

# **TECHNISCHE UNIVERSITÄT MÜNCHEN**

**Lehrstuhl für Verkehrswegebau**

## **Einfluss der Schienenbefestigungskomponenten auf das laterale Verformungs- und Lastverteilungsverhalten der Schiene**

**Jia Liu**

Vollständiger Abdruck der von der Ingenieurfacultät Bau Geo Umwelt der Technischen Universität München zur Erlangung des akademischen Grades eines

Doktor – Ingenieurs

genehmigten Dissertation.

Vorsitzender: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Fritz Busch

Prüfer der Dissertation:

1. Univ.-Prof. Dr.-Ing. Stephan Freudenstein
2. Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Wolfgang Fengler  
Technische Universität Dresden

Die Dissertation wurde am 22.01.2013 bei der Technischen Universität München eingereicht und durch die Ingenieurfacultät Bau Geo Umwelt am 31.05.2013 angenommen.

## Abkürzungsverzeichnis

<b>Zeichen</b>	<b>Erklärung</b>
AS_Va	Vertikale Einsenkung der Außenschiene - Schienenfußaußenseite
AS_Vi	Vertikale Einsenkung der Außenschiene - Schienenfußinnenseite
DBS	DB Standard
DIN	Deutsches Institut für Normung
DMS	Dehnmessstreifen
EN	Europäische Norm
EPDM	Ethylen-Propylen-Dien-Monomer
FEA	Finite Elemente Analyse
FEM	Finite Elemente Methode
FE Modell	Finite Elemente Modell
FM	Feldmessung
G	Geber, Induktiver Wegaufnehmer
GAP	Luftspalt, Spalt
HGV	Hochgeschwindigkeitsverkehr
IS_Va	Vertikale Einsenkung der Innenschiene – Schienenfußaußenseite
IS_Vi	Vertikale Einsenkung der Innenschiene - Schienenfußinnenseite
L	Lateralkraft
l.v.	lückenlos verschweißt
L/V	Lateral-/Vertikalkraft
L/V-AG	L/V-Verhältnis bei Schienenkopfauslenkung = 0
MB	Messbasis
MFS	Masse-Feder-System
MKS	Mehr-Körper-Simulation
O.K.	Oberkante
OMWE	Oberbaumesswageneinheit
QVW	Querverschiebewiderstand
RIA	Erstes Rad eines Drehgestells auf der Außenschiene
R1I	Erstes Rad eines Drehgestells auf der Innenschiene
R2A	Zweites Rad eines Drehgestells auf der Außenschiene
R2I	Zweites Rad eines Drehgestells auf der Innenschiene
RT	Raumtemperatur
Sdü	Schraubendübel
Skl	Spannklemme
SLB	Schwellenbesohlung
Ss	Schwellenschraube
STABW	Standardabweichung
USM	Unterschottermatte

V	Vertikalkraft, Geschwindigkeit
Wfp	Winkelführungsplatte
Zw	Zwischenlage
Zwp	Zwischenplatte

## Formelzeichen

<b>Zeichen</b>	<b>Erklärung</b>	<b>Einheit</b>
$C_{zw}$	Statische Steifigkeit der Zwischenlage	kN/mm
$C_0$	Statische Steifigkeit des gesamten Oberbaus	kN/mm
$c_1$	Statische Steifigkeit des Stützpunktes	kN/mm
$c_2$	Statische Steifigkeit des Schotters	kN/mm
C	Bettungsmodul des Schotters	N/mm <sup>3</sup>
$P_0$	Anspannkraft eines Stützpunktes	kN
R	Resultierende Kräfte	kN
e	Exzentrizität der Vertikalkraft	mm
$\Delta T$	Temperaturunterschied	°C
$F_{max}$	Maximale Längskraft in Schiene	N, kN
E	E-Modul von Stahl	N/mm <sup>2</sup>
A	Fläche des Schienenquerschnittes	mm <sup>2</sup>
$\alpha_T$	Linearer Wärmeausdehnungskoeffizient	[1/K]
$\sigma_{max}$	Maximale Längsspannung durch Temperaturunterschied	N/mm <sup>2</sup>
$L_{\Delta T, R = 799m}$	Umlenkkraft pro Schwelle bei R = 799 m	kN
R	Gleisbogenhalbmesser	m
u	Überhöhung eines Gleises	mm
V	Geschwindigkeit	km/h, m/s
$V_0$	Geschwindigkeit zum Ausgleich der Seitenbeschleunigung	km/h, m/s
$\Delta F_{flieh}$	Fliehkraftänderung	N, kN
m	Masse	t
$\Delta a$	Änderung der Fliehbeschleunigung	m/s <sup>2</sup>
$E_{v2}$	Verformungsmodul	N/mm <sup>2</sup>
S	Spurweite	mm
$\Delta t$	Zeitunterschied	s

$\alpha$	Winkel zwischen radialer Achse und Schienenlängsachse	°
$\phi$	Verdrehung des Drehgestells um die Gleislängsachse	°
$e$	Exzentrizität der Vertikalkraft	mm
$a$	Abstand zwischen Ski-Auflagepunkt/Schienenfußaußenkante	mm
$F_r$	Reibung zwischen Schiene und Zwischenlage	N, kN
$F_{st}$	Vertikale Stützpunktkraft	N, kN
$\mu$	Reibungskoeffizient zwischen Schiene und Zwischenlage	[-]
$d_{zw}$	Dicke der Zwischenlage	mm
$\sigma_T$	Spannung in Schienenfußmitte infolge Torsion	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_v$	Spannung in Schienenfußmitte infolge Vertikalkraft	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{Mitte}$	Längsspannung in Schienenfußmitte	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{Außenrand}$	Längsspannung am Schienenfußaußenrand	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{Innenrand}$	Längsspannung am Schienenfußinnenrand	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_L$	Längsspannung am Schienenfußaußenrand infolge Querbiegung	N/mm <sup>2</sup>
$M_L$	Laterales Biegemoment infolge Lateralkraft	Nm
$W_L$	Widerstandsmoment in lateraler Richtung der Schiene	mm <sup>3</sup>
$I_y$	Laterales Trägheitsmoment der Schiene	mm <sup>4</sup>
$h_y$	Distanz zwischen Schienenfußrand und Schienenachse	mm
$C_{Lges}$	Gesamte laterale Steifigkeit des Oberbaus	kN/mm
$C_{Lwfp}$	Laterale Steifigkeit der Winkelführungsplatte	kN/mm
$C_{Lqvw}$	Querverschiebewiderstand der Schwelle	kN/mm

## Inhaltsverzeichnis

1	EINFÜHRUNG .....	1
1.1	Historie über Schienenbefestigungssysteme .....	1
1.2	Stand der Technik .....	4
1.3	Neue Herausforderungen .....	5
1.4	Zielsetzung und Vorgehensweise .....	6
2	LABORVERSUCHE .....	9
2.1	Probekörper .....	9
2.2	Versuchsprogramm .....	9
2.3	Versuchsaufbau, Messungen und Ergebnisse.....	10
2.3.1	Ermittlung der Anspannkraft $P_0$ .....	10
2.3.2	Zwischenlagenprüfung .....	11
2.3.3	Schienenbefestigungsprüfung .....	13
2.4	Fazit Laborversuche .....	21
3	KALIBRIERUNGSMESSUNGEN IM GROSSEN PRÜFSTAND .....	22
3.1	Zielsetzung .....	22
3.2	Theoretische Grundlagen zur Kalibrierungsmessung .....	22
3.3	Versuchsaufbau - Prüfstandversuche .....	24
3.3.1	Oberbausysteme .....	24
3.3.2	Lasteinleitung und Messeinrichtung.....	25
3.3.3	Ergebnisse der Kalibrierungsmessungen .....	26
4	FELDMESSUNGEN.....	27
4.1	Ziele dieser Untersuchung.....	27
4.2	Die Versuchsstrecke.....	27
4.3	Statische Messungen und Beobachtungen.....	28
4.3.1	Temperatur und Bogenatmung des Gleises .....	29
4.3.2	Spurweite und Überhöhung.....	30

4.3.3	Die Nullsetzungsmessung .....	33
4.4	Dynamische Messungen .....	37
4.4.1	Verformungsmessungen unter fahrenden Zügen.....	38
4.4.2	Schienenendehnung/-spannung unter fahrenden Zügen.....	51
4.5	Fazit Feldmessungen .....	53
5	FE MODELLIERUNG UND VERIFIKATION .....	55
5.1	Ziel der FE Untersuchung.....	55
5.2	Modellaufbau.....	55
5.2.1	Geometrie .....	55
5.2.2	Kennlinien der Befestigungskomponente.....	56
5.2.1	Lastannahmen .....	59
5.2.2	Verifizierung des Stützpunktmodells.....	64
5.3	Verifikation des Gleismodells.....	65
5.3.1	Vergleich vertikaler Verformungen und Spannungen.....	66
5.3.1	Vergleich lateraler Verformungen und Spannungen .....	67
5.4	Fazit Modellierung .....	68
6	DAS VERFORMUNGSVERHALTEN DER SCHIENE BEI ZUNEHMENDEN LATERALKRÄFTEN.....	69
6.1	Ziel der FE Berechnung.....	69
6.2	Berechnungsprogramm .....	69
6.3	Berechnungsergebnisse.....	70
6.3.1	Einfluss der Exzentrizität $e$ .....	70
6.3.2	Einfluss der Nichtlinearität von $Z_w$ .....	72
6.3.3	Die Zusammenwirkung von $S_{kl}$ und $Z_w$ .....	76
6.3.4	Zusammenwirkung aller Komponenten unter realen Lastannahmen .....	80
6.4	Fazit Verformungsverhalten der Schiene.....	82
7	DAS LATERALE LASTVERTEILUNGSVERHALTEN DER SCHIENE .....	84
7.1	Fragestellung zur Lastverteilung.....	84

7.2	Theoretische Analyse .....	84
7.3	Überprüfung im Betriebsgleis .....	90
7.4	Einfluss der gesamten lateralen Steifigkeit auf die laterale Lastverteilung .....	94
7.5	Fazit laterales Lastverteilungsverhalten der Schiene .....	96
8	ENTWICKLUNG EINER METHODE ZUR ERMITTLUNG DER DYNAMISCHEN KRÄFTE 97	
8.1	Grundprinzip der Messmethode .....	97
8.1.1	Spannungsverlauf an der Schienenoberfläche .....	97
8.1.2	Schienenfußspannung.....	100
8.1.3	Bestimmung der Vertikalkraft V aus der gemessenen Schienenfußspannung .	105
8.1.4	Bestimmung der Lateralkraft L aus der gemessenen Schienenfußspannung ..	105
8.1.5	Lösungsansatz zur Bestimmung der Vertikal-, Lateralkraft und Exzentrizität....	108
8.1.6	Versuchstechnische Überprüfung.....	110
8.2	Einfluss sonstiger Faktoren auf die Genauigkeit des Verfahrens .....	112
8.3	Vollständiges Konzept zur Ermittlung der dynamischen Kräfte in einem Gleisquerschnitt.....	113
8.4	Fazit Messmethode zur Ermittlung der dynamischen Kräfte .....	115
9	ZUSAMMENFASSUNG .....	116

## Anlagenverzeichnis

ANLAGE 1 .....	A-1
ANLAGE 2 .....	A-2
ANLAGE 3 .....	A-3
ANLAGE 4 .....	A-4
ANLAGE 6 .....	A-6
ANLAGE 7 .....	A-7
ANLAGE 8 .....	A-8
ANLAGE 9 .....	A-9
ANLAGE 10 .....	A-10
ANLAGE 11 .....	A-11
ANLAGE 12 .....	A-12
ANLAGE 13 .....	A-13
ANLAGE 16 .....	A-16
ANLAGE 18 .....	A-18
ANLAGE 19 .....	A-19
ANLAGE 21 .....	A-21
ANLAGE 23 .....	A-23
ANLAGE 25 .....	A-25
ANLAGE 26 .....	A-26
ANLAGE 27 .....	A-27
ANLAGE 28 .....	A-28
ANLAGE 29 .....	A-29
ANLAGE 30 .....	A-30
ANLAGE 31 .....	A-31
ANLAGE 32 .....	A-32
ANLAGE 33 .....	A-33
ANLAGE 35 .....	A-35
ANLAGE 36 .....	A-36
ANLAGE 38 .....	A-38
ANLAGE 39 .....	A-39

# 1 EINFÜHRUNG

## 1.1 Historie der Schienenbefestigungssysteme

Ein Rückblick auf die Entwicklung in der Vergangenheit hilft zu verstehen, welche Aufgaben eine Befestigung hatte und welche neuen Herausforderungen sie in der heutigen Zeit zu erfüllen hat.

Die ältesten Schienenbefestigungen waren, im Vergleich zu den heutigen, einfach aufgebaut. Sie bestanden ausschließlich aus Hakennägeln oder Schrauben bzw. einer Kombination der beiden. Die Verbindung zwischen Schienenbefestigung und Schwelle war nicht spannungshaltend, sondern starr. Ein Nachteil solcher starrer Verbindungsarten ohne Unterlagsplatte war ein baldiges Einpressen des Schienenfußes in die Schwelle aufgrund der schlagartigen Belastung bei gelockerter Befestigung. Weitere Folgen waren die seitliche Verschiebung der Schiene .... Um 1880 wurde versuchsweise eine etwa 7 mm dicke Unterlagsplatte zwischen Schwellen und Schiene eingebaut. Die Nutzungsdauer der Schwelle wurde dadurch etwas verlängert [2].

Um das Einpressen der Schiene besser reduzieren zu können, strebte man bei der Optimierung der Unterlagsplatte eine größere Fläche und härteres Material an. Bereits nach dem Jahr 1880 wurde sie bei zahlreichen Eisenbahnstrecken in unterschiedlichen Formen eingesetzt. Die meist verwendeten Unterlagsplatten dieser Zeit waren gegossene oder gewalzte Eisenplatten [3]. Solche Platten wurden gelocht und nach der Installation starr mit Schiene und Schwelle verbunden. Die Lastverteilung war, im Vergleich zu Systemen ohne Unterlagsplatte, günstiger geworden. Allerdings musste man nach relativ kurzer Nutzungszeit Lockerungen feststellen, die jedoch bei einer starren Verbindung nicht vermeidbar waren. Dies führte zur Überbeanspruchung der Schäfte unter hohen Seitenkräften und zu weiteren Zerstörungen an der Befestigung [3]. Für eine dauerhafte Befestigung war eine solche zusätzliche Unterlagsplatte allein nicht ausreichend.

Es wurde bei der weiteren Entwicklung versucht, die Befestigung der Schiene auf der Unterlagsplatte von der Befestigung der Unterlagsplatte auf der Schwelle zu trennen (indirekte Befestigung). Durch die Trennung war es möglich, die Schwellen in einem Werk maschinell aufzuplatten, was die Arbeit an der Einbaustelle erheblich vereinfachte. Die Schiene wurde bei dieser Konstruktion durch Schrauben mit der Unterlagsplatte verspannt. Wie bei den vorherigen Entwicklungen stellte man fest, dass auch diese Konstruktion die einwirkenden

Abhebekräfte im Bereich der Vor- und Nachlaufwelle der Schiene sowie Betriebserschütterungen nicht überstand. Die Schrauben, welche die Schiene und die Unterlagsplatte verbanden, lockerten sich wieder [2] [3].

Somit kam man zu der Erkenntnis, dass nicht eine feste Anspannung, sondern eine federnde Anspannung, welche Betriebserschütterungen und bleibende Verformungen der Holzschwelle besser aufnehmen kann, anzustreben ist. Der größte Unterschied war: Bei einer federnden Anspannung wird die Anspannkraft beibehalten. Das Ideal, die Befestigung federnd auszubilden, scheiterte damals allerdings am Fehlen geeigneten Materials [2] [3].

Zwei weitere Entwicklungen brachten die Schienenbefestigung auf Holzschwellen auf den Stand, den man heute noch bei alten Gleisen erkennen kann:

- Federring zwischen Schraubenmutter und Klemmplatte
- dünne Zwischenlage aus Holz oder Gummi zwischen Schienenfuß und Unterlagsplatte.

Diese beiden elastischen Elemente funktionieren wie Polster, die die Schwelle schonen. Um die seitliche Bewegung der Schiene einzugrenzen, wurde die sogenannte Rippenplattenbefestigung entwickelt. Im Gegensatz zu einer flachen Unterlagsplatte hat eine Rippenplatte zwei hohe Rippen, gegen die sich der Schienenfuß seitlich abstützen kann. Die gesamte Befestigung war robust, zäh und bewies dadurch eine gewisse Langlebigkeit. Allerdings ist der Federweg des Federrings begrenzt, wodurch es mit zunehmender Betriebsbelastung zu Brüchen kam. Sie wurde von Döhlert, Dresden, entworfen und im Jahre 1926 bei der ehem. Deutschen Reichsbahn als Regelbefestigung eingeführt [2][3]. Nach dem zweiten Weltkrieg erkannte man, dass für eine spannungshaltende Befestigung der Rippenplatte nach Eindringen auf der Holzschwelle auch Federringe zwischen Schwellenschrauben und Rippenplatten erforderlich sind.

Aus technischen und wirtschaftlichen Gründen wurden Betonschwellen ab den 1960er Jahren eingesetzt. Besonders geeignet war die Betonschwelle für die damals neu eingeführten durchgehend verschweißten Gleise aufgrund des hohen Querverschiebewiderstands, wobei die lange Lebensdauer der Unterschwellung auch eine sehr wichtige Rolle in der Einkaufspolitik gespielt hatte [2] [78]. Die Erfahrungen bei Holzschwellen mit dem Rippenplattenbefestigungssystem (K-Oberbau) hatten dazu geführt, dass die ersten Betonschwellen auch mit K-Oberbau, allerdings mit wesentlich kleineren Rippenplatten, ausgerüstet waren. Laut Meier hat sich diese Konstruktion auch bei Betonschwellen technisch bewährt, wobei sie den Nachteil der hohen Beschaffungskosten infolge der Vierteiligkeit hat [4].

Im Jahr 1976 wurde in Österreich die Betonschwelle „19“ eingeführt, dazu auch die W-Befestigung bzw. HM-Befestigung (nach Prof. Hermann Meier) [2]. Eine Explosionsdarstellung der bis heute weiter optimierten W-Befestigung ist in Bild 1 zu sehen. Auf die Rippenplatte wird verzichtet. Zwischen Schiene und Schwelle ist eine elastische Zwischenlage vorgesehen, um einen direkten Kontakt zu vermeiden. Die seitliche Bewegung der Schiene wird ohne Biegebeanspruchung der Schwellenschrauben durch Winkelführungsplatte (Wfp) verhindert. Schienenfuß, Wfp, Spannklemme (Skl) sowie Schwelle werden durch eine Schraube-Dübel-Verbindung spannungshaltend miteinander verbunden. Durch das Andrehen übt die Schraube eine Druckkraft auf die Skl und verändert damit die Form des Stahldrahtes in großem Teil elastisch. Durch diese elastische Verformung hat die kraftschlüssige Verbindung gewisse Bewegungskapazität, ohne die Niederhaltekraft stark zu verändern. Mit der W-Befestigung können die Vorteile der Betonschwelle sowohl für HGV als auch für schweren Güterverkehr optimal genutzt werden [79].

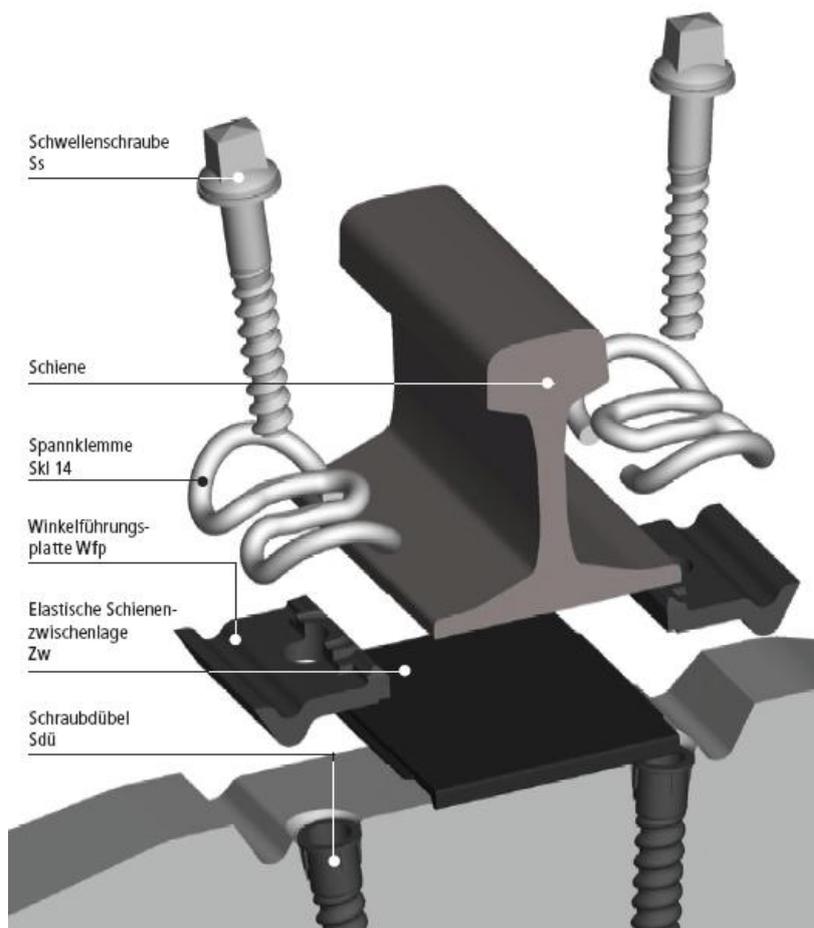


Bild 1: Explosionsdarstellung der W-Befestigung W14 (Quelle: Vossloh fastening systems.com)

Die W-Befestigung wurde in den letzten 40 Jahren in unterschiedlichen Formen (basierend auf dem gleichen Prinzip) weltweit eingesetzt. Durch die Entwicklung der Festen Fahrbahn und Stadtschienenetze sind zahlreiche neue Schienenbefestigungssysteme entwickelt worden. Da die aktuellen Entwicklungen umfangreich sind, wird in dieser Arbeit darauf nicht im Detail eingegangen.

Die Entwicklungsgeschichte zeigt, welche allgemeinen Anforderungen ein Befestigungssystem erfüllen muss:

- Dauerhafte, kraftschlüssige Verbindung zwischen Schiene und Schwelle unter vibrierenden Betriebsschwingungen,
- Eingrenzung der Schienenbewegung,
- Kostengünstig, leichtes Handling, robust,
- Schonung von Schiene und Schwelle.

## **1.2 Stand der Technik**

Mit zunehmenden Achslasten und Geschwindigkeiten wird die ausgereifte, traditionelle Schienenbefestigung, wie z.B. die W14, wieder auf die Probe gestellt. Man stellte fest, dass ein Gleis mit stark erhöhter Geschwindigkeit, z.B. von 120 auf 200 km/h, erhöhten dynamischen Kräften und stärkeren Erschütterungen ausgesetzt ist.

Die Optimierung des Eisenbahnoberbaus sowohl für den Güterverkehr, den Hochgeschwindigkeitsverkehr (HGV) als auch für den U- und S-Bahn-Verkehr erfordert die Anordnung von elastischen Elementen, wodurch die quasi-statischen Stützpunktkräfte, die Schwingungen im Oberbau sowie die Auswirkungen von Imperfektionen und periodischen Anregungen des Rad-Schiene-Systems vermindert werden. Die bisher in Betracht gezogenen Möglichkeiten sind insbesondere der Einbau von elastischen Zwischenlagen (Zw/Zwp) in die Schienenbefestigung, Schwellenbesohlungen, Einbau von Unterschottermatten (USM) sowie die Ausbildung von Masse-Feder-Systemen (MFS).

Die wissenschaftlichen Grundlagen, technischen Umsetzungen sowie die baupraktischen Erfahrungen bezüglich einer Optimierung der vertikalen Oberbauelastizität sind in den letzten Dekaden durch die entsprechenden technischen Standards auf nationaler und internationaler Ebene als Stand der Technik für unterschiedliche Oberbausysteme (Schotteroberbau, Feste Fahrbahn) dokumentiert. Die für die Zulassung von Oberbaukomponenten gültigen Europäischen Normen DIN EN 13146 und DIN EN 13481 definieren die Anforderungen,

Prüfbedingungen und Beurteilungskriterien für elastische Komponenten, insbesondere Schienenbefestigungen für unterschiedliche Oberbausysteme [6], [7]. Maßgebend sind hierbei i.d.R. die Prüfbedingungen, welche sich aus den Verhältnissen bei Bogenfahrt ergeben, d.h. die Einwirkung von vertikalen Lasten in Verbindung mit Lateralkräften, die sich u. a. aus der Bogenführung des Fahrzeugs ergeben. Anzumerken ist, dass die genannten Normen zur Schienenbefestigungsprüfung [6], [7] diese Lastfallkombinationen bezüglich der Prüfbedingungen berücksichtigen, jedoch ohne konkrete Zulassungskriterien bezüglich der lateralen Verformungseigenschaften einer Schienenbefestigung zu definieren. Solange die Änderung der vertikalen Steifigkeit der Schienenbefestigung im Dauerversuch ebenso wie die Änderungen der anderen Leistungskennwerte (Anspannkraft, Durchschubwiderstand, Verdrehwiderstand) [6] im vorgegebenen Rahmen bleiben, genügt die geprüfte Schienenbefestigung den Akzeptanzkriterien. Die laterale elastische und bleibende Schienenkopfauslenkung im Dauerversuch, die sich aus dem Schienenkippen und einer Schienenverschiebung in der Schienenbefestigung ergeben, ist indirekt dahingehend begrenzt, dass die Schienenbefestigung diese Verformungen aus den geforderten Prüflasten weitgehend schadlos aufnehmen muss. Grenzwerte der lateralen Auslenkung infolge der vorhandenen lateralen Gesamtsteifigkeit der Schienenlagerung bzw. des Gleisrostes und im Hinblick auf die Schnittstelle zwischen Fahrweg und Fahrbahn sind nicht definiert.

### **1.3 Neue Herausforderungen**

Die Schienenkopfauslenkung der bogenäußeren Schiene bzw. beider Schienen in Abhängigkeit der Gleisgeometrie (gerades Gleis, Gleisbogen) führt zur Änderung der Schienenneigung und zusätzlich mit einer lateralen Schienenfußverschiebung zu einer entsprechenden Änderung der Spurweite, womit sich Lage und Form der Berührungspunkte beider Räder einer Achse mit den Schienen verändern. Anzumerken ist, dass sich auch bei einer ausschließlich vertikalen Belastung infolge der Einbauneigung der Schiene, in Abhängigkeit der vertikalen Elastizität und der Bauform der Schienenbefestigung eine laterale Bewegung des Schienenkopfes einstellt. Die äquivalente Konizität und damit das Laufverhalten der Fahrzeuge werden durch solche Änderungen der Berührgeometrie verändert.

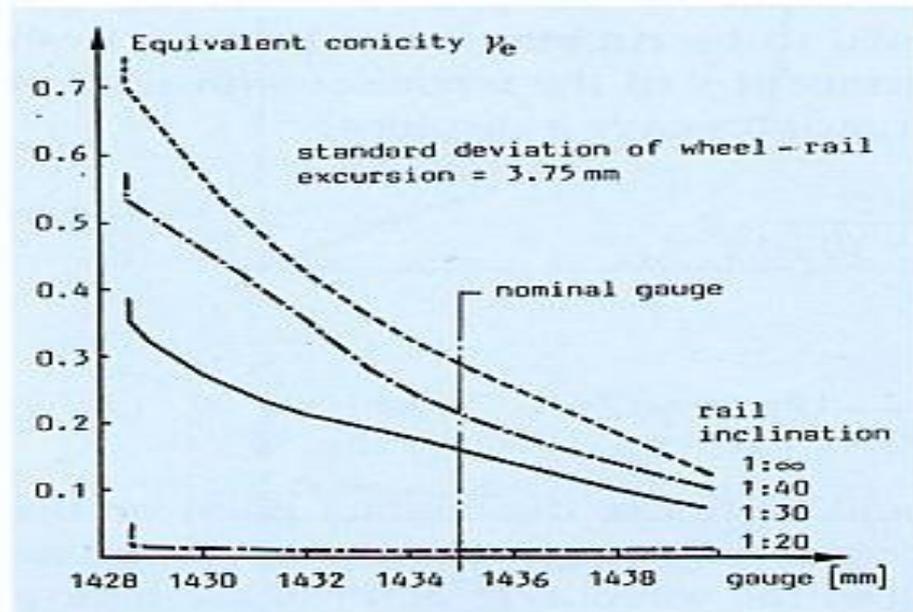


Bild 2: Äquivalente Konizität in Abhängigkeit der Schienenneigung und Spurweite für die Kombination Radprofil S1002 auf Schienenprofil 60E1 [4]

Im Sinne einer ganzheitlichen Optimierung des Rad-Schiene-Systems muss daher auch die laterale Oberbauelastizität bezüglich ihres Optimums betrachtet und ggf. zukünftig definiert werden. Voraussetzung hierfür sind zunächst die Kenntnisse der lateralen Verformungseigenschaften der Schiene in Abhängigkeit der vorhandenen Elastizitäten, die auf der einwirkenden Seite wiederum von den Belastungsgrößen (nichtlineares Verhalten), der Belastungsfrequenz und der Temperatur abhängig sind. Demgegenüber wird im Rahmen der Zulassungsprüfung von Schienenbefestigungen nur eine Lastparameter-Kombination betrachtet, die im Sinne einer dauerhaften und sicheren Befestigung der Schienen auf der sicheren Seite liegen muss. Die in situ sich einstellende, laterale Schienenkopfauslenkung in Abhängigkeit von der Gleisgeometrie, Achslasten, Laufwerkeigenschaften, Fahrgeschwindigkeit und Temperatur kann aus dem Dauerversuch im Rahmen der Zulassung nicht im Detail abgeleitet werden.

#### 1.4 Zielsetzung und Vorgehensweise

In dieser Arbeit werden die Verformungseigenschaften und das Lastverteilungsverhalten der Schiene in Abhängigkeit der vorhandenen Elastizitäten untersucht, die hier durch Einsatz von unterschiedlichen Befestigungskomponenten gewonnen werden.

Die Abschnitte 2 und 3 dieser Arbeit (Abschnitt 1: Einführung) befassen sich mit umfangreichen Laboruntersuchungen an verschiedenen Schienenbefestigungen. Die lateralen Verformungseigenschaften der Schiene in Abhängigkeit der vorhandenen Elastizitäten - die wiederum von den Belastungsgrößen, der Belastungsfrequenz und der Temperatur abhängig sind - wurden unter Laborbedingungen untersucht. Die Versuche erfolgten im Prüfstand mit kleinen temperierbaren Prüfkörpern bzw. im Großprüfstand mit einem Testgleis im Maßstab 1:1. Die Versuchsbedingungen waren realitätsnah festgelegt.

Im Abschnitt 4 wurden Messungen in einem Versuchsabschnitt im Betriebsgleis beschrieben, in welchem unterschiedliche Schienenbefestigungssysteme unter Betriebsbedingungen getestet wurden. Die Beziehungen zwischen den einwirkenden Kräften und den zugehörigen Verformungen – insbesondere in lateraler Richtung – wurden untersucht. Andere Einflussfaktoren wie Schwellenbesohlung, Imperfektionen im Schottergleis (z.B. Hohllage), Untergrundverhältnisse sowie Änderungen der Gleisgeometrie wurden in den Feldmessungen ebenfalls berücksichtigt.

Abschnitt 5 beinhaltet die Entwicklung eines Rechenmodells (Gleismodell) für die folgenden theoretischen Untersuchungen. Das Rechenmodell wurde anhand der in den Abschnitten 2 bis 4 ermittelten Messergebnisse verifiziert. Die Erstellung des Finite Elemente Modells (FE Modell) erfolgte durch das Programm „SOFISTIK“, womit die Geometrie des Gleises, wie z. B. Überhöhung, Bogenradius, Schwellen-/Schienenprofile und die Steifigkeiten der elastischen Ebenen, wie z.B. Zwischenlagen, Schotterbett, Schwellenbesohlung sowie Untergrund sich über eine Inputdatei vollständig parametrisieren lassen.

Basierend auf Abschnitt 5 wurden im Abschnitt 6 die Einflüsse einzelner Schienenbefestigungskomponenten auf das Verformungsverhalten der Schiene untersucht. Schwerpunkt hierbei waren die Einflüsse der Skl und Zw bzw. deren Zusammenwirkung. Ergänzend dazu wurde der Einfluss des Rad-Schiene-Kontakts auf das Verformungsverhalten, insbesondere Kippverhalten der Schiene, untersucht. Die Einflüsse anderer elastischer Ebenen (z.B. Schwellenbesohlung) sowie Imperfektionen wurden nicht berücksichtigt.

Im Abschnitt 7 folgten weitere Parameterstudien mittels des verifizierten Rechenmodells aus Abschnitt 5. Der Zusammenhang zwischen der Form der lateralen Biegelinie der Schiene und der entsprechenden Lastverteilung wurde dargestellt. Eine Quantifizierung der maßgebenden lateralen Stützpunktkraft erfolgte in Abhängigkeit von den Oberbauformen, welche dann durch Messungen im Betriebsgleis bestätigt wurde.

Abschließend wurde eine Messmethode beschrieben, die basierend auf den Messdaten und Simulationsberechnungen entwickelt wurde. Mit diesem Verfahren ist es möglich, die dynamischen Kräfte praktikabel im Betriebsgleis mit ausreichender Genauigkeit zu bestimmen, die bei vielen Fragestellungen im Eisenbahnoberbau eine wesentliche Rolle spielen.

Durch die obengenannten Untersuchungen wurde der Zusammenhang zwischen der Wahl der Schienenbefestigungskomponenten und dem zu erwartenden Verformungs- und Lastverteilungsverhalten der Schiene dargestellt.

## 2 LABORVERSUCHE

### 2.1 Probekörper

Zunächst wurden zahlreiche Laboruntersuchungen an einzelnen Stützpunkten durchgeführt. Die Wahl der Schienenbefestigung fiel auf die traditionelle W-Befestigung für Schotteroberbau W14 (Steifigkeit der Zwischenlage:  $c_{zw} > 500$  kN/mm). Dazu wurde eine vor kurzem zugelassene weiche W-Befestigung W21 ( $c_{zw} < 50$  kN/mm) gewählt, die sich hinsichtlich ihrer Steifigkeit deutlich von W14 unterscheidet. Eine modifizierte W21-Befestigung mit stärkeren Spannklemmen (SkI) wurde ebenfalls für die Prüfung verwendet. Dieses System wurde während der Laborversuche W28 genannt. Die drei Systeme bestehen aus folgenden Komponenten:

W14-Befestigung (60E1, Zw687, Wfp 3b, SkI14, Ss 35, Sdü 25)

W21-Befestigung (60E1, Zw1000, Wfp 21 k 12 NT, SkI21, Ss 35, Sdü 25)

W28-Befestigung (60E1, Zw1000, Wfp 21 k 12 NT, SkI28, Ss 35, Sdü 25)

Die in den Laborversuchen verwendeten Stützpunkte waren auf B70-Schwellen-Abschnitten montiert.

### 2.2 Versuchsprogramm

Innerhalb einer W-Schienenbefestigung für Schotteroberbau sind Spannklemme und Zwischenlage die wichtigsten elastischen Komponenten, die das Verformungsvermögen der Befestigung bestimmen. Deren elastische Eigenschaften wurden zunächst separat untersucht. Weiter wurden die elastischen Eigenschaften der zusammengesetzten Befestigungen untersucht.

Das Versuchsprogramm umfasste folgende Untersuchungen:

- I. Ermittlung der Anspannkraft der Spannklemmen SkI14, SkI21 und SkI28 in Anlehnung an DIN EN 13146-7 [7],
- II. Statische Belastungen an Zwischenlagen in Anlehnung an DBS 918 235 [20],
- III. Dynamische Belastung an Zwischenlagen in Anlehnung an DBS 918 235 [20],
- IV. Einzelversuche an Einzelstützpunkten unter Lateral-/Vertikalkraft-Verhältnissen (L/V) bis 1,0.

Die Versuchsreihen II bis IV waren von  $-30^{\circ}\text{C}$  bis  $+50^{\circ}\text{C}$  temperiert und wurden unter statischen und dynamischen Belastungen durchgeführt (dynamisch bis 25 Hz).

## 2.3 Versuchsaufbau, Messungen und Ergebnisse

### 2.3.1 Ermittlung der Anspannkraft $P_0$

Der Versuch wurde in Anlehnung an DIN EN 13146-7 [7] durchgeführt. Es ergab sich ein Mittelwert von  $P_0 = 27,87$  kN beim System W28 (Zw1000+Skl28),  $P_0 = 17,65$  kN beim System W21 (Zw1000+Skl21) und  $P_0 = 17,04$  kN beim System W14 (Zw687+Skl14).

Die Anspannkraft der Spannklemmen wurde als Vorlast der Zwischenlage im Stützpunkt definiert. Auf Grund des nichtlinearen Verlaufs der Zw-Federkennlinien spielt die Vorlast zur Bestimmung der resultierenden Stützpunktsteifigkeit eine bedeutende Rolle. Ein Beispiel soll zeigen, wie sehr die Niederhaltekraft die gesamte vertikale Steifigkeit einer weichen Zwischenlage (hier Zw1000,  $c_{zw} < 50$  kN/mm) in eingebautem Zustand beeinflusst (Bild 3): eine Erhöhung der Niederhaltekraft um ca. 10 kN (von ca. 18 kN auf 28 kN) führt zu einer deutlichen Reduzierung der Verformungsdifferenz und somit einer Erhöhung der Sekantensteifigkeit um 60%. Der Unterschied kann besonders durch den relativ flachen Verlauf der Anfangskurve erklärt werden. Bei einer Berechnung mit Zw687 wurden kaum Unterschiede festgestellt, da der Verformungsunterschied aufgrund der hohen Steifigkeit gering war.

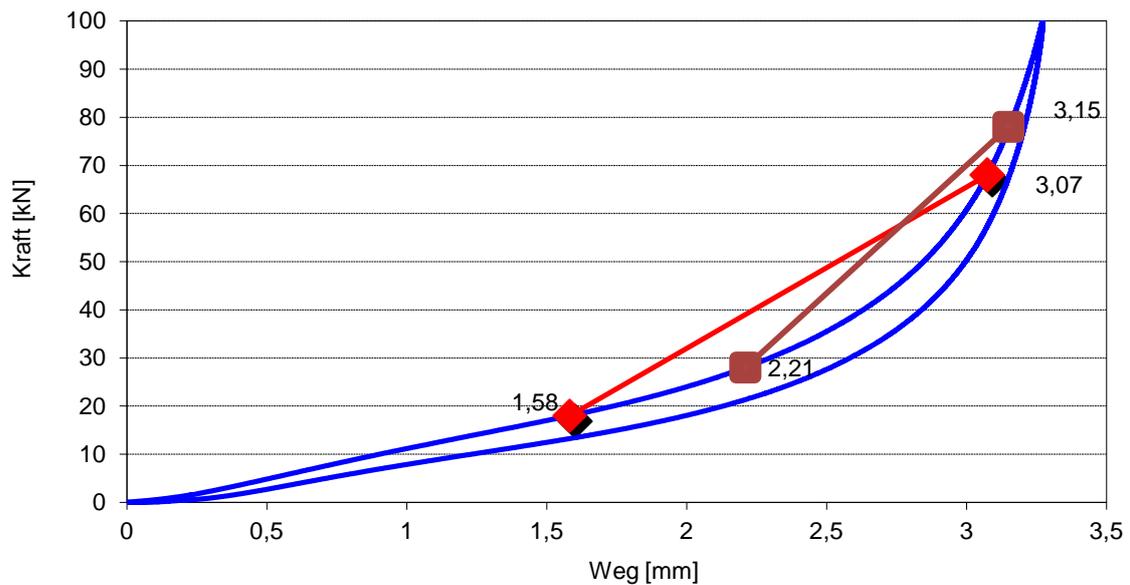


Bild 3: Änderung der Sekantensteifigkeit (Sekante zwischen Niederhalte kraft der SkI und 50 kN zusätzlicher Verkehrslast) nach einer Erhöhung der Niederhalte kraft um ca. 10 kN (Zw1000,  $c_{zw} < 50$  kN/mm)

### 2.3.2 Zwischenlagenprüfung

Die Zwischenlagen (Zw1000 und Zw687) wurden nach DBS 918 235 getestet.

Die statischen Kennlinien der Zw1000 und der Zw687 bei RT sind beispielhaft in Anlage 1 dargestellt. Die Kennlinien bei anderen Temperaturstufen waren zwar unterschiedlich, hatten aber hinsichtlich des Kurvenverlaufs eine ähnliche Charakteristik. Aus diesem Grund wurden weitere Kurvenverläufe nicht mehr gezeigt. Die Ergebnisse als Sekantensteifigkeit in allen getesteten Temperaturstufen sind in Anlage 2 zu sehen.

Es ließ sich ein Steifigkeitsunterschied bei RT durch die Änderung des Auswertungsbereiches feststellen. Gleichzeitig wurde ersichtlich, dass die statische Steifigkeit der Zw1000 keine starke Temperaturabhängigkeit zeigte. Die Zunahme der Steifigkeit der Zw1000 bei einer Temperaturabsenkung von RT zu  $-30^{\circ}\text{C}$  betrug nur 8% (von 33,5 kN/mm bei RT auf 36,1 kN/mm bei  $-30^{\circ}\text{C}$ , Auswertungsbereich: zwischen 18 und 68 kN, entsprach einer Lastspanne zwischen Niederhalte kraft und 50 kN Stützpunktkraft aus Verkehrslast, Material der Zw: EPDM).

Die Ergebnisse der Zw687 in allen getesteten Temperaturstufen sind ebenfalls in Anlage 2 dargestellt. Die Zunahme ihrer Steifigkeit bei einer Temperaturabsenkung von RT zu  $-30^{\circ}\text{C}$  betrug etwa 10% (von 516,7 kN/mm bei RT zu 566,0 kN/mm bei  $-30^{\circ}\text{C}$ , Auswertungsbereich:

18 ~ 68 kN), wobei dies kaum einen Einfluss auf das Verformungsverhalten der Befestigung hatte.

Der Temperatureinfluss war hiermit bei beiden Zwischenlagen nicht maßgebend. Anzumerken ist, dass die Reaktion infolge Temperatur nicht bei allen Materialien identisch ist. Zulässige Versteifungen des Materials unter tiefen Temperaturen sind in DBS 918 235 definiert.

Die Steifigkeit der Zwischenlage kann nicht nur durch die Temperatur, sondern auch durch die Belastungsfrequenz beeinflusst werden. Die Belastungsfrequenz, erregt durch Achskonfigurationen bei einer Zugfahrt mit einer Geschwindigkeit  $V > 200$  km/h, kann mehr als 25 Hz betragen [73]. Um die Einflüsse der Belastungsfrequenz zu untersuchen, wurden die Zwischenlagen auch unter 1 Hz, 5 Hz, 10 Hz, 20 Hz und 25 Hz geprüft (siehe Bild 4). Anlage 3 zeigt die Ergebnisse für eine Belastungsfrequenz von 10 Hz.

Die Zunahme der dynamischen Steifigkeit der Zw1000 bei einer Temperaturabsenkung von RT auf  $-30^{\circ}\text{C}$  betrug bei 10 Hz 55% (von 49,3 kN/mm bei RT auf 76,3 kN/mm bei  $-30^{\circ}\text{C}$ ). Die dynamische Steifigkeit der Zw687 nahm bei tiefen Temperaturen und gleichzeitigen hohen Belastungsfrequenzen stark zu. Ab  $-10^{\circ}\text{C}$  steigt ihr Wert auf über 1000 kN/mm, wobei die Zwischenplatte nahezu keine Elastizität mehr besitzt, sondern nur noch als Schutzplatte zwischen Schiene und Schwelle durch den Abbau von Spannungsspitzen durch plastische Verformung wirkt.

Die Einflüsse durch die Belastungsfrequenz und Temperatur werden durch einen Versteifungsfaktor  $\eta$  in Bild 4 dargestellt. Dieser Versteifungsfaktor  $\eta$  wird wie folgt definiert:

$$\eta = \text{Dynamische Steifigkeit} / \text{Statische Steifigkeit} \quad [-]$$

Aus Bild 4 wird ersichtlich, dass der Versteifungsfaktor für Zw1000 im Bereich von 0 bis 1 Hz bzw. unter tiefen Temperaturen stark anstieg. Auch die Zw687 zeigte eine ähnliche Tendenz.

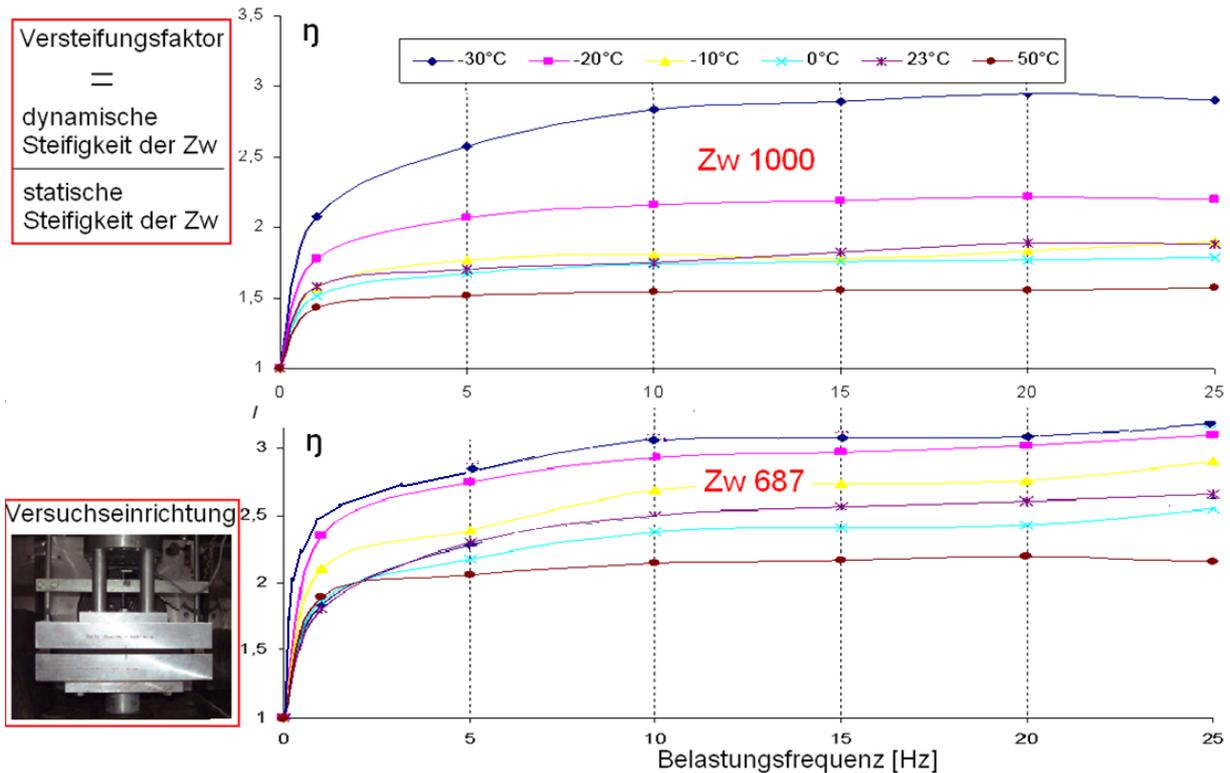


Bild 4: Versteifungsfaktor in Abhängigkeit von Temperatur und Belastungsfrequenz

## Fazit

Während die Temperatur kaum Einfluss auf die statische Steifigkeit der getesteten Zw1000 zeigte, stieg ihre dynamische Steifigkeit unter Minustemperaturen stark an. Die Änderung der dynamischen Steifigkeit infolge Temperatur und Belastungsfrequenz ist hier somit nicht vernachlässigbar. Das Verformungsverhalten lässt sich ebenfalls dadurch beeinflussen.

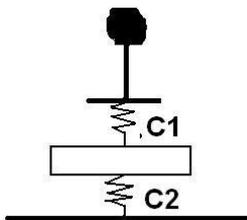
### 2.3.3 Schienenbefestigungsprüfung

Nach den separat durchgeführten Untersuchungen an Spannklemmen und Zwischenlagen wurden anschließend die einzelnen Komponenten zusammengebaut und als eine Einheit betrachtet.

#### 2.3.3.1 Festlegung der Lasten

Es mussten zunächst die Prüflasten bestimmt werden. Um eine realistische Annahme zu treffen, sollte nach dem Verfahren Zimmermann [16] zuerst die vertikale Systemsteifigkeit bestimmt werden. Die statische Steifigkeit des Stützpunkts mit einer Schienenbefestigung W21 nach DIN EN 13461 [7] betrug 82,91 kN/mm (Anlage 4). Die Schotterschicht war ebenfalls als elastisches Element des Oberbaus zu betrachten. Hier wurde auf der sicheren Seite liegend

ein Schotteroberbau auf hartem Untergrund ohne zusätzliche elastische Elemente (wie z.B. Schwellenbesohlung bzw. Unterschottermatte) angenommen. Beim Schotteroberbau mit dieser Befestigung handelte es sich also um ein elastisches Oberbausystem mit zwei elastischen Ebenen. Die gesamte Elastizität des Oberbaus  $c_0$  wurde durch folgende Formel zu 49,85 kN/mm berechnet:



$$c_0 = \frac{c_1 \cdot c_2}{c_1 + c_2}$$

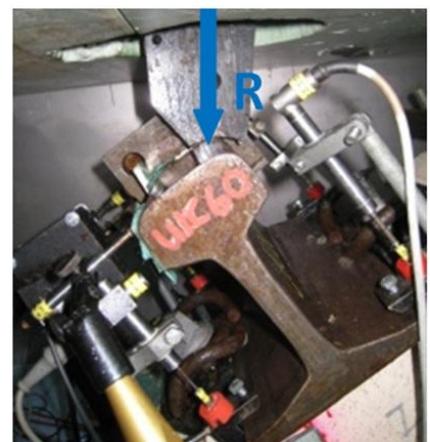
mit  $c_1 = 82,91$  kN/mm als Steifigkeit des Einzelstützpunktes und  $c_2 = 125$  kN/mm als umgerechnete Steifigkeit des Schotters mit einer Bettung  $C = 0,4$  N/mm<sup>3</sup> [13].

Bild 5: Oberbau mit zwei elastischen Ebenen

Die weiteren Berechnungen erfolgten nach dem Verfahren Zimmermann (Schienenprofil 60 E1; Achslast: 20 t; Schwellenabstand: 60 cm). Die dadurch ermittelte statische Vertikalkraft (V) im maßgebenden Stützpunkt betrug etwa 40 kN. Um die dynamischen Einwirkungen zu berücksichtigen, wurde ein Faktor von 1,5 angesetzt. Die dadurch ermittelte maßgebende vertikale dynamische Einwirkung betrug 60 kN. Hinsichtlich der Vergleichbarkeit der Ergebnisse wurde die Erhöhung der statischen Radlast im Bogen infolge Radlastverlagerung zur Bogenaußenseite (abhängig von Fahrzeugtyp, Geschwindigkeit und Linienführung) nicht angesetzt. Während des Versuchs wurde die resultierende Prüflast (R) je nach L/V-Verhältnis angepasst, um eine konstante Vertikalkraft zu ermöglichen. In Tabelle 1 ist R bei verschiedener Winkelstellung und der daraus resultierenden Lateralkraft L aufgelistet.

Tabelle 1: Ermittlung der resultierenden Prüflast R

Winkel $\alpha$ [°]	L/V-Verhältnis [-]	L [kN]	V [kN]	R [kN]
0°	0	0	60,0	60,0
11°	0,2	12	60,0	61,2
22°	0,4	24	60,0	64,6
33°	0,65	39	60,0	71,6
45°*	1	60	60,0	84,9



\*) : nur beim System W21 unter RT

Die drei restlichen Systeme wurden unter denselben Lasten nach Tabelle 1 getestet, um eine direkte vergleichende Bewertung zwischen den drei Systemen zu ermöglichen.

### 2.3.3.2 Versuchsaufbauten

Analog zu dem Versuchsaufbau „Dauerversuch nach DIN EN 13481-2 [6]“ wurden die Probekörper auf einer Winkelstütze fixiert. Diese Winkelstütze wurde extra für die Untersuchung konstruiert, so dass eine Einstellung von  $0^\circ$  bis  $45^\circ$  möglich war. Ihr Aufbau ist in Bild 6 zu sehen. Um unterschiedliche Temperaturen zu ermöglichen, wurden die Versuchskörper zusammen mit der Winkelstütze in einer Klimabox fixiert. Für  $\alpha = 0^\circ$  wurde ein Metallstück an den Schienenkopf geschweißt, um in diesem Fall einen fest definierten Lastangriffspunkt zu ermöglichen. Es lag exzentrisch ( $e = 5 \text{ mm}$ , Schieneninnenseite) zur Schienenachse und stellte die Kontaktsituation des Rad-Schiene-Systems im geraden Gleis dar (siehe Anhang 1).

Acht Messsensoren wurden in Anlehnung an Bild 6 der EN 13461-4:2002 an der Schiene angebracht, um die auftretenden Verformungen (Schieneineinsenkung der Außen- und Innenseite, Schienenkopfauslenkung, Schienenfußverschiebung) zu erfassen. Um die insbesondere unter hohen Belastungsfrequenzen gemessenen Werte zu verifizieren, wurde zusätzlich ein berührungsloser Laserdistanzmesser am Schienenkopf angebracht. Die Biegung am Schienensteg und Schienenkopf war nach [40] vernachlässigbar klein und wurde somit nicht gemessen.

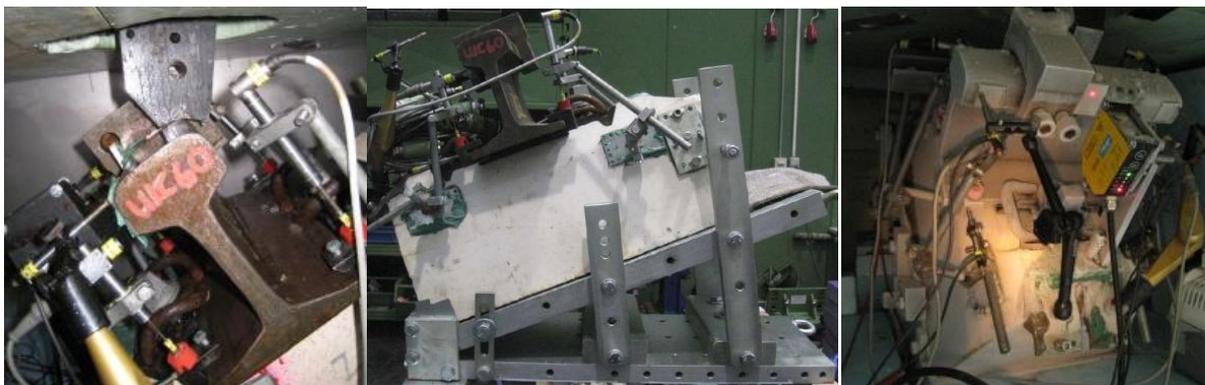


Bild 6: Versuchsaufbau bei Untersuchungen an einzelnen Stützpunkten

### 2.3.3.3 Ergebnisse der statischen Untersuchungen

Die Verformungen der Schiene bei RT wurden durch die Einsenkung in Schienenfußmitte (Vertikal Mitte), durch die laterale Schienenfußverschiebung (Lateral Fuß) und durch die Schienenkopfauslenkung (Lateral Kopf) in Diagramm 1 dargestellt. Die Verformungen zwischen zwei Messpunkten ergeben sich durch eine nichtlineare Spline-Interpolation.

Insgesamt blieben sowohl Einsenkung als auch Schienenkopfauslenkung bei  $L/V \leq 0,4$  gering. Bei  $L/V > 0,4$  wurde eine starke Zunahme der Schienenkopfauslenkung und gleichzeitig eine große Abnahme der mittleren Schienenfußeinsenkung (Abhebung in der Mitte des Schienenfußes) bei der weichen W21 Befestigung festgestellt.

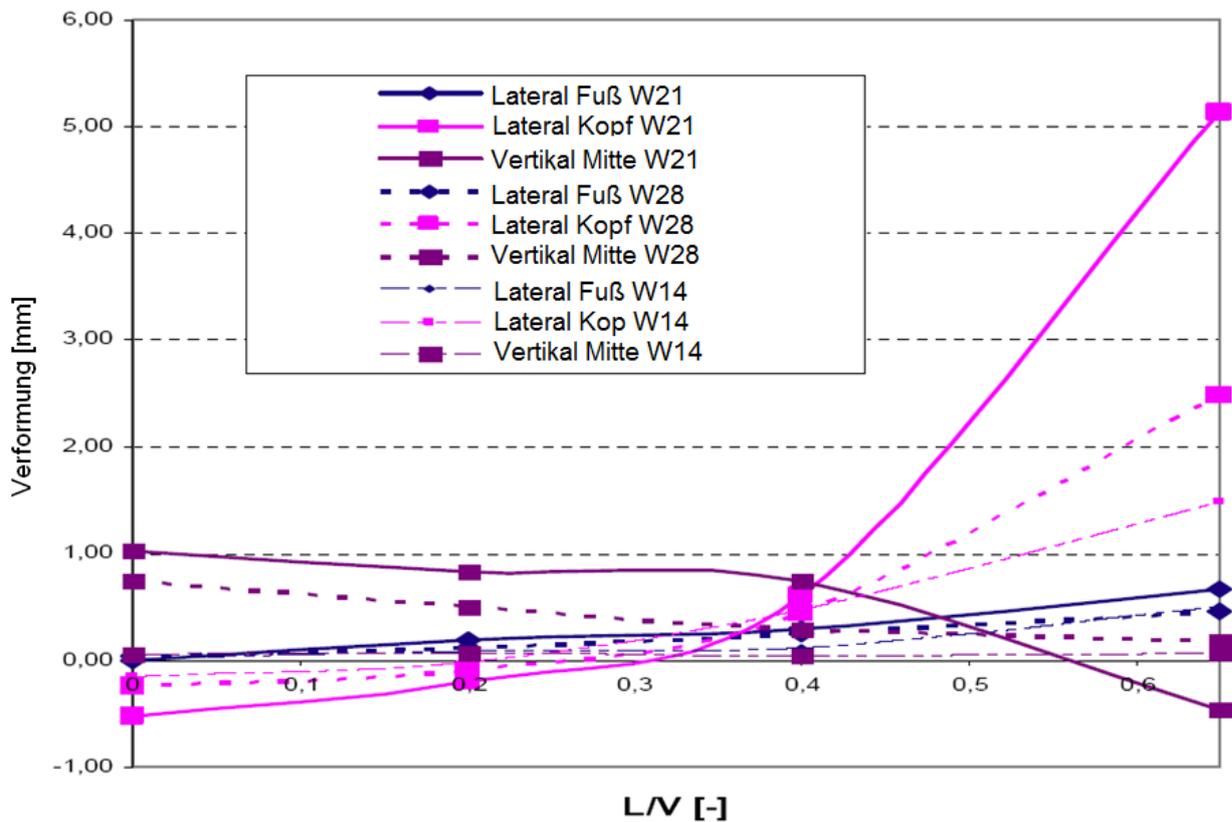


Diagramm 1: Zusammenstellung des Verformungsverhaltens der Systeme (RT)

Weiter wurden die Bewegungen in vertikaler und lateraler Richtung getrennt analysiert.

### I: Vertikale Bewegung des Schienenfußes und deren Auswirkung auf die Zwischenlage (System W21 bzw. W28)

Durch ein Beispiel in Bild 7 soll die vertikale Schienenfußbewegung und die entsprechende Beanspruchung an die Zwischenlage dargestellt werden:

Die Zw1000 wurde zuerst durch eine Anspannkraft von ca. 18 kN vorbelastet. Eine gleichmäßige Stauchung von 1,75 mm wurde gemessen (Bild 7a). Unter  $L/V = 0,65$  ( $V = 60$  kN,  $L = 39$  kN) wurde die Zw durch das Kippen der Schiene ungleichmäßig beansprucht (Bild 7b). Dadurch wurde die Zw1000 an der Gleisaußenseite mit großer Kraft gestaucht

(Einfederung um 36% bezogen auf die ursprüngliche Dicke), während die Zw1000 an der Gleisinnenseite entlastet wurde (Einfederung von 0%, Schienenfußabhebung).

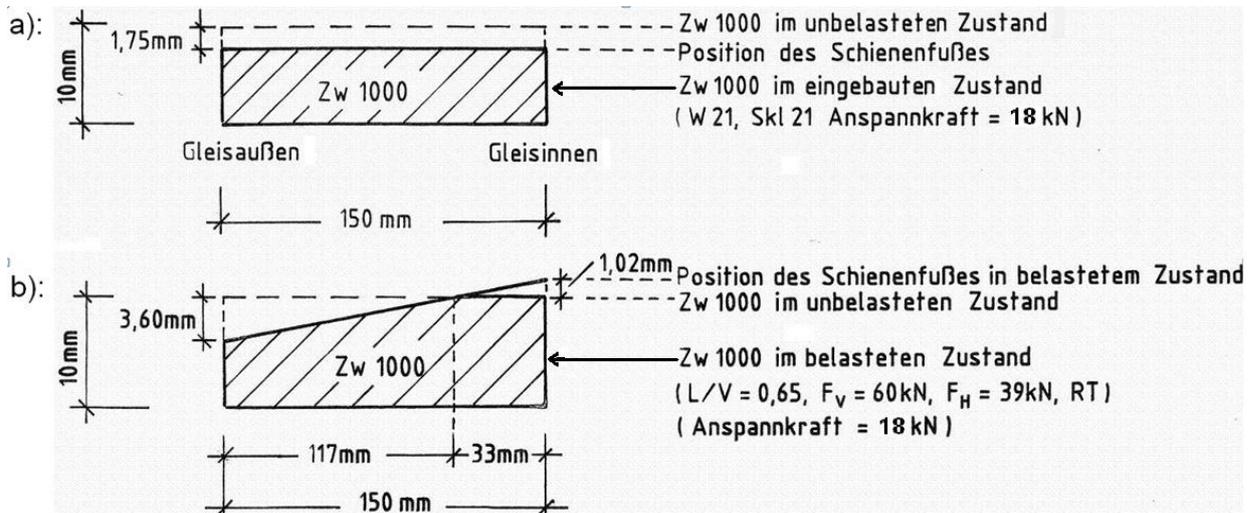


Bild 7: Beanspruchung der Zw1000 (W21-Befestigung)

Infolge einer Erhöhung der Vorlast um etwa 9 kN erhielt die Zw1000 im eingebauten Zustand eine höhere Einsenkung von 2,25 mm (Bild 8a), womit zunächst die Steifigkeit der Zw erhöht wurde. Dies führte zu einer Versteifung des gesamten Befestigungssystems und zu einem geringeren Kippen der Schiene unter den gleichen äußeren Lasten. Wie Bild 8b zeigt, erhielt die Zwischenlage weniger Verformungen in Folge der Kippbewegung und wurde - trotz hohen Anteils der Lateralkraft von 65% - ganzflächlich beansprucht.

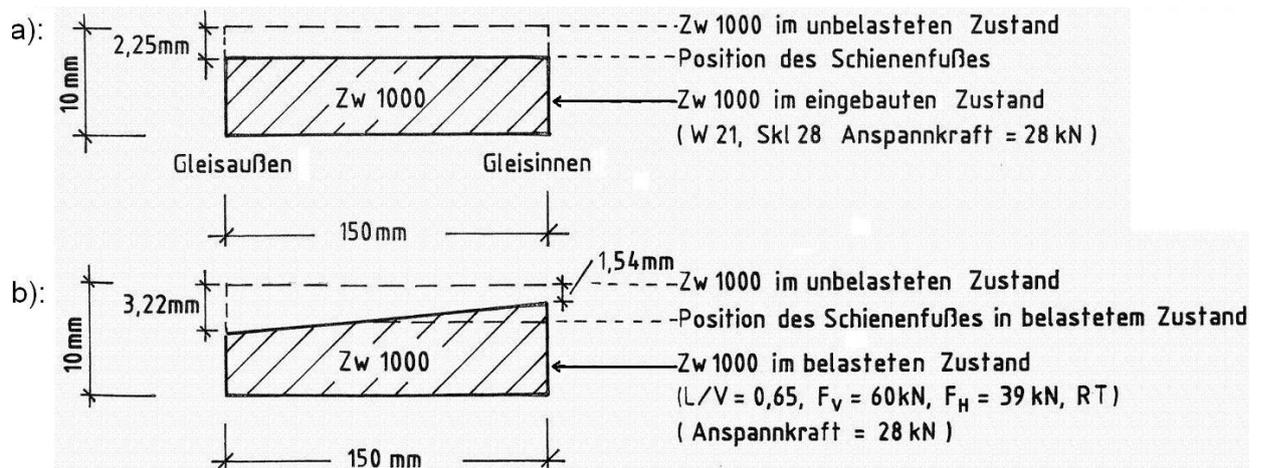


Bild 8: Beanspruchung der Zw1000 (W28-Befestigung)

## II: Laterale Bewegung (System W21 bzw. W28)

Die laterale Schienenverschiebung wurde am Schienenfuß und Schienenkopf gemessen. Anlage 5 zeigt deren Änderung in Abhängigkeit von dem L/V-Verhältnis bei  $-30^{\circ}\text{C}$  und  $+50^{\circ}\text{C}$  und Anlage 6 die entsprechenden vertikalen Bewegungen am Schienenfuß. Ein negativer Messwert bei geringen L/V-Verhältnissen bedeutet eine Schienenkopfauslenkung zur Gleisinnenseite (Messwert von „Lateral Kopf“ bei  $L/V \leq 0,4$  in Anlage 5).

Das Kippen der Schiene zur Gleisinnenseite bis  $L/V \leq 0,4$  wurde zunächst nicht erwartet, da die relativ hohe Lateralkraft zur Bogenaußenseite zunächst eine Spurerweiterung vermuten lässt. Anzumerken ist, dass selbst eine rein vertikale Belastung infolge Exzentrizität der Lasteinleitung ein Kippen der Schiene nach innen bewirkt (siehe Diagramm 2). Die Schiene kippt in Folge der Schienenneigung von 1:40 nach innen, wenn sie ausschließlich durch eine exzentrische Vertikalkraft belastet wird. Eine steigende Lateralkraft erzeugt dann eine Bewegung in Gegenrichtung bis zu einem Ausgleich der Schienenneigung. Das L/V-Verhältnis beim Ausgleich der Schienenkopfauslenkung wird hier als L/V-AG (Schienenneigung = 0) definiert. Dieser Definition zufolge nimmt die Verschiebung ab diesem Punkt mit steigender Lateralkraft nach außen zu.

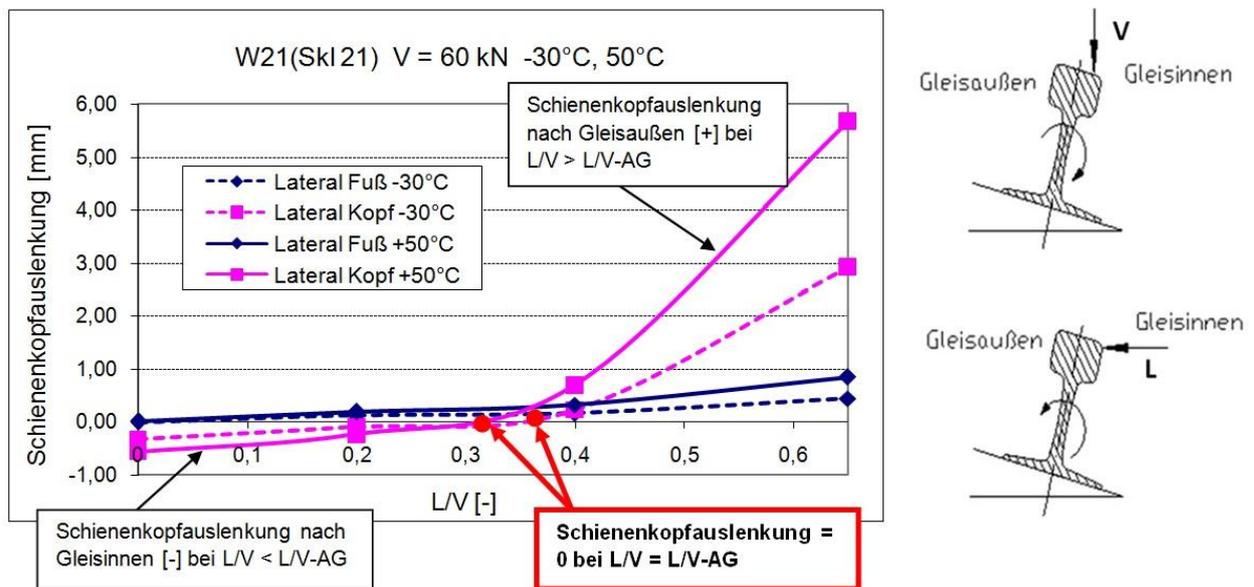


Diagramm 2: Verdrehung der Schiene unter exzentrischen Lasten (L/V-AG: L/V-Verhältnis beim Ausgleich der Schienenkopfauslenkung)

Bis zum L/V-AG bewegte sich die Schiene in lateraler Richtung (sowohl die Schienenfußverschiebung als auch die Schienenkopferschiebung) um weniger als 1 mm, was eine stabile Spurweite selbst für HGV bedeutet. Die Fußverschiebung war in allen Fällen

gering und stieg mit zunehmender Lateralkraft nur geringfügig an. Die laterale Schienenkopfverschiebung dagegen stieg ab L/V-AG und insbesondere bei hoher Temperatur stark an.

Die hier ermittelten Schienenkopfauslenkungen dürfen nicht über eine einfache Verdoppelung für Aussagen zur Spurweitenänderung herangezogen werden, z.B. weist der Messwert 5,6 mm bei +50°C und  $L/V = 0,65$  nicht zwingend auf eine Spurerweiterung von mehr als 10 mm im Gleis hin. Die laterale Schienenkopfverschiebung, ermittelt am einzelnen Stützpunkt, berücksichtigt nicht die Lastverteilung und Reaktion der benachbarten Stützpunkte, zudem sind für Aussagen zur Spurerweiterung die unterschiedlichen Beanspruchungen von Außen- und Innenschiene unter der Achse anzusetzen. Dabei kann es auch zu einer Spurverengung kommen (siehe [80] und Kapitel 4.4.1.3).

Eine Möglichkeit zur Einschränkung der Schienenkopfauslenkung ist eine Erhöhung der Vorlast durch den Einbau von Spannklemmen mit größerer Anspannkraft (Diagramm 1). Durch den Einsatz von Skl28 verringert sich z.B. die laterale Verschiebung des Schienenkopfs um 2,5 mm bei RT. Die Schienenfußverschiebung lässt sich durch die Änderung der Vorlast kaum beeinflussen. Das L/V-AG ist trotz Erhöhung der Vorlast nahezu gleichgeblieben.

#### **2.3.3.4 Ergebnisse der dynamischen Untersuchungen**

Es wurden dynamische Vorversuche durchgeführt. In Anlage 7 sind die Kraft-Verformungs-Kennlinien der Schienenbefestigung bei 10 Hz unter veränderlicher Oberlast sowie die Kraft-Verformungs-Kennlinien bei konstanter Oberlast  $V = 60$  kN mit Belastungsfrequenzen bis zu 10 Hz dargestellt. Zum Vergleich wurden auch die entsprechenden statischen Kraft-Verformungs-Linien hinzugefügt.

Die wesentlichen Erkenntnisse sind wie folgt:

- Die Veränderung des Verformungsverhaltens ist zwischen 0 und 1 Hz am stärksten. Von 1 bis 10 Hz verändert sich die Verformung nur geringfügig, was wiederum mit den Ergebnissen der Zwischenlagenprüfungen übereinstimmt.
- Die dynamische Gegenwirkung (Dämpfung) wird mit zunehmender Belastungsfrequenz stärker.
- Das Verhältnis zwischen vertikaler dynamischer Steifigkeit und Oberlast ist nahezu linear (Anlage 8).

Weiter folgten die dynamischen Belastungen nach Tabelle 1 (Kapitel 2.3.3), wobei R als Oberlast und aus versuchstechnischen Gründen 5 kN als Unterlast definiert wurden. Die maximale Frequenz betrug 10 Hz.

**Einflussfaktor: Temperatur**

Anlage 9 und Anlage 10 zeigen die Verformung der Schiene bei -30°C und +50°C. Eine starke Auswirkung der Temperatur wurde festgestellt.

**Einflussfaktor: Frequenz**

Der Einfluss der dynamischen Belastung bis zu 10 Hz auf die Systemverformungen ist in Diagramm 3 dargestellt (siehe ebenfalls Anlage 9 und 10). Generell verringern sich die Verformungen unter dynamischer Belastung. Eine deutlichere Verringerung ergibt sich aber erst, wenn das L/V-Verhältnis > 0,4 ist.

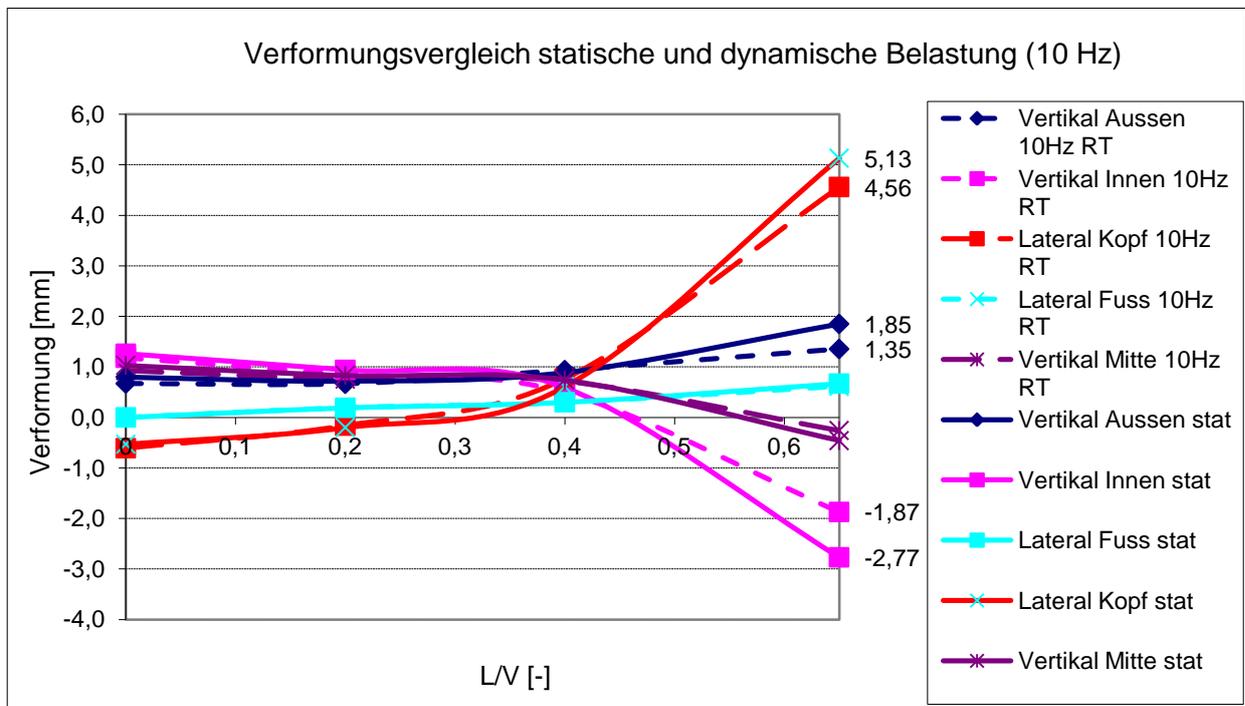


Diagramm 3: Verformung einer W21-Befestigung unter statischen und dynamischen (10 Hz) Belastungen

Eine Ermittlung der Sekantensteifigkeit nach Norm [20] ist hier nicht geeignet, da die Einsenkungen bei hohen L/V-Verhältnissen u. U. negative Werte (Abhebungen in Schienenfußmitte) ergeben können.

## 2.4 Fazit Laborversuche

Die sehr umfangreichen Laboruntersuchungen umfassten mehr als 600 einzelne Messungen. Sie dienten als Grundlage für die Festlegung der Eingangsparameter für die theoretischen Modelle (FE Modelle).

Folgende Erkenntnisse können bereits aus den Laborversuchen abgeleitet werden:

- Die Wahl der Skl spielt bei weichen Befestigungen eine wichtige Rolle, weil die Systemsteifigkeit (vertikal und lateral) sich durch die Änderung der Niederhaltekraft stark variieren lässt.
- Die dynamische Steifigkeit des Schienenbefestigungssystems wird durch Temperatur (materialbedingt, siehe auch [76]) und Belastungsfrequenz stark beeinflusst. Die Steifigkeit bei tiefen Temperaturen in Kombination mit hoher Belastungsfrequenz weicht u.U. stark von der statischen Steifigkeit einer Zw bei RT.ab.
- Die Verformungen in lateraler Richtung innerhalb eines Stützpunktes der getesteten Systeme sind bei  $L/V < 0,4$  gering. Die Schienenkopfauslenkung lässt sich durch Einsatz verschiedener Schienenbefestigungen unter dieser Randbedingung kaum beeinflussen. Unter hohen  $L/V$  steigt die Schienenkopfauslenkung weicher Befestigungen ( $c_{zw} < 50$  kN/mm) stark an, wobei sich dies durch den Einsatz von Spannklemmen mit deutlich höherer Niederhaltekraft verringern lässt.

Die bisherigen Untersuchungen beschränkten sich auf einen Stützpunkt. Die mechanischen Eigenschaften, wie z.B. Verdrehwiderstand eines Stützpunktes, der in einem langen Gleisrost als Rahmensteifigkeit zu verstehen ist, werden nicht berücksichtigt. Weitere elastische Ebenen wie das Schotterbett und der Untergrund, die ebenfalls die gesamte Steifigkeit des Schotteroberbaus beeinflussen, werden erst in nachkommenden Kapiteln berücksichtigt.

### 3 KALIBRIERUNGSMESSUNGEN IM GROSSEN PRÜFSTAND

#### 3.1 Zielsetzung

Das Verformungsverhalten eines Stützpunktes unter dem Einfluss von Temperatur, Belastungsfrequenz und bestimmten L/V-Verhältnissen wurde im Labor untersucht. Die für die Modellierung eines Stützpunktes benötigten Parameter wurden somit ermittelt. Um eine direkte Übertragbarkeit der Modellierung auf das Verhalten im Gleis zu ermöglichen, ist es erforderlich, das Verformungsverhalten eines Gleises im Maßstab 1:1 zuerst im Gleisprüfstand zu untersuchen. So kann in Verbindung mit der Schiene ein Gleis modelliert werden. Unbekannt ist hierbei die elastische Lagerung der Schwellen im Schotterbett.

#### 3.2 Theoretische Grundlagen zur Kalibrierungsmessung

Zur Beschreibung des vertikalen Verformungsverhaltens wird das Verfahren Zimmermann angewendet. Die theoretische Biegelinie (Bild 9) zeigt dabei eine gute Übereinstimmung mit der Praxis. Nach diesem Verfahren besteht ein lineares Verhältnis zwischen Einsenkung direkt unter dem Rad ( $y_0$ ) und der Radlast ( $Q$ ). Die gesamte Elastizität des Gleises ist hierbei nahezu konstant.

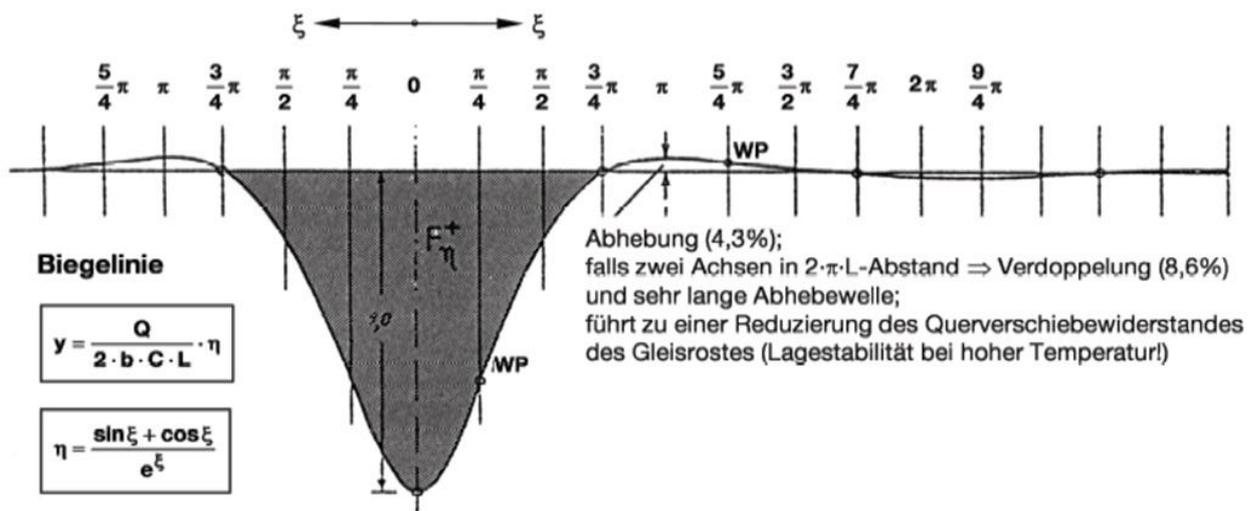


Bild 9: Biegelinienberechnung nach dem Verfahren Zimmermann [16]

Auch die Schienenfußspannung kann nach diesem Verfahren berechnet werden. Zu beachten ist der Bereich direkt unter dem Lastangriffspunkt (Bild 10). Um diese Spannungsspitze exakt

erfassen zu können, muss daher eine sehr hohe Messrate während der Feldmessung (FM) gewählt werden. Auch hier besteht zwischen der Radlast (Q) und der Spannung ( $\sigma$ ) in Schienenfußmitte direkt unter dem Rad ein nahezu lineares Verhältnis.

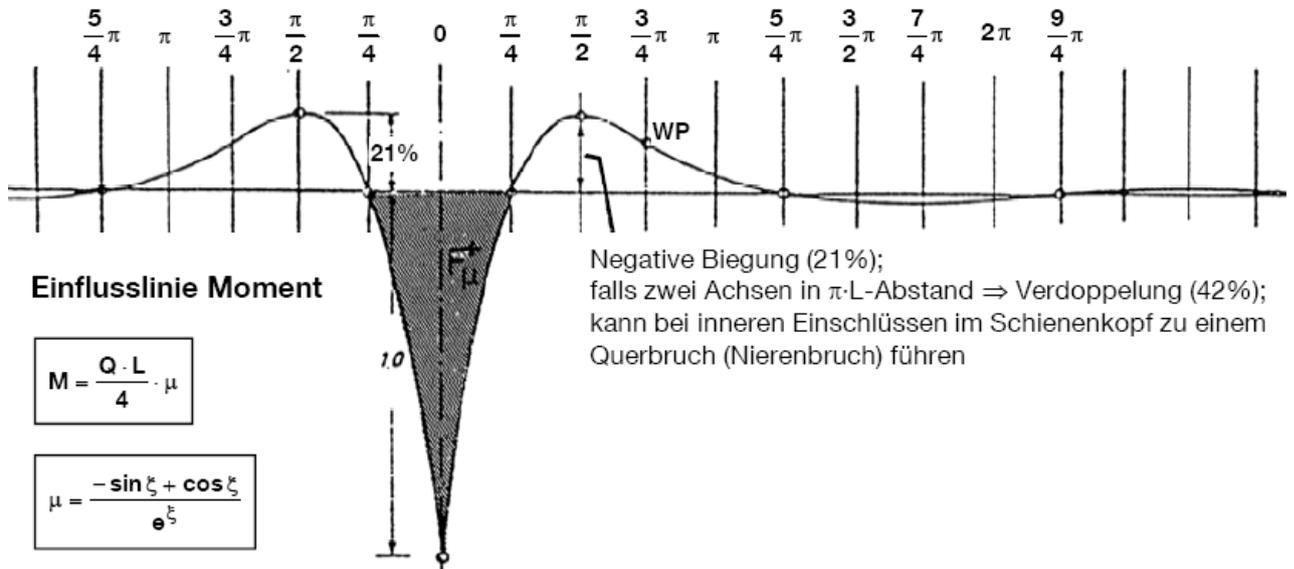


Bild 10: Einflusslinie Moment – Oberbauberechnung nach dem Verfahren Zimmermann [16]

Dieses Verfahren beschreibt das Verformungsverhalten eines Schotteroberbaus im Idealfall, d.h. eine zentrische vertikale Belastung bei kontinuierlicher homogener elastischer Lagerung. Dies trifft in der Realität nicht immer zu, bietet aber in erster Linie eine sehr gute Annäherung für die Ermittlung der Verformungen und der Kräfte in vertikaler Richtung an.

Für die Beschreibung des Verformungs- und Lastverhaltens in lateraler Richtung liegen hauptsächlich drei wichtige Quellen vor:

- Messungen des statischen Querverschiebewiderstands des belasteten Gleises von Klugar im Jahr 1976 [39];
- Die Untersuchung über die Verformungen und Beanspruchungen eines schotterlosen Oberbaus bei Geschwindigkeiten bis 250 km/h von Duwe im Jahr 1977 [40];
- Die Untersuchung der Berührungsspannungen zwischen Rad und Schiene im Bogengleis bei Anlauf der Räder von Duwe und Fan im Jahr 1981 [41];

### 3.3 Versuchsaufbau - Prüfstandversuche

#### 3.3.1 Oberbausysteme

Im Zuge der Kalibrierungsmessungen konnten vier unterschiedlichen Schienenbefestigungssysteme bei ansonsten identischem Oberbau untersucht werden:

- W14 Befestigung (Zw687+SkI14)
- W21 Befestigung (Zw1000+SkI21)
- W14 Befestigung (Zw700+SkI14)
- W28 Befestigung (Zw700+SkI28)

Der für die Kalibrierungsmessungen verwendete Prüfstand wurde i.W. bereits für ein vorheriges Forschungsprojekt [18] aufgebaut, ebenfalls beauftragt durch die Karl-Vossloh-Stiftung: „Der Versuchsabschnitt Schotteroberbau wurde im Maßstab 1:1 über 18 Spannbetonschwellen B70 erstellt. Bei einem Schwellenabstand von 60 cm beträgt die Prüfkörperlänge ca. 11 m, die Schienenlänge ist jeweils 12 m. Die Breite des Vorkopfschotters beträgt 0,50 m. Die Schotterhöhe unter der Schwellensole wurde größer als 0,40 m eingebaut. Das Schotterbett liegt auf einer harten Unterschottermatte, so dass eine direkte Auflage auf dem Betonboden des Prüfstands vermieden wird.“ [18]. Um den Einfluss von ungleichmäßiger Schwellenauflagerung (z.B. Hohllagen) weitgehend auszuschließen, wurde das Gleis vor der Kalibrierungsmessung neu gestopft.



Bild 11: Versuchsaufbau der Kalibrierungsmessung

### 3.3.2 Lasteinleitung und Messeinrichtung

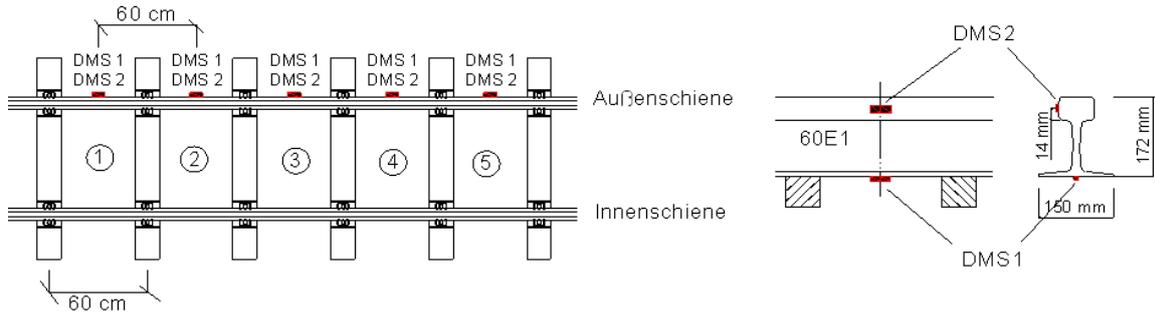
Die vertikale Lasteinleitung erfolgte über einen Druckzylinder, die laterale über eine modifizierte Spreizvorrichtung in Anlehnung an [27]. Die in [27] definierte Spreizvorrichtung bietet eine Zwei-Punkte-Berührung an, deren lateraler Berührungspunkt 14 mm unterhalb des Fahrspiegels liegt. Zur Simulation eines ungestörten Sinuslaufs wurde zusätzlich ein spezieller Kraftadapter so konstruiert, dass eine Berührung der Seitenfläche des Schienenkopfs auch unter Last ausgeschlossen werden konnte.

Für eine indirekte Bestimmung der Vertikalkraft werden üblicherweise DMS in der Mitte des Schienenfußes installiert. Durch Anbringung von mehreren DMS hintereinander soll die zu erwartende Ungleichmäßigkeit (zeitlich und räumlich) im Schottergleis berücksichtigt werden. Für eine indirekte Bestimmung der in der lateralen Richtung angreifenden Kräfte wurde eine Stelle oben am Schienenkopf, jedoch unterhalb der Krümmung festgelegt (Bild 12). Diese Stelle wurde so ausgewählt, dass eine Installation der DMS günstig war. Es gab keine weitere theoretische Begründung. Die Dehnung aus der vertikalen Biegung wurde von fünf Dehnmessstreifen in Schienenfußmitte (Bild 12, DMS1) erfasst, die Dehnung aus lateraler Biegung von fünf DMS am Schienenkopf (Bild 12, DMS2). Anzumerken ist, dass die DMS2 sowohl durch Vertikal- auch durch Lateralkraft beeinflusst wurden. Bei der Auswertung des DMS2-Signals wurden die Einflüsse aus der Vertikalkraft abgezogen.

Die Spannungen ergaben sich aus den mit dem E-Modul von Stahl ( $210.000 \text{ N/mm}^2$ ) multiplizierten Messwerten. Mit dem Hinweis im Kapitel 8 ist der Einfluss von Querdehnung unter 2% und somit vernachlässigbar.

Die absolute Bewegung der Schiene (Einsenkung und Schienenkopfauslenkung) wurde ebenfalls gemessen. Dazu wurden jeweils 2 Wegaufnehmer am Schienenfuß (Innen-/Außenseite) angeordnet. Zusammen mit den DMS wurden sie in 5 Querschnitten mittig zwischen zwei Schwellen installiert. Die Verformungs- und Spannungsverläufe unter der Lasteinleitung sollen damit dokumentiert werden.

Dehnmessstreifen (DMS) zum Messen der vertikalen und lateralen Kräfte



Wegaufnehmer (G) zum Messen der relativen Bewegungen zwischen Schiene und Schwelle

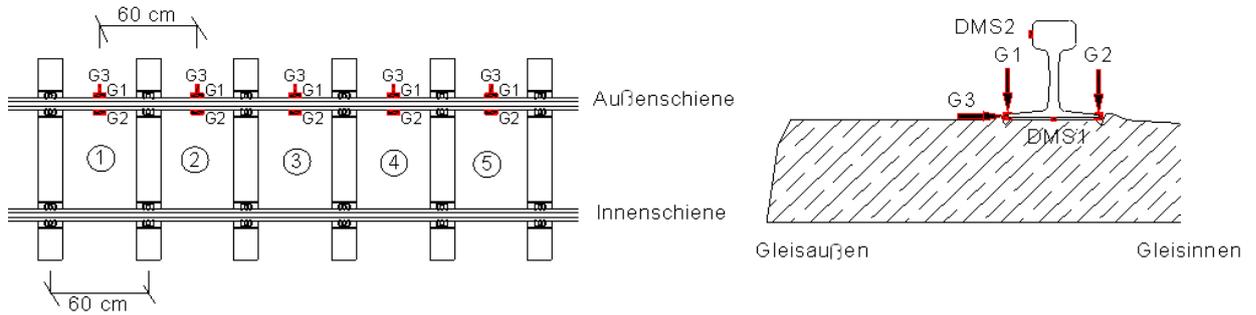


Bild 12: Anordnung der DMS und Wegaufnehmer bei der Kalibrierungsmessung

### 3.3.3 Ergebnisse der Kalibrierungsmessungen

Die Kalibrierungsmessung wurde für alle vier Systeme bei unterschiedlichen L/V durchgeführt. Die entsprechenden Verformungen dieser Systeme wurden zusammen mit den Spannungsverläufen an den gewählten Stellen aufgezeichnet und standen für die Modellierung zur Verfügung. Die Messergebnisse werden zusammen mit den Ergebnissen der Modell-Verifizierungen im Kapitel 5 dargestellt.

## 4 FELDMESSUNGEN

### 4.1 Ziele dieser Untersuchung

In Ergänzung zu den Laboruntersuchungen wurden Feldmessungen zu unterschiedlichen Jahreszeiten im Betriebsgleis durchgeführt. Das Verformungsverhalten der Schiene unter realen Zugüberfahrten und realen klimatischen Bedingungen (Winter, Sommer) konnte dadurch untersucht werden.

Ein anderes wesentliches Argument für die Notwendigkeit der Feldmessungen ist, dass in situ die Schienenbefestigungssysteme nicht allein das Verformungsverhalten der Schiene beeinflussen. Weitere Faktoren sind:

- Anordnung anderer elastischer Elemente wie z.B. Schwellenbesohlung und Unterschottermatte;
- Eigenschaft des Schotterbettes [49];
- Gleislage, Imperfektionen;
- Untergrundverhältnisse;
- Fahrweg-Fahrzeug-Interaktion (Gleisgeometrie).

Die obengenannten Faktoren beeinflussen das Verformungsverhalten der Schiene situationsbedingt unterschiedlich stark. Es muss geklärt werden, welchen Anteil die Elastizität eines Schienenbefestigungssystems am resultierenden Verformungsverhalten der Schiene unter realen Bedingungen hat.

### 4.2 Die Versuchsstrecke

Die vier bereits in der Kalibrierungsmessung untersuchten Schienenbefestigungssysteme mit besohlter bzw. unbesohlter Schwelle wurden Mitte Oktober 2009 in einem Ausbauabschnitt der Westbahn zwischen Salzburg und Linz (Österreich) eingebaut. Die tägliche Belastung dieser Strecke beträgt 50000 Lasttonnen pro Richtung und die maximale Geschwindigkeit 140 km/h. Die vier Versuchsabschnitte liegen in einem langen Gleisbogen mit einem Radius von  $R = 799$  m und einer planmäßigen Überhöhung von 160 mm im Abschnitt Redl/Zipf - Vöcklamarkt. Die Länge der einzelnen Abschnitte beträgt jeweils etwa 200 m.

Die Versuchsabschnitte mit zugehörigen Oberbauelementen sind wie folgt (Anlage 11):

Versuchsabschnitt 1 (km 260,975 bis km 261,175): Schientyp 60 E1, W14 (Zw687+Skl14), Schwellentyp K1 mit Schwellenbesohlung SLB 3007G, Schwellenabstand  $a = 600$  mm, Überhöhung  $u = 160$  mm, lückenlos verschweißt (l.v.)

Versuchsabschnitt 2 (km 260,775 bis km 260,975): 60 E1, W21 (Zw1000+Skl21), K1 ohne Schwellenbesohlung,  $a = 600$  mm,  $u = 160$  mm, l.v.

Versuchsabschnitt 3 (km 261,175 bis km 261,375): 60 E1, W28 (Zw700+Skl28), K1 mit SLB 3007G,  $a = 600$  mm,  $u = 160$  mm bis  $60$  mm (ein Teil des Abschnittes befindet sich im Übergangsbogen), l.v.

Versuchsabschnitt 4 (km 260,575 bis km 260,775): 60 E1, W14 (Zw700+Skl14), K1 mit SLB 3007G,  $a = 600$  mm,  $u = 160$  mm bis  $130$  mm (ein Teil des Abschnittes befindet sich im Übergangsbogen), l.v.

Der hier verwendete Schwellenbesohlungstyp SLB 3007G hat folgende Eigenschaften([17]):

- Material: Sylomer;
- Bettung:  $0,3$  N/mm<sup>3</sup>;
- Dicke:  $7$  mm.

Die erste Feldmessung (FM) erfolgte Ende Oktober 2009 direkt nach der Betriebsaufnahme im komplett erneuerten Gleis. Die zweite FM erfolgte Ende Februar 2010, die dritte FM Ende Juli 2010 und die vierte (letzte) FM Ende August 2011, d.h. ca. 2 Jahre nach der Betriebsaufnahme im erneuerten Gleis.

### **4.3 Statische Messungen und Beobachtungen**

Im Folgenden werden die Einflussfaktoren, welche durch eine statische Messung feststellbar sind, analysiert. Diese sind:

- Einwirkung der Temperaturunterschiede und demzufolge Bogenatmung im Gleis,
- Änderung der statischen Gleislage (Spurweite und Überhöhung im unbelasteten Zustand),
- Nullsetzung der Schwelle.

### 4.3.1 Temperatur und Bogenatmung des Gleises

Die Temperaturverläufe (Schiene und Luft) wurden während aller vier FM durch ein digitales Temperaturmessgerät aufgezeichnet. Je nach Witterungslage wurden entsprechende Unterschiede zwischen der Luft- und Schienentemperatur festgestellt. Für die Bogenatmung ist die Schienentemperatur entscheidend. Um herauszufinden, in welchem Bereich sich die Schienentemperatur innerhalb der letzten zwei Jahre tagsüber bewegte, wurden In Anlage 12 die Messwerte einzelner FM zusammengestellt.

Die vier Abschnitte sind den gleichen Witterungsbedingungen ausgesetzt. Die gemessene maximale Schienentemperatur betrug 39°C, die minimale ca. 1°C, entsprechend einem maximalen  $\Delta T$  von ca. 19K gegenüber der neutralen Verschweisstemperatur von ca. 20°C. Auf Grundlage der Kontrollmessungen zur Querbewegung des Gleises kann davon ausgegangen werden, dass für  $R = 799$  m unter diesen Temperaturänderungen keine Bogenatmung auftritt. Damit wurde tagsüber eine maximale Längskraft aktiviert von:

$$F_{\max} = \alpha_T \cdot \Delta T \cdot E \cdot A = 1,2 \cdot 10^{-5} \text{ 1/K} \cdot 19\text{K} \cdot 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2 \cdot 7690 \text{ mm}^2 = 368,2 \text{ kN}$$

mit:	$\Delta T$	Temperaturunterschied	[K]
	$F_{\max}$	maximale Längskraft pro Schiene	[kN]
	$E$	E-Modul von Stahl	[N/mm <sup>2</sup> ]
	$A$	Fläche des Schienenquerschnittes 60 E1	[mm <sup>2</sup> ]
	$\alpha_T$	linearer Wärmeausdehnungskoeffizient	[1/K]

Die dadurch verursachte maximale Schienenspannung  $\sigma_{\max}$  (Druck bzw. Zug) betrug:

$$\sigma_{\max} = 2,5 \text{ N/mm}^2/\text{K} \cdot \Delta T = 2,5 \text{ N/mm}^2/\text{K} \cdot 19 \text{ K} = 47,5 \text{ N/mm}^2$$

Da die Messungen tagsüber durchgeführt wurden, konnte die tiefste Temperatur, welche nachts auftritt, nicht erfasst werden. Nach einer statistischen Auswertung der Höchst- bzw. Tiefsttemperatur anhand der meteorologischen Daten dieser Gegend, in der sich die Versuchsstrecke befindet (Quelle: Internet, Salzburgerland), konnte ermittelt werden, dass sich die Lufttemperatur in den letzten zehn Jahren zu 95% zwischen ca. -15°C und +35°C bewegte. Die Schienentemperatur bewegte sich dementsprechend zwischen ca. -15°C und +55°C. Daraus konnte ein maximaler Temperaturunterschied von  $\pm 35\text{K}$  ermittelt werden.  $F_{\max}$  betrug dabei  $35\text{K}/19\text{K} \cdot 368,2 \text{ kN} = 678,3 \text{ kN}$  und  $\sigma_{\max} = 87,5 \text{ N/mm}^2$ .

Betrachtet man diesen Temperaturunterschied als maßgebend, erhält man eine Umlenkraft pro Schwelle  $L_{\Delta T, R = 799m}$  aus der Kesselformel [54]:

$$L_{\Delta T, R = 799m} = (F_{\max} / R) * a * 2 = 678,3 \text{ kN} / 799 \text{ m} * 0,60 \text{ m} * 2 = 1,0 \text{ kN}$$

mit:	$L_{\Delta T, R = 799m}$	Umlenkraft pro Schwelle bei $R = 799 \text{ m}$	[kN]
	R	Gleisbogenhalbmesser	[m]
	a	Schwellenabstand	[m]

Eine Bogenatmung kann unter dieser Bedingung nicht auftreten (Querverschiebewiderstand des schweren Schotteroberbaus im stabilisierten Zustand  $> 15 \text{ N/mm}$ , bezogen auf die Gleislänge). Die Kontrollmessungen durch Laserdistanzmesser bestätigten diese Aussage.

#### 4.3.2 Spurweite und Überhöhung

Die Spurweite und Überhöhung wurden im unbelasteten Zustand gemessen. Die Mittelwerte und Standardabweichungen der Spurweite und Überhöhung sind in Tabelle 2 und Tabelle 3 dargestellt. Die Berechnungen basierten auf jeweils ca. 40 Messwerten von insgesamt ca. 330 Schwellen pro Abschnitt, d.h. ca. jede zehnte Schwelle wurde erfasst.

Tabelle 2: Mittelwerte der Spurweite und entsprechende Standardabweichungen

Abschnitt		1. FM	2. FM	3. FM	4. FM
		mm	mm	mm	mm
W14 (Zw687 + Skl14)	Mittelwert	1438,7	1439,0	1439,1	1439,1
	Standardabweichung	0,7	0,7	0,8	0,8
W21 (Zw1000+ Skl21)	Mittelwert	1438,4	1438,4	1439,1	1438,3
	Standardabweichung	0,6	0,5	0,9	0,6
W14 (Zw700 + Skl14)	Mittelwert	-**	1439,2	1438,1	1438,7
	Standardabweichung	-	0,7	0,6	0,7
W28 (Zw700 + Skl28)	Mittelwert	-	1438,8	1438,4	1438,2
	Standardabweichung	-	1,0	1,1	1,0

\*\*): Keine Messwerte.

Aus den Mittelwerten war keine signifikante Spurerweiterung bzw. -verengung festzustellen. Dabei ist zu beachten, dass solche Änderungen auch temperaturbedingt entstehen können. Insgesamt wies das Gleis unabhängig vom Schienenbefestigungstyp ein stabiles, elastisches Verhalten bezüglich der Spurhaltung auf.

Tabelle 3: Mittelwerte der Überhöhung und entsprechende Standardabweichungen

Abschnitt		1. FM	2. FM	3. FM	4. FM
		mm	mm	mm	mm
W14 (Zw687+Sk114)	Mittelwert	156,5	153,7	153,3	151,9
	Standardabweichung	0,9	1,7	2,0	2,2
W21 (Zw1000+Sk121)	Mittelwert	157,0	154,9	154,4	152,1
	Standardabweichung	0,5	0,9	0,8	0,8
W14 (Zw700+Sk114)	Mittelwert	-**	156,3	155,3	154,2
	Standardabweichung	-	0,7	0,6	0,7
W28 (Zw700+Sk128)	Mittelwert	-	155,4	154,8	154,0
	Standardabweichung	-	1,62	1,76	2,65

\*\*): nicht gemessen.

Aus den Mittelwerten war eine zeitlich bedingte Abnahme der Überhöhung feststellbar, da keine Stopfvorgänge innerhalb des zweijährigen Messprogramms ausgeführt wurden (Anlage 13 und Anlage 14). Beim Abschnitt W21 (Zw1000+Sk121) war die durchschnittliche Überhöhung um ca. 5 mm verringert, die Änderungen waren gleichmäßig. Beim Abschnitt W14 (Zw687+Sk114) wurde die lokal größte Abnahme der Überhöhung mit 9 mm festgestellt, die Standardabweichung betrug bei der 4.FM 2,2 mm (Diagramm 4). Eine Ursache dafür konnte im Rahmen der Untersuchungen nicht gefunden werden. Sie dürfte aber nicht auf das eingebaute Schienenbefestigungssystem zurückgeführt werden.



ebenfalls Schlupfwellen zu sehen. Sie befanden sich im Bereich des Einfahrens in diesen fehlerhaften Abschnitt, in dem eine Positionsversetzung des Fahrspiegels deutlich erkennbar war. Dies ist ein deutlicher Hinweis darauf, dass ein Gleislagefehler die Fahrdynamik bzw. die dynamischen Kräfte stark beeinflussen kann, welche wiederum eine Verformung der Schiene hervorrufen.

### **4.3.3 Die Nullsetzungsmessung**

Es stellt sich die Frage, ob die Entstehung des Gleislagefehlers mit der Elastizität im Gleis zusammenhängt. Ein Gleislagefehler kann mit überdurchschnittlich großen, dynamischen Kräften verbunden sein, die zu bleibenden Verformungen des Schotterbetts führen, verbunden mit einer Entkoppelung der Schwellenaufgabe vom Schotterbett. Eine Schwelle mit Hohllage ist nicht satt im Schotterbett aufgelagert und führt während einer Zugüberfahrt zu einer schlagartigen Belastung des Schotters, wodurch sich die Gleislage in einer kurzen Zeit progressiv verschlechtert. Die weiteren statischen Messungen beschäftigten sich daher mit der Aufgabenstellung, ob in den vier Versuchsabschnitten Hohllagen vorhanden waren.

Die sogenannten „Nullsetzungen“ zum Nachweis von ggf. vorhandenen Hohllagen der Schwellen im unbelasteten Zustand wurden mit dem vom Prüfam für Verkehrswegebau der TU München entwickelten Verfahren [19] gemessen. Dabei wurde der Weg gemessen, den die Schwelle beim Lösen der Schwellenschrauben nach unten fiel. Ein zufälliges „Hängenbleiben“ der Schwellen im Schotter wurde durch ein gleichzeitiges, kräftiges Klopfen mit Schraubenschlüsseln auf die Schwellenköpfe gelöst [19]. In Anhang 7 ist diese Messeinrichtung dargestellt. Diese Messungen wurden insgesamt an ca. 140 Schwellen (Anlage 16 bis Anlage 18) durchgeführt.

#### *Abschnitt W14 (Zw687+Sk114), besohlt*

Die Ergebnisse der Nullsetzungsmessung vom Abschnitt W14 (Zw687+Sk114, besohlt) sind in Diagramm 5 dargestellt.

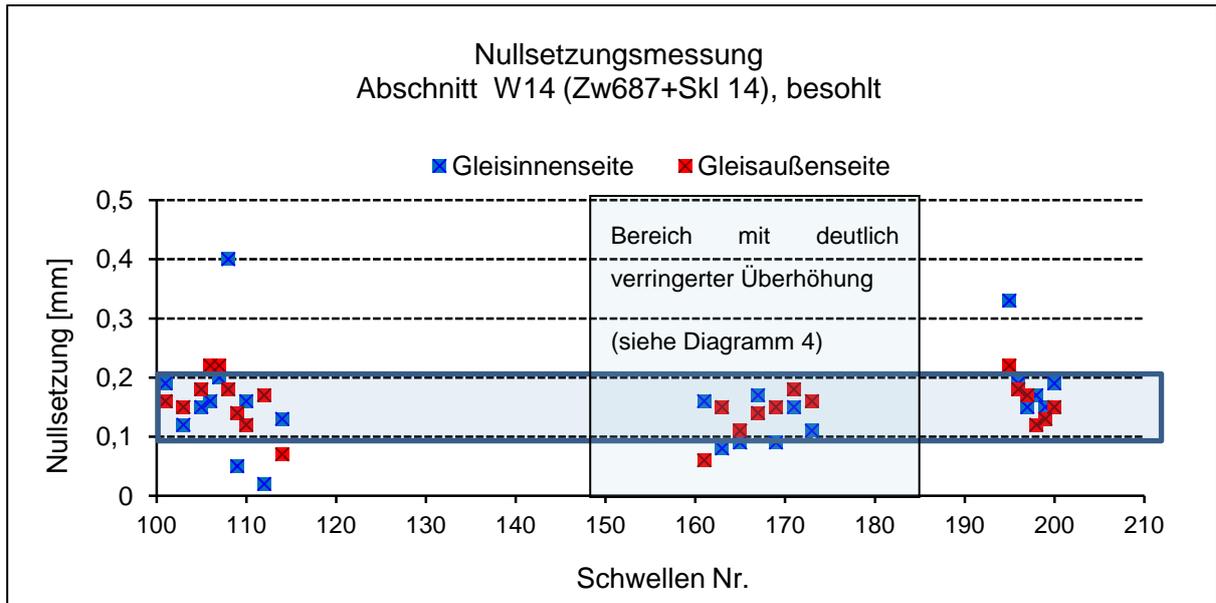


Diagramm 5: Nullsetzung - Abschnitt W14 (Zw687+Skl14), besohlt

Die Nullsetzungsmaße lagen in diesem Abschnitt überwiegend zwischen 0,1 und 0,2 mm. Zu berücksichtigen ist, dass die systembedingte Vorspannung in den Zwischenlagen (Anspannkraft der Skl) durch Lösen der Schienenbefestigung freigesetzt wird und demzufolge geringe elastische Verformungen der Schiene nach oben bzw. der Schwelle nach unten auftreten. Diese Verformungen sind abhängig von der Steifigkeit der eingesetzten Zw (hier Zw687). Bei gleichmäßigen Nullsetzungsmaßen bis ca. 0,2 mm ist daher in diesem Abschnitt nicht von einer effektiv wirksamen Hohllage auszugehen. Bei den Schwellen Nr. 161 bis 173 wurde keine ungleichmäßige Auflagerung festgestellt. Die deutlich verringerte Überhöhung in diesem Bereich (Diagramm 4) muss daher eine andere Ursache haben, evtl. eine Steifigkeitsänderung der Tragschicht und/oder des Untergrundes.

*Abschnitt W14 (Zw700+Skl14), besohlt*

Es wurden in dieser Teststrecke zwei kurze Abschnitte untersucht (Anlage 18). Diagramm 6 zeigt eine Übersicht der Messwerte.

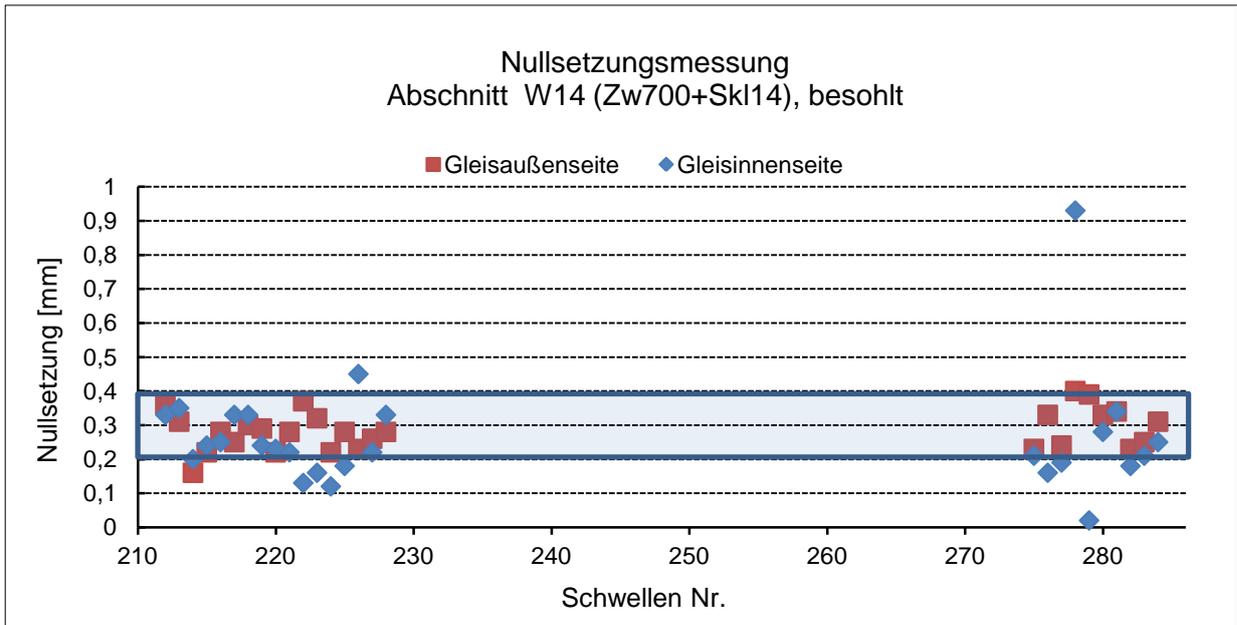


Diagramm 6: Nullsetzung - Abschnitt W14 (Zw700+Sk114), besohlt

In diesem Abschnitt wurde ein durchschnittliches systembedingtes Nullsetzungsmaß von 0,2 bis 0,4 mm festgestellt, da entsprechend einer Auflagerung ohne effektive Hohllagen weichere Zw verwendet wurden.

*Abschnitt W28 (Zw700+Sk128), besohlt*

Ein durchschnittliches systembedingtes Nullsetzungsmaß von ca. 0,32 mm wurde in diesem Abschnitt ermittelt. Effektive Hohllagen konnten hier trotz des vorhandenen Gleislagefehlers (Anhang 6) nicht festgestellt werden. Offensichtlich führte die Anordnung der Schwellenbesohlung dazu, dass in diesem Abschnitt trotz vorhandener Unstetigkeit keine Hohllagen auftraten.

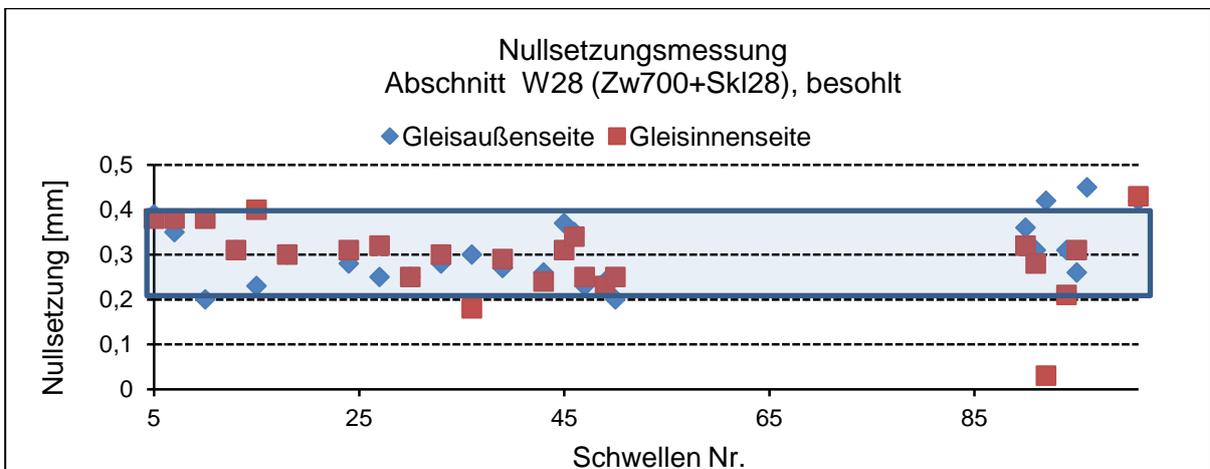


Diagramm 7: Nullsetzung - Abschnitt W28 (Zw700+Sk128), besohlt

### Abschnitt W21 (Zw1000+Sk121), unbesohlt

Hier wurden der Anfangs- und Endbereich des Abschnittes - außer zwei Bereichen in der Mitte - untersucht (Anlage 17). Wie aus Anlage 19 zu ersehen, liefern die zwei Abschnitte in der Mitte etwa gleiche Nullsetzungswerte von durchschnittlich 0,48 mm, die ebenfalls systembedingt (hochelastische Zw1000) nicht als effektive Hohllage zu bewerten sind. Am Ende des Abschnittes waren die Nullsetzungsmaße der Schwellen mit Werten von maximal ca. 2 mm relativ groß. Bei einer Gleisbegehung wurde dort augenscheinlich ein vertikaler Gleislagefehler (Mulde) mit einer Länge von 7 bis 8 m festgestellt. Die Nullsetzungsmaße in diesem kleinen Bereich sind in Bild 13 dargestellt.

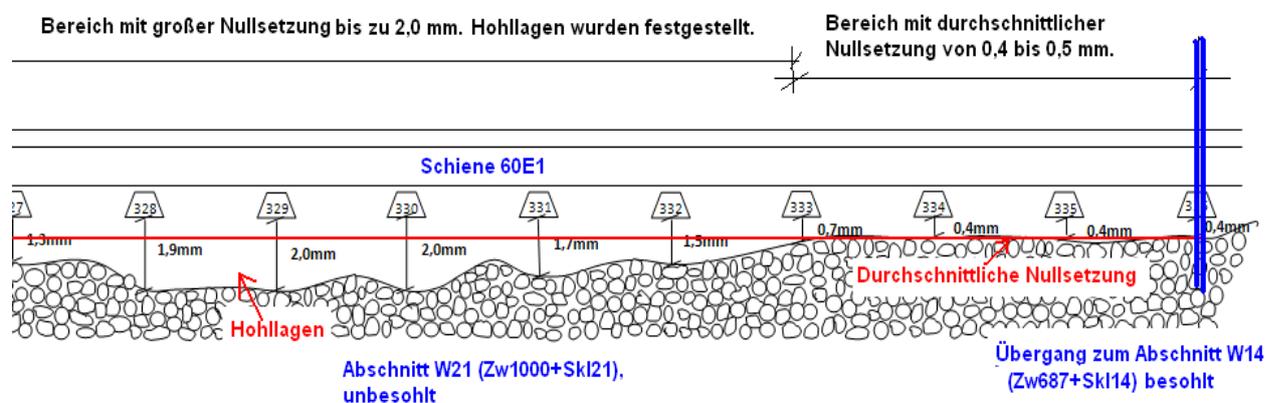


Bild 13: Nullsetzung am Ende des unbesohnten Abschnittes W21 (Zw1000+Sk121)

Wie in Bild 13 dargestellt, begann der Gleislagefehler nicht direkt am Übergang (Schwelle Nr. 336), sondern zwei bis drei Schwellen davor (ab Schwelle Nr. 333). Gleichzeitig wurde im Anfangsbereich des Abschnittes W28 (Zw700+Sk128) ein weiterer Gleislagefehler gefunden, der ebenso nicht direkt im Übergangsbereich, sondern einige Schwellen hinter dem Abschnitt W14 (Zw687+Sk114) lag (Bild 14). Der Abschnitt W14 (Zw687+Sk114) zeichnete sich durch die harten konventionellen Stützpunkte aus. Die Schiene aktivierte durch die harte Lagerung eine Wirkung ähnlich einem Kragarm, der die Auswirkung (Setzungen) des Steifigkeitssprungs innerhalb des Gleises zu den benachbarten, „weichen“ Abschnitten verschob, d.h. sowohl in als auch gegen die Fahrtrichtung. Die Schwellenbesohlung verhindert bzw. verlangsamt die Entstehung der Hohllage, jedoch nicht die Entstehung des Gleislagefehlers in dieser Situation.

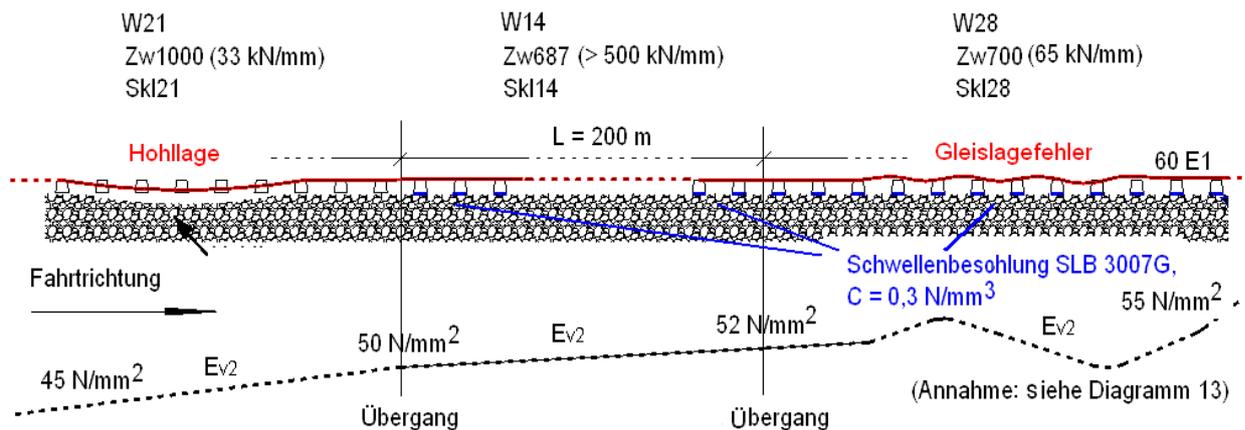


Bild 14: Gleislagefehler/Hohllage vor und nach dem 200 m langen Abschnitt W14 (Zw687+Sk114)

### Fazit Nullsetzungsmessung

Die Nullsetzungsmaße waren systemabhängig, in den hier untersuchten Abschnitten i.W. von der Elastizität der Zwischenlage. Eine weichere Schienenbefestigung setzte beim Lösen der Schraube eine größere Pressung frei als eine harte Befestigung. Die ermittelten Nullsetzungen der vier Abschnitte waren wie folgt:

W14 (Zw687+Sk114): bis ca. 0,2 mm;

W14 (Zw700+Sk114): bis ca. 0,4 mm;

W21 (Zw1000+Sk121): bis ca. 0,5 mm;

W28 (Zw700+Sk128): bis ca. 0,3 mm.

Bei Nullsetzungen bis zu den oben genannten Werten war nicht von einer effektiven Hohllage auszugehen. In den ungestörten Zonen aller vier Abschnitte (kein Übergang, keine Änderung der Gleisgeometrie) wurden keine Hohllagen festgestellt.

Ein direkter Zusammenhang zwischen Schienenbefestigung und Gleislagefehler war nicht erkennbar. Allerdings konnte anhand der Messdaten festgestellt werden, dass in Übergangsbereichen mit einem großen Sprung der Stützpunktsteifigkeit (z.B. von 33 kN/mm auf 500 kN/mm), unabhängig von der gesamten Gleissteifigkeit, Gleislagefehler auftraten.

### 4.4 Dynamische Messungen

Im Folgenden wird die Erfassung der Verformungen des Oberbaus unter fahrenden Zügen beschrieben. Die Verformungen der Schiene und Bewegungen der Schwelle wurden separat

untersucht. Um die Gleichmäßigkeit der einwirkenden Kräfte zu bestimmen wurden DMS analog zur Kalibrierungsmessung an der Schienenoberfläche installiert.

Da das elastische Verhalten des Oberbaus und nicht die unterschiedliche Einwirkung verschiedener Zugarten im Fokus stand, wurden bei der Auswertung nur die Lokomotiven berücksichtigt, welche am häufigsten die Messstellen überfahren. Es waren die „1016“ und „1116“ mit einer Achslast von ca. 21,5 Tonnen.

#### 4.4.1 Verformungsmessungen unter fahrenden Zügen

##### 4.4.1.1 Vertikale Verformung der Schiene gegenüber Schwelle

Bei den ersten drei FM wurde nur an der Außenschiene gemessen. Die induktiven Wegaufnehmer wurden direkt auf den Schwellen fixiert und konnten somit die relativen Verformungen zwischen Schiene und Schwelle registrieren. Analog zur Kalibrierungsmessung wurden die Einsenkung und seitliche Auslenkung der Schiene in fünf benachbarten Querschnitten jeweils zwischen zwei Schwellen mit 60 cm Abstand (Anhang 4) gemessen. Diagramm 8 zeigt exemplarisch die Messdaten eines Querschnittes während einer Zugüberfahrt. Die Peaks unter den ersten vier Lok-Achsen wurden ausgewertet. Die Ergebnisse der 2. und 3. FM sind in Anlage 20 und Anlage 21 abgebildet. Durchschnittlich sind die Werte der 2. FM etwas geringer als die der 3. FM, da die Messungen im Winter durchgeführt wurden (Versteifung der Zw und des Untergrunds bei niedrigen Temperaturen).

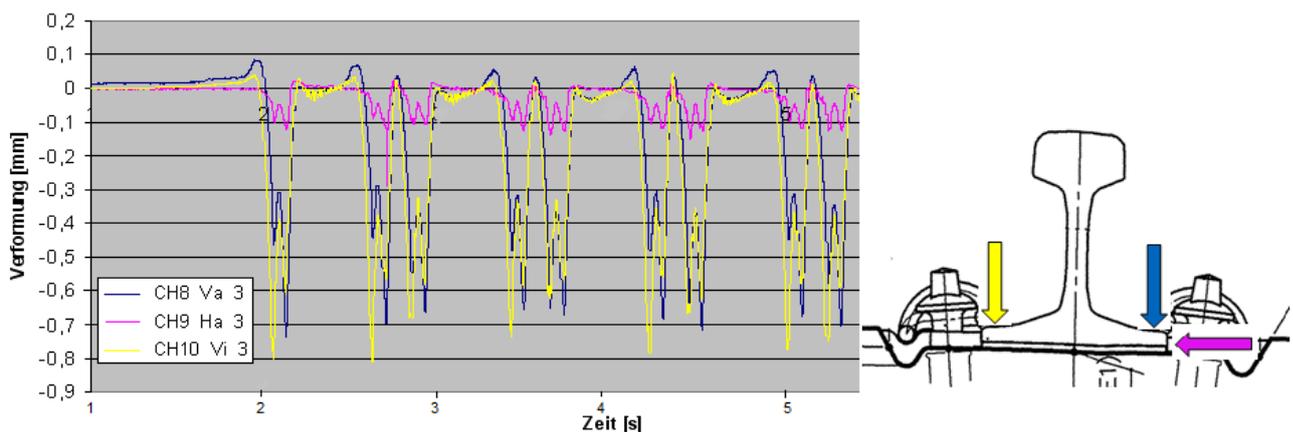


Diagramm 8: Beispielhafte Messdaten einer Zugüberfahrt: Abschnitt W21 (Zw1000+SkI21) - 1. FM

Die vier zu untersuchenden Systeme wiesen, je nach Niederhaltekraft der Spannklemmen und Steifigkeit der Zwischenlage, unterschiedliche Stützpunktsteifigkeiten auf. Als Beispiel sind im Diagramm 9 die vertikalen Verformungen (Schiene gegenüber Schwelle) der vier Abschnitte

dargestellt (2. FM, Mittelwerte,  $V = \text{ca. } 120 \text{ km/h}$ ). Überraschenderweise traten beim System W28 (Zw700+SkI28) trotz höherer Anspannkraft und gleicher Zw größere Werte auf als beim System W14 (Zw700+SkI14). Zu einem späteren Zeitpunkt wurde festgestellt, dass die Steifigkeit des Unterbaus in diesem Abschnitt höher war, womit durch die geringere Lastverteilung höhere Stützpunktkräfte aktiviert wurden, welche wiederum zu einer höheren vertikalen relativen Verformung der Schiene gegenüber der Schwelle führten.

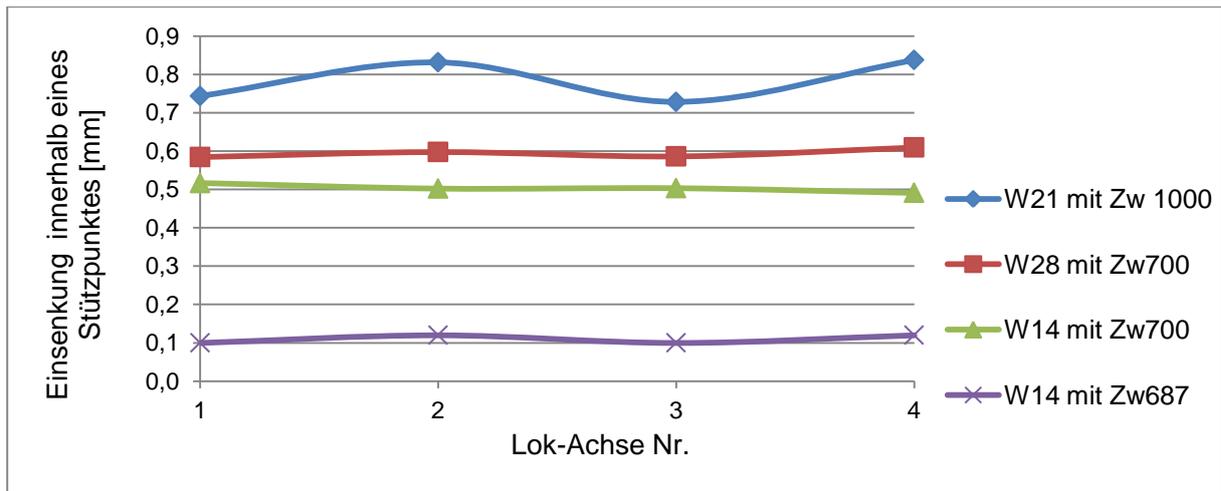


Diagramm 9: Vergleich der durchschnittlichen vertikalen Verformung der Schiene gegenüber der Schwelle (Außenschiene, Winter,  $V = \text{ca. } 120 \text{ km/h}$ ) außerhalb der Abschnitte mit Gleislagefehler bzw. Hohlage

Bei der vierten Messung wurden ebenfalls induktive Wegaufnehmer an der Innenschiene (Bild 15) angeordnet. Anlage 22 zeigt beispielhaft die Messwerte an dem Messquerschnitt des Abschnittes W21 (Zw1000+SkI21). Sie verdeutlicht, dass Einsenkungsunterschiede zwischen den beiden Seiten des Schienenfußes bestanden, woraus ein „Kippen“ der Schiene in lateraler Richtung ermittelt werden konnte. Bei dieser als Beispiel gewählten Fahrt kippte die Innenschiene unter der ersten Achse zur Gleisaußenseite ( $IS_{Va} > IS_{Vi}$ ) und die Außenschiene ( $AS_{Vi} > AS_{Va}$ ) zur Gleisinnenseite.

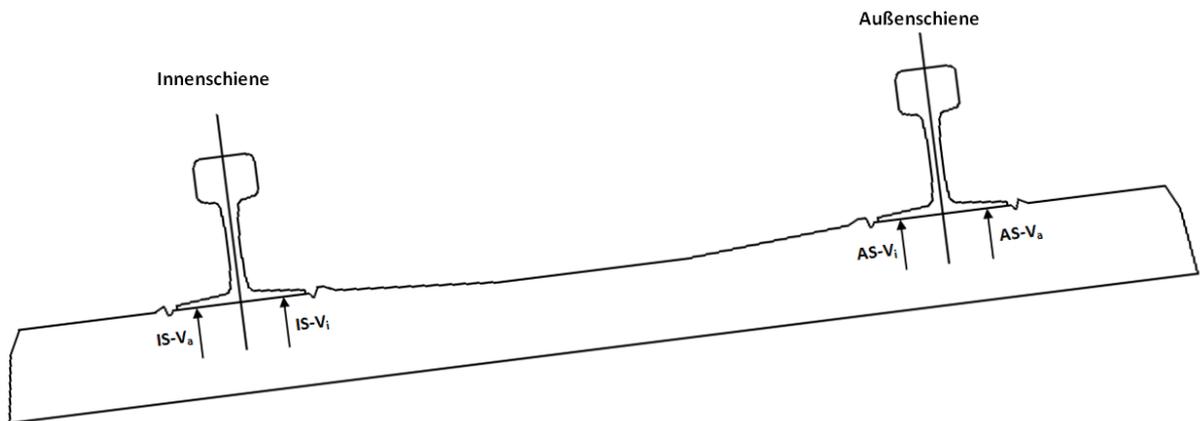


Bild 15: Anordnung der induktiven Wegaufnehmer in einem Messquerschnitt

Durch eine Mittelwertbildung von  $V_a$  und  $V_i$  wurde die Einsenkung bzgl. der Schienenachse ermittelt. Diagramm 10 stellt den Zusammenhang zwischen Fahrgeschwindigkeit und Einsenkung in Schienenfußmitte dar. Die Fahrgeschwindigkeit beeinflusste die Fahrdynamik bzw. das Laufverhalten des Drehgestells (Radlastverlagerung) und damit auch die Verformung der Schiene innerhalb eines Stützpunktes. Es wurde nur das erste Drehgestell ausgewertet. Die Benennung der einzelnen Räder ist aus Diagramm 10 ersichtlich.

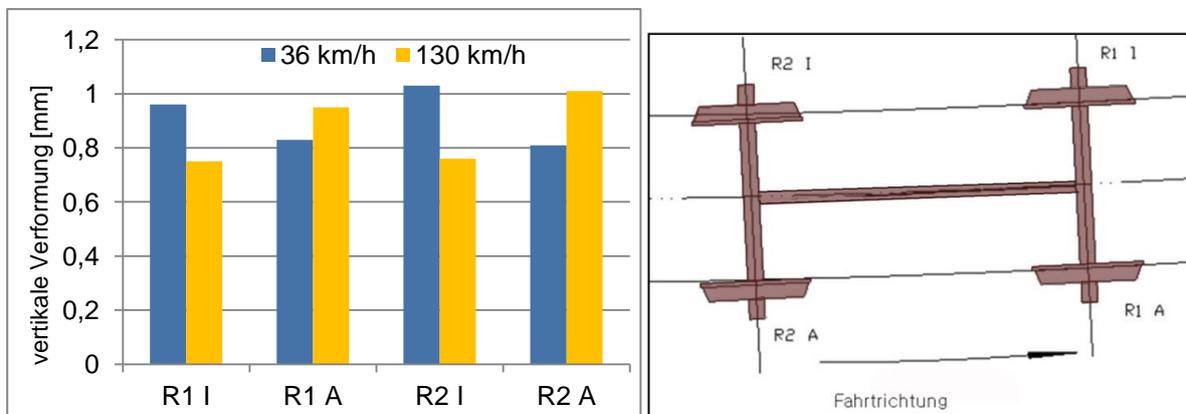


Diagramm 10: Einfluss der Geschwindigkeit auf die Einsenkung der Schiene in Schienenachse gegenüber der Schwelle - Abschnitt W21 (Zw1000+SkI21)

Die Auswertungen der mittleren Einsenkung für  $V = 120 \pm 5$  km/h werden in Anlage 38 beigefügt. Je nach Systemsteifigkeit der Befestigung und der ausgewählten Räder war die Einsenkung unterschiedlich. In Tabelle 4 wird die durchschnittliche Einsenkung der Schiene gegenüber der Schwelle unter den vier Rädern des ersten Drehgestells zusammengestellt.

Tabelle 4: Durchschnittliche Einsenkung des ersten Drehgestells bei  $V = 120 \pm 5$  km/h

Abschnitt	R1 I [mm]	R1 A [mm]	R2 I [mm]	R2 A [mm]
W21 (Zw1000+SkI21)	0,80	0,92	0,82	1,00
W14 (Zw687+SkI14)	0,10	0,12	0,10	0,12
W14 (Zw700+SkI14)	0,42	0,81	0,52	0,85
W28 (Zw700+SkI28)	0,40	0,65	0,40	0,55

Die unterschiedlichen Einsenkungen unter den einzelnen Rädern eines Drehgestells sind ein Hinweis dafür, dass die vertikale Lastverteilung innerhalb des Drehgestells nicht gleichmäßig war. Es ist zu erkennen, dass die Einsenkungen unter den zwei Außenrädern in allen vier Abschnitten größer waren als die unter den Innenrädern. Dies ist durch die vertikale Lastverlagerung von der Innenschiene zur Außenschiene zu erklären ( $V = 120$  km/h  $> V_0 = 103$  km/h). Die Lastverlagerung innerhalb eines Drehgestells war im System W14 (Zw700+SkI14) am größten (von ca. 0,4 mm unter R1 I bis ca. 0,8 mm unter R2 A).

Zusammengefasst ist die vertikale Verformung der Schiene gegenüber der Schwelle i. W. von folgenden Faktoren abhängig:

- Steifigkeit der Zw
- Anordnung zusätzlicher elastischer Komponenten im Oberbau
- Untergrundverhältnisse
- Witterungs- und Temperaturverhältnisse (Winter, Sommer)
- Fahrdynamik (Laufverhalten des Drehgestells), Radlast
- Schienenprofil, E-Modul

Die gesamte vertikale Steifigkeit des Oberbaus wird durch die gesamte Einsenkung der Schiene definiert. Um herauszufinden, wie viel die Elastizität einer Befestigung zur gesamten Oberbauelastizität der Versuchsstrecke beiträgt, müssen die Einsenkungen unterhalb der Schwelle ebenfalls erfasst werden. Anzumerken ist, dass die Einsenkung der Schwelle wiederum ein Resultat des Zusammendrückens der Schwellenbesohlung sowie der viskoelastischen Verformung des Schotterbetts und des Untergrundes ist.

#### 4.4.1.2 Bewegung der Schwellen

Um die absolute Schwelleneinsenkung erfassen zu können, wurden Sonderkonstruktionen entworfen (Anhang 5), die auf dem Seitenweg neben dem Gleis tief im Boden verankert

werden konnten. Die ggf. auftretenden geringen Eigenschwingungen der Messbasen (Vibrationen aus Zugfahrt) wurden bei der Auswertung mitberücksichtigt.

Festgestellt wurde bei den ersten drei Feldmessungen, dass die Einsenkung der Schwellen auf der Bogenaußenseite, insbesondere im Abschnitt W14 (Zw687+Sk114), von der Fahrgeschwindigkeit abhing. In Diagramm 11 sind die Schwelleneinsenkungen auf der Bogenaußenseite unter den vier Lok-Achsen dargestellt: Eine Geschwindigkeitszunahme um ca. 70 km/h (von 53 km/h auf 130 km/h) führte bei der 1. FM in diesem Abschnitt zu einer Zunahme der Einsenkung um 1,5 mm auf der Bogenaußenseite.

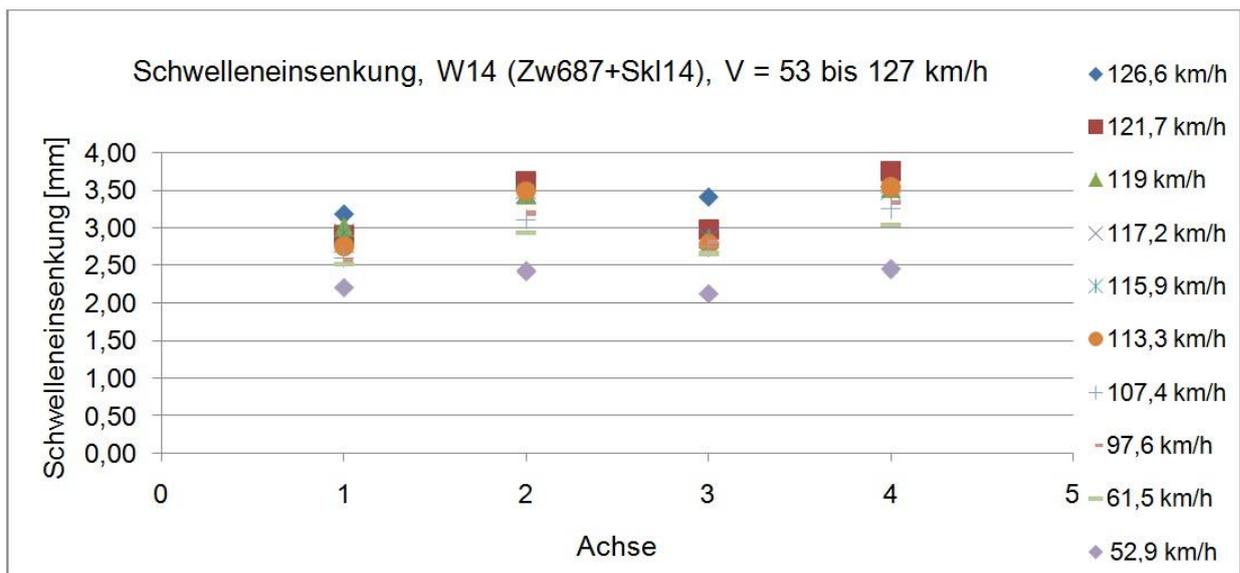


Diagramm 11: Schwelleneinsenkung an der Bogenaußenseite unter den ersten vier Lok-Achsen in Abhängigkeit von der Fahrgeschwindigkeit - Abschnitt W14 (Zw687+Sk114), besohlt, 1. FM, Mittelwerte aus den Schwellen Nr.195 bis Nr.200

Auf Grundlage der Ergebnisse aus den ersten FM – insbesondere den Hinweisen auf unterschiedliche Verhältnisse bzgl. Schwellenauflagerung und Untergrundsteifigkeit – ergab sich die Notwendigkeit, die Schwellenbewegungen an einer möglichst großen Anzahl von Schwellen zu messen. Dazu wurde zusätzlich zu den festen Messbasen eine mobile Messbasis am Prüfamt entworfen (Anhang 5), die mit Sandsäcken ballastiert und stabilisiert werden konnte. Am Ende des Messarms wurden 4 induktive Wegaufnehmer angeordnet, die die Einsenkung, die Schwellen-Kippbewegungen um die Gleislängsachse und -querrichtung sowie die laterale Verschiebung der Schwelle während einer Zugfahrt erfassen konnten (Bild 16). Diese Messbasis wurde nach einer Zugüberfahrt von einer Schwelle zu einer anderen umgesetzt. Demzufolge wurden die Schwellen bei unterschiedlichen Zugüberfahrten gemessen. Exemplarisch sind in Anlage 22 die Messdaten der obengenannten vier induktiven Wegaufnehmer dargestellt.

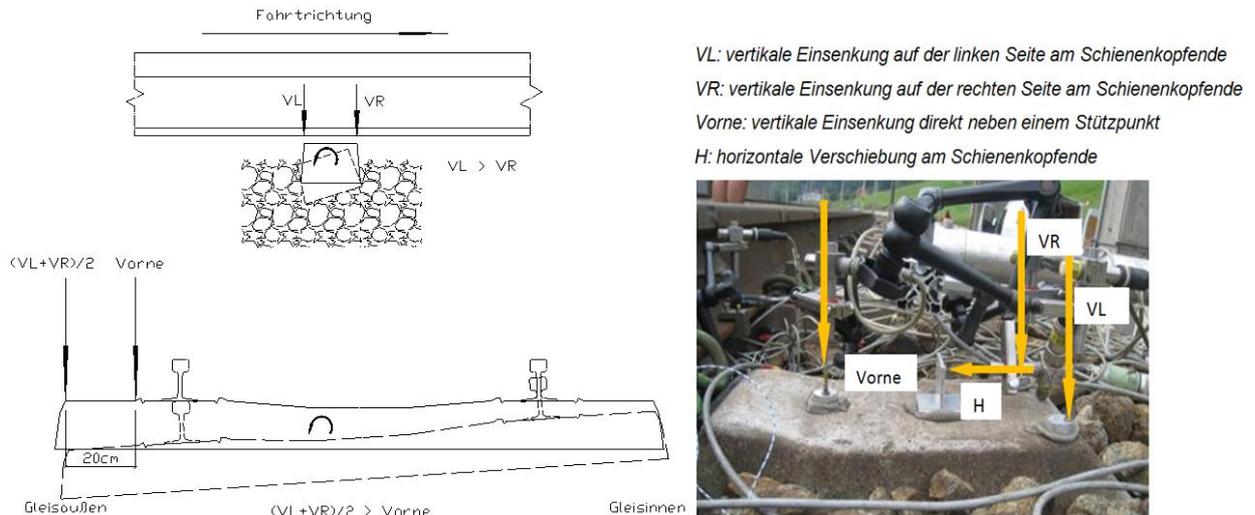


Bild 16: Messtechnische Erfassung der Einsenkung und Verdrehung einer Schwelle (4. FM)

Insbesondere ist zu beachten, dass die Schwellen im Abschnitt W21 (Zw1000+Skl21) unbesohlt, in den anderen drei Abschnitten besohlt waren. Die Verformung der Schwelle setzt sich aus elastischen, plastischen sowie visko-elastischen Anteilen (Dämpfung) zusammen. Da das Gleis sich in einem Bogen befindet, traten unter überfahrenden Zügen auch geringe laterale, überwiegend elastische Bewegungen auf. Eine Besonderheit der besohnten Schwellen ist, dass sie um ihre eigene Achse (Bild 16) aufgrund der vorhandenen Elastizität der Besohlung stärker Kippen konnten im Vergleich zu unbesohnten Schwellen.

Beim Abschnitt W14 (Zw687+Skl14) (4.FM) fiel auf, dass die gemessenen Einsenkungen der Schwellen Nr. 195 bis Nr. 200 unter der gleichen Vertikalkraft auf das ca. 1,8 fache gegenüber den sonstigen Schwellen anstiegen (Anlage 24). Jedoch konnten hier keine ausgeprägten Hohllagen nachgewiesen werden, womit abweichende Randbedingungen unterhalb des Oberbaus in Betracht zu ziehen sind.

Anlage 24 zeigt die Ergebnisse dreier Schwellen, die unter ähnlichen Geschwindigkeiten ausgewertet wurden. Es zeigte sich kaum ein Unterschied zwischen „VL“ und „VR“, d.h. es trat keine Verdrehung um die Schwellenachse auf. Der Unterschied zwischen „ $(VL+VR)/2$ “ und „Vorne“ betrug ca. 0,1 mm bei einer Bezugslänge von 20 cm. Aus den geometrischen Verhältnissen konnte damit unter der Annahme, dass in der Schwelle keine Biegung unter den Betriebslasten aufgetreten war (siehe Bild 22), die Einsenkung am anderen Schwelleyenende abgeschätzt werden:

- Die Einsenkung des Schwellenkopfes an der Innenschiene betrug

$$2,2 \text{ mm} - 0,1 \text{ mm} \times (2600 \text{ mm}/200 \text{ mm}) = 0,9 \text{ mm}.$$

Anlage 24 stellt die Schwelleneinsenkung des Abschnittes W14 (Zw700+SkI14) dar. Bei Schwellen Nr. 213 und 221 waren die Messwerte etwas größer als der Durchschnitt. Beim Nachprüfen der Nullsetzungsmessung an diesen beiden Schwellen konnten jedoch keine Hohllagen festgestellt werden. Da die Messwerte von unterschiedlichen Fahrten stammen, ist der Einfluss des Fahrwerks (Imperfektionen) nicht auszuschließen.

Die Ergebnisse vom Abschnitt W28 (Zw700+SkI28) und W21 (Zw1000+SkI21) werden in Anlage 25 und Anlage 26 dargestellt. Die durchschnittlichen Einsenkungen der Schwellen bei einer Zugpassage mit  $V = 120 \pm 5 \text{ km/h}$  sind in Tabelle 5 erfasst. Die Schwelleneinsenkungen von 0,85 mm bis 2,2 mm sind sehr große Werte [1], woraus auf geringe Untergrundsteifigkeiten geschlossen werden kann.

Tabelle 5: Durchschnittliche Einsenkung an der Gleisaußenseite ( $V = 120 \pm 5 \text{ km/h}$ ) unter der 1. Lok-Achse

	W14 (Zw687+SkI14)	W21 (Zw1000+SkI21)	W14 (Zw700+SkI14)	W28 (Zw700+SkI28)
Einsenkung der Schwelle	2,20 mm	1,45 mm	1,70 mm	0,85 mm
Einsenkung Schiene gegenüber Schwelle	0,12 mm	0,92 mm	0,51 mm	0,65 mm
Gesamte Einsenkung der Schiene	2,32 mm	2,37 mm	2,21 mm	1,50 mm

Die gesamte Einsenkung der Schiene war im Abschnitt W28 (Zw700+SkI28) am geringsten. Von der ÖBB wurden Daten zum Verformungsmodul  $E_{v2}$  auf O.K. Tragschicht (Diagramm 12, punktuelle Darstellung) zur Verfügung gestellt. Ca. alle 200 m wurde der  $E_{v2}$ -Wert gemessen, wodurch ein grober Verlauf des  $E_{v2}$ -Wertes entlang der Versuchsabschnitte ermittelt werden konnte. Die Position der vier Abschnitte mit entsprechenden  $E_{v2}$ -Messwerten ist im Diagramm gekennzeichnet. Grundsätzlich liegen relativ geringe  $E_{v2}$ -Werte vor, da nach Ril 836 der DB für den Neubau durchgehender Hauptgleise auf dem Erdplanum  $E_{v2} \geq 60 \text{ N/mm}^2$  und auf O.K. Frostschutzschicht  $E_{v2} \geq 80 \text{ N/mm}^2$  gefordert werden. Der  $E_{v2}$  auf O.K. Tragschicht war im Abschnitt W28 (Zw700+SkI28) am größten, womit eine geringere Schwelleneinsenkung begründet werden konnte (zum Einfluss des Unterbaus auf die Gleisqualität siehe [67] [68] [71]).

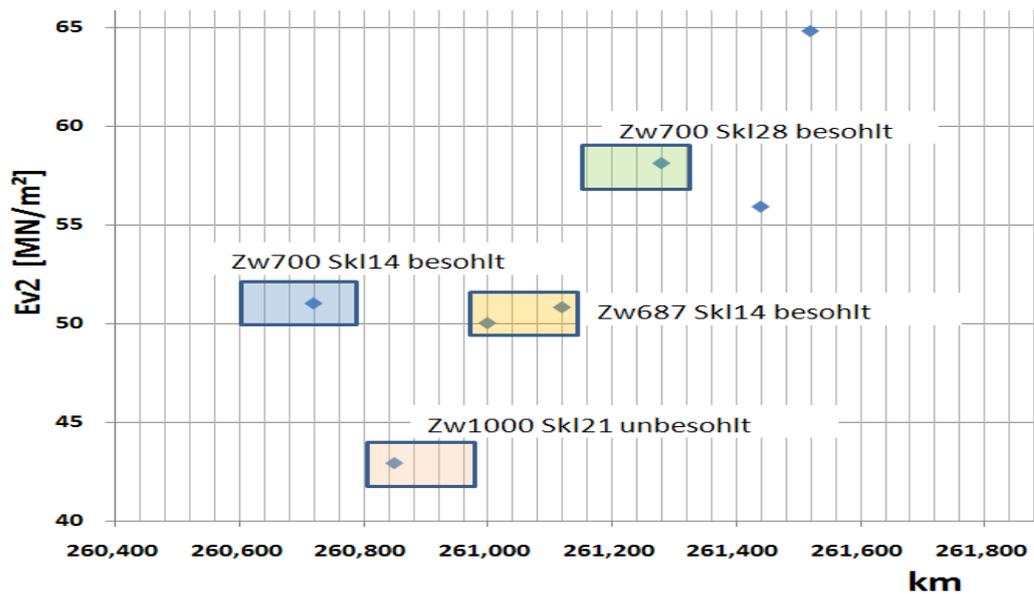


Diagramm 12: Verformungsmodul  $E_{v2}$  auf O.K. Tragschicht - ermittelt in Oktober 2009 (Quelle: ÖBB)

Betrachtet man die gesamte Einsenkung der Schiene, wird ersichtlich, dass die vertikale Verformung der Schiene gegenüber Schwelle in diesem Fall lediglich eine sekundäre Rolle spielt.

#### 4.4.1.3 Schienenkopfauslenkung

Anders als die vertikale Einsenkung der Schiene, lässt sich die laterale Verformung der Schiene nur bedingt von der Anordnung der Schwellenbesohlung beeinflussen.

Um zu beurteilen, ob das Gleis eine Spurerweiterung oder Spurverengung infolge dynamischer Lasten erfahren hat, müssen die Verformungen der Innen- und Außenschienen gleichzeitig beobachtet werden. Es wurden bei der Auswertung die ersten 8 Achsen (4 Lok-Achsen und 4-Achsen vom ersten Waggon) betrachtet.

Die Schienenkopfauslenkung ist von sehr vielen Parametern abhängig, z.B.:

- Gleisgeometrie (Gleisbogenradius, Überhöhung, Spurweite, Gesamtsteifigkeit),
- Oberbaukomponenten (Schienenbefestigungstyp),
- Konstruktion der Fahrwerke (Typ des Drehgestelles, Radsatzabstand),
- Fahrgeschwindigkeit,
- Witterung (nass, trocken),
- Unstetigkeiten in der Rad-Schiene-Interaktion,

- Qualität des Gleises (Gleislage).

Einflüsse aus dem Fahrwerk mussten hier nicht berücksichtigt werden, da immer die gleichen Lok-Typen (hier Lok-1116) ausgewertet wurden. Da das Gewicht eines Güterwaggons stark variieren, wurden hier nur Passagierzüge mit Waggons gleichen Typs ausgewertet.

Der im Verlauf des Betriebs entstandene Fahrspiegel wurde dokumentiert, um einen Überblick bzgl. des Rad-Schiene-Kontaktes zu erhalten. Anlage 27 zeigt den Fahrspiegel nach einer Betriebszeit von ca. 1 Jahr, wobei die schwarzen Hervorhebungen in der Zeichnung nicht einer Verschleißtiefe gleichzusetzen sind, sondern nur die Bereiche angeben, in denen ein etwas hellerer, „zentraler“ Fahrspiegel zu erkennen war. Die Tiefe des Verschleißes wurde nicht gemessen. Zum Verschleiß an den Rädern lagen keine Daten vor. Die tägliche Verkehrsbelastung betrug auf dieser Strecke ca. 50.000 Lasttonnen pro Richtung.

An der Außenschiene wurde bei allem Abschnitten die Ausrundung des Schienenkopfs zum Gleisinneren hin stark befahren, während an der Innenschiene die meisten Radpassagen innerhalb des mittleren Bereiches des Schienenkopfes (ca. von -5 mm bis +20 mm bezogen auf die Schienenachse) lagen.

Exemplarisch sind nachfolgend die lateralen Schienenkopfbewegungen einer Fahrt im Abschnitt W21 (Zw1000+Ski21) unter den ersten 4 Lokachsen und 2 zusätzlichen Wagenachsen in Bild 17 dargestellt. Das Kippen zur Gleisaußenseite wurde hier als positiv definiert. Wie Bild 17 zeigt, neigte sich die Innenschiene unter der ersten Achse dieser Fahrt ebenso wie die Außenschiene zur Bogeninnenseite. Insgesamt wurde eine Spurerweiterung von ca. 2,4 mm unter der 1. Achse und eine Spurverengung von 0,3 mm unter der 2. Achse festgestellt. Die ausführlichen Auswertungen für weitere Fahrten und Abschnitte sind in Anlage 28 bis Anlage 31 enthalten. Insgesamt bewegte sich die Innenschiene etwas mehr als die Außenschiene in allen vier Abschnitten trotz hoher Geschwindigkeit ( $V = 120 \pm 5$  km/h, Geschwindigkeit zum Ausgleich der Beschleunigung:  $V_0 = 103$  km/h).

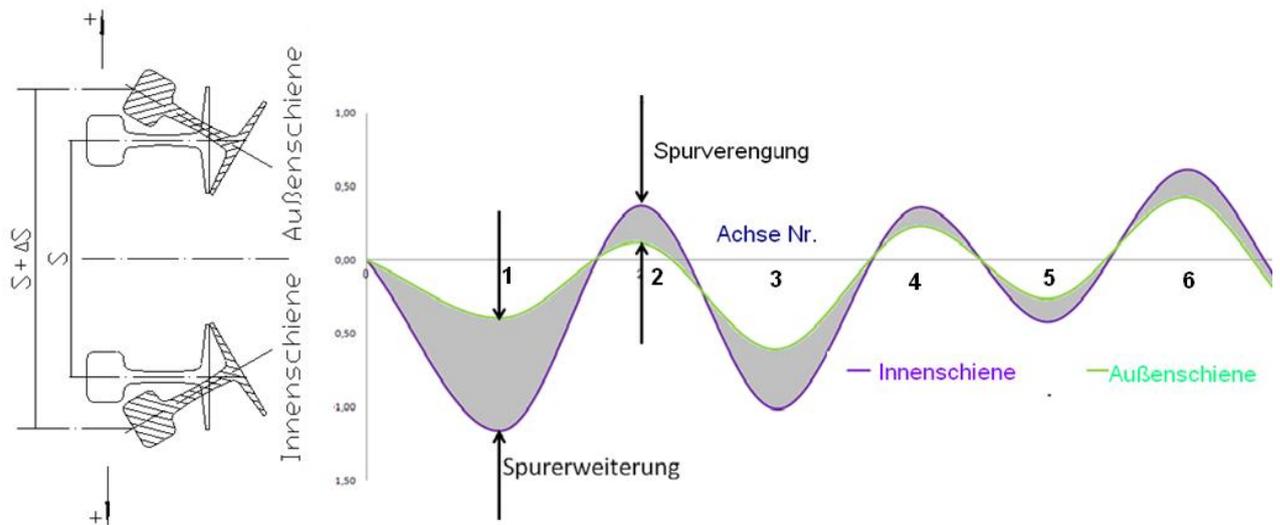


Bild 17: Das Kippen der Schiene - Abschnitt W21 (Zw1000+SkI21),  $V = 120 \pm 5$  km/h

Bei Bogenfahrt mit hoher Geschwindigkeit müsste eigentlich die Außenschiene zunächst eine Bewegung entsprechend der wirksamen Fliehbeschleunigung nach außen zeigen. Zudem sind weitere laterale Kräfteinwirkungen zu berücksichtigen, die das Fahrzeug entlang des Bogens führen. Zusätzlich zu diesen Kräften sind die vertikalen Kräfteinwirkungen anzusetzen. Für das Kippverhalten der Schiene sind alle wirksamen Drehmomente zu berücksichtigen, d.h. alle Kräfte in Kombination mit den entsprechenden Lastangriffspunkten. Daraus erklärt sich das festgestellte Kippen der Außenschiene nach innen, auch wenn die Geschwindigkeiten über der ausgeglichenen Fliehbeschleunigung liegen (Vergleich mit Diagramm 2, hier  $L/V < L/V-AG$  für Außenschiene unter Achse Nr.1, 3 und 5).

Mit Hilfe der Mehr-Körper-Simulation (MKS) mit dem Programm SIMPACK (Version 8904) wurden die einwirkenden Kräfte, insbesondere die lateralen Kräfte, untersucht. Gleichzeitig wurden damit die Rad-Schiene-Berührungspunkte ausgewertet. Es wurden drei Geschwindigkeitsstufen (60 km/h, 120 km/h, 140 km/h) berücksichtigt (Bild 18). Diese Berechnung basierte auf der Annahme eines starren Gleises mit perfekter Gleislage. Die Ergebnisse des ersten Drehgestelles sind in Tabelle 6 dargestellt.

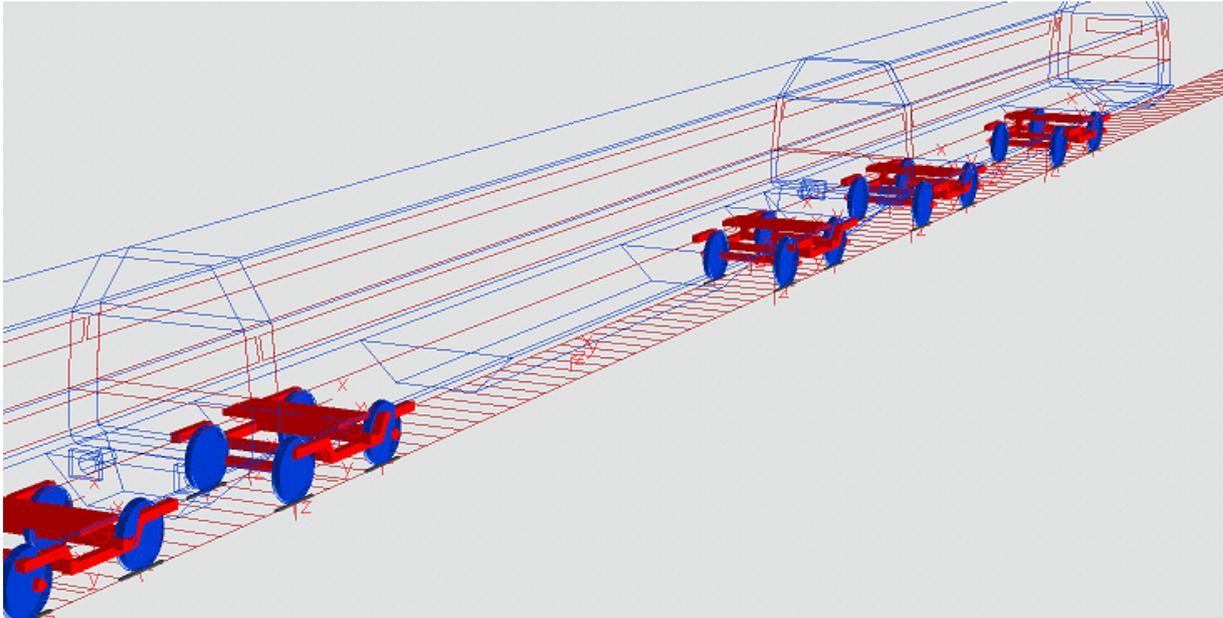


Bild 18: MKS-Simulation einer Kurvenfahrt ( $R = 799 \text{ m}$ ,  $u = 155 \text{ mm}$ )

Tabelle 6: MKS Berechnung zu den Kräften (vertikal und lateral) und Positionen der Berührungspunkte (Erstes Drehgestell der Lok 1116)

	Kraft * [kN]			Berührungspunkt der Vertikallast** [mm]		
	V = 60 km/h	V = 120 km/h	V = 140 km/h	V = 60 km/h	V = 120 km/h	V = 140 km/h
R1 I_V	116,4	93,9	83,3	4,6	4,6	4,7
R1 A_V	94,2	119,0	130,1	-26,1	-26,9	-27,1
R2 I_V	123,2	96,6	84,0	-7,5	1,1	3
R2 A_V	87,4	116,2	130	1,3	-7,4	-10,4
R1 I_H	22	14,3	10,3	-	-	-
R1 A_H	10,6	20,9	25,0	-	-	-
R2 I_H	11,6	-4,4	-8,9	-	-	-
R2 A_H	-5,5	4,8	13,6	-	-	-

\*): Senkrecht nach unten bzw. nach Gleisaußen ist positiv.

\*\*): Nach Gleisaußen ist positiv. Bei der Schienenmitteachse ist 0.

Wie die Ergebnisse zeigen, wirkte bei  $V = 120 \text{ km/h}$  sowohl an der Außenschiene (20,9 kN) als auch an der Innenschiene (14,3 kN) eine nach Gleisaußen gerichtete Lateralkraft unter der 1.

Achse. Die beiden Kräfte erzeugten damit eine spreizende Wirkung (ohne Berücksichtigung der vertikalen Kraftwirkung).

Gemäß dieser MKS-Berechnung wirkten Vertikalkräfte von ca. 120 kN an der Außenschiene und 94 kN an der Innenschiene. Die Position des Rad-Schiene-Kontakts war bei der Außenschiene, bezogen auf die Schienenachse, 26 mm zur Gleisinnenseite und bei der Innenschiene ca. 5 mm zur Gleisaußenseite versetzt. Diese Ergebnisse stimmten sehr gut mit der Fahrspiegeldokumentation (Anlage 27) überein. Allein unter Vertikalkraft musste die Außenschiene wegen der großen Exzentrizität des Lastangriffs nach innen kippen. Die Schiene verdrehte sich damit deutlich stärker nach innen, wenn es sich um „weiche“ Stützpunkte handelte. Die geringe Exzentrizität von 5 mm bei der Innenschiene führte nur zu einer geringfügigen Verdrehung der Innenschiene, die u. U. durch die bereits vorhandene Schienenneigung von 1:40 kompensiert werden konnte (Bild 19).

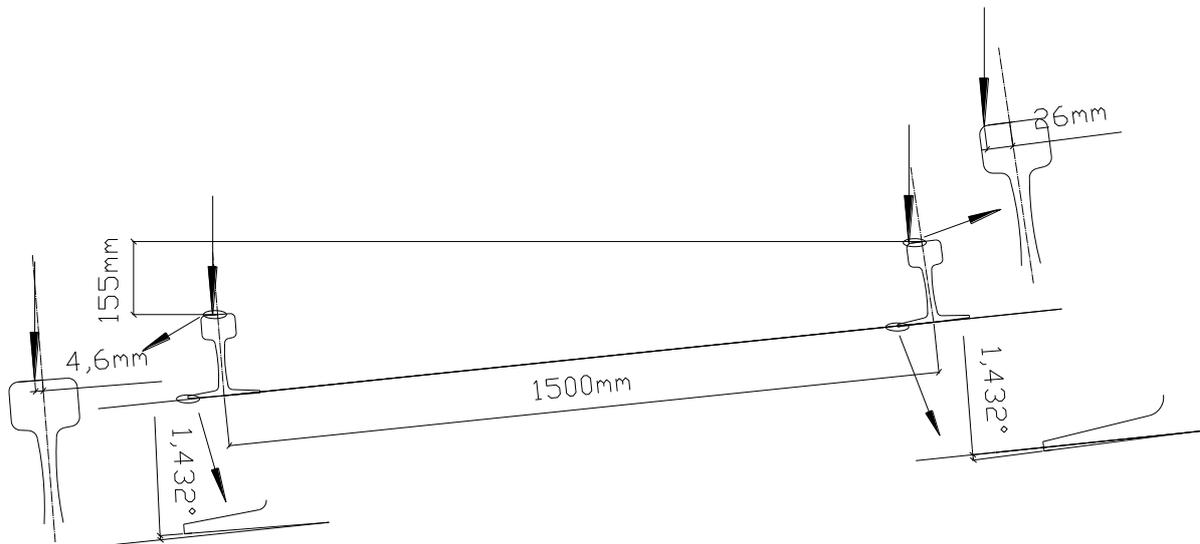


Bild 19: Auswirkung der exzentrischen Vertikalkraft auf das Kippen der Schiene - W21 (Zw1000+SkI21)

Das Kippen der Schiene in den vier Versuchsabschnitten ist in Anlage 28 bis Anlage 31 dokumentiert. Diese Ergebnisse sind Resultate aus allen Kräfteinwirkungen, die während einer Zugüberfahrt vor Ort auftraten. Die maßgebenden Schienenkopfauslenkungen befanden sich unter der ersten Lok-Achse (Bild 20). Im Abschnitt W14 (Zw687+SkI14) war die Schienenkopfauslenkung am geringsten. Somit wies dieser Abschnitt eine stabile Spurhaltung auf. Der Unterschied zwischen W14 (Zw700+SkI14) und W28 (Zw700+SkI28) war nicht gravierend. Die laterale Verformung am Schienenkopf war beim Abschnitt W21 (Zw1000+SkI21) deutlich größer. Anzumerken ist, dass der zulässige Unterhaltungsrichtwert für zulässige Spurerweiterung bei einer Oberbaumesswageneinheit (OMWE) bis  $V = 230 \text{ km/h}$

kleiner als 5 mm sein soll [83]. Somit lag die gemessene maximale Spurerweiterung von 2,4 mm im Abschnitt W21 noch im unbedenklichen Bereich.

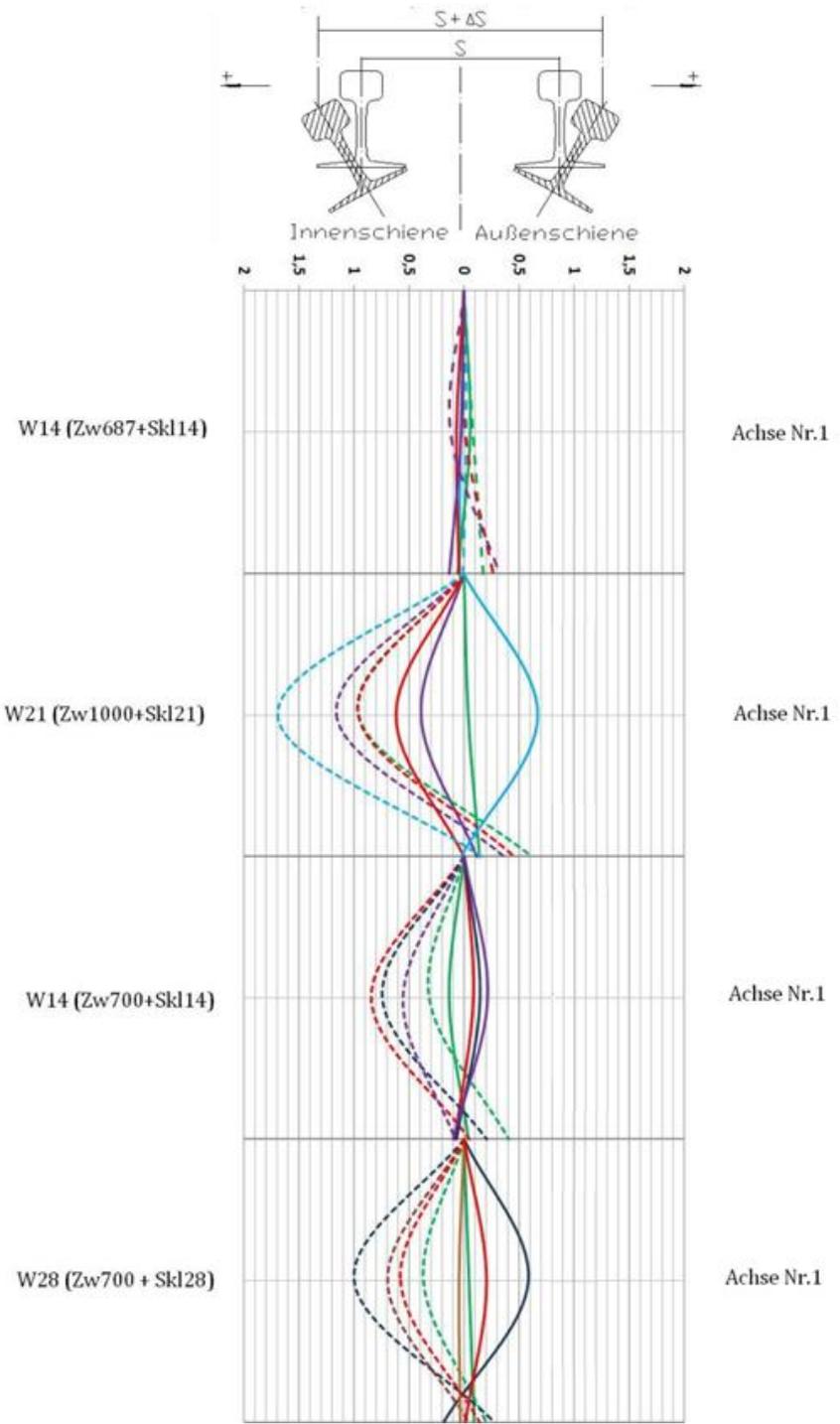


Bild 20: Vergleich der Schienenkopfauslenkung unter der 1. Lok-Achse (gepunktete Linien: Innenschiene; durchgehende Linien: Außenschiene), Jede Fahrt wurde eine andere Farbe zugeordnet.

Aus einem Vergleich mit Tabelle 4 wird ersichtlich, dass die Verformungsgrößen am Schienenkopf proportional zu den vertikalen Verformungsgrößen der Schiene gegenüber der Schwelle waren.

#### 4.4.2 Schienendehnung/-spannung unter fahrenden Zügen

##### 4.4.2.1 Schienenfußdehnung/-spannung (DMS1)

Dehnmessstreifen (DMS1 und DMS2) wurden an 5 benachbarten Messquerschnitten in der Mitte des jeweiligen Versuchsabschnittes angebracht (Anhang 3). Mit diesem dichten Messstellenraster war es möglich, die Gleichmäßigkeit der Kraftabtragung bei Zugfahrten zu überprüfen. Die Messdaten von DMS1 sind exemplarisch in Bild 21 dargestellt. Bei der 4. FM wurden beide Schienen (Innen- und Außenschiene) berücksichtigt.

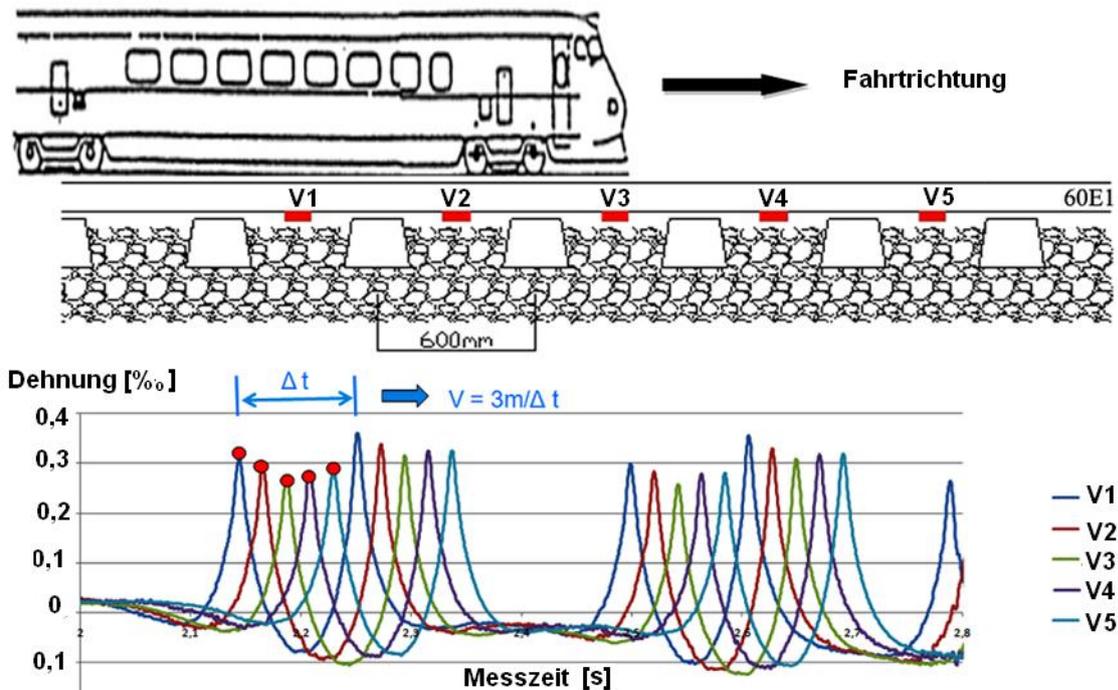


Bild 21: Dehnungsmessung in Schienenfußmitte von DMS1 bei einer Zugüberfahrt

Die Peaks wurden ausgewertet. Die Geschwindigkeit einer Zugfahrt ergab sich aus dem Abstand zweier Räder innerhalb eines Drehgestells (hier: 3 m) und dem Zeitunterschied ( $\Delta t$ ) der entsprechenden Peaks.

Der durchschnittliche Peak lag je nach Abschnitt zwischen 0,25 ‰ und 0,35 ‰ Dehnung (Schienenfuß – DMS1), entsprechend 52,5 N/mm<sup>2</sup> bis 73,5 N/mm<sup>2</sup> (Biegezugspannung bei E-Modul von 210000 N/mm<sup>2</sup>). In Anlage 33 (2. FM) und Anlage 34 (3. FM) wurden die Peaks je nach Abschnitt, Fahrt sowie Lok-Achse aufgelistet. Die 2. FM im Winter bei tiefen

Temperaturen zeigt offensichtlich infolge höherer Unterbausteifigkeit (gefrorener Boden) geringere Verformungen der Schiene.

Anlage 32 stellt die Messsignale der DMS einer Zugfahrt exemplarisch dar. Die Fahrgeschwindigkeit des Zuges betrug 121,4 km/h. Bei dieser Geschwindigkeit trat eine geringe Radlastverlagerung zur Bogenaußenseite auf ( $DMS1_i < DMS1_a$ ).

Die Peaks der DMS1 wurden ausgewertet und den Geschwindigkeiten zugeordnet (Anlage 35 und Anlage 36). Durch Einfügen von Trendlinien (polynomisch, Reihenfolge 2) wird ersichtlich, dass die DMS1 an der Innenschiene mit steigender Geschwindigkeit ein abnehmendes Signal abgaben, während an der Außenschiene zunehmende Dehnungen zu erkennen waren. Dieser Effekt war umso deutlicher, je steifer das Schienenbefestigungssystem war. Beim System W21 (Zw1000+Sk121) war dieser Effekt daher kaum ausgeprägt, d.h. auch die Radlasterhöhung wurde hierbei durch den elastischen Stützpunkt weiterhin gut verteilt.

Die Peaks unter dem ersten antreibenden Drehgestell wurden analysiert und zusammengestellt. Die Zuordnung und Benennung der vier Räder ist in Diagramm 10 zu sehen. Bei  $V = 120 \pm 5$  km/h traten unter den zwei Rädern entlang der Außenschiene (R1 A, R2 A) im Abschnitt W14 (Zw700+Sk114) deutliche stärkere Dehnungen in Schienenfußmitte gegenüber der Innenschiene auf (Diagramm 13). Hier wurde eine Radlastverlagerung von ca.  $\pm 17\%$  festgestellt.

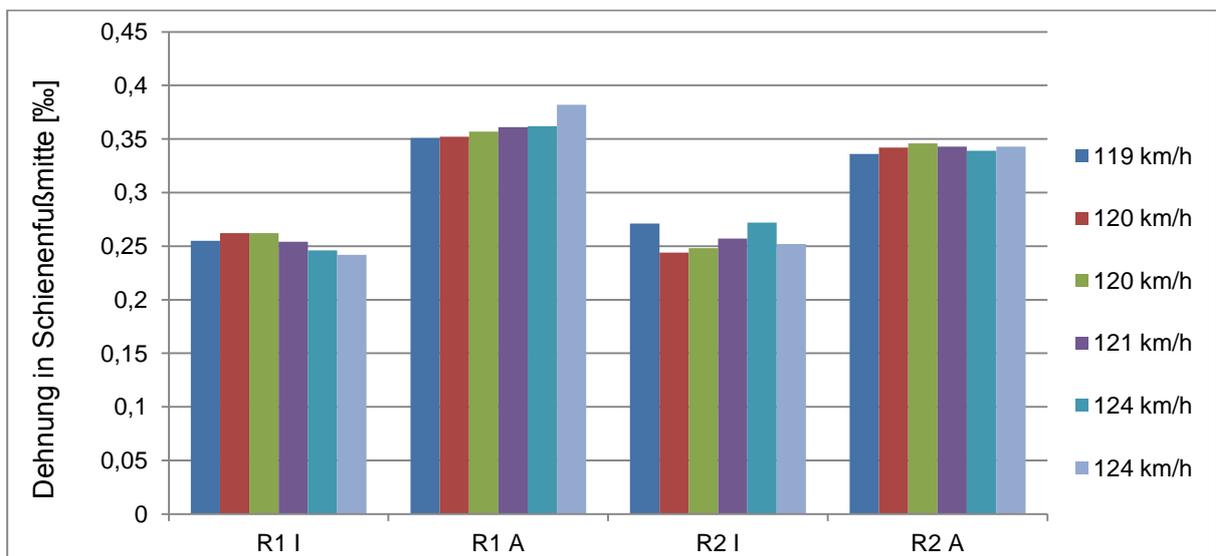
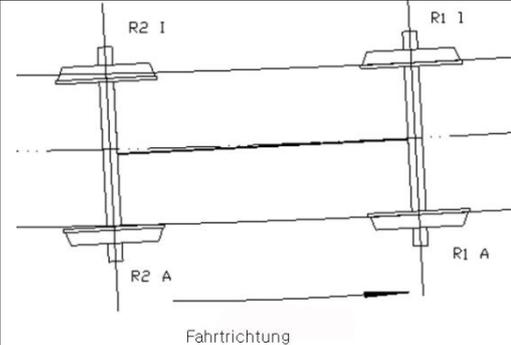


Diagramm 13: Dehnung in Schienenfußmitte unter dem ersten Drehgestell (E-Lok 1016/1116) - Abschnitt W14 (Zw700+Sk114),  $V = 120 \pm 5$  km/h

Auswertungen für die zwei anderen Abschnitte sind in Anlage 37 und Anlage 38 zu finden. Die in Spannung umgerechneten Ergebnisse (Mittelwerte) bei  $V = 120 \pm 5$  km/h sind in Tabelle 7 aufgelistet.

Tabelle 7: Durchschnittliche Biegespannung in Schienenfußmitte unter dem 1. Drehgestell ( $V = 120 \pm 5$  km/h)

	R1 I	R1 A	R2 I	R2 A
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
W14 (Zw687+ Skl14)	46,2	65,1	50,4	63
W21 (Zw1000 +Skl21)	56,7	67,2	54,6	75,6
W14 (Zw700 + Skl14)	52,5	73,5	52,5	71,4
W28 (Zw700 + Skl28)	37,8	54,6	35,7	50,4

In [81] wird eine zulässige Biegezugspannung von 67 N/mm<sup>2</sup> bis 74 N/mm<sup>2</sup> infolge Verkehrsbelastung in einem durchgehend verschweißten Gleis mit Schiene 60 E1 (Güte A mit einer Nennfestigkeit von 900 N/mm<sup>2</sup>) festgelegt. Anzumerken ist, dass dieses Ergebnis basierend auf einer maßgebenden Gestaltfestigkeit im Winter bei -25°C von 180 N/mm<sup>2</sup> bis 200 N/mm<sup>2</sup> und bei Zugrundelegung einer Sicherheitszahl von 1,5 (Hochgeschwindigkeit) sowie einem Faktor von 1,8 (Radlastverlagerung und Dynamik) errechnet wird. Im diesem Testgleis mit einer maximalen Fahrgeschwindigkeit von 140 km/h sind die gewählten Sicherheitsfaktoren sehr hoch. Die in Tabelle 7 dargestellten Biegezugspannungen liegen somit im zulässigen Bereich.

#### 4.5 Fazit Feldmessungen

Die Messaktionen im Betriebsgleis überspannten einen Zeitraum von zwei Jahren. Insgesamt wurden mehr als 300 Zugüberfahrten auf der Versuchsstrecke zu unterschiedlichen Jahreszeiten erfasst. Untersucht wurden vier Schienenbefestigungssysteme W14 (Zw687+Sk114), W21 (Zw1000+Sk121), W14 (Zw700+Sk114) sowie W28 (Zw700+Sk128). Diese umfangreichen Messungen brachten folgende Kenntnisse:

- Das Schienenbefestigungssystem W21 (Zw1000+Skl21) ist durch die hochelastische Zwischenlage Zw1000 das weichste der vier getesteten Systeme. Eine maximale vertikale Verformung der Schiene gegenüber Schwelle von 0,92 mm wurde in diesem Abschnitt festgestellt. In diesem Abschnitt wurde auch die maximale Schienenkopfauslenkung von 2,4 mm gemessen, wobei dieser Wert noch unterhalb des maximalen zulässigen Wertes von 5 mm lag.
- Zur gesamten Schieneneinsenkung eines Schottergleises tragen alle elastischen Ebenen bei. Ihr jeweiliger Beitrag ist proportional zu ihrem Anteil an der Oberbauelastizität.
- Die laterale Verformung der Schiene wird dagegen vom Schienenstützpunkt, jedoch wenig von den elastischen Eigenschaften der Schwellensohle sowie der Unterbausteifigkeit beeinflusst. Wird bei einem Schienenbefestigungssystem die Systemsteifigkeit durch Austausch der Zw bzw. Skl angepasst, so verändert sich damit ebenso die Schienenkopfauslenkung unter einwirkenden Laterallasten.
- Die Angriffsposition der Vertikalkraft ist, zusammen mit der Größe der Lateralkraft  $L$ , entscheidend für das Kippen der Schiene. Diese Parameter bestimmen die resultierende Torsionsbeanspruchung der Schiene.

Für die Auslegung eines Schotteroberbaus, der eine gute vertikale Lastverteilung erzielen muss und gleichzeitig eine kontrollierte seitliche Bewegung der Schiene verlangt, kann daher eine Entkoppelung der vertikalen und horizontalen Elastizitäten durch Anordnung einer weiteren elastischen Ebene vorgenommen werden, z.B. Verwendung einer elastischen Schwellenbesohlung (siehe z.B. [61] [72] [77]), die weitgehend nur vertikale Anteile zur Oberbauelastizität liefert.

## **5 FE MODELLIERUNG UND VERIFIKATION**

### **5.1 Ziel der FE Untersuchung**

Wie bereits im Kapitel 4 erwähnt wurde, können gezielte Untersuchungen an bestimmten Oberbaukomponenten (hier die Befestigungssysteme) im Betriebsgleis durch die im Schotteroberbau vorhandenen lokalen Unstetigkeiten (Gleislagefehler, Schwankungen der Oberbausteifigkeit) stark beeinflusst werden. So waren zum Beispiel die gemessenen Schwankungen der vertikalen Einsenkungen unterhalb der Schwellen lokal begrenzt so groß, dass die Einsenkungen innerhalb der Befestigung durch unterschiedliche Stützpunktkräfte davon maßgeblich bestimmt wurden.

Damit die weiteren Untersuchungen auf die Befestigungssysteme fokussiert werden können, ist ein homogenes Gleis erforderlich. Allerdings ist der Bau eines solchen Schottergleises in der Realität unmöglich. Am Prüfamts für Verkehrswegebau steht die Finite Elemente (FE) Software „SOFISTIK“ zur Verfügung. Mit dieser Software ist es möglich, ein homogenes 3D-FE-Gleismodell im Maßstab 1:1 zu generieren, wobei die Geometrie des Gleises (Überhöhung, Bogenradius, Schienenprofile...) und Eigenschaften der elastischen Elemente (Zwischenlage, Winkelführungsplatte, ...) über eine Input-Datei vollständig parametrisiert werden können. Insbesondere für die Fälle, die nicht durch einfache geschlossene Ansätze beschrieben werden können, z.B. das laterale Verformungsverhalten der Schiene, ist die FE-Analyse sehr hilfreich.

Ziel dieses Schrittes ist, ein passendes Gleismodell zu finden, welches das Verformungsverhalten eines Gleises beschreiben kann. Das Modell wird anhand realer Versuchsdaten verifiziert. Dafür stehen die Messdaten der Laboruntersuchungen und die Kalibrierungsmessungen zur Verfügung. Die Ergebnisse der Feldmessungen wurden hierbei nur begrenzt berücksichtigt.

### **5.2 Modellaufbau**

#### **5.2.1 Geometrie**

Um ein Gleismodell zu generieren, waren zuerst die Stützpunkte als Basiselemente zu integrieren. Zuerst wurde ein kleines Stützpunktmodell erstellt, das geometrisch dem Versuchsaufbau für die Labormessung (siehe 2.3.3) entsprach. Das FE-Schienenprofil war geometrisch identisch zum Schienenprofil 60 E1. Die Halbschwelle wurde vereinfacht

dargestellt, wobei ihre exakte Geometrie hier keinen Einfluss auf die Ergebnisse hatte, denn sie wurde während des Laborversuchs fixiert. Die Geometrie des unbelasteten FE Modells ist in Bild 22 dargestellt.

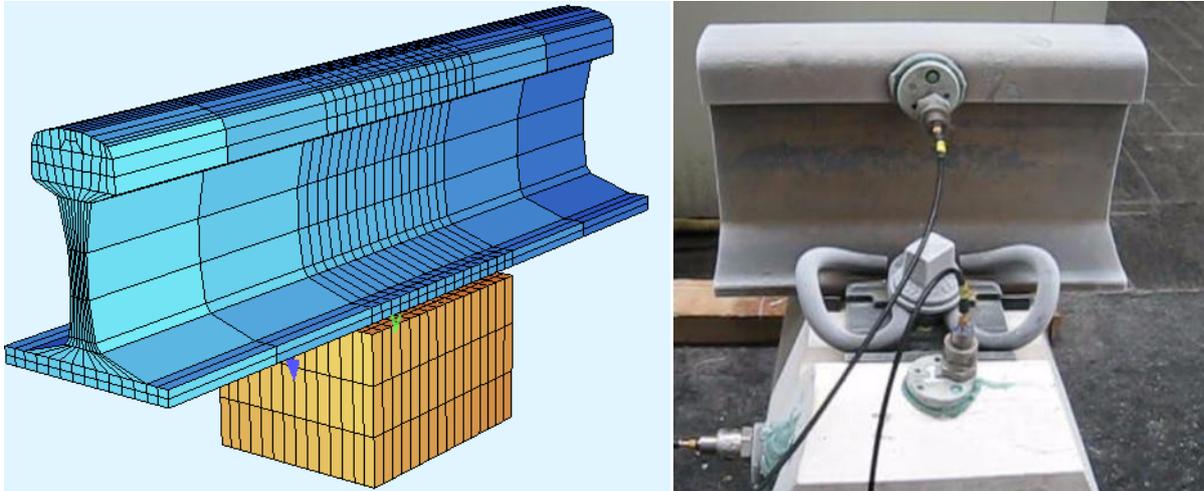


Bild 22: Das Stützpunkt-Modell (links) und der Prüfkörper für die Laborversuche (rechts)

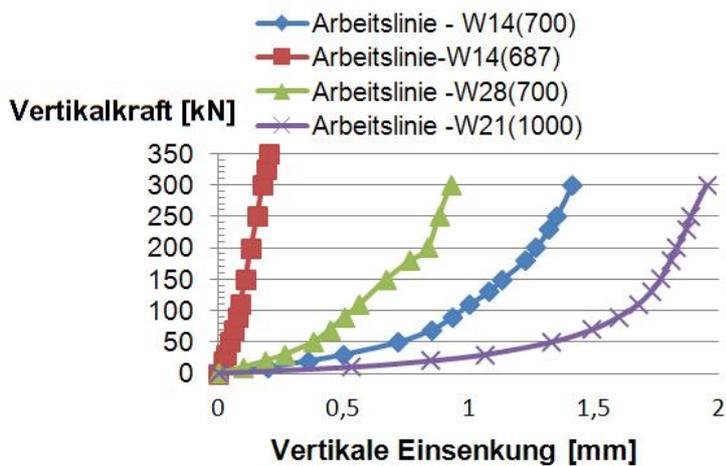
### 5.2.2 Kennlinien der Befestigungskomponente

Die elastischen Elemente einer Standard-W-Befestigung für Schotteroberbau, nämlich Zwischenlage, Spannklemme und Winkelführungsplatte, wurden durch Federn ersetzt, deren Eingangskennlinien durch diverse Versuche ermittelt wurden.

#### *Kennlinien der Zwischenlagen (Zw)*

Nach DBS 918 235 [20] sollen die Zw zwischen zwei planparallelen biegesteifen Stahlplatten bis zu 100 kN belastet werden. Die maximale Druckspannung der Zw beträgt dabei je nach Kontaktfläche der Zw ca. 4 N/mm<sup>2</sup> (Zw700, B70 und 60E1). Allerdings werden die Zw unter Betriebslasten meistens exzentrisch belastet. In engen Bögen könnte die Schiene durch Führungskräfte bzw. Hangabtrieb stark kippen. Dies führt zu einer ungleichmäßigen Belastung der Zw und dementsprechend großer Druckspannung am Rand der Zw (Kapitel 2.3.3). Eine Kennlinie der Zw für das FE Modell soll alle Spannungsbereiche, die durch Lastfälle hervorgerufen werden können, abdecken. Die nach [20] ermittelte maximale Druckspannung könnte unter hohen L/V überschritten werden. Daher war bei dem Versuch zur Ermittlung der Kraft-Weg-Kennlinie im Gegensatz zu [20] eine höhere Vertikalkraft erforderlich. Im Labor wurde eine Versuchsreihe in Anlehnung an [20] durchgeführt, wobei eine höhere Vertikalkraft von bis zu 350 kN statt 100 kN nach [20] im Stützpunkt eingeleitet wurde. Die maximale Druckspannung hierbei betrug ca. 14 N/mm<sup>2</sup>. Die Kennlinien, welche die vertikale Systemsteifigkeit der vier eingesetzten Systeme beschreiben, wurden somit experimentell

ermittelt. Beim Versuch wurde pro Belastung jeweils eine neue Zw verwendet, um eine Plastifizierung durch wiederholte hohe Belastungen auszuschließen. Diese nichtlinearen Kraft-Weg-Kennlinien wurden 1:1 direkt als Arbeitslinien der Ersatzfedern in den Rechenmodellen integriert (Diagramm 14).



Versuchseinrichtung

Diagramm 14: Kraft-Weg-Kennlinien der Zwischenlagen im eingebauten Zustand

#### *Kennlinien der Spannklemmen (Skl)*

Für den Schotteroberbau wurden Spannklemmen mit unterschiedlichen Leistungsmerkmalen, wie z.B. Niederhaltekraft, Dauerfestigkeit und Federweg, entwickelt, die in verschiedenen Anwendungsbereichen zum Einsatz kommen. Dementsprechend können die Geometrie und der Drahtdurchmesser der Skl bei der Herstellung angepasst werden [38]. Um die elastische Gegenwirkung der Skl unter Betriebslast zu simulieren, wurden die bi-linearen Verläufe der Kraft-Weg-Kennlinien ebenfalls berücksichtigt. Der Schnittpunkt der beiden linearen Bereiche kennzeichnet das Anliegen der Mittelschlaufe der Skl am Schienenfuß. Die damit verbundene Versteifung erhöht die Sicherheit gegen Schienenkippen erheblich und wirkt als Schienen-Kippschutz. Im FE Modell wurden Parameter definiert, die für die Beschreibung dieser Wirkungsweise benötigt wurden (Bild 23):

Federn mit konstanter Federziffer könnten getrennt für die zwei linearen Bereiche definiert werden. Somit wird die Änderung der Anspannkraft infolge Schienenfußeneinsenkung und – abhebung vor und nach dem Knickpunkt (Federziffer 1 und Federziffer 2) beschrieben. „GAP“ entspricht der Distanz zwischen dem Schienenfuß und der Mittelschlaufe der Skl im eingebauten Zustand. Dies ist eine spezielle Funktion im Programm „SOFISTIK“, mit der es

möglich ist, Federziffer 2 (Kippschutz) erst nach einer bestimmten Vorverformung zu aktivieren. Die genauen Parameter sind in Diagramm 15 aufgelistet.

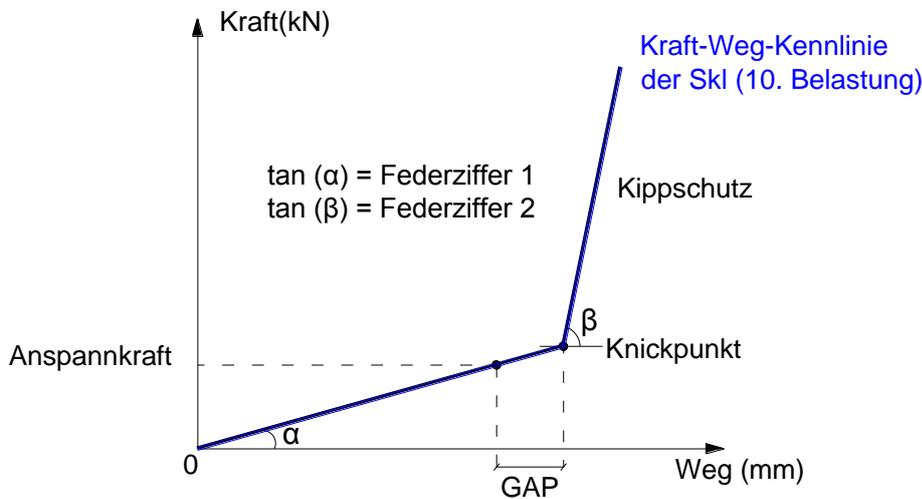


Bild 23: Wirkungsweise der Ski und ihre Definition im FE Modell

	FEDERREIHE 1 im FE-Modell		FEDERREIHE 2 (Kippschutz) im FE-Modell	
	Anspannkraft [kN]	Federziffer 1 [kN/mm]	GAP [mm]	Federziffer 2 [kN/mm]
SKL21	10	0,652	2,33	29,41
SKL14	9	0,822	2,46	34,29
SKL28	14	0,742	0,98	13,64

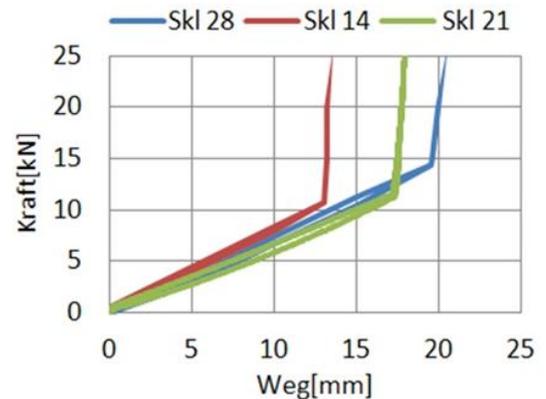


Diagramm 15: Kraft-Weg-Kennlinien der Ski 21, Ski14 und Ski28 [38]

### Kennlinien der Winkelführungsplatten (Wfp)

Die Winkelführungsplatten wurden durch horizontale Federn ersetzt. Diese Federn können nur durch Druckkraft aktiviert werden. Ihre Kraft-Weg-Kennlinien unter Druckbeanspruchung sind beispielhaft in Diagramm 16 dargestellt. Es besteht grundsätzlich ein lineares Verhältnis zwischen Kraft und Weg in dieser Richtung. Anzumerken sei, dass ein Spalt zwischen Wfp und dem Schienenfußrand ebenfalls gewisse Elastizität anbietet [40], die hierbei allerdings nicht berücksichtigt wurde.

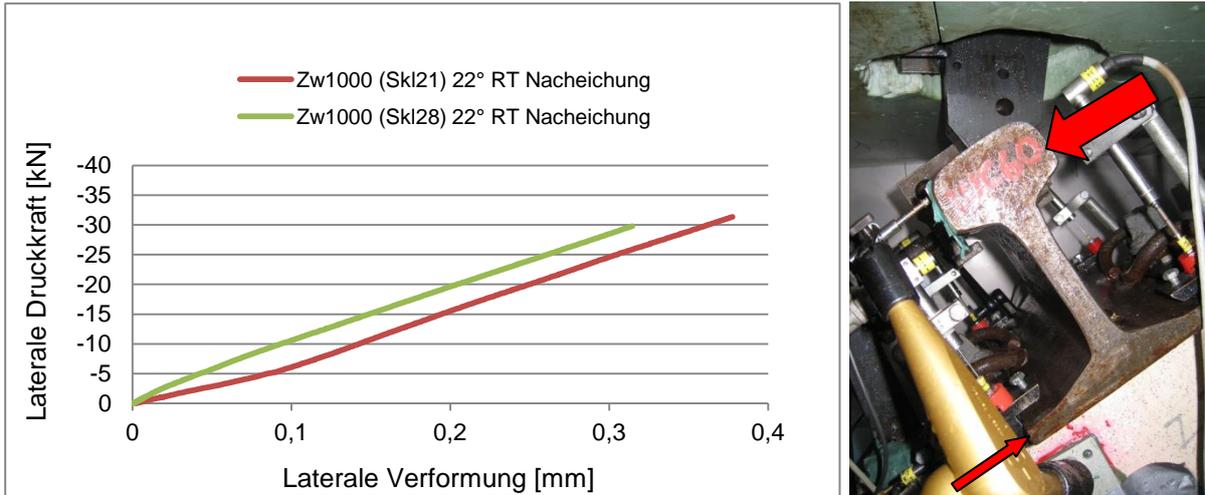


Diagramm 16: Beispielhafte Kraft-Weg-Kennlinien einer Befestigung mit unterschiedlichen Ski in lateraler Richtung, ermittelt in Laborversuchen

Eine 3D Darstellung des FE Stützpunktmodells soll zeigen, wie eine Schienenbefestigung im FE Modell durch die gezielt angebrachten Federn ersetzt werden kann (Bild 24).

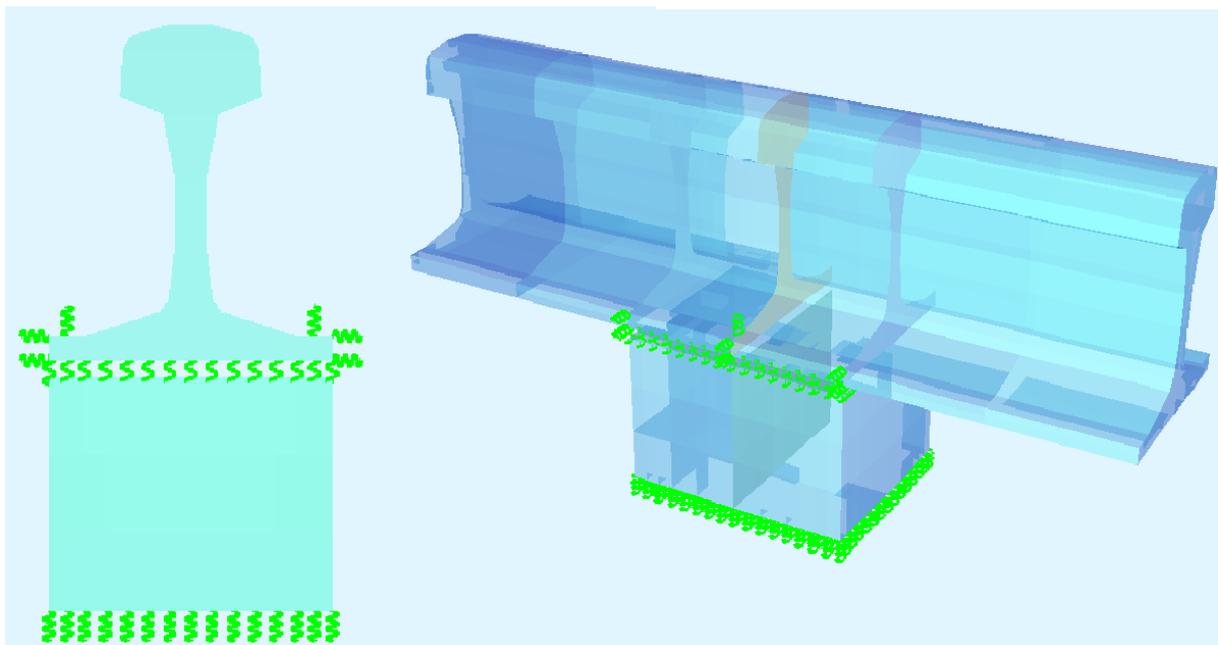


Bild 24: FE Simulation eines Stützpunktes mit Befestigung

### 5.2.3 Lastannahmen

Grundsätzlich sind die Lasten realitätsnah anzusetzen. Dies betrifft nicht nur die Größe, sondern auch die Position und Richtung der Lasten. Bei einer Verifizierung des FE Modells sind die Lasten entsprechend dem Versuchsaufbau zu definieren. Für die weiteren

Parameterstudien wurde eine Analyse der möglichen Lastkombinationen und der entsprechenden Berührungsgeometrie durchgeführt.

Die entscheidenden Einflussfaktoren hierzu sind:

- Aktuelle (äquivalente) Konizität des Rad-Schiene-Systems (Verschleiß)
- Fahrgeschwindigkeit, Geometrie und Gewicht des Fahrzeuges,
- Federung des Drehgestells,
- Geometrie des Fahrwegs, Linienführung [30],
- Reibungskoeffizient  $\mu$  [43] [69],
- Schienenebenheit, Irregularität [31].

Die möglichen Kontaktpunkte für eine typische Rad-Schiene-Kombination sind in [35] zusammengefasst.

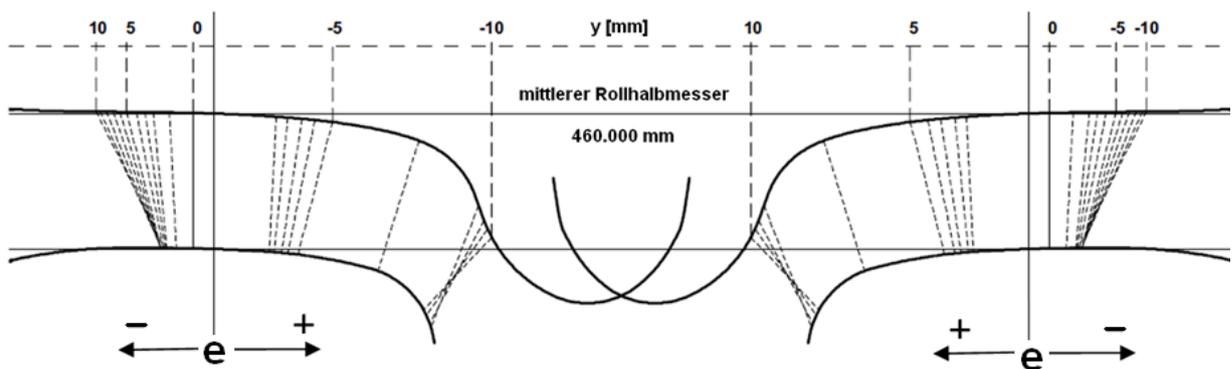


Bild 25: Kontaktpunkte der Profilkombination S1002/60 E1/1:40/1435 im neuen Zustand [35]

Die Kontaktpunkte am Schienenkopf liegen in einem Bereich von  $e = +32$  mm, entsprechend einem Kontaktpunkt an der inneren Fahrkante, bis zu  $e = -10$  mm, entsprechend 10 mm über die Schienenmittelachse hinaus. Eine Simulation aller möglichen Kontaktsituationen wäre sehr aufwendig. Es sollen typische Kontaktpositionen und Lastkombinationen gefunden werden. Deshalb wurde zuerst die Rad-Schiene-Berührungsgeometrie unter verschiedenen Randbedingungen untersucht, wobei jeweils von einem neuwertigen Schienenprofil (ohne Verschleiß) ausgegangen wurde.

#### *Fahrt im geraden Gleis*

Anhand der Geometrie des Rades (S1002) und der Schiene (60E1) kann festgestellt werden, dass die Rollradien-Differenz einen engen Zusammenhang mit der Querbewegung der Radachse hat. Unter einer Querbewegung bis zu  $\pm 3$  mm ist die Änderung der Rollradien-

Differenz gering und somit legen die Räder auf den beiden Schienen eine gleiche Rolldistanz zurück. Im geraden Gleis ist rein geometrisch betrachtet die laterale Bewegung eines Drehgestells mit stabilem Fahrzeuglauf aus diesem Grund nicht groß (Bild 26) [29].

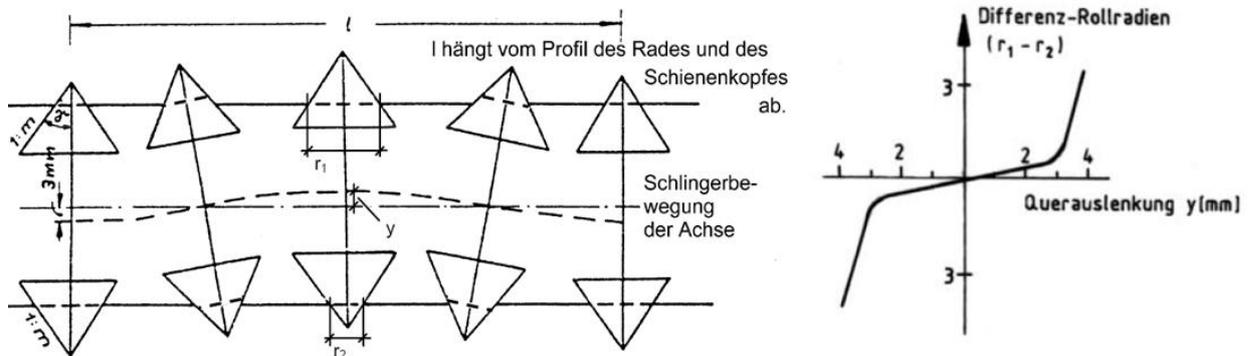


Bild 26: Ungestörter Sinuslauf in geraden Gleis und Rollradiendifferenz für S1002/60 E1/1:40/1435 [29]

Eine Simulation mit FEM (ANSYS) in [37], in der 5 Waggon auf einer geraden Strecke passierten, zeigte ähnliche Ergebnisse. Was die Lastposition der Lateralkraft betrifft, ist davon auszugehen, dass bei einem ungestörten Sinuslauf die auftretenden lateralen Kräfte im geraden Gleis komplett durch Reibung an der Kontaktstelle weitergeleitet werden können (Ein-Punkt-Berührung). Die zu erwartende maximale Lateralkraft entspricht ca. 20% der Vertikalkraft, unter der Annahme, dass der mittlere Reibungskoeffizient ca. 0,2 beträgt.

### Bogenfahrt

Um einen Zug vom geraden Gleis in eine enge Kurve einzulenken, ist eine so genannte Richtkraft erforderlich. Verschärfend wirkt sich die Fliehkraft aus, die durch die Gleisüberhöhung, verbunden mit einer Hangabtriebskraft, begegnet wird. Die Summe dieser Kräfte wird als Führungskraft bezeichnet. Wenn die Führungskräfte größer als die Reibungskräfte sind, welche durch einen ungestörten Sinusverlauf erzeugt werden können, werden die Räder weitere Kontaktmöglichkeiten erzeugen, wodurch die restlichen lateralen Kräfte abgeleitet werden können. Dieser Vorgang führt zu einer größeren lateralen Bewegung der Räder gegenüber dem Schienenkopf und demzufolge zu einer anderen Berührungsgeometrie (Zwei-Punkte-Kontakt). Diese extreme Situation wird in Bild 27 durch eine 2D-Darstellung gezeigt. Anders als in den Geraden ergeben sich hier zwei Berührungspunkte zwischen Rad und Schiene, wobei der Spurkranz des Rades an der Schienenfahrkante anliegt, womit größere Führungskräfte abgeleitet werden. Die Berührungspunkte befinden sich nicht in der gleichen lateralen Ebene [34]. In dieser Situation sind die Führungskräfte, welche durch das seitliche Anfahren erzeugt werden, dominant,

wobei ein Teil dieser Kräfte ebenfalls durch Reibung an der Schienenoberkante in die Schiene abgeleitet werden kann.

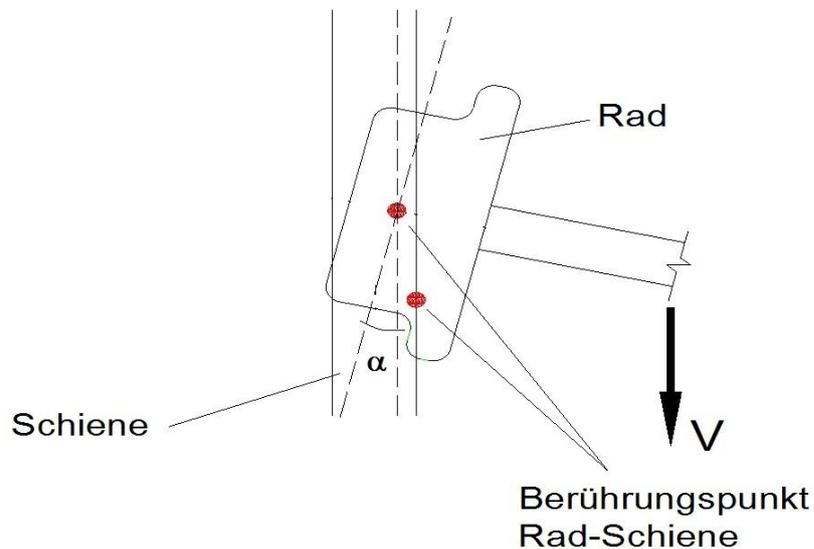


Bild 27: Rad-Schiene Kontakt während des Einfahrens in eine Kurve [34]

Nachdem das Fahrzeug eingelenkt wird, verkleinert und stabilisiert sich der Winkel  $\alpha$  zwischen der radialen Achse und der Schienenlängsachse während einer langen Kurvenfahrt. Die Zwei-Punkt-Berührungspunkte kehren in die gleiche laterale Ebene zurück ( $\alpha = 0$ ). Vereinfacht wurde hierbei nur die stabilisierte Kurvenfahrt ( $\alpha = 0$ ) simuliert. Eine typische Berührungsgeometrie für Kurvenfahrt ist in [13] definiert, wobei der Berührungspunkt auf dem Schienenfahrspiegel eine Exzentrizität von 20 mm hat und die Flanke des Rades 14 mm unterhalb der Schienenoberkante seitlich an der Schiene anliegt. Anhand des in DIN EN 13481 festgelegten L/V-Verhältnisses in engen Radien ( $R = 300$  m) für die Schienenbefestigungsprüfung lässt sich die Lateralkraft bei einer Kurvenfahrt bis zu ca. 65% der Vertikalkraft annehmen.

#### *Überhöhungsdefizit- bzw. überschuss*

Bei einem sehr großen Überhöhungsdefizit infolge großer lateraler Beschleunigung bei Geschwindigkeiten deutlich über der Entwurfsgeschwindigkeit ergibt sich noch eine Verdrehung des Drehgestells ( $\phi$  in Bild 28) um die Gleislängsachse [33]. Bei einer Abhebung des Rades durch die Verdrehung  $\phi$  um die Gleislängsachse löst sich der Rad-Schiene-Kontakt auf dem Fahrspiegel und alle Kräfte werden in dieser Situation durch die einzige Kontaktfläche an der inneren Fahrkante (Bild 28) eingeleitet.

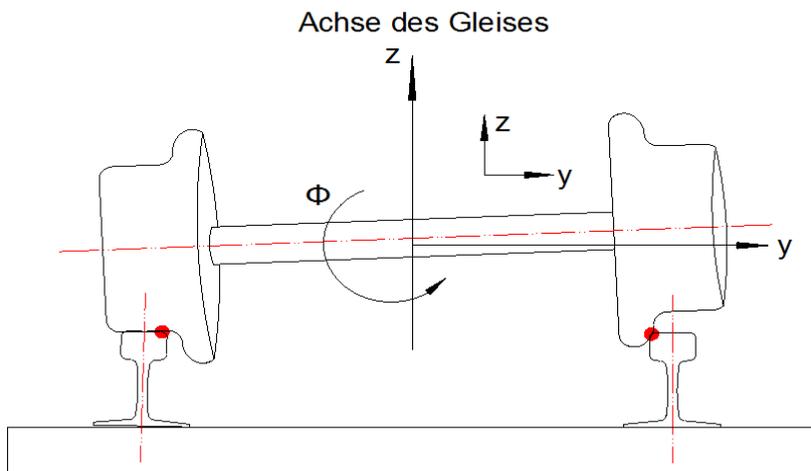


Bild 28: Rad-Schiene-Kontakt bei einer nicht angepassten Überhöhung [33]

Extreme Situationen, die zum Aufsteigen des Rades und damit zu einer Entgleisung führen können, sind bei einem L/V-Verhältnis von ca. 1,0 bis ca. 1,2 in Abhängigkeit der Reibbeiwerte anzunehmen [55]. In dieser Arbeit wurde bei bestimmten Berechnungen ein maximales L/V-Verhältnis von 1,0 eingesetzt.

Basierend auf dieser o. g. Analyse lässt sich die Berührungsgeometrie unter der Voraussetzung, dass kein Verschleiß vorhanden ist, grundsätzlich in vier Fälle einteilen:

1. Gerades Gleis bzw. Bogen mit großen Radien  $\geq 800$  m, ungestörter Sinuslauf,  $e_{\max}$  bis  $\pm 10$  mm, Ein-Punkt-Berührung, max.  $L/V = 0,2$ ;
2. Bogen mit  $600 \text{ m} < R < 800$  m, gestörter Sinuslauf, mittelgroße Führungskraft, entsprechende  $e_{\max}$  bis 26 mm, Ein- bis Zwei-Punkte- Berührung, max.  $L/V = 0,4$  bis 0,5;
3. Bogen mit  $R \leq 600$  m, Spurkranz des Rades liegt an, große Führungskraft,  $e_{\max}$  bis 32 mm, Zwei-Punkte-Berührung, max.  $L/V = 0,65$  bis 0,8;
4. Wie zuvor, aber das Drehgestell verdreht sich infolge hoher Bogengeschwindigkeit zusätzlich um die Gleisachse,  $e_{\max} = \text{ca. } 32$  mm, Ein-Punkt-Berührung, max.  $L/V = 0,8$  bis 1.

Die Einwirkungsposition der Lateralkraft vom Fall 1 befindet sich an derselben Stelle wie die Vertikalkraft auf dem Fahrspiegel, entsprechend einer Ein-Punkt-Berührung. Bei Fall 2 und Fall 3 befindet sie sich 14 mm unterhalb des Fahrspiegels an der Schienenkopffinnenseite. Bei Fall 4 wurden die Vertikal- und Lateralkraft an der Ausrundung des Schienenkopfs eingeleitet, entsprechend einer Ein-Punkt-Berührung.

Zuerst wird das FE Modell unabhängig von der Annahme der realen Lastpositionen verifiziert. Die Lasten werden entsprechend den Situationen im Versuch in das Modell übernommen. Bei den dann folgenden Parameterstudien werden i.d.R. die Lastannahmen nach den obengenannten Fällen definiert.

## 5.2.4 Verifizierung des Stützpunktmodells

Zur Verifizierung des FEM Stützpunktes wurden Berechnungen durchgeführt, welche die Belastungsvorgänge der Laborversuche nachbildeten. Die sich daraus ergebenden Verformungen wurden mit den Messwerten aus den Laborversuchen (siehe 2.3.3.3) verglichen. Beispielhaft zeigt Diagramm 17 die Ergebnisse des Systems W21 (Zw1000+Skl21).

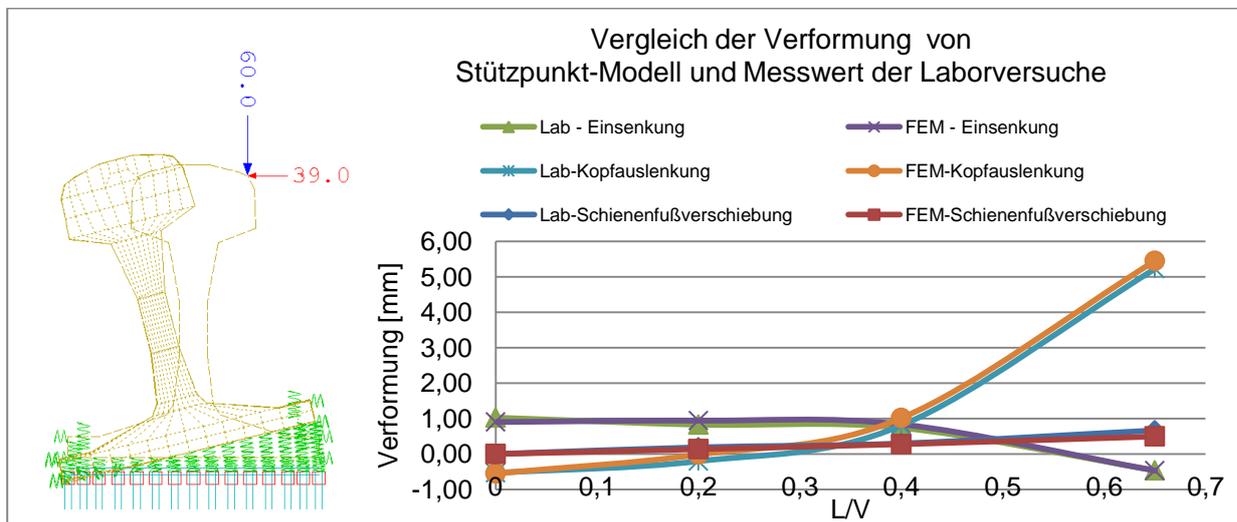


Diagramm 17: Ergebnisse der Verifizierung des Systems W21 (Zw1000+Skl21). Das Bild links zeigt beispielhaft die Verformungen der Schiene unter  $L/V = 0,65$  ( $V = 60$  kN, 8 fach-überholt)

Für die Verifizierung eines anderen Befestigungssystems sind lediglich die Kennlinien der entsprechenden elastischen Elemente auszutauschen.

Die Erstellung dieses Modells basierte auf einer sorgfältigen Nachbildung der Nichtlinearität der einzelnen elastischen Komponenten. Bei der Verifizierung der anderen drei Systeme wurde ebenfalls eine gute Übereinstimmung mit den Labormesswerten festgestellt. Dies ist ein Hinweis dafür, dass das entwickelte Stützpunktmodell hinreichend genau ist, um das Verformungsverhalten eines Stützpunktes zu simulieren. Detaillierte Vorgänge über die Verifizierung des Stützpunkt-Modells befinden sich in einer von der Verfasserin betreuten Masterarbeit [58].

### 5.3 Verifikation des Gleismodells

Basierend auf dem Stützpunkt-Modell wurde ein Gleismodell mit einer Länge von 11 m durch Multiplizieren und Verbinden einzelner Stützpunkte generiert. Die Federkennlinien und die sonstigen Eigenschaften des bereits generierten Stützpunktmodells blieben dabei erhalten (Bild 29). Der Stützpunktabstand betrug 0,6 m. Um den Berechnungsaufwand zu reduzieren wurde nur eine Schienenseite simuliert.

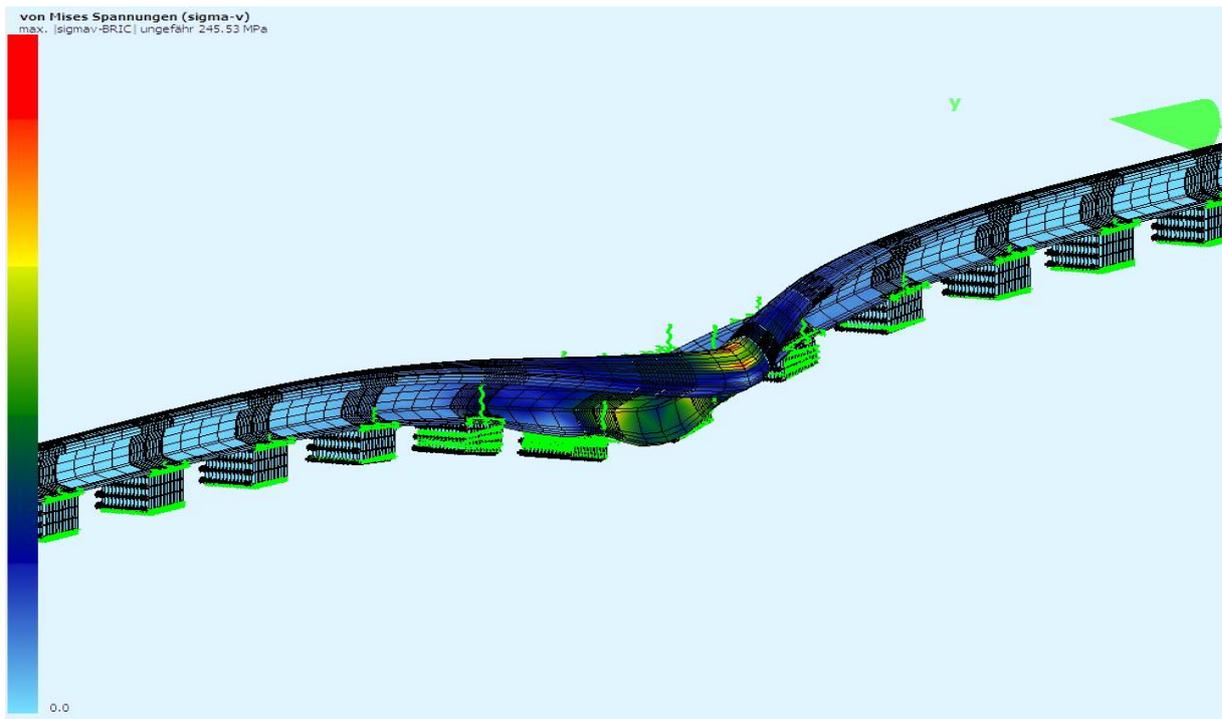


Bild 29: Gleismodell zur Simulation des Verformungsverhaltens der Schiene (im belasteten Zustand, 100-fach überhöht)

Im Kapitel 3 wurde die Kalibrierungsmessung in einem 1:1 Testgleis beschrieben. Diese Messung diente vor allem dem Zweck, Eingangswerte für die Verifizierung eines Gleismodells zu gewinnen. Das Gleismodell wurde bei den Berechnungen daher in der gleichen Weise belastet wie bei der Kalibrierungsmessung. Die dabei erzeugten Verformungen wurden mit den Messwerten verglichen. Außerdem war es möglich, an den Stellen, wo DMS installiert wurden (siehe 3.3.2), einen Vergleich der Spannungen anzustellen.



Bild 30: Kalibrierungsmessung im Labor zur Ermittlung der Beziehung zwischen Kraft und Verformung

### 5.3.1 Vergleich vertikaler Verformungen und Spannungen

Die Steifigkeit des Schotterbettes wurde durch einen iterativen Prozess bestimmt, wobei die Verformungen im Modell an die gemessenen Verformungen angepasst wurden. Die hierbei ermittelte vertikale Steifigkeit aus Unterschottermatte und Schotterbett betrug ca. 29 kN/mm pro Stützpunkt.

Die in der Kalibrierungsmessung gemessenen Schieneneinsenkungen wurden zunächst mit dem Verfahren Zimmermann überprüft. Es wurde eine gute Übereinstimmung festgestellt. Diagramm 18 zeigt exemplarisch die Ergebnisse der Verifizierung für das System W14 (Zw700+ Sk114).

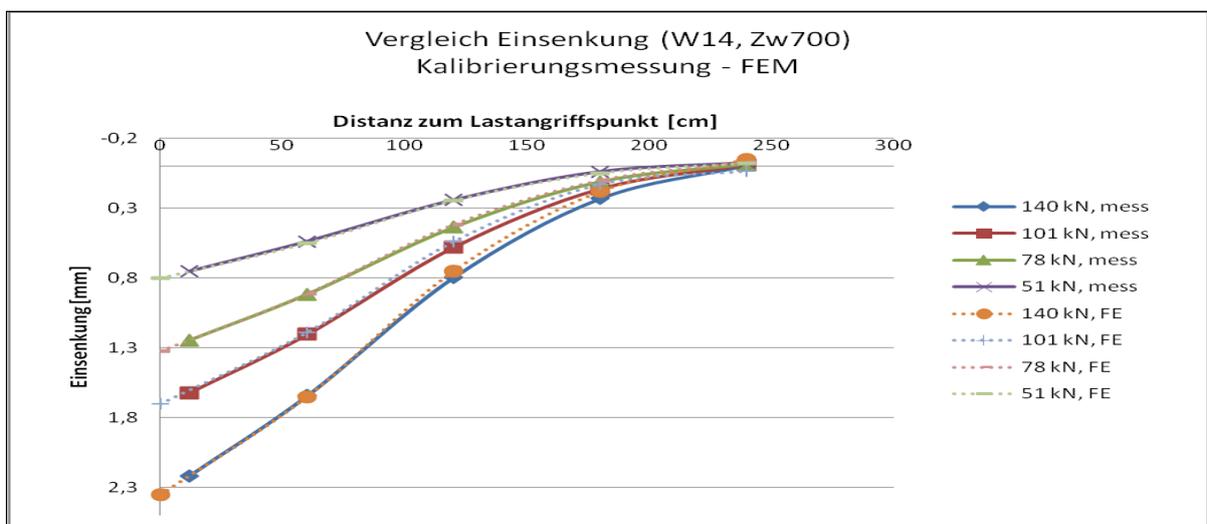


Diagramm 18: Exemplarische Darstellung der Verformung (FE Modell) unter der Vertikalkraft

Die Spannungen in Schienenfußmitte wurden ebenfalls nach dem Verfahren Zimmermann berechnet und mit den Werten der FE Berechnungen verglichen. Die Werte der beiden Rechenverfahren stimmten gut überein. Exemplarisch sind in Diagramm 19 die Ergebnisse für den Fall „vertikal, zentrische Belastung, bis zu  $V = 140 \text{ kN}$ “ dargestellt.

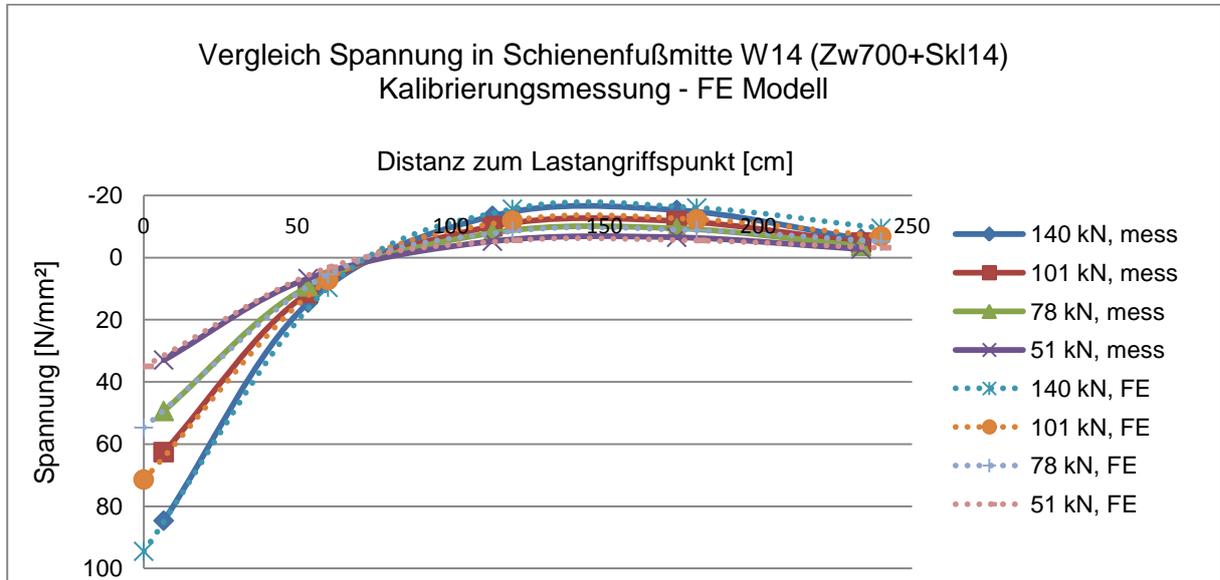


Diagramm 19: Exemplarische Darstellung der vertikalen Schienenfußspannung des FE Modells unter der Vertikalkraft

Detaillierte Vorgänge über die Verifizierung des Stützpunkt-Modells befinden sich in drei von der Verfasserin betreuten Masterarbeiten [58] [59] [60].

### 5.3.1 Vergleich lateraler Verformungen und Spannungen

Basierend auf den ermittelten Modellen wurden weitere Untersuchungen zur Verifikation in der Lateralrichtung angeschlossen. Da das Schienenkippen nur vom Schienenstützpunkt selbst beeinflusst wird, braucht hierzu die Steifigkeit des Schotterbettes mit Untergrund nicht berücksichtigt werden. Auszüge zu den Ergebnissen sind in Diagramm 20 dargestellt. Die berechneten Spannungen am Schienenkopf stimmten gut mit den Messdaten überein.

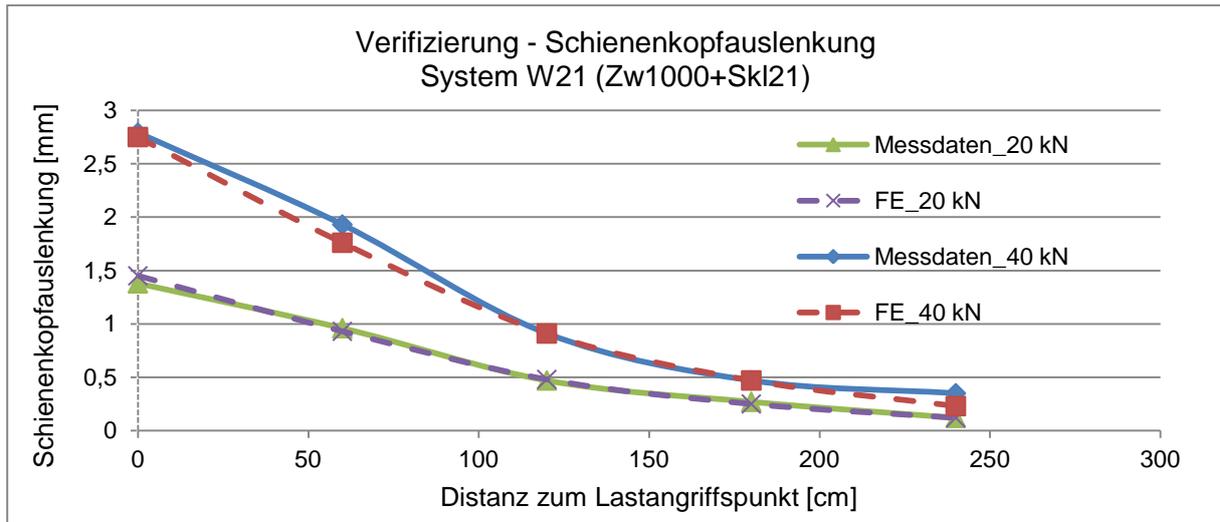


Diagramm 20: Exemplarische Darstellung der Verformung des FE Modells in lateraler Richtung

#### 5.4 Fazit Modellierung

Zur Anpassung eines Stützpunktmodells mit fixem Unterbau zu einem Gleismodell mit elastischem Unterbau ist ein iterativer Berechnungsprozess der Unterbausteifigkeit notwendig. Dieser Prozess muss immer dann durchgeführt werden, wenn der zunächst definierte Gleisrost bei unterschiedlichen Oberbau- und Unterbaubedingungen eingesetzt wird. Es wurde daher ein Gleismodell generiert, wobei die Geometrie des Gleises (Schienenprofil, Stützpunktabstand,...) und Eigenschaften der elastischen Elemente (Zwischenlage, Winkelführungsplatte, ...) über eine Inputdatei vollständig parametrisiert wurden. Das erarbeitete Modell kann somit sehr flexibel für die weiteren Untersuchungen verwendet werden, um folgende Themen zu behandeln:

- Einfluss elastischer Komponenten einer W-Befestigung auf das Verformungsverhalten der Schiene (Kapitel 6),
- Lastverteilungsverhalten der Schiene in lateraler Richtung (Kapitel 7),
- Spannungsanalyse an der Schienenoberfläche (Schwerpunkt: Schienenfuß) unter kombinierten Lasten und die Entwicklung einer Methode zur Ermittlung der dynamischen Kräfte (Kapitel 8).

## 6 DAS VERFORMUNGSVERHALTEN DER SCHIENE BEI ZUNEHMENDEN LATERALKRÄFTEN

### 6.1 Ziel der FE Berechnung

Die in den Feldmessungen festgestellten lateralen Bewegungen des Schienenkopfes waren aufgrund der relativ kleinen Lateralkräfte ( $R = 800 \text{ m}$ ,  $V = 120 \text{ km/h}$ ) gering. Um die Wirkung der verschiedenen Schienenbefestigungen auf die lateralen Verformungen der Schiene unter höheren Lateralkräften zu zeigen, wurde das verifizierte Modell (Gleismodell mit einer Länge von  $11 \text{ m}$ , siehe Kap. 5) eingesetzt. Die damit berechneten Verformungen sollten in unterschiedlichen Systemen unter vordefinierten Lastfällen berechnet und verglichen werden. Die Einwirkung der Kräfte wurden größtenteils entsprechend den im Kapitel 5 dargestellten vier Fällen gewählt.

Diese Untersuchung bezieht sich weniger auf eine Quantifizierung der Verformungen bestimmter Systeme, sondern es handelt sich vielmehr um eine Parameterstudie, in welcher unterschiedliche Befestigungselemente untersucht werden, damit tendenzielle Aussagen bezüglich deren Einflüsse auf das Verformungsverhalten der Schiene gemacht werden können.

### 6.2 Berechnungsprogramm

Um verschiedene Einflussfaktoren separat untersuchen zu können, wurde nachstehendes Berechnungsprogramm zusammengestellt, wobei die Vertikalkraft mit  $125 \text{ kN}$  jeweils konstant gehalten wurde und die Exzentrizität der Vertikalkraft berücksichtigt wurde:

- Einfluss der Exzentrizität  $e$  der Vertikalkraft  $V$ :
  - $e = 0 \text{ mm}$ ,  $V = 125 \text{ kN}$ ,  $L/V = 0; 0,2; 0,4; 0,65; 0,8; 1$   
System W21 (Zw1000+SkI21)
  - wie oben,  $e = \text{variabel}$
- Einfluss der Nichtlinearität der Zw:
  - $e = 0 \text{ mm}$ ,  $V = 125 \text{ kN}$ ,  $L/V = 0,4; 0,65; 0,8$ ; lineare Zw  
System W21 (Zw1000+SkI21)
  - wie oben, nichtlineare Zw
- Zusammenwirken von unterschiedlichen SkI und Zw:
  - SkI21, SkI40, SkI14R + Zw1000,  $L/V = 0; 0,2; 0,4; 0,65; 0,8; 1$

- wie oben, SkI21, SkI40, SkI14R + Zw687
- Einfluss eines Befestigungssystems - Zusammenwirkung aller Komponenten unter realen Lastfällen
  - e gemäß L/V (siehe 5.2.3),  $V = 125 \text{ kN}$ ,  $L/V = 0; 0,2; 0,4; 0,65; 0,8; 1,0$ .  
System W21 (Zw1000+SkI21)
  - wie oben, System W14 (Zw687+SkI14)

Eine bildliche Darstellung der Berechnungsergebnisse für den Fall der Nichtlinearität (System W21,  $e = 0$ ,  $L/V = 0$  bis  $0,8$ ) ist in Bild 31 zu finden.

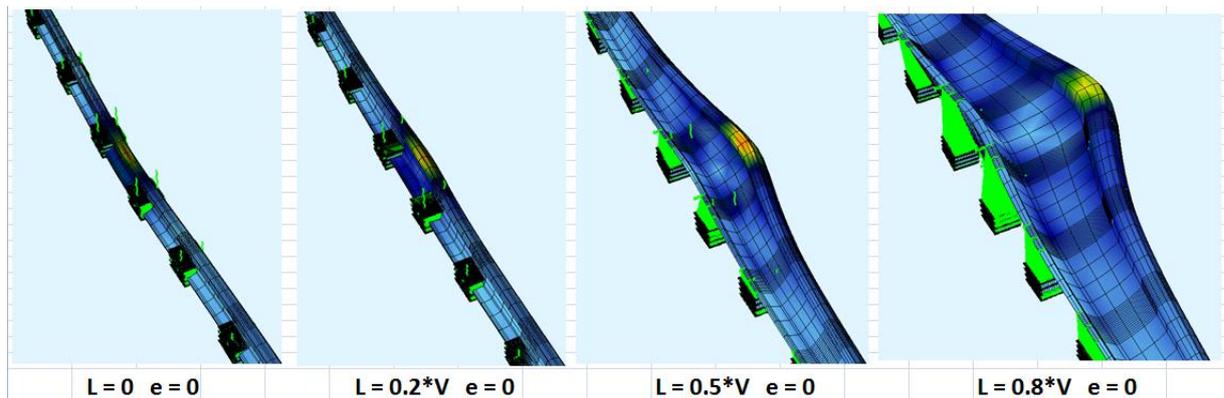


Bild 31: Bildliche Darstellung der Schienenverformung unter kombinierten Lasten, 100-fach überhöht (Beispiele)

## 6.3 Berechnungsergebnisse

### 6.3.1 Einfluss der Exzentrizität e

Der Einfluss von e (Exzentrizität der Vertikalkraft) wurde untersucht, wobei e von 0 bis +32 mm variierte und das L/V-Verhältnis bei der Berechnung von 0 bis 0,8 stieg.

Die Schienenkopfauslenkungen direkt am Lastangriffspunkt sind im Diagramm 21 dargestellt. Aufgrund der günstigen Wirkung der Vertikalkraft bei  $e = +32 \text{ mm}$  entgegen der Kippbewegung erzielte die Schiene unter gleichen Lastannahmen bei  $L/V \geq 0,5$  eine Verringerung der Schienenkopfauslenkung von ca. 2 mm im Gegensatz zur Vertikalkraft bei  $e = 0$ . Bei  $L/V \leq 0,4$  betrug die Verringerung ca. 1 mm. Durch diese Berechnung konnte festgestellt werden, dass die Position der Vertikalkraft eine wichtige Rolle bei der Schienenkopfauslenkung spielt.

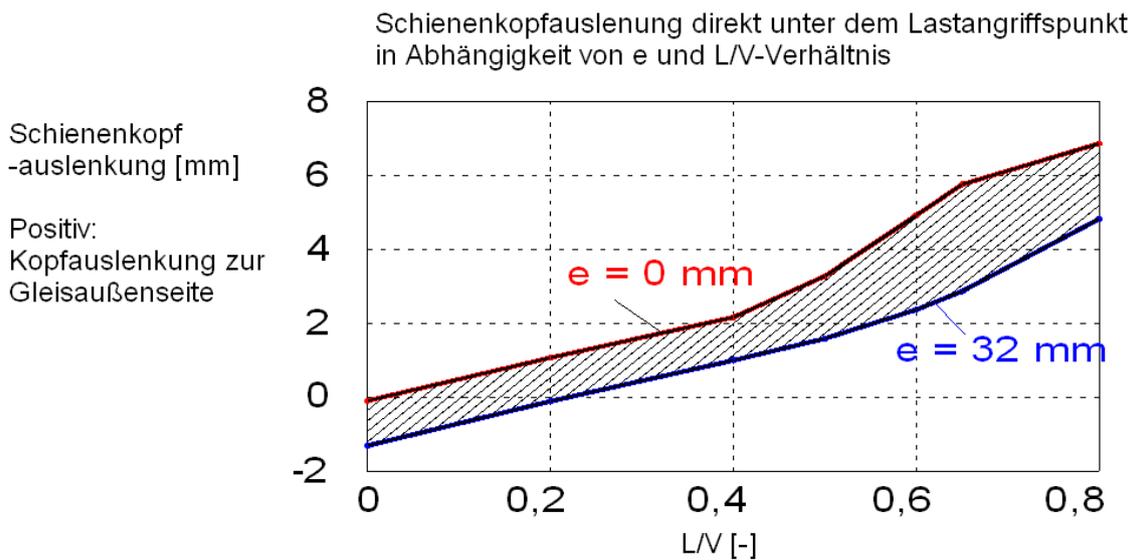


Diagramm 21: Schienenkopfauslenkung in Abhängigkeit von der Exzentrizität e und L/V-Verhältnis – System W21 (Zw1000+SkI21)

In einer zweiten Berechnung wurde die laterale Verformung am Schienenfuß ermittelt (Diagramm 22). Ein deutlicher Einfluss von e konnte nicht festgestellt werden. Es wird darauf hingewiesen, dass in Kapitel 7 festgestellt wird, dass die laterale Schienenfußverschiebung, analog zur Schieneneinsenkung, lediglich von der Lateralsteifigkeit des Oberbaus und der Größe der Lateralkraft abhängt.

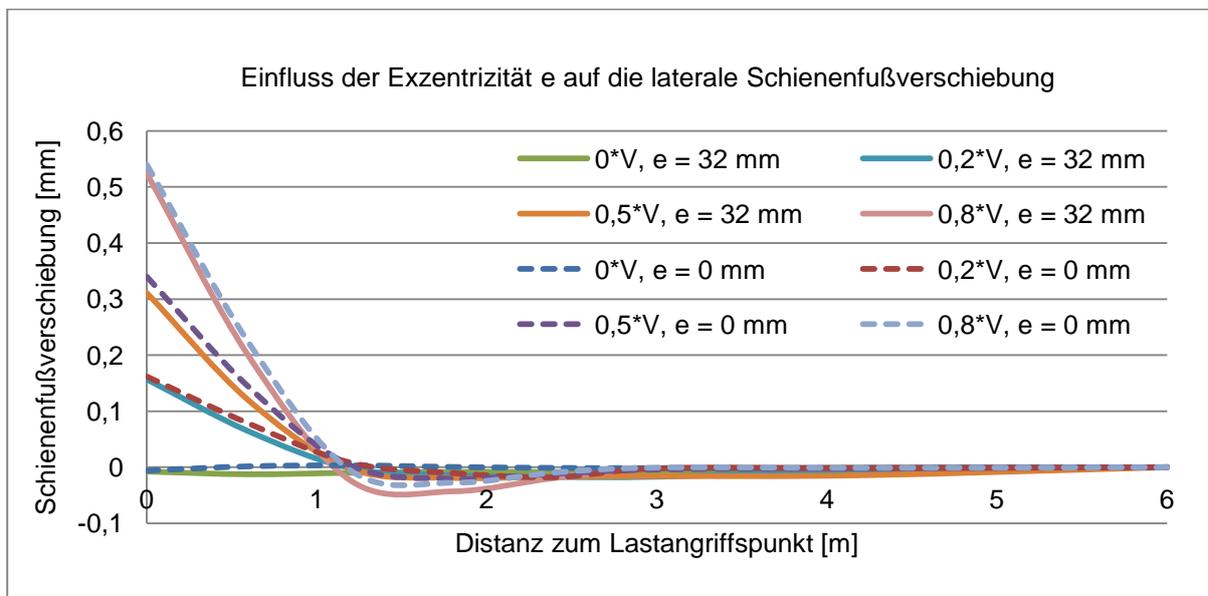


Diagramm 22: Laterale Verschiebung am Schienenfuß unter dem Einfluss von e

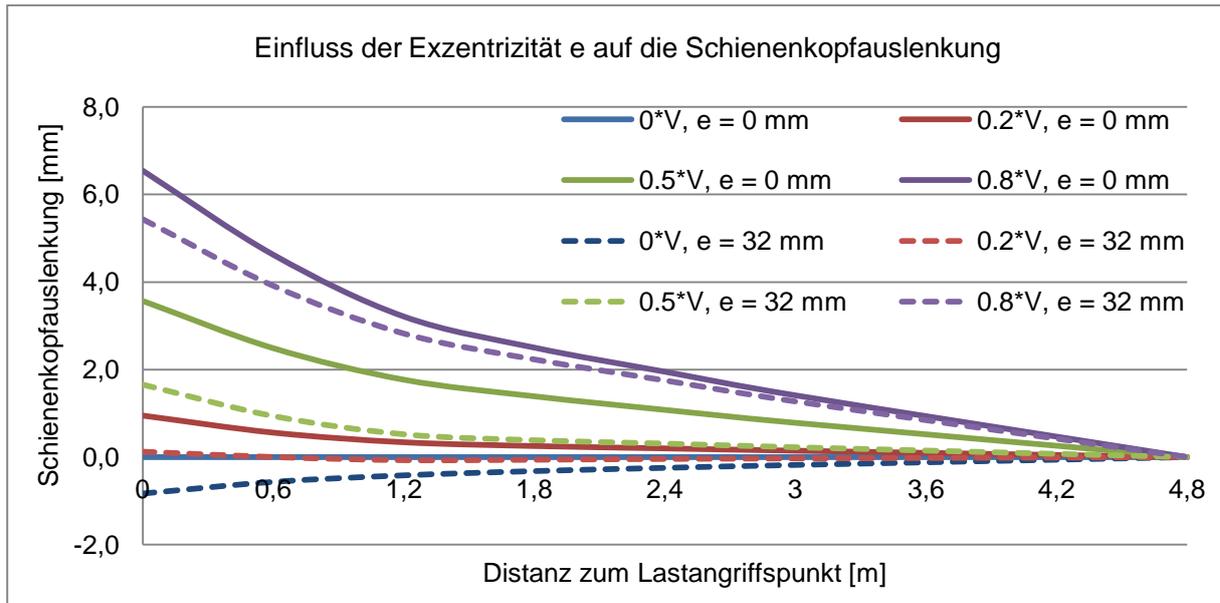


Diagramm 23: Schienenkopfauslenkung unter dem Einfluss von Exzentrizität e

Die Länge der lateralen Biegelinie des Schienenfußrandes von Nulldurchgang bis Nulldurchgang betrug ca. 2,0 m (Symmetrie der Biegelinie wurde berücksichtigt), und entspricht etwa dem dreieinhalbfachen Schwellenabstand. Die Länge der lateralen Biegelinie am Schienenkopf von Nulldurchgang bis Nulldurchgang betrug je nach L/V-Verhältnis und Exzentrizität e, die eine Torsionsbeanspruchung hervorrufen, von ca. 2 m bis zu ca. 10 m. Die Bedeutung der lateralen Biegelinienlänge bezüglich der Lastverteilung wird im Kapitel 7 beschrieben.

### 6.3.2 Einfluss der Nichtlinearität der Zw

Zur Untersuchung des Einflusses der tatsächlich nichtlinearen Charakteristik von Zw gegenüber einem linearen Ansatz wurden entsprechende nichtlineare Federn eingesetzt. Ziel dieser Untersuchung war, die Aussagekraft des Verfahrens Zimmermann [50] bezüglich der Einsenkung in Schienenfußmitte und der maßgebenden Stützpunktkraft unter hoher Lateralkraft und Berücksichtigung der Nichtlinearität zu prüfen.

Zur Vereinfachung wurde keine Exzentrizität von V berücksichtigt ( $e = 0$ ).

Die Schieneneinsenkung wird von der Nichtlinearität der Zw stark beeinflusst (gestrichelte Linie in Diagramm 24). Die Einsenkung in Schienenfußmitte blieb bei der linearen Charakteristik konstant, wobei sie bei der nichtlinearen Charakteristik mit Zunahme der L/V-Verhältnisse stetig abnahm (Abhebung). Die Einsenkung (+) bzw. Abhebung (-) am Schienenfuß (Gleisinnen- bzw. Gleisaußenseite) wurde ebenfalls in diesem Diagramm

dargestellt. Die lokalen Unterschiede sind groß: Die Einsenkung in der Gleisaußenseite nahm bei der linearen Betrachtung unter steigendem L/V linear zu, wobei sie sich bei einer nichtlinearen Charakteristik einem Grenzwert näherte. Dabei hob die Gleisinnenseite mehr ab, um entgegenzuwirken.

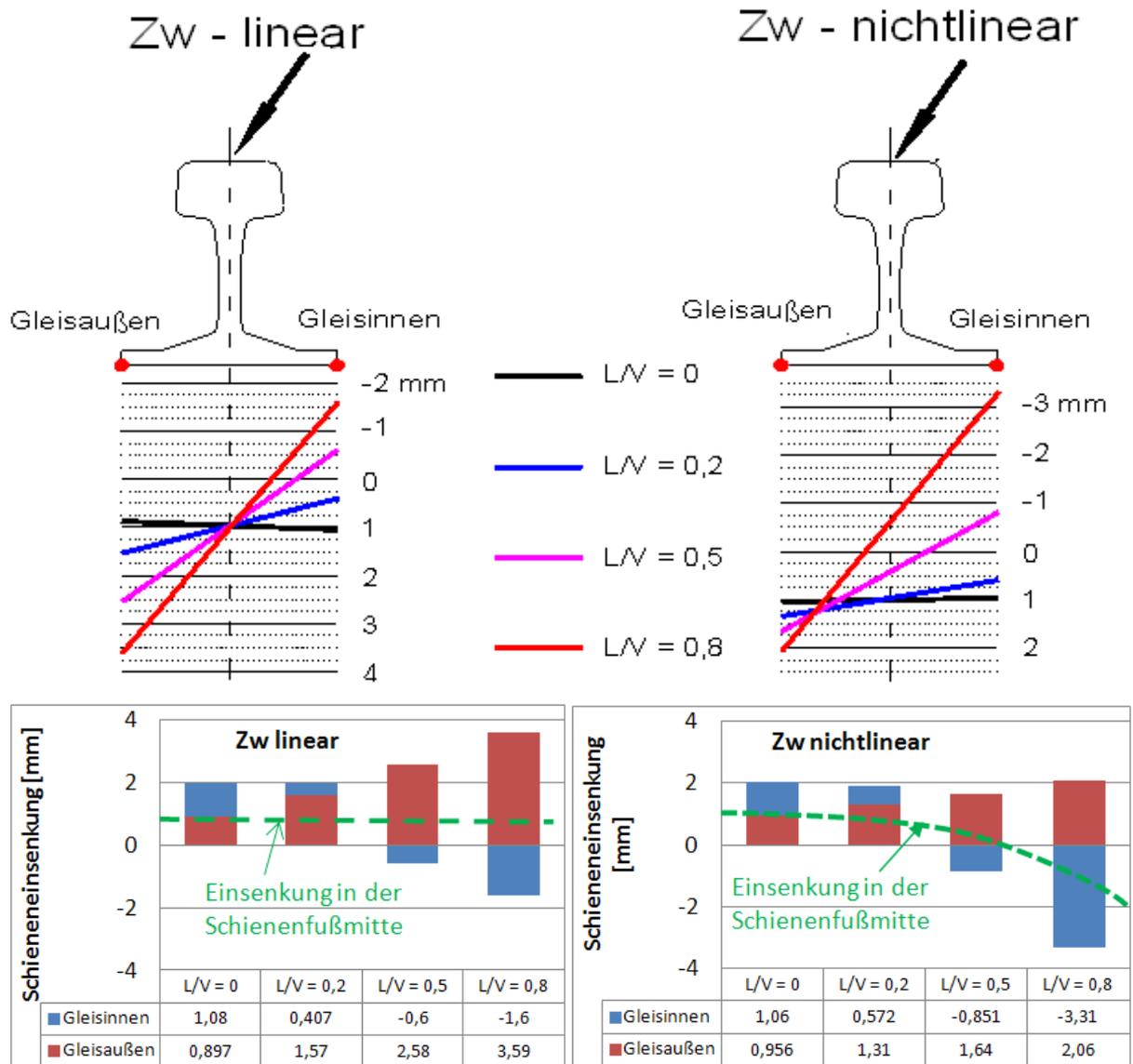


Diagramm 24: Einfluss der Nichtlinearität der Zw auf die Schienenfußsenkung am Stützpunkt unter dem Lastangriffspunkt

Die Nichtlinearität der Zwischenlage beeinflusst weiterhin die auftretende Stützpunktkraft. Da das Verfahren Zimmermann einwirkende Lateralkräfte nicht berücksichtigen kann und die vertikale Steifigkeit linear angesetzt wird, verändern sich die Ergebnisse bezüglich der Stützpunktkraft trotz zunehmendem L/V nicht (lineares Verhältnis zwischen der Stützpunktkraft und der Einsenkung in Schienenfußmitte). Demgegenüber ist dieser Zusammenhang nicht

gegeben, wenn die Berechnung mit einem nichtlinearen FE Modell erfolgt, die z.B. eine Schienenfußabhebung bei hohen L/V-Verhältnissen ergibt.

Es werden Ergebnisse von drei Rechenbeispielen in Tabelle 8 dargestellt. Um realistische Annahmen zu treffen, wird die Steifigkeit des Schotterbettes in diesen Beispielen mit berücksichtigt.

Beispiel 1: lineare Zwischenlage-Federziffer, L/V von 0 bis 0,8,  $c_{\text{Schotter}} = 29 \text{ kN/mm}$  (Unterbausteifigkeit bezogen auf einen Stützpunkt, Simulation von weichem Unterbau);

Beispiel 2: wie Beispiel 1 mit nichtlinearer Zwischenlage-Federziffer;

Beispiel 3: nichtlineare Zwischenlage-Federziffer, L/V von 0 bis 0,8,  $c_{\text{Schotter}} = 125 \text{ kN/mm}$  (Unterbausteifigkeit bezogen auf einen Stützpunkt, Simulation von hartem Unterbau).

Für diese drei Beispiele gilt:  $V = 125 \text{ kN}$ ,  $e$  nach dem Kapitel 5.2.3.

Tabelle 8: Maßgebende Stützpunktkraft [kN] in Abhängigkeit vom L/V-Verhältnis und der Systemsteifigkeit mit FE

L/V	Beispiel 1 (FE)	Beispiel 2 (FE)	Beispiel 3 (FE)
	$c_{\text{zw}} = 64,4 \text{ kN/mm}$	$c_{\text{zw}}$ : nichtlinear	$c_{\text{zw}}$ : nichtlinear
	$c_{\text{Schotter}} = 29 \text{ kN/mm}$	$c_{\text{Schotter}} = 29 \text{ kN/mm}$	$c_{\text{Schotter}} = 125 \text{ kN/mm}$
0	38,5	39,2	50,2
0,2	38,5	40,5	51,4
0,4	38,6	41,5	54,0
0,5	38,7	41,7	55,2
0,6	39,3	42,6	56,0
0,65	39,3	42,9	56,4
0,8	39,3	48,3	63,8

Die maßgebende Stützpunktkraft nach dem Verfahren Zimmermann betrug 38,4 kN unter den Randbedingungen vom Beispiel 1. Dieser Rechenwert ist den FE Rechenwerten im Beispiel 1 – unabhängig vom L/V-Verhältnis - ähnlich (lineares System). Demgegenüber lässt sich im Beispiel 2 eine maßgebende Stützpunktkraft von 43 kN beim L/V = 0,65 ermitteln, welche 12% größer ist, als der Rechenwert von 39,2 kN bei L/V = 0 unter sonstigen gleichen Bedingungen. Bei einem Schotteroberbau mit hartem Unterbau (Beispiel 3) erhöht sich dieser Wert von 50 kN bei L/V = 0 auf 64 kN bei L/V = 0,65, was einer Erhöhung von 13% entspricht.

Im Weiteren wurde das L/V-Verhältnis ermittelt, welches im maßgebenden Stützpunkt in einem nichtlinearen System auftrat (Tabelle 9). Bei einem Schotteroberbau mit hartem Unterbau (Beispiel 3 in Tabelle 9) stimmte das L/V-Verhältnis des maßgebenden Stützpunktes ( $L/V_{\text{Stützpunkt}}$ ) mit dem L/V-Verhältnis der einwirkenden Kräfte ( $L/V_{\text{einwirkende Kräfte}}$ ) etwa überein. Demgegenüber war  $L/V_{\text{Stützpunkt}}$  im Beispiel 2, in welchem ein weicher Unterbau vorgesehen war, größer als  $L/V_{\text{einwirkende Kräfte}}$ . Bei  $L/V_{\text{einwirkende Kräfte}} = 0,65$  wurde z.B. ein  $L/V_{\text{Stützpunkt}}$  von 0,83 festgestellt.

Tabelle 9: Ermittlung des L/V-Verhältnisses im maßgebenden Stützpunkt

L/V** einwirkende Kräfte	Beispiel 2			Beispiel 3		
	vertikale Stützpunktkraft	laterale Stützpunktkraft	L/V*** Stützpunkt	vertikale Stützpunktkraft	laterale Stützpunktkraft	L/V*** Stützpunkt
	$c_{zw}$ : nichtlinear $c_{\text{schotter}} = 29$ kN/mm	$c_{\text{lateral}} = 18$ kN/mm *		$c_{zw}$ : nichtlinear $c_{\text{schotter}} = 125$ kN/mm	$c_{\text{lateral}} = 18$ kN/mm *	
0	39,2	0	0	50,2	0	0
0,2	40,5	10,9	0,27	51,4	10,9	0,2
0,4	41,5	21,7	0,52	54,0	21,9	0,4
0,5	41,7	27,3	0,65	55,2	27,5	0,5
0,6	42,6	32,8	0,77	56,0	33,0	0,6
0,65	42,9	35,6	0,83	56,4	35,8	0,63
0,8	48,3	43,4	0,90	63,8	43,8	0,69

\*): entspricht einer mittleren lateralen Systemsteifigkeit eines Schottergleises (Definition im Kapitel 7)

\*\*): L/V-Verhältnis der einwirkenden Kräfte

\*\*\*): L/V-Verhältnis am maßgebenden Stützpunkt

Durch unterschiedliche Unterbausteifigkeiten wird die Lastverteilung in vertikaler Richtung beeinflusst (siehe Feldmessungen im Kapitel 4). Die maßgebende vertikale Stützpunktkraft variiert und somit auch die L/V-Verhältnisse, die tatsächlich im maßgebenden Stützpunkt auftreten. Bei einer Schienenbefestigungsprüfung nach DIN EN 13481-2 (Ausgabe 2012) werden die L/V-Verhältnisse durch eine Schrägstellung des Versuchskörpers realisiert, wobei die Ermittlung des Schrägstellungswinkels und der Prüflast lediglich von einer pauschalen Angabe der dynamischen Steifigkeit einer Befestigung abhängt ( $\leq 200$  kN/mm bzw.  $> 200$  kN/mm). Bei einem Befestigungssystem ist damit unabhängig von der Unterbausteifigkeit des Gleises ein fester Prüfwinkel vorgeschrieben.

Im ORE-Bericht D71 [56] wurde die maßgebende Lateralkraft über ein pauschales L/V-Verhältnis von einwirkenden Kräften berechnet, welches damals (1966) durch Messungen festgestellt wurde. Das vertikale und laterale Lastverhaltensverhalten in Gleislängsrichtung

wurde damit identisch angenommen. Anzumerken ist, dass damals die Anordnung zusätzlicher elastischer Ebenen noch nicht angesprochen wurde.

### 6.3.3 Die Zusammenwirkung von Skl und Zw

Durch Laboruntersuchungen an verschiedenen Einzelstützpunkten (Kapitel 2) wurde festgestellt, dass das Kippen der Schiene bei weichen Schienenbefestigungssystemen durch den Einsatz von Spannklemmen mit höherer Niederhaltekraft deutlich verringert werden konnte. Je weicher der Stützpunkt, desto deutlicher war die Wirkung einer „harten“ Spannklemmen. Das Problem „Kippen“ tritt nicht nur bei weichen Schienenbefestigungssystemen aufgrund ihres großen Verformungsvermögens auf, sondern auch bei harten Schienenbefestigungssystemen unter Einwirkung von großen lateralen Führungskräften (enger Bogen). In sogenannten Heavy-Haul-Strecken mit engen Bögen ist die Einschränkung der Spurweite trotz hartem Befestigungssystem mit geringem Verformungsvermögen ein großes Thema.

Im Rahmen einer Finite-Elemente-Analyse (FEA) wurden diesbezüglich drei Spannklemmentypen (Skl21, Skl14R und Skl40) untersucht. Diese drei Spannklemmentypen unterscheiden sich durch die Niederhaltekräfte und die Position der Auflagepunkte der Federarme (Tabelle 10).

Tabelle 10: Technische Daten der drei untersuchten Spannklemmen Skl (vgl. Bild 23)

		FEDERREIHE 1 in FE Modell		FEDERREIHE 2 (mit Kippschutz) in FE Modell	
	a*	Anspannkraft	Federziffer**	GAP	Federziffer**
	mm	[kN]	[kN/mm]	[mm]	[kN/mm]
<b>Skl21</b>	12,6	10	0,652	2,33	29,41
<b>Skl14R</b>	12,5	12,5	0,916	0,93	14,93
<b>Skl40</b>	21,0	14,5	0,826	1,71	27,78

\*) : Abstand a ist das Maß zwischen Auflagepunkt der Federarme und Schienenfußaußenkante

\*\*) : Definition der Spannklemmensteifigkeit (Federziffer) für die FEA siehe 5.2.2

Die restlichen Komponenten des Schienenbefestigungssystems waren für alle drei verwendeten Spannklemmen identisch. Ziel der FEA war, die Schienenverformungen unter Einsatz verschiedener Skl zu vergleichen.

Das zu untersuchende Schienenbefestigungssystem hat folgende Randbedingungen:

- Achslast: 25 Tonnen (Radlast  $V = 125 \text{ kN}$ ),
- Minimaler Gleisbogenradius  $R = 200 \text{ m}$  (mit  $L/V$  bis zu 1,0),
- Schienenprofil: 60 E1,
- Zwischenlage Zw687 bzw. Zw1000

Der Aufbau des FE-Modells und die Kräfteinleitung sind im Kapitel 5 beschrieben. Der Radius  $R = 200 \text{ m}$  und das Lastverhältnis  $L/V = 1,0$  sind für normale Betriebsstrecken extrem, allerdings könnte dies im ungünstigsten Fall mit der Gefahr einer Entgleisung vorkommen.

### 6.3.3.1 Wirkung der Spannklemmen in einem „harten“ Befestigungssystem

In dieser Berechnung wurden in das Gleismodell mit einer Länge von 11 m (Kapitel 5) eine Zw687 und die o.g. drei Skl-Typen eingesetzt. Die wesentlichen Erkenntnisse aus der Berechnung, deren Ergebnis in Diagramm 25 dargestellt ist, sind wie folgt:

Bis zu  $L/V = 0,5$  ist die Einsenkung in Schienenfußmitte direkt unter den Lasten positiv und gering (Einsenkung  $< 0,2 \text{ mm}$ ). Der Einfluss der verschiedenen Skl auf das Verformungsverhalten dieser harten Befestigung ist bis  $L/V = 0,65$  sehr gering.

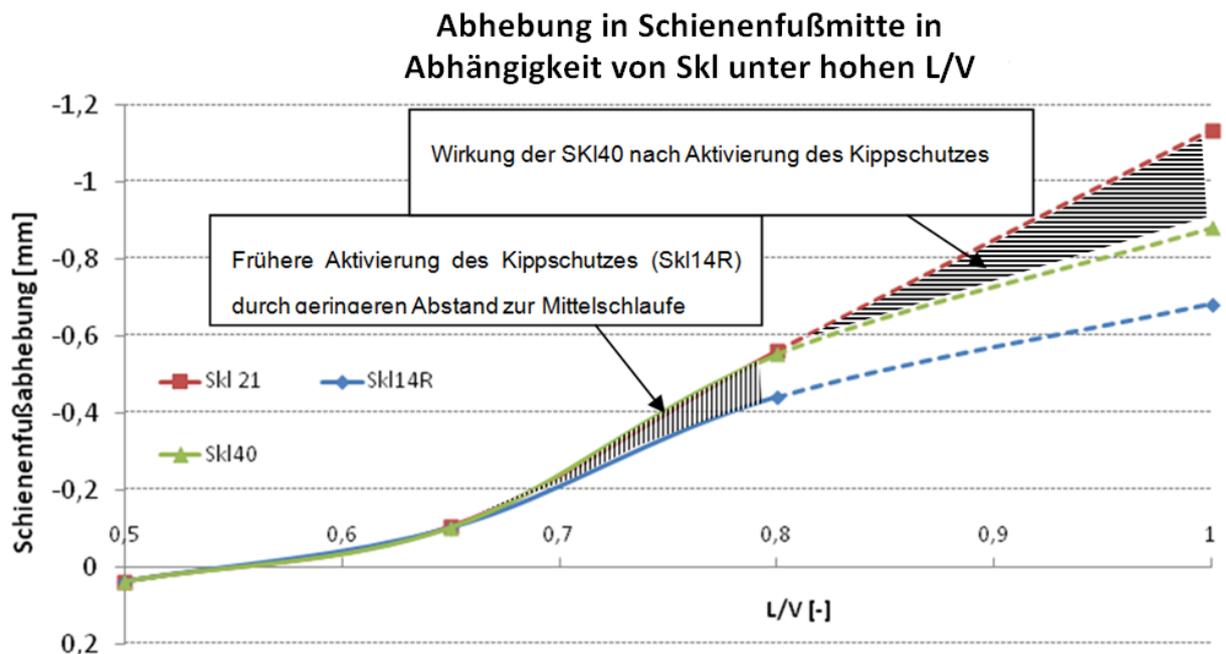


Diagramm 25: Schienenfußabhebung („hartes“ Befestigungssystem mit Zw687) direkt unter dem Lastangriffspunkt in Abhängigkeit von  $L/V$  und Skl - „+“: Schienenfußseinsenkung; „-“: Schienenfußabhebung

Bei  $L/V = 0,65$  ist eine geringe Abhebung (negative Werte) zu sehen, wobei diese bei einer weiteren Erhöhung der Lateralkraft auf über 1 mm ansteigen kann. Unter  $L/V = 1,0$  kommt es durch unterschiedliche Wirkung der drei Skl zu unterschiedlicher Abhebung (Diagramm 25). Da der Kippschutz von Skl14R aufgrund des geringeren Abstandes vom Schienenfuß zur Mittelschlaufe (GAP-Werte in Tabelle 10) früher aktiviert wird (schon ab ca.  $L/V = 0,7$ ), zeigt Skl14R eine stärkere Wirkung beim Verhindern des Schienenkippens trotz niedrigerer Niederhaltekraft im Vergleich zur Skl40. Ab  $L/V = 0,8$  wird der Kippschutz von Skl40 ebenfalls aktiviert, während dieser bei Skl21 unter  $L/V = 1,0$  immer noch nicht wirkt.

Das laterale Verformungsverhalten am Schienenkopf reagiert ähnlich auf die unterschiedlichen Skl. Eine quantitative Auswertung zeigt, dass der Einsatz von Skl14R statt Skl21 zu einer Verringerung der lateralen Schienenkopfauslenkung um ca. 0,4 mm bei  $L/V = 0,8$  und 1,4 mm bei  $L/V = 1,0$  führt. Bei  $L/V < 0,65$  wurde kein Unterschied festgestellt.

### **Fazit**

Durch Einsatz von verschiedenen Skl kann das Kippverhalten der Schiene bei „harten“ Befestigungssystemen beeinflusst werden. Insbesondere eine Skl mit geringem Abstand vom Schienenfuß zur Mittelschlaufe verringert das Kippen unter hohen lateralen Kräften ( $L/V > 0,8$ ) deutlich. Die Größen der Anspannkraft, die Steifigkeit vor und nach Einsetzen des Kippschutzes der Spannklemme spielen hierbei nur eine untergeordnete Rolle.

### **6.3.3.2 Wirkung der Spannklemmen in einem „weichen“ Befestigungssystem**

In dem im Kapitel 6.3.3.1 beschriebenen System wurde statt einer Zw687 eine Zw1000 integriert. Im Gegensatz zu den harten Schienenbefestigungssystemen ist die gesamte Steifigkeit eines aufmontierten, weichen Stützpunktes abhängig von der Anspannkraft der Skl. So wird zum Beispiel die Zw1000 im eingebauten Zustand ca. 0,5 mm mehr gestaucht, wenn eine Skl14R statt einer Skl21 verwendet wird. Da Zw1000 eine nichtlineare Kraft-Weg-Kennlinie aufweist, wird das gesamte System mit einer Skl14R im eingebauten Zustand steifer (Diagramm 26) als mit einer Skl21.

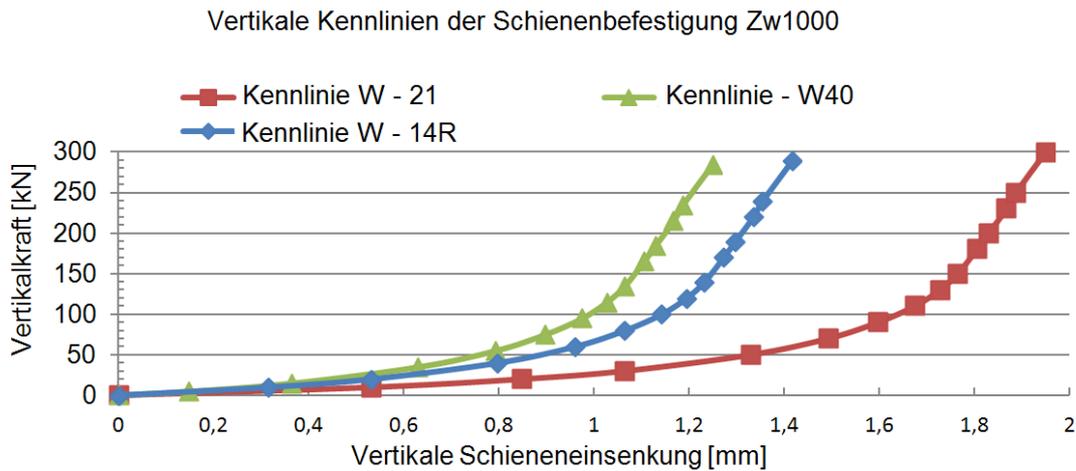


Diagramm 26: Vertikale Kraft-Weg-Kennlinien der Schienenbefestigung (Zw1000 mit Skl21, Skl40 sowie Skl14R)

Dies wurde bei den weiteren Berechnungen berücksichtigt. Die Einsenkungen in Schienenfußmitte in Abhängigkeit der Ski-Typen ist in Diagramm 27 dargestellt. Im Vergleich zum „harten“ System mit einer Zw687 (Diagramm 25) gab es aufgrund der anfänglich unterschiedlichen Stützpunktsteifigkeit bereits bei geringerem L/V-Verhältnis einen großen Einsenkungsunterschied. Hierbei ist besonders zu beachten, dass eine weiche Zw1000 unter normalen Bedingungen nur in Strecken eingebaut werden kann, bei welchen keine hohen L/V zu erwarten sind (Gleis mit relativ großen Radien). Aus diesem Grund sind die Bereiche, welche in Diagramm 27 als gepunktete Linien dargestellt sind, nur theoretische Werte.

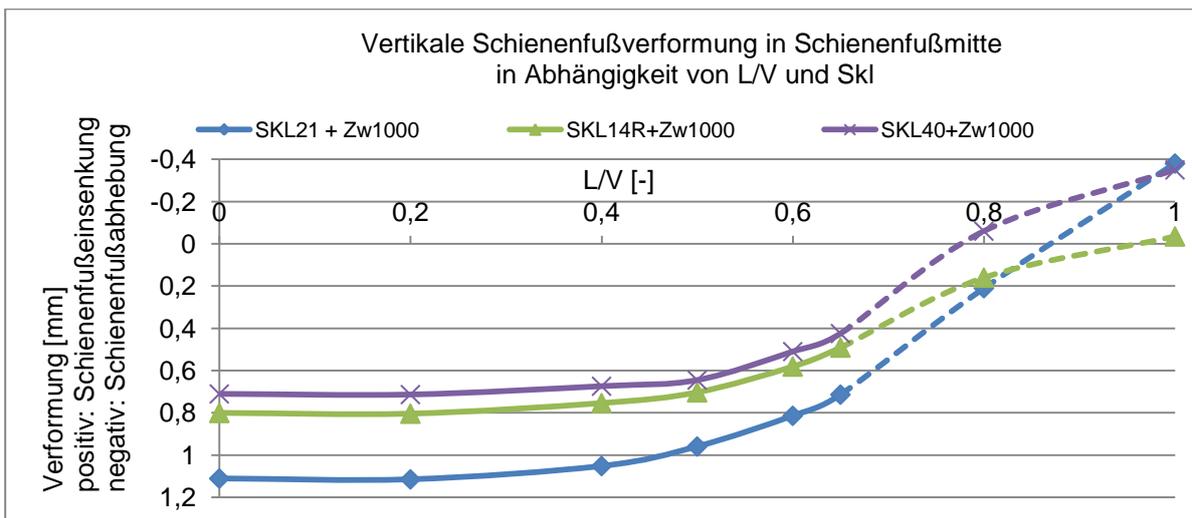


Diagramm 27: Vertikale Schienenfußverformung („weiches“ Befestigungssystem mit Zw1000) direkt unter dem Lastangriffspunkt in Abhängigkeit von L/V und Skl

Die lateralen Bewegungen am Schienenkopf wurden ebenfalls ausgewertet. Es wurde eine Reduzierung der Schienenkopfauslenkung durch den Einsatz von Skl14R bzw. Skl40 statt Skl21 festgestellt.

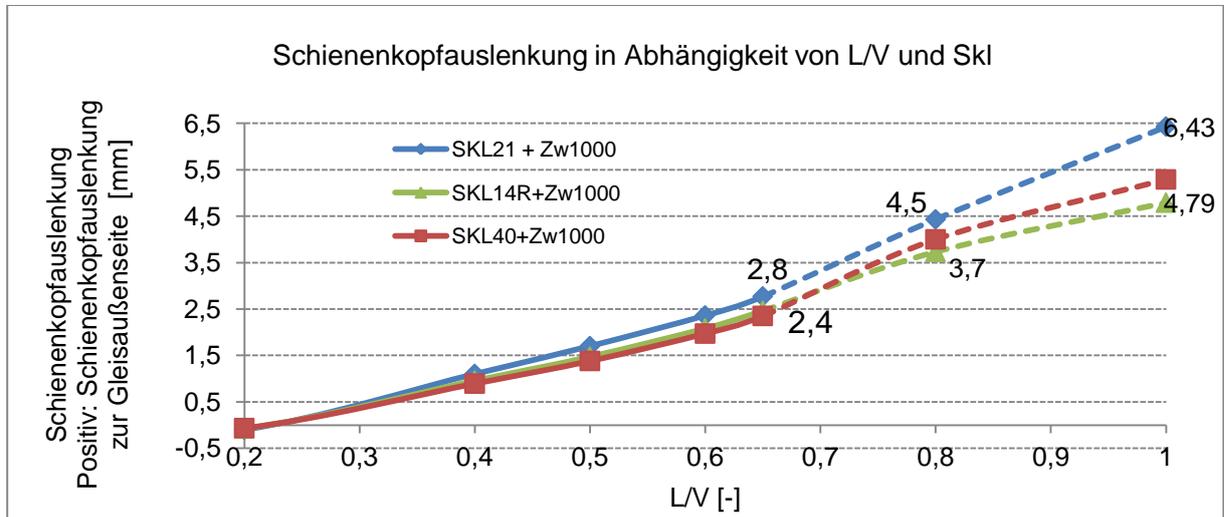


Diagramm 28: Schienenkopfauslenkung („weiches“ Befestigungssystem mit Zw1000) direkt unter dem Lastangriffspunkt in Abhängigkeit von L/V und Skl

## Fazit

Durch Einsatz verschiedener Skl kann das Kippverhalten eines „weichen“ Befestigungssystems wesentlich stärker beeinflusst werden als bei einem „harten“. Insbesondere eine Skl mit hoher Niederhaltekraft verringert das Kippen schon ab einem niedrigen L/V ( $L/V < 0,4$ ) aufgrund der höheren Systemsteifigkeit. Die erhöhte vertikale Steifigkeit ist bei der Auslegung des Stützpunktes zu beachten.

### 6.3.4 Zusammenwirkung aller Komponenten unter realen Lastannahmen

Im Folgenden wurde die Befestigung, eine Zusammenstellung von Skl, Wfp und Zw, als eine Einheit betrachtet. Auch die Lasten wurden nach dem Kapitel 5.2.3 realitätsnah angenommen (e verändert sich mit L/V). Ziel dieser Berechnung war, ein Beispiel zu zeigen, wie eine zusammengebaute Befestigung das Verformungsverhalten der Schiene unter realen Randbedingungen beeinflussen kann.

Bei dieser Berechnung wurden eine weiche Befestigung W21 (Zw1000+SkI21) und eine harte Befestigung W14 (Zw687+SkI14) eingesetzt. Zusätzlich wurde eine vertikale Steifigkeit von 29 kN/mm pro Stützpunkt (aus der Kalibrierungsmessung) zur Simulation eines weichen Unterbaus berücksichtigt. Die in diesem Kapitel dargestellten Verformungen sind die aus dem

Oberbau und dem Unterbau resultierenden Verformungen. Eine bildliche Darstellung der Verformungen ist in Bild 32 zu sehen.

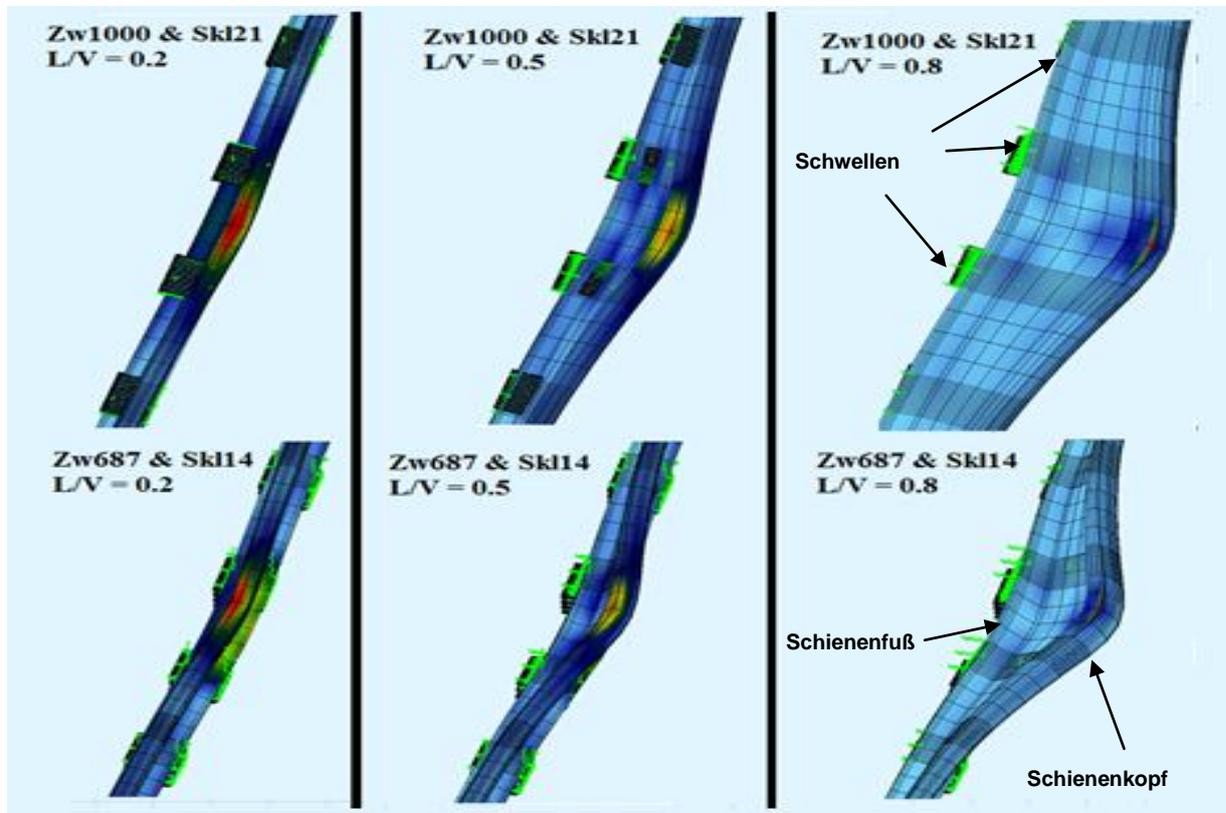


Bild 32: Bildliche Darstellung der Schienenverformung je nach Befestigungssystem - 100-fach überhöht

Eine parallele Darstellung der Ergebnisse ist in Diagramm 29 zu finden. Die Verformungen der Schiene ergaben sich unter dem Zusammenwirken der Elastizität der Befestigungen und des Schotterbetts. Der Einfluss eines Befestigungssystems auf das Vorformungsverhalten der Schiene ist proportional zu ihrem elastischen Anteil an der gesamten Oberbauelastizität. Die Feldmessung bestätigte diese Aussage.

Anzumerken sei, dass die Längen der lateralen und vertikalen Biegelinien verschieden sind, ebenso die lateralen Biegelinien am Schienenkopf und -fuß. Dies deutet auf eine dreidimensionale Torsion der Schiene hin, welche von dem Torsionswiderstand des Befestigungssystems abhängig ist. Unter einer gleichen Torsionsbeanspruchung ergibt die Schiene bei einem weichen System, insbesondere in lateraler Richtung, eine längere Biegelinie als bei einem harten System. Beispielhaft betrug die Länge der Schienenkopfauslenkung unter  $L/V = 0,5$  beim System W21 mit hochelastischer Zwischenlage Zw1000 ca. 8 m (Symmetrie der Biegelinie wurde berücksichtigt), wobei sie beim System W14 mit Zw687 lediglich 3 m betrug (Diagramm 29).

## Zw 1000 & Skl21

## Zw687 & Skl 14

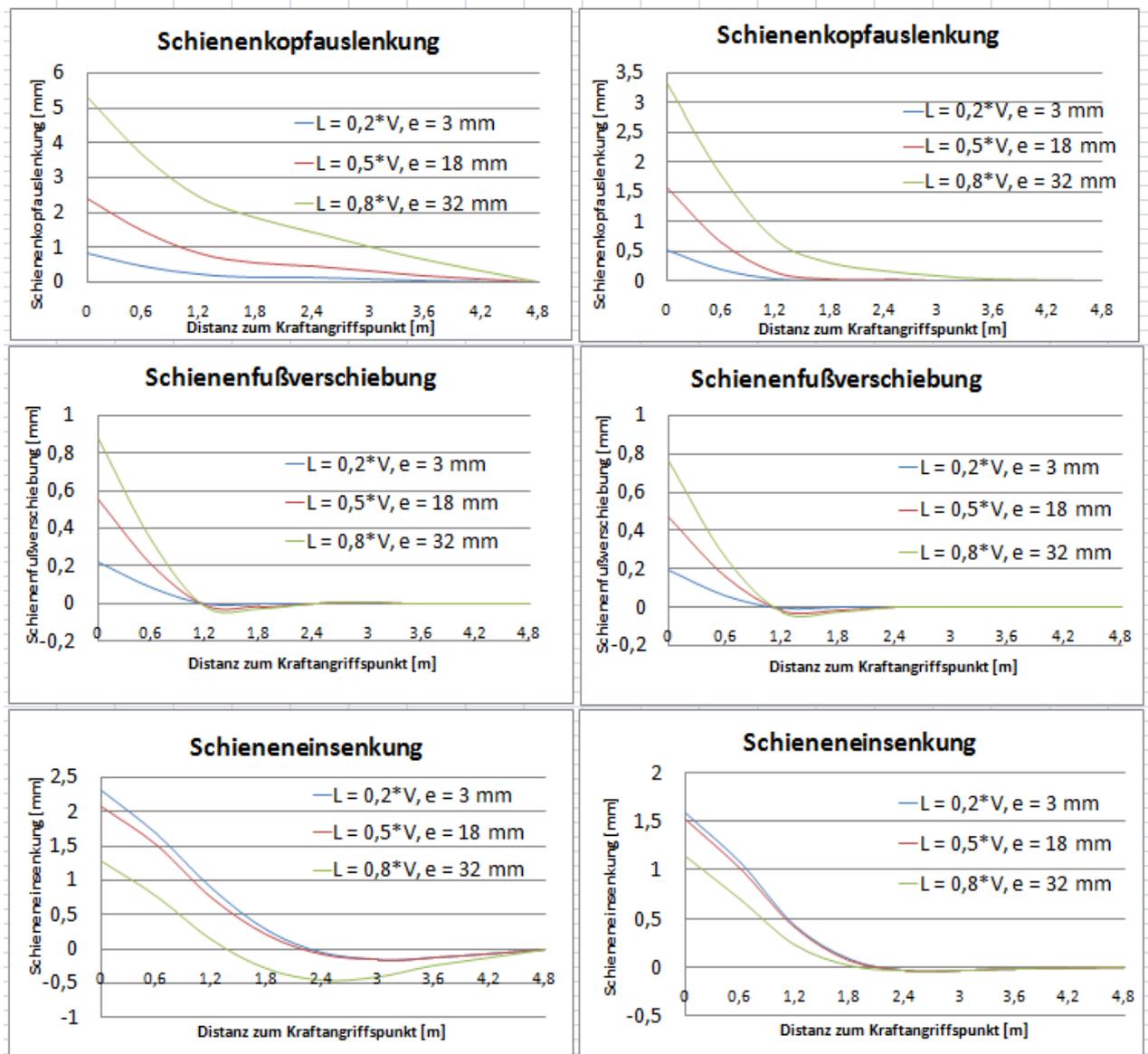


Diagramm 29: Vergleich der gesamten Schienenverformung unter realen Lasten

### 6.4 Fazit Verformungsverhalten der Schiene

Anhand der durchgeführten Parameterstudien mittels FE Modellen können folgende Erkenntnisse zusammengefasst werden:

#### *Einfluss der Exzentrizität $e$*

Die Angriffsposition der Vertikalkraft ist, zusammen mit der Größe der Lateralkraft  $L$ , entscheidend für das Kippen der Schiene. Diese Parameter bestimmen die resultierende

Torsionsbeanspruchung der Schiene. Bei  $L/V \geq 0,2$  ergibt die Schiene bei einem weichen System in lateraler Richtung eine längere Biegelinie am Schienenkopf als bei einem harten System mit gleichen Randbedingungen. Die Länge der lateralen Biegelinie am Schienenfuß bleibt nahezu unverändert.

#### *Einfluss der Nichtlinearität der Zw*

Die Nichtlinearität der Zw beeinflusst das Lastverteilungsverhalten in vertikaler Richtung. Unter hoher Lateralkraft und gleichzeitiger Berücksichtigung der Versteifung der Zw wird die maßgebende statische Stützpunktkraft höher als die, die nach dem Verfahren Zimmermann ermittelt wird. Dementsprechend ergeben sich auch Abweichungen bei der Berechnung der Schieneneinsenkungen. In DIN EN 13481 wird die Nichtlinearität der Oberbaukomponenten nicht berücksichtigt. Um die Erhöhung der Stützpunktkraft infolge Torsion der Schiene abzudecken, wird bei der Ermittlung der Prüflasten für Stützpunkte der Befestigungskategorien A, B, C, E (enge Radien,  $L/V \geq 0,65$ ) ein Erhöhungsfaktor von 1,15 empfohlen.

#### *Zusammenwirken von Skl und Zw*

Durch Einsatz von verschiedenen Skl kann das Kippverhalten der Schiene bei „harten“ Befestigungssystemen nur unter hohen lateralen Kräften ( $L/V > 0,65$ ) beeinflusst werden. Insbesondere eine Skl mit geringem Abstand vom Schienenfuß zur Mittelschlaufe verringert das Kippen unter hohen lateralen Kräften ( $L/V > 0,8$ ) deutlich. Die Größen der Anspannkraft, die Steifigkeit vor und nach Einsetzen des Kippschutzes der Spannklemme spielen hierbei nur eine untergeordnete Rolle. Durch Einsatz verschiedener Skl kann das Kippverhalten eines „weichen“ Befestigungssystems wesentlich deutlicher beeinflusst werden. Insbesondere eine Skl mit hoher Niederhaltekraft verringert das Kippen schon ab einem niedrigen  $L/V$  ( $L/V < 0,4$ ) aufgrund der höheren Systemsteifigkeit. Die erhöhte vertikale Steifigkeit ist bei der Auslegung des Stützpunktes zu beachten.

#### *Zusammenwirken aller Komponenten unter realen Randbedingungen*

Der Einfluss eines Befestigungssystems auf das Verformungsverhalten der Schiene ist proportional zum elastischen Anteil an der gesamten Oberbauelastizität. Die Längen der lateralen und vertikalen Biegelinien sind verschieden, ebenso die lateralen Biegelinien am Schienenkopf und -fuß. Unter einer gleichen Torsionsbeanspruchung ergibt die Schiene bei einem weichen System ( $c_0 \leq 200$  kN/mm), insbesondere in lateraler Richtung, eine bis zum 3-fach längere Biegelinie am Schienenkopf unter  $L/V > 0,5$  als sie bei einem harten System mit  $c_0 > 200$  kN/mm.

## **7 DAS LATERALE LASTVERTEILUNGSVERHALTEN DER SCHIENE**

### **7.1 Fragestellung zur Lastverteilung**

Anhand des im Kapitel 5 ermittelten Gleismodells können die Verformungen theoretisch an beliebigen Stellen der Schiene unter beliebigen Lastkombinationen ermittelt werden. Im Gegensatz zur Feldmessung oder Laboruntersuchung, die aus betriebstechnischen bzw. versuchstechnischen Gründen ein relativ enges Spektrum in Hinsicht auf die Belastungsarten (Lastposition, Richtung, Belastungskombination) haben, bietet diese theoretische Untersuchung die Möglichkeit, die Anzahl der Belastungsfälle in großem Umfang zu variieren.

Die Schiene wird in lateraler Richtung im unbelasteten Zustand lediglich am Schienenfuß seitlich gestützt (außer bei der Straßenbahn mit eingebetteter Rillenschiene). Der Schienenkopf verhält sich auf Grund des Kippens anders als der Schienenfuß in lateraler Richtung (Kapitel 6.3.4). Nach dem Verfahren Zimmermann besteht ein proportionales Verhältnis zwischen Einsenkung (Schienenfußmitte) und Kraft in vertikaler Richtung (große Stützpunkteinsenkung gleich große Stützpunktkraft). Demgegenüber ist es zunächst unklar, ob die Verformung am Schienenfuß oder -kopf auf die laterale Lastverteilung schließen lässt.

### **7.2 Theoretische Analyse**

In diesem Kapitel werden zahlreiche Berechnungen beschrieben, bei welchen die Lasten gezielt und realitätsnah vordefiniert wurden. Die dementsprechenden Verformungen und Lastanteile einzelner Stützpunkte wurden ausgewertet. Um einen Überblick zu erhalten, wurde keine detaillierte Beschreibung der Berechnungen vorgenommen. Aus den Ergebnissen können aber zwei wesentliche Kenntnisse abgeleitet werden:

- Die Lateralkräfte können nur durch Ansatz einer kraftschlüssigen Verbindung abgeleitet werden (z.B. durch den Kontakt zwischen Wfp und Schienenfuß bzw. durch die auf dem Schienenfuß vorgespannten Skl);
- Der Verformungsanteil aus der Verdrehung der Schiene ist lediglich für den Abbau der Torsionsbeanspruchung relevant. Die resultierende Verschiebung am Schienenkopf ist damit kein direkter Hinweis für die laterale Lastverteilung zwischen Schienenfuß und Schwellen.

Deshalb wurde die Beziehung zwischen lateraler Verschiebung am Schienenfuß und entsprechender Lastverteilung weiter untersucht. Die absolute Verschiebungsgröße spielte hierbei keine Rolle.

Die Lateralkräfte werden im Wesentlichen auf zwei Wegen ins Gleis abgeleitet (Bild 33):

- Durch die Reibung zwischen Zw und Schiene,
- Durch Druckbeanspruchung der Wfp sowie laterale Druck-/Zugbeanspruchung der Skl, wobei hier anzumerken ist, dass eine Scherbeanspruchung zwischen Wfp und Schraube vermieden wird [40].

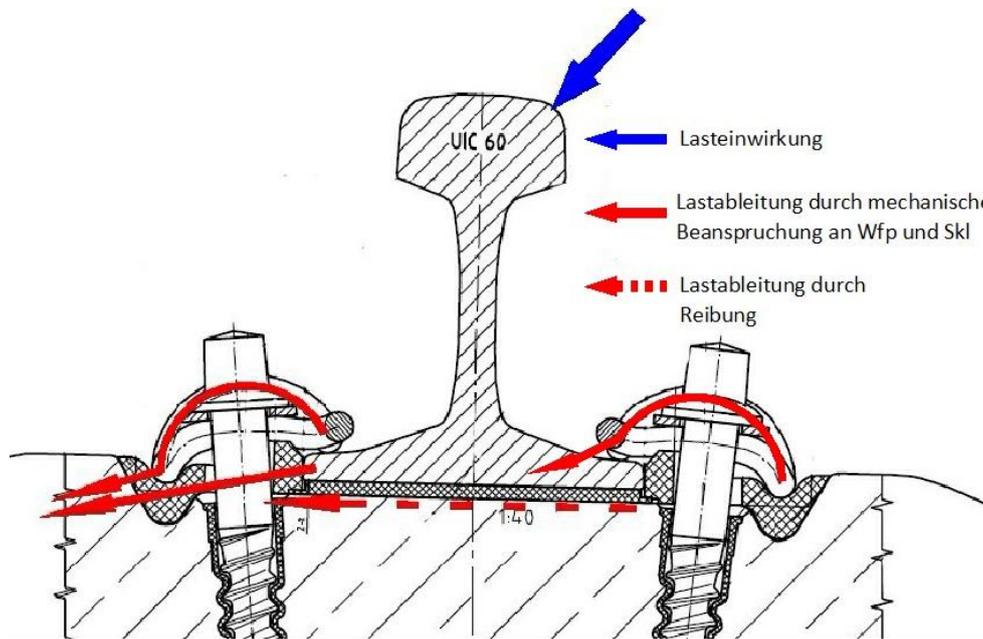


Bild 33: Laterales Lasteinleitungsschema innerhalb eines Stützpunktes

Die maximal vorhandene Reibkraft ( $F_r$ ) zwischen Schiene und Befestigung ist abhängig von der vertikalen Stützpunktkraft ( $F_{st}$ ) und dem Reibungskoeffizient ( $\mu$ ):

$$F_r = \mu * F_{st}$$

$\mu$  ist wiederum von der Rauigkeit der Schienenfußunterseite und von dem Zw-Material abhängig. Durch mechanische Beanspruchung von Wfp und Skl kann ebenfalls ein Teil der Lateralkräfte ins Gleis eingeleitet werden, abhängig, ob ein voller Kontakt zwischen Wfp und Schienenfuß bzw. ob ein Toleranzmaß (bzw. ein Luftspalt) vorhanden ist. In der Praxis sind diese beiden Möglichkeiten vorhanden:

- Für sehr weiche ( $c_{zw} < 35 \text{ kN/mm}$ ) und gleichzeitig dicke Zw ( $d_{zw} > 7 \text{ mm}$ ) werden Wfp mit sehr kleinem Toleranzmaß eingebaut, um die Querausdehnung der Zw unter hoher Belastung zu reduzieren;
- Für normale bis harte Zw sind normalerweise Toleranzmaße zwischen Wfp und Schienenfuß vorgesehen, um die Herstellungstoleranz der Schienenfußbereiche auszugleichen.

Eine weitere Untersuchung zeigte das Zusammenwirken der SkI und der Wfp mit bzw. ohne Toleranzmaß. Um einen direkten Vergleich zu ermöglichen, wurde die Reibung nicht berücksichtigt.

In einer von der Verfasserin betreuten Master-Arbeit [59] wurde eine Lateralkraft von 20 kN ( $L=20 \text{ kN}$ ,  $V = 0 \text{ kN}$ ) im FE Modell am Schienenkopf (14 mm unterhalb des Fahrspiegels) aufgebracht. Die erste Berechnung erfolgte unter der Annahme, dass die Wfp bei jedem Stützpunkt vollen Kontakt zum Schienenfuß (ohne Spalt) hat. Die Ersatzfedern im FE Modell, welche die Elastizität der Wfp simulieren sollen, sind so generiert, dass sie lediglich unter Druckkraft aktiviert werden können. Die Ergebnisse (Diagramm 30) zeigen, dass diese Lasten hauptsächlich in den drei mittleren Stützpunkten eingeleitet wurden. Der Stützpunkt direkt unter dem Lastangriffspunkt übertrug mehr als die Hälfte der gesamten Last. Innerhalb dieses Stützpunktes übernahmen die Wfp und SkI jeweils etwa die Hälfte der lateralen Stützpunktkraft, wobei der genaue Anteil von den angenommenen Steifigkeiten der Wfp und SkI abhing. Die laterale Biegelinie des Schienenfußes wies zwei „Abhebewellen“ links und rechts neben den drei lastübertragenden Schwellen auf, entsprechend einer lateralen Biegelinienlänge von 1,8 m (ohne Berücksichtigung der „Abhebewellen“). Innerhalb der „Abhebewellen“ wurden Druckkräfte an den gegenüberliegenden Wfp und SkI aktiviert (Diagramm 30).

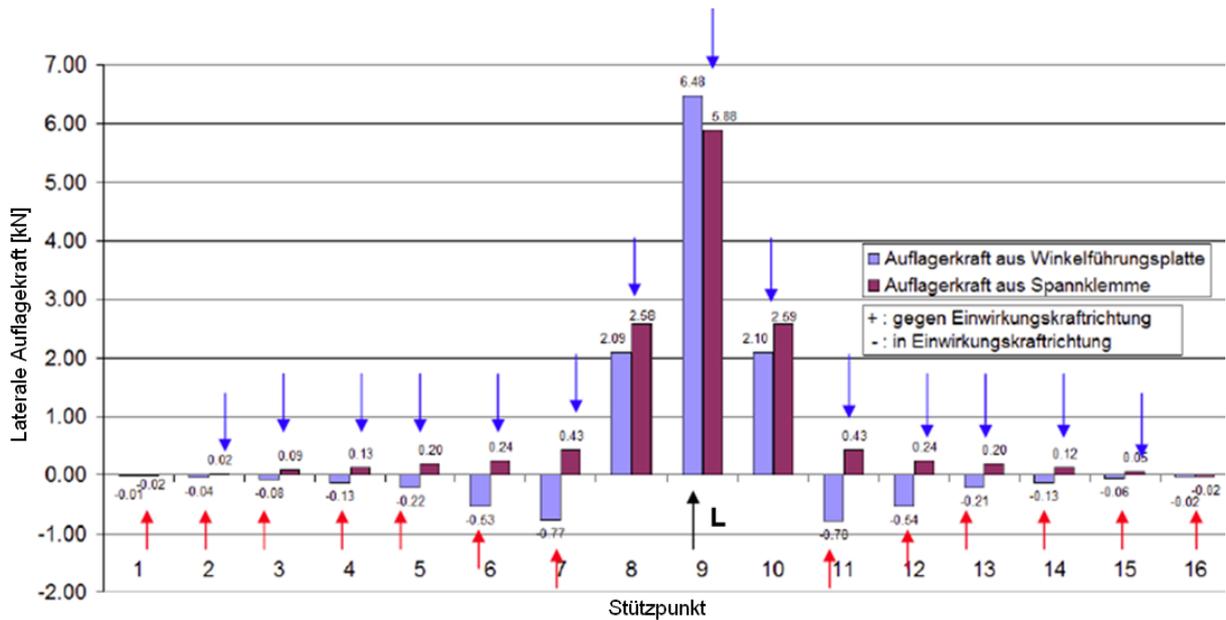


Diagramm 30: Laterale Lastverteilung ( $L = 20 \text{ kN}$ ,  $V = 0 \text{ kN}$ ) bei vollem Kontakt zwischen Wfp und Schienenfuß (FE Berechnung ohne Berücksichtigung der Reibung) [59]

In einer zweiten Berechnung wurden keilförmigen Spalte in den drei mittleren Stützpunkten mit jeweils einer maximalen Breite von 0,1 mm zwischen Wfp und Schienenfuß generiert. Damit sollte eine Schrägstellung der Schiene gegenüber der Wfp simuliert werden.

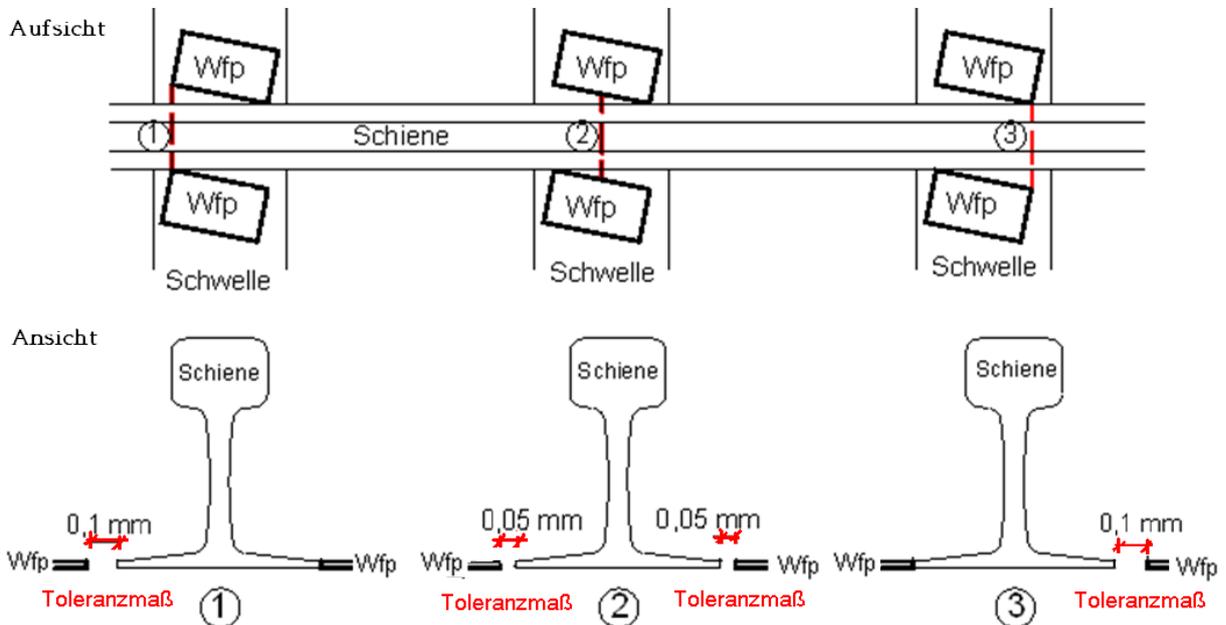


Bild 34: Anordnung von Toleranzmaße im FE Modell

Unter den gleichen Randbedingungen wurden Berechnungen mit Toleranzmaßen durchgeführt. Die Ergebnisse sind in Diagramm 31 zu sehen. Betrachtet man die Kräfte, die dabei im maßgebenden Stützpunkt durch Wfp und Skl abgeleitet wurden, stellt man fest, dass



- Wenn voller Kontakt zwischen der Wfp und dem Schienenfuß beim Einbau vorgesehen ist, können Zwängungen innerhalb des Stützpunktes entstehen verbunden mit Beschädigungen.

Im Weiteren wurde untersucht, ob ein proportionales Verhältnis zwischen lateraler Stützpunktverformung und der Lateralstützpunkt kraft besteht. Die resultierenden lateralen Stützpunkt kräfte aus SkI und Wfp (Diagramm 30 und Diagramm 31) wurden ermittelt und deren Verteilung mit den entsprechenden Schienenfußverschiebungen zusammen in einem Diagramm mit zwei Y-Achsen dargestellt (Diagramm 32).

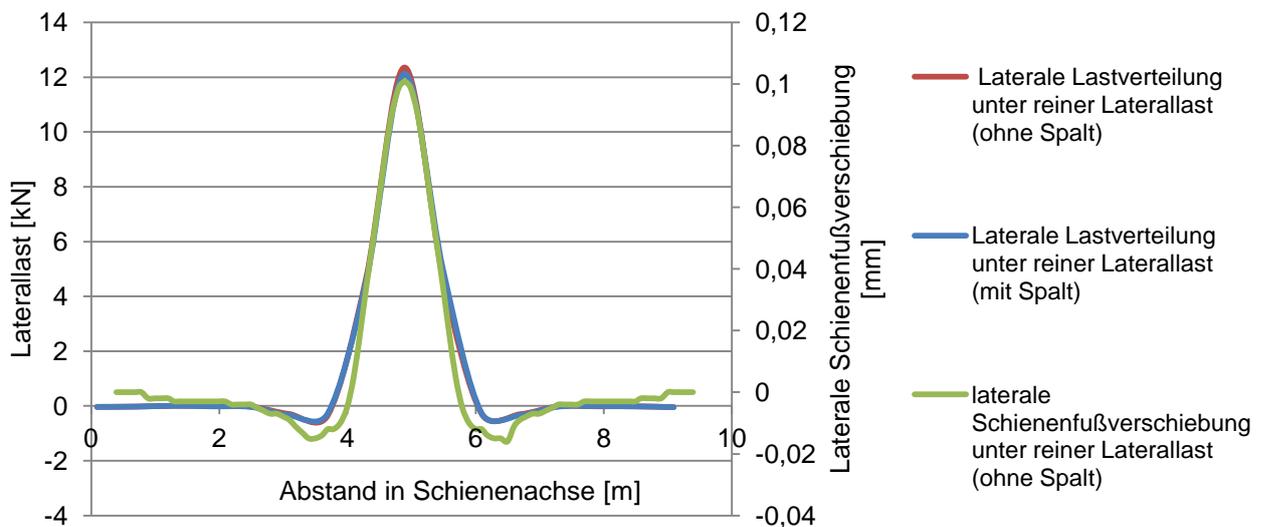


Diagramm 32: Überlappung der lateralen Biegelinie des Schienenfußes mit den Lastverteilungslinien (mit und ohne Toleranzmaß, FE Berechnung) – lateraler Lastangriff  $L = 20$  kN bei  $x = 5$  m

Dieses Ergebnis zeigt eine Übereinstimmung der Verformungsgröße und Lastverteilungsgröße in lateraler Richtung (ohne Berücksichtigung der Reibung). Analog zum Verfahren Zimmermann muss die Entwicklung einer ähnlichen Formel zum Beschreiben der lateralen Lastverteilung unter dieser Randbedingung möglich sein (ähnliche Ansätze von Duwe in [40]).

Die laterale Stützpunkt kraft ist ein Resultat der Reibung und des Zusammenspiels der Wfp und SkI. Die mögliche Reibungskraft ist proportional zur vertikalen Lastverteilung. In harten Systemen werden die Reibungskräfte somit größtenteils durch die drei mittleren Schwellen abgeleitet (über 50% in harten Systemen und ca. 30% in weichen nach [62]). Die laterale Biegelinie des Schienenfußes in Diagramm 32 hat etwa die Form einer vertikalen Biegelinie eines harten Oberbaus ( $c_0 \geq 200$  kN/mm). Nach dem in Diagramm 32 gezeigten Zusammenhang sollte der Lastanteil, der durch Wfp und SkI abgeleitet wird, ebenfalls in diesem Bereich liegen. Wenn die zwei Anteile zusammenaddiert werden, stellt man fest, dass

in einem harten Oberbausystem die maßgebende laterale Stützpunktkraft ca. 50% bis 60% der gesamten Lateralkraft beträgt. In einem weicheren System können sich die Vertikalkräfte auf einen längeren Bereich verteilen und somit reduziert sich der gesamte Anteil der maßgebenden lateralen Stützpunktkraft auf ca. 35% bis 45%. Eine genaue Verteilung ist allerdings systemabhängig. Zusammenfassend ist diese Überlegung in Bild 35 dargestellt.

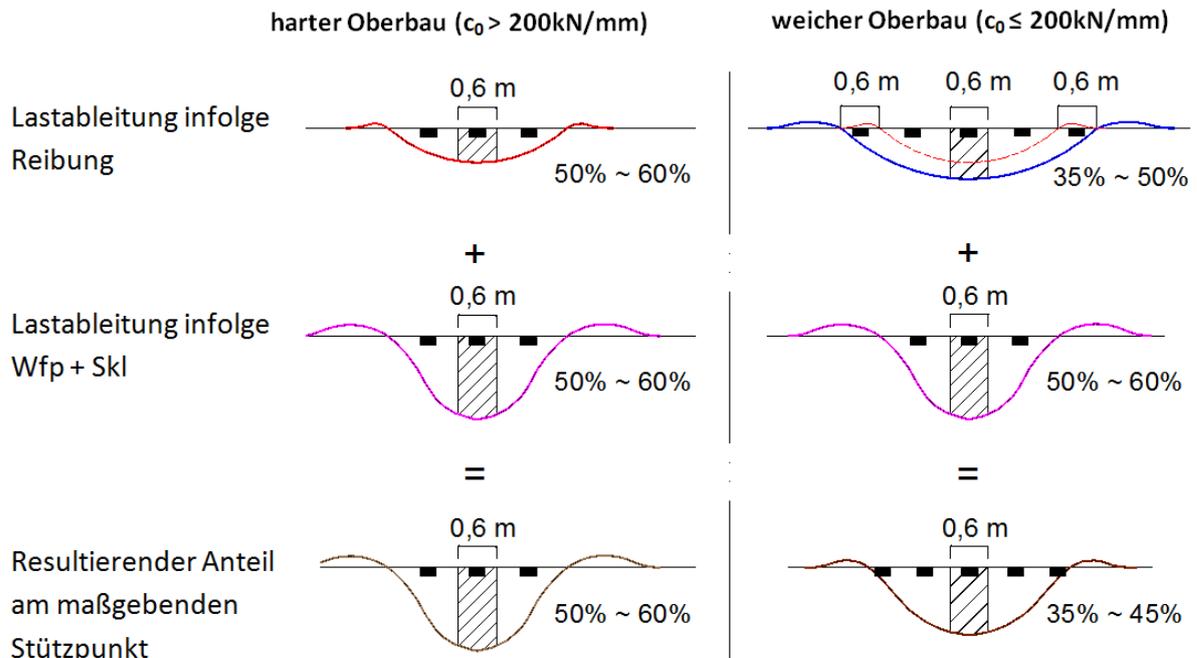


Bild 35: Rechenansatz zur Ermittlung der maßgebenden lateralen Stützpunktkraft nach FE Berechnung

### 7.3 Überprüfung im Betriebsgleis

Um die o.g. theoretischen Untersuchungen zu bestätigen wurden Messungen im Betriebsgleis durchgeführt. Aufgrund der geringen Kontaktfläche zwischen Wfp und Schienenfuß (bzw. zwischen Skl und Schienenfuß) war ein Einbau von Kraftsensoren bzw. Kraftmessfolien sehr schwierig. In dieser Arbeit wurde eine neue Methode verwendet, um die Länge der lateralen Biegelinie sowie die laterale Lastverteilung an einzelnen Stützpunkten zu bestimmen. Es wurde nur die Proportion der Last zur gesamten Laterallast bestimmt, nicht die absolute Kraftgröße.

Wie Bild 36 zeigt, wurden DMS (= Dehnmessstreifen) an beide Seiten der Wfp geklebt. Die hier verwendeten Wfp bestanden aus hartem Kunststoff mit Kohlefasern. Sogar unter großer Druckkraft verhält sich diese Materialmischung linear. Die Messstelle, die hier ausgesucht wurde, erfüllte zwei wichtige Kriterien für eine Messung mit DMS:

- Die Seitenflächen der Wfp waren eben
- Die zu messende Dehnung lief parallel zur Einwirkungsrichtung der zu messenden Kräfte

Die Machbarkeit dieser Messmethode wurde zuerst im Labor geprüft. Ein lineares Verhältnis zwischen der eingeleiteten Kraft und DMS-Signal wurde bestätigt. Danach erfolgte der Einbau von Wfp, welche beidseitig mit obengenannten DMS ausgerüstet waren, in der Messstrecke „Redl/Zipf“ (Schotteroberbau mit weichem Untergrund). Um Signale auch bei einer möglichen Schrägstellung der Schiene (Lücke zwischen Schienenfuß und Wfp) zu bekommen, wurden auf die beiden Wfp einer Schienenbefestigung insgesamt vier DMS geklebt (WFP1 bis WFP4 in Bild 36). Wie bereits erwähnt, konnten die dadurch gemessenen Signale nicht die exakte Größe der Lateralkraft wiedergeben (exzentrische Belastung der Wfp während einer Zugüberfahrt), sondern aus den Messsignalen konnte die Einflusslänge (in m) der einwirkenden Lateralkräfte an Wfp ermittelt werden. Unabdingbar für eine messtechnische Abschätzung dieser Art zur Lateralkraftverteilung ist, dass die Einbausituation der Stützpunkte, insbesondere der Wfp im Verhältnis zur Schiene, über einen längeren Schienenabschnitt identisch ist.



Bild 36: Die Einrichtung der DMS an einem Stützpunkt (links: Aufbau im Labor; rechts: Aufbau in der Messstrecke)

Beispielhaft werden die Messsignale der DMS WFP1 bis WFP4 an einem Stützpunkt, aufgenommen bei einer Zugüberfahrt mit  $V = 120 \text{ km/h}$  im Messabschnitt W14 (Zw700+Skl14), in Diagramm 33 gezeigt. Die stärksten Signale traten bei dieser Messung bei WFP3 auf. Die genaue Position der WFP3 war an der Feldseite der Außenschiene, wobei hier ebenfalls darauf hinzuweisen ist, dass durch die hohe Fahrgeschwindigkeit nach Gleisaußen wirkende Lateralkräfte vorhanden waren. Aus dem großen Unterschied der registrierten Dehnungen bei WFP3 und WFP4 kann geschlossen werden, dass der Schienenfuß nicht gleichmäßig am Wfp-Rand anlag.

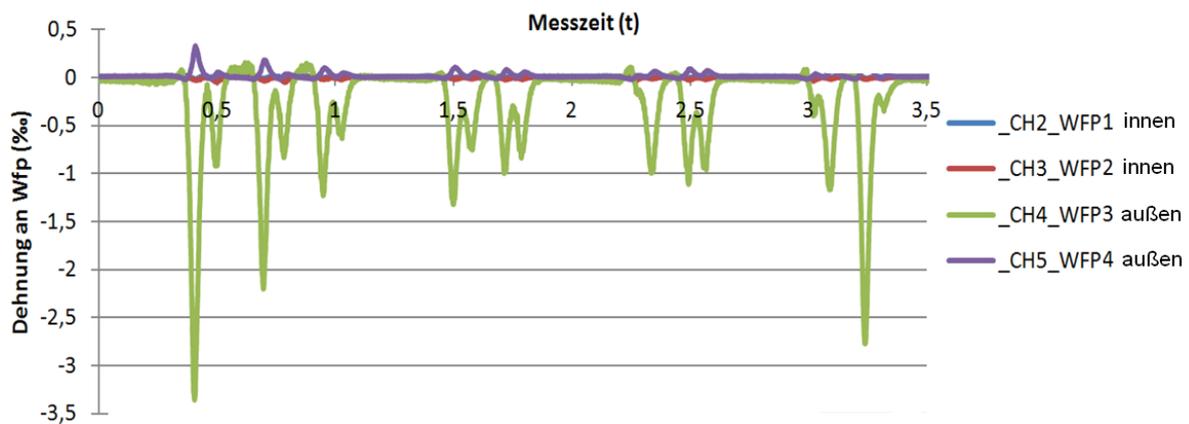


Diagramm 33: Messsignal der vier DMS – ein äußerer Stützpunkt im Abschnitt W14 (Zw700+Sk114), V = 120 km/h, Außenschiene (Bogenhalbmesser R = 799 m)

Aus der Fahrgeschwindigkeit konnte damit die Einflusslänge (in m) der einzelnen Achsen in lateraler Richtung ermittelt werden. Je nach Schienenbefestigungssystem betrug diese Länge 3 bis 5 Stützpunktabstände, also 1,2 m bis 2,4 m. Um den prozentualen Anteil der Lateralkräfte an den einzelnen Stützpunkten zur gesamten Lateralkraft abschätzen zu können, wurde eine Flächenintegration durchgeführt (Diagramm 34): Die gesamte Fläche zwischen der Signalkurve und der X-Achse wurde als Betrag S (100%) betrachtet. Vom Pik aus wurde links und rechts eine Flächenintegration für Streifen mit einer Breite von 0,6 m (entspricht dem Schwellenabstand) durchgeführt. Die einzelnen Integrale wurden als S1, S2,... bezeichnet. Danach wurden die Verhältnismerte (z.B. S1/S für die mittlere Schwelle 1) einzelner Streifen ermittelt.

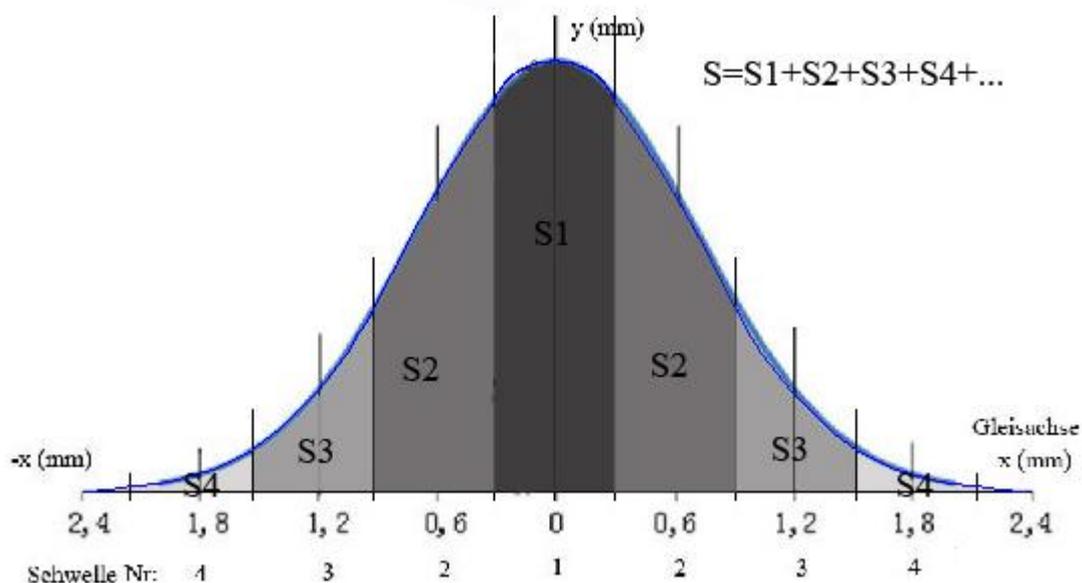


Diagramm 34: Flächenintegration eines DMS-Signals an einer Wfp

An allen vier im Kapitel 4 behandelten Systemen: W21 (Zw1000+Skl21), W14 (Zw687+Skl14), W14 (Zw700+Skl14) sowie W28 (Zw700+Skl28) wurde diese Berechnung bei mehreren Fahrten mit gleicher Fahrgeschwindigkeit (hier  $V = 120 \text{ km/h}$ ) durchgeführt. Nach der Auswertung von mehr als 15 Fahrten pro Messabschnitt konnten die durchschnittlichen Verhältniswerte der Lateralkraft der einzelnen Messabschnitte bestimmt werden (Diagramm 35).

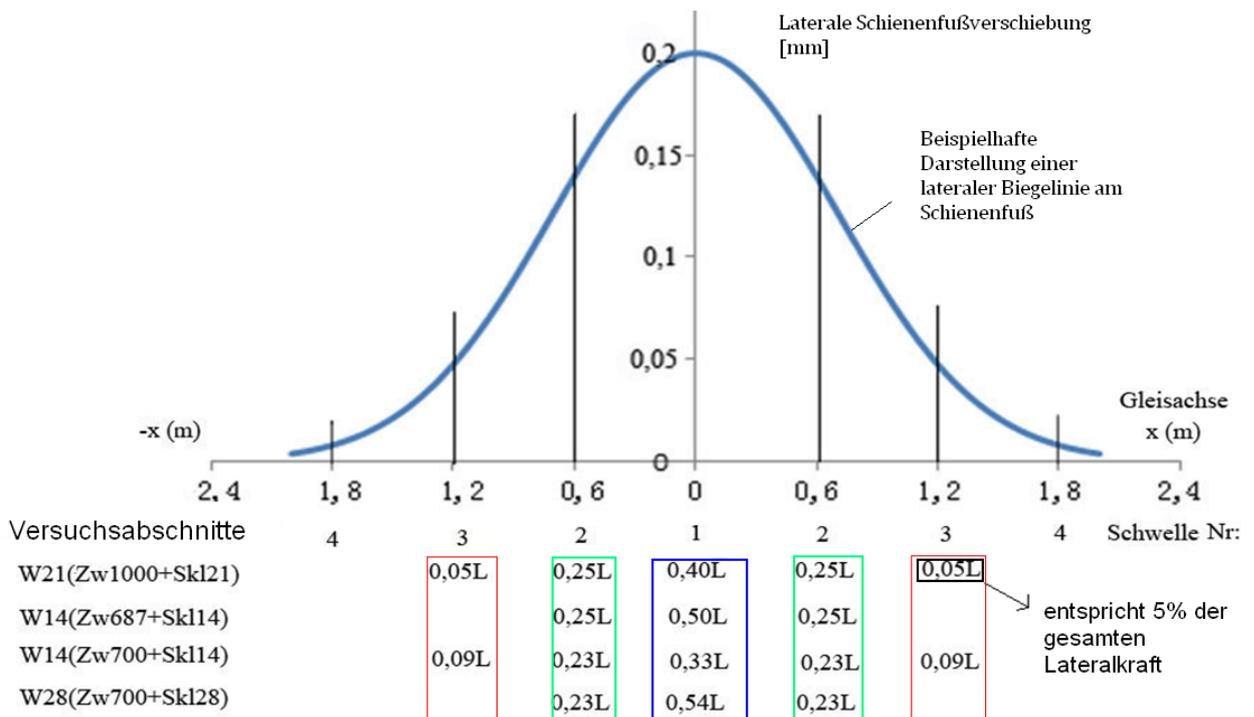


Diagramm 35: Durchschnittliche Proportionsverteilung der Lateralkraft in Abhängigkeit vom Schienenbefestigungssystem

Das Ergebnis der theoretischen Untersuchung, dass die Lateralkraft hauptsächlich auf den mittleren drei Schwellen wirkt, wurde durch die Messungen bestätigt. Direkt unter dem Lastangriffspunkt lagen bei den Messungen die maßgebenden Anteile, je nach Schienenbefestigungssystem, zwischen 33% und 54%. Bei den Systemen W14 (Zw700+Skl14) und W21 (Zw1000+Skl21), welche etwas „weicher“ waren, wirkten z.B. insgesamt 5 statt 3 Stützpunkte bei der lateralen Lastübertragung mit. Die zwei äußeren Stützpunkte übernahmen über 10% der gesamten Last, wodurch der mittlere Stützpunkt entlastet wurde. Die Messergebnisse im Betriebsgleis haben die theoretische Ermittlung der maßgebenden lateralen Stützpunktkraft (Bild 35) bestätigt.

In DIN-Fachbericht 101 Ziffer 6.3.5.1 [82] wird klar definiert, wie eine Radlast vertikal durch die Schiene in Längsrichtung verteilt wird: 50% der Radlast wird nach dieser Definition vom

mittleren Stützpunkt übertragen, wobei die zwei benachbarten Stützpunkte jeweils 25% der restlichen Radlast übernehmen. Gleichzeitig ist in Ziffer 6.5.2 ein Hinweis über die Übertragung der Lateralkräfte aus dem Seitenstoß zu finden, wobei die Lateralkräfte gleichmäßig über eine Länge von 4 m verteilt werden. Anhand der Ergebnisse der theoretischen und praktischen Untersuchungen in diesem Kapitel stellt man jedoch fest, dass die Lateralkräfte nicht gleichmäßig durch die Schiene verteilt werden und die Lastverteilungslänge maximal 2,4 m beträgt. Um die Verteilung der Lateralkräfte durch die Schiene zu konkretisieren, kann hierbei ein der Ziffer 6.3.5.1 ähnlicher Vorschlag gemacht werden (Bild 37). Der maßgebende Anteil kann hier abhängig von Schienenbefestigungskomponenten in einem Bereich von 40% bis 60% angegeben (siehe Diagramm 35) werden.

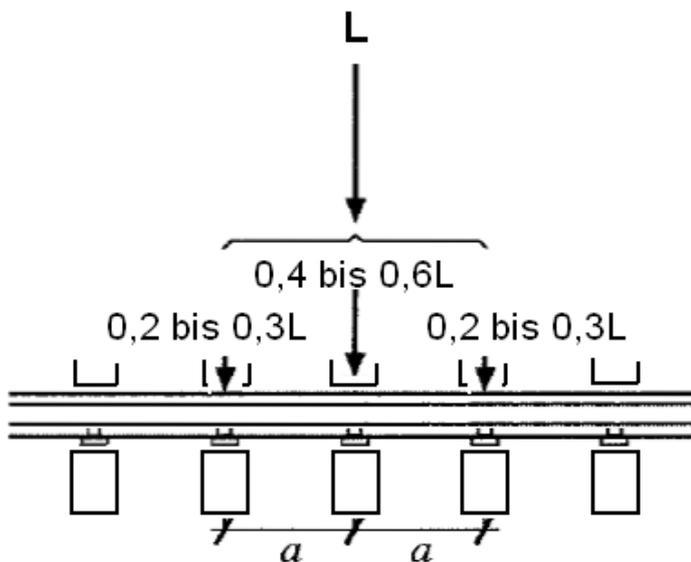


Bild 37: Vorschlag zur lateralen Lastverteilung der Schiene in Längsrichtung

#### 7.4 Einfluss der gesamten lateralen Steifigkeit auf die laterale Lastverteilung

Wie bei der vertikalen Lastverteilung hängt die laterale Lastverteilung ebenfalls von der Elastizität/Nachgiebigkeit des Oberbaus in lateraler Richtung ab. Die gesamte laterale Elastizität des Schotteroberbaus wird hauptsächlich durch die laterale Steifigkeit des Stützpunktes und den Querverschiebewiderstand (QVW) der Schwellen bestimmt. Der QVW wird bestimmt:

- Manuell ohne Verkehrslast (die Schwellen werden von der Schiene gelöst und ohne vertikale Auflast seitlich verschoben)
- Am belasteten Gleis

Nach [26] beträgt z.B. der QVW bei Schwellentyp K1 ohne Schwellenbesohlung in einem nicht stabilisierten Gleis ohne Verkehrslast ca. 8 kN. Zu beachten ist, dass dieser Wert ein Mittelwert bei einem Verschiebungsweg der Schwelle von 2 mm ist. In Abhängigkeit der zusätzlich einwirkenden Vertikallast wird der QVW enorm erhöht, womit die lateralen Schwellenbewegungen während einer Zugfahrt unter normalen Umständen weitaus kleiner als 2 mm werden (siehe Feldmessungen im Kapitel 4).

Nach [39] beträgt der QVW direkt unter einer Lok-Achse ca. das 3- bis 5-fache des Wertes des QVW ohne Auflast. Bei einer Feldmessung an einem Betriebsgleis ist die Durchführung der QVW unter bestimmter Achslast nicht möglich.

Die laterale Steifigkeit einer Standard-W-Befestigung für Schotteroberbau (Wfp aus Mischung Kohlefaser/Kunststoff) wurde mit ca. 50 bis 80 kN/mm vorgegeben (Quelle: Vossloh). Für den QVW der Schwelle unter Verkehrslast wird ein Wert zwischen 25 und 40 kN/mm angenommen [39]. Die gesamte laterale Steifigkeit lässt sich ähnlich wie die Ermittlung der gesamten vertikalen Steifigkeit durch

$$\frac{1}{C_{Lges}} = \frac{1}{C_{Lwfp}} + \frac{1}{C_{Lqvw}}$$

- mit
- $C_{Lges}$ : die gesamte laterale Steifigkeit des Oberbaus
  - $C_{Lwfp}$ : die laterale Steifigkeit der Winkelführungsplatte und Spannklemme
  - $C_{Lqvw}$ : der Querverschiebewiderstand der Schwelle

berechnen und beträgt ca. 17 kN/mm bis 27 kN/mm (abhängig vom betrachteten Abschnitt).

Bei einer FE Berechnung wurde eine gesamte laterale Steifigkeit von 24 kN/mm pro Schwelle angenommen. Eine Vergleichsmessung mit 120 kN/mm pro Schwelle (theoretisch) wurde ebenfalls durchgeführt.

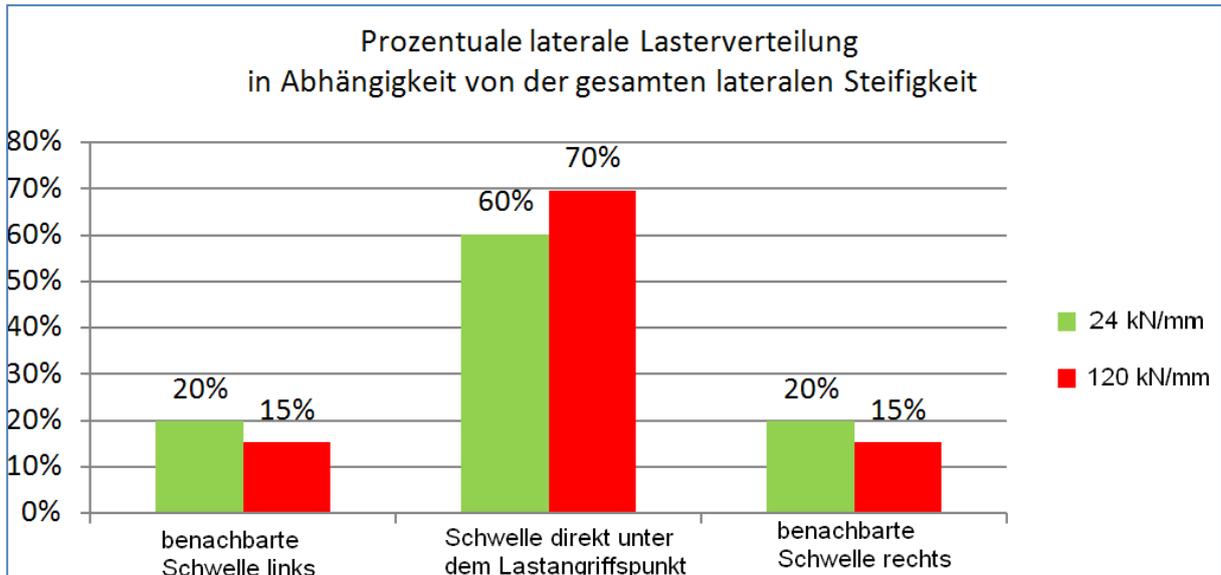


Diagramm 36: Prozentuale laterale Lasterverteilung in Abhängigkeit von der gesamten lateralen Steifigkeit (FE Berechnung, ohne Berücksichtigung der Reibung)

Die lateralen Gegenkräfte einzelner Stützpunkten wurden ausgewertet und prozentual in Diagramm 36 dargestellt: Der prozentuale Anteil der mittleren Schwelle stieg mit der gesamten Lateralsteifigkeit an.

## 7.5 Fazit laterales Lastverteilungsverhalten der Schiene

In diesem Kapitel wurde insbesondere das laterale Lastverteilungsverhalten der Schiene in Abhängigkeit vom Befestigungssystem untersucht.

Toleranzmaße zwischen Wfp und Skl führen zu einer lateralen Lastverlagerung von der Wfp auf die Skl. Bisher wird lediglich die Dauerschwingweite der Skl in vertikaler Richtung geprüft, die Dauerschwingweite in lateraler Richtung muss jedoch ebenfalls beachtet werden.

Als Bezugsgröße für die laterale Lastverteilung der Schiene kann zunächst die laterale Schienenfußverschiebung, nicht jedoch die Schienenkopfauslenkung herangezogen werden. Maßgebend sind die horizontalen Steifigkeiten des Stützpunktes, d.h. Wfp und Skl. Der Zusammenhang von lateraler Verschiebung und Kraft wird jedoch auch durch die Reibungsverhältnisse zwischen Schienenfuß, Zwischenlage und Schwelle bestimmt, die aber aus der vertikalen Lastverteilung abgeschätzt werden können. Analog zur Definition der vertikalen Radlastverteilung im Fachbericht 101 [82] kann ein Vorschlag für die Verteilung der Lateralkräfte durch die Schiene gemacht werden, wobei die maßgebende Lateralstützpunktkraft ca. 40% bis 60% der gesamten Lateralkraft beträgt.

## **8 ENTWICKLUNG EINER METHODE ZUR ERMITTLUNG DER DYNAMISCHEN KRÄFTE**

### **8.1 Grundprinzip der Messmethode**

Abschließend wurde eine Methode entwickelt, fahrwegseitig die Kräfte (siehe z.B. [65] [66]), die bei einer Zugüberfahrt in die Schienen eingeleitet werden (insbesondere Vertikalkraft und Lateralkraft), ohne großen messtechnischen Aufwand mit ausreichender Genauigkeit zu bestimmen. Ein „on-board measuring“ (Messung vom Fahrzeug aus, siehe z.B. [70]) war organisatorisch und messtechnisch nicht möglich.

Nach dem Hooke'schen Gesetz besteht bei kleiner Verformung von Metall ein linear elastisches Verhalten, wobei die elastische Verformung proportional zur einwirkenden Belastung ist [48]. Dieses Gesetz gilt als das Grundprinzip dieses Messverfahrens, da Spannungen an der Schienenoberfläche leicht gemessen werden können. Daraus können mit entsprechenden Rückrechnungen die einwirkenden Kräfte ermittelt werden.

Die Machbarkeitsstudie und die dazugehörige Spannungsanalyse erfolgten mit Hilfe von Finite-Elemente-Analysen (FEA). Die Berechnungen basierten auf dem im Kapitel 5 beschriebenen FE Gleismodell mit einer Länge von 11 m.

#### **8.1.1 Spannungsverlauf an der Schienenoberfläche**

In [14] wurde die Spannungsverteilung entlang des Schienenprofils durch Laborversuche ermittelt, in welchen ein großer labortechnischer Aufwand steckte. Nicht alle Punkte auf der Schienenoberfläche waren messbar (z.B. in den Ausrundungen). Der Spannungsverlauf zwischen zwei messbaren Punkten wurde daher als linear angenommen. Aus den in [14] beschriebenen Ergebnissen wurden mathematische Formeln zur Berechnung der Spannung entlang des Schienenprofils entwickelt und in [15] systematisch dargestellt. Anzumerken ist, dass in [14] nicht jeder Lastfall bzw. jede Lastkombination labortechnisch zu simulieren war. Auch in [15] müssen verschiedenste Annahmen getroffen werden, um eine überschaubare mathematische Darstellung zu ermöglichen. Das betrifft z.B. die Annahme bei der Berechnung der Torsionsspannung.

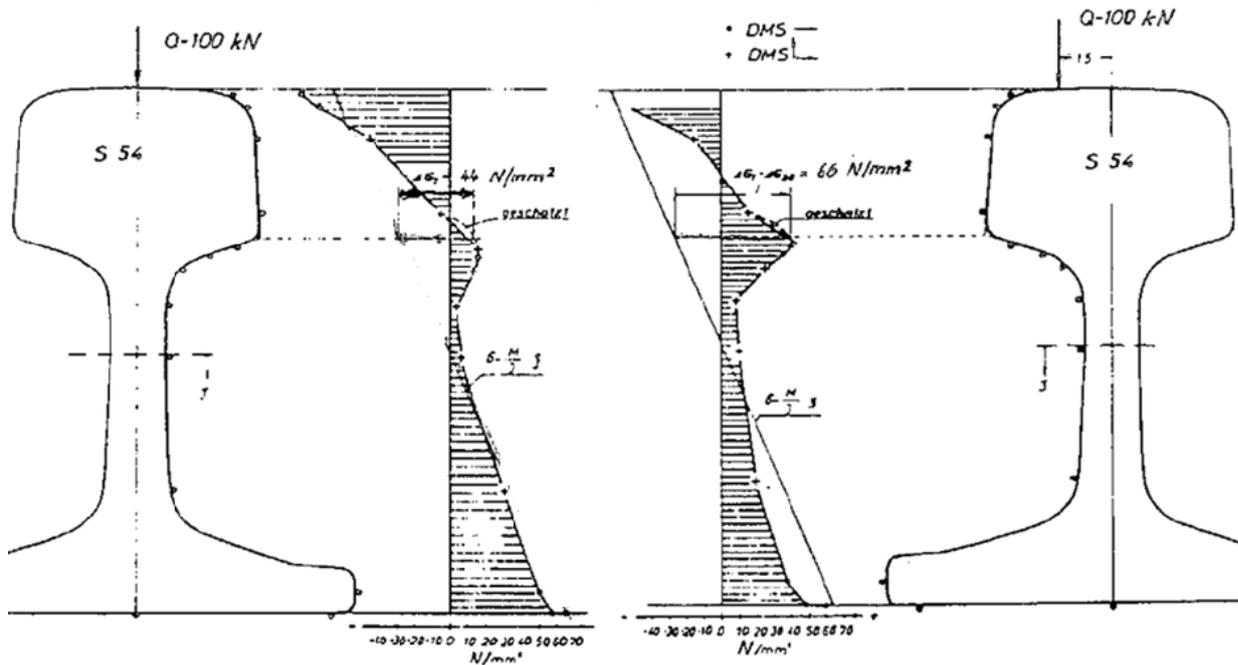


Bild 38: Längsspannungsverteilung entlang des Schienenprofils (links:  $e = 0$  mm, Gleisinnenseite; rechts:  $e = -15$  mm, Gleisinnenseite – Messungsergebnisse im Labor [14] – siehe auch Anlage 39

Im Gegensatz zu den vereinfachten Formeln ist das bereits kalibrierte Modell aufgrund dessen Flexibilität und realitätsnaher Simulation ein gutes und praktikables Werkzeug, da nicht nur die maßgebenden Schnittgrößen am realen, statischen System, sondern die Spannung an jeder Stelle des Schienenprofils unter beliebiger Lastannahme ermittelbar ist. Beispielhaft wurde eine FE Berechnung durchgeführt, bei der eine Vertikalkraft von 120 kN mit einer Exzentrizität von  $e = +10$  mm angesetzt wurde. Die Oberflächenspannung über den Umfang des Schienenprofils 60E1 wurde ermittelt. Die Ergebnisse werden charakteristisch in Bild 39 dargestellt.

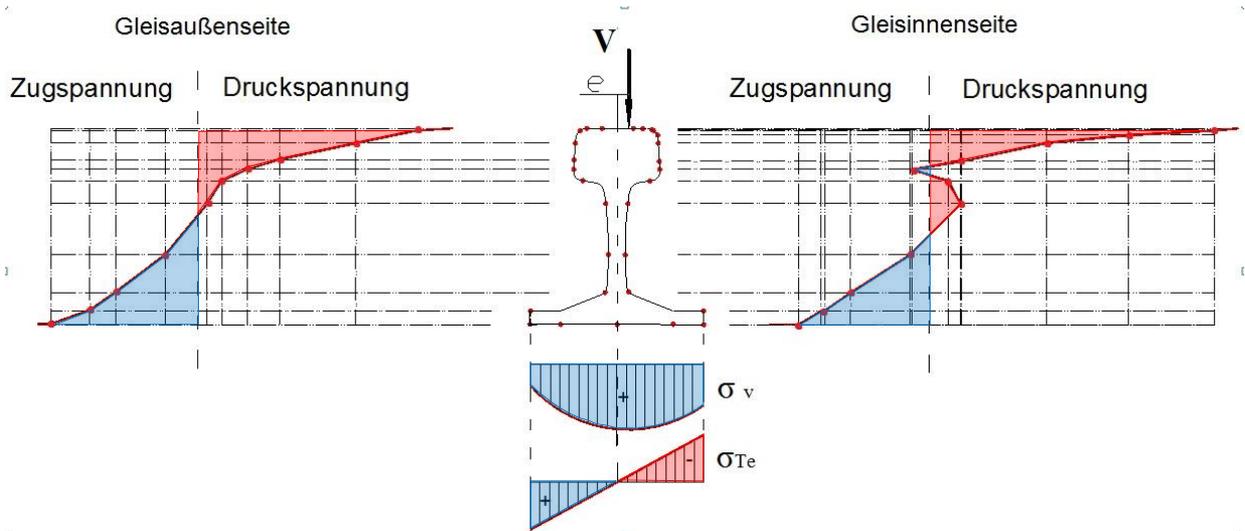


Bild 39: Längsspannungsverlauf über den Umfang des Schienenprofils (FE Berechnung, charakteristische Darstellung,  $V = 120 \text{ kN}$  mit  $e = 10 \text{ mm}$ ) -  $\sigma_T$ : Spannung infolge Torsion aus  $e$ ;  $\sigma_v$ : Spannung infolge Vertikalkraft am Schienenfuß

Wie in [47] bereits beschrieben wurde, wirken außer den Vertikalkräften (dynamische Radlasten) auch Längskräfte infolge Antrieb und Bremsen sowie Seitenkräfte (Führungskraft) auf die Schiene. Die Spannungen an der Schienenoberfläche sind Resultate aller obengenannten Kräfte. Um die maßgebenden Kräfte, hier insbesondere die Vertikal- und Lateralkräfte aus Zugüberfahrten, ermitteln zu können, müssen bestimmte Positionen an der Schienenoberfläche gefunden werden, deren Längsspannung (entlang der Richtung der Schiene) sich möglichst nur von einer der Kräfte beeinflussen lässt.

Aufgrund der komplizierten Form des Schienenprofils (Vignolschiene) ändern sich die Spannungen entlang des Schienenstegs und am Schienenkopf bei einer Änderung der Kraftgröße und/oder der Angriffsposition stark (Bild 38 und Bild 39). Dazu kommt die zu berücksichtigende Verteilung der hohen Kontaktspannung im Schienenkopf durch die Ein-Punkt-Berührung bzw. Zwei-Punkte-Berührung zwischen Rad und Schiene, was die Suche nach einem einfachen Kraft-Spannungs-Verhältnis erschwert.

Der Spannungsverlauf an der Unterseite des Schienenfußes ist aufgrund des geradlinigen Profilverlaufs und der großen Distanz zum Lastangriffspunkt, was eine lokale Spannungskonzentration ausschließt, für die weiteren Betrachtungen/Untersuchungen besser geeignet. Die folgende Untersuchung widmet sich schwerpunktmäßig der Spannungsanalyse am Schienenfuß.

## 8.1.2 Schienenfußlängsspannung

Im Gegensatz zu dem komplexen Spannungsverlauf am Schienenkopf und am Schienensteg, welcher in Bild 39 dargestellt ist, ist der Spannungsverlauf an der Unterseite des Schienenfußes relativ einfach. Insbesondere die Spannung in Schienenfußmitte wird nur in geringem Umfang von der Exzentrizität  $e$  beeinflusst (Spannung infolge Torsion  $\sigma_T = 0$  in Schienenfußmitte). Das ist darauf zurückzuführen, dass die Größe der Spannung zur Aufnahme des Torsionsmomentes proportional zum Drehpunktabstand ist (Bild 39,  $\sigma_T$ ). Allerdings sollte beachtet werden, dass der Drehpunkt, welcher von der Kraftgröße und ihrer Position abhängig ist, sich nicht immer in der Mitte des Schienenfußes befindet. Bei einer geraden Linienführung bzw. Gleisen mit großen Radien, ist die Änderung der Position des Drehpunktes allerdings gering.

Berechnungen wurden durchgeführt, bei welchen eine konstante Vertikalkraft  $V = 120 \text{ kN}$  angesetzt wurde. Die Lateralkraft  $L$  und Exzentrizität  $e$  wurden je nach  $L/V$ -Verhältnis (siehe Kapitel 5.2.3) angepasst. Die Spannungsverteilung am Schienenfuß des Schienenprofils 60 E1 ist in Bild 40 dargestellt.

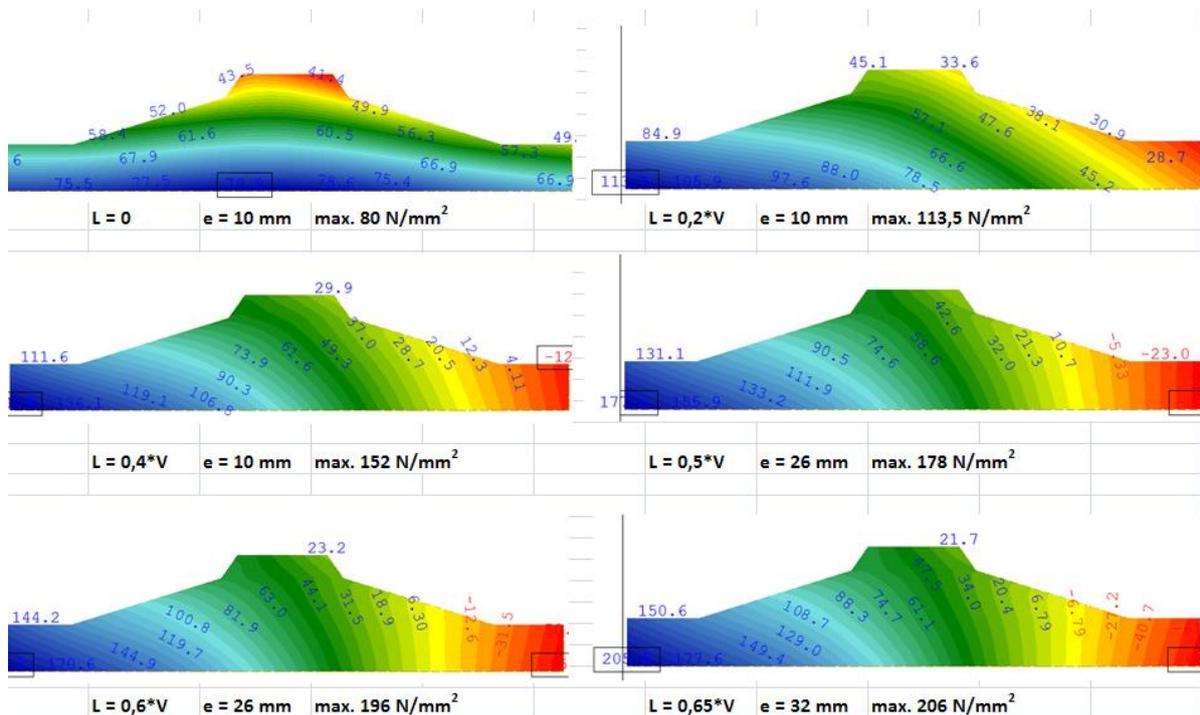


Bild 40: Spannungsverteilung am und im Schienenfuß der Schiene 60 E1 in Abhängigkeit vom  $L/V$  – Verhältnis ( $V = 120 \text{ kN}$ ,  $e = +10$  bis  $+32 \text{ mm}$ ,  $L/V = 0$  bis  $0,65$  variiert)

Die Größe der Spannung im Schienenfuß wird in 40 Farbstufen, zunehmend von rot nach blau, dargestellt. Die Zuordnung der Farbe zu einer Spannungsgröße ist bei jeder Berechnung

etwas unterschiedlich. Die Position der Spannungsspitzen ist aber deutlich zu erkennen. Die absoluten Spannungsgrößen werden durch Zahlen dargestellt. Die Spannung in Schienenfußmitte betrug trotz der verschiedenen L/V-Verhältnisse und Exzentrizitäten der Vertikalkraft nahezu konstant ca. 80 N/mm<sup>2</sup>. Durch die Farbverteilung ist zusätzlich zu erkennen, dass sich die Position, an der die maximale Biegezugspannung auftrat, mit zunehmender Torsionsbeanspruchung von der Schienenfußmitte zum Schienenfußrand verschob. Unter einem L/V-Verhältnis von 0,65 wurde eine Erhöhung der Spannung am Schienenfußrand um ca. 130 N/mm<sup>2</sup> auf 210 N/mm<sup>2</sup> gegenüber der Spannung in der Schienenfußmitte festgestellt. Bei einem Schienenprofil S54 wurde sie noch größer (Tabelle 11).

Tabelle 11: Schienenfußspannung in Abhängigkeit von L/V und e

L/V	e	60 E1, V = 120 kN				S54, V = 120 kN			
		$\sigma_{\text{Mitte}}$	$\sigma_{\text{Außenrand}}$	$\sigma_{\text{Innenrand}}$	$\sigma_{\text{Außenrand}} - \sigma_{\text{Mitte}}$	$\sigma_{\text{Mitte}}$	$\sigma_{\text{Außenrand}}$	$\sigma_{\text{Innenrand}}$	$\sigma_{\text{Außenrand}} - \sigma_{\text{Mitte}}$
[-]	mm	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>
0	+10	80	75,3	68	-4,7	87	82,8	73,4	-4,2
0,2	+10	80	113,5	28,7	33,5	86,5	124,4	31,8	37,9
0,4	+10	79	151,9	-12	72,9	86,3	165,9	-10	79,6
0,5	+26	79	177,6	-35	98,6	86	193,1	-37	107,1
0,6	+26	78,5	196,3	-55,7	117,8	85,7	213,6	-58,5	127,9
0,65	+32	78	205,5	-66,2	127,5	85	223,6	-70	138,6
0,8	+32	77	233,2	-96,8	156,2	84	252	-103,1	168

In Tabelle 11 sind die Spannungen in Schienenfußmitte ( $\sigma_{\text{Mitte}}$ ), am Schienenfußaußenrand ( $\sigma_{\text{Außenrand}}$ ) sowie Schienenfußinnenrand ( $\sigma_{\text{Innenrand}}$ ) für die Schienenprofile 60 E1 und S54 dargestellt. Bei Änderung des Schienenprofils von 60 E1 zu S54 stieg die Spannung in Schienenfußmitte von ca. 80 N/mm<sup>2</sup> auf ca. 87 N/mm<sup>2</sup>, wobei dies auf das reduzierte Trägheitsmoment der Schiene in vertikaler Richtung zurückzuführen war. Trotz verschiedener Lastfälle war die Spannung in der Schienenfußmitte der S54-Schiene ebenfalls nahezu konstant. Der Unterschied zwischen  $\sigma_{\text{Außenrand}}$  und  $\sigma_{\text{Mitte}}$  betrug hierbei beinahe 140 N/mm<sup>2</sup> und somit 10 N/mm<sup>2</sup> mehr als bei einer 60 E1 Schiene, wobei dies ebenfalls auf das geringere Trägheitsmoment der Schiene in lateraler Richtung zurückzuführen war.

Bisher wird die Biegezugspannung in Schienenfußmitte für die Bemessung der Schiene als maßgebende Größe angenommen. Diese Annahme basiert auf der Tatsache, dass die Zugeigenspannung in Schienenfußmitte, welche bei der Schienenproduktion durch

unterschiedliche Abkühlung in Schienenfußmitte bzw. am Schienenfußrand entsteht, hervorgerufen durch das unterschiedliche Volumen, am ungünstigsten war. Nach der Herstellung einer S54 Schiene ist z.B. von einer Eigenspannung in der Größenordnung von +120 N/mm<sup>2</sup> (Zug) in Schienenfußmitte und ca. -60 N/mm<sup>2</sup> (Druck) am Schienenfußrand auszugehen (Bild 41). Bei der Überlagerung der Eigenspannungen mit den Verkehrsspannungen aus L/V (Tabelle 11) ist die Schienenfußmitte der kritische Bereich:

Spannungsberechnung in Schienenfußmitte und am Schienenfußrand für S54, L/V = 0,65:

$$\sigma_{\text{Mitte gesamt}} = \sigma_{\text{Verkehrsspannung}} + \sigma_{\text{Eigenspannung}} = 85 \text{ N/mm}^2 + 120 \text{ N/mm}^2 = +205 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{\text{Rand gesamt}} = \sigma_{\text{Verkehrsspannung}} + \sigma_{\text{Eigenspannung}} = 220 \text{ N/mm}^2 - 60 \text{ N/mm}^2 = +160 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{\text{Mitte gesamt}} > \sigma_{\text{Rand gesamt}}$$

Durch modernere Herstellungsverfahren [52] [53] kann die Eigenspannung in Schienenfußmitte um ca. 20% (z.B. bei S54 von 120 N/mm<sup>2</sup> auf ca. 100 N/mm<sup>2</sup>) reduziert werden, aber auch dann bleibt in der Regel die Schienenfußmitte der kritische Bereich.

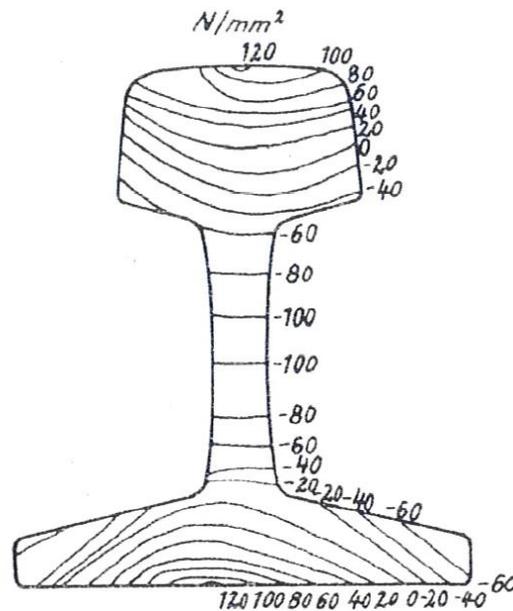


Bild 41: Eigenspannungen des Schienenprofils S54 über dem Schienenquerschnitt – Eisenmann 1977 [42]

Die erhöhte Spannung am Schienenfußrand infolge Verkehrslasten resultiert hauptsächlich aus zwei Verformungsanteilen (Bild 43):

- Torsion infolge des exzentrischen Lastangriffs (Torsionsspannung, Bild 42),
- laterale Biegung des Schienenfußes (Biegezugspannung).

Es ließ sich feststellen, dass die laterale Biegebeanspruchung hierbei ungünstiger war (Bild 44).

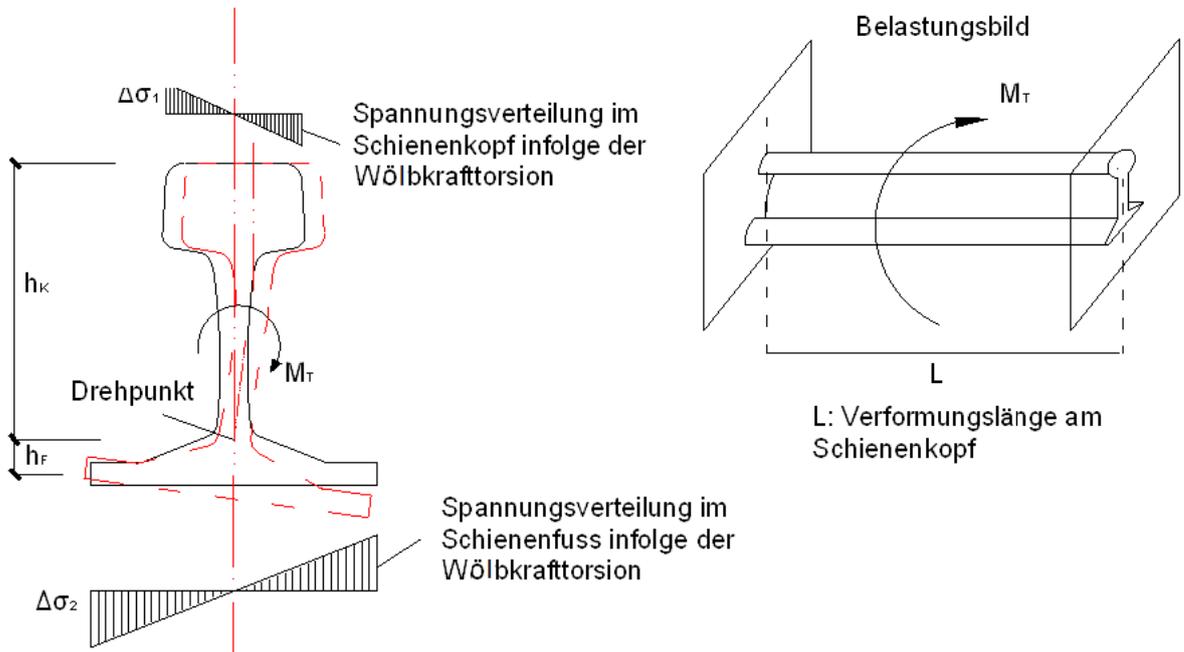


Bild 42: Torsionsspannung am Schienenfuß durch exzentrischen Lastangriff [14]

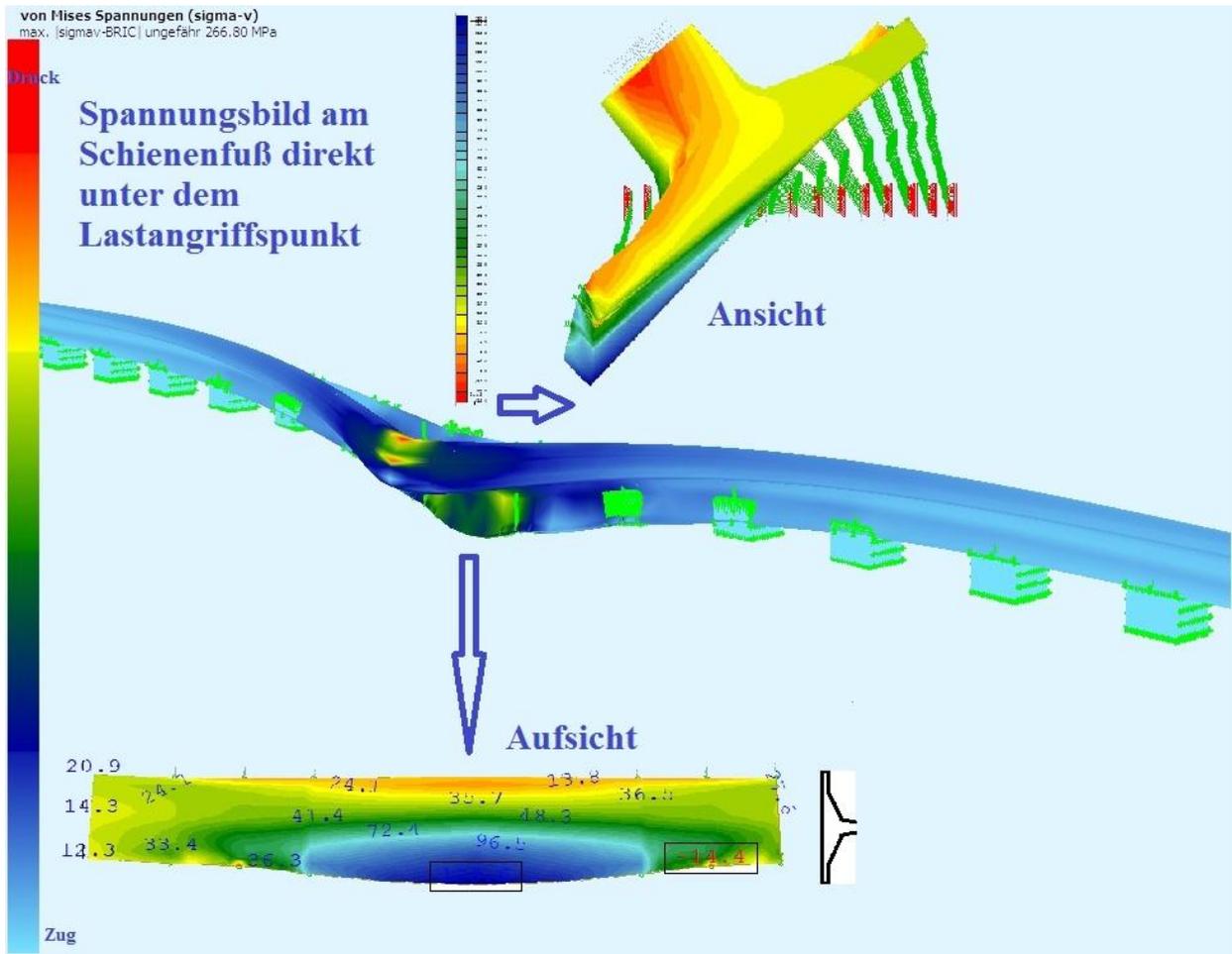


Bild 43: Spannung am Schienenfußaußenrand durch laterale Verschiebung und Torsion –  $L/V = 0,65$ , 50-fach überhöht

Da das Verhältnis zwischen Dehnung und Spannung der Schiene unter kleiner Verformung linear ist, spielt die Größe der lateralen Schienenfußverschiebung eine große Rolle bei der Bestimmung der Spannung am Schienenfußrand. In dieser Berechnung betrug sie bei  $L/V = 0,65$  ca. 0,6 mm. Quantitativ lässt sich die daraus resultierende Spannung ( $\sigma_L$ ), ähnlich wie bei der Berechnung der Spannung nach dem Verfahren Zimmermann bzw. analog [75], vereinfacht durch folgende Formeln berechnen:

$$\sigma_L = M_L / W_L$$

mit  $W_L = I_y / h_y = 513 \cdot 10^4 \text{ mm}^4 / 75 \text{ mm} = 68400 \text{ mm}^3$  (60 E1); [mm<sup>3</sup>]

$I_y$ : Laterales Trägheitsmoment der Schiene; [mm<sup>4</sup>]

$h_y$ : Distanz des Schienenfußrandes zur Schienenfußmitte, [mm]

$M_L$  lässt sich – nach der Feststellung im Kapitel 7.2 - wie  $M_v$  (Biegemoment infolge reiner Vertikalkraft nach dem Verfahren Zimmermann) berechnen. Ebenfalls lässt sich die Spannung aus Torsionsbeanspruchung ( $\sigma_T$ ) ermitteln [40], wobei die unterschiedlichen Verdrehungen der benachbarten Stützpunkte mitberücksichtigt werden müssen. Dies ist in dieser Arbeit durch das FE Modell gegeben.

### 8.1.3 Bestimmung der Vertikalkraft $V$ aus der gemessenen Schienenfußspannung

Weitere FE-Berechnungen (Bild 44) zeigen, dass die Spannung in Schienenfußmitte wegen ihrer Unabhängigkeit von  $L$  und  $e$  ein idealer Indikator der Vertikalkraft ist. Demzufolge ist ein Dehnmessstreifen (DMS 1 im Bild 45) in Längsrichtung in Schienenfußmitte zu installieren.

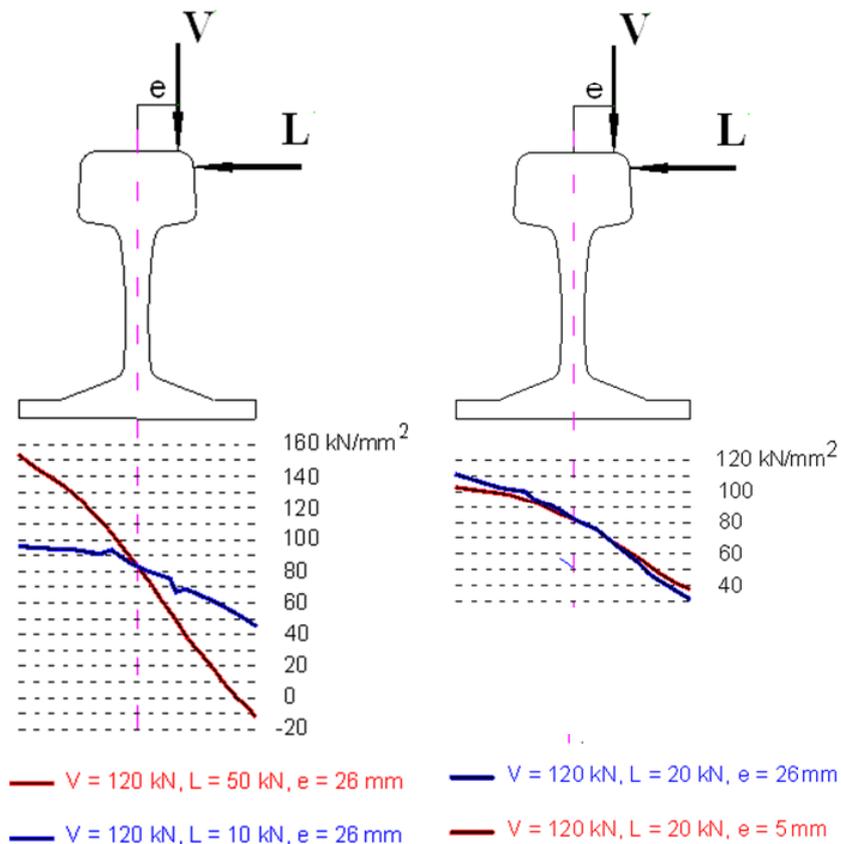


Bild 44: Schienenfußspannung infolge Lateralkraft  $L$  und Exzentrizität  $e$  - FE Berechnung

### 8.1.4 Bestimmung der Lateralkraft $L$ aus der gemessenen Schienenfußspannung

Weitere Punkte am Schienenfuß sollen so gewählt werden, dass die einwirkenden Lateralkräfte bestimmt werden können. Die bisherigen Untersuchungen zeigen, dass die Veränderung der Längsspannung an der Unterseite der Schiene proportional zur Distanz

zwischen der gewählten Position und der Schienenachse ist. Der größte Spannungsunterschied befindet sich zwischen dem Schienenfußinnenrand und -außenrand. Zwei Dehnmessstreifen (DMS3 und DMS4 in Bild 45) wurden im Randbereich des Schienenfußes im Abstand von  $\pm 70$  mm ab der Schienenachse installiert. Eine Distanz von 5 mm zum Schienenfußrand wurde gewählt, da die Ausrundung des Schienenprofils nicht für die Installation von DMS geeignet war. An diesen zwei Positionen konnte somit die maximal mögliche Spannungsänderung am Schienenfuß aus L- und V-Kräften sowie Exzentrizität  $e$  gemessen werden.

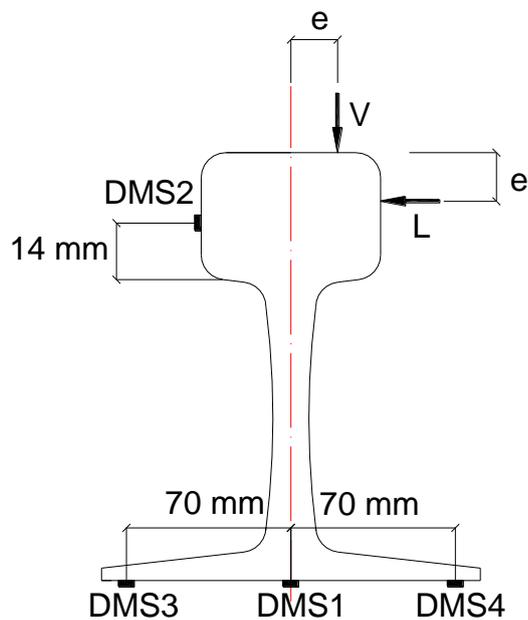


Bild 45: Vier gewählte Auswertungspositionen und Lage der DMS1 bis DMS4 zur Messung der Kraftgrößen – Schienenprofil 60 E1

Wie bereits festgestellt wurde ist die Schienenfußspannung ein Resultat von vertikaler und horizontaler Biegung der Schiene sowie ihre Verdrehung. Vertikalkraft  $V$ , Lateralkraft  $L$  und Exzentrizität  $e$  können getrennt voneinander die Spannungsverteilung an der Schienenoberfläche beeinflussen. Beispielsweise nimmt bei einer Erhöhung der Lateralkraft  $L$  der Messwert von DMS3 zu. Das gleiche Ergebnis könnte ebenfalls durch eine Veränderung der Exzentrizität  $e$  erzielt werden. Um die Lateralkraft  $L$  ermitteln zu können, muss der Einfluss von  $e$  ebenfalls untersucht werden.

#### 8.1.4.1 Einfluss der Lateralkraft $L$ auf die Schienenfußspannung

Weitere Analysen wurden durchgeführt, um den genaueren Zusammenhang zwischen der Spannungsdifferenz zwischen DMS3 und DMS4 ( $DMS_{3-4}$ ) und der Lateralkraft  $L$  bzw. der

Exzentrizität  $e$  zu ermitteln. Dazu wurden Berechnungen unter der Annahme ( $e = 0$ ,  $V = 0$ ) durchgeführt, in denen die Position von  $L$  ( $e'$ ) sich von 0 bis 15 mm und die Lateralkraft  $L$  von 0 bis 40 kN variiert wurden. Die Ergebnisse in Bild 46 zeigen, dass die Spannungsänderungen in diesem Fall beinahe linear sind (siehe auch Bild 39). Die Spannungsänderung unter dieser Lastannahme ist lediglich von der Größe der Lateralkraft  $L$  abhängig. Gleichzeitig zeigen die Ergebnisse, dass der Einfluss von  $e'$  (Lastposition von  $L$  im Bezug auf dem Fahrspiegel) vernachlässigbar klein ist.

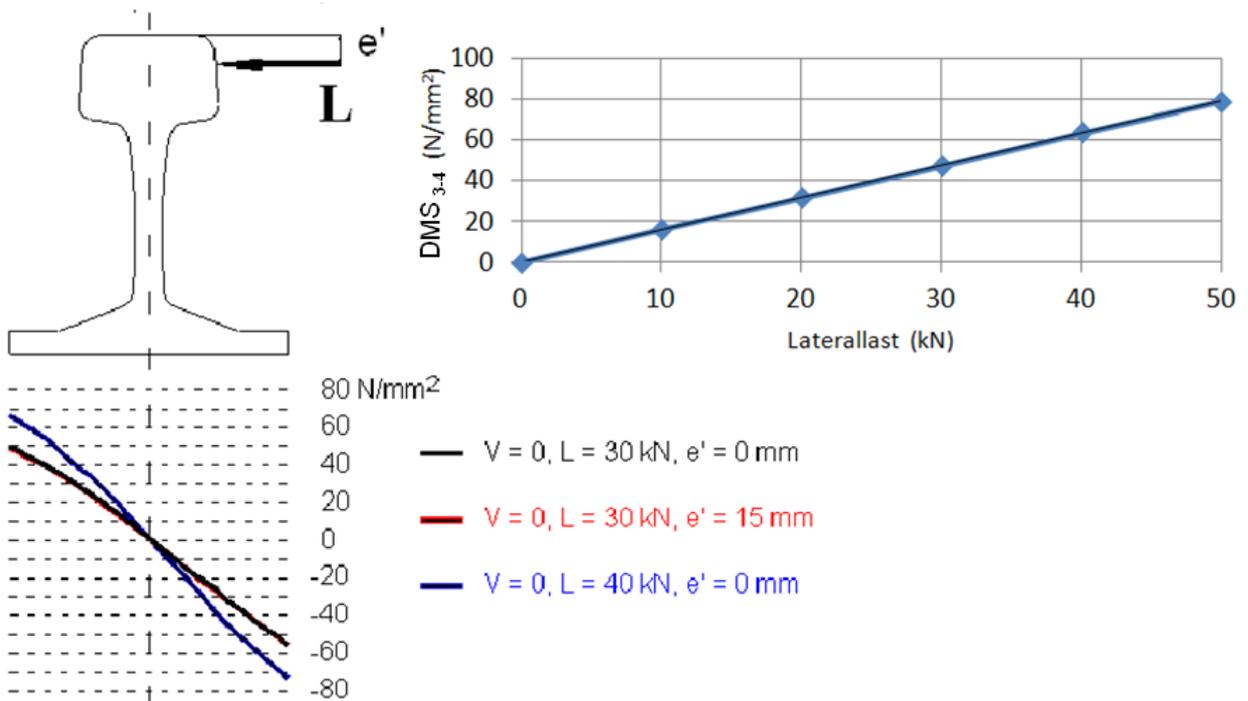


Bild 46: Spannung am Schienenfuß in Abhängigkeit von der Lateralkraft  $L$  und ihrer Position  $e'$  (links); Zusammenhang zwischen der Lateralkraft  $L$  und der Spannungsdifferenz  $DMS_{3-4}$  (rechts oben)

$DMS_{3-4}$  wurde in Bezug auf die Lateralkraft  $L$  ausgewertet (Bild 46). Es existiert ein direkter linearer Zusammenhang zwischen der Spannungsdifferenz  $DMS_{3-4}$  und der Größe der Lateralkraft  $L$  unter den gewählten Randbedingungen ( $V = 0$ ,  $e = 0$ ).

#### 8.1.4.2 Einfluss der Exzentrizität $e$ auf die Schienenfußspannung

Zur Analyse des Einflusses der Exzentrizität  $e$  wurden Berechnungen unter der Annahme Lateralkraft  $L = 0$  und Vertikalkraft  $V = 120$  kN (konstant) durchgeführt. Die Exzentrizität  $e$  variierte dabei von 0 bis 25 mm. Der Spannungsverlauf entlang der Unterseite des Schienenfußes ist in Bild 47 dargestellt. Die Spannungsdifferenz  $DMS_{3-4}$  im Bezug auf Exzentrizität  $e$  wurde ausgewertet. Bild 47 stellt, ebenfalls wie Bild 46, eine fast lineare Beziehung zwischen  $e$  und der  $DMS_{3-4}$  dar.

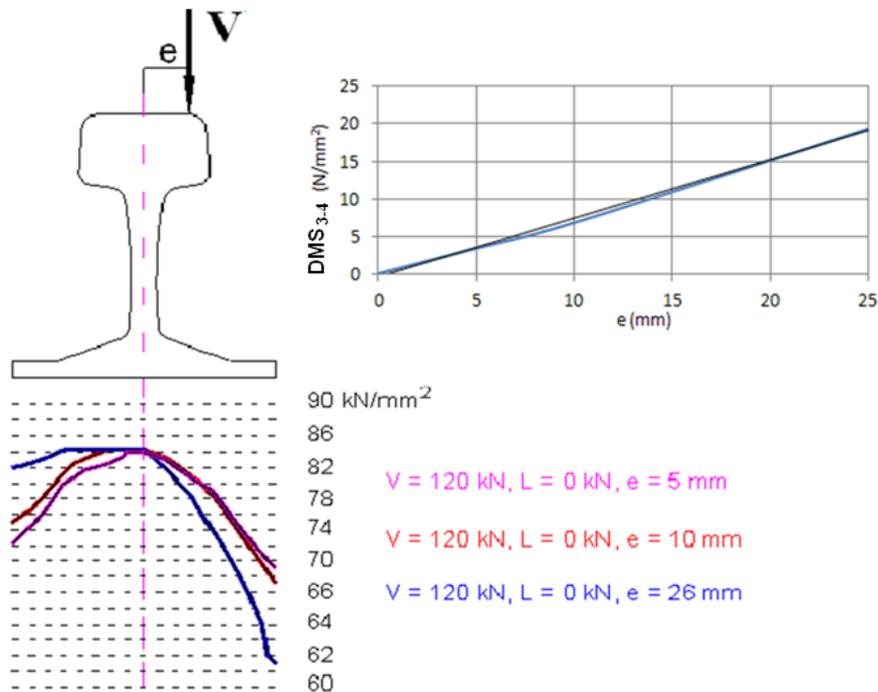


Bild 47: Spannung am Schienenfuß in Abhängigkeit von der Exzentrizität  $e$  (links); Zusammenhang zwischen der Exzentrizität  $e$  und der Spannungsdifferenz  $DMS_{3-4}$  (rechts oben)

### 8.1.5 Lösungsansatz zur Bestimmung der Vertikalkraft, Lateralkraft und Exzentrizität

Die obigen Analysen zusammenfassend kann die Vertikalkraft  $V$  durch eine Messung der Spannung in Schienenfußmitte bei Kenntnis der vertikalen Systemsteifigkeit (durch Einsenkungsmessung) einfach bestimmt werden.  $L$  und  $e$  beeinflussen gleichzeitig die Dehnung an den ausgesuchten Messpositionen  $DMS_3$  und  $DMS_4$ . Deshalb ist ein weiterer Indikator notwendig, um die Lateralkraft separat bestimmen zu können. Wie bei der Kalibrierungsmessung festgestellt wurde, hat die Größe der Spannung am Schienenkopf (hier:  $DMS_2$  in Bild 45) ebenfalls eine Beziehung mit  $L$ ,  $e$  und  $V$ . Die zwei Unbekannten  $L$  und  $e$  lassen sich durch  $DMS_2$  und die Spannungsdifferenz  $DMS_{3-4}$  ermitteln. Die Beziehungen zwischen den ausgewählten vier Messgrößen und den zu ermittelnden Kräften können durch folgende vereinfachte Funktionen beschrieben werden:

$$f(DMS_1) = A \cdot V$$

$$f(DMS_2) = B \cdot (V, L, e)$$

$$f(DMS_{3-4}) = C \cdot (V, L, e)$$

mit  $A, B, C$  = Systemsteifigkeiten des Oberbaus (ermittelbar durch Verformungsmessungen).

Die Anzahl der Funktionen entspricht der Anzahl der Unbekannten. Mathematisch sind die Kräfte ermittelbar, soweit die Systemsteifigkeiten bekannt sind.

Nach der Modellierung und Verifizierung eines passenden FE Modells ist eine Vorberechnung der Spannungen infolge vorgegebenen V, L und e möglich. Die Ergebnisse können als Referenztablette für die spätere Auswertung dienen. Beispielhaft wurde hierbei das FE Modell mit dem bereits kalibrierten System W14 (Zw700+Sk114) genommen (Kapitel 5). Berechnungen wurden unter Annahme der im Betriebsgleis zu erwartenden Kräfte (V = 90 bis 120 kN, L = 0 bis 60 kN) durchgeführt. Um die Genauigkeit der linearen Interpolation zu erhöhen, wurde V in den Berechnungen in Stufen von 10 kN von 90 kN bis 120 kN und L in Stufen von 5 kN von 0 bis 60 kN durchgeführt. Gleichzeitig wurden folgende Werte von e gewählt:

e = 0 mm, 5 mm, 10 mm, 18 mm und 26 mm

Nach 200 Rechenläufen (FEM) mit den entsprechenden Variationen konnten Referenztabellen erstellt werden. Ein Teil der Referenztablette ist in Tabelle 12 dargestellt.

Tabelle 12: Teil der Referenztablette (V = 90 bis 100 kN, e = 0 bis 5 mm, L = 0 bis 40 kN) für das System W14 (Zw700+Sk114)

		e = 0 mm; V = 90 kN					e = 5 mm; V = 90 kN				
L	DMS <sub>1</sub>	DMS <sub>2</sub>	DMS <sub>3</sub>	DMS <sub>4</sub>	DMS <sub>3-4</sub>	DMS <sub>1</sub>	DMS <sub>2</sub>	DMS <sub>3</sub>	DMS <sub>4</sub>	DMS <sub>3-4</sub>	
kN	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	
0	59,8	-38,0	53,7	53,6	0,0	59,6	-47,7	54,9	52,4	2,5	
10	59,7	-11,0	68,8	38,4	30,4	59,8	-21,0	70,3	37,1	33,2	
15	59,7	2,0	76,3	30,8	45,6	59,8	-7,9	77,8	29,4	48,4	
20	59,7	16,0	83,9	23,2	60,7	60,2	5,3	85,5	21,8	63,7	
25	59,6	29,0	91,4	15,6	75,9	60,2	19,6	92,9	14,3	78,6	
30	59,5	42,0	99,0	8,0	91,0	60,3	32,6	100,5	6,6	93,9	
		e = 0 mm; V = 100 kN					e = 5 mm; V = 100 kN				
L	DMS <sub>1</sub>	DMS <sub>2</sub>	DMS <sub>3</sub>	DMS <sub>4</sub>	DMS <sub>3-4</sub>	DMS <sub>1</sub>	DMS <sub>2</sub>	DMS <sub>3</sub>	DMS <sub>4</sub>	DMS <sub>3-4</sub>	
kN	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	
0	66,4	-41,6	59,5	59,5	0,0	66,4	-48,5	61,0	58,1	2,9	
10	66,2	-15,0	74,7	44,3	30,4	66,3	-23,0	76,2	42,8	33,4	
15	66,2	-1,5	82,3	36,7	45,6	66,2	-10,0	83,7	35,2	48,5	
20	66,2	11,0	89,8	29,1	60,7	66,2	2,5	91,3	27,6	63,7	
25	66,2	25,0	97,4	21,5	76,0	66,2	16,0	98,8	20,0	78,8	
30	66,2	38,0	105,9	13,9	92,0	66,1	30,0	106,4	12,4	94,0	
40	65,7	65,0	119,7	-1,8	121,5	66,1	57,0	121,4	-3,0	124,4	

### 8.1.6 Versuchstechnische Überprüfung

Um dieses Verfahren in der Praxis zu überprüfen, wurden statische Experimente im Prüflab für Verkehrswegebau der TU München entworfen und durchgeführt.

Der Versuchsaufbau war ähnlich dem der Kalibrierungsmessungen (Kapitel 3). Der Oberbau bestand aus einer Schiene 60 E1 und einem Schienenbefestigungssystem W14 (Sk114+ZW700). 4 DMS wurden gemäß Bild 45 installiert (Bild 48).

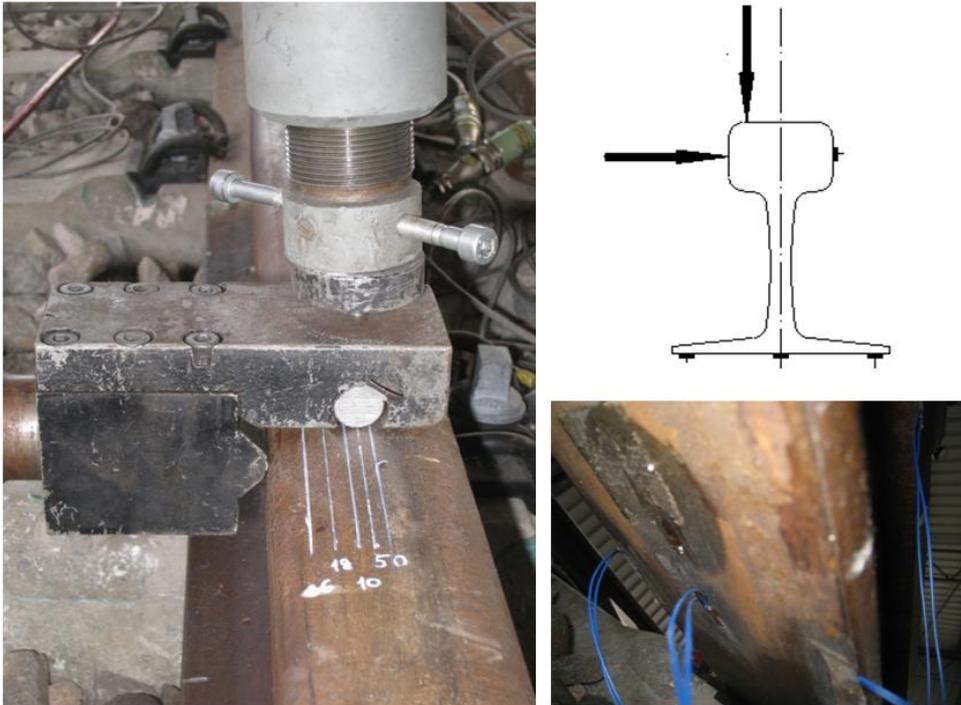


Bild 48: Links: Vorgabe und Berücksichtigung der Exzentrizität  $e$  während des Versuchs (hier Phase 1:  $e = 5 \text{ mm}$ ); Rechts: Applikation der DMS am Schienenfuß

Aus versuchs- und sicherheitstechnischen Gründen wurden  $V$  auf maximal  $90 \text{ kN}$  und  $L$  auf maximal  $40 \text{ kN}$  beschränkt. Dieser statische Versuch wurde in 3 Phasen mit Variation von  $e$  durchgeführt:

Phase 1:  $e = 5 \text{ mm}$ ; Phase 2:  $e = 10 \text{ mm}$ ; Phase 3:  $e = 18 \text{ mm}$ .

In jeder Phase wurde zuerst das Gleisstück bis  $V = 90 \text{ kN}$  vertikal belastet, danach folgte die Lateralkraft bis  $40 \text{ kN}$  und anschließend die Entlastung. Die Dehnungen (Spannungen) an den 4 ausgewählten Stellen wurden synchron aufgenommen und auf einem Messverstärker digital aufgezeichnet. Die von den vier Sensoren (DMS) gemessenen Werte wurden mit den FE Berechnungsergebnissen verglichen, welche aus der Referenztablette (Tabelle 12) unter verschiedenen Lastkombinationen stammen.

Einige Berechnungsergebnisse werden beispielhaft in Tabelle 13 und Tabelle 14 dargestellt.

Tabelle 13: Beispiel – Vergleich Laborversuch und FE Berechnung,  $e = 0 - 5$  mm

<b>V = 93 kN</b> <b>L = 40 kN</b> <b>e = 0 - 5 mm</b>				
	DMS1	DMS2	DMS3	DMS4
	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>
gemessen (Labor)	62,2	66,8	123,1	-13,9
berechnet (FE)	62,0	63,0	120,5	-11,7
Differenz	0,2	3,8	2,6	-2,2
Genauigkeit (V)	0,2	kN		
Genauigkeit (L)	2,1	kN		

Tabelle 14: Beispiel – Vergleich Laborversuch und FE Berechnung,  $e = 5 - 10$  mm bzw.  $14 - 18$  mm

<b>V = 93 kN</b> <b>L = 25 kN</b> <b>e = 5 - 10 mm</b>					<b>V = 94 kN</b> <b>L = 30 kN</b> <b>e = 14 - 18 mm</b>			
	DMS1	DMS2	DMS3	DMS4	DMS1	DMS2	DMS3	DMS4
	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>				
gemessen (Labor)	63,1	18,3	104,0	11,6	65,3	23,9	111,1	5,3
berechnet (FE)	62,0	12,0	98,2	12,5	62,7	15,0	109,4	2,8
Differenz	0,1	6,3	5,8	-0,9	2,6	8,9	1,7	2,5
Genauigkeit (V)	1,6	kN			3,8	kN		
Genauigkeit (L)	2,4	kN			0,5	kN		

Die Ungenauigkeit der Vertikalkraft V nahm mit steigender Exzentrizität e zu. Der Hauptgrund dafür war eine Verschiebung des Spannungsmaximums unter Torsionsbeanspruchung (Bild 49). Die Ungenauigkeit von L nahm mit steigendem e und L ab, da der Fehleranteil im Vergleich zur den gesamten Spannungsdifferenz (DMS3 – DMS4) geringer wurde. Weitere Vergleiche wurden durchgeführt, wobei eine maximale Abweichung von 4 kN sowohl vertikal auch lateral festgestellt wurde. Die hier eingesetzte maximale Vertikalkraft betrug 95 kN und die maximale Lateralkraft 40 kN. Dies entsprach einer Ungenauigkeit von 5 bis 10 %.

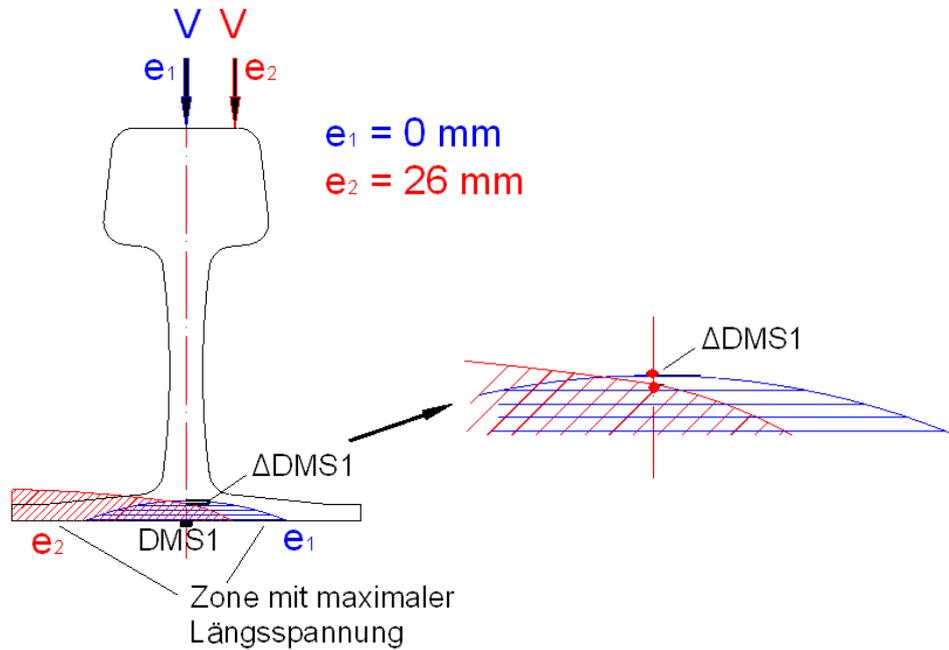


Bild 49: Offset der Zone mit maximaler Längsspannung am Schienenfuß bei zwei Exzentrizitäten ( $L = 0$ )

## 8.2 Einfluss sonstiger Faktoren auf die Genauigkeit des Verfahrens

### 8.2.1 Einfluss der Querspannung $\sigma_y$

Bisher wurde lediglich die Spannung in Schienenlängsrichtung betrachtet. Nun soll der Einfluss der Querspannung  $\sigma_y$  berücksichtigt werden.

Theoretisch führt eine Dehnung der Schiene in der Längsrichtung infolge Vertikalkraft  $V$  (vertikale Biegung) und Lateralkraft (laterale Biegung) ebenfalls zu einer Querdehnung der Schiene. Jedoch sollte die Querdehnung aufgrund der geringen Schienenfußbreite von 150 mm gegenüber der Länge der Biegelinie (ca. 6 m) sehr gering sein. Diese Annahme wird durch ein Beispiel bewiesen. Eine konstante vertikale Kraft von ca. 90 kN und eine zunehmende Lateralkraft  $L$  bis zu ca. 46 kN wurde bei der Berechnung angenommen. Die Querspannung  $\sigma_y$  (Spannung in der Schienenquerrichtung) unter diesen Lastkombinationen wird in Tabelle 15 dargestellt. Die hierbei ermittelte Längsspannung in Schienenfußmitte betrug ca. 65 N/mm<sup>2</sup> (FE Berechnung), die Querspannung  $\sigma_y$  betrug 1,7 N/mm<sup>2</sup>, bei größerem  $e$  betrug sie 1,5 N/mm<sup>2</sup>. Dies entsprach ca. 2% der Längsspannung in Schienenfußmitte bei  $L/V = 0,5$ . Bei der Betrachtung der Spannungsdifferenz  $DMS_{3-4}$  war deren entsprechender Anteil noch geringer. Für die weiteren Betrachtungen konnte  $\sigma_y$  daher vernachlässigt werden.

Tabelle 15: Querspannung ( $\sigma_y$ ) am Schienenfuß infolge kombinierter Lasten

V = 93 kN					
e = 0 - 5 mm			e = 14 mm - 18 mm		
L	DMS3 ( $\sigma_y$ )	DMS4 ( $\sigma_y$ )	L	DMS3 ( $\sigma_y$ )	DMS4 ( $\sigma_y$ )
kN	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	kN	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>
6,5	1	0,6	4,9	0,8	0,7
16,5	1,2	0,3	14,9	1,1	0,4
26,5	1,5	0,1	24,9	1,4	0,2
46,5	1,7	-0,5	44,9	1,5	-0,5

### 8.2.2 Einfluss der Längskräfte auf Erdbauwerke

Der Einfluss der Längskräfte auf Erdbauwerke lässt sich nur schwer durch einen statischen Versuch untersuchen. In [45] wurde ein Triebfahrzeug (statische Achslast: ca. 21,5 t) mit einer maximalen Anfahrzugkraft von 300 kN bzw. einer maximalen Bremskraft von 150 kN in Betracht gezogen. Dadurch wurde eine maximale Schienenlängsspannung von  $\pm 10$  N/mm<sup>2</sup> bzw.  $\pm 5$  N/mm<sup>2</sup> in der Schienenfußmitte ermittelt. Anzumerken ist, dass beim Messen eines fahrenden Zugs Längskräfte infolge Beschleunigung und Bremsen (keine Notbremsung) weitaus geringer sind. Die dadurch verursachte Längsspannung lässt sich kleiner als  $\pm 5$  N/mm<sup>2</sup> einschätzen. Der Spannungsanteil aus Längskräften in Schienenfußmitte beträgt somit maximal 5% der gesamten Längsspannung bei Einwirkung einer Vertikalkraft von 120 kN (Längsspannung in Schienenfußmitte bei 60 E1: 80 N/mm<sup>2</sup>, mittlere Oberbausteifigkeit).

Insgesamt lassen sich die Vertikalkräfte und Lateralkräfte durch das vorgeschlagene und verifizierte Messverfahren messen. Geringe Abweichungen der Messergebnisse sind besonders bei Zugfahrten mit konstanter Fahrgeschwindigkeit zu erwarten. Bei einer starken Beschleunigung bzw. Bremsen nehmen die Abweichungen geringfügig zu.

### 8.3 Vollständiges Konzept zur Ermittlung der dynamischen Kräfte in einem Gleisquerschnitt

Um die einwirkenden Kräfte in einem Gleis zu untersuchen ist eine synchrone Messung an der Innen- und Außenschiene notwendig. Ein vollständiges Konzept für einen Messquerschnitt mit beiden Schienen ist in Bild 50 zu finden. Anzumerken ist, dass für die Kalibrierung des FE Modells zusätzliche induktive Wegaufnehmer zum Messen der absoluten Verformung der Schiene erforderlich sind. Insgesamt ergibt sich hierbei ein Messpaket aus acht DMS-

Sensoren und sechs induktiven Wegaufnehmern, die bei diesem Verfahren für die Ermittlung der Kräfte ( $V$  und  $L$ ) innerhalb eines Gleisquerschnittes notwendig sind.

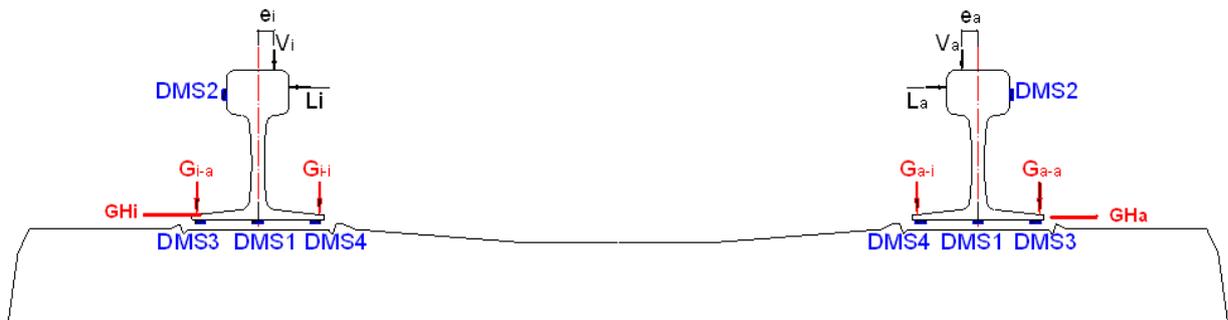


Bild 50: Vollständiges Konzept zur Ermittlung der dynamischen Kräfte in der Innen- und Außenschiene (blaue Sensoren: DMS; rote Sensoren: induktiver Wegaufnehmer zur Erfassung der absoluten Verformung der Schiene)

Im Zuge dieser Arbeit wurde dieses Verfahren in einer Teststrecke getestet. Sensoren wurden gemäß Bild 50 in einer Neubaustrecke in Österreich zwischen Amstetten und Linz installiert. Eine Testlokomotive mit einem Schotterwagen lieferte die Auflast. Die Fahrgeschwindigkeit betrug 5 km/h. Unter dieser Randbedingung zeigte die Auswertung eine gute Übereinstimmung mit der statischen Achslast, welche vor der Messung bereits bekannt gegeben wurde. Mehrere Fotos befinden sich in Anhang 8. Da dieses Gleis kaum Überhöhung hat und die Fahrgeschwindigkeit des Testzuges sehr begrenzt war, konnte hierbei keine Aussage über die Ergebnisse der Lateralkraft gemacht werden. Weitere Testmessungen im Betriebsgleis unter höherer Geschwindigkeit sind geplant.



Bild 51: Testmessung gemäß Bild 50 in einer Neubaustrecke unter quasi-statischen Lasten

#### **8.4 Fazit Messmethode zur Ermittlung der dynamischen Kräfte**

In diesem Kapitel der Arbeit wurde versucht, eine Methode zu entwickeln, mit der es möglich ist, auf der Fahrwegseite die Kräfte, die bei einer Zugüberfahrt an die Schienen eingeleitet werden (insbesondere Vertikalkraft und Lateralkraft), zu ermitteln. Das Hooke'sche Gesetz galt als Grundprinzip bei der Entwicklung dieses Messverfahrens. Demgemäß muss lediglich eine beschränkte Anzahl von Dehnmessstreifen und induktiven Wegaufnehmern an relevanten Stellen des Schienenquerschnitts installiert werden, um die in den Schienen einwirkenden Vertikal- und Lateralkräfte sowie die Exzentrizität getrennt mittels FEM (Finite Element Modell) ermitteln zu können. Dieses Verfahren wurde bereits durch Labortests und eine erste Gleismessung unter quasi-statischen Lasten bestätigt. Unter Berücksichtigung weiterer Einflüsse z.B. aus Bremsen und Anfahren ergab sich bei dieser Methode eine gesamte Abweichung von ca. 5 bis 10%. Weitere Versuchsreihen im Gleis unter höheren dynamischen Lasten werden folgen.

Die Längsspannungen am Schienenfußaußenrand unter sehr großen Lateralkräften werden gegenüber den Längsspannungen in Schienenfußmitte stark erhöht. Die Spannungsdifferenz ergibt sich hauptsächlich aus Torsion der Schiene zur Aufnahme des exzentrischen Lastangriffs und Querbiegung durch laterale Verschiebung des Schienenfußes.

## 9 ZUSAMMENFASSUNG

In dieser Arbeit wurden die Verformungseigenschaften und das Lastverteilungsverhalten der Schiene in Abhängigkeit der vorhandenen Elastizitäten untersucht, die durch den Einsatz von unterschiedlichen Befestigungskomponenten beeinflusst werden. Ziel war, Ansatzpunkte für die Optimierung bzw. Weiterentwicklung von Schienenbefestigungssystemen zu finden und das Lastverteilungs- und Verformungsverhalten der Schiene, insbesondere in lateraler Richtung, zu untersuchen.

Diese Arbeit basierte auf einem dreijährigen Forschungsprojekt von 2009 bis 2011 „Einfluss (hoch-) elastischer Schienenbefestigungssysteme auf das Verformungsverhalten der Schiene und die Gleislagebeständigkeit im Bogen“, das durch die Karl-Vossloh-Stiftung (Deutsches Stiftungszentrum, Essen) gefördert wurde. Detaillierte Ergebnisse zu den einzelnen Projekt-Arbeitsschritten sind in den Berichten Nr. 2563, 2594, 2819 [11] [8] [57] dokumentiert. Betrachtet wurden in dieser Arbeit ausschließlich W-Befestigungen für Schotteroberbau.

Zuerst wurden umfangreiche Laboruntersuchungen an Einzelstützpunkten verschiedener Varianten, d.h. Betonschwellenbefestigung W14, W21 und W28 durchgeführt, um insbesondere die horizontalen Verformungseigenschaften des Stützpunktes (bezogen auf die Schiene) in Abhängigkeit der vorhandenen Elastizitäten beschreiben zu können. Diese sind wiederum von den Belastungsgrößen (nicht lineares Verhalten), der Belastungsfrequenz und der Temperatur abhängig. Die Versuche erfolgten im Prüfstand mit kleinen temperierbaren Prüfkörpern. Die Versuchsbedingungen wurden ausgehend von den zu erwartenden, normalen Betriebsbedingungen bis hin zu extremen Randbedingungen (Entgleisung) ausgedehnt. Ziel war eine umfassende Beschreibung der jeweiligen Stützpunktcharakteristik hinsichtlich der theoretischen Modellbildung.

Zur Überprüfung und Kalibrierung der theoretischen Modelle (FE-Modelle) wurde ein vorhandenes Testgleis (Länge ca. 11m) am Prüfamt für Verkehrswegebau verwendet, das ebenfalls mit den verschiedenen Schienenbefestigungen ausgerüstet werden konnte. Neben der lastverteilenden Wirkung der Schiene standen insbesondere Effekte im Vordergrund, die sich aus den Toleranzen des Schotteroberbaus ergeben (Anpassungseffekte zwischen Schiene und Schienenbefestigung, Einbauungenauigkeiten etc...).

Abschließend wurden Messungen in einem Versuchsabschnitt im Betriebsgleis durchgeführt, indem unterschiedliche Schienenbefestigungssysteme unter den maßgeblichen, betrieblichen Randbedingungen betrachtet wurden. Die Beziehungen zwischen den einwirkenden Kräften und die entsprechenden Verformungen – insbesondere in lateraler Richtung – wurden

untersucht, wobei zusätzliche Einflussfaktoren wie Schwellenbesohlung, Imperfektionen im Schottergleis (z.B. Hohllage), unterschiedliche Untergrundverhältnis sowie Änderung der Gleisgeometrie berücksichtigt werden mussten.

Für die weiteren theoretischen Untersuchungen, insbesondere die Bewertung der Einflussgrößen (siehe Feldmessungen) erfolgte die Entwicklung eines Rechenmodells (Gleismodell). Das Rechenmodell wurde anhand der Messergebnisse von Laboruntersuchungen, Messungen am Testgleis und Feldmessungen verifiziert. Die Erstellung des Finite Elemente Modells (FE Modell) erfolgte mit dem Programm „SOFISTIK“, womit die Geometrie des Gleises und die Steifigkeiten der elastischen Ebenen sich über eine Input-Datei vollständig parametrisieren lassen. Basierend auf dem FE Modell wurden zahlreiche Parameterstudien durchgeführt. Schwerpunkte hierbei waren die Untersuchungen über die Einflüsse einzelner Schienenbefestigungskomponenten auf das Verformungs- und Lastverteilungsverhalten der Schiene.

Durch die obengenannten umfangreichen Laboruntersuchungen (600 einzelne Messungen) und Messungen im Betriebsgleis (umfassten mehr als 300 Zugüberfahrten) sowie Parameterstudien mittels FEM, werden Kenntnisse in folgenden Bereichen abgeleitet:

- Einflussfaktoren zum Schienenverformungsverhalten, insbesondere:
  - Einfluss der Schienenbefestigungskomponenten (Teil 1)
  - Einfluss der elastischen Ebenen im Gleis (Teil 2)
- Laterales Lastverteilungsverhalten der Schiene (Teil 3)

Teil 1: Einfluss der Schienenbefestigungskomponenten auf das Verformungsverhalten der Schiene

Spannklemme (SkI):

Durch Einsatz von verschiedenen SkI kann das Kippverhalten der Schiene bei „harten“ Befestigungssystemen nur unter hohen lateralen Kräften beeinflusst werden. Insbesondere eine SkI mit geringem Abstand vom Schienenfuß zur Mittelschlaufe verringert das Kippen unter hohen lateralen Kräften (Lateral-/Vertikalkraft-Verhältnis  $L/V > 0,8$ ) deutlich. Die Größe der Anspannkraft und die Steifigkeit vor und nach Einsetzen des Kippschutzes der Spannklemme spielen hierbei nur eine untergeordnete Rolle.

Durch Einsatz verschiedener SkI kann das Kippverhalten eines „weichen“ Befestigungssystems wesentlich deutlicher beeinflusst werden. Insbesondere eine SkI mit

hoher Niederhaltekraft verringert das Kippen schon ab einem niedrigen  $L/V$  ( $L/V < 0,4$ ) aufgrund der höheren Systemsteifigkeit. Die erhöhte vertikale Steifigkeit ist bei der Auslegung des Stützpunktes zu beachten.

#### Zwischenlage (Zw):

Die dynamische Steifigkeit der Zwischenlage wird durch Temperatur (materialbedingt) und Belastungsfrequenz stark beeinflusst. Die Steifigkeit bei tiefen Temperaturen in Kombination mit hoher Belastungsfrequenz liegt u.U. deutlich über der statischen Steifigkeit einer Zw.

Die Nichtlinearität der Zw beeinflusst das Lastverteilungsverhalten in vertikaler Richtung. Unter hoher Lateralkraft und gleichzeitiger Berücksichtigung der Versteifung der Zw wird die maßgebende statische Stützpunktkraft höher als die, die nach dem Verfahren Zimmermann ermittelt wird. Dementsprechend ergeben sich auch Abweichungen bei der Berechnung der Schieneneinsenkungen. In DIN EN 13481 ist die Nichtlinearität der Oberbaukomponenten nicht berücksichtigt. Um die Erhöhung der Stützpunktkraft infolge Torsion der Schiene abzudecken, wird bei der Ermittlung der Prüflasten für Stützpunkte der Befestigungskategorien A, B, C, E (enge Radien,  $L/V \geq 0,65$ ) ein Erhöhungsfaktor von 1,15 empfohlen.

#### Winkelführungsplatte (Wfp):

Die laterale Elastizität des Schotteroberbaus wird hauptsächlich durch die laterale Steifigkeit der Winkelführungsplatten und den Querverschiebewiderstand (QVW) der Schwelle (unter Belastung) bestimmt. Die gesamte laterale Elastizität des Schotteroberbaus beeinflusst direkt die Querverschiebung des Schienenfußes, welche in folgenden Hinsichten eine wichtige Rolle spielt:

- Laterale Lastverteilung: Im Prinzip gilt, je weicher der Gleisrost in lateraler Richtung ist, desto besser ist die laterale Lastverteilung.
- Fahrzeuglauf: Die Spurweite als maßgebende Größe wird direkt durch die laterale Verschiebung des Schienenfußes beeinflusst und ist in den vorgeschriebenen Grenzen zu halten.
- Beanspruchung der Schienenbefestigungskomponenten: Die laterale Schienenfußverschiebung belastet direkt die Skl einer Befestigung in lateraler Richtung durch die kraftschlüssige Verbindung. Demzufolge müssen Skl auf ausreichende laterale Schwingfestigkeit getestet werden.

- Erhöhte Schienenspannung: Die Längsspannungen am Schienenfußaußenrand unter sehr großen Lateralkräften werden gegenüber den Spannungen in Schienenfußmitte stark erhöht. Die Spannungsdifferenz ergibt sich hauptsächlich aus Torsion der Schiene zur Aufnahme des exzentrischen Lastangriffs und Querbiegung durch laterale Verschiebung des Schienenfußes.

Bei der Auslegung der Wfp sind die o.g. Randbedingungen zu berücksichtigen.

## Teil 2: Einfluss elastischer Ebenen im Gleis auf das Verformungsverhalten der Schiene

- Die Anordnung einer Schwellenbesohlung sowie die Gleichmäßigkeit (Qualität) der Steifigkeitsverhältnisse unterhalb der Schienenbefestigung (Schwellensole und Unterbau) kann die maximale Einsenkung der Schiene gegenüber der Schwelle verändern, jedoch nicht das Kippverhalten der Schiene.
- Zur gesamten Schieneneinsenkung eines Schottergleises tragen alle elastischen Ebenen bei. Ihr jeweiliger Beitrag ist proportional zu ihrem Anteil an der Oberbauelastizität.
- Die Verformung in lateraler Richtung innerhalb eines Stützpunktes der betrachteten Systeme ist bei  $L/V < 0,4$  gering. Unter hohen  $L/V$  steigt die Schienenkopfauslenkung weicher Befestigungen ( $c_{zw} < 50 \text{ kN/mm}$ ) stark an. Dies lässt sich durch dem Einsatz von Spannklemmen mit deutlich höherer Niederhaltekraft verringern, wobei die Systemsteifigkeit wiederum ansteigt.
- Die Angriffsposition der Vertikalkraft ist, zusammen mit der Größe der Lateralkraft  $L$ , entscheidend für das Kippen der Schiene. Diese Parameter bestimmen die resultierende Torsionsbeanspruchung der Schiene.

Für die Auslegung eines Schotteroberbaus, der eine gute vertikale Lastverteilung erzielen muss und gleichzeitig eine kontrollierte seitliche Bewegungen der Schiene verlangt, kann daher eine Entkoppelung der vertikalen und horizontalen Elastizitäten durch Anordnung einer weiteren elastischen Ebene vorgenommen werden, z.B. durch die Verwendung einer elastischen Schwellenbesohlung, die weitgehend nur vertikale Anteile zur Oberbauelastizität liefert.

### Teil 3: Das laterale Lastverteilungsverhalten der Schiene

Die laterale Lastverteilung der Schiene wird vom Schienenstützpunkt, nicht jedoch von den elastischen Eigenschaften der Schwellensohle sowie der Unterbausteifigkeit beeinflusst, womit das L/V-Verhältnis der einwirkenden Kräfte aus dem Fahrzeug und das L/V-Verhältnis der Gegenkräfte im maßgebenden Stützpunkt nicht mehr identisch anzusetzen ist. Diese Abweichung ist stärker ausgeprägt bei weichen Oberbauformen. Wird bei einem festgelegten Schienenbefestigungssystem die Systemsteifigkeit durch Austausch der Zw bzw. Skl angepasst, so verändert sich damit ebenso die Schienenkopfauslenkung unter einwirkenden Laterallasten.

Als Bezugsgröße für die laterale Lastverteilung der Schiene kann zunächst die laterale Schienenfußverschiebung, nicht jedoch die Schienenkopfauslenkung herangezogen werden. Maßgebend sind die lateralen Steifigkeiten des Stützpunktes, d.h. Wfp und Skl. Der Zusammenhang von lateraler Verschiebung und Kraft wird jedoch auch durch die Reibungsverhältnisse zwischen Schienenfuß, Zwischenlage und Schwelle bestimmt, die aber aus der vertikalen Lastverteilung abgeschätzt werden können. Analog zur Definition der vertikalen Radlastverteilung im Fachbericht 101 [82] kann ein Vorschlag für die Verteilung der Lateralkräfte durch die Schiene gemacht werden, wobei die maßgebende Lateralstützpunktkraft ca. 40% bis 60% der gesamten Lateralkraft beträgt.

Abschließend wird ein Messverfahren vorgestellt, das basierend auf den Messungen und Simulationsberechnungen entwickelt wurde. Demgemäß muss lediglich eine beschränkte Anzahl von Dehnmessstreifen und induktiven Wegaufnehmern an relevanten Stellen des Schienenquerschnitts installiert werden, um die in den Schienen einwirkenden Vertikal- und Lateralkräfte getrennt mittels eines FE Modells ermitteln zu können. Dieses Verfahren wurde bereits durch Labortests und eine erste Gleismessung unter quasi-statischen Lasten bestätigt. Unter Berücksichtigung weiterer Einflüsse z.B. aus Bremsen und Anfahren ergibt sich bei dieser Methode eine maximale gesamte Abweichung von 5 bis 10%. Weitere Versuchsreihen im Gleis unter höheren dynamischen Lasten werden folgen.

Durch diese Arbeit wird der Zusammenhang zwischen der Wahl der Schienenbefestigungskomponenten und dem zu erwartenden Verformungs- und Lastverteilungsverhalten der Schiene dargestellt. Mit dem entwickelten Messverfahren ist es möglich, die dynamischen Kräfte, die bei vielen Untersuchungen im Eisenbahnoberbau eine wesentliche Rolle spielen, im Betriebsgleis mit ausreichender Genauigkeit praktikabel zu bestimmen. Gleichzeitig wurde durch diese Arbeit ein fortgeschrittenes FE Gleismodell entwickelt, wobei sich die Geometrie des Gleises (Überhöhung, Bogenradius, Schwellen-

/Schienenprofile...) und die Steifigkeiten der elastischen Elemente ( $Z_w$ ,  $W_{fp}$ , ...) über eine Input-Datei vollständig parametrisieren lassen. Die darauf basierenden Parameterstudien zeigten eine Vielfalt von Untersuchungsmöglichkeiten, die die klassischen Laborversuche und Feldmessungen nur mit sehr großem Aufwand bieten können.

## LITERATURVERZEICHNIS

- [1] Prüfamts für Bau von Landverkehrswegen der TU München. Forschungsbericht Nr. 1581: Einsenkungsmessungen am Oberbau der Würzburg-Hannover – Schotteroberbau mit elastischen Zwischenlagen Zw900 und FF Bauart Rheda/Sengeberg. München 1995. nicht veröffentlicht.
- [2] Auer F.: zur Verschleißreduktion von Gleisen in engen Bögen. Dissertationsschrift, TU Graz, Österreich 2010.
- [3] Czuba W.: Führer durch die Sammlung Oberbau. Österreichisches Eisenbahnmuseum Wien (heute Technisches Museum Wien), 1964.
- [4] Maier H.: Das Sicherheitsproblem beim lückenlosen Gleis, Neuerungen im Gleisbau-Sonderdruck aus „Verkehr und Technik“, Heft 8, Berlin 1963.
- [5] DB-Systemtechnik: Anforderungskatalog zum Bau der Festen Fahrbahn, 4. Auflage, 01.08.2002.
- [6] DIN Deutsches Institut für Normung e.V. (Hrsg.): DIN EN 13481 – Leistungsanforderungen für Schienenbefestigungssysteme. Juni. 2002.
- [7] DIN Deutsches Institut für Normung e.V. (Hrsg.): DIN EN 13146 – Prüfverfahren für Schienenbefestigungssysteme. Juni. 2012.
- [8] Lehrstuhl und Prüfamts für Verkehrswegebau der TU München. Forschungsbericht Nr. 2594: Einfluss (hoch-)elastischer Schienenbefestigungssysteme auf das Verformungsverhalten der Schiene und die Gleislagebeständigkeit im Bogen. 2. Zwischenbericht. Kalibrierungsmessungen und Feldmessungen. Karl-Vossloh-Stiftung, DSZ \_ Deutsches Stiftungszentrum, Essen. 12/2010. Nicht veröffentlicht.
- [9] Kik W., Groß A., Lange M., Menssen R., Weinhardt M.: Auswirkungen des Rad-Schiene-Kontakts beim Bogeneinlauf auf eine Antriebsregelung. ZEV-DET Glas. Ann.121.Nr.2/3.Feb./März.1997
- [10] ÖBB Infrastruktur AG. Daten von Messwagen EM250. Analysesystem NATAS. Messdatum 18.07.2011. erstellt am 10.08.2011. Seit 5/Blatt 2.
- [11] Lehrstuhl und Prüfamts für Verkehrswegebau der TU München. Forschungsbericht Nr. 2563: Einfluss (hoch-)elastischer Schienenbefestigungssysteme auf das Verformungsverhalten der Schiene und die Gleislagebeständigkeit im Bogen. 1. Zwischenbericht. Laboruntersuchungen an W-Befestigungssystemen W14 und W21. Karl-Vossloh-Stiftung, Deutsches Stiftungszentrum DSZ, Essen. 04/2010. Nicht veröffentlicht.
- [12] Lehrstuhl und Prüfamts für Bau von Verkehrswegen der TU München. Forschungsbericht Nr. 2105: Prüfung von Vossloh-Spannklemmen Skl21 für die W-Befestigung. Vossloh Fastening Systems, Werdohl., München 2004. Nicht veröffentlicht.
- [13] Stahl W.: Anpassung des Schotteroberbaus an die Anforderungen des Hochgeschwindigkeitsverkehrs durch die Verwendung von hochelastischen Zwischenlagen und einer Schiene mit breiterem Fuß. Mitteilungen des Prüfamts für Verkehrswegebau der TU München, Heft 74, 1998 München.
- [14] Eisenmann J.: Stress distribution in the permanent way due to heavy axle loads and high speeds. Published by AREA Committee 4 – Rail, 1969.

- [15] Lehrstuhl und Prüfamnt für Bau von Verkehrswegen der TU München Skript: Eisenbahnoberbau Teil 4 - Beanspruchung der Schiene, München 1986. Nicht veröffentlicht.
- [16] Lehrstuhl und Prüfamnt für Verkehrswegebau der TU München: Skript Ergänzungskurs S.III/6 - 6. Semester, 2010 München. Nicht veröffentlicht.
- [17] Auer F., Schilder R.: Technische und wirtschaftliche Aspekte zum Thema Schwellenbesohlung – Teil 1: Langzeiterfahrungen im Netz der ÖBB. ZEVrail Heft 133, S. 187 Tabelle 1, 2009.
- [18] Lehrstuhl und Prüfamnt für Verkehrswegebau der TU München. Forschungsbericht Nr. 2433: „Beanspruchungsverhalten und Emissionsschutzleistungen elastischer Oberbauarten unter besonderer Berücksichtigung der Horizontalkraftabtragung“, Karl-Vossloh-Stiftung, Deutsches Stiftungszentrum DSZ , Essen, 2010. Nicht veröffentlicht.
- [19] Lehrstuhl und Prüfamnt für Bau von Landverkehrswegen der TU München. Forschungsbericht Nr. 1520: Nullsetzungsmessungen auf der Neubaustrecke Hannover-Würzburg – 1. Wiederholungsmessung nach 1 ½ Jahren Betriebsbelastung. München 1994. Nicht veröffentlicht.
- [20] DBS 918 235 Technische Lieferbedingungen Elastische Zwischenlagen und Zwischenplatten. November 2006.
- [21] Guericke W., Weiser J., Schnedders H., Dannenberg R.: Ursachen von Schienen-Eigenspannungen infolge Rollenrichtens und Beitrag zur Verringerung, ETR Heft 46, S. 655-662, 1997.
- [22] Chatkeo Y.: Die Stabilität des Eisenbahngleises im Bogen mit engen Halbmessern bei hohen Axialdruckkräften. Mitteilungen des Prüfamnts für Bau von Landverkehrswegen der TU München, Heft 46, München 1985.
- [23] Horvath E.S.: Computersimulation zur Auswirkung der Schienentemperatur auf die Gleislagestabilität. Master's Thesis des Lehrstuhls und Prüfamnt für Verkehrswegebau der TUM (09/2011). Nicht veröffentlicht.
- [24] Lehrstuhl und Prüfamnt für Bau von Landverkehrswegen der TU München. Forschungsbericht Nr. 2058: Bestimmung des Verdrehwiderstandes des Schienenbefestigungssystems W 14 K 900 mit Schwelle B70 / W14 Zw1000 mit Schwelle B01. München 2003. Nicht veröffentlicht.
- [25] Lehrstuhl und Prüfamnt für Verkehrswegebau der TU München. Forschungsbericht Nr. 2744: Die Gleislagestabilität des Schotteroberbaus mit konventionellen und elastisch besohlenen Schwellen. München 2011. Nicht veröffentlicht.
- [26] Fendrich L.: Handbuch „Eisenbahninfrastruktur“, Springer Verlage, 2007.
- [27] Deutsches Institut für Normung: DIN 45673-2: Mechanische Schwingungen - Elastische Elemente des Oberbaus von Schienenfahrwegen - Teil 2: Ermittlung statischer und dynamischer Kennwerte im Betriebsgleis, Berlin 2008.
- [28] Matsumoto A., Sato Y.: „A new measuring method of wheel-rail contact forces and related considerations“. ELSEVIER, Wear Heft 265, 1518 – 1525, 2008.
- [29]: Lehrstuhl und Prüfamnt für Verkehrswegebau der TU München: Skript für Ergänzungskurs, 2010 München. Nicht veröffentlicht.

- [30] Rovira A., Roda A., Marshall M.B., Brunskill H., Lewis R.: Experimental and numerical modelling of wheel–rail contact and wear. *ELSEVIER, Wear*, Volume 271, Issues 5–6, 22 Juni 2011, S. 911–924.
- [31] Korpanec I., Pradier H.: Practical implementation of results of ORE-ERR1 research on wheel-rail contact interaction on the European railways. *ELSEVIER, Wear*, Volume 191, Nummer 1, Januar 1996, S. 121-125.
- [32] Hiromichi Kanehara, Takehiko Fujioka: Measuring rail/wheel contact points of running railway vehicles. *ELSEVIER, Wear*, Volume 253, Issues 1–2, Juli 2002, S. 275–283.
- [33] Rovira A., Roda A., Marshall M., Brunskill H., Lewis R.: Experimental and numerical modelling of wheel–rail contact and wear.
- [34] Santamaría J., Vadillo E.G., Oyarzabal O.: Wheel–rail wear index prediction considering multiple contacts patches. *ELSEVIER, Wear*, Volume 267, Issues 5–8, 15 Juni 2009, S. 1100–1104.
- [35] Gerlicia F, Juraj, Lackb Tomáš: Contact geometry influence on the rail / wheel surface stress distribution. *ELSEVIER, Wear*, Volume 2, Issue 1, April 2010, S. 2249–2257.
- [36] Ayasse J.B., Chollet, H.: Wheel - Rail Contact. *Handbook of Railway Vehicle Dynamics*, Boca Raton 2006, Kapitel 4.
- [37] Wen Z., Wu L., Li W., Jin X.S, Zhu M.H.: Three-dimensional elastic–plastic stress analysis of wheel–rail rolling contact, *ELSEVIER, Wear*, Volume 271, Issues 1–2, 18 Mai 2011, S. 426–436.
- [38] Bösterling W.: Elastische Gleise für hohe Geschwindigkeiten, *EI*, 2010-04, S. 26-30.
- [39] Klugar K.: Die statische Querverschiebewiderstand des belasteten Gleises. In: *Eisenbahn Technische Review*, Heft 25, S.211-216, 1976
- [40] Duwe B.: Experimentelle und theoretische Untersuchungen über die Verformungen und Beanspruchungen eines schotterlosen Oberbaus bei Geschwindigkeiten bis 250 km/h. *Mitteilungen des Prüfamts für Bau von Landverkehrswegen der TU München*, Heft 28, München 1977.
- [41] Fan J.J., Duwe B.: Berührungsspannung zwischen Rad und Schiene im Bogengleis bei Anlauf der Räder. *Mitteilungen des Prüfamts für Bau von Landverkehrswegen der TU München*, Heft 34, München 1981.
- [42] Eisenmann J.: Die Schiene als Träger und Fahrbahn theoretische Grundlagen und praktische Beispiele, in „Die Eisenbahnschiene“, herausgegeben von Fastenrath, Ernst und Sohn, 1977.
- [43] Roelands C.J., Correlation aspects of the viscosity - temperature - pressure relationship of lubricated oils, Ph.D. thesis, Technische Hogeschool Delft, The Netherlands. 1966.
- [44] TU Graz, Skript, Institut für Eisenbahnwesen und Verkehrswissenschaft.

- [45] Albert J.: Ein Beitrag zur Bewertung der Bruchsicherheit von Eisenbahnschienen, Dissertation, Technische Universität Graz, Österreich. Januar 2010.
- [46] Freystein H.: Untersuchungen zu den zulässigen zusätzlichen Schienenspannungen aus der Interaktion Gleis/Brücke, Dissertation, Technische Universität Berlin, Deutschland. 2012.
- [47] Frederich F.: Unbekannte und ungenutzte Möglichkeiten des „Rad-Schiene“-Führungsystems. Schienen der Welt 17 (1985), Heft 11.
- [48] Dietmar Gross, Werner Hauger, Jörg Schröder, Wolfgang A. Wall: Technische Mechanik, Band 2, Elastostatik. 8. Aufl. Berlin 2005.
- [49] Iliev D.: Die horizontale Gleislagestabilität des Schotteroberbaus mit konventionellen und elastisch besohnten Schwellen. Mitteilungen des Prüfamts für Verkehrswegebau der TU München, Heft 86, München 2012.
- [50] Zimmermann H.: Die Berechnung des Eisenbahnoberbaus. 3.Auflage. Wilhelm Ernst und Sohn. Berlin, 1941.
- [51] DIN Norm 13674-1 Bahnanwendungen - Oberbau - Schienen - Teil 1: Vignolschienen ab 46 kg/m; Deutsche Fassung 2011
- [52] Guericke W., Heller W., Kasprowicz J., Weiße M.: Verbesserte Bruchsicherheit von Schienen durch optimiertes Rollenrichten. ETR-Eisenbahntechnische Rundschau 50. 09/2001.
- [53] Guericke W., Weiser J., Schmedders H., Danenberg R.: Ursache von Schienen-Eigenspannungen infolge Rollenrichtens und Beitrag zur Verringerung. ETR-Eisenbahntechnische Rundschau 46. 10/1997.
- [54] Knappstein G.: Statik, insbesondere Schnittprinzip. Seite 243, Verlag Harri Deutsch, ISBN 978-3-8171-1803-8
- [55] ORE Frage C 138: Zulässige Höchstwerte der Y- und Q – Kräfte und Entgleisungskriterium. Bericht Nr. 3: Entgleisungsversuche mit Güterwagen mit zwei Radsätzen in Derby. Utrecht, Oktober 1979
- [56] ORE Frage D 71: Beanspruchung des Gleises, der Bettung und des Unterbaus durch Verkehrslasten. Arbeitsergebnis Nr. 3: Beanspruchung der Befestigungen statische Versuche und Dauerversuche im Laboratorium an verschiedenen deutschen, englischen und französischen Befestigungen. Utrecht, Juli 1966
- [57] Lehrstuhl und Prüfamt für Verkehrswegebau der TU München Forschungsbericht Nr. 2819: Einfluss (hoch-)elastischer Schienenbefestigungssysteme auf das Verformungsverhalten der Schiene und die Gleislagebeständigkeit im Bogen. Schlussbericht. Karl-Vossloh-Stiftung, Deutsches Stiftungszentrum DSZ, Essen. 12/2011. Nicht veröffentlicht.

- [58] Fan K. Master's Thesis Nr. 029: Analyses of Rail Deformation with Finite Element Method. Supervisor: J.Liu. Prüfamt für Verkehrswegebau der TU München. 10/2012.Nicht veröffentlicht.
- [59] Xiao J. Master's Thesis Nr. 020: Laterale Lastverteilung des Schottergleises. Supervisor: J. Liu. Prüfamt für Verkehrswegebau der TU München. 02/2012. Nicht veröffentlicht.
- [60] Dinh N.N. Master's Thesis Nr. 015: Determination of Vertical Forces acting on Ballasted Tracks under Running Bogies using Finite Element Method. Supervisor: J. Liu. Prüfamt für Verkehrswegebau der TU München. 09/2011. Nicht veröffentlicht.
- [61] Leykauf G., Stahl W.: Untersuchung und Erfahrung mit besohlenen Schwellen. Eisenbahningenieur (55) 6/2004
- [62] Leykauf G., Stahl W.: Anforderungen an modernen Schienenbefestigungen – Prüfung nach DIN EN 13146 bzw. DIN EN 13481. Eisenbahningenieurkalender. 2007
- [63] Lehrstuhl und Prüfamt für Bau von Landverkehrswegen der TU München Forschungsbericht Nr. 477: Messungen zur Bestimmung des Querverschiebewiderstandes des belasteten Gleises. München 1970.
- [64] Meier H.: Das Sicherheitsproblem beim lückenlosen Gleis. In: Neuerungen im Gleisbau-Sonderdruck aus „Verkehr und Technik“, Heft 8, Stadt 1963
- [65] Stephanides J.; Presle G., Mittermayr P., Zottl W.: Örtliche Messstellen des Zuglaufes – Stand der Technik. ETR 12/2009
- [66] Müller-Boruttau F., Breitsamer N., Pieper S.:Rad-Schiene-Kraft und Stützpunktkraft infolge Flachstelle. ETR 03/2009
- [67] Holzfeind J., Hummitzsch R.: Qualitätsverhalten von Gleisen – Zusammenhängen zwischen Parameterkennwerten und Verschlechterungsverhalten. ZEVrail 133 06/07-2009
- [68] Lieberenz K., Kipper R.: Zum Einfluss des Unterbaus und des Tragsystems auf die Gleislage. EI. 08/2009
- [69] Volf B., Halama R.: Rollverformungswiderstand beeinflusst Kraftschlüsse und Verschleiß. EI. 10/2009
- [70] Stradtman H., Hempelmann K.:Begutachtung der Messradsatz – Technologie IWT4 im Rahmen der Anerkennung beim Eisenbahn-Bundesamt. ZEV 134 03/2010
- [71] Gerber U., Fengler W.: Setzungsverhalten des Schotters. ETR 04/2010
- [72] Marschnig S., Berghold A.: Besohlte Schwelle im netzweiten Einsatz. ETR 05/2011
- [73] Eisenmann J.: Dynamische Beanspruchung des Eisenbahnoberbaues. VDI Berichte Nr. 820. 1990
- [74] Eisenmann J.: Oberbauforschung – Oberbautechnik, Stand und Weiterentwicklung. ETR Heft 10/1985

- [75] Eisenmann J.: Die Schiene aus Tragbalken. EI (55) 5/2004
- [76] Knothe K., Yu M.: Statische und dynamische Eigenschaften von Gummi-Zwischenlagen für Eisenbahnschiene. Forschung im Ingenieurwesen. 66 (2001) 247-259. Spring Verlag 2001
- [77] Müller-Borutta F., Breitsamter N.: Elastische Elemente verringern die Fahrwegbeanspruchung; ETR-Eisenbahntechnische Rundschau 49. Jg. (2000), H. 9, S. 587-596
- [78] Leykauf G, Stahl W.: Concrete railway sleepers for the optimisation of ballasted track. European Railway Review, Issue 2, 2004, p.61-71.
- [79] Bösterling W.: Innovative elastische Schienenbefestigungssysteme für die Festfahrbahn. ZEVrail (135) 05/2011
- [80] Leykauf G., Duwe B.: Das Verhalten des Fahrbahnoberbaus bei hohen Geschwindigkeiten. Forschungsarbeiten der Technischen Universität München im Rahmen des Forschungsvorhabens Rad/Schiene. ETR (24) 12/1975
- [81] Eisenmann J., Leykauf G., Mattner L.: Vorschläge zur Erhöhung der Oberbauelastizität. ETR (43) 7/8/1994
- [82] DIN-Fachbericht 101: Einwirkungen auf Brücken. DIN Deutsches Institut für Normung e.V. Beuth Verlag GmbH. 2. Auflage 2003
- [83] DB RiLi821.2001:Prüfung der Gleisgeometrie mit Gleismessfahrzeugen. Gültig ab 01.01.2001

## ABBILDUNGSVERZEICHNIS

BILD 1: EXPLOSIONSDARSTELLUNG DER W-BEFESTIGUNG W14 (QUELLE: VOSSLOH FASTENING SYSTEMS.COM)	3
BILD 2: ÄQUIVALENTE KONIZITÄT IN ABHÄNGIGKEIT DER SCHIENENNEIGUNG UND SPURWEITE FÜR DIE KOMBINATION RADPROFIL S1002 AUF SCHIENENPROFIL 60E1 [4].....	6
BILD 3: ÄNDERUNG DER SEKANTENSTEIFIGKEIT (SEKANTE ZWISCHEN NIEDERHALTEKRAFT DER SKL UND 50 kN ZUSÄTZLICHER VERKEHRSLAST) NACH EINER ERHÖHUNG DER NIEDERHALTEKRAFT UM CA. 10 kN (Zw1000, $C_{zw} < 50$ kN/MM) .....	11
BILD 4: VERSTEIFUNGSFAKTOR IN ABHÄNGIGKEIT VON TEMPERATUR UND BELASTUNGSFREQENZ.....	13
BILD 5: OBERBAU MIT ZWEI ELASTISCHEN EBENEN.....	14
BILD 6: VERSUCHSAUFBAU BEI UNTERSUCHUNGEN AN EINZELNEN STÜTZPUNKTEN .....	15
BILD 7: BEANSPRUCHUNG DER ZW1000 (W21-BEFESTIGUNG) .....	17
BILD 8: BEANSPRUCHUNG DER ZW1000 (W28-BEFESTIGUNG) .....	17
BILD 9: BIEGELINIENBERECHNUNG NACH DEM VERFAHREN ZIMMERMANN [16] .....	22
BILD 10: EINFLUSSLINIE MOMENT – OBERBAUBERECHNUNG NACH DEM VERFAHREN ZIMMERMANN [16].....	23
BILD 11: VERSUCHSAUFBAU DER KALIBRIERUNGSMESSUNG .....	24
BILD 12: ANORDNUNG DER DMS UND WEGAUFNEHMER BEI DER KALIBRIERUNGSMESSUNG .....	26
BILD 13: NULLSETZUNG AM ENDE DES UNBESOHLTEN ABSCHNITTES W21 (ZW1000+SKL21) .....	36
BILD 14: GLEISLAGEFEHLER/HOHLAGE VOR UND NACH DEM 200 M LANGEN ABSCHNITT W14 (ZW687+SKL14) .....	37
BILD 15: ANORDNUNG DER INDUKTIVEN WEGAUFNEHMER IN EINEM MESSQUERSCHNITT .....	40
BILD 16: MESSTECHNISCHE ERFASSUNG DER EINSENKUNG UND VERDREHUNG EINER SCHWELLE (4. FM).....	43
BILD 17: DAS KIPPEN DER SCHIENE - ABSCHNITT W21 (ZW1000+SKL21), $V = 120 \pm 5$ km/h .....	47
BILD 18: MKS-SIMULATION EINER KURVENFAHRT ( $R = 799$ m, $u = 155$ mm) .....	48
BILD 19: AUSWIRKUNG DER EXZENTRISCHEN VERTIKALKRAFT AUF DAS KIPPEN DER SCHIENE - W21 (ZW1000+SKL21).....	49
BILD 20: VERGLEICH DER SCHIENENKOPFAUSLENKUNG UNTER DER 1. LOK-ACHSE (GEPUNKTETE LINIEN: INNENSCHIENE; DURCHGEHENDE LINIEN: AUßENSCHIENE).....	50
BILD 21: DEHNUNGSMESSUNG IN SCHIENENFUßMITTE VON DMS1 BEI EINER ZUGÜBERFAHRT .....	51
BILD 22: DAS STÜTZPUNKT-MODELL (LINKS) UND DER PRÜFKÖRPER FÜR DIE LABORVERSUCHE (RECHTS).....	56
BILD 23: WIRKUNGSWEISE DER SKL UND IHRE DEFINITION IM FE MODELL .....	58
BILD 24: FE SIMULATION EINES STÜTZPUNKTES MIT BEFESTIGUNG .....	59
BILD 25: KONTAKTPUNKTE DER PROFILKOMBINATION S1002/60 E1/1:40/1435 IM NEUEN ZUSTAND [35].....	60
BILD 26: UNGESTÖRTER SINUSLAUF IN GERADEN GLEIS UND ROLLRADIENDIFFERENZ FÜR S1002/60 E1/1:40/1435 [29].....	61
BILD 27: RAD-SCHIENE KONTAKT WÄHREND DES EINFAHRENS IN EINE KURVE [34] .....	62
BILD 28: RAD-SCHIENE-KONTAKT BEI EINER NICHT ANGEPASTEN ÜBERHÖHUNG [33] .....	63
BILD 29: GLEISMODELL ZUR SIMULIERUNG DES VERFORMUNGSVERHALTENS DER SCHIENE (IM BELASTETEN ZUSTAND, 100-FACH ÜBERHÖHT).....	65
BILD 30: KALIBRIERUNGSMESSUNG IM LABOR ZUR ERMITTLUNG DER BEZIEHUNG ZWISCHEN KRAFT UND VERFORMUNG.....	66

BILD 31: BILDICHE DARSTELLUNG DER SCHIENENVERFORMUNG UNTER KOMBINIERTEN LASTEN, 100-FACH ÜBERHÖHT (BEISPIELE) .....	70
BILD 32: BILDICHE DARSTELLUNG DER SCHIENENVERFORMUNG JE NACH BEFESTIGUNGSSYSTEM - 100-FACH ÜBERHÖHT .....	81
BILD 33: LATERALES LASTEINLEITUNGSSHEMA INNERHALB EINES STÜTZPUNKTES.....	85
BILD 34: ANORDNUNG VON TOLERANZMAßE IM FE MODELL .....	87
BILD 35: RECHENANSATZ ZUR ERMITTLUNG DER MAßGEBENDEN LATERALEN STÜTZPUNKTKRAFT MIT FE .....	90
BILD 36: DIE EINRICHTUNG DER DMS AN EINEM STÜTZPUNKT (LINKS: AUFBAU IM LABOR; RECHTS: AUFBAU IN DER MESSSTRECKE) .....	91
BILD 37: VORSCHLAG ZUR LATERALEN LASTVERTEILUNG DER SCHIENE IN LÄNGSRICHTUNG .....	94
BILD 38: LÄNGSSPANNUNGSVERTEILUNG ENTLANG DES SCHIENENPROFILS (LINKS: $E = 0$ MM, GLEISINNENSEITE; RECHTS: $E = -15$ MM, GLEISINNENSEITE – MESSUNGSERGEBNISSE IM LABOR [14] – SIEHE AUCH ANLAGE 39) .....	98
BILD 39: LÄNGSSPANNUNGSVERLAUF ÜBER DEN UMFANG DES SCHIENENPROFILS (FE BERECHNUNG, CHARAKTERISTISCHE DARSTELLUNG, $V = 120$ kN MIT $E = 10$ MM) - $\sigma_T$ : SPANNUNG INFOLGE TORSION; $\sigma_V$ : SPANNUNG INFOLGE VERTIKALKRAFT AM SCHIENENFUß.....	99
BILD 40: SPANNUNGSVERTEILUNG AM UND IM SCHIENENFUß DER SCHIENE 60 E1 IN ABHÄNGIGKEIT VOM L/V – VERHÄLTNIS ( $V = 120$ kN, $E = 10$ BIS 32 MM, $L/V = 0$ BIS 0,65 VARIERT).....	100
BILD 41: EIGENSPANNUNGEN DES SCHIENENPROFILS S54 ÜBER DEM SCHIENENQUERSCHNITT – EISENMANN 1977 [42] .....	102
BILD 42: TORSIONSSPANNUNG AM SCHIENENFUß DURCH EXZENTRISCHEN LASTANGRIFF [14].....	103
BILD 43: SPANNUNG AM SCHIENENFUßAUßENRAND DURCH LATERALE VERSCHIEBUNG UND TORSION – $L/V = 0,65$ , 50- FACH ÜBERHÖHT .....	104
BILD 44: SCHIENENFUßSPANNUNG INFOLGE LATERALKRAFT L UND EXZENTRIZITÄT E - FE BERECHNUNG .....	105
BILD 45: VIER GEWÄHLTE AUSWERTUNGSPPOSITIONEN UND LAGE DER DMS1 BIS DMS4 ZUR MESSUNG DER KRAFTGRÖßEN – SCHIENENPROFIL 60 E1 .....	106
BILD 46: SPANNUNG AM SCHIENENFUß IN ANHÄNGIGKEIT VON DER LATERALKRAFT L UND IHRER POSITION $E'$	107
BILD 47: SPANNUNG AM SCHIENENFUß IN ABHÄNGIGKEIT VON DER EXZENTRIZITÄT E UND ZUSAMMENHANG ZWISCHEN DER EXZENTRIZITÄT E UND DER SPANNUNGSDIFFERENZ $DMS_{3-4}$ .....	108
BILD 48: LINKS: VORGABE UND BERÜCKSICHTIGUNG DER EXZENTRIZITÄT E WÄHREND DES VERSUCHS (HIER PHASE 1: $E = 5$ MM); RECHTS: APPLIKATION DER DMS AM SCHIENENFUß .....	110
BILD 49: OFFSET DER ZONE MIT MAXIMALER LÄNGSSPANNUNG AM SCHIENENFUß BEI ZWEI EXZENTRIZITÄTEN ( $L = 0$ ) .....	112
BILD 50: VOLLSTÄNDIGES KONZEPT ZUR ERMITTLUNG DER DYNAMISCHEN KRÄFTE IN DER INNEN- UND AUßENSCHIENE (BLAUE SENSOREN: DMS; ROTE SENSOREN: INDUKTIVER WEGAUFNEHMER ZUR ERFASSUNG DER ABSOLUTEN VERFORMUNG DER SCHIENE).....	114
BILD 51: TESTMESSUNG GEMÄß BILD 50 IN EINER NEUBAUSTRECKE UNTER QUASI-STATISCHEN LASTEN .....	114

## TABELLENVERZEICHNIS

TABELLE 1: ERMITTLUNG DER RESULTIERENDEN PRÜFLAST R.....	14
TABELLE 2: MITTELWERTE DER SPURWEITE UND ENTSPRECHENDE STANDARDABWEICHUNGEN .....	30
TABELLE 3: MITTELWERTE DER ÜBERHÖHUNG UND ENTSPRECHENDE STANDARDABWEICHUNGEN .....	31
TABELLE 4: DURCHSCHNITTLICHE EINSENKUNG DES ERSTEN DREHGESTELLS BEI $V = 120 \pm 5$ KM/H .....	41
TABELLE 5: DURCHSCHNITTLICHE EINSENKUNG AN DER GLEISAUßENSEITE ( $V = 120 \pm 5$ KM/H) UNTER DER 1. LOK-ACHSE .....	44
TABELLE 6: MKS BERECHNUNG ZU DEN KRÄFTEN (VERTIKAL UND LATERAL) UND POSITIONEN DER BERÜHRUNGSPUNKTE (ERSTES DREHGESTELL DER LOK 1116).....	48
TABELLE 7: DURCHSCHNITTLICHE BIEGESpannung IN SCHIENENFUßMITTE UNTER DEM 1. DREHGESTELL ( $V =$ $120 \pm 5$ KM/H).....	53
TABELLE 8: MAßGEBENDE STÜTZPUNKTKRAFT [kN] IN ABHÄNGIGKEIT VOM L/V-VERHÄLTNIS UND DER SYSTEMSTEIFIGKEIT MIT FE.....	74
TABELLE 9: ERMITTLUNG DES L/V-VERHÄLTNISSES IM MAßGEBENDEN STÜTZPUNKT .....	75
TABELLE 10: TECHNISCHE DATEN DER DREI UNTERSUCHTEN SPANNKLEMMEN SKL (VGL. BILD 23) .....	76
TABELLE 11: SCHIENENFUßSPANNUNG IN ABHÄNGIGKEIT VON L/V UND E.....	101
TABELLE 12: TEIL DER REFERENZTABELLE ( $V = 90$ BIS $100$ kN, $E = 0$ BIS $5$ MM, $L = 0$ BIS $40$ kN) FÜR DAS SYSTEM W14 (ZW700+SKL14) .....	109
TABELLE 13: BEISPIEL – VERGLEICH LABORVERSUCH UND FE BERECHNUNG , $E = 0 - 5$ MM.....	111
TABELLE 14: BEISPIEL – VERGLEICH LABORVERSUCH UND FE BERECHNUNG, $E = 5 - 10$ MM BZW. $14 - 18$ MM	111
TABELLE 15: QUERSpannung ( $\Sigma Y$ ) AM SCHIENENFUß INFOLGE KOMBINIRTER LASTEN.....	113

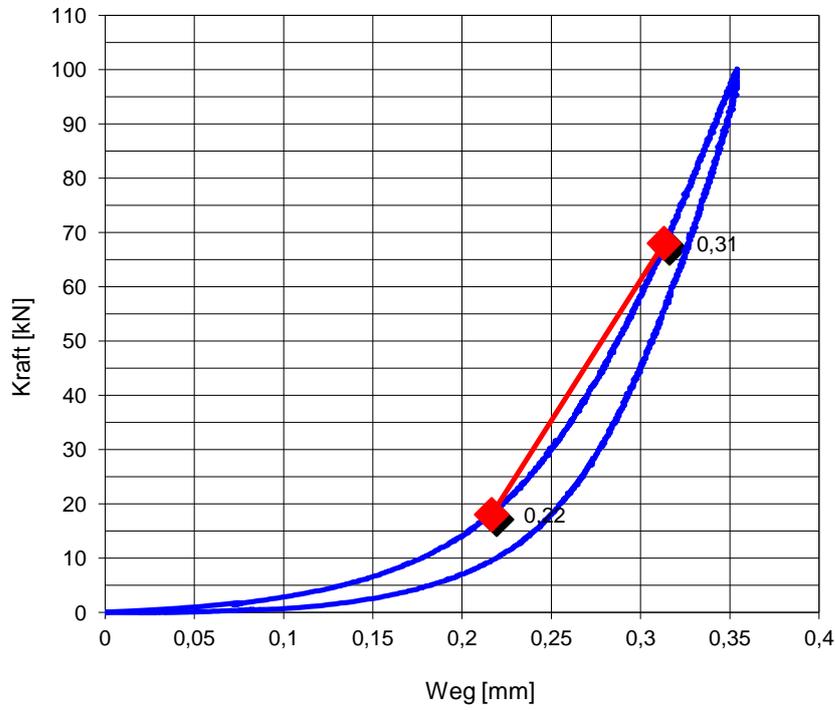
## DIAGRAMMVERZEICHNIS

DIAGRAMM 1: ZUSAMMENSTELLUNG DES VERFORMUNGSVERHALTENS DER SYSTEME (RT) .....	16
DIAGRAMM 2: VERDREHUNG DER SCHIENE UNTER EXZENTRISCHEN LASTEN (L/V-AG: L/V-VERHÄLTNIS BEIM AUSGLEICH DER SCHIENENKOPFAUSLENKUNG).....	18
DIAGRAMM 3: VERFORMUNG EINER W21-BEFESTIGUNG UNTER STATISCHEN UND DYNAMISCHEN (10 Hz) BELASTUNGEN .....	20
DIAGRAMM 4: STATISCHE ÜBERHÖHUNG AM BESOHLTEN ABSCHNITT W14 (ZW687+SKL14).....	32
DIAGRAMM 5: NULLSETZUNG - ABSCHNITT W14 (ZW687+SKL14), BESOHLT .....	34
DIAGRAMM 6: NULLSETZUNG - ABSCHNITT W14 (ZW700+SKL14), BESOHLT .....	35
DIAGRAMM 7: NULLSETZUNG - ABSCHNITT W28 (ZW700+SKL28), BESOHLT .....	35
DIAGRAMM 8: BEISPIELHAFTES MESSDATEN EINER ZUGÜBERFAHRT: ABSCHNITT W21 (ZW1000+SKL21) - 1. FM .....	38
DIAGRAMM 9: VERGLEICH DER DURCHSCHNITTLICHEN VERTIKALEN VERFORMUNG DER SCHIENE GEGENÜBER DER SCHWELLE (AUßENSCHIENE, WINTER, 2. FM, V = CA. 120 KM/H) AUßERHALB DER ABSCHNITTE MIT GLEISLAGEFEHLER BZW. HOHLAGE .....	39
DIAGRAMM 10: EINFLUSS DER GESCHWINDIGKEIT AUF DIE EINSENKUNG DER SCHIENE IN SCHIENENACHSE GEGENÜBER DER SCHWELLE - ABSCHNITT W21 (ZW1000+SKL21) .....	40
DIAGRAMM 11: SCHWELLENEINSENKUNG AN DER BOGENAUßENSEITE UNTER DEN ERSTEN VIER LOK-ACHSEN IN ABHÄNGIGKEIT VON DER FAHRGESCHWINDIGKEIT - ABSCHNITT W14 (ZW687+SKL14), BESOHLT, 1. FM, MITTELWERTE AUS DEN SCHWELLEN NR.195 BIS NR.200 .....	42
DIAGRAMM 12: VERFORMUNGSMODUL EV2 AUF O.K. TRAGSCHICHT - ERMITTELT IN OKTOBER 2009 (QUELLE: ÖBB) .....	45
DIAGRAMM 13: DEHNUNG IN SCHIENENFUßMITTE UNTER DEM ERSTEN DREHGESTELL (E-LOK 1016/1116) - ABSCHNITT W14 (ZW700+SKL14), V = 120 ± 5 KM/H.....	52
DIAGRAMM 14: KRAFT-WEG-KENNLINIEN DER ZWISCHENLAGEN IM EINGEBAUTEN ZUSTAND.....	57
DIAGRAMM 15: KRAFT-WEG-KENNLINIEN DER SKL 21, SKL14 UND SKL28 [38].....	58
DIAGRAMM 16: BEISPIELHAFTES KRAFT-WEG-KENNLINIEN EINER BEFESTIGUNG MIT UNTERSCHIEDLICHEN SKL IN LATERALER RICHTUNG, ERMITTELT IN LABORVERSUCHEN.....	59
DIAGRAMM 17: ERGEBNISSE DER VERIFIZIERUNG DES SYSTEMS W21 (ZW1000+SKL21). DAS BILD LINKS ZEIGT BEISPIELHAFT DIE VERFORMUNGEN DER SCHIENE UNTER L/V = 0,65 (V = 60 kN, 8 FACH-ÜBERHOLT)....	64
DIAGRAMM 18: EXEMPLARISCHE DARSTELLUNG DER VERFORMUNG (FE MODELL) UNTER DER VERTIKALKRAFT .....	66
DIAGRAMM 19: EXEMPLARISCHE DARSTELLUNG DER VERTIKALEN SCHIENENFUßSPANNUNG DES FE MODELLS UNTER DER VERTIKALKRAFT .....	67
DIAGRAMM 20: EXEMPLARISCHE DARSTELLUNG DER VERFORMUNG DES FE MODELLS IN LATERALER RICHTUNG .....	68
DIAGRAMM 21: SCHIENENKOPFAUSLENKUNG IN ABHÄNGIGKEIT VON DER EXZENTRIZITÄT E UND L/V-VERHÄLTNIS – SYSTEM W21 (ZW1000+SKL21) .....	71
DIAGRAMM 22: LATERALE VERSCHIEBUNG AM SCHIENENFUß UNTER DEM EINFLUSS VON E.....	71
DIAGRAMM 23: SCHIENENKOPFAUSLENKUNG UNTER DEM EINFLUSS VON EXZENTRIZITÄT E .....	72

DIAGRAMM 24: EINFLUSS DER NICHTLINEARITÄT DER ZW AUF DIE SCHIENENFUßEINSENKUNG AM STÜTZPUNKT UNTER DEM LASTANGRIFFSPUNKT .....	73
DIAGRAMM 25: SCHIENENFUßABHEBUNG („HARTES“ BEFESTIGUNGSSYSTEM MIT ZW687) DIREKT UNTER DEM LASTANGRIFFSPUNKT IN ABHÄNGIGKEIT VON L/V UND SKL - “+“: SCHIENENFUßEINSENKUNG; „-“: SCHIENENFUßABHEBUNG.....	77
DIAGRAMM 26: VERTIKALE KRAFT-WEG-KENNLINIEN DER SCHIENENBEFESTIGUNG (ZW1000 MIT SKL21, SKL40 SOWIE SKL14R).....	79
DIAGRAMM 27: VERTIKALE SCHIENENFUßVERFORMUNG („WEICHES“ BEFESTIGUNGSSYSTEM MIT ZW1000) DIREKT UNTER DEM LASTANGRIFFSPUNKT IN ABHÄNGIGKEIT VON L/V UND SKL.....	79
DIAGRAMM 28: SCHIENENKOPFAUSLENKUNG („WEICHES“ BEFESTIGUNGSSYSTEM MIT ZW1000) DIREKT UNTER DEM LASTANGRIFFSPUNKT IN ABHÄNGIGKEIT VON L/V UND SKL.....	80
DIAGRAMM 29: VERGLEICH DER GESAMTEN SCHIENENVERFORMUNG UNTER REALEN LASTEN.....	82
DIAGRAMM 30: LATERALE LASTVERTEILUNG (L = 20 kN, V = 0 kN) BEI VOLLEM KONTAKT ZWISCHEN WFP UND SCHIENENFUß (FE BERECHNUNG OHNE BERÜCKSICHTIGUNG DER REIBUNG) [59] .....	87
DIAGRAMM 31: LATERALE LASTVERTEILUNG (L = 20 kN, V = 0 kN) – SPALT ZWISCHEN WFP UND SCHIENENