallsgeprägt.

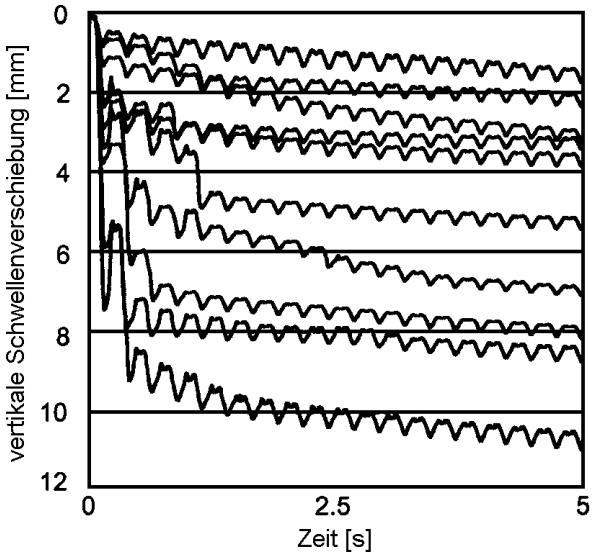


Abb. 2-36: Setzungsverlauf nach unterschiedlichen Anfangskonfigurationen aus [Kru02]

Überraschenderweise wird berichtet, dass die Änderung der Randbedingungen, d. h. die Elastizität der umschließenden Wände, die Setzung der Schwelle nur unwesentlich beeinflusste. Eine Erklärung dafür wurde nicht angegeben. Vielmehr bestimmte

die ursprüngliche Konfiguration der Partikel nachhaltig die Größe der bleibenden vertikalen Schwellenverschiebung wie es in Abb. 2-36 zu erkennen ist. Je nach Anfangskonfiguration stellte sich eine Setzung nach 20 Lastzyklen zwischen 2 und 11 mm ein. Die Rechnung zeigte, dass sich die erhebliche Streuung der Anfangssetzung auch durch eine intensivere Vorverdichtung nicht wesentlich reduzierte. Lediglich die absolute Größe der Anfangssetzungen konnte dadurch reduziert werden. Eine derartige Streuung wäre grundsätzlich auch in der Realität nach Inbetriebnahme des Schottergleises zu erwarten.

Zusätzlich wurde der Einfluss der Kornform des Schotters untersucht. Die Auswirkungen sind gering, es wurde jedoch festgestellt, dass die Setzungsverläufe besonders bei abgeplatteten Steinen ungleichmäßig waren. Unterschiedliche Kontaktparameter (Steifigkeit und Dämpfung) beeinflussten die Setzung nur geringfügig, hingegen eine Variation des Reibungskoeffizienten deutliche Änderungen hervorbrachte. Erwartungsgemäß stieg die Setzung mit Abnahme der Reibung an. Ebenso erwartungsgemäß stieg bei periodischer, dynamischer Belastung die Setzung an, sobald die Oberlast erhöht wird. Eine zwischenzeitliche Reduzierung derselben führte kaum zu weiteren, irreversiblen Kornumlagerungen und damit zu Setzungen. Der Einfluss der Fahrgeschwindigkeit war nur gering, was evtl. auf den nicht vorhandenen Einfluss eines unendlichen Untergrundes zurückzuführen ist. Gerade bei hohen Fahrgeschwindigkeiten wird die Schotterschicht aufgrund von Wellenausbreitung im Untergrund an ihrer Unterseite in Schwingungen versetzt. Um diesen Effekt zu simulieren, hat Kruse das Modell des Schotterkastens am Fußpunkt angeregt und gleichzeitig eine statische Auflast auf der Schwelle angesetzt. Eine höhere statische Auflast bei gleichem eingeprägten Beschleunigungsniveau führte zu größeren Setzungen, wobei die Setzungsrate bei einer Überschreitung des Beschleunigungsniveaus von 1 g deutlich anwuchs.

Die Abb. 2-37 zeigt den diskontinuierlichen Lastabtrag von der Schwelle über das Schottergefüge in die Bodenplatte. Diese Diskontinuität scheint vor allem dadurch zu entstehen, dass die Schwelle die Last nur an sehr wenigen Kontaktpunkten übertragen kann. Kruse erwähnt jedoch, dass es in einem 3-D-Modell im Gegensatz zu dem hier dargestellten 2-D-Modell zu einem deutlich homogeneren Lastabtrag kommen kann. Aufgrund der hohen Rechenzeiten muss man sich derzeit allerdings noch mit vereinfachten 2-D-Modellen begnügen. Aus dem gleichen Grund sind mit der MD-Simulation zunächst keine Langzeitstudien vom Setzungsverhalten des Schotters möglich.

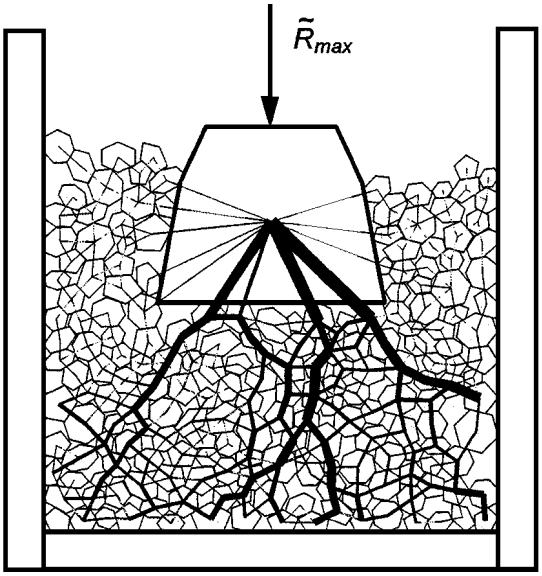


Abb. 2-37: Diskontinuierlicher Lastabtrag des Schotterbetts [Kru02]

Eine diskrete Schottermodellierung nutzen auch Cholet et al. [Cho01]. Dabei werden die Schotterkörner wie bei Kruse als zweidimensionale, konvexe Polygone abgebildet, wobei die Partikel starr sind und sich an ihren Kontaktpunkten geringfügig überlappen können. Die Überlappung wird als Verformung im Kontaktpunkt definiert. Bei der Berechnung der Kontaktkraft wird diese Verformung und die Reibung zwischen den Körnern berücksichtigt. Ein Abrieb der Körner ist dagegen nicht berücksichtigt. Mit Hilfe dieser Diskreten-Elemente-Methode (DEM) sollte das gleichzeitig durchgeführte Laborexperiment im Maßstab 1:3 simuliert werden. Der Versuchsaufbau bestand aus einem Kasten, welcher mit Schotter gefüllt war. In den Schotter war ein Schwellensegment eingebettet. Seitlich knapp unterhalb der Schwelle wurde ein Stopfpickel eingeführt und in Schwingung versetzt. Die Einsenkung der Schwelle wurde gemessen. Es zeigte sich, dass das Verhalten der Schotterpartikel von der Erregerfrequenz bestimmt wurde, wobei drei Frequenzbereiche identifiziert wurden:

- 0 - 3 Hz: Das Korngerüst verdichtet sich kaum, Erschütterungseffekte sind im wesentlichen unmittelbar neben dem Stopfpickel zu erkennen, evtl. Bildung von Scherfugen
- 4 - 10 Hz: viskoses Verhalten des Korngerüsts, es kann eine optimale Verdichtung erreicht werden; die Eindringung des Stopfpickels ist wesentlich erleichtert
- 11 - 16 Hz: Verflüssigung der Schottergerüsts, große Schotterbewegungen, geringe Verdichtung des Schottermaterials

In Zukunft soll die Degradation der abgeböschten Schotterschicht in einem zweidimensionalen Experiment praktisch und numerisch untersucht werden. Dabei wird das eingebettete Schwellensegment vertikal und horizontal belastet.

2.4 EINFLUSSFAKTOREN DER SCHOTTERSETZUNG

Um den Anforderungen an ein zu erstellendes Modell zur Setzungsprognose von Bahnschotter Rechnung zu tragen (siehe dazu auch Kapitel 4), werden nachfolgend die verschiedenen wichtigsten Einflussparameter der Schottersetzung anhand verfügbarer Informationen aus der Literatur identifiziert und das entwickelte, in Kapitel 2.3.4 beschriebene FE-Modell eines Schotterkastens darauf getestet, ob die Einflüsse realitätsnah abgebildet werden können. In den Abschnitten 2.4.2 und 2.4.3 wird dargestellt, dass eine FE-Simulation mit Hypoplastizität und intergranularer Dehnung je nach zyklischer oder dynamischer Belastung unterschiedlich geeignet erscheint.

2.4.1 INHOMOGENITÄTEN IM SCHOTTERGLEIS

Inhomogenitäten im Schottergleis sind kaum zu vermeiden, aber dennoch zu minimieren. So kann eine hohe Ausgangsqualität durch einen möglichst homogenen Untergrund, eine homogene Schotterschicht sowie gut gerichtete Schienen erreicht werden. Es hat sich erwiesen, dass die Ausgangsqualität einer Schotterfahrbahn maßgeblich für die Entstehung von Setzungen im Gleisbetrieb ist. Shenton [She84] bzw. Selig und Waters [SeW94] zeigten, dass jede Strecke ein typisches Profil besitzt, welches schon während des Streckenbaus aufgrund vorhandener Inhomogenitäten festgelegt wird, und zu dem hin sich die Fahrbahn nach jedem Stopfvorgang wieder verschlechtern wird. Die Abb. 2-38 zeigt im oberen Teil den zeitlichen Verlauf der Rauheitszunahme bzw. Verschlechterung des Gleises mit zwischenzeitlichen Stopfvorgängen. Darunter ist das Streckenprofil jeweils am Ende einer Betriebsperiode aufgetragen. Wie man erkennen kann, ändert sich das grundsätzliche Profil nicht. Obwohl hier nur das Höhenprofil der Schienenoberkante aufgetragen ist, kann man davon ausgehen, dass sich bei einem derartigen Ausgangszustand entsprechend viele Hohllagen unter den Schwellen bei Inbetriebnahme der Strecke ausgebildet haben. Ein Nachweis dafür steht noch aus, da für das Erfassen von Hohllagen in aufwendiger Handarbeit jede Schwelle von der Schiene abgeschraubt werden muss, um danach den Abstand zwischen Schwelle und Schienenfuß zu messen.

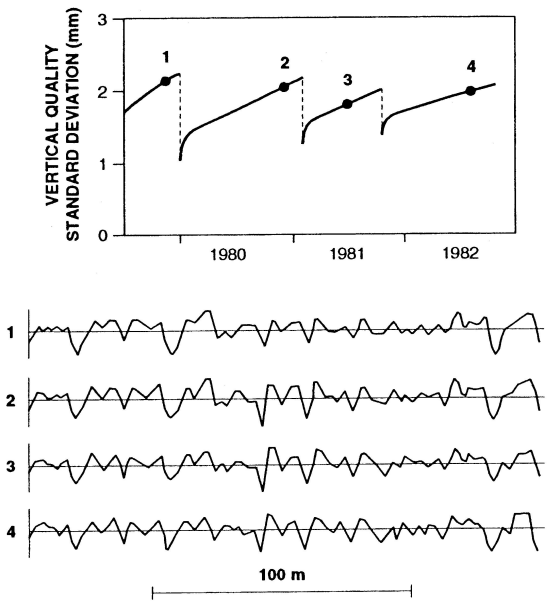


Abb. 2-38: Entwicklung des Streckenprofils nach Einbau und nach mehreren Stopfvorgängen aus [SeW94]

Die Qualität des anfänglichen Einbauzustands des Schotters wird hauptsächlich durch die Einbaudichte und das Profil der Schotteroberfläche bestimmt. Die Einbaudichte ist abhängig von der Kornverteilung. Da der Schotter ein Haufwerk zufällig zueinander angeordneter Partikel ist, sind lokale Schwankungen der Dichte unvermeidbar.

Abschließend sei erwähnt, dass die Entstehung von Hohllagen nicht nur Folge von gleisseitigen Irregularitäten ist, sondern auch durch fahrzeugseitige Störungen wie zum Beispiel Flachstellen der Räder oder unrunde Räder ausgelöst werden kann. Auch dabei kann es zu lokalen, dynamischen Belastungsspitzen gepaart mit erheblichen, zwischenzeitlichen Entlastungen, zum Beispiel durch das Abheben des Rades von der Schiene [KnW99] kommen.

2.4.2 BELASTUNGSNIVEAU

Im Kapitel 2.3.2 wurde beschrieben, dass verschiedene Untersuchungen die Abhängigkeit der Schottersetzung vom allgemeinen Belastungsniveau (siehe zum Beispiel [Klu72]) eindeutig belegen. Es ist jedoch nützlich, diese Abhängigkeit in Bezug auf einen bestimmten Spannungsparameter im Schotterbett beziehen und gleichzeitig einen Schwellwert formulieren zu können, oberhalb dessen die Setzungen drastisch zunehmen.

Nach Guldenfels [Gul96] können unverhältnismäßig große Verformungen dann auftreten, wenn ein bestimmtes Spannungsverhältnis

$$\eta = \frac{q}{p}, \tag{2-5}$$

überschritten wird. Es ist $q = \sigma_1 - \sigma_2$ die maximale Schubspannung und $p = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) / 3$ der hydrostatische Spannungszustand mit σ_1 als Vertikal- und σ_2 bzw. σ_3 als Horizontalspannung. In ähnlicher Form wird dies von Selig und Waters [SeW94] berichtet, wenn die deviatorische Spannung nahezu der Bruchspannung entspricht. Dieser Zusammenhang kann auch aus der Abb. 2-7 abgeleitet werden, wo im Triaxialversuch ein überproportionaler Anstieg der plastischen Dehnungen bei Überschreitung eines bestimmten Schwellwertes der Deviatorspannung festgestellt wurde. In diesem Fall wird der Reibwiderstand zwischen den Partikeln und damit die Scherfestigkeit des Materials überschritten; die Folge sind Bewegungen bzw. Drehungen der Körner, das Material weicht seitlich aus. Letztendlich führt dies zum Abrieb und zur Zerstörung der Körner in den Kontaktpunkten. Die Bruchspannung eines Schotterkorngefüges ist jedoch stark abhängig von der Verspannung in Querrichtung, das heisst der vorhandenen Horizontalspannung. Im Triaxialversuch kann diese bei konstant gehaltenem Seitendruck bestimmt werden. sowie Das Messen der insitu Spannungsverhältnisse im Schotterbett und somit die Bestimmung der zugrundeliegenden Bruchspannung ist jedoch schwierig, da es sich um ein grobkörniges Gefüge handelt und ein kontinuierlicher Lastabtrag unwahrscheinlich ist. Demnach ist die Größe der Horizontalspannungen insitu im Allgemeinen unbekannt und auch das Vertikalspannungsniveau im Schotter kann nur grob abgeschätzt werden. Es ist daher wünschenswert, den Spannungszustand in der Schotterschicht anhand von FE-Simulationen zu studieren. Das zugehörige FE-Modell ist in Abschnitt 2.3.4 beschrieben worden. In Abb. 2-39 ist als Ergebnis der hier durchgeführten Simulationen die Schwelleneinsenkung, welche gleichbedeutend mit der auftretenden Setzung ist, im Vergleich zu verschiedenen Spannungsgrößen unterhalb der Schwellenachse in Schotterbettmitte über die Zeit aufgetragen. Die Schwelle wurde in diesem Fall zyklisch (2 Hz) mit quasi vollständiger zwischenzeitlicher Entlastung belastet[7]. Es zeigt sich, dass die Vertikalspannung σ_1 und die Parameter p und q jeweils phasengleich zur Schwelleneinsenkung verlaufen, hingegen die Horizontalspannung σ_2 genau gegenphasig verläuft. Man sollte der Gegenphasigkeit der Horizontalspannung allerdings keine allgemeine Gültigkeit beimessen, handelt es sich doch hier nur um einen gewählten Ort, an dem die Spannungsgrößen betrachtet werden; an anderer Stelle wie zum Beispiel seitlich unterhalb der Schwelle findet man sowohl Vertikal- als auch Horizontalspannung in Phase.

[7] Das Belastungsschema für eine vollständige Entlastung ist in Abb. 2-41 dargestellt.

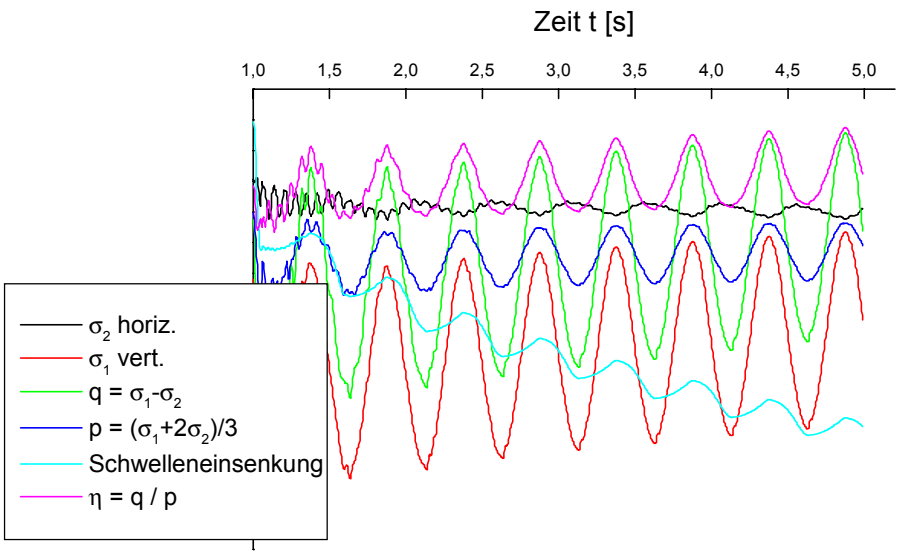


Abb. 2-39: Qualitative zeitliche Entwicklung verschiedener Spannungsvariablen unterhalb der Schwellenachse in Schotterbettmitte sowie der Schwelleneinsenkung bei zyklischer Belastung

Dieses Ergebnis zeigt einen direkten Zusammenhang aller Spannungsparameter mit der auftretenden Setzung, so dass daher bei der später folgenden Setzungsprognose (vgl. die Setzungsformel in Kapitel 4.2) stellvertretend lediglich die Vertikalspannung berücksichtigt wird. Auf eine vollständige Auswertung des Spannungszustandes im Schotterbett musste hier aus Zeitgründen verzichtet werden, sollte aber unbedingt Gegenstand zukünftiger Forschungstätigkeiten sein.

Da ein Setzungszuwachs primär an Schwellen mit schon vorhandenen Hohllagen beobachtet wurde, muss besonders hier eine Destabilisierung des Schottergefüges – erkennbar an der abnehmenden Steifigkeit desselben – in Erscheinung treten. Verschiedene Untersuchungen [Bae02], [Aug02], [Klu65] haben bestätigt, dass die bleibenden Verformungen bei zyklischer Belastung gerade dann maximal werden, wenn die zwischenzeitliche Entlastung nahezu vollständig ist. Siehe hierzu Abb. 2-27 (Kurve w) in Kapitel 2.3.2. In der Realität tritt diese vollständige Entlastung des Schottergefüges insbesondere unter hohl gelagerten Schwellen auf, wenn diese aufgrund der Biegesteifigkeit der Schiene im unbelasteten Zustand von der Schotteroberkante abheben. Es ist vorstellbar, dass sich bei zunehmender Entlastung die zuvor gebildeten Lastabtragspfade im stabilisierten Korngerüst umorientieren, so dass es zu Umlagerungseffekten kommt. Ein Hinweis dafür kann wiederum in Abb. 2-27 (Kurve h2) gefunden werden, wo eine starke Zunahme der Schotterverformung in lateraler Richtung bei vollständiger, zwischenzeitlicher Entlastung zu erkennen ist. Die ursprüngliche Verspannung geht dabei verloren, so dass insbesondere die

Steifigkeit der Schotterschicht und damit auch die residuelle Horizontalspannung reduziert wird. Die Abnahme der Steifigkeit bei zunehmender Entlastung kann mit Hilfe von Ergebnissen von Triaxialversuchen von Selig und Waters [SeW94] belegt werden, in Abb. 2-40 durch ein Abflachen der Hysterese erkennbar.

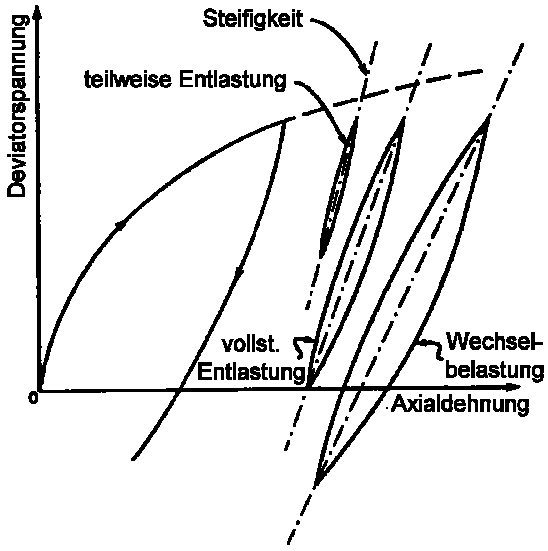


Abb. 2-40: Abnahme der Steifigkeit in Abhängigkeit des Entlastungsgrads im Triaxialversuch nach [SeW94]

Dass der Grad der Entlastung zumindest bei zyklischer Belastung eine entscheidende Rolle in Bezug auf Schottersetzungen spielt, zeigen auch die folgenden Ergebnisse durchgeführter FE-Simulationsrechnungen. Zunächst sind in Abb. 2-41 die Belastungsverläufe bei teilweiser bzw. vollständiger Entlastung über die Zeit aufgetragen. In Abb. 2-42 ist die entsprechende Schwelleneinsenkung aufgrund vollständiger und nur teilweiser Entlastung bei gleicher Maximalamplitude über den Logarithmus der Lastzyklenzahl N dargestellt.

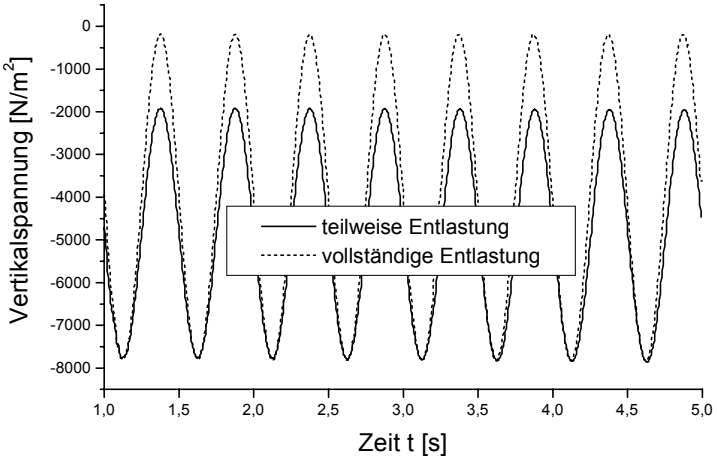


Abb. 2-41: Belastungsschema bei teilweiser und vollständiger Entlastung

Für den Fall der vollständigen Entlastung ergibt sich nach 7 Lastzyklen eine deutlich größere Setzung als bei nur teilweiser Entlastung. Es kann also zusammengefasst werden, dass nicht ausschließlich das allgemeine Belastungsniveau für die Größe der Setzungen ausschlaggebend ist, sondern zusätzlich der Grad der Entlastung maßgeblich dazu beiträgt, wie schnell die Setzungen ansteigen.

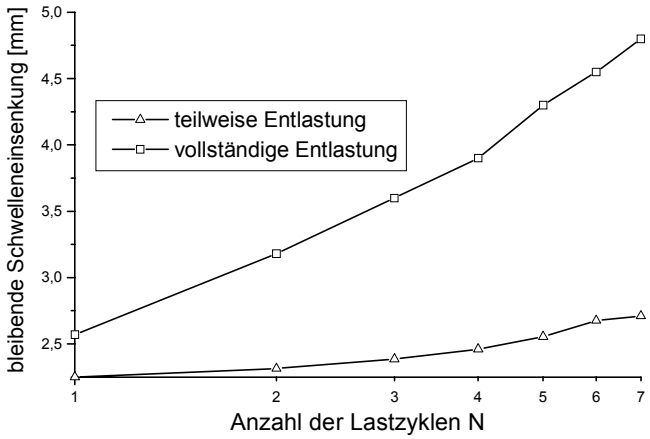


Abb. 2-42: Bleibende Schwelleneinsenkung in Abhängigkeit des Entlastungsgrads

Wie schon in Kapitel 2.2.2 im Zusammenhang mit der Simulation zyklischer Schotter-Triaxialversuche erwähnt wurde, ist auch bei diesen FE-Simulationen eines Schotterkastens festzustellen, dass die Setzungen schon bei sehr geringem Last-niveau relativ hoch ausfallen, dass heisst, dass sich das Material viel weicher verhält als es in der Realität bzw. als aus Versuchsergebnissen zu erwarten ist. Möglicherweise ist das hypoplastische Stoffgesetz lediglich in der Lage, qualitative Effekte des Schotterverhaltens bei zyklischer Belastung zu beschreiben. Dies wird an dieser Stelle als ausreichend betrachtet.

Es soll darauf hingewiesen werden, dass es sich hier zunächst um eine Näherung handelt, da angenommen wird, dass der Schotter unterhalb einer Schwelle mit Hohllage annähernd zyklisch beansprucht wird, was lediglich bei sehr geringer Fahrgeschwindigkeit der Züge realistisch ist. Tatsächlich überlagern sich hier dyna-mische Einflüsse und der der vollständigen Entlastung, was eine Setzungsprognose (siehe dazu Kapitel 4.2) deutlich erschwert.

2.4.3 ERSCHÜTTERUNGEN

Wie bereits in Kapitel 2.2.1 beschrieben, wird auch in Resonant Column Versuchen nachgewiesen, dass sich das Verformungsverhalten eines Schotters bei größeren Schwingungsamplituden und der damit verbundenen Massenträgheitseffekte verän-dert und nichtlinear wird. Dies kann die Folge von Kornumlagerungsprozessen sein. In verschiedenen Laborexperimenten wurde beobachtet, dass eine solche Destabili-

sierung des Korngerüsts bei dynamischer Belastung zu verstärkten Setzungserscheinungen im Schotterbett führt. Dabei wurden die Erschütterungen bei Baeßler und Rücker [Bae02] und Kienzer [Kie85] über eine stoßartige Belastung und bei Cholet et al. [Cho01] über eine periodische Belastung in die Schotterschicht eingeleitet. Es ist anzunehmen, dass die zusätzlichen Schottersetzungen in Abhängigkeit des Beschleunigungsniveaus bzw. der Frequenz der Anregung stehen. So weisen die Versuche von Cholet (vgl. Abschnitt 2.3.4) auf deutlich unterschiedliches Verformungsverhalten des Schottergefüges in Abhängigkeit der Frequenz hin. Grenzwerte des Beschleunigungsniveaus der Anregung von 0,8 g sind zum Beispiel von Rücker et al. [Rüc98] auf Brücken vorgeschlagen worden.

Baeßler und Rücker untersuchten zwei Typen der dynamischen Belastung. Zunächst ließen sie eine Schwelle stoßförmig auf den Schotter auftreffen. Dieser Fall soll die Situation einer hohl gelagerten Schwelle bei schneller Zugüberfahrt repräsentieren. Wie bereits in Abb. 2-28 des Kapitels 2.3.2 zu erkennen war, war ein verstärkter Setzungsanstieg nach der Stoßbelastung zu verzeichnen.
Im zweiten Fall wurde nach einer Vorbelastung von 25000 quasi-statischen Zyklen eine nicht hohl gelagerte Schwelle dynamisch mit 80 Hz bzw. 30 Hz belastet und nicht nur die Zyklenzahl sondern auch die Belastungsamplitude variiert. Dieser Fall der periodischen Belastung simuliert zum Beispiel die Situation der Überfahrt eines Zuges mit unrunden Rädern. Zunächst wurde in drei verschiedenen Versuchen nach der Vorbelastungsphase die Amplitude der dynamische Belastung bei 80 Hz und 2 Zyklen schrittweise gesteigert. Die Messungen ergaben, dass die Setzungen mit zunehmender Beschleunigungsamplitude anstiegen, obwohl die Spannungen im Schotterbett nicht größer wurden als unter der voran gegangenen zyklischen Belastung. In einer weiteren Versuchssequenz wurde die Frequenz der dynamischen Belastung auf 30 Hz verringert und Letzere in 2 bzw. 20 Zyklen aufgebracht. Die Ergebnisse deuten darauf hin, dass niedrigere Frequenzen und eine steigende Zyklenzahl bei im Vergleich zur ersten Testreihe mit 80 Hz geringerem Beschleunigungsniveau größere Setzungen nach sich ziehen.

Das im Rahmen dieser Arbeit entwickelte FE-Modell eines mit Schotter gefüllten Kastens (vgl. Kapitel 2.3.4) war darauf zu testen, ob der Anstieg der Setzungen aufgrund verstärkter Schwingungsanregung der Schotterschicht entsprechend abzubilden ist. Die zunächst auf die Schwelle aufgebrachte zyklische, harmonische Belastung wurde von 2 Hz auf 50 Hz gesteigert, so dass Massenträgheitseffekte nicht mehr vernachlässigt werden dürfen. In Abb. 2-43 ist die Einsenkung der Schwelle unter dynamischer (50 Hz) Belastung mit der Einsenkung der Schwelle unter zyklischer Belastung (2 Hz) bei gleichen Lastamplituden als Funktion der

Lastzyklenzahl N verglichen[8]. Bei zyklischer Belastung sinkt die Schwelle während der ersten drei Lastzyklen deutlich ein, bevor die zweite Phase der Beruhigung beginnt und der Setzungszuwachs immer geringer wird. Es ist davon auszugehen, dass sich dabei das Schotterbett stabilisiert. Das Gegenteil zeigt der Verlauf der Schwelleneinsenkung unter dynamischer Belastung.

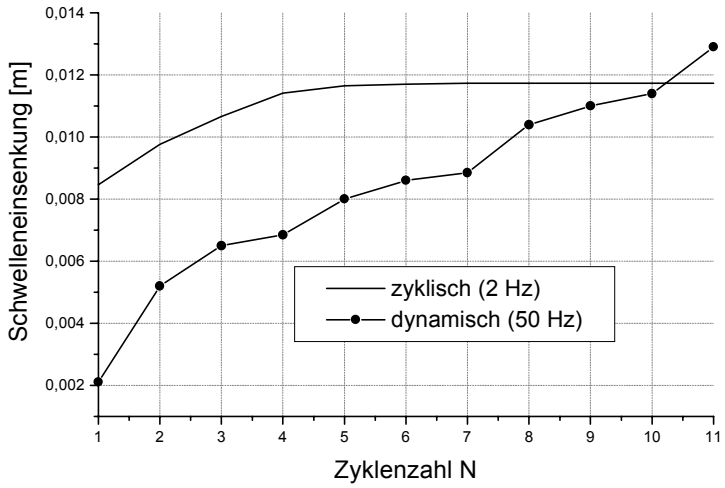


Abb. 2-43: Schwelleneinsenkung über die Zyklenzahl N für zyklische und dynamische Belastung

In diesem Fall kann eine stärkere Anfangssetzung nicht beobachtet werden, dafür jedoch eine stetige Zunahme der Setzungen. Eine Stabilisierung des Schotters findet hier nicht statt. In beiden Fällen ist der Betrag der Setzung im Zentimeterbereich und somit trotz relativ geringer Belastung recht hoch. Dies kann die Folge der hypoplastischen Stoffmodellierung (vgl. Kapitel 2.4.2) oder auch unzutreffender Definition von Randbedingungen bzw. Zustandsvariablen der Materialien sein. Für das hier aufgezeigte prinzipielle Ergebnis bleibt dies jedoch ohne Einfluss.

Eine mögliche Erklärung für verstärkte Schottersetzungen bei hoher dynamischer Belastung findet man bei Selig und Waters [SeW94]. Sie vermuten, dass die Größe der Horizontalspannungen quer zur Fahrrichtung von entscheidender Bedeutung für das Setzungsverhalten der Schotterschicht ist. Nach dem Einbau der Schotterschicht sind im Ruhezustand relativ große Horizontalspannungen vorhanden, da die Schotterkörner miteinander verzahnt sind und das Material vor allem in Längsrichtung und in geringerem Maße in Querrichtung durch das benachbarte Material am seitlichen Ausweichen behindert ist. Man nimmt daher an, dass eine große horizontale Verspannung die zu erwartenden Setzungen minimiert, da der

[8] Für diesen Vergleich ist die dynamische bzw. zyklische Belastung mit teilweiser Entlastung erfolgt, welche schematisch in Abb. 2-41 dargestellt ist.

Schotter seitlich gehalten wird und somit dorthin weniger ausweichen kann. Es erscheint jedoch wahrscheinlich, dass das Schotterbett insbesondere im Hochgeschwindigkeitsverkehr derart in Schwingungen versetzt wird, dass die anfangs hohen Horizontalspannungen mit der Zeit immer kleiner werden. Einen Hinweis darauf geben die insitu Messungen von Martinek [Mar76]. Dessen Messergebnisse in Abb. 2-30 zeigen, dass sich die Horizontalspannungen an der Unterkante der Schotterschicht mit zunehmender Fahrgeschwindigkeit und somit verstärkter dynamischer Einwirkung verringerten.

Einen Anhaltspunkt dafür findet man auch bei Baeßler und Rücker [Bae02], wo im Schotterkastenversuch (siehe dazu auch Kapitel 2.3.2) sowohl Vertikal- als auch Horizontalspannungen bei dynamischer Stoßbelastung im Schotter gemessen wurden. Anhand der Messungen konnten während des Stoßes Auflockerungserscheinungen an der Schotteroberfläche abgeleitet werden. Zusätzlich wurden nach dem Stoß leicht reduzierte Spannungen in der Schotterschicht nachgewiesen (vgl. Abb. 2-44), welche auf eine Entspannung des Korngefüges hindeuten.

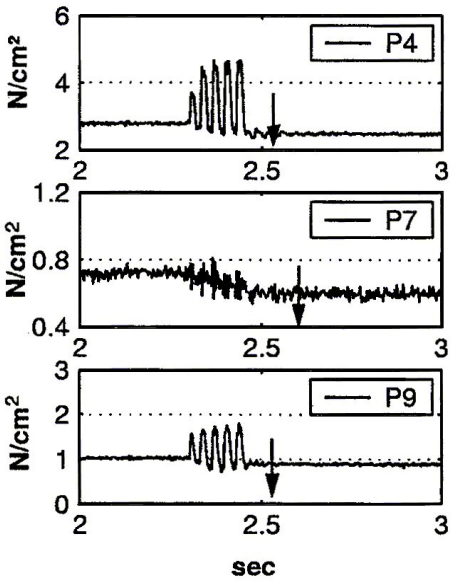


Abb. 2-44: Abnahme von Vertikal- (P4) und Horizontalspannung (P7/P9) nach stoßförmiger Belastung [Bae02]

In den hier durchgeführten FE-Simulationen wurde versucht, diese leichte Entspannung aufgrund von dynamischer Beanspruchung sowohl in Vertikal- als auch Horizontalrichtung abzubilden. Als ein Ergebnis der Rechnungen sind in Abb. 2-45 die Horizontal- und Vertikalspannungen unterhalb der Schwellenachse auf halber Höhe des Schotterbetts über die Zeit der periodischen Belastung aufgetragen. Der Spannungsverlauf bei dynamischer Belastung lässt kaum Rückschlüsse zu. Anstelle einer Entspannung ist eher eine Verspannung zu verzeichnen. Möglicherweise ist die

zunehmende Verspannung im Gegensatz zur Realität bzw. zu Baeßler und Rücker die Folge einer im Modell nicht berücksichtigten Abböschung der Schotterschicht, so dass der Schotter während der Belastung nicht seitlich ausweichen konnte.

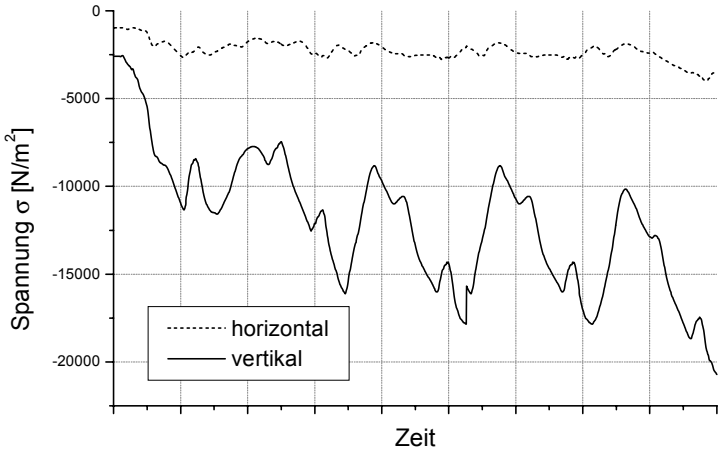


Abb. 2-45: Zeitliche Entwicklung der Horizontal- und Vertikalspannungen unterhalb der Schwelle in Schichtmitte bei dynamischer Belastung

Ein weiterer Grund mag die unterschiedliche Anregungsart sein. Baeßler und Rücker leiten aus ihren Versuchen ab, dass die horizontale Entspannung nur unterhalb hohl gelagerten Schwellen auftritt, nicht jedoch bei allgemeiner periodischer Anregung, welche zum Beispiel den Fall unrunder Räder von Schienenfahrzeugen simuliert.
Auffällig ist die hohe Schwankung der Vertikalspannungen, welche vermutlich durch die reflektierenden Wellen an den Begrenzungen des Kastens verursacht wird. Anders als bei der Wellenabstrahlung in den Halbraum können sich bei periodischer Belastung stehende Wellen aufbauen, die eine zusätzliche Anregung des Schotters bewirken. Somit ist festzustellen, dass die Rechenergebnisse bei dynamischer Belastung die beobachten Effekte aus Messungen und Experimenten nicht abbilden. Als wahrscheinliche Ursache für diese Diskrepanz wird angenommen, dass im FE-Modell nicht nur abweichende Versuchsbedingungen sondern hohe Dehnungsamplituden, bei denen eine kontinuumsmechanische Modellierung des Schotterverhaltens problematisch wird, die Ergebnisse verfälschen.
Es stellte sich heraus, dass das derzeitige Modell aus zuvor genannten Gründen keine zuverlässigen Interpretationen zulässt. Aufgrund vorangegangener Schwierigkeiten hinsichtlich der Bestimmung der 13 unabhängigen, hypoplastischen Schotterparameter sowie der beträchtlichen Rechenzeiten nichtlinearer FE-Simulationen konnten die dynamischen Berechnungen im Rahmen dieser Arbeit nicht weiter voran getrieben werden. Für eine Weiterentwicklung des FE-Modells ist einerseits die Anpassung an die konkreten Versuchsbedingungen von zum Beispiel Baeßler und Rücker zur besseren Vergleichbarkeit unbedingt notwendig, andererseits sollten

die Möglichkeiten einer kontinuumsmechanischen Modellierung des Schotter-Verformungsverhaltens bei dynamischer Belastung hinsichtlich ihrer Realitätsnähe genauer überprüft werden.

2.4.4 UNTERGRUNDSTEIFIGKEIT

Obwohl ein Untergrund geringerer Steifigkeit durch seine höhere Elastizität eine bessere Lastverteilung aus dem Schienenverkehr garantiert, können dadurch Kornumlagerungen begünstigt werden. Durch die größere Nachgiebigkeit eines weichen Untergrunds verstärkt sich die „Beweglichkeit“ der Schotterkörner – plastische Verformungen sind die Folge. Raymond und Bathurst [RaB87] veröffentlichten Ergebnisse von Experimenten, bei denen eine Schotterschicht in einen Kasten auf Unterlagen verschiedener Elastizität eingebaut wurde. Die Abb. 2-46 zeigt einen dramatischen Anstieg der plastischen Verformungen der Schotterschicht auf weichem Untergrund. Indirekt ist dieser Zusammenhang auch von Fröhling [Frö97] bestätigt worden. Betrachtet man seine phänomenologische Setzungsformel (siehe Kapitel 4.1), welche auf insitu Messungen an einem Schottergleis basieren, so führt auch hier eine Erhöhung der Untergrundsteifigkeit zu geringeren Setzungen. Ähnlich zu Raymond und Bathurst führten Guerin et. al. [Gue99] Versuche durch, wobei u.a. die Nachgiebigkeit der den Untergrund repräsentierenden elastischen Schicht variiert wurde. Danach ist die elastische Einsenkung der Schwelle maßgeblich für die Schottersetzung, was sich in der von ihnen entwickelten Setzungsformel (siehe Kapitel 4.1) niederschlägt.

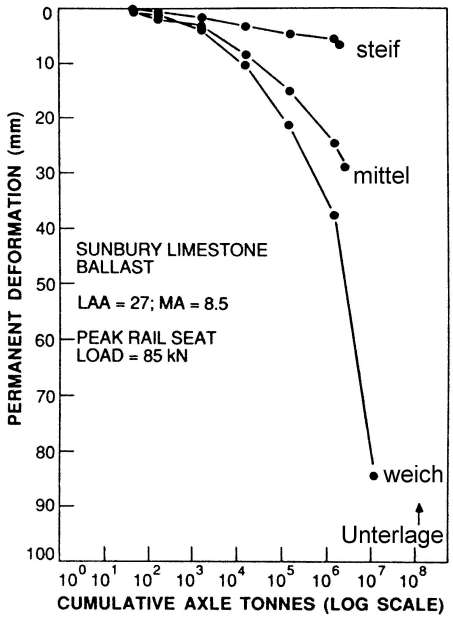


Abb. 2-46: Abhängigkeit der Setzung von der Untergrundsteifigkeit [RaB87]

Sowohl Guerin als auch Klugar [Klu72] weisen darauf hin, dass die verstärkten Umlagerungen der Schotterkörner auf einem weichen Untergrund auch zum Ansteigen der Schotterverschmutzung führen. Der Einfluss der Schotterverschmutzung wird im anschließenden Abschnitt betrachtet.

2.4.5 SCHOTTERVERSCHMUTZUNG

Die Verschmutzung des Schottermaterials ist in der Hauptsache die Folge von Kornabrieb und Kornzerstörung während des Betriebes und besonders bei Stopfmaßnahmen, aber auch von verschiedenen äußeren Einflüssen. Hierbei füllen sich die Poren zwischen den Schotterkörnern allmählich mit Feinmaterial, so dass weit mehr Korn-zu-Korn-Kontaktpunkte (siehe Abb. 2-47) entstehen, die den ursprünglich hohen Kontaktdruck zwischen den Schotterpartikeln abmindern und mit fortschreitender Verschmutzung den Grad der Verzahnung herabsetzen. Laut Guldenfels [Gul96] erhöht sich bei verschmutztem Schotter durch verstärkte Kornbewegungen das Dämpfungsverhältnis[9] des Schottergefüges, was Ausdruck einer größeren lateralen Nachgiebigkeit und letztendlich einer Destabilisierung des Schotterbetts ist. ERRI definiert den Verschmutzungsgrad als den Prozentsatz des Materials, der das Sieb mit der Lochweite 22,4 mm passiert. Laut Guldenfels ändern sich die bodenmechanischen Eigenschaften des Schotters wenn ein Verschmutzungsgrad von 30% überschritten wird.

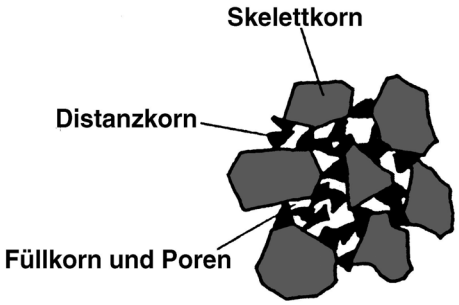


Abb. 2-47: Kornstruktur von Altschotter [Gul96]

Es sind nur sehr wenige Informationen über die zunehmende Verschmutzung des Schotters in Abhängigkeit der Lasttonnen verfügbar. Eisenmann und Mattner [EiM88] haben in Labortests Schotter zyklisch belastet (Gleisrost auf 30 cm Schotterschicht), die Kornverteilung vor und nach der Belastung ermittelt (vgl. Abb. 2-29) und dabei eine Zunahme des Feinstkornanteils festgestellt. Messungen der DB [ORE91] an verschiedenen Strecken geben weiteren Aufschluss über die Verschmutzungsgrade

[9] Das Dämpfungsverhältnis kann als Funktion der Energiedissipation und somit auch der Größe der Hysterese im Spannungs-Dehnungs-Diagramm bestimmt werden. Verstärke Kornbewegungen führen zu größerer Energiedissipation.

(Definition wie bei Guldenfels) in Abhängigkeit der jährlichen Betriebsbelastung sowie der Gesamtanzahl der Lasttonnen. In beiden Fällen fehlen jedoch Daten zur Erfassung der Schotterverschmutzung zu unterschiedlichen Zeitpunkten, so dass eine Aussage über den Verlauf der Schotterverschmutzung in Abhängigkeit der Betriebsdauer eines Gleises hier nicht möglich ist.
Der Verschmutzungsvorgang ist nicht nur abhängig von der Anzahl der Lastzyklen, sondern auch von der Größe der Hohllage der betrachteten Schwelle, da angenommen wird, dass hier durch stärkere dynamische Beanspruchungen auch verstärkt Kornumlagerungen auftreten. Zusammenfassend muss daher festgestellt werden, dass auch der Grad der Schotterverschmutzung nicht unabhängig von den zuvor genannten Einflussparametern abgeschätzt werden kann. Weitergehende Untersuchungen für die Erstellung eines realitätsnahen Prognosemodells der Schottersetzung (siehe Kapitel 4.2) sind also auch hier erforderlich.

2.4.6 SZENARIO: HOHLLAGE

Basierend auf den bisherigen Betrachtungen ist für die Modellierung der Hohllagenentwicklung folgendes Szenario anzunehmen:

1. Durch den Einbauvorgang ist das Korngefüge des Schotters stabilisiert.
2. Aufgrund vorherrschender Irregularitäten (Schiene, Schotter, Untergrund) stellt sich bereits nach den ersten Zugüberfahrten eine bestimmte Hohllagenverteilung ein.
3. Sofern der Kontakt zwischen hohl gelagerter Schwelle und Schotter bei einer Zugüberfahrt geschlossen wird, können Spannungen und Erschütterungen in das Schotterbett übertragen werden.
4. Während des Überrollvorgangs eines Zuges wird der Schotter unter einer hohl gelagerten Schwelle abwechselnd be- und öfters vollständig entlastet bzw. durch die Einbettung der Schwelle sogar reversibel entlastet.
5. Durch verstärkte dynamische Einflüsse (Schwelle schlägt auf den Schotter auf) und zwischenzeitliche, vollständige Entlastung verringert sich die zuvor aufgebaute horizontale Verspannung des Schottergefüges in Querrichtung des Gleises.
6. Durch Abrasion bzw. Kornzerstörung sowie am Ort einer Hohllage häufig notwendige Stopfmaßnahmen ist das Schottermaterial stärker verschmutzt, was zu einer Destabilisierung führt.

7. Die Überlagerung der Effekte aus Schotterverschmutzung, vollständiger Entlastung und dynamischer Einwirkung destabilisieren das Korngerüst und ermöglichen somit Kornbewegungen in seitliche Richtung und Nachverdichtung.
8. Die vorhandene Hohllage wächst weiter an, jedoch nur solange, wie der Kontakt zwischen Schwelle und Schiene bei Zugüberfahrt geschlossen werden kann.

2.4.7 SZENARIO: KEINE HOHLLAGE

Für die Modellierung des Schottersetzungsverhaltens unterhalb einer Schwelle ohne Hohllage wird von folgendem Szenario ausgegangen:

1. Durch den Einbauvorgang ist das Korngefüge des Schotters stabilisiert.
2. Aufgrund vorherrschender Irregularitäten (Schiene, Schotter, Untergrund) stellt sich bereits nach den ersten Zugüberfahrten eine bestimmte Hohllagenverteilung ein.
3. Zwischen Schwelle ohne Hohllage und Schotter herrscht ständiger Kontakt, so dass hier permanent das Eigengewicht des Gleisrostes in die Schotterschicht übertragen wird.
4. Während des Überrollvorgangs eines Zuges erfährt das Korngerüst unter der Schwelle eine nur teilweise Entlastung.
5. Es entstehen geringere dynamische Schotterbeanspruchungen, die horizontale Verspannung des Korngerüsts bleibt weitgehend erhalten.
6. Es treten jedoch erhöhte Vertikalspannungen im Schotterbett auf, da hier zusätzlich die Lasten der hohl gelagerten Nachbarschwellen eingeleitet werden.
7. das an dieser Stelle stabilisierte Schottergefüge ist in der Lage, die Lasten aufzunehmen und in den Untergrund abzuleiten.
8. Aufgrund geringer Kornbewegungen sowie minimalen Stopfmaßnahmen entsteht nur wenig Schotterverschmutzung.
9. Plastische Verformungen der Schotterschicht entstehen lediglich aufgrund der eingeleiteten Vertikallasten und klingen mit der Zeit ab; die horizontale Verspannung ist intakt.

2.5 SETZUNGSMECHANISMEN - ZUSAMMENFASSUNG

Man geht heute davon aus, dass sich nach einem sorgfältigen Einbau der Schotterschicht sowie der anschließenden Verdichtung des Materials durch den dynamischen Gleisstabilisator (DGS) ein stabiles Korngerüst gebildet hat, wobei die Körner in hohem Maße miteinander verzahnt sind. In diesem Zustand weist das Gefüge eine hohe vertikale Elastizität auf und ist durch einen Eigenspannungszustand in horizontaler und vertikaler Richtung zunächst vor weiteren Kornumlagerungsprozessen geschützt.

Die nachfolgende plastische Verformung der Schotterschicht durch Zugüberrollungen ist in zwei aufeinanderfolgende Phasen aufzuteilen. Ein Setzungsanteil ist kurz nach der Inbetriebnahme aufgrund weiterer Verdichtung des Schottergefüges zu verzeichnen. Je nach Einbauqualität bzw. in Abhängigkeit der variierenden Lagerungsdichte des Schotterbetts fällt diese Anfangssetzung an jeder Schwelle größer oder kleiner aus und ist bereits nach den ersten langsamen Zugüberfahrten abgeklungen. Typischerweise ergibt sich ein vom Logarithmus der Lastzyklenzahl abhängiger Setzungsverlauf, welcher anhand der in Abschnitt 2.3.2 beschriebenen, zyklischen Laborversuche ohne Abheben der Schwelle studiert werden kann.

Im weiteren Verlauf während des Gleisbetriebs treten jedoch verschiedene Einflüsse auf, welche zu einer Destabilisierung des Schottergefüges führen können. Die Bildung von Hohllagen aufgrund von inhärenten Inhomogenitäten im Schottergleis kann zu einer vollständigen Entlastung der Schotterschicht unter einer hohl gelagerten Schwelle führen, was zu Kornumlagerungen und somit zu einem Steifigkeitsverlust und zusätzlichen Setzungen führt. Infolge verschiedener dynamischer Beanspruchungen durch Fahrzeug- oder Gleisirregularitäten können ebenfalls Korn-zu-Korn-Kontakte gelöst und Kornumlagerungen in meist seitliche Richtung ermöglicht werden. Aufgrund dieser Effekte steigt die Setzungsrate an entsprechender Schwelle wieder an, was in den Laborversuchen mit dynamischer Belastung bzw. mit zwischenzeitlicher, vollständiger Entlastung in Abschnitt 2.3.2 belegt wurde.

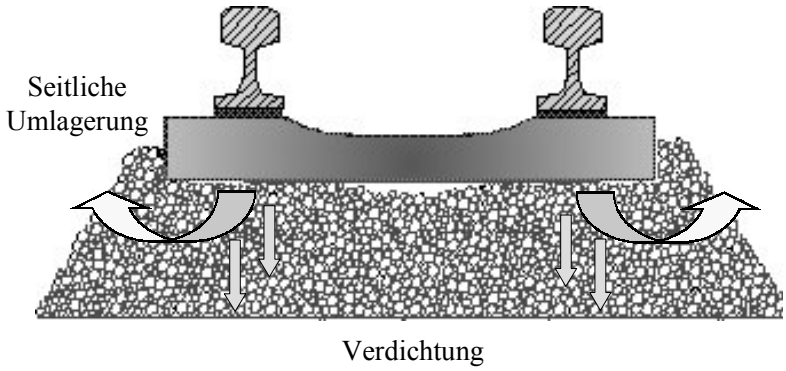


Abb. 2-48: Schottersetzungsmechanismen

Ein nachgiebiger Untergrund ebenso wie eine zunehmende Verschmutzung des Materials tragen außerdem zur Erhöhung der Setzungsrate aufgrund von Kornumlagerungsprozessen bei. Dabei können die hier genannten Einflussfaktoren kaum voneinander getrennt betrachtet werden. Beide Setzungsanteile aufgrund von Verdichtung und Kornumlagerung sind in Abb. 2-48 noch einmal veranschaulicht.

Beim derzeitigen Kenntnisstand besteht eine mögliche Optimierung der Schotterfahrbahn darin, den Unterbau möglichst steif zu gestalten, um Setzungen zu begrenzen, die erforderliche Elastizität jedoch durch den Einbau von hochelastischen Zwischenlagen unter der Schiene und elastischen Schwellenbesohlungen zu gewährleisten. Zusätzlich ist die Wichtigkeit einer qualitativ hochwertigen Schotterfahrbahn und entsprechend gut gewarteten Fahrzeugen zu unterstreichen, da nur so die Destabilisierung der Schotterschicht und somit unregelmäßige Schottersetzungen dauerhaft minimiert werden können. Die Praxis hat gezeigt, dass eine nachträgliche Verbesserung zum Beispiel durch Stopfmaßnahmen kaum nachhaltig möglich ist.

Anhand der hier durchgeführten Untersuchung des Setzungsverhaltens von Bahnschotter muss gefolgert werden, dass es bisher kein vollständiges Modell gibt, welches die Setzungen gemäß der Auswirkungen der verschiedenen Einflussfaktoren und in Übereinstimmung mit den Beobachtungen aus vielfältigen Versuchen und an realen Schotterfahrbahnen adäquat abbildet. Auch das in dieser Arbeit entwickelte FE-Modell mit hypoplastischem Schotter-Verformungsverhalten zur Erfassung der prinzipiellen Setzungseigenschaften schlägt insbesondere im Fall der dynamischen Schotterbeanspruchung fehl. Dies ist ein Grund für den Mangel an zuverlässigen Daten, welche für die Verifikation der in Kapitel 4.2 ausgearbeiteten phänomenologischen Setzungsprognose benötigt würden. Daher konnte zunächst lediglich ein prinzipielles Vorgehen beschrieben werden.

3 ERFASSUNG VON SCHOTTERBEANSPRUCHUNG DURCH HOHLLAGEN

3.1 EINLEITUNG

Ziel ist es, mit Hilfe von kurzzeitdynamischen Simulationen der Fahrzeug-Fahrweg-Interaktion im Frequenz- und Zeitbereich die Beanspruchungen des Schotters quantitativ abzuschätzen und im folgenden in eine langzeitdynamische Setzungsprognose (vgl. Kapitel 4) zu integrieren. Dieser Modellansatz, welcher die Kopplung zwischen Kurz- und Langzeitdynamik realisiert, ermöglicht somit die Untersuchung der Entwicklung von Hohllagen auf Schotterfahrbahnen.
Das System Fahrzeug-Gleis wird durch Gleislagefehler in Form von Hohllagen angeregt. Die durchschnittliche Amplitude einer Hohllage beträgt ca. 1 mm. Bereits aus wenigen bisher existierenden Messungen ist zu ersehen, dass häufig quasi-periodische Fehler auftreten, bei denen die Schwelle mit Wellenlängen im Bereich von jeweils vier bis acht Schwellen hohl liegt. Die Entstehung solcher Gleisbettwellen konnte auch im Laborexperiment von Gudehus et al. [Gud98] nachgewiesen werden. Sie zeigten, dass unabhängig von den vorhandenen Irregularitäten im System sich bestimmte Wellenlängen herausbildeten, die für die gegebenen Systemparameter typisch zu sein scheinen.
Zur Erfassung von System- bzw. Schotterbeanspruchungen werden Simulationsmodelle zur Fahrzeug-Gleis-Interaktion im Frequenz- und Zeitbereich eingesetzt, welche in Kapitel 3.3 beschrieben sind. Das weiter entwickelte lineare Frequenzbereichsmodell zur Fahrzeug-Gleis-Interaktion wird durch eine harmonische Hohllagenverteilung mit variablen Wellenlängen angeregt, um die dynamischen Radlasten ΔQ (siehe Kapitel 3.5) sowie die Vertikalspannungen (siehe Kapitel 3.6) im Schotterbett zu berechnen. Nichtlinearitäten im System können in einem vorgeschalteten Filterprozess (siehe Kapitel 3.2) berücksichtigt werden. Die im Kapitel 2.4 als Einflussfaktoren der Schottersetzung genannten Erschütterungen sollen durch die Untersuchung der Schwellenbeschleunigung abgeschätzt werden. Dieser ortsfeste Parameter lässt sich mit einem bestehenden Simulationsmodell [KnW99] im Zeitbereich berechnen. Das wird in Kapitel 3.7 näher beschrieben.
Für die Behandlung eines stationären Schwingungsvorgangs – wie hier das durch eine harmonische Hohllagenverteilung angeregte Fahrzeug-Gleis-System – ist ein Lösungsverfahren im Frequenzbereich besonders geeignet. Hierbei werden die

Bewegungs-Differentialgleichungen auf einfache Weise algebraisch für die Erregungsfrequenz Ω gelöst. Dadurch erreicht man geringe Rechenzeiten der Programme im Frequenzbereich, so dass diese für die grundsätzliche Untersuchung der dynamischen Eigenschaften von Fahrzeug und Schottergleis sowie deren Wechselwirkung besonders geeignet sind. Auf diese Weise ist es möglich, den Einfluss verschiedener Komponenten mit unterschiedlichen Materialeigenschaften auf das Systemverhalten zuverlässig und schnell zu analysieren. So kann derzeit der Einfluss der Untergrundsteifigkeit ausschließlich mit Hilfe des Frequenzbereichsmodells untersucht werden, da im verfügbaren Zeitbereichsmodell bisher lediglich das dynamische Verhalten eines harten Untergrunds realisiert ist.
Im Zeitbereichsprogramm werden im Gegensatz zur Lösung im Frequenzbereich die aufgestellten Differentialgleichungen numerisch integriert und zu jedem Zeitpunkt ausgewertet. Die Modellierung des Fahrzeugs besteht hier aus einem Drehgestell mit zwei Radsätzen. Durch die limitierte Anzahl der Schwellen im Ringmodell ist die Berücksichtigung eines gesamten Wagenkastens nicht ohne weiteres realisierbar. Mit einem Zeitbereichsmodell können vorhandene Nichtlinearitäten wie zum Beispiel Hohllagen direkt berücksichtigt werden, was im vorliegenden Frequenzbereichsmodell nur mit einer näherungsweisen Vorabfilterung vollzogen worden ist. Aus diesen Gründen sind die prinzipiellen dynamischen Untersuchungen in diesem Kapitel überwiegend mit Hilfe des Frequenzbereichsmodells und die anschließende, konkrete Setzungsprognose in Kapitel 4.3 mit Hilfe des Zeitbereichsmodells durchgeführt worden.

Sofern keine anderen Angaben gemacht werden, sind für die Berechnungen folgende Parameter eingesetzt worden:

Fahrgeschwindigkeit	$v = 250$ km/h
Statische Radlast	$Q_0 = 75$ kN (ICE-Mittelwagen)
Elastizitätsmodul des Untergrunds	432 MN/m^2 (hart, c_s=300 m/s)
Dicke der Schotterschicht	30 cm
Zwischenlagensteifigkeit	$k_p = 80 \cdot$MN/m (Zw 700, steif)
Strukturdämpfung der Zwischenlage	$\eta \cdot k_p = 0{,}10 \cdot k_p$
Schiene	UIC 60
Lastverteilungswinkel im Schotter	15 Grad
Maximale Hohllagenamplitude	$2z_0 = 1$ mm
Stoffgesetz für Schotter	bilinear
Schwellentyp	B70

Bei einer realistischen Abschätzung der Steifigkeit und Dämpfung der Zwischenlage muss die Abhängigkeit von Frequenz, Vorlast und Amplitude der Lastschwankung unbedingt berücksichtigt werden. In dem hier vorliegenden Fall wurde für die Zwischenlage die äquivalente Steifigkeit [KnY01] gewählt, da in der Regel auf der Bahnstrecke große Vorlasten und große Amplituden der Lastschwankungen auftreten. Die äquivalente Steifigkeit ist von der komplexen, dynamischen Sekantensteifigkeit abgeleitet, welche aus einem Versuch resultiert, in dem die Zwischenlage mit einer statischen Vorlast R_0 und einer überlagerten, harmonischen Lastschwankung ΔR belastet wird. Es erfolgt die Aufzeichnung des Belastungsverlaufs R(t) und des Verlaufs der Zusammendrückung u(t). Anschließend wird eine Fourieranalyse durchgeführt, bei der nur die ersten zwei Fourierterme berücksichtigt werden. Die dynamische Steifigkeit ist als Quotient aus der Lastamplitude $(R(t) - R_0)$ und der Amplitude der Zusammendrückung $(u(t) - u_0)$ definiert, wobei R_0 und u_0 zum Zeitpunkt t = 0 gemessen werden. Die dynamische Steifigkeit ist in Formel 3-1 in komplexer Schreibweise angegeben.

$$k_{p,dyn_kompl} = k'_p + ik''_p = \left|k_p\right| e^{-i\beta} \tag{3-1}$$

β wird als Verlustwinkel bzw. $\eta = \tan\beta$ als Verlustfaktor bezeichnet. Um das dynamische Verhalten einer Zwischenlage mit Hilfe eines Voigt-Kelvin-Modells abzubilden, lassen sich äquivalente Steifigkeits- und Dämpfungskonstanten bilden. Die Steifigkeitskonstante $k_{p,eq}$ wird dem Speichermodul k'_p gleichgesetzt (siehe Gleichung 3-2).

$$k_{p,eq} = k'_p \tag{3-2}$$

Die Dämpfung lässt sich vereinfachend für den hier angenommenen nieder- und mittelfrequenten Bereich als Strukturdämpfung annehmen, so dass

$$k''_p = \eta\, k'_p \tag{3-3}$$

ist. Die Dämpfungskonstante kann dann gemäß Gleichung (3-4) berechnet werden.

$$c_{p,eq} = \frac{1}{\Omega} k''_p \tag{3-4}$$

3.2 NICHTLINEARITÄTEN IM SYSTEM

Die vorhandenen Nichtlinearitäten im Fahrzeug-Gleis System wie zum Beispiel die Kontaktbedingung zwischen Schwelle und Schotteroberkante bei Hohllagen und ein mögliches nichtlineares Verformungsverhalten des Schotters (Stoffgesetz) bzw. des Untergrunds werden in einem der Frequenzbereichsrechnung vorgeschalteten Filterprozess erfasst.

Zunächst wird festgestellt, wie tief das Fahrzeug über einer hohl gelagerten Schwelle einsinkt, das heisst welche Amplitude $2\Delta z_{eff}$ der Störung vom Fahrzeug effektiv „wahrgenommen“ wird. Dies hängt entscheidend von der Wellenlänge L der Störung bzw. der Hohllagenverteilung ab und wird quasi-statisch mit einen nichtlinearen Filterprogramm berechnet.

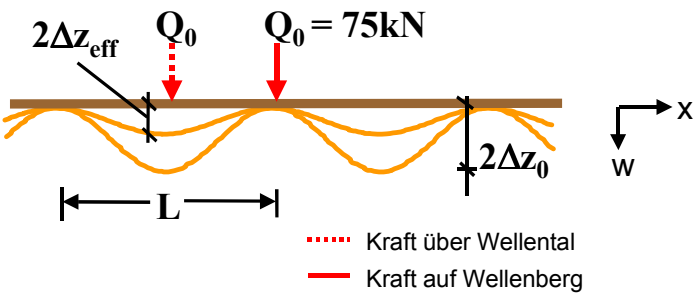


Abb. 3-1: Ermittlung der effektiven Störungsamplitude $2\Delta z_{eff}$, die gegebene Hohllagen-amplitude ist $2\Delta z_0$

Das Modell in Abb. 3-1 stellt einen elastisch gelagerten Biegebalken dar, welcher aufgrund von Hohllagen nur diskontinuierlich gestützt ist, und durch eine Einzellast Q_0 (statische Achslast) jeweils über einem Wellenberg oder einem Wellental belastet wird. Dabei wird erfasst, wo Kontakt zwischen dem Biegebalken und dem Untergrund herrscht und dementsprechend werden die Bodenreaktionskräfte in Abhängigkeit des gewählten Stoffgesetzes ermittelt.

3.2.1 BALKENMODELL

Das Modell des diskontinuierlich gestützten Biegebalkens ist in Abb. 3-2 dargestellt. Dabei wird das kontinuierliche System der Schiene durch ein Finite-Elemente-Modell diskretisiert.

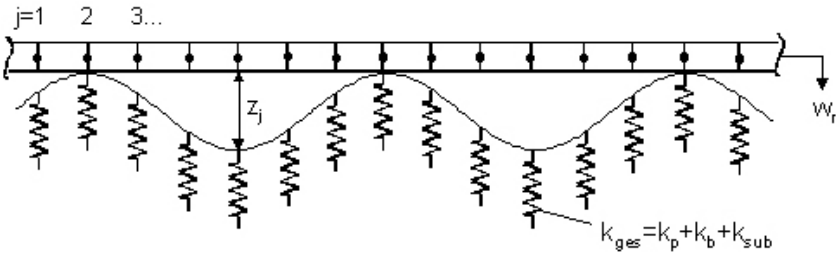


Abb. 3-2: Modell des diskontinuierlich, elastisch gebetteten Balkens

Hier ist w_r die vertikale Verschiebung der Schiene, k_p die Steifigkeit der Zwischen-lage, k_b die Steifigkeit der Schotterschicht, k_{sub} die Steifigkeit des Untergrundes und z_j die Größe der Hohllage an der Stelle j. Vereinfachend werden die Steifigkeiten von Zwischenlage, Schwelle und Untergrund zusammengefasst.

Die effektive Einsenkung des Radsatzes aufgrund einer harmonischen Hohllagenverteilung wird mit Hilfe des Prinzips der virtuellen Verschiebung [KnW] ermittelt. Aufgrund der vorhandenen Nichtlinearitäten wie die Kontaktbedingung zwischen Schwelle und Schotter und ein eventuelles nichtlineares Verformungsverhalten des Schotters muss dabei iterativ vorgegangen werden. Die Last wird dabei inkrementell aufgebracht, um der nichtlinearen Kennlinie folgen zu können. In jedem Inkrement muss dann so lange iteriert werden, bis das Gleichgewicht im System gefunden worden ist.
Es ergibt sich für einen Last- bzw. Iterationsschritt k+1 folgendes Gleichungssystem mit nichtlinearem Schotterverhalten (siehe dazu auch Kapitel 2.2.2), wobei $\mathbf{k}_b \neq$ konst bzw. $\mathbf{k}_{ges} \neq$ konst ist:

$$\delta\mathbf{w}_r\,\mathbf{K}_r\,\mathbf{w}_r^{k+1} + \sum_{j=1}^{n}\delta\mathbf{v}_b\left[\mathbf{S}\left(\mathbf{v}_b^k\right) + k_{ges}\left(\mathbf{v}_b^k\right)\Delta\mathbf{v}_b^{k+1}\right] = \sum_{j=1}^{n}\left(\delta\mathbf{w}_r\mathbf{q}_r\right) + \left(Q^k + \Delta Q^{k+1}\right)\delta\mathbf{w}_{rQ} \tag{3-5}$$

Dabei sind:

$\mathbf{w}_r$	Verschiebungsvektor der Schiene
$\mathbf{K}_r$	Steifigkeitsmatrix aus Schienenanteilen
$\mathbf{v}_b$	Relativverschiebung des Schotters, $v_{bj} = w_{rj} - z_j$
$\mathbf{k}_{ges}$	Steifigkeit des Unterbaus, $k_{ges} = k_b + k_p + k_{sub}$
k	Index für Last- bzw. Iterationsschritte
j	Index für Stützpunkte
q_r	Eigengewicht der Schiene
Δ	Inkrement
S	Reaktionskraft des Unterbaus
Q	Last

Entsprechend wird das Gleichungssystem für den Iterations- bzw. Lastschritt k formuliert, um dann die Differenz zu bilden:

$$\delta\mathbf{w}_r\mathbf{K}_r\Delta\mathbf{w}_r^{k+1} + \sum_{j=1}^{n}\delta\mathbf{v}_b\left[\mathbf{S}\left(\mathbf{v}_b^k\right) - \mathbf{S}\left(\mathbf{v}_b^{k-1}\right) - \mathbf{k}_{ges}\left(\mathbf{v}_b^{k-1}\right)\Delta\mathbf{v}_b^k\right] + \sum_{j=1}^{n}\delta\mathbf{v}_b\mathbf{k}_{ges}^k\Delta\mathbf{v}_b^{k+1} = \delta\mathbf{w}_{rQ}\,\Delta Q^{k+1} \tag{3-6}$$

Der erste Term ist der Steifigkeitsmatrixanteil aus der Schiene, der dritte Term derjenige aus dem Unterbau, der zweite Term ist der Korrekturanteil, welcher sich

daraus ergibt, dass vor Beginn der Rechnung im Schritt k+1 die Reaktionskraft S so korrigiert wird, dass sie das Stoffgesetz erfüllt (siehe Abb. 3-3). Die Summe dieser drei Terme ergibt den letzten Term als Lastanteil aus dem Q-Kraft-Inkrement.

Für die Reaktionskraft S des Unterbaus gilt:

$$S_j = 0 \quad \text{für } w_{rj} \leq z_j \tag{3-7}$$

und

$$S_j = k_{ges}\left(w_{rj} - z_j\right) \quad \text{für } w_{rj} > z_j \tag{3-8}$$

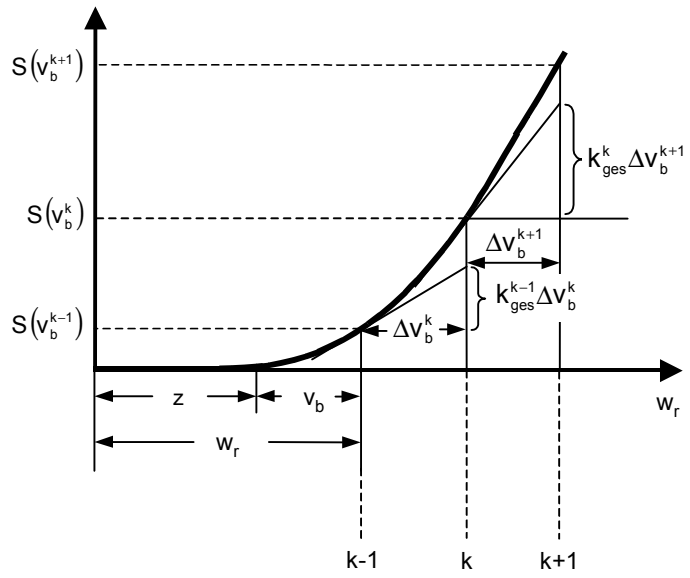


Abb. 3-3: Korrektur der Reaktionskraft S bei nichtlinearem Verformungsverhalten

3.2.2 STOFFGESETZ

Für das Verformungsverhalten des Schotters und Untergrunds werden hier beispielhaft zwei verschiedene Kennlinien angewendet, welche in Abb. 3-4 (a) dargestellt sind. Für den Fall eines bilinearen Verformungsverhaltens wird angenommen, dass sich der Schotter und Untergrund nach Überwindung der Hohllage linear elastisch verhält. Hingegen wird bei nichtlinearer Verformung von dem Fall ausgegangen, dass sich das Korngerüst des Schotters unter Belastung weiter verdichtet bzw. umlagert. Die nichtlineare Verformungskennlinie ist aus statischen und dynamischen Einsenkmessungen von Fröhling [Frö97] abgeleitet, deren Ergebnisse in Abb. 3-4 (b) dargestellt sind.

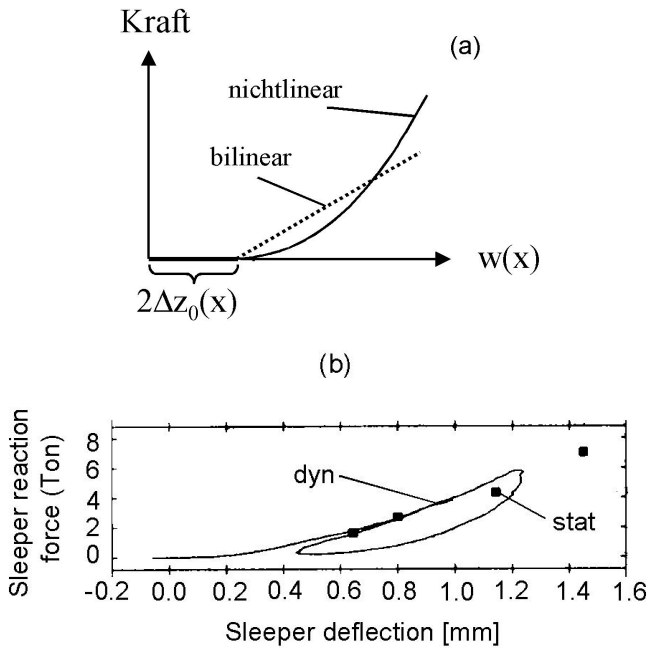


Abb. 3-4: (a) Bilineares bzw. nichtlineares Stoffgesetz für Schotter und Untergrund, (b) statische und dynamische Einsenkmessungen nach Fröhling [Frö97]

3.2.3 EFFEKTIVE STÖRUNGSAMPLITUDE

In Abb. 3-5 ist die effektive Störungsamplitude $2\Delta z_{eff}$ normiert auf die tatsächliche Störung $2\Delta z_0$ (entspricht der tatsächlichen Hohllagenamplitude) gegenüber der Wellenlänge L für den in Kapitel 3.1 genannten Parametersatz aufgetragen. Ist die Wellenlänge sehr klein (L < 1,2 m, das heisst jede zweite Schwelle liegt bei einem Schwellenabstand von 0,6 m hohl), kann davon ausgegangen werden, dass die Hohllage vom Fahrzeug nicht wahrgenommen wird. Im Gegensatz dazu werden die Störungen im Bereich großer Wellenlängen (L > 9 m, das heisst jede 15. Schwelle ohne Hohllage) nahezu voll erfasst.

Die ermittelte effektive Störungsamplitude $2\Delta z_{eff}$ stellt den Anregungsparameter für die anschließende Berechnung der Fahrzeug-Fahrweg-Wechselwirkung im Frequenzbereich dar. Die Kurven in Abb. 3-5 repräsentieren das unterschiedliche Verformungsverhalten des Schotters bzw. Untergrunds. In dem hier gezeigten Beispiel wird deutlich, dass eine mögliche nichtlineare Verformung im Wellenlängenbereich zwischen ca. 1,2 m und 4,8 m deutlich höhere effektive Störungsamplituden als bei bilinearem Verformungsverhalten zur Folge hat.

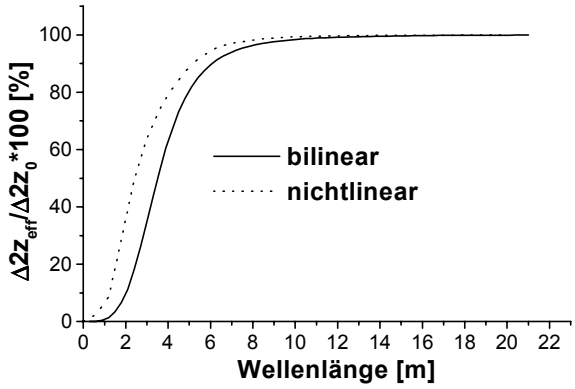


Abb. 3-5: Effektive Störungsamplitude $2\Delta z_{eff}$ aufgrund von bilinearem bzw. nichtlinearem Verformungsverhalten von Schotter und Untergrund normiert auf die tatsächliche Hohllagenamplitude $2\Delta z_0$

Ein mögliches nichtlineares Verformungsverhalten des Schotters und Untergrunds darf demnach nicht vernachlässigt werden, da es sich ungünstig auf die Größe der Anregung und somit auch auf die zu erwartenden dynamischen Belastungen auswirkt. Abb. 3-6 zeigt den erheblichen Einfluss der Untergrundsteifigkeit auf die Größe von $2\Delta z_{eff}$, wobei sich der weiche Untergrund durch seine lastverteilende Wirkung als am günstigsten erweist.

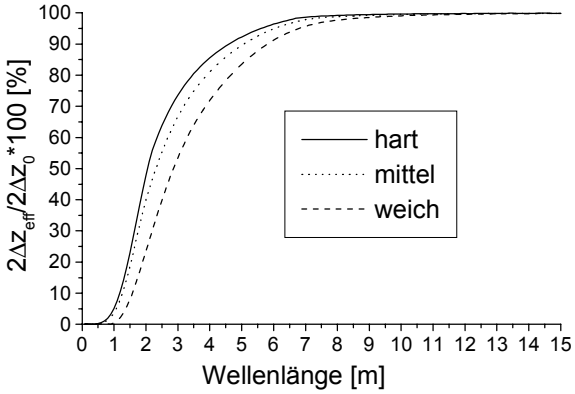


Abb. 3-6: Abhängigkeit der effektiven Hohllagenamplitude $2\Delta z_{eff}$ von der Untergrundsteifigkeit normiert auf die tatsächliche Hohllagenamplitude $2\Delta z_0$

Die Steifigkeiten bzw. Scherwellengeschwindigkeiten der verschiedenen Untergründe sind in Tabelle Tab. 3-1 angegeben.

Tab. 3-1: Untergrundeigenschaften

	E-Modul [MN/m^2]	c_s [m/s]
hart	432	300
mittel	120	158
weich	30	80

Dagegen wirkt sich die Größe der maximalen Hohllage nur geringfügig auf $2\Delta z_{eff}$ aus. Erwartungsgemäß zeigt die Abb. 3-7 dennoch, dass $2\Delta z_{eff}$ mit wachsender Hohllagenamplitude ansteigt.

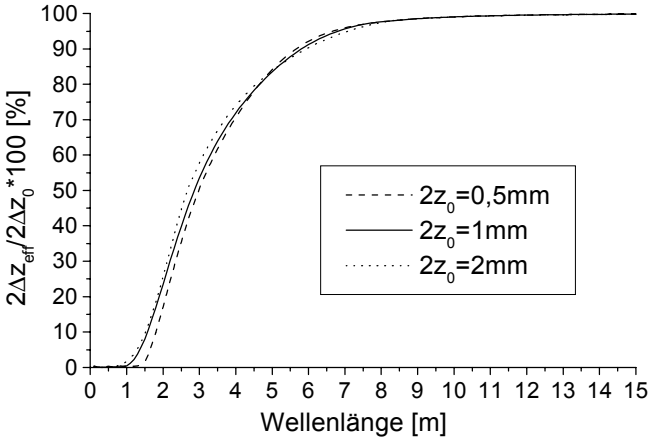


Abb. 3-7: Abhängigkeit der effektiven Hohllagenamplitude $2\Delta z_{eff}$ von der Größe der maximalen Hohllagenamplitude normiert auf die tatsächliche Hohllagenamplitude $2\Delta z_0$

Schließlich wurde untersucht, welchen Einfluss die Größe der statischen Achslast Q_0 ausübt. Auch hier zeigt die Abb. 3-8, dass das Lastniveau die effektive Störungsamplitude $2\Delta z_{eff}$ nur wenig beeinflusst. Auffällig ist dennoch, dass eine größere Achslast zu geringeren effektiven Störungsamplituden insbesondere im niedrigen Wellenlängenbereich führt. Dies kann dadurch erklärt werden, dass eine große Last auf dem Wellenberg, also dort, wo keine Hohllage vorhanden ist, eine große Einsenkung des Gleises bewirkt, hingegen das Gleis bei derselben Last über einer Hohllage nur wenig mehr einsinkt.

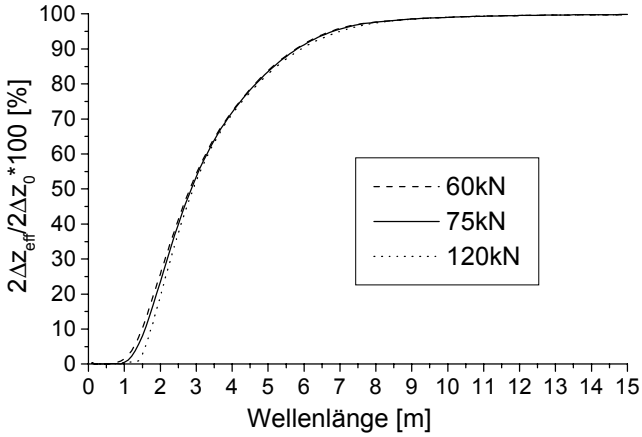


Abb. 3-8: Abhängigkeit der effektiven Hohllagenamplitude $2\Delta z_{eff}$ von der statischen Achslast normiert auf die tatsächliche Hohllagenamplitude $2\Delta z_0$

Die Annahme, dass eine effektive Störungsamplitude mit Hilfe eines quasi-statischen Balkenmodells ausreichend genau abgeschätzt werden kann, erscheint auf den

ersten Blick fraglich, da vermutet wird, dass die vom Fahrzeug wahrgenommene Störungsamplitude mit steigender Fahrgeschwindigkeit anwächst. Daher ist die Entwicklung von $2\Delta z_{eff_dyn}$ in Abhängigkeit der Fahrgeschwindigkeit mit Hilfe eines Zeitbereichsmodells der Fahrzeug-Fahrweg-Interaktion und einer Rückrechnung aus der linearen Frequenzbereichsrechnung mit vorheriger Filterung exemplarisch für den Fall einer Wellenlänge L = 2,4 m, $2\Delta z_0$ = 1 mm und eines ICE-Mittelwagen verglichen worden. In Abb. 3-9 werden der dynamischen effektiven Störungsamplitude aus der Zeitbereichsrechnung zwei Kurven aus der Frequenzbereichsrechnung gegenüber gestellt. Die zwei Kurven der Frequenzbereichsrechnung sind mit unterschiedlichen Bettungssteifigkeiten k_{ges} des Balkenmodells gerechnet. Es zeigt sich, dass der qualitative Anstieg von $2\Delta z_{eff}$ mit der Fahrgeschwindigkeit auch im Frequenzbereichsmodell abgebildet werden kann. Eine quantitative Übereinstimmung lässt sich nur durch eine Modifikation der Gleisdaten im Frequenzbereichsmodell erreichen. Dies führt allerdings zu unrealistischen Bettungssteifigkeiten. Das lässt die Vermutung zu, dass die Vorgehensweise im Frequenzbereich zwar prinzipielle, dynamische Vorgänge abbilden kann und somit für die Untersuchung der dynamischen Eigenschaften des Systems Fahrzeug-Schottergleis geeignet ist, aber in quantitativer Hinsicht zweifelhaft ist.

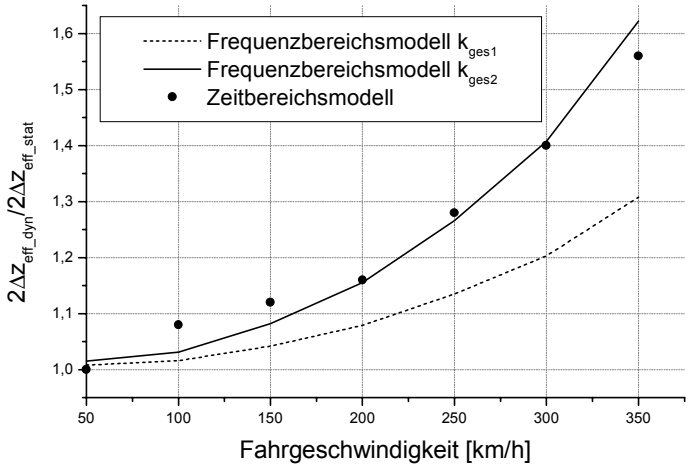


Abb. 3-9: Abhängigkeit der effektiven Störungsamplitude $2\Delta z_{eff}$ von der Fahrgeschwindigkeit, hier beispielhaft für L = 2,4 m und $2\Delta z_0$ = 1 mm

Das Zeitbereichs- und Frequenzbereichsmodell werden anschließend im Kapitel 3.3 erläutert.

3.3 GLEIS- UND FAHRZEUGMODELL

Das Gleismodell, welches von Knothe und Wu entwickelt und zur Verfügung gestellt wurde (siehe auch [KnW97], [KnW98]), ist in Abb. 3-10 dargestellt und in weiten

Teilen für die Frequenz- und Zeitbereichsrechnung gleich, wobei die Differentialgleichungen im Frequenzbereich überwiegend analytisch gelöst wurden.

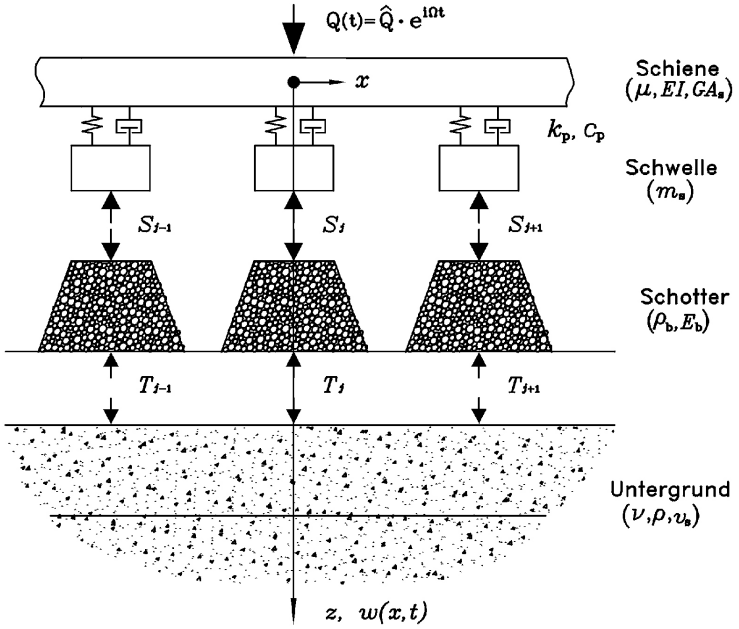


Abb. 3-10: Gleismodell nach Knothe und Wu [KnW98]

Die Schiene ist als schubweicher, diskret durch Schwellenauflager gestützter Timoshenko-Balken modelliert. Die Koeffizienten der dynamischen Steifigkeitsmatrix aller Schienenelemente unter Berücksichtigung der Massenträgheitseffekte bezüglich der Vertikalverschiebung und Drehung an den Knotenpunkten können für die Frequenzbereichslösung dem Tabellenwerk von Kolousek [Kol53] entnommen werden.
Im Gegensatz dazu wird die Schiene im Zeitbereich mit finiten Elementen modelliert und ist daher in ihrer seitlichen Ausdehnung begrenzt. Faktisch müssen aber auch hier die Eigenschaften des unendlich langen Gleismodells näherungsweise erfasst werden. Daher werden identische Randbedingungen an den offenen Enden am Anfang und am Ende angesetzt, so dass ein Gleisringmodell entsteht.
Die Schiene ist mit der Schwelle über die Zwischenlage verbunden. In beiden Modellen besitzt die Zwischenlage keinen eigenen Freiheitsgrad und ist durch eine Parallelschaltung von Feder und Dämpfer modelliert. Die Schwelle ist als starrer Block mit einem Vertikalverschiebungsfreiheitsgrad eingeführt. Unter den Schwellen wird die Schotterschicht in einzelne Blöcke aufgeteilt, die die Last unter einem bestimmten Ausbreitungswinkel von der Schwelle in den Untergrund ableiten. Die Richtigkeit dieser Modellierung wird dadurch gestützt, dass auf Brücken beim Ausbau der Schotterschicht auf den darunterliegenden Unterschottermatten diskrete Abdrücke erkennbar waren. Das Modell des Schotterblocks ist ein linear elastischer Dehnstab, welcher als finites Element abgebildet ist. Der Untergrund ist ein homogener, elastischer Halbraum und wird durch seine Massendichte, Elastizitätsmodul und Querkontraktionszahl charakterisiert.

Das hier angesetzte Verfahren zur Berechnung der mittleren, vertikalen Verschiebungen eines Rechtecks (gleichgesetzt mit o.g. Schotterabdruck) auf der Halbraumoberfläche aufgrund einer gleichmäßig verteilten Last basiert auf der analytischen Lösung von Holzlöhner [Hz69]. Die Belastung der einen Rechteckfläche hat eine Verschiebung der benachbarten Fläche zur Folge, das heisst dass die Flächen unter den Schotterblöcken über den Untergrund miteinander gekoppelt sind. Im Modell sind diese Kopplungseffekte bis zur übernächsten Nachbarfläche und den entsprechend gegenüberliegenden Flächen berücksichtigt. Als Ergebnis erhält man die Frequenzgänge der komplexen Eingangs- und Koppelnachgiebigkeiten bzw. -rezeptanzen des Untergrunds. Diese Frequenzgänge charakterisieren die dynamischen Eigenschaften des Untergrunds und können im Frequenzbereichsmodell direkt berücksichtigt werden.

Um diese Untergrundeigenschaften im Zeitbereichsmodell zu realisieren, müssen entsprechende Ersatzmodelle entwickelt werden. Zunächst approximiert man die Kurven der Frequenzgänge durch gebrochen rationale Funktionen. In einem nächsten Schritt werden die Funktionen in Partialbrüche zerlegt. Es zeigt sich, dass die dynamische Steifigkeit des Untergrunds als Summe von Teilfrequenzgängen ausgedrückt werden kann.

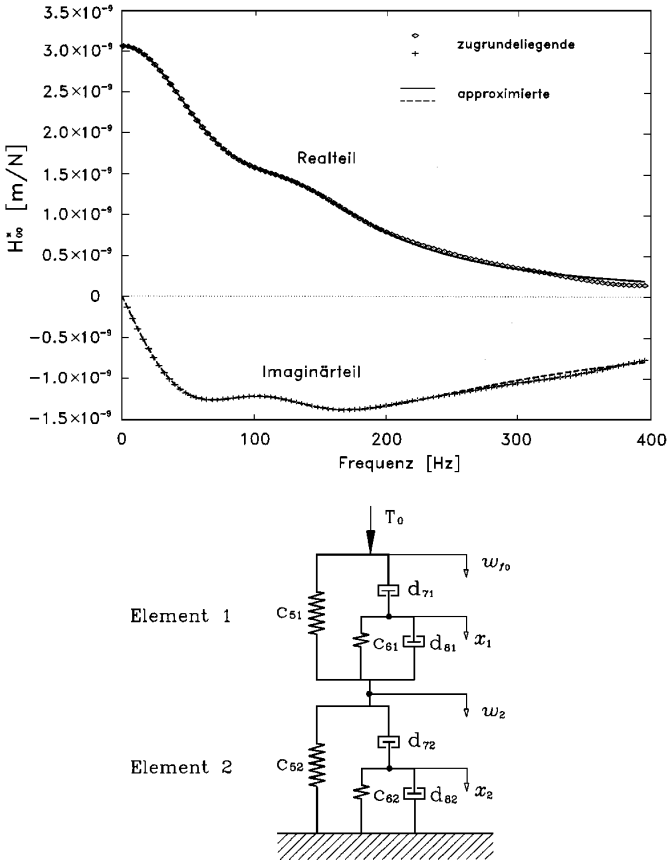


Abb. 3-11: Approximation der komplexen Eingangsnachgiebigkeit des Untergrunds und zugehöriges Ersatzmodell [KnW99] für die Zeitbereichslösung

Für jeden Teilfrequenzgang kann man ein mechanisches System finden, welches den entsprechenden Schwingungsvorgang darstellt. Diese Teilsysteme werden dann im endgültigen Ersatzmodell parallel geschaltet. In Abb. 3-11 aus [KnW99] sind beispielhaft der Frequenzgang sowie die Approximation der Eingangsnachgiebigkeit und das zugehörige Ersatzmodell angegeben. Bisher sind für das Zeitbereichsprogramm lediglich Ersatzmodelle für den harten Untergrund (c_s = 300m/s) entwickelt worden.Die Bewegungsgleichungen des Schottergleis-Systems im Frequenzbereich, bei denen lediglich die Vertikaldynamik berücksichtigt wird, wurden u.a. in [KnW97] und [KnW98] formuliert. Weiterführende Informationen zur Finite-Elemente-Modellierung der Schiene sowie zur Bildung von Ersatzmodellen für das Zeitbereichsmodell sind in [KnW99] und [Wu97] angegeben.
Die Frequenzgänge des Schottergleises auf hartem Untergrund mit einer B75 bzw. Breitschwelle sind in Abb. 3-12 dargestellt. In dem hier betrachteten Frequenzbereich 5 < f < 80 Hz, was ungefähr einem Wellenlängenbereich der Hohllagenverteilung bei relevanten Fahrgeschwindigkeiten v auf Schnellfahrstrecken von 1,2 < L < 9 m entspricht[10], treten keine Resonanzüberhöhungen im Gleis auf, da hier Trägheitskräfte noch keinen relevanten Einfluss haben.

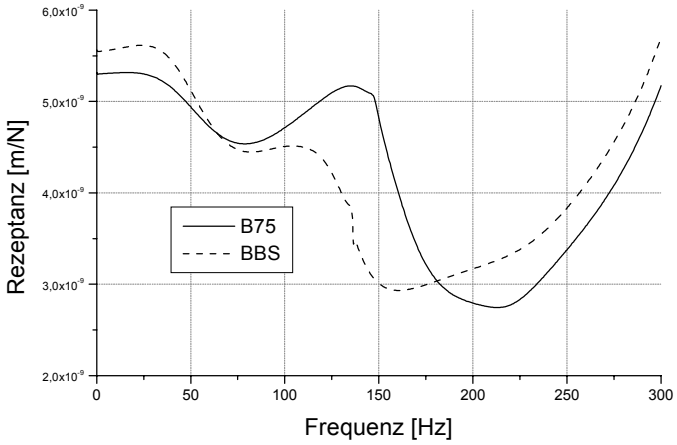


Abb. 3-12: Gleisrezeptanzen für Schottergleise mit Schwellen vom Typ B75 bzw. Breitschwelle (BBS)

Das verwendete Fahrzeugmodell der Frequenzbereichsrechnung ist in Abb. 3-13 abgebildet. Es handelt sich hierbei um ein reines 2-D-Vertikalmodell mit 10 Freiheitsgraden. Das Nicken des Wagenkastens und des Drehgestells (Drehung um die Querachse) soll ausdrücklich zugelassen werden.

[10] Es gilt: f · L = v, mit v im Bereich von 150 km/h ≤ v ≤ 350 km/h

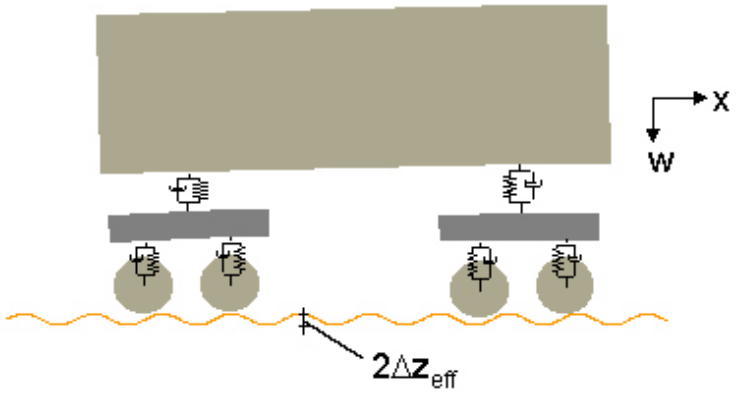


Abb. 3-13: zweidimensionales Fahrzeugmodell mit 10 Freiheitsgraden im Frequenzbereich

In Abb. 3-14 sind die Rezeptanzen der vier starren Radsätze jeweils für einen ungedämpften ICE-Mittelwagen und einen ungedämpften Güterwagen des Typs Fans 128 dargestellt. Daraus lassen sich die Eigenfrequenzen der Fahrzeuge ableiten.

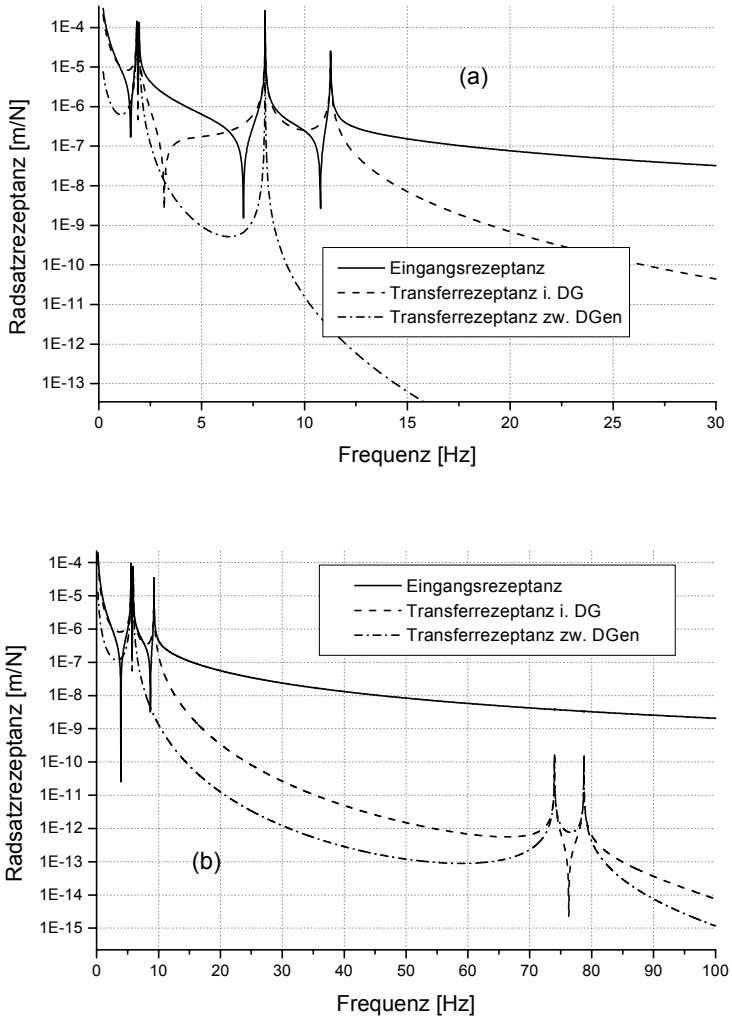


Abb. 3-14: Radsatzrezeptanzen eines (a) ICE-Mittelwagens, (b) Güterwagens Fans 128

Der ICE-Mittelwagen hat Eigenfrequenzen bei 1,84 / 1,95 / 8,08 / 11,27 Hz, hingegen sie für den Güterwagen bei 5,53 / 5,9 / 9,27 liegen. Die Nickeigenfrequenz des Drehgestells (bei ca. 9 Hz) sowie die Taucheigenfrequenz der Radsätze (bei ca. 5 Hz) des Güterwagens scheinen hierbei einen dominanten Einfluss zu haben. Auch die Nickeigenfrequenz des Drehgestells des ICE-Mittelwagen (bei ca. 11 Hz) spielt eine wichtige Rolle. Die Bewegungen des ICE-Wagenkasten bestimmen aufgrund der weichen Sekundärfederung die Ausbildung der Fahrzeugresonanzen bei 1,84 Hz und 1,95 Hz. Das Fahrzeugmodell der Zeitbereichsrechnung besteht lediglich aus einem Drehgestell und zwei Radsätzen. Die Radsätze besitzen einen Starrkörperfreiheitsgrad in vertikaler Richtung (Tauchen) und jeweils zwei modale Freiheitsgrade, welche die beiden wichtigsten Eigenschwingungsformen der Radsätze berücksichtigen. Das Drehgestell kann Tauch- und Nickbewegungen ausführen.

Im Frequenzbereich erfolgt die kurzzeitdynamische Berechnung des Schwingungsvorgangs stets linear. Allerdings sind die hier interessierenden nichtlinearen Effekte aus Hohllagenüberrollung und Verformung von Schotter und Untergrund durch den vorangegangene Filterungsprozess bereits näherungsweise erfasst.

Das Gesamtsystem Fahrzeug-Gleis wird dann durch eine Anregung der Amplitude $2\Delta z_{eff}$ vertikal angeregt, wobei die Störung nach vorheriger Filterung im Frequenzbereichsmodell einer Anregung eines Radsatzes durch zum Beispiel einer Irregularität der Lauffläche gleicht. Wie bei Knothe [Kno01] beschrieben, wird hier mit dem Modell eines bewegten Irregularitätenbands bei fixiertem Fahrzeug und Gleis gearbeitet.

Im Zeitbereichsmodell dagegen kann die nichtlineare Kontaktbedingung zwischen Schwelle und Schotteroberkante aufgrund von Hohllagen direkt unter jeder Schwelle eingeprägt werden.

Im linearen Frequenzbereichsmodell (Programm INTERACTION) muss auf eine nichtlineare Kontaktbedingung zwischen Rad und Schiene verzichtet werden. Dies erscheint annehmbar, da hier lediglich der Einfluss von Hohllagen und nicht der Einfluss von Schädigungen der Schienenlauffläche oder unrunder Räder, welche zum Abheben des Rades von der Schiene führen können, untersucht wird. Der vertikale Verschiebungsfreiheitsgrad des Rades w_w ist also unmittelbar mit dem Freiheitsgrad des Gleises w_r über die Störung $2\Delta z_{eff}$ gekoppelt.

Im Gegensatz dazu wird das Normalkontaktproblem im Zeitbereich mit elastischer Annäherung zwischen Rad und Schiene nach der Theorie von Hertz [Her82] realisiert. Hebt das Rad von der Schiene ab, so wird die Kontakt- bzw. Normalkraft wie auch die Annäherung gerade Null. Nach Hertz ergibt sich ein nichtlinearer Zusammenhang zwischen der Normalkraft N, der Hertzschen Kontaktsteifigkeit c_H und der Annäherung δ.

Die hier verwendeten Fahrzeugdaten für einen ICE-Mittelwagen und einen Güterwagen des Typs Fans 128 sind in Tab. 3-2 zusammengestellt.

Tab. 3-2: Fahrzeugdaten

	ICE-Mittelwagen	Güterwagen
Masse Wagenkasten m_{cb}	40000 kg	80760 kg (beladen)
Trägheitsmoment Θ_{cb}	2,4 10^6 kgm^2	1,3 10^6 kgm^2
Masse Drehgestell m_{bo}	3000 kg	3550 kg
Trägheitsmoment Θ_{bo}	1600 kgm^2	1890 kgm^2
Masse Radsatz m_w	1800 kg	2450 kg
Primärfederung k_p	1,0 10^6 N/m	1,34 10^6 N/m
Primärdämpfung c_p	1,2 10^4 Ns/m	3,63 10^4 Ns/m (geschätzt)
Sekundärfederung k_s	7,0 10^5 N/m	-
Sekundärdämpfung c_s	2,0 10^4 Ns/m	-

Im Frequenzbereich erfolgt zunächst die Berechnung der mitbewegten Normalkräfte ΔQ zwischen Rad und Schiene. Darauf basierend werden die Kräfte S auf den Schotter am Ort x zum Zeitpunkt t bestimmt, aus denen sich die Spannungen σ_b im Schotterbett ergeben. Die gesamte Vorgehensweise ist in Abb. 3-15 dargestellt.

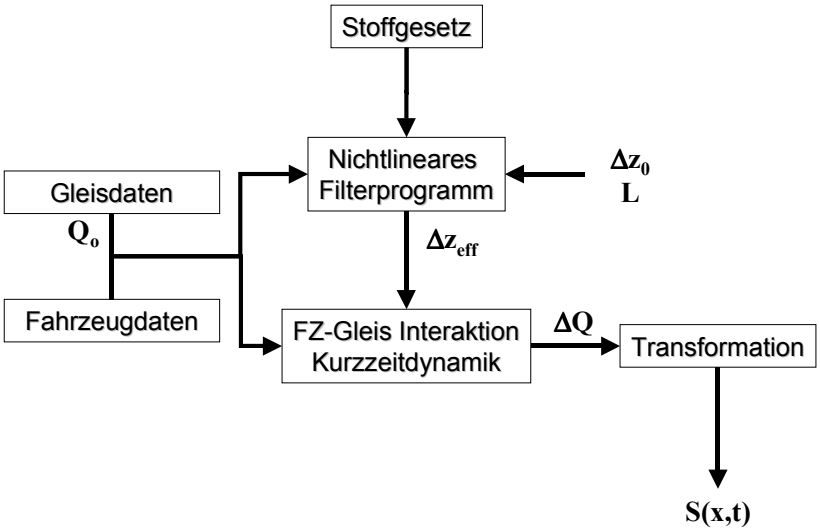


Abb. 3-15: Ablaufdiagramm zur Berechnung der Schotterbeanspruchung S(x,t) im Frequenzbereich

3.4 BEWEGUNGSGLEICHUNGEN

Auf die Herleitung der Bewegungsgleichungen des Zeitbereichsmodells wird hier verzichtet, da bereits eine ausführliche Beschreibung von Knothe und Wu in [KnW99] angegeben wurde.

Tab. 3-3: Koeffizienten der Systenmatrix $\mathbf{H}_v$ des Fahrzeugs im Frequenzbereich

Hauptdiagonale	**Nebendiagonale**
$H_{v11} = -\Omega^2 m_{cb} + 2k_s + 2i\Omega c_s$	$H_{v13} = H_{v31} = -k_s - i\Omega c_s$
$H_{v22} = -\Omega^2 \Theta_{cb} + 2k_s e_x^2 + 2i\Omega c_s e_x^2$	$H_{v15} = H_{v51} = -k_s - i\Omega c_s$
$H_{v33} = -\Omega^2 m_{bo} + k_s + i\Omega c_s + 2k_p + 2i\Omega c_p$	$H_{v23} = H_{v32} = k_s e_x + i\Omega c_s e_x$
$H_{v44} = -\Omega^2 \Theta_{bo} + 2k_p b^2 + 2i\Omega c_p b^2$	$H_{v25} = H_{v52} = -k_s e_x - i\Omega c_s e_x$
$H_{v55} = -\Omega^2 m_{bo} + k_s + i\Omega c_s + 2k_p + 2i\Omega c_p$	$H_{v37} = H_{v73} = -k_p - i\Omega c_p$
$H_{v66} = -\Omega^2 \Theta_{bo} + 2k_p b^2 + 2i\Omega c_p b^2$	$H_{v38} = H_{v38} = -k_p - i\Omega c_p$
$H_{v77} = -\Omega^2 m_w + k_p + i\Omega c_p$	$H_{v47} = H_{v74} = k_p b + i\Omega c_p b$
$H_{v88} = -\Omega^2 m_w + k_p + i\Omega c_p$	$H_{v48} = H_{v84} = -k_p b - i\Omega c_p b$
$H_{v99} = -\Omega^2 m_w + k_p + i\Omega c_p$	$H_{v59} = H_{v95} = -k_p - i\Omega c_p$
$H_{v1010} = -\Omega^2 m_w + k_p + i\Omega c_p$	$H_{v510} = H_{v105} = -k_p - i\Omega c_p$
	$H_{v69} = H_{v96} = k_p b + i\Omega c_p b$
	$H_{v610} = H_{v106} = -k_p b - i\Omega c_p b$

Die Berechnung der dynamischen Radlasten bzw. der harmonischen Normalkraftschwankungen ΔQ im Frequenzbereich erfolgt mit Hilfe der Rezeptanzmatrizen für Fahrzeug und Gleis. Die Systemmatrix $\mathbf{H}_v$ für das Fahrzeug mit 10 Freiheitsgraden, bestehend aus einem Wagenkasten (cb), zwei Drehgestellen (bo) und vier Radsätzen (w) resultiert aus der Formulierung der Drall- bzw. Impulssätze für alle Freiheitsgrade, wobei die von Null verschiedenen Koeffizienten von $\mathbf{H}_v$ in Tab. 3-3 angegeben sind.

Das Bewegungs-Gleichungssystem für das Fahrzeug lautet dann:

$$\begin{bmatrix} H_{v11} & H_{v12} & H_{v13} & H_{v14} & H_{v15} & H_{v16} & H_{v17} & H_{v18} & H_{v19} & H_{v110} \\ H_{v21} & H_{v22} & H_{v23} & H_{v24} & H_{v25} & H_{v26} & H_{v27} & H_{v28} & H_{v29} & H_{v210} \\ H_{v31} & H_{v32} & H_{v33} & H_{v34} & H_{v35} & H_{v36} & H_{v37} & H_{v38} & H_{v39} & H_{v310} \\ H_{v41} & H_{v42} & H_{v43} & H_{v44} & H_{v45} & H_{v46} & H_{v47} & H_{v48} & H_{v49} & H_{v410} \\ H_{v51} & H_{v52} & H_{v53} & H_{v54} & H_{v55} & H_{v56} & H_{v57} & H_{v58} & H_{v59} & H_{v510} \\ H_{v61} & H_{v62} & H_{v63} & H_{v64} & H_{v65} & H_{v66} & H_{v67} & H_{v68} & H_{v69} & H_{v610} \\ H_{v71} & H_{v72} & H_{v73} & H_{v74} & H_{v75} & H_{v76} & H_{v77} & H_{v78} & H_{v79} & H_{v710} \\ H_{v81} & H_{v82} & H_{v83} & H_{v84} & H_{v85} & H_{v86} & H_{v87} & H_{v88} & H_{v89} & H_{v810} \\ H_{v91} & H_{v92} & H_{v93} & H_{v94} & H_{v95} & H_{v96} & H_{v97} & H_{v98} & H_{v99} & H_{v910} \\ H_{v101} & H_{v102} & H_{v103} & H_{v104} & H_{v105} & H_{v106} & H_{v107} & H_{v108} & H_{v109} & H_{v1010} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ -Q_1 \\ -Q_2 \\ -Q_3 \\ -Q_4 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} w_{cb} \\ \varphi_{cb} \\ w_{bo1} \\ \varphi_{bo1} \\ w_{bo2} \\ \varphi_{bo2} \\ w_{w1} \\ w_{w2} \\ w_{w3} \\ w_{w4} \end{Bmatrix} \tag{3-9}$$

Die Bewegungsgleichungen von Fahrzeug und Gleis sind über die Kontaktbedingung zwischen Rad und Schiene miteinander verknüpft. Die angenommene Störung $2\Delta z_{eff}$ wird gleichzeitig von der Verschiebung der Schiene w_r und der Verschiebung der vier Radsätze w_w aufgenommen, so dass folgender Zusammenhang gilt:

$$2\Delta z_{eff} = w_w - w_r \tag{3-10}$$

Das Gleichungssystem für das Gleis lautet:

$$\begin{Bmatrix} w_{r1} \\ w_{r2} \\ w_{r3} \\ w_{r4} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} H_{t11} & H_{t12} & H_{t13} & H_{t14} \\ H_{t21} & H_{t22} & H_{t23} & H_{t24} \\ H_{t31} & H_{t23} & H_{t33} & H_{t34} \\ H_{t41} & H_{t24} & H_{t34} & H_{t44} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} Q_1 \\ Q_2 \\ Q_3 \\ Q_4 \end{Bmatrix} \tag{3-11}$$

Die Transferrezeptanzen $\mathbf{H}_{tij}$ (für $i \neq j$) werden bei den kurzzeitdynamischen Frequenzbereichsrechnungen vernachlässigt, da man annehmen kann, dass in dem hier interessierenden Frequenzbereich bis 100 Hz die dynamische Biegelinie des Gleises bis zum nächsten Rad bereits abgeklungen ist. Das Gleichungssystem für Fahrzeug und Gleis wird nun zusammengefasst:

$$\begin{bmatrix} H_{v11}+H_{t11} & H_{v12} & H_{v13} & H_{v14} \\ H_{v21} & H_{v22}+H_{t22} & H_{v23} & H_{v24} \\ H_{v31} & H_{v32} & H_{v33}+H_{t33} & H_{v34} \\ H_{v41} & H_{v42} & H_{v43} & H_{v44}+H_{t44} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} Q_1 \\ Q_2 \\ Q_3 \\ Q_4 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} z_{eff1} \\ z_{eff2} \\ z_{eff3} \\ z_{eff4} \end{Bmatrix} \tag{3-12}$$

Durch die Invertierung der zusammengefassten Rezeptanzmatrix kann nach den unbekannten Q-Kraftschwankungen aufgelöst werden. Die Rezeptanzen des Schottergleises werden mit Hilfe des von Y. Wu, TU Berlin, ILR, Fachgebiet Konstruktionsberechnung, entwickelten Programms SUBTRACK berechnet. Für die Berechnung der Schwellenbeschleunigung im Zeitbereich steht das Programm SUBTTI zur Verfügung, welches an gleicher Stelle entstanden ist.

3.5 DYNAMISCHE RADLASTEN

In Abb. 3-16 (a) und (b) werden die Beträge der komplexen, dynamischen Radlasten ΔQ aufgrund von bilinearem und nichtlinearem Verformungsverhalten und für eine maximale Hohllagengröße von $2\Delta z_0 = 1$mm miteinander verglichen. Die Ergebnisse aus der Frequenzbereichsrechnung sind hier für einen ICE-Mittelwagen auf einem Schottergleis mit hartem Untergrund dargestellt. Generell treten relevante Q-Kraftschwankungen erst bei hohen Fahrgeschwindigkeiten auf. Es ist insgesamt ein kritischer Wellenlängenbereich von 1 m bis 4 m auszumachen, in dem die Q-Kraftschwankungen maximal werden. Diese fallen infolge nichtlinearer Verformung und somit größerer effektiver Störungsamplituden $2\Delta z_{eff}$ deutlich höher aus und der kritische Wellenlängenbereich verschiebt sich nach unten. Hier ist zum Beispiel

max ΔQ = 65kN für eine Fahrgeschwindigkeit von 350 km/h (vgl. statische Radlast Q_0 = 75kN).

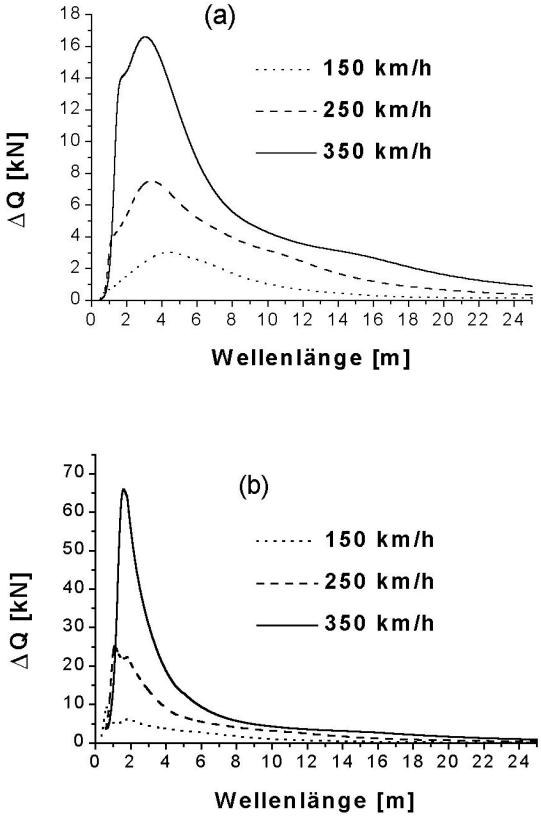


Abb. 3-16: Q-Kraftschwankung als Funktion der Wellenlänge und der Fahrgeschwindigkeit - (a) bilineares Verformungsverhalten, (b) nichtlineares Verformungsverhalten

In Abb. 3-17 (a) sind die Q-Kraftschwankungen infolge periodisch auftretender Hohllagen (max $2\Delta z_0$ = 1mm) bei der zur Zeit maximalen ICE-Fahrgeschwindigkeit von 250 km/h für bilineares und nichtlineares Verformungsverhalten noch einmal direkt miteinander verglichen. Es wird deutlich, dass das Verformungsverhalten von Schotter und Untergrund die Größe der dynamischen Radlasten maßgeblich beeinflusst und daher nicht vernachlässigt werden darf. Für $L \rightarrow 0$ kommt der Filtereffekt zur Geltung, das heisst die Q-Kraftschwankung nimmt für sehr kleine Wellenlängen besonders schnell ab. Für große Wellenlängen L > 6 m ergibt sich als Ergebnis der Systemdynamik eine quadratische Abnahme der Q-Kraftschwankung. In Abb. 3-17 (b) zeigt sich, dass bei sehr hohen Fahrgeschwindigkeiten bzw. Frequenzen primär Massenträgheitskräfte des Fahrzeugs wirksam sind, von pinned-pinned-mode-Effekten einmal abgesehen.

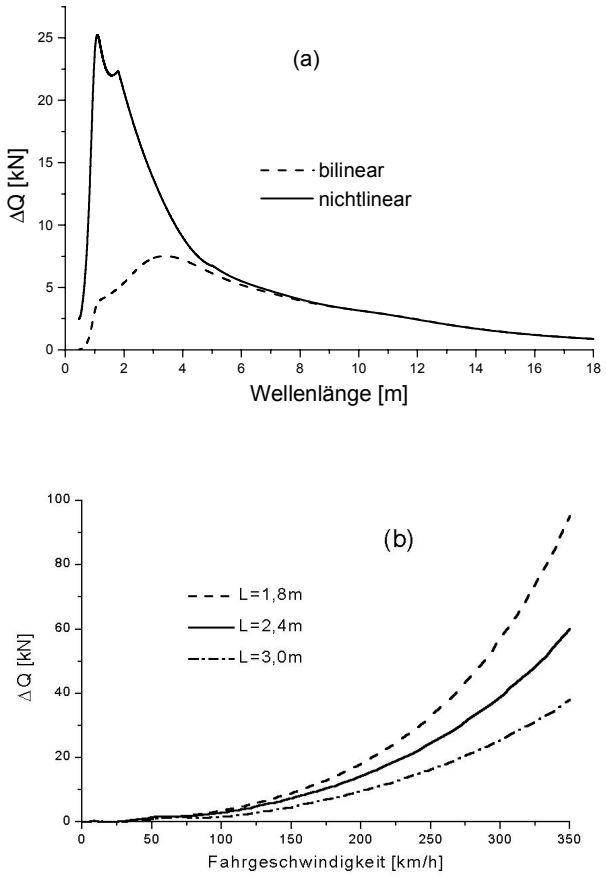


Abb. 3-17: Q-Kraftschwankung für (a) eine Fahrgeschwindigkeit von 250 km/h, (b) in Abhängigkeit der Fahrgeschwindigkeit für verschiedene Wellenlängen

Bei einer harmonischen Störung erhält man nun für die Amplitude der Massenträgheitskraft

$$m\,\frac{d^2w}{dt^2} = m\,\Omega^2\,\hat{w} = m\left(\frac{2\pi v}{L}\right)^2 \hat{w}\,, \tag{3-13}$$

wobei m ganz allgemein eine effektive Masse, bestehend aus Radsatz und anteiliger Schienenmasse sein soll. Aus der Gleichung 3-13 ist ersichtlich, dass die Q-Kraftschwankung mit der Wellenlänge L quadratisch abfällt und umgekehrt mit der Geschwindigkeit v quadratisch anwächst, beides ist in Abb. 3-17 (a) und (b) zu erkennen. Resonanzüberhöhungen vom Fahrzeug sind in Abb. 3-17 (b) auch für hohe Fahrgeschwindigkeiten nicht erkennbar.

3.6 VERTIKALSPANNUNGEN IM SCHOTTERBETT

In der Frequenzbereichsrechnung sind Betrag und Phase der dynamischen Radlast ΔQ in Abschnitt 3.5 ermittelt worden. Mit Hilfe der Q-Kraftschwankung aus ΔQ und der statischen Achslast Q_0 kann nun das Belastungsniveau bzw. die Vertikal-

spannungen im Schotterbett quantitativ abgeschätzt werden. Diese Größe wird später in Kapitel 4.2 in eine modifizierte Formel zur Prognose von Langzeitsetzungen eingesetzt.

Bei der Transformation der mitbewegten, schwankenden Normalkräfte $Q_i(t)$ (i = 1,2 je Drehgestell) in eine ortsfeste Kraft auf den Schotter S(x,t) werden diese wiederum auf den durch Hohllagen diskontinuierlich gestützten Biegebalken (siehe dazu Kapitel 3.2.1) aufgebracht. Man lässt dabei ein Drehgestell quasi-statisch über das Gleis fahren und kann anhand der Biegelinie die S-Kraft an einer Schwelle am Ort x zu jedem Zeitpunkt ermitteln. Der Einfluss der benachbarten Drehgestelle wird vernachlässigt. Die Situation ist in Abb. 3-18 dargestellt.

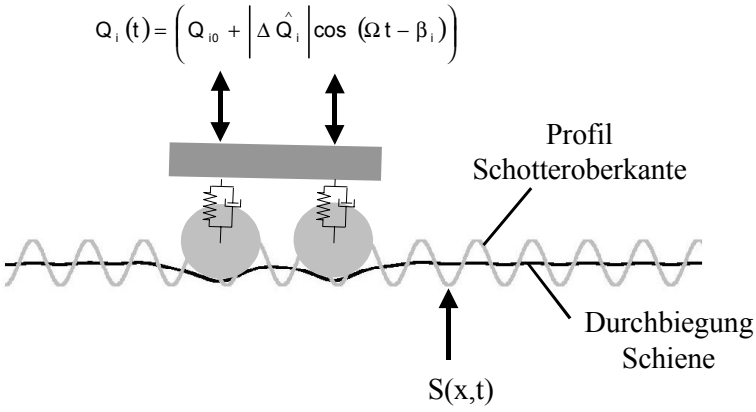


Abb. 3-18: Berechnung der S-Kraft am Ort x zur Zeit t

Die Vertikalspannung σ_b im Schotterbett wird berechnet, indem die S-Kraft durch die effektive Auflagerfläche der Schwelle dividiert wird. Zum Vergleich ist die effektive Auflagerfläche dreier hier betrachteter Schwellentypen in Tab. 3-4 angegeben.

Tab. 3-4: Auflagerfläche verschiedener Schwellentypen

Schwellentyp	Fläche [m^2]
B70	0,546
B75	0,759
BBS	1,026

In Abb. 3-19 ist die maximal auftretende Vertikalspannung σ_b eines ICE-Mittelwagens mit der Fahrgeschwindigkeit von 250 km/h über die Wellenlänge der periodischen Hohllagenverteilung für die Schwellentypen B70, B75 und die Breitschwelle (BBS) aufgetragen. Die Vertikalspannung ist sowohl für eine Schwelle mit maximaler Hohllage (a) als auch für eine nicht hohl gelagerte (b) berechnet worden. Mit abnehmender Wellenlänge verringert sich auch die Spannung unter der hohl gelagerten Schwelle. Bei sehr kleinen Wellenlängen (hier $L \leq 2{,}4$ m) wird kein Kontakt

zwischen Schwelle und Schotteroberkante hergestellt, so dass keine Spannungen mehr in das Schotterbett übertragen werden.

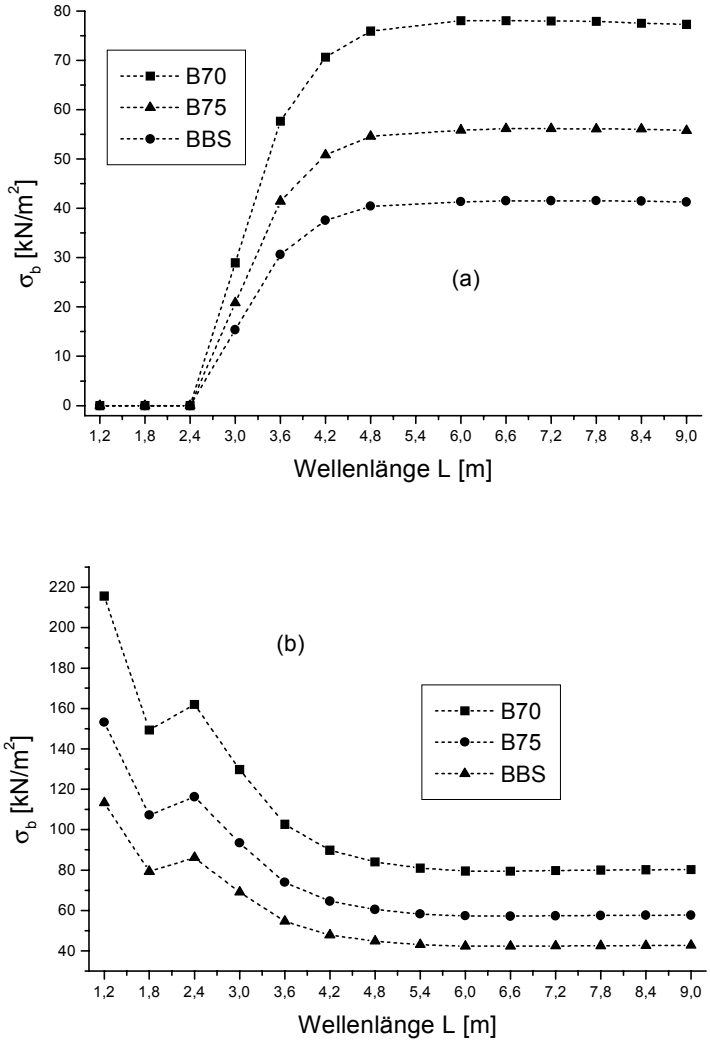


Abb. 3-19: Maximale Vertikalspannung σ_b im Schotter über die Wellenlänge der Hohllagenverteilung unter einer Schwelle (a) mit maximaler Hohllage ($2z_0$ = 1 mm) und (b) ohne Hohllage, Vergleich verschiedener Schwellentypen

Unter einer nicht hohl gelagerten Schwelle verringern sich die Spannungen mit zunehmender Wellenlänge, da die Last sukzessive auf mehrere Schwellen verteilt wird. Vergleicht man die drei Schwellentypen, so wird die Vertikalspannung durch die größere Auflagerfläche der B75-Schwelle reduziert und nimmt bei einem Breitschwellengleis noch weiter ab. Es fällt auf, dass die Spannungen unabhängig vom Schwellentyp bei L = 2,4 m in der Abb. 3-19 (b) kurzzeitig wieder ansteigen. Dies resultiert aus der Tatsache, dass man sich hier einerseits bereits im kritischen

Wellenlängenbereich befindet[11] (siehe Abschnitt 3.5) und andererseits im Modell (siehe Abb. 3-18) die schwankenden Radlasten $Q_i(t)$ genau zu dem Zeitpunkt ihr Maximum erreichen, an dem sich ein Radsatz exakt über dem betrachteten Ort x zur Berechnung der S-Kraft befindet.

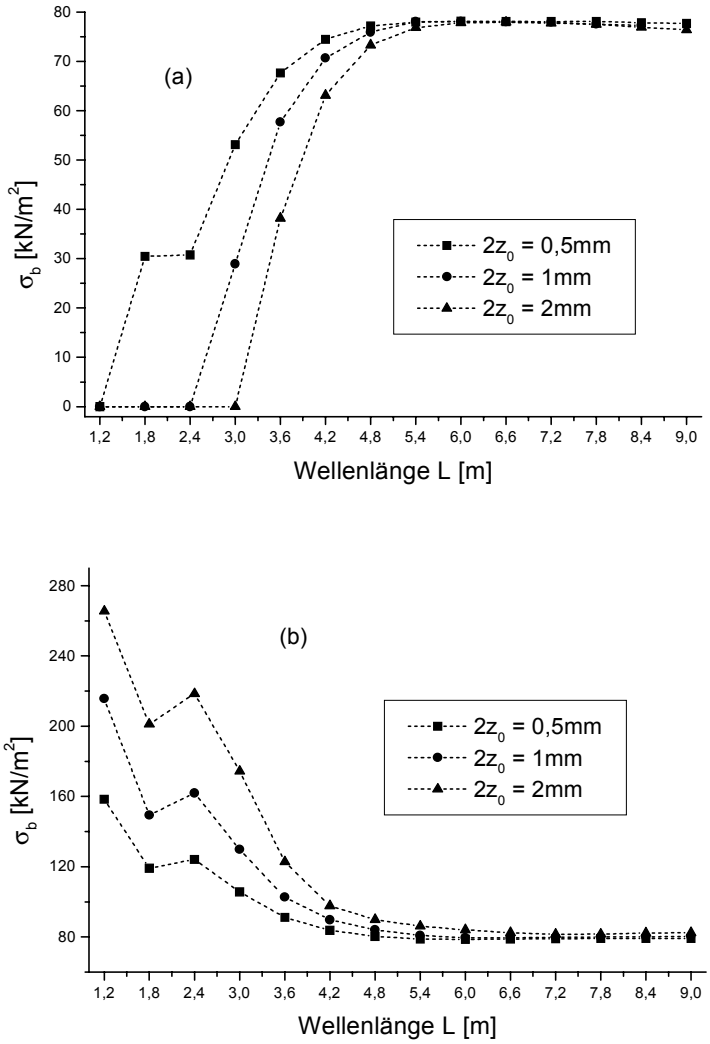


Abb. 3-20: Maximale Vertikalspannung σ_b im Schotter über die Wellenlänge der Hohllagenverteilung in Abhängigkeit von verschiedenen Hohllagenamplitude $2z_0$ unter einer Schwelle (a) mit maximaler Hohllage und (b) ohne Hohllage

In Abb. 3-20 wird die Spannung im Schotter aufgrund verschiedener, maximaler Hohllagenamplituden verglichen, jeweils für den Fall unterhalb einer Schwelle mit oder ohne Hohllage. Erwartungsgemäß nehmen die Spannungen für den Fall einer Schwelle ohne Hohllage mit steigender Amplitude der Anregung zu, da sich die Spannungseinleitung an wenigen Punkten konzentriert und die dynamischen Rad-

[11] Der kritische Wellenlängenbereich ist dort, wo die Amplitude der dynamischen Radlast ΔQ ihr Maximum erreicht.

lasten anwachsen. Betrachtet man die Spannungen unterhalb einer Schwelle mit Hohllage (a), so ist hier der Einfluss der über Biegung abtragenden Schiene ersichtlich. Bei sehr geringer Hohllagenamplitude ($2z_0$ = 0,5 mm) kann der Kontakt trotz Biegesteifigkeit der Schiene zwischen Schwelle und Schotteroberkante selbst bei kleinen Wellenlängen sofort geschlossen werden. Je größer die Hohllage, desto länger muss die Wellenlänge der Hohllagenverteilung ausfallen, damit ein direkter Lastabtrag möglich ist und nicht wie zum Beispiel bei $2z_0$ = 1 mm der Lastabtrag unterhalb von $L \leq 2{,}4$ m über Biegung auf die Nachbarschwellen erfolgt. In allen Fällen gleichen sich die Kurven mit wachsender Wellenlänge einander an, da die dynamischen Radlasten unabhängig von der Ausgangssituation rapide abnehmen und sich zunehmend mehr Schwellen an der Lasteinleitung beteiligen.

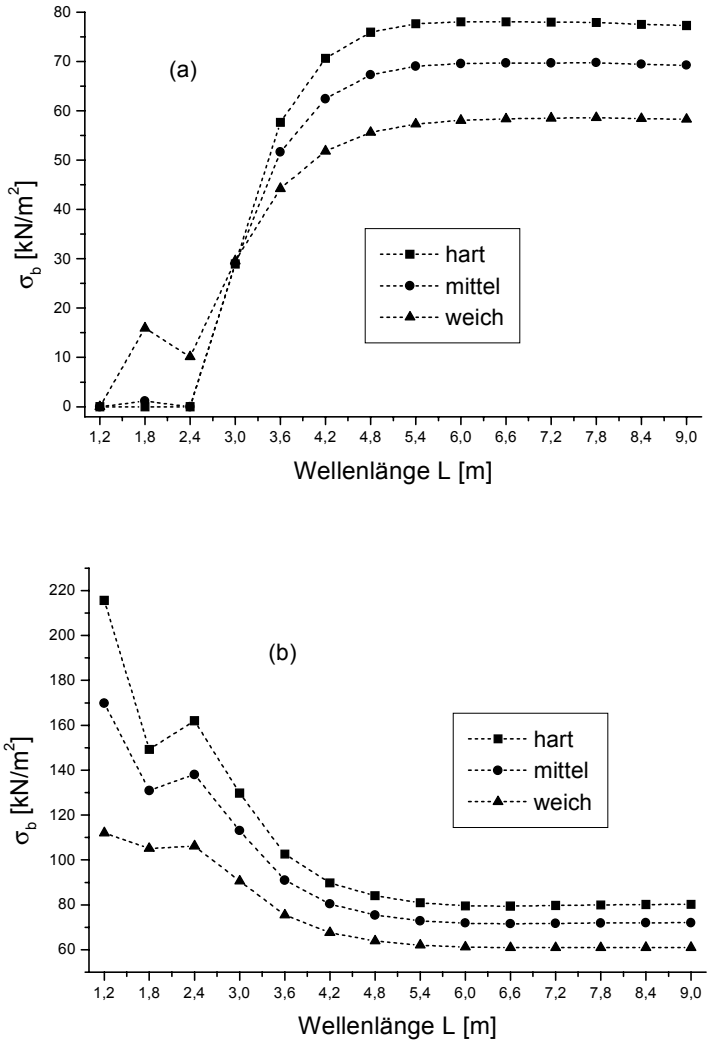


Abb. 3-21: Maximale Vertikalspannung σ_b im Schotter über die Wellenlänge der Hohllagenverteilung in Abhängigkeit von der Untergrundsteifigkeit unter einer Schwelle (a) mit maximaler Hohllage ($2z_0$ = 1 mm) und (b) ohne Hohllage

Weiterhin soll der Einfluss der Untergrundsteifigkeit untersucht werden. Die entsprechenden Vertikalspannungen im Schotterbett für weichen, mittleren und harten Untergrund (siehe Tab. 3-1 in Kapitel 3.2.3) sind in Abb. 3-21 dargestellt. Für eine Schwelle mit maximaler Hohllagenamplitude von 1 mm (a) zeigt sich, dass auf weichem Untergrund auch bei kleinen Wellenlängen der Kontakt zwischen Schwelle und Schotteroberkante geschlossen werden kann, da sich die Nachbarschwellen durch die größere Elastizität stärker senken.
Für mittleren und harten Untergrund gilt, dass der Kontakt erst oberhalb einer Wellenlänge von L = 2,4 m hergestellt und somit Spannungen in das Schotterbett übertragen werden können. Betrachtet man die Spannungsniveaus im großen Wellenlängenbereich, so wird deutlich, dass eine geringe Untergrundsteifigkeit, ähnlich wie eine größere Schwellenauflage, eine größere Lastverteilung bewirkt. Das lokale Spannungsmaximum bei weichem Untergrund und einer Wellenlänge von L = 1,8 m ist die Ursache einer ungünstigen Überlagerung beider phasenverschobener, periodischer Radlasten, indem $Q_0+\Delta Q$ des Radsatzes oberhalb des Ortes der S-Kraft maximal und gleichzeitig $Q_0+\Delta Q$ des anderen Radsatzes minimal wird. Resonanzen vom Fahrzeug bzw. des Gleises und Untergrund können in diesem Frequenzbereich (ca. 38 Hz) keine Rolle spielen. Bei Schwellen ohne Hohllage (b) nimmt die Spannung im Schotter erwartungsgemäß ab je weicher der Untergrund ist. Die Spannungsspitze bei L = 2,4 m erklärt sich hier durch das gleichzeitige Auftreten der maximalen dynamischen Radlasten beider Radsätze. Betrachtet man die Spannungen an einer Schwelle ohne Hohllage, so resultiert die o.g. ungünstige Radlasten-Konstellation (maximale und minimale Radlast beider Radsätze) für eine Schwelle mit Hohllage gerade in relativ günstigen Spannungswerten wie zum Beispiel bei L = 1,8 m.
Schließlich soll der Einfluss zweier unterschiedlicher Fahrzeugtypen untersucht werden. Die Fahrzeugdaten des ICE-Mittelwagens sowie des Güterwagens des Typs Fans 128 sind in Tab. 3-2 des Kapitels 3.3 angegeben. In der Abb. 3-22 sind die Spannungen, welche von einer hohl gelagerten (a) bzw. einer Schwelle ohne Hohllage (b) in den Schotter übertragen werden, über der Wellenlänge aufgetragen. Bei der Berechnung der S-Kraft wird jeweils nur ein ICE- oder ein Güterwagen-Drehgestell betrachtet. Für den Fall einer Schwelle mit Hohllage kann die Hohllage jederzeit aufgrund der hohen Achslasten des voll beladenen Güterwagens überwunden und somit die Last in den Schotter übertragen werden.

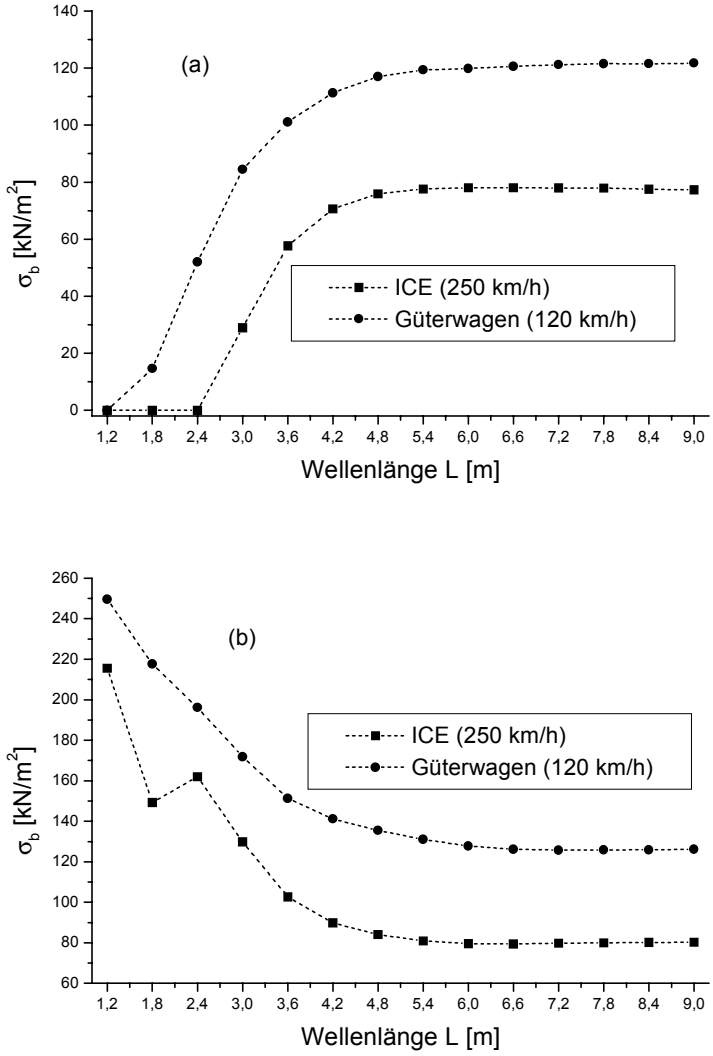


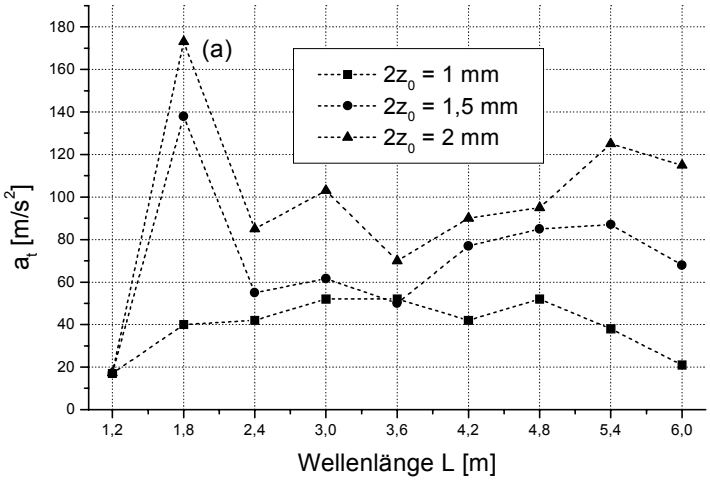
Abb. 3-22: Maximale Vertikalspannung σ_b im Schotter über die Wellenlänge der Hohllagenverteilung für verschiedene Fahrzeugtypen unter einer Schwelle (a) mit maximaler Hohllage ($2z_0$ = 1 mm) und (b) ohne Hohllage

Die Spannungen fallen deutlich höher aus, obwohl die hier für den Güterwagen angesetzte Fahrgeschwindigkeit merklich niedriger ist als die des ICE-Mittelwagens. An Schwellen ohne Hohllage zeigt sich, dass sich die Spannungen insbesondere im kleinen Wellenlängenbereich eher vergleichen lassen. Hier übertragen sich die relativ großen dynamischen Radlasten des ICE unmittelbar.

3.7 SCHWELLENBESCHLEUNIGUNGEN

Entsprechend den Ausführungen in Kapitel 2.4.3 sind die Erschütterungen infolge dynamischer Einwirkungen ein wesentlicher Einflussfaktor der Schottersetzung. Für eine Setzungsprognose soll der Grad der Erschütterungen mittels der auftretenden

Schwellenbeschleunigung abgeschätzt werden. Eine mögliche Frequenzabhängigkeit der Setzungen wird zunächst vernachlässigt.
Die Schwellenbeschleunigung als ortsfeste Größe kann mit dem Frequenzbereichsmodell des bewegten Irregularitätenbands bei ortsfestem Gleis und Fahrzeug (siehe Kapitel 3.3) nicht berechnet werden, so dass für die Berechnung der Schwellenbeschleunigung das von Wu entwickelte Programm SUBTTI [KnW99] zur Fahrzeug-Fahrweg-Interaktion im Zeitbereich verwendet wird. Erläuterungen zum Modell finden sich wiederum in Kapitel 3.3. Nichtlinearitäten im System wie zum Beispiel der Rad-Schiene-Kontakt oder Hohllagen können im Zeitbereich direkt berücksichtigt werden. Im folgenden wurde auch hier eine quasi-periodische Hohllagenverteilung mit der Wellenlänge L als Anregung für das System angesetzt. Die maximal auftretende Schwellenbeschleunigung a_t ist in Abhängigkeit der Wellenlänge L berechnet worden. Wie schon bei Knothe und Wu [KnW99] gezeigt wurde, treten die maximalen Schwellenbeschleunigungen bevorzugt an Schwellen mit Hohllagen auf.



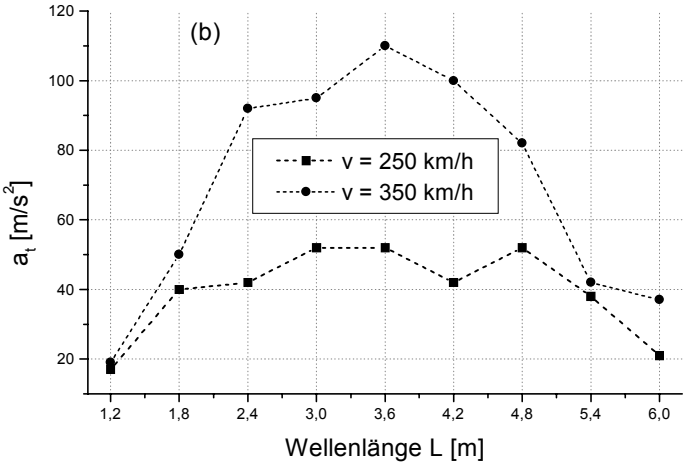


Abb. 3-23: Schwellenbeschleunigung a_t in Abhängigkeit der Wellenlänge für (a) verschiedene Hohllagengrößen $2z_0$ und (b) Fahrgeschwindigkeiten v

In Abb. 3-23 (a) sind die maximalen Beschleunigungen in Abhängigkeit der maximalen Amplitude einer periodischen Hohllagenverteilung über die jeweilige Wellenlänge aufgetragen. Erwartungsgemäß steigen die Beschleunigungen mit der Hohllagengröße stark an. Dies gilt insbesondere für eine Wellenlänge von L = 1,8 m, wo die Maximalwerte immer unter einer Schwelle direkt nach einem Wellental (vgl. Abb. 3-1) auftreten. Betrachtet man den Bereich größerer Wellenlängen, so zeigt sich, dass mit steigender maximaler Hohllagenamplitude auch eine größere Wellenlänge erforderlich ist, um eine Vergleichmäßigung und somit Reduzierung der Beschleunigung zu erreichen. Der Einfluss der Fahrgeschwindigkeit ist in Abb. 3-23 (b) zu sehen. Eine Anhebung der Fahrgeschwindigkeit auf v = 350 km/h führt insbesondere im Wellenlängenbereich zwischen 1,8 m < L < 5,4 m zu erheblich größeren Schwellenbeschleunigungen.

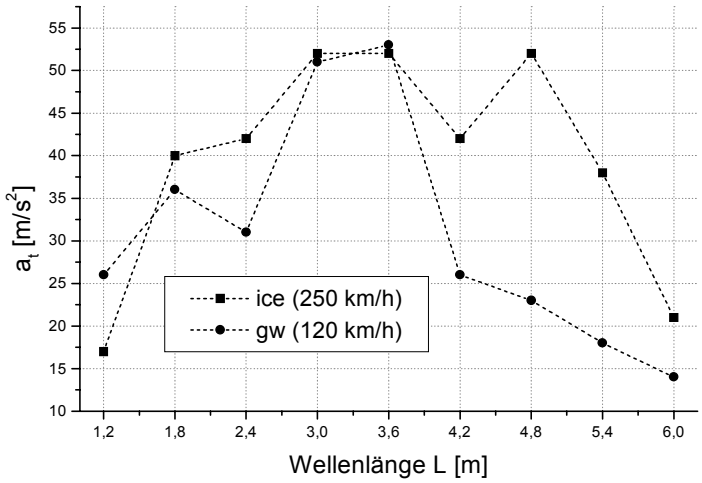


Abb. 3-24: Schwellenbeschleunigung a_t in Abhängigkeit der Wellenlänge für verschiedene Fahrzeugtypen

Die Kurven in Abb. 3-24 zeigen die erzeugten Schwellenbeschleunigungen von ICE-Mittelwagen- (v = 250 km/h) bzw. Güterwagenüberfahrten (v = 120 km/h). Aufgrund der höheren Achslast bewirkt die Güterwagenüberfahrt auch schon im unteren Wellenlängenbereich relativ hohe Beschleunigungen, da der Kontakt zwischen Schwelle und Schotter eher geschlossen wird. Beide Fahrzeuge erzeugen die Maximalbeschleunigungen im Bereich von L = 3 - 3,6 m, wobei der ICE auch darüber hinaus aufgrund der erhöhten Fahrgeschwindigkeit große Beschleunigungen hervorbringt.

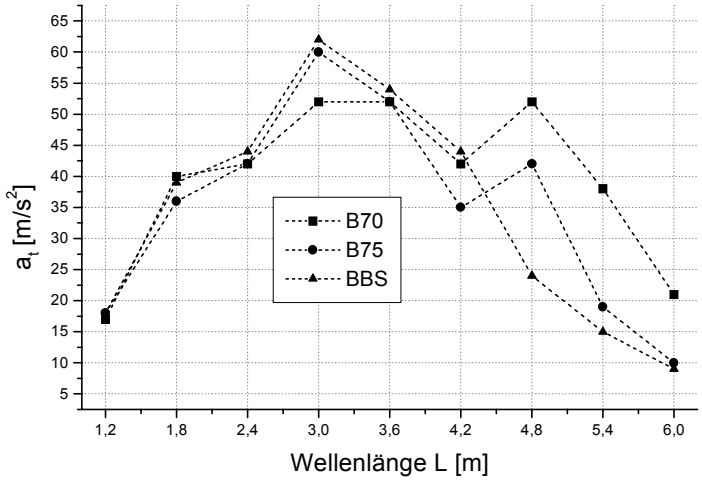


Abb. 3-25: Schwellenbeschleunigung a_t in Abhängigkeit der Wellenlänge für verschiedene Schwellentypen

In Abb. 3-25 ist der Einfluss der verschiedenen Schwellentypen untersucht worden. Insgesamt ergeben sich nur geringe Unterschiede, es fällt jedoch auf, dass im unteren Wellenlängenbereich die Schwellentypen B75 und die Breitschwelle qualitativ ähnliche Verläufe aufweisen, darüber hinaus sich jedoch die Schwellentypen B75 und B70 ähnlicher verhalten.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass in erster Linie die Größe der maximalen Hohllagen einer periodischen Verteilung die über die Schwellen eingeleiteten Beschleunigungen in den Schotter beeinflussen. Darüber hinaus spielt die Fahrgeschwindigkeit des Schienenfahrzeug eine nicht zu vernachlässigende Rolle. Im Allgemeinen steigt die Schwellenbeschleunigung mit der Größe der maximalen Hohllagenamplitude und proportional zur Fahrgeschwindigkeit an. Letzeres konnte auch seitens der DB [Zac01] durch Messung der Schwellenbeschleunigungen an Schnellfahrstrecken auf Brücken bestätigt werden.

4 VORHERSAGE VON HOHLLAGENENTWICKLUNG

Aufgrund der hohen Rechenzeiten sind sowohl die kontinuumsmechanischen (siehe Kapitel 2.2.2) als auch die diskreten Modellierungen des Verformungsverhaltens des Schotters (siehe Kapitel 2.3.4) eher für die Untersuchung des Setzungsmechanismus als für eine Langzeit-Setzungs-Prognose geeignet. Für Letzeres dienen die sogenannten phänomenologischen Setzungsformeln. Dabei wird der konkrete Verformungsvorgang des Schotters außer acht gelassen, jedoch eine empirische Aussage darüber gemacht, um welches Maß sich der Schotter im System Fahrzeug-Fahrweg nach N Lastzyklen gesetzt haben wird.

4.1 PHÄNOMENOLOGISCHE SETZUNGSFORMELN IN DER LITERATUR

Für die Vorhersage von Fundamentsetzungen aufgrund periodischer Belastung formulierte Holzlöhner [Hz78] ein allgemeines, logarithmisches Setzungsgesetz:

$$S = A \cdot \ln\left(\frac{n}{n_a} + 1\right) \tag{4-1}$$

S ist die bleibende Setzung in Abhängigkeit der Lastspiele n, n_a ist die dynamische Vorbelastungszahl und A die logarithmische Setzungsrate. Die Gleichung 4-1 war das Ergebnis von Versuchen, in denen ein Modellfundament auf Sand in vertikale Schwingungen versetzt wurde.

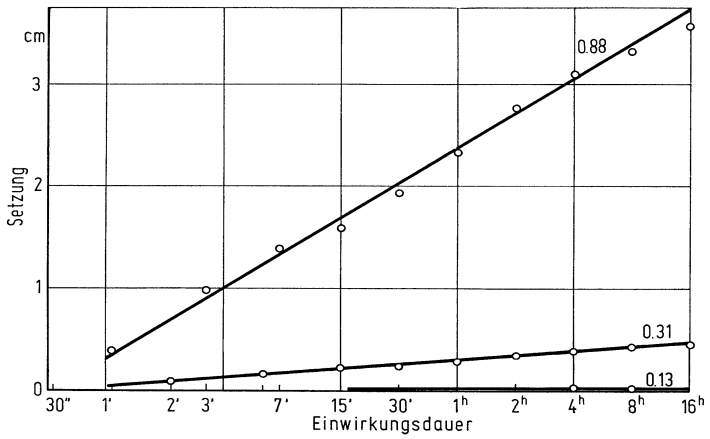


Abb. 4-1: Verlauf der Setzungen in logarithmischer Abhängigkeit der Lastzyklenzahl / Einwirkungsdauer für verschiedene dynamischen Lastfaktoren P_{dyn}/P_{stat} [Hz78]

Dabei konnte eine logarithmische Abhängigkeit der Setzungen von der Anzahl der Lastspiele gemessen werden, welche sich in zwei Phasen aufspaltete. Die Phase der Vorbelastung ist erst abgeschlossen, wenn die Kurve in die logarithmische Gerade übergeht. n_a und somit die Dauer der Vorbelastungsphase ist abhängig von der Vorgeschichte des Bodens. Abb. 4-1 gibt den ermittelten zeitlichen Verlauf der Setzung an, wobei die Kurven für verschiedene dynamische Lastfaktoren P_{dyn}/P_{stat} als Parameter aufgetragen sind.

British Rail und andere Europäische Eisenbahnen [ORE71] bestätigten, dass es einen logarithmischen Zusammenhang zwischen der Lastspielzahl und den globalen, mittleren Setzungen des Unterbaus (Schotter + PSS + Untergrund) gibt, welcher einer bleibenden Dehnung ε_1 nach einem Lastzyklus zugeordnet und in seiner allgemeinsten Art durch Gleichung 4-2 ausgedrückt werden kann:

$$\varepsilon_n = \varepsilon_1 \left(1 + 0{,}2 \log_{10} N \right) \tag{4-2}$$

Auch die Ergebnisse der Triaxialversuche mit Schotter (siehe Kapitel 2.2.1) von Shenton [She78] können an diese Setzungsformel angepasst werden, welche im Spannungs-Dehnungs-Diagramm in Abb. 2-3 aufgetragen sind. Dort ist die dominierende Anfangsdehnung zu erkennen, gefolgt von einem nur geringen elastischen Dehnungsrückgang bei Spannungsumkehr. Das Muster wiederholt sich mit jedem Lastzyklus, wobei der Zuwachs der bleibenden Dehnungen immer kleiner wird. Die Anfangsdehnung stellt eine Art Normierungsgröße jedes Versuchs dar, da die Auswertung verschiedener Versuche ergab, dass die Steigung der Kurven immer gerade proportional zur jeweiligen Anfangsdehnung war (vgl. Abb. 4-2). Quantitative Aussagen über Dehnungsraten waren jedoch nicht möglich, da die Ergebnisse mehrerer Versuche unter identischen Bedingungen eine große Streuung aufwiesen.

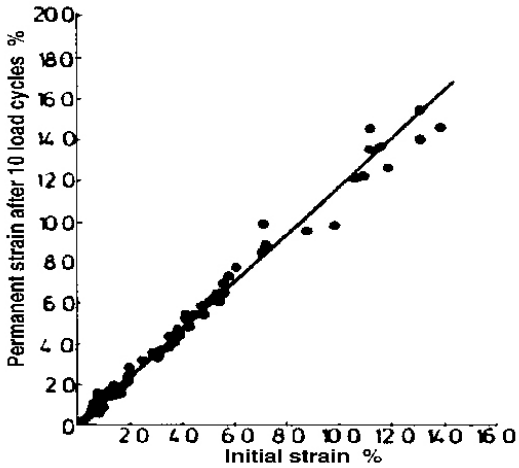


Abb. 4-2: Verhältnis der Anfangsdehnung zur Dehnung nach dem 10. Lastzyklus [She78]

Hettler [Het84] untersuchte in einem Modellversuch (Maßstab 1:3) das Setzungsverhalten einer Einzelschwelle sowie eines Gleisrostes. Die Versuchsdurchführung

wird in Kapitel 2.3.2 beschrieben. Auch hier können die mittleren Setzungen mit dem allgemeinen logarithmischen Zusammenhang zur Lastspielzahl approximiert werden:

$$\varepsilon_n = \varepsilon_1 \, (1 + C_N \cdot \log_{10} N) \qquad (4\text{-}3)$$

Für den Fall der Einzelschwelle ergibt sich eine andere Konstante C_N als für den betrachteten Gleisrost (hier $C_N = 0{,}43$).

Hettler untersuchte außerdem die Wirkung einer frisch eingerieselten Sandschicht und einer durch einen vorherigen Versuch vorbelasteten Sandschicht. Die Setzungen weichen nur geringfügig voneinander ab. Dies führt zu der Vermutung, dass ein dicht gelagerter Untergrund nur geringe Setzungsanteile liefert und in diesem Fall auch die Belastungsgeschichte, welche nach Holzlöhner [Hz78] für die Erstsetzung bestimmend ist, nur von geringer Bedeutung ist.

Um die Relation zwischen der Setzung der Schwelle im Schotterbett und den Verformungen im Triaxialgerät zu ermitteln, müssen zusätzlich die Ergebnisse der Schotter-Triaxialversuche von Hettler [Het87] betrachtet werden. Dieser führte statische und dynamische Triaxialversuche mit einem Sondergerät für Großproben (Durchmesser 78 cm, Höhe 45 cm) durch. Die hier untersuchten Gesteinsarten Basalt, Diabas, Granit und Melaphyr werden bevorzugt im Netz der DB verwendet. Bei den zyklischen Versuchen wurde innerhalb eines Zyklus die zunächst auf dem Niveau des Seitendrucks liegende Vertikalspannung mit einer geringen Belastungsgeschwindigkeit (quasi-statisch) gesteigert und danach wieder auf den Ausgangszustand entlastet. Es wurden 100 Zyklen durchfahren, bis der Grenzzustand erreicht war.

Aus den zyklischen Versuchen kann die von ORE [ORE117] vorgeschlagene halblogarithmische Spannungs-Dehnungsbeziehung (Gleichung 4-2) bestätigt werden – wiederum unabhängig von Schotterdichte, Gesteinsart und Spannungsniveau. Die Vorfaktor C_N wird hier zu 0,2 angegeben. Die Variation des Vorfaktors zwischen Triaxialversuch und o. g. Modellversuch ist auffallend und mag laut Hettler dadurch erklärt werden, dass die Horizontalspannungen unter der Schwelle im Gegensatz zum Triaxialversuch erst allmählich zyklisch werden und somit andere Bedingungen vorliegen.

Von Selig und Waters [SeW94] wird eine speziellere Formel angegeben, welche sowohl auf Labor- als auch auf insitu Messungen des ORE (Office for Research and Experiments of the International Union of Railways, Frage D71) basiert.

$$\varepsilon_N = 0{,}082\,(100n - 38{,}2)\,(\sigma_1 - \sigma_3)^2\,(1 + 0{,}2\,\log N) \qquad (4\text{-}4)$$

ε_N ist die bleibende Dehnung nach N Lastzyklen. Diese wird entgegen der klassischen Formulierung nicht in Abhängigkeit der Erstsetzung berechnet. Vielmehr

spielen hier die Anfangs-Porenzahl des Schotters n und die Deviatorspannung (σ_1 - σ_3) eine Rolle.

Sato beobachtete [Sat95] die globale Entwicklung von Fahrwegirregularitäten verschiedener Streckenabschnitte über einen Zeitraum von 100 Tagen. Es ergab sich ein Zuwachs von mittleren Unregelmäßigkeiten von 0,16 bis 1,08 mm je 100 Tage. Eine Regressionsanalyse unter Berücksichtigung der Leistungstonnen (T), der durchschnittlichen Fahrgeschwindigkeit (V), eines Strukturfaktors (M), der Schienenbeschaffenheit (L) und Qualität des Untergrunds (P) führt für den mittleren Zuwachs der Irregularitäten S auf folgende Gleichung:

$$S = 2{,}09 \cdot 10^{-3} \cdot T^{0{,}31} \cdot V^{0{,}98} \cdot M^{1{,}10} \cdot L^{0{,}21} \cdot P^{0{,}26} \qquad (4\text{-}5)$$

Die bleibenden Setzungsinkremente sind hiernach von der Potenz der dritten Wurzel der Leistungstonnen (Äquivalent zur Lastspielzahl) abhängig, nicht jedoch von der Anfangssetzung, die in diesem Fall ohnehin unbekannt ist. Mit Hilfe der Gleichung 4-5 sind Aussagen über den durchschnittlichen Zuwachs von Unregelmäßigkeiten und damit für die Planung von Stopfintervallen sowie bezüglich konstruktiver Verbesserungen möglich.

Stewart [Ste86] entwickelte basierend auf dem logarithmischen Setzungsgesetz einen Algorithmus zur Berechnung von Dehnungen infolge variabler, aufeinander folgender Spannungsamplituden mittels Superposition. In Abb. 4-3 werden die Rechenergebnisse (durchgezogene Linie) mit den Messergebnissen aus Triaxialversuchen (Datenpunkte) verglichen.

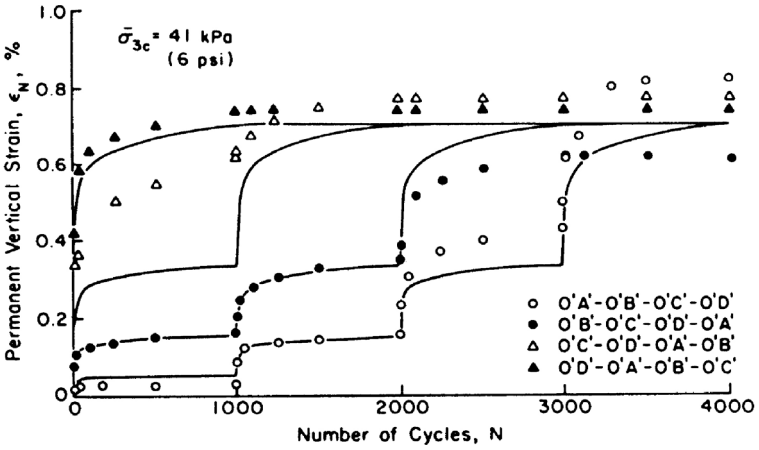


Abb. 4-3: Berechneter Dehnungsverlauf bei unterschiedlichen Lastniveaus [Ste86]

Die Abb. 4-3 zeigt, dass der Dehnungszuwachs nach jeder Laststeigerung deutlich zunimmt und sodann mit jedem Lastzyklus stetig wieder abnimmt. Weiterhin wird die Feststellung von Shenton [She84] und Diyaljee [Diy87] bestätigt, dass die bleibenden

Dehnungen nach einer anfänglich hohen Belastung bei folgenden niedrigeren Belastungen kaum weiter zunehmen.

Guerin et al. [Gue99] führten kleinmaßstäbliche Versuche durch, in denen eine Schotterschicht auf elastischer Unterlage in einem Trog durch ein einer Schwelle äquivalentes Fundament dynamisch belastet wurde (siehe auch Kapitel 2.3.2). Dabei stellten sie fest, dass sich die Entwicklung der Setzung in zwei Phasen aufspaltet. Die in Phase I auftretende Setzung resultiert aus einer Verdichtung des Materials. Die in Phase II folgende Setzungsentwicklung entspricht derjenigen eines Schottergleises im Betrieb. Guerin et al. entwickelten eine Setzungsformel (Gleichung 4-6), welche die Zunahme der Setzung in Phase II mit jedem Lastzyklus in Abhängigkeit der variablen elastischen Einsenkung der Schwelle beschreibt.

$$\frac{d\tau}{dN} = \alpha\, d^{\beta} \tag{4-6}$$

Hier ist τ die Setzung, N die Zyklenzahl, d die elastische Einsenkung der Schwelle und α und β zu bestimmende Konstanten.

Im Gegensatz zu den zuvor genannten Setzungsformeln, die das globale Setzungsverhalten einer Schotterfahrbahn beschreiben, entwickelte Fröhling [Frö97] im Zuge einer umfangreichen Messkampagne (vgl. Kapitel 2.3.3) eine phänomenologische Setzungsformel (Gleichung 4-7), welche die individuelle, lokale Setzung ε_{Ni} des Unterbaus (Schotter und Untergrund) unter jeder Schwelle vorhersagt. Aus dieser Gleichung kann an jeder Schwelle ein logarithmischer Setzungsverlauf mit unterschiedlicher Steigung in Abhängigkeit der individuellen Einflüsse abgeleitet werden. Die Setzung wird demnach u.a. von der variablen Steifigkeit des Unterbaus k_{2mi} unter jeder Schwelle sowie den dynamischen Radlasten P_{dyn} beeinflusst. Da der Faktor K_2 negativ ist, führt gemäß den Betrachtungen in Kapitel 2.4.4 ein steiferer Untergrund zu geringerem Setzungszuwachs als ein Weicher. Die individuelle Steifigkeit entspricht der gemessenen Einsenkung der Schwelle bei Überfahrt der maßgebenden Radlast, hingegen die dynamischen Radlasten mit einem am Fußpunkt durch das Ausgangsstreckenprofil angeregten Fahrzeug-Fahrwegmodell berechnet werden.

$$\varepsilon_{Ni} = \left[\left[K_1 + K_2\left(\frac{k_{2mi}}{K_3}\right)\right]\frac{P_{dyn}}{P_{ref}}\right]^{w} \log N \tag{4-7}$$

Abb. 4-4 zeigt ein Beispiel der simulierten dynamischen Radlasten im Vergleich zu den gemessenen Radlasten in einem Streckenabschnitt. Im unteren Teil ist der vorhergesagte Setzungsverlauf mit dem tatsächlichen Verlauf verglichen. Es zeigt sich, dass das Entstehen der Hohllage an Schwelle 77 richtig vorausgesagt wurde,

während die dynamischen Radlasten an derselben Stelle noch nicht überhöht sind. Generell kann die Entwicklung der dynamischen Radlasten und die Größe der Setzungen zufriedenstellend beschrieben werden. Somit ist es möglich, die Entwicklung der Fahrbahnunebenheiten in Abhängigkeit u.a. von Fahrzeugtyp, Achslast, Fahrgeschwindigkeit und Fahrwegeigenschaften abzuschätzen.

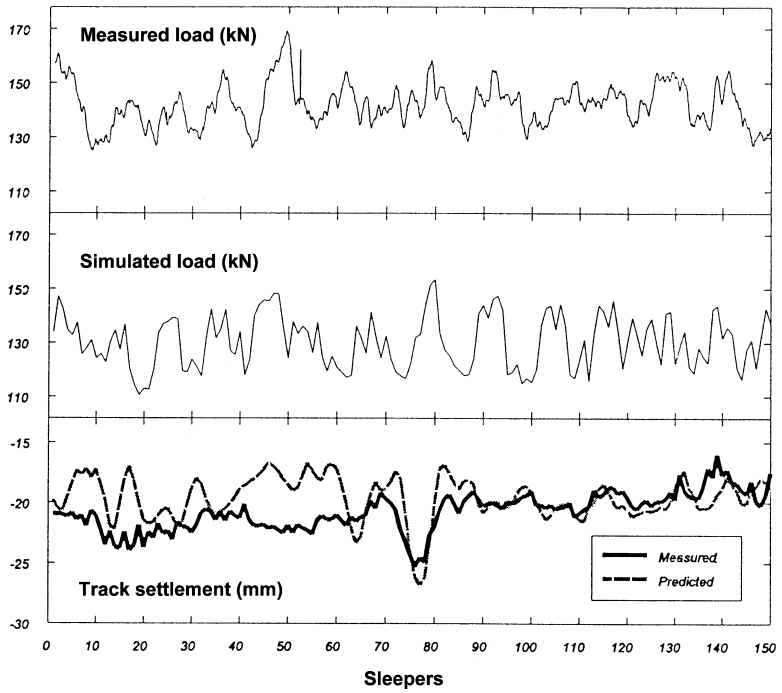


Abb. 4-4: Vergleich von gemessenen und berechneten dynamischen Radlasten sowie Setzungsverläufen an einem betrachteten Streckenabschnitt [Frö97]

Fröhling präsentiert einen kompletten Algorithmus zur Vorhersage von Setzungen für einen betrachteten Streckenabschnitt und weicht damit von dem Versuch ab, die Setzungen für Schotterfahrbahnen im Allgemeinen vorhersagen zu können. Er berechnet vielmehr den erwarteten Setzungszuwachs für jede Schwelle. Indem er auf die gegebenen Streckenverhältnisse eingeht, werden außerdem die Belastungsgeschichte sowie Inhomogenitäten der Schotterschicht implizit berücksichtigt.

Über die allgemeine Anwendbarkeit der logarithmischen Formeln besteht Uneinigkeit. Während Hettler [Het87] diese anhand seiner Triaxialversuche bestätigt, kann Guldenfels [Gul96] nach der Durchführung von Triaxialversuchen unterschiedlich verschmutzter Schotterproben den linearen Zusammenhang zwischen plastischen Verformungen und dem Logarithmus der Zyklenzahl nicht erkennen. Shenton [She84] kommt zu dem Schluss, dass die Setzungen, welche mit der logarithmischen Setzungsformel nach Gleichung 4-2 berechnet wurden, bei hohen Lastspielzahlen (etwa 10^6 Lastspiele) massiv unterschätzt werden können. Dies bestätigen auch Messungen in den 70er Jahren des ORE in Europa [ORE117] und in

Nordamerika, in denen ein verstärkter Anstieg von Setzungen (siehe Abb. 4-5) nach sehr hohen Lastspielzahlen verzeichnet wurde.

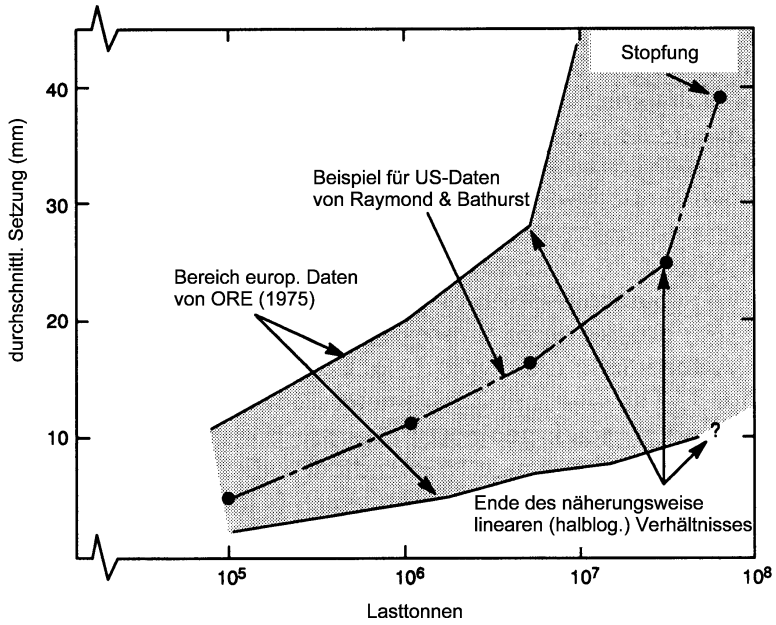


Abb. 4-5: Langzeit-Setzungsmessungen in Europa [ORE117] und Nordamerika nach [RaB94]

Ähnliche Beobachtungen haben auch Raymond und Bathurst [RaB87] bei der Untersuchung eines Ein-Schwellen-Systems auf einer Schotterschicht gemacht. Sie stellten fest, dass ein linearer Zusammenhang zwischen den bleibenden Verformungen und dem Logarithmus der Lastzyklenzahl nur für bestimmte Steifigkeitsbereiche und Belastungsintensitäten besteht (vgl. Abb. 2-46 und Abb. 4-6).

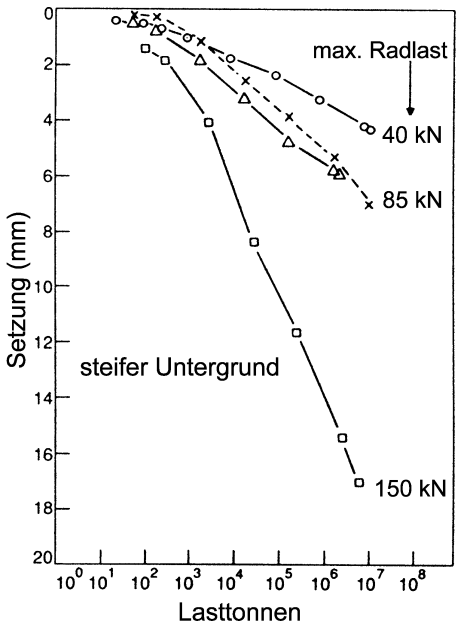


Abb. 4-6: Setzungsverlauf in Abhängigkeit der Achslasten [RaB87]

Einen Hinweis darauf gibt auch Diyaljee [Diy87], der in zyklischen Triaxialversuchen mit hoher Axialspannung ein überproportionales Ansteigen von plastischen Axialdehnungen gemessen hat. Um dies zu vermeiden, schlagen O'Reilly und Brown [Rei91] vor, den Boden nicht mehr als mit 70 % seiner Bruchlast zu beanspruchen (siehe dazu auch Kapitel 2.4.2).
Eine verbesserte Approximation der Setzungskurve (Gleichung 4-8) ist von Shenton [She84] auch unter Berücksichtigung anderer Einflussgrößen wie äquivalenter Achslast A_e, Untergrundbeschaffenheit - Schwellenform K_s und der Anhebung L des Gleises durch die Stopfpickel angegeben. Hier ist die Setzung proportional zu der fünften Wurzel der Lastzyklenzahl.

$$S = K_s \frac{A_e}{20} \left((0{,}69 + 0{,}028\,L)\, N^{0{,}2} + 2{,}7 \cdot 10^{-6} N \right) \tag{4-8}$$

Durch die Vorhersage der individuellen Setzungen an jeder Schwelle, wie es von Fröhling [Frö97] vorgeschlagen wurde, können die beschriebenen Unzulänglichkeiten der logarithmischen Setzungsformeln zur Prognose eines mittleren Setzungszuwachses für eine betrachtete Schotterfahrbahn umgangen werden. Da hier für jede Schwelle aufgrund der individuellen Verhältnisse unterschiedliche Einflüsse aber auch deren langfristige Änderung berücksichtigt werden, sollte sich die Genauigkeit der Vorhersage erhöhen.
Die Tab. 4-1 gibt nochmals einen Überblick über die verschiedenen Formulierungen der phänomenologischen Setzungsformeln. So werden die Setzungen überwiegend in Abhängigkeit des Logarithmus der Lastzyklenzahl oder auch als Potenzgesetze verfasst. Der qualitative Verlauf über die Lastzyklenzahl ist jedoch für beide Typen ähnlich. Die hier angegebenen Einflussparameter wie zum Beispiel verschiedene Belastungsgrößen oder die Beschaffenheit von Gleis und Untergrund können teilweise in die in Kapitel 2.4 aufgeführten Faktoren überführt werden, sind jedoch in direkter Abhängigkeit des untersuchten Gleises bzw. des Versuchsaufbaus bestimmt worden und somit nicht zu verallgemeinern. Zur Untersuchung der Hohllagen unter jeder Schwelle sind die Formulierungen, welche lediglich eine Prognose der mittleren Setzungen bzw. zwischen Setzungen an hohl gelagerten und nicht hohl gelagerten Schwellen nicht differenzieren, ungeeignet. Einzig die Formel von Fröhling erscheint für die Zielsetzung dieser Arbeit anwendbar. Der von Fröhling eingearbeitete Einflussparameter "Untergrundsteifigkeit" wird grundsätzlich übernommen, hingegen der Parameter "dynamische Radlast" hinsichtlich seiner Auswirkung auf das Schotterbett genauer ausgewertet werden muss. In Kapitel 3 sind daraus die Schotterbeanspruchungen "Vertikalspannung" und "Schwellenbeschleunigung" abgeleitet worden.

Tab. 4-1: Übersicht phänomenologischer Setzungsformeln

Holzlöhner (1978)	$S = A \cdot \ln(\frac{n}{n_a} + 1)$	S Bleibende Setzung seit Vorbelastungsphase n Zyklenzahl seit Ende der Vorbelastungsphase n_a Vorbelastungs-Zyklenzahl A logarithm. Setzungsrate
ORE (1971)	$\varepsilon_N = 0{,}082\,(100n - 38{,}2)\,(\sigma_1 - \sigma_3)^2\,(1 + 0{,}2\,\log N)$	ε_N Dehnung nach N Lastzyklen n Anfangs-Porenzahl σ_1 Vertikalspannung σ_3 Horizontalspannung
Hettler (1978/87)	$\varepsilon_n = \varepsilon_1\,(1 + C_N \cdot \log_{10} N)$	ε_1 Setzung nach 1. Zyklus C_N Systemabh. Vorfaktor
Sato (1995)	$S = 2{,}09 \cdot 10^{-3} \cdot T^{0,31} \cdot V^{0,98} \cdot M^{1,10} \cdot L^{0,21} \cdot P^{0,26}$	S mittlerer Zuwachs der Irregularitäten T Leistungstonnen V durchschnittl. Fahrgeschwindigkeit M Strukturfaktor L Schienenbeschaffenheit P Qualität des Untergrunds
Guerin (1999)	$\frac{d\tau}{dN} = \alpha\, d^{\beta}$	τ Setzung d elast. Schwelleneinsenkung α Konstante β Konstante
Fröhling (1997)	$\varepsilon_{Ni} = \left[\left[K_1 + K_2\left(\frac{k_{2mi}}{K_3}\right)\right]\frac{P_{dyn}}{P_{ref}}\right]^w \log N$	ε_{Ni} Setzung an Schwelle i k_{2mi} Steifigkeit unter Schwelle i K_i Konstanten P_{ref} Referenzlast w Korrekturfaktor P_{dyn} berechnete dyn. Radlast
Shenton (1984)	$S = K_s \frac{A_e}{20}\left(\begin{matrix}(0{,}69 + 0{,}028\,L)\cdot \\ N^{0,2} + 2{,}7 \cdot 10^{-6} N\end{matrix}\right)$	S mittl. Gleissetzung A_e äquivalente Achslast K_s Untergrund / Schwellenform L Anhebung des Gleises

4.2 Modifizierte Setzungsformel für individuelle Hohllagenentwicklung

Für die im Rahmen dieser Arbeit zu entwickelnde phänomenologische Setzungsformel wird der Ansatz von Fröhling (vgl. Abschnitt 4.1) [Frö97] zur Erfassung der individuellen Setzung des Unterbaus (Schotter und Untergrund) unter jeder Schwelle übernommen. Im Gegensatz zu Fröhling erfolgt hier lediglich die Prognose von Schottersetzungen, das heisst ausschließlich die Erfassung der plastischen Verformung der Schotterschicht. Der Ansatz basiert darauf, dass die Setzungsentwicklung an Schwellen mit unterschiedlichen oder gar keinen Hohllagen in verschiedenartigem Maße von den in Kapitel 2.4 diskutierten Einflussparametern abhängt. Vergleicht man die Ergebnisse der Versuche von Klugar [Klu72] und Guerin et al. [Gue99] in Kapitel 2.3.2, so liegt die Vermutung nahe, dass sich der typische logarithmische Setzungsverlauf unabhängig von zyklischer oder dynamisch-periodischer Belastung entwickelt und sich von Schwelle zu Schwelle nur durch die Steigung der Setzungskurve unterscheiden wird. Die Steigung kann sich jedoch zeitweise ändern, sofern sich die Einflüsse an den Schwellen während des Betriebs verändern. Auf diese Weise ist es möglich, die Langzeit-Entwicklung verschiedener Hohllagen unter Schwellen zu untersuchen.

Das Flussdiagramm in Abb. 4-7 stellt den Zusammenhang der mit Hilfe der kurzzeitdynamischen Frequenz- und Zeitbereichsmodelle berechneten Schotterbeanspruchungen und den daraus resultierenden unregelmäßigen Schottersetzungen dar.

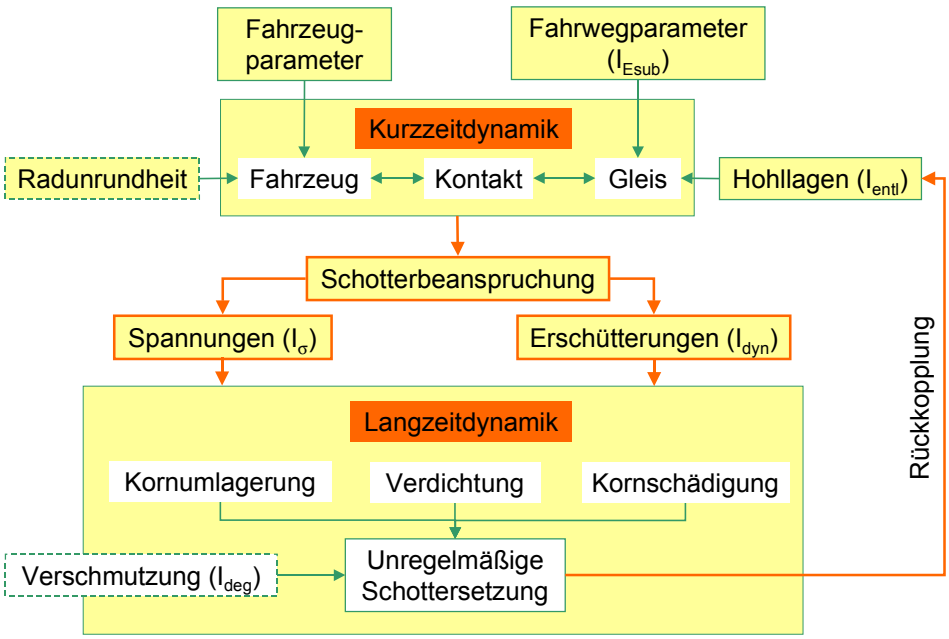


Abb. 4-7: Rückkopplung der Langzeitdynamik auf die Kurzzeitdynamik bei der Setzungsprognose

Gegeben sind die Fahrzeug- und Gleisparameter sowie eine angenommene quasi-periodische Hohllagenverteilung der Wellenlänge L mit einer maximalen Hohllagen-amplitude z_0 oder besser eine gemessene Hohllagenverteilung zu einem betrachteten Zeitpunkt als Störgröße des Systems. Die für die Setzungsprognose ausschließlich mit Hilfe des Zeitbereichsprogramms SUBTTI ermittelten Spannungen im Schotterbett sowie in das Schotterbett induzierte Erschütterungen[12] sind vornehmlich die Ursache für Kornumlagerung, -schädigung und Verdichtung des Schottergefüges. Die Verschmutzung des Schotters durch Umwelteinflüsse sowie Stopfmaßnahmen insbesondere an Schwellen mit Hohllagen führen zu einem weiteren Setzungszuwachs. Die Folge ist ein Anwachsen der Hohllagen, so dass sich für das System Fahrzeug-Gleis nach einer bestimmten Anzahl von Lastzyklen vergrößerte Amplituden der Anregung einstellen.

Da für eine quantitativ realistische Setzungsprognose umfangreiche Mess- bzw. Modelldaten über Hohllagenverteilung, Entwicklung von Hohllagen, Prozess der Schotterverschmutzung, Horizontalspannungen im Gleis u.v.m. verfügbar sein müssten, können an dieser Stelle die unregelmäßigen Setzungen nur qualitativ und relativ zueinander bewertet werden. Die Setzungsformel wird daher derart formuliert, dass diese nicht explizit von den zuvor genannten Daten abhängt und dennoch Rückschlüsse auf die Entwicklung unregelmäßiger Setzungen erlaubt. Aus dem gleichen Grund sind nur eine prinzipielle Form der Setzungsformel sowie maximal qualitative Abschätzungen der Einflussfaktoren angegeben. Sobald genügend Messdaten verfügbar sind, kann die Setzungsformel kalibriert werden.
Für die Setzungsprognose einer ausgewählten Strecke müssen folgende Daten bekannt sein:

1. Gleis- und Fahrzeugparameter
2. Lastkollektiv, Betriebsbedingungen (Fahrgeschwindigkeit)
3. quasi-periodische Hohllagenverteilung (L und $2z_{i0}$) bzw. gemessene, stochastische Hohllagenverteilung (z_{i0}) zum betrachteten Zeitpunkt t
4. andere Irregularitäten im System, wie zum Beispiel Radunrundheiten

Dabei scheint insbesondere die Festlegung einer für den betrachteten Streckenabschnitt bevorzugten Wellenlänge L kritisch zu sein. Diese kann zum Beispiel mit Hilfe einer Formel von [Gud98] abgeschätzt werden, welche in Kapitel 2.3.3

[12] Die Erschütterungen werden hier stellvertretend durch die Schwellenbeschleunigungen repräsentiert.

angegeben ist. Die Variation der Wellenlänge bei der Setzungsprognose (siehe folgenden Abschnitt 4.3.3) kann weitere Informationen liefern. Selig und Waters [SeW94] verstehen die typische Wellenlänge als Folge von Irregularitäten im System wie zum Beispiel der Vorverformung der gelieferten Schienenstränge und des hergestellten Profils der Schotteroberkante. In diesem Fall ist eine Hohllagenmessung zur Bestimmung der vorherrschenden Wellenlänge nach einer gewissen Zeit des Betriebes der Strecke unerlässlich.

Die Setzungsformel der Gleichung 4-9 beschreibt die Schottersetzung z_{iN} unter der Schwelle i nach N Lastzyklen in Abhängigkeit der vorgegebenen Hohllage z_{i0}, der äquivalenten Vertikalspannung σ_{be} (Gleichung 4-10) im Schotter (Faktor I_σ), des Dynamikfaktors I_{dyn}, des Entlastungsgrad-Faktors I_{entl}, des Verschmutzungsfaktor I_{deg} und des Faktors der Untergrundsteifigkeit I_{Esub}. Die Faktoren müssen individuell an jeder Schwelle i entsprechend der unterschiedlichen Verhältnisse berechnet werden.

$$z_{iN} = z_{i0} + [I_\sigma \cdot I_{dyn} \cdot I_{entl} \cdot I_{deg} \cdot I_{Esub}]_i \cdot \log (N_0+N) \qquad (4\text{-}9)$$

Der logarithmische Term berücksichtigt zusätzlich die Anzahl der Lastzyklen N_0, die der betrachtete Streckenabschnitt bereits am gewählten Anfangszeitpunkt erfahren hat.

Die hier angegebenen Faktoren repräsentieren die in Kapitel 2.4 erarbeiteten Einflussparameter und finden sich auch im Diagramm der Abb. 4-7 wieder. Der in experimentellen Untersuchungen (siehe u.a. [Bae02]) eindeutig nachgewiesene Setzungszuwachs aufgrund der dynamischen Belastung des Schottergleises wird durch den Faktor I_{dyn} berücksichtigt. Dieser berechnet sich in Abhängigkeit der Schwellenbeschleunigung a_t, welche mit Hilfe des Zeitbereichsmodells (siehe Kapitel 3.7) an Schwellen mit verschiedenen Hohllagen bestimmt werden kann. Es wird angenommen, dass mit ansteigender Beschleunigung der Dynamikfaktor nichtlinear ($I_{dyn} \sim a_t^\alpha$, mit $\alpha > 1$) anwächst. Die genauere Bestimmung steht noch aus.

Der Faktor I_{entl} berücksichtigt die teilweise bzw. vollständige, zwischenzeitliche Entlastung des Schotters in Abhängigkeit der Hohllagenamplitude einer Schwelle i. In Kapitel 2.4.2 wurde sowohl anhand experimenteller als auch numerischer Studien gezeigt, dass eine vollständige Entlastung – dann, wenn die Schwelle vom Schotter abhebt – bei vorhandener Hohllage zu deutlichen Setzungszuwächsen führt. Der Faktor I_{entl} ist somit eine Funktion der Hohllagenamplitude, aber auch der Schwellenbewegung (= Abheben), welche mit dem Zeitbereichsmodell berechnet werden kann. Vereinfachend spielt dabei im Modell die Höhe des Schwellenabhebens keine Rolle, so dass I_{entl} als ein Schalter fungiert, welcher nur bei ständigem Kontakt $I_{entl} = 1$ ist und sobald die Schwelle zwischenzeitlich abhebt einen Wert von $I_{entl} > 1$ annimmt. Bei sehr kleinen Wellenlängen kann unter Umständen der Kontakt nie geschlossen werden, so dass eine Belastung nach Entlastung nicht auftritt, weshalb hier $I_{entl} = 1$ ist. Bei sehr großen Wellenlängen ist trotz quasi vorhandener Hohllage aufgrund des

Eigengewichts des Gleises ein ständiger Kontakt zwischen Schwelle und Schotter gegeben, so dass die Hohllage an sich nicht mehr vorliegt und damit auch hier $I_{entl} = 1$ gilt.

Der Einfluss des Spannungsniveaus im Schotterbett ist vielschichtig und eindeutig belegt (zum Beispiel von Klugar [Klu72]), aber noch nicht differenziert. Wie bereits in Kapitel 2.4.2 erwähnt, ist zu vermuten, dass sich die maßgebliche Größe aus dem Spannungsverhältnis von Vertikal- zu Horizontalspannungen ergibt, wobei dieses in Relation zur jeweiligen Bruchspannung gesetzt werden sollte. Da Horizontalspannungen mit den derzeit verfügbaren Fahrzeug-Fahrweg Simulationstools im Frequenz- oder Zeitbereich nicht zu berechnen sind, muss bei der Bestimmung des Faktors I_σ vereinfacht werden. Auch die Abschätzung der Bruchspannung insitu erweist sich als schwierig, da sich diese erneut in Abhängigkeit zur Horizontalspannung ergibt. So wird zunächst vorausgesetzt, dass allein die Vertikalspannung im Schotterbett unterhalb der betrachteten Schwelle eine brauchbare Aussage über den Einfluss des momentanen Belastungsniveaus auf Schottersetzungen liefert, so dass analog zur Bestimmung von I_{dyn} auch hier eine Abhängigkeit von $I_\sigma \sim \sigma_{be}^{\alpha}$, mit $\alpha > 1$, angenommen wird.

Zunächst wird σ_b vom Zeitbereichsprogramm an jeder Schwelle i in Abhängigkeit der jeweiligen Hohllage, des Fahrzeugtyps sowie der Fahrgeschwindigkeit berechnet. Die äquivalente Spannung σ_{be} wird dann von repräsentativen σ_{bj} verschiedener Fahrzeugtypen j und zugehörigen Lastzyklenzahlen N_j mit Hilfe der von Shenton [She84] entwickelten Vorschrift für ein realistisches Lastkollektiv abgeleitet. Die Gleichung 4-10 basiert auf der Tatsache, dass die größte Last auch den größten Setzungszuwachs hervorruft (siehe hierzu zum Beispiel die Abb. 4-3 von [Ste86]). Der Faktor I_σ berechnet sich schließlich als Funktion von σ_{be}.

$$\sigma_{be} = \left(\frac{\sigma_{b1}^5 N_1 + \sigma_{b2}^5 N_2 + \sigma_{b3}^5 N_3 + \ldots}{N_1 + N_2 + N_3 + \ldots} \right)^{0,2} \tag{4-10}$$

Die fortschreitende Verschmutzung des Schotterbetts durch äussere Einflüsse, aber besonders auch aufgrund durchgeführter Stopfmaßnahmen, mindert den Grad der Verzahnung des Schottergefüges und begünstigt daher einen zusätzlichen Setzungsanteil, wie es schon in Kapitel 2.4.5 beschrieben worden ist. Aufgrund unzureichender Messergebnisse wird jedoch in den folgenden Beispielen der Einfluss der Verschmutzung vernachlässigt, so dass von einem unverschmutzten Schottermaterial ausgegangen wird und somit $I_{deg} = 1$ ist.

Der Steifigkeitsfaktor I_{Esub} nimmt jeweils verschiedene Werte für harten, mittleren und weichen Untergrund an. Aus den Messungen von Raymond und Bathurst [RaB87] kann ein nichtlineares Verhältnis zwischen Untergrundsteifigkeit und Schottersetzung hergeleitet werden (siehe dazu auch Kapitel 2.4.4). Hier wird vereinfachend eine

lineare Abhängigkeit zwischen I_{Esub} und der Untergrundsteifigkeit angenommen, da der Einfluss der Steifigkeit nicht unabhängig von anderen Setzungsparametern bestimmt werden kann. Indirekt geht die Steifigkeit bereits sowohl in die Berechnung der Vertikalspannung σ_b als auch der Schwellenbeschleunigung a_t ein. Der hier eingeführte Faktor I_{Esub} berücksichtigt lediglich zusätzliche Effekte wie die behinderte Kornumlagerung bei steifer Unterlage oder die verstärkte Kornumlagerung bei weicher Unterlage. Die folgenden Beispiele sind für einen steifen Untergrund, das heisst $I_{Esub} = 1$, berechnet worden, da in dem für die Setzungsprognose eingesetzten Zeitbereichsprogramm SUBTTI bisher nur das Verformungsverhalten eines harten Untergrunds realisiert worden ist, siehe hierzu auch Kapitel 3.3.

4.3 QUALITATIVE PROGNOSE DER HOHLLAGEN-ENTWICKLUNG

In Abschnitt 4.2 wurde eine Setzungsformel eingeführt, welche die bekannten Einflüsse der Schottersetzung berücksichtigt, aber auf nur ungenügenden Messdaten basiert und in dieser Form noch nicht quantitativ einsetzbar ist. Daher wird die Setzungsentwicklung in den folgenden Beispielen nur qualitativ und relativ zueinander bewertet, wobei prinzipielle Effekte realitätsnah abgebildet werden sollen.
Zunächst wird ein Referenzzustand definiert, an dem die Auswirkung verschiedener Einflüsse diskutiert werden. Die Setzungsprognose des Referenzzustandes basiert auf folgenden Daten:

Fahrzeug	ICE-Mittelwagen
Anzahl der Lastzyklen	$N = 1{,}1\ 10^6$
Fahrgeschwindigkeit	$v = 250$ km/h
Wellenlänge	$L = 3{,}6$ m
max. Hohllage	$2z_0 = 1$ mm
Untergrund	hart ($c_s = 300$ m/s)
Schottermaterial	unverschmutzt
Schwellentyp	B75

In Abb. 4-8 ist die ursprüngliche Hohllagenverteilung $2z_0$ und die unregelmäßigen Setzungen nach N Lastzyklen $2z_N$ an jeder Schwelle i für den Referenzfall aufgetragen. Die gleichzeitig auftretenden regelmäßigen Schottersetzungen sind hier nicht dargestellt, weil diese lediglich zu einer Höhenverschiebung der z_{iN}-Kurve führt und dadurch ein Anwachsen bzw. Abschwächen der differenziellen Setzung kaum sichtbar wäre.

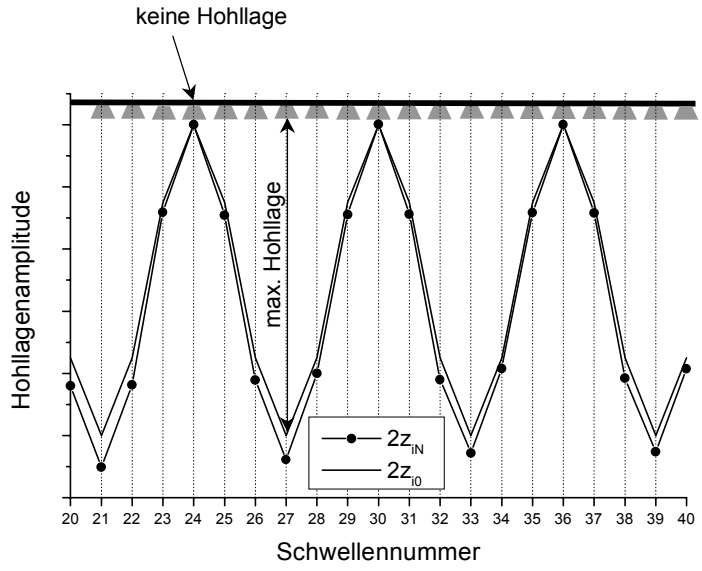


Abb. 4-8: Referenzfall: Hohllagenverteilung am Anfang ($2z_{i0}$) und nach $N = 1 \cdot 10^6$ Lastzyklen ($2z_{iN}$), L = 3,6 m

Im vorliegenden Referenzfall dominiert der Einfluss der Schwellenbeschleunigung gegenüber der Vertikalspannung im Schotterbett. Die größten Vertikalspannungen werden primär an Schwellen ohne Hohllage wirksam, hingegen die Schwellenbeschleunigungen an Schwellen mit großen Hohllagen maximal werden. Überwiegt also der Einfluss der Schwellenbeschleunigung, so ist dies daran zu erkennen, dass die maximalen Setzungen an Schwellen mit ursprünglich maximaler Hohllage (hier zum Beispiel an Schwellen Nr. 27 und 33) auftreten. Die differenziellen Setzungen, das heisst die Rauheit der Strecke nimmt zu.

4.3.1 EINFLUSS FAHRGESCHWINDIGKEIT

Der Einfluss der Fahrgeschwindigkeit eines ICE-Mittelwagens auf die Hohllagenentwicklung einer eingeprägten Wellenlänge L = 3,6 m mit maximaler Hohllagenamplitude von $2z_0$ = 1 mm nach $N = 1{,}1 \cdot 10^6$ Lastzyklen ist in Abb. 4-9 dargestellt. Erwartungsgemäß steigen die unregelmäßigen Setzungen mit zunehmender Fahrgeschwindigkeit und gleichsam anwachsender Schwellenbeschleunigung an Schwellen mit großer Hohllage an. Gemessen daran ändern sich die Vertikalspannungen an allen Schwellen nur geringfügig mit der Fahrgeschwindigkeit. Bei einer Anhebung der Fahrgeschwindigkeit von 250 km/h auf 350 km/h ist ein überproportionaler Anstieg zu erkennen, so dass man annehmen kann, dass sich im Bereich oberhalb von 250 km/h die kritische Fahrgeschwindigkeit für die gegebenen Gleis- und Fahrzeugparameter befindet.

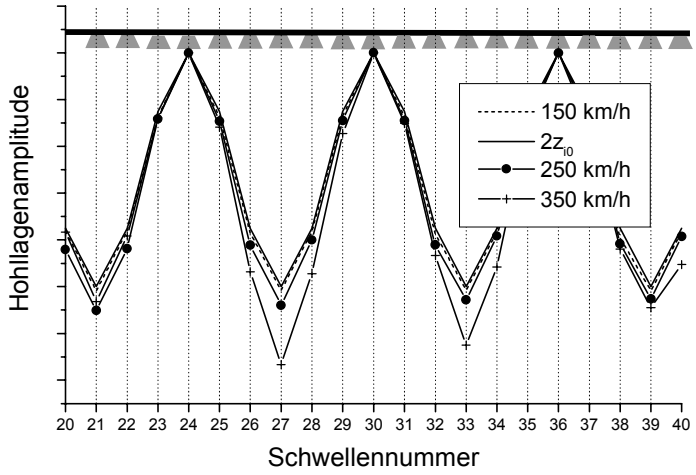


Abb. 4-9: Entwicklung unregelmäßiger Setzungen nach $N = 1 \cdot 10^6$ Lastzyklen ($2z_{iN}$) für verschiedene Fahrgeschwindigkeiten

Da hier nur qualitative Aussagen zu Setzungsentwicklungen getroffen werden können, ist eine zuverlässige Bestimmung der kritischen Fahrgeschwindigkeit zunächst nicht möglich. Das Ergebnis verdeutlicht jedoch die Problematik des HGV auf Schotterfahrbahnen in Bezug auf auftretende, unregelmäßige Setzungen.

4.3.2 EINFLUSS VON SPANNUNG UND BESCHLEUNIGUNG

Die Wechselwirkung im Prognosemodell zwischen Vertikalspannung im Schotterbett und Schwellenbeschleunigung wird anhand zweier Fahrzeugtypen – des ICE-Mittelwagen und des Fans 128-Güterwagen – untersucht. Als Anregungsmechanismus dient wie zuvor eine periodische Hohllagenverteilung mit der Wellenlänge L = 3,6 m und einer maximalen Hohllage von 1 mm. Die betrachtete Schotterfahrbahn soll von 55 ICE-Zügen und 35 Güterzügen pro Tag und Richtung befahren werden. Vereinfachend wird angenommen, dass die Züge jeweils ausschließlich aus ICE-Mittelwagen oder Güterwagen bestehen.

Ein Beispieldatensatz der für die Setzungsprognose berechneten Schwellenbeschleunigungen und Vertikalspannungen ist in Tab. 4-2 angegeben. Anhand der Daten fällt auf, dass die durch den ICE-Zug und Güterzug erzeugten Beschleunigungen für die B70-Schwelle nahezu gleich groß sind. Dieser Fall ist auch in der Abb. 3-24 dargestellt, wo sich die Kurven bei einer Wellenlänge von L = 3,6 m angleichen. Es handelt sich hier um ein zufälliges Ergebnis, welches stark von den gewählten Fahrgeschwindigkeiten beider Züge und somit von den dynamischen Eigenschaften des Systems abhängt.

Tab. 4-2: Beispieldatensatz für Schwellenbeschleunigungen und Schotterspannungen aufgrund von ICE bzw. Güterzugüberrollungen für verschiedene Schwellentypen

Schwellen-Nr.,		Güterwagen (120 km/h)		ICE (250 km/h)	
Hohllagenamplitude		a_t [m/s^2]	σ_{bj} [kN/m^2]	a_t [m/s^2]	σ_{bj} [kN/m^2]
Nr. 33, $2z_0$ = 1 mm	B70	35	89	30	46
	B75	20	65	42	36
Nr. 30, $2z_0$ = 0 mm	B70	10	130	9	77
	B75	10	94	10	59

In Abb. 4-10 ist der differenzielle Setzungszuwachs für ein B70-Schwellen Gleis nach einem Jahr für den akademischen Fall, dass nur die oben genannte Zahl von ICE-Zügen das Gleis passiert, angegeben, dasselbe für reine Güterzugbelastung und für den realistischeren Fall, dass beide Züge gleichermaßen berücksichtigt werden. Zum Beispiel berechnet sich die äquivalente Vertikalspannung in Anlehnung an Gleichung 4-10 für die B70-Schwelle Nr. 30 wie folgt:

max. σ_b (ICE) = 77 kN/m^2, N = $1{,}1 \cdot 10^6$

max. σ_b (Güterwagen) = 130 kN/m^2, N = $6{,}7 \cdot 10^5$

$$\sigma_{be} = \left(\frac{\sigma_{b_ice}{}^5 N_{ice} + \sigma_{b_gw}{}^5 N_{gw}}{N_{ice} + N_{gw}} \right)^{0,2} = \left(\frac{77^5 \cdot 1{,}1 \cdot 10^6 + 130^5 \cdot 6{,}7 \cdot 10^5}{1{,}1 \cdot 10^6 + 6{,}7 \cdot 10^5} \right)^{0,2} = 110 \text{ kN/m}^2$$

Dabei bleibt noch ungeklärt, auf welche Weise ein repräsentativer Wert für die Schwellenbeschleunigung beider Zugarten ermittelt werden kann. Zunächst wird hier ein Mittelwert angesetzt.

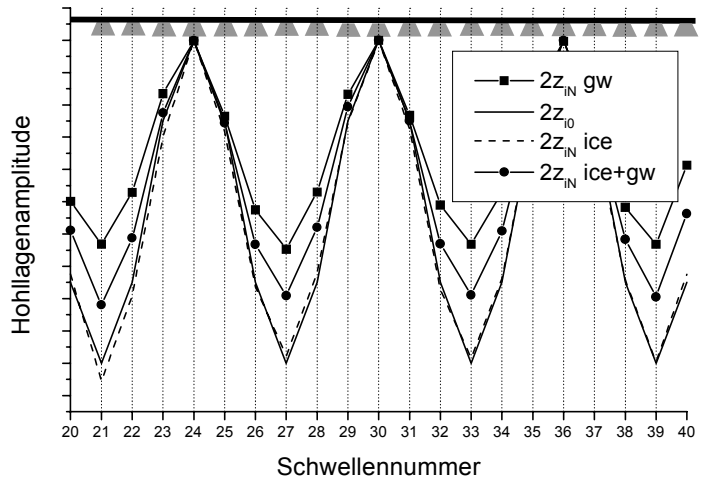


Abb. 4-10: Hohllagenverteilung am Anfang ($2z_{i0}$) und nach N ICE- bzw. Güterzugüberfahrten ($2z_{iN}$), L = 3,6 m, Schwelle B70

Für den Fall des artreinen Güterverkehrs verringern sich die unregelmäßigen Setzungen deutlich, wogegen sie bei ausschließlichen ICE-Überfahrten quasi unverändert bleiben. Im Güterverkehr üben die hohen Achslasten ihren großen Einfluss besonders an Schwellen ohne Hohllage aus, die Beschleunigungen an Schwellen mit Hohllage sind im Allgemeinen bei niedrigen Fahrgeschwindigkeiten eher gering. Durch die Dominanz des Einflusses der Vertikalspannung aufgrund der hohen Achslasten nimmt die maximale Hohllagenamplitude ab. Bei reinem ICE-Verkehr heben sich beide Einflüsse aus Vertikalspannung und Schwellenbeschleunigung gerade auf, so dass die resultierenden Hohllagenamplituden unverändert bleiben.
Die Überlagerung beider Lastfälle zeigt eine Unzulänglichkeit der Modellierung. In diesem Fall verringert sich σ_{be} gegenüber dem Wert des reinen Güterverkehrs, hingegen a_t ungefähr gleich bleibt, da zuvor die Schwellenbeschleunigung für ICE und Güterwagen in etwa gleich war. Durch den nun reduzierten aber immer noch überwiegenden Einfluss der Vertikalspannung ergibt sich zwar wieder eine Verringerung der maximalen Hohllagenamplitude – jedoch um ein geringeres Maß. Der reine ICE-Verkehr hat jedoch zuvor keinen Beitrag für das Anwachsen oder Verringern der Hohllagenamplitude geleistet, so dass dieser realistischerweise bei der Überlagerung auch keinen Einfluss haben dürfte. In Zukunft ist zu prüfen, ob evtl. die Gewichtung der Spannung aus beiden Verkehrsarten in Gleichung 4-10 unzutreffend ist. Da laut Shenton [She84] der Einfluss einer bereits nur wenig geringeren Spannung als der Maximalspannung vernachlässigbar ist, wird vorgeschlagen, in der Zukunft die äquivalente Vertikalspannung σ_{be} mit der maximal auftretenden Spannung σ_{bjmax} gleichzusetzen.
In Abb. 4-11 sind die unregelmäßigen Setzungen für eine B75-Schwelle mit einer um ca. 40% vergrößerten Auflagerfläche bei sonst identischem Lastkollektiv aufgetragen. In diesem Fall tritt die Unzulänglichkeit der Gleichung 4-10 weniger stark in Erscheinung, da sich hier die Rauheit des Schottergleises für reine ICE-Belastung geringfügig erhöht, hingegen sie sich bei Güterverkehr verringert, so wie auch schon für B70 Schwellen festgestellt worden ist. Bei der Überlagerung beider Verkehrsarten ergibt sich bezüglich des Hohllagenwachstums ein mittlerer Wert. Ein ähnliches Ergebnis wäre auch von einem realistischeren Modell erwartet worden.
Da durch die größere Auflagerfläche der B75-Schwelle die Setzungen infolge der vertikalen Spannung im Schotterbett herabgesetzt sind, wirkt sich die Schwellenbeschleunigung deutlicher aus. Nach diesem Modell trägt die Beschleunigung zur Erhöhung der Rauheit bei, hingegen der Einfluss der vertikalen Auflast eine Vergleichmäßigung bewirkt.

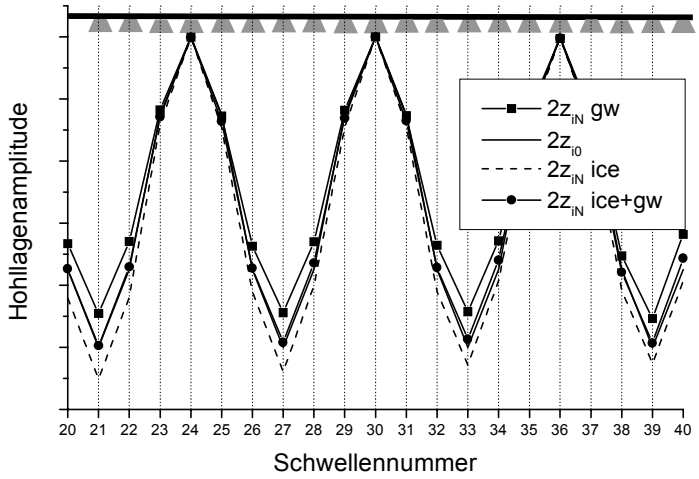


Abb. 4-11: Hohllagenverteilung am Anfang ($2z_{i0}$) und nach N ICE- bzw. Güterzugüberfahrten ($2z_{iN}$), L = 3,6 m, Schwelle B75

Die vereinfachte Berücksichtigung des Entlastungsgrads im Modell schwächt den Vergleichmäßigungseffekt jedoch wieder ab. Da die Beschleunigung proportional zur Fahrgeschwindigkeit anwächst, ist hier der HGV für eine verstärkte unregelmäßige Setzung verantwortlich. In welchem Verhältnis diese beiden Faktoren wirklich zueinander stehen, muss erst noch anhand von Messdaten geklärt werden.

4.3.3 EINFLUSS WELLENLÄNGE

Im folgenden soll derjenige Wellenlängenbereich der ursprünglichen Hohllagenverteilung identifiziert werden, der die größten unregelmäßigen Setzungen entstehen lässt.

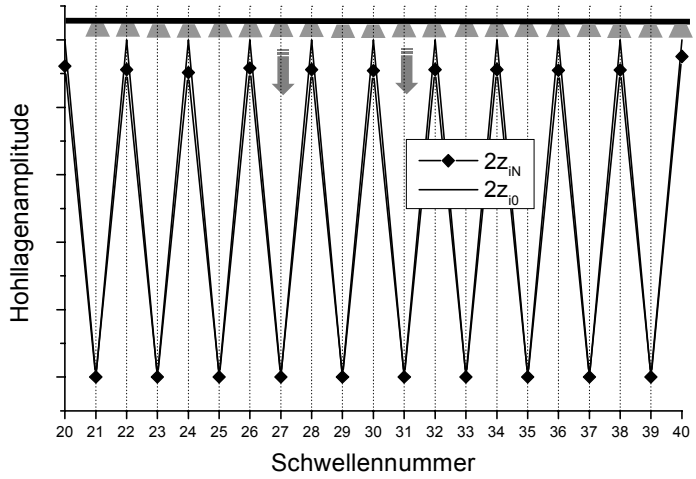


Abb. 4-12: Hohllagenverteilung am Anfang ($2z_{i0}$) und nach $N = 1 \cdot 10^6$ Lastzyklen ($2z_{iN}$), L = 1,2 m

Die Ergebnisse sind mit dem Schwellentyp B75 und einer reinen HGV-Belastung (v = 250 km/h) berechnet worden. Es sind abermals nur die differenziellen Setzungen aufgetragen. Die Setzungsentwicklung für eine Hohllagenverteilung der Wellenlänge L = 1,2 m ist in Abb. 4-12 dargestellt. Bei derartig kurzen Wellenlängen wird die Hohllage während der Überfahrt von der Schwelle nicht mehr überwunden, so dass an diesen Stellen keine dynamischen Einwirkungen und auch keine Belastung mit zwischenzeitlicher, vollständiger Entlastung (siehe Kapitel 2.4.2) auf das Schotterbett übertragen werden können.

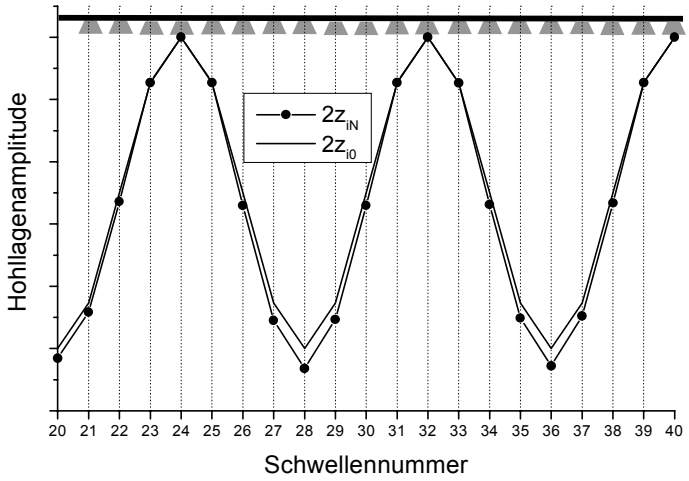


Abb. 4-13: Hohllagenverteilung am Anfang ($2z_{i0}$) und nach $N = 1 \cdot 10^6$ Lastzyklen ($2z_{iN}$), L = 4,8 m

Im Gegensatz zum Referenzfall (siehe Abb. 4-8) entstehen Setzungen ausschließlich an nicht hohl gelagerten Schwellen, dort wo die maximalen Vertikalspannungen übertragen werden. Für sehr kurze Wellenlängen verringert sich daher die Rauheit. Es ist anzunehmen, dass eine solche Hohllagenverteilung während des Betriebes "ausgebügelt" wird oder gar nicht erst entsteht.

Die Entwicklung der differenziellen Setzung für eine Wellenlänge von L = 4,8 m in Abb. 4-13 erinnert grundsätzlich an diejenige für L = 3,6 m, jedoch wird der Zuwachs der Setzungen geringer, bis er dann schließlich für sehr große Wellenlängen fast vollkommen verschwindet. Dies ist in Abb. 4-14 dargestellt. Unabhängig von der Größe der ursprünglichen Hohllage werden nur noch geringe Schwellenbeschleunigungen generiert, sowie auch die Vertikalspannung von Schwelle zu Schwelle nur noch wenig variiert. In diesem Wellenlängenbereich ist trotz vorhandener Hohllage aufgrund des Eigengewichtes des Gleises ein ständiger Kontakt zwischen Schwelle und Schotter vorhanden, so dass der für die Setzungszuwachs in Kapitel 2.4.2 identifizierte Einfluss der vollständigen Entlastung entfällt. Folglich werden in diesem Fall hauptsächlich gleichmäßige Setzungen entstehen.

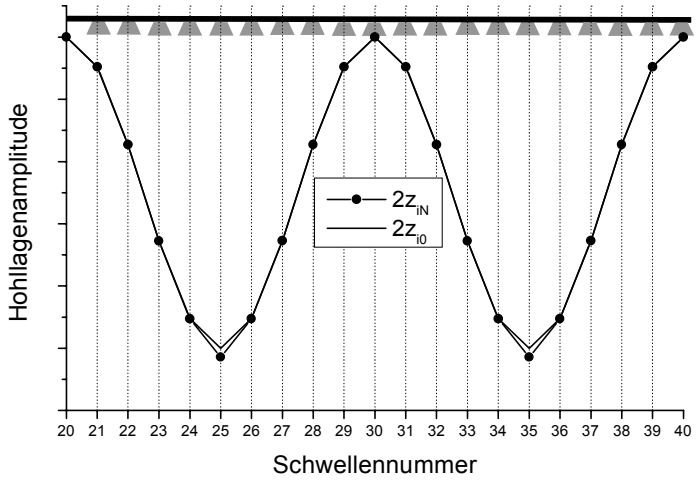


Abb. 4-14: Hohllagenverteilung am Anfang ($2z_{i0}$) und nach $N = 1 \cdot 10^6$ Lastzyklen ($2z_{iN}$), L = 6,0 m

Die Zu- oder Abnahme der Rauheit einer Strecke in Abhängigkeit der vorhandenen Wellenlänge der periodischen Hohllagenverteilung ist in Abb. 4-15 für eine ICE-Belastung mit v = 250 km/h und B75 Schwellen zusammengefasst. Dort wird deutlich, dass mit der hier angewendeten Setzungsformel die Hohllagenamplituden bzw. die differenziellen Setzungen für Wellenlängen unterhalb L = 2,4 m abnehmen, im Bereich zwischen L = 3 m und L = 3,6 m am stärksten zunehmen und für größere Wellenlängen nahezu unverändert bleiben.

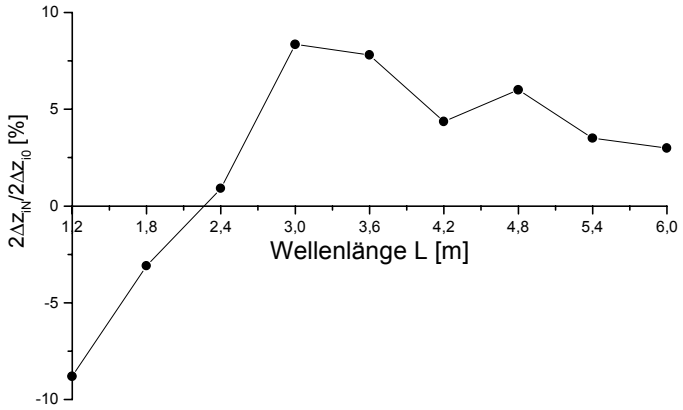


Abb. 4-15: Entwicklung der differenziellen Setzung in Abhängigkeit der Wellenlänge der Hohllagenverteilung, v = 250 km/h, Schwellentyp B75

4.3.4 EINFLUSS MAXIMALE HOHLLAGENAMPLITUDE

In Abb. 4-16 ist die Setzungsentwicklung für eine periodische Hohllagenverteilung der Wellenlänge L = 3,6 m aufgrund der Überfahrt durch ICE-Mittelwagen mit einer

Fahrgeschwindigkeit von 250 km/h dargestellt. Dabei wurde die anfängliche, maximale Hohllagenamplitude z_0 variiert. Überraschenderweise stellt man fest, dass sich nach diesem Prognosemodell die maximale Hohllagenamplitude $2z_0$ nur wenig auf das Anwachsen der unregelmäßigen Setzung auswirkt. Betrachtet man die zugrunde liegenden Werte der Vertikalspannung und der Schwellenbeschleunigung, so sind diese eindeutig von $2z_0$ abhängig, wie in den Kapiteln 3.6 und 3.7 ausgeführt wurde.

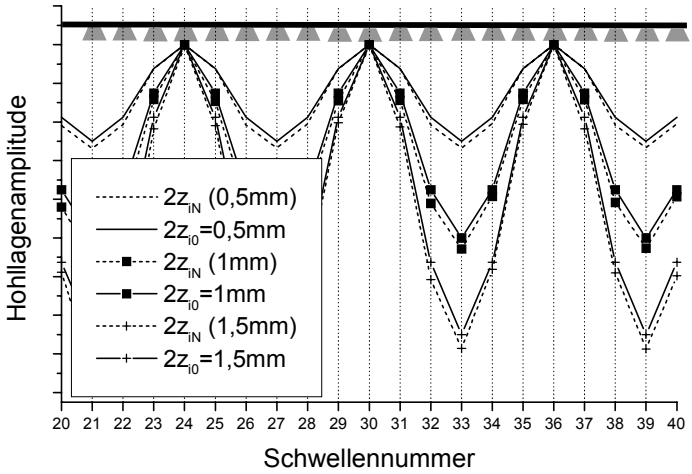


Abb. 4-16: Entwicklung unregelmäßiger Setzungen nach $N = 1 \cdot 10^6$ Lastzyklen ($2z_{iN}$) für verschiedene maximale Hohllagenamplituden $2z_0$

Bei der Setzungsberechnung heben sich die Einflüsse jedoch gerade wieder auf. So ist zum Beispiel bei einer kleinen Hohllage von $2z_0$ = 0,5 mm die Lastverteilung über die Schwellen relativ gleichmäßig. Das bedeutet, dass der Schotter an einer Schwelle ohne Hohllage nur wenig mehr zusammengedrückt wird als derjenige unter einer Schwelle mit maximaler Hohllage. Als Folge davon ist der "Vergleichmäßigungseffekt" durch die Vertikalspannung vernachlässigbar, genauso wie der Einfluss der auftretenden Schwellenbeschleunigungen. Ein umgekehrtes Bild stellt sich für den Fall von $2z_0$ = 1,5 mm dar. Aufgrund der großen Hohllagenamplitude stützt sich das Gleis auf nur sehr wenigen Schwellen ab, so dass es an Schwellen ohne Hohllage zu konzentrierten Lasteinleitungen kommt. Der "Vergleichmäßigungseffekt" ist hoch, da zur gleichen Zeit kaum Spannungen von Schwellen mit maximaler Hohllage in das Schotterbett übertragen werden. Als "Ausgleich" dafür werden jedoch an diesen Schwellen besonders hohe Beschleunigungen erzeugt.

Zusammenfassend muss also festgestellt werden, dass allein die Existenz von Hohllagen zu verstärkten, unregelmäßigen Setzungen führt, die Größe der Hohllagen erscheint eher unbedeutend. Es sei jedoch nochmals darauf hingewiesen, dass dieses Resultat Folge der relativ gleich gewichteten Einflüsse Vertikalspannung und Schwellenbeschleunigung ist. Diese Gewichtung kann derzeit durch Messdaten nicht

verifiziert werden. Die Beispiele zeigen jedoch, dass eine separate Berücksichtigung von entweder Schwellenbeschleunigung oder Spannung, so wie diese in den Kapiteln 3.6 und 3.7 ausgewertet wurden, um das dynamische Verhalten des Systems Fahrzeug-Fahrweg zu untersuchen, für die Einschätzung einer zukünftigen Entwicklung von Hohllagen ungenügend ist. Vielmehr müssen alle Einflussfaktoren in zutreffender Weise berücksichtigt werden.

4.3.5 STOCHASTISCHE HOHLLAGENVERTEILUNG

Mit Hilfe des Zeitbereichsmodells können die Schotterbeanspruchungen nicht nur aufgrund quasi-periodischer Hohllagenverteilungen sondern auch infolge einer stochastischen Hohllagenverteilung unter den Schwellen berechnet werden. Abb. 4-17 zeigt eine solche Hohllagenverteilung (z_{i0}). Die Setzungszuwächse (z_{iN}) sind nach $N = 1{,}1 \cdot 10^6$ Überfahrten von ICE-Mittelwagen mit einer Fahrgeschwindigkeit von 250 km/h berechnet worden. Zusätzlich sind in Abb. 4-17 die Setzungsdifferenzen (z_{iN}-z_{i0}) an jeder Schwelle aufgetragen, um das Hohllagenwachstum genauer zu studieren.

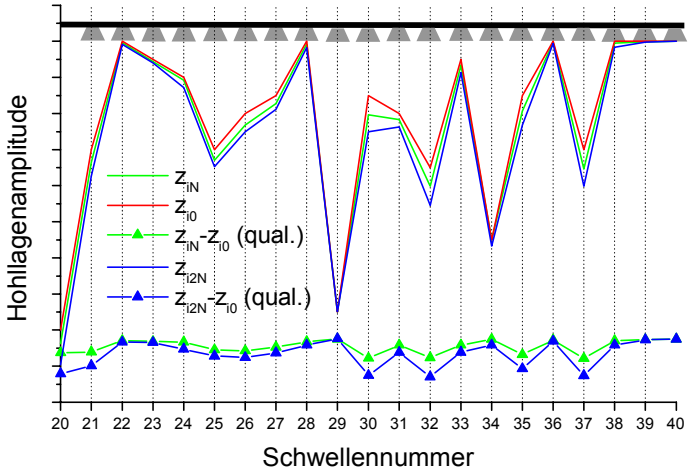


Abb. 4-17: Hohllagenwachstum aufgrund einer gegebenen stochastischen Hohllagenverteilung

Das geringste Wachstum kann an den sogenannten Sattelpunkten, das heisst an Schwellen ohne Hohllagen (zum Beispiel Nr. 22) festgestellt werden. Auffallend ist jedoch, dass die Hohllagenamplituden gerade an den Schwellen Nr. 29 und Nr. 34 mit maximalen Hohllagen unverändert bleiben. Wie schon in Kapitel 2.4.6 erwähnt, wachsen Hohllagen nur solange an, wie der Kontakt zwischen Schwelle und Schotter zumindest zeitweise hergestellt werden kann. Dies ist an den hier betrachteten Schwellen nicht der Fall. Dafür sind die induzierten Vertikalspannungen an den Nachbarschwellen um so größer, so dass hier ein stärkeres Hohllagenwachstum

auftritt. Es sei außerdem erwähnt, dass sich an Schwelle Nr. 20, welche gleichermaßen eine große Hohllage aufweist, ein anderes Bild ergibt, da hier die Nachbarschwellen Nr. 18 und Nr. 19 (nicht dargestellt) ähnlich große Hohllagen haben. Daher ist hier ein Kontaktschluss möglich, so dass Beschleunigungen und Spannungen in den Schotter übertragen werden und damit die Hohllage weiter anwachsen kann.
Ferner sind in Abb. 4-17 die unregelmäßigen Setzungen nach weiteren $N = 1{,}1 \cdot 10^6$ Lastzyklen (z_{i2N}) dargestellt. Dabei wurde das modifizierte Hohllagenprofil nach den ersten N Lastspielen in einer Rückkopplungsschleife (siehe Abb. 4-7) als erneute Anregung zur kurzzeitdynamischen Berechnung der Schotterbeanspruchungen eingesetzt. Betrachtet man die sich nun ergebenen Setzungsdifferenzen (z_{i2N}-z_{i0}), so ist die grundsätzliche Tendenz, dass schon vorhandene Hohllagen weiter anwachsen, während Sattelpunkte nahezu unverändert bleiben, deutlich erkennbar.
Zuletzt soll der Einfluss der Rückkopplung auf den Setzungszuwachs untersucht werden. Dazu ist in Abb. 4-18 die Entwicklung unregelmäßiger Setzung mit und ohne zwischenzeitlicher Berücksichtigung der modifizierten Hohllagenverteilung bei der Berechnung der Schotterbeanspruchungen miteinander verglichen.

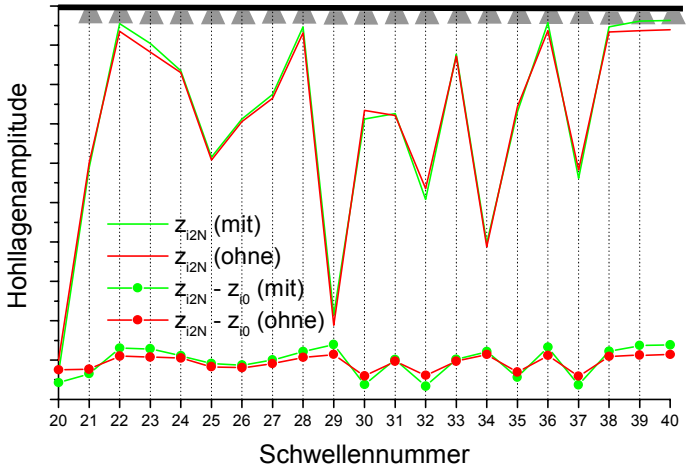


Abb. 4-18: Hohllagenwachstum mit und ohne zwischenzeitliche Berücksichtigung der Rückkopplung auf die Berechnung der kurzzeitdynamischen Beanspruchungen

Insbesondere die Kurven der Setzungsdifferenz (z_{i2N}-z_{i0}) mit und ohne Rückkopplung zeigen, dass eine regelmäßige Aktualisierung der repräsentativen Vertikalspannungen im Schotter sowie die Schwellenbeschleunigungen unbedingt notwendig ist, da sich sonst eine Vergleichmäßigung des Hohllagenprofils einstellt, welche in der Realität nicht bestätigt werden kann.

5 ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK

Motiviert durch die beobachtete verstärkte Hohllagenbildung an Schottergleisen der Hochgeschwindigkeitsstrecken der DB AG bestand das Ziel dieser Arbeit darin, die Ursachen insbesondere von unregelmäßigen Setzungen von Bahnschotter zu untersuchen und die Erkenntnisse in eine Setzungsprognose einfließen zu lassen. Die modifizierte, phänomenologische Setzungsformel berücksichtigt wesentliche Einflüsse der Schottersetzung und ermöglicht die Vorhersage der Hohllagenentwicklung für die Praxis.

Zunächst galt es, das Material Schotter bezüglich seines individuellen Verformungsverhalten aufgrund statischer, zyklischer und dynamischer Belastung zu studieren. Bodenmechanische Elementversuche an Schotter (zumeist Triaxialversuche) haben gezeigt, dass eine Vergleichbarkeit mit dem in der Bodenmechanik ausführlich bekannten Verformungsverhalten von Sanden nicht mehr ohne weiteres möglich ist, da es sich hierbei um ein sehr grobkörniges, granulares Material mit Korngrößen bis zu 65 mm Durchmesser handelt. Für die adäquate Modellierung des bodenmechanischen Verhaltens von Bahnschotter ist es unerlässlich, sich über die Vor- und Nachteile kontinuumsmechanischer Modelle im Vergleich zu einer diskreten Betrachtung des Korngefüges mit Hilfe der Kontaktmechanik Klarheit zu verschaffen. Hier wurde insbesondere der Einsatz des kontinuumsmechanischen Stoffgesetzes der Hypoplastizität überprüft. Aus heutiger Sicht muss festgestellt werden, dass die aus Experimenten bekannten Setzungseffekte mit Hilfe der Hypoplastizität nur teilweise abgebildet werden können. Die Güte der Ergebnisse hängt offenbar davon ab, wie weit sich das Korngefüge in bestimmten Situationen noch als Kontinuum auffassen lässt. Zukunftsweisend scheint gegenwärtig die Untersuchung des Schotter-Verformungsverhaltens mittels der molekulardynamischen Simulation [Kru02] zu sein. Bisherige Ergebnisse bestätigen grundlegende Setzungseigenschaften des Bahnschotters. Da diese Rechnungen jedoch extrem rechenintensiv sind und daher bisher wesentliche Modellvereinfachungen getroffen werden mussten, sind weitergehende Ergebnisse erst in einiger Zeit zu erwarten.

Das Verformungsverhalten von Schotter darf jedoch nicht nur isoliert anhand eines Bodenelements betrachtet werden, sondern muss vielmehr im Zusammenhang mit dem System Schienenfahrzeug-Schottergleis betrachtet werden. Das 30 cm dicke Schotterbett dient der elastischen Einbettung des Gleisrostes (Schienen und Schwellen). Die elastische Eigenschaft wird durch die gleichförmige Kornverteilung kantiger Partikel realisiert, welche nach dem Einbauvorgang in hohem Maße miteinander verzahnt sind. Die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Finite-

Elemente- (FE) Simulationen sowie verschiedene Laborversuche zeigen die Abhängigkeit der Setzungen, das heisst plastischer Verformungen des Korngefüges, von verschiedenen Parametern wie zum Beispiel Lastspielzahl, maximale Auflast, Elastizität der Unterlage, Beschleunigungsniveau, Grad der zwischenzeitlichen Entlastung sowie der Verschmutzung. Messungen am realen Gleis erweisen sich wegen der Grobkörnigkeit und somit des diskontinuierlichen Lastabtrags der Schotterschicht als schwierig. Daher sind insitu Messdaten bezüglich der Spannungszustände und des Beschleunigungsniveaus im Schotter nur in geringer Zahl verfügbar.

Nach der Untersuchung des Elementar- bzw. Systemverhaltens von Bahnschotter mit Hilfe von FE-Simulationen und dem Studium zahlreicher bodenmechanischer Versuche, Laborversuche und Messungen am Schottergleis konnten die wichtigsten *Einflussparameter* heraus gearbeitet werden. Bereits frühere Untersuchungen belegen einen Setzungsanteil aufgrund der vertikalen Auflast (*Belastungsniveau*) des passierenden Zuges. Unter idealen Verhältnissen wären diese Setzungen regelmäßiger Natur und daher vernachlässigbar. Unregelmäßig auftretende Setzungen sind jedoch schon durch inhärente *Inhomogenitäten* einer Schotterfahrbahn vorprogrammiert. Wechselnde Untergrundeigenschaften sind natürlichen Ursprungs und daher nur geringfügig zu beeinflussen. Selbst bei noch so sorgfältigem lagenweisem Einbau der Schotterschicht mit zwischenzeitlicher Verdichtung kann die Unregelmäßigkeit der Lagerungsdichte des Schotters zwar minimiert aber nie ausgeschlossen werden. Diese Voraussetzungen führen nach Inbetriebnahme eines Schottergleises rasch zu einer für den betrachteten Gleisabschnitt typischen Hohllagenverteilung. Aufgrund von Störungen im System Fahrzeug-Gleis wie zum Beispiel Hohllagen, Schienenriffeln oder unrunde Räder des Fahrzeugs werden einzelne Komponenten des Systems dynamisch und somit stärker beansprucht. Die dadurch eingeleiteten *Erschütterungen* können zu Destabilisierungserscheinungen im Schotterbett führen. Der dort zuvor aufgebaute Eigenspannungszustand schwächt sich ab und das Material kann seitlich ausweichen. Einen ähnlichen Effekt beobachtet man, wenn die Schwelle zwischenzeitlich vom Schotter abhebt, wie es bei hohl gelagerten Schwellen der Fall ist. Ein geringe *Untergrundsteifigkeit* kann derartige Kornumlagerungen noch verstärken. Die während des Betriebs primär durch Stopfmaßnahmen zunehmende *Verschmutzung* des Schotters trägt zusätzlich zur Destabilisierung des Korngefüges bei.

Es soll hier nochmals darauf hingewiesen werden, dass die begleitenden FE-Simulationen mit dem hypoplastischen Stoffgesetz zur Identifikation der Einflussfaktoren nur teilweise erfolgreich waren. Insbesondere für den Fall einer dynamischen, periodischen Belastung zum Nachweis des Erschütterungseinflusses konnten zunächst keine zuverlässigen Ergebnisse erzielt werden.

Mit Hilfe von kurzzeitdynamischen Simulationen der Fahrzeug-Fahrweg Wechselwirkung im Frequenz- und Zeitbereich wurden die dynamischen Beanspruchungen des Schotters abgeschätzt. Als Anregung des Systems dient eine periodische Hohllagenverteilung einer bestimmten Wellenlänge. Dem liegt zugrunde, dass sich Hohllagen in der Realität oft in regelmäßigen Abständen ausbilden. Nichtlineare Effekte wie ein mögliches Abheben der Schwelle vom Schotter sowie ein nichtlineares Verformungsverhalten des Schotters sind berücksichtigt worden. Das Vertikalspannungsniveau und die Größe der Schwellenbeschleunigung wurden in Abhängigkeit verschiedener Parameter wie zum Beispiel Wellenlänge der Hohllagenverteilung, Fahrgeschwindigkeit, Schwellentyp, Fahrzeugtyp, Untergrundsteifigkeit und Hohllagenamplitude studiert.
Schließlich wurde aufgrund der zusammengetragenen Erkenntnisse eine phänomenologische Setzungsformel zur qualitativen Prognose von unregelmäßigen Schottersetzungen (= Hohllagen) formuliert, welche auf der Formel von Fröhling [Frö97] basiert. Diese fasst die bisher bekannten Einflüsse auf die Schottersetzung parametrisch zusammen. Infolge nur wenig veröffentlichter Messdaten können die einzelnen Einflussparameter nicht korrekt quantifiziert und die Setzungsformel nicht kalibriert werden. Deshalb sind zum jetzigen Zeitpunkt lediglich grobe qualitative Aussagen möglich. Die Setzungsprognose dient nicht nur der Berechnung von Lebenszykluskosten einer betrachteten Schotterfahrbahn und somit der besseren Planbarkeit von Instandhaltungsmaßnahmen, sondern bietet auch Möglichkeiten zur Systemverbesserung. Hier ist beispielsweise der Einfluss der Fahrzeugtypen eines ICE-Mittelwagens und eines Fans 128 Güterwagens untersucht worden. Die beiden Fahrzeuge repräsentieren das grundsätzliche Wechselspiel der Parameter "Auflast" und "Erschütterungen". In dem hier vorgestellten Prognosemodell führen die hohen Schwellenbeschleunigungen aufgrund der Überfahrten eines ICE's mit einer Fahrgeschwindigkeit von 250 km/h zum Anwachsen der Hohllagen, während Überfahrten eines langsamen Güterzugs mit hohen Achslasten tendenziell zu einer Vergleichmäßigung führen. In welchem Verhältnis beide Parameter zur Schottersetzung beitragen ist letztendlich aufgrund fehlender Messdaten nicht geklärt. Weiterhin konnte ein kritischer Wellenlängenbereich zwischen 2,4 m und 3,6 m (jede 4. bis 6. Schwelle ohne Hohllage) identifiziert werden, in dem ein maximales Anwachsen der Hohllagen auftritt. In diesem Bereich treten in der Regel die maximalen dynamischen Beanspruchungen auf. Bei kleineren Wellenenlängen gerät die hohl gelagerte Schwelle mit der Schotteroberkante aufgrund der Biegesteifigkeit der Schiene nicht mehr in Kontakt, so dass keine Erschütterungen mehr übertragen werden können. Im Bereich größerer Wellenlängen nehmen die dynamischen Beanspruchungen wieder merklich ab, so dass die Hohllagenamplituden unverändert bleiben. Aufgrund wachsender Hohllagen verändern sich auch die Beanspruch-

ungen, denen das Schotterbett ausgesetzt ist. Bei einer Setzungsprognose ist es daher unerlässlich, in einer Rückkopplungsschleife die Einflussparameter der Setzungsformel mittels kurzzeitdynamischer Simulation zu aktualisieren. Es konnte gezeigt werden, dass ohne eine Aktualisierung der Parameter der Zuwachs von Hohllagen deutlich unterschätzt wird.

Für die Kalibrierung und Verifizierung des hier dargestellten Prognosemodells und um die Wechselwirkung verschiedener Einflüsse besser zu verstehen, sind umfangreiche Daten von insitu Messungen und Laborexperimenten unverzichtbar. Daher ist eine zukünftige engere Zusammenarbeit zwischen Bahnbetreiber und Forschungseinrichtungen wünschenswert.

LITERATURVERZEICHNIS

[Aug02] Augustin, S.: Untersuchungen zur Lagestabilität des Schotteroberbaus. Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Karlsruhe, *Heft 154*, 2002

[Bae02] Baeßler, M., Rücker, W.: Track settlement due to cyclic loading with low minimum pressure and vibrations. In "System dynamics and long-term behaviour of railway vehicles, track and subgrade" (Hrsg: Popp, K., Schielen, W.), Heidelberg, Springer-Verlag, 2002

[Bau96] Bauer, E.: Calibration of a comprehensive hypoplastic model for granular materials. Soils and Foundations, 1996, *Vol. 36*, 13-26

[CAS80] Chang, C.S., Adegoke, C.W., Selig, E. T.: GEOTRACK model for railroad track performance. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 1980, *Vol. 106, No. GT11*, 1201-1218

[Cho01] Cholet, C.: Study of the mechanical behaviour of the ballast using discrete approach. Tagungsband des World Congress on Railway Research, Köln, 25. - 29. November 2001

[DeS82] Desai, C.S., Siriwardane, H.J.: Numerical models for track support structures. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 1982, *Vol. 108, No. GT3*, 461-480

[Diy87] Diyaljee, V.A.: Effects of stress history on ballast deformation. Journal of Geotechnical Engineering ASCE, 1987, *Vol. 113, Nr. 8,* 909-914

[EiM88] Eisenmann, J., Mattner, L.: Setzungsverhalten des Schotters bei Simulation hoher Fahrgeschwindigkeiten. Technische Universität München, Prüfamt für Bau von Landverkehrswegen, *Band 1245*, 1988

[Eur94] CERAM: Final Report Eurobalt Task No. 2, Project Brite-Euram "Eurobalt", Ecole Nationale des Ponts et Chaussees, 1994

[Frö97] Fröhling, R.D.: Deterioration of railway track due to dynamic vehicle loading and spatially varying track stiffness. Dissertation, University of Pretoria, 1997

[GPR78] Gaskin, P.N., Powell, A.G., Raymond, G.: Response of railroad ballast to vertical vibration. Transportation Engineering Journal, 1978, *Heft 104*, 75-87

[Gud96] Gudehus, G.: A comprehensive constitutive equation for granular materials. Soils and Foundations, 1996, *Vol. 36*, 1-12

[Gud98] Gudehus, G.: Entstehung und Bewältigung von Gleisbettwellen. Baugrundtagung, Stuttgart, 1998

[Gue99] Guerin, N., Sab, K., Moucheront, P.: Experimental identification of a settlement law for ballast (frz.). Canadian Geotechnical Journal, 1999, *Vol. 36, No. 3*

[Gul96] Guldenfels, R.: Die Alterung von Bahnschotter aus bodenmechanischer Sicht. Veröffentlichung des Instituts für Geotechnik der ETH Zürich, *Band 209*, Dissertation, 1996

[Her82] Hertz, H.: Über die Berührung fester, elastischer Körper. Journal für die reine und angewandte Mathematik, 1882, *Heft 92*, 156-171

[Her97] Herle, I.: Hypoplastizität und Granulometrie einfacher Korngerüste. Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Karlsruhe, *Heft 142*, 1997

[Het84] Hettler, A.: Bleibende Setzungen des Schotteroberbaus. Eisenbahntechnische Rundschau, 1984, *Heft 33*, 847-854

[Het87] Hettler, A.: Schottertriaxialversuche mit statischem und zyklischem Belastungsverlauf. Eisenbahntechnische Rundschau, 1987, *Heft 36*, 399-405

[Hub98] Huber, G.: Dynamisches Schotterverhalten im Resonanzsäulenversuch. VDEI Fachtagung BahnBau, Berlin, 1998

[Hz69] Holzlöhner, U.: Schwingungen des elastischen Halbraums bei Erregung auf einer Rechteckfläche. Ing.-Arch., 1969, *Heft 38*, 370-379

[Hz78] Holzlöhner, U.: Bleibende Setzung von Fundamenten infolge dynamischer Last. Die Bautechnik, 1978, *Heft 5*, 150-154

[Jac99] Jacobsson, L.: A plasticity model for cohesionless material with emphasis on railway ballast. Department of Solid Mechanics, Göteborg, Schweden, Chalmers University of Technology, 1999

[JaD83] Janardhanam, R., Desai, C.S.: Three-dimensional testing and modelling of ballast. Journal of Geotechnical Engineering, 1983, *Vol. 109, No. 6*

[Kie85] Kienzer, K.: Das Scherverhalten von Oberbauschotter bei Stoßbelastung. AET, 1985, *Heft 40*, 55-58

[Klu65] Klugar, K.: Über die Verformung des Schotterbettes. Eisenbahntechnische Rundschau, 1965, *Heft 11*, 491-497

[Klu72] Klugar, K.: Die Bedeutung der Auflast für die Verformung des Schotterbettes. Eisenbahntechnische Rundschau, 1972, *Heft 7/8*, 264-269

[Kno01] Knothe, K.: Gleisdynamik. Berlin, Verlag Ernst & Sohn, 2001

[KnW] Knothe, K., Wessels, H.: Finite Elemente. 3. Auflage, Berlin, Springer-Verlag, 1999

[KnW97] Knothe, K., Wu, Y.: Erfassung der Halbraumeigenschaft des Untergrundes für die Berechnung der Fahrzeug-Fahrweg-Wechselwirkung. TU Berlin, ILR Mitteilungen, *Band 316*, Berlin, 1997

[KnW98] Knothe, K., Wu, Y.: Receptance behaviour of railway track and subgrade. Archive of Applied Mechanics, 1998, *No. 68*, 457-470

[KnW99] Knothe, K., Wu, Y.: Simulation des Überrollvorgangs bei diskret gelagerter Schiene. Fortschritt-Berichte, Reihe 12, *Band 412*, Düsseldorf, VDI-Verlag, 1999

[KnY01] Knothe, K., Yu, M.: Statische und dynamische Eigenschaften von Gummi-Zwischenlagen für Eisenbahnschienen. Forschung im Ingenieurwesen, 2001, *Heft 66,* 247-259

[Kol00] Kolymbas, D.: Introduction to Hypoplasticity. NL, Balkema-Verlag, 2000

[Kol53] Kolousek, V.: Baudynamik der Durchlaufträger und Rahmen, Fachbuchverlag GmbH, Leipzig 1953

[Kol88] Kolymbas, D.: Eine konstitutive Theorie für Böden und andere granulare Stoffe. Veröffentlichung des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Karlsruhe, *Heft 109*, 1988

[Kru02] Kruse, H.: Modellgestützte Untersuchung der Gleisdynamik und des Verhaltens von Eisenbahnschotter. Hannover, Dissertation, 2002

[Mar76] Martinek, K.: Bodendruckmessungen bei den Schnellfahrversuchen zwischen Gütersloh und Neubeckum. ZEV-Glasers Annalen, 1976, *Vol. 100*, 367-372

[Mat86] Mattner, L.: Versuche mit Eisenbahnschotter und Simulationsberechnung zur Beurteilung der Gleislage. Eisenbahntechnische Rundschau, 1986, *Heft 12*, 839-845

[Mül01] Müller-Boruttau, F.H., Rosenthal, V., Breitsamter, N.: How the ballast carries its load - ballast pressure measurements performed on the permanent way SYSTEME GRÖTZ BSO/MK. Tagungsband des World Congress on Railway Research, Köln, 2001

[NiH97] Niemunis, A., Herle, I.: Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range. Mechanics of cohesive-frictional Materials, 1997, *Vol. 2*, 279-299

[ORE117] ORE: Optimale Anpassung des klassischen Oberbaus an den künftigen Verkehr. Frage D117, Report Nr. 5 und 10

[ORE71] ORE: Question D117. Utrecht, Belgien, 1971, 1973, 1975, 1976

[ORE91] ORE: Einheitliche Beurteilungskriterien der Schotterqualität und Bewertungsmethoden des Schotterzustandes im Gleis. Question D 128, Report No. 2, Utrecht, 1991

[Pan93] Estradé Panadés, M., Lopéz Pita, A.: Untersuchung des Verschlechterungsmechanismus der Schotterschicht unter dem Einwirken der Verkehrslasten (ital.). Ingegneria ferroviaria, 1993, *Heft 9*

[Pra81] Prange, B.: Resonant column testing of railroad ballast. Proceedings of the X. ICSMFE, *Band 4*, Stockholm, 1981

[RaB87] Raymond, G.P., Bathurst, R.J.: Performance of large-scale model single tie-ballast systems. Transportation Research Record, 1987, *Heft 1131*, 7-14

[RaB94] Raymond, G.P., Bathurst, R.J.: Repeated-load response of aggregates in relation to track quality index. Canadian Geotechnical Journal, 1994, *Vol. 31*, 547-554

[Rei91] O'Reilly, M.P., Brown, S.F.: Cyclic loading of soils: from theory to design. New York, Blackie, 1991

[Rüc98] Rücker, W., Rohrmann, R., Limberger, E.: Untersuchungen des Schotterverhaltens auf Brücken unter großen Beschleunigungen. Berichte 1-4, BAM Berlin, 1998

[Sat95] Sato, Y.: Japanese studies on deterioration of ballasted track. Vehicle System Dynamics Supplement, 1995, *Vol. 24*, 197-208

[Schü00] Schünemann, A., Augustin, S., Huber, G., Gudehus, G.: Sackungen des Schottergleises durch Zugüberfahrten. Workshop "Boden unter fast zyklischer Belastung", Bochum 2000, 223-239

[Schü02] Schünemann, A.: Alternierende Verformungen grobkörniger Gerüste: Modelle und Simulationsrechnungen. Vortrag an der Technischen Universität Berlin, Januar 2002

[SeB90] Selig, E.T., Boucher, D.L.: Abrasion Tests for Railroad Ballast. Geotechnical Testing Journal, 1990, *Vol.13, No. 4,* 301-311

[SeR87] Selig, E.T., Roner, C.J.: Effects of particle characteristics on behavior of granular material. Transportation Research Record, 1987, *Heft 1131*, 1-6

[SeW94] Selig, E.T., Waters, J.M.: Track geotechnology and substructure manage-

ment. London, Tomas Telford, 1994

[She78] Shenton, M.J.: Deformation of railway ballast under repeated loading conditions. Railroad track mechanics and technology, Pergamon Press, 1978

[She84] Shenton, M.J.: Ballast deformation and track deterioration. Proceedings of a Conference by the Institution of Civil Engineers in 1984 held at University of Nottingham, London, Thomas Telford, 1995, 253-265

[SSN85] Stewart, H.E., Selig, E.T., Norman-Gregory, G.M.: Failure criteria and lateral stresses in track foundations. Transportation Research Record, 1985, *Heft 1022*, 59-64

[Ste86] Stewart, H.E.: Permanent strains from cyclic variable-amplitude loadings. Journal of Geotechnical Engineering, 1986, *Vol. 122, Heft 6*, 646-660

[Stö01] Stöcker, T.: FEM settlement prediction of railway tracks and foundations under repeated/cyclic loading with ABAQUS. Proceedings of the European Young Geotechnical Engineers Conference 2001 (EYGEC '01), Plovdif, Bulgarien, 295-303

[StS82] Stewart, H.E., Selig, E.T.: Predicted and measured resilient response of track. Journal of Geotechnical Engineering, 1982, *Vol. 108*, 1423-1442

[SuE94] Sunaga, M., Enomoto, H.: Density measurement of railroad ballast using gamma-ray. Quarterly Report of Railway Technical Research Institute, Japan, 1994, *Band 35*, *Heft 1*, 32-38

[Sui99] Suiker, A.S.J., Chang, C.S., de Borst, R., Esveld, C.: Surface waves in a stratified half space with enhanced continuum properties. Part 2: Analysis of the wave characteristics in regard to high-speed railway tracks. European Journal of Mechanics A/Solids, 1999, *Heft 18*, 769-784

[Win67] Winkler, E.: Die Lehre von der Elastizität und Festigkeit. Prag, Verlag H. Dominicus, 1867

[Wol96] von Wolffersdorff, P.-A.: A hypoplastic relation for granular materials with a predefined limit state surface. Mech. cohesive-frictional mater., 1996, *Vol. 1*, 251-271

[Wu97] Wu, Y.: Semianalytische Gleismodelle zur Simulation der mittel- und hochfrequenten Fahrzeug/Fahrweg-Dynamik. VDI Fortschritt-Berichte, Reihe 12, *Band 325*, Düsseldorf, VDI-Verlag, 1997

[Zac01] Zacher, M.: Schotteroberbau auf SFS-Brücken - Messungen und Rechnungen. Vortrag an der Technischen Universität Berlin, 27. April 2001

VERÖFFENTLICHUNGEN

Holtzendorff, K.: Ursachen von Schottersetzung und deren Modellierung. Tagungsband des IFV-Symposium „Schotteroberbau“, Berlin, 18./19. Februar 1999

Holtzendorff, K.: Unregelmäßige Schottersetzung auf Schnellfahrstrecken - Ursachen und Prognose. ZEV+DET Glasers Annalen, 1999, *Heft 11/12*, Jahrgang 123, 435-440

Holtzendorff, K.: Wechselwirkung von Schottersetzung, Fahrbahnsteifigkeit und dynamischen Radlasten auf der Grundlage differenzierter Schottermodellierung. Tagungsband der BahnBau 2000 „Systemdynamik der Eisenbahn“, Berlin, 12.-15. September 2000

Holtzendorff, K.: Dynamische Untersuchungen von Schotterbeanspruchungen mit differenzierten Schottermodellen. Der Eisenbahningenieur, 2001, *Heft 3*, Jahrgang 52, 44-47

Holtzendorff, K., Gerstberger, U.: Predicting settlements of ballasted tracks due to voided sleepers. Tagungsband des World Congress on Railway Research, Köln, 25.-29. November 2001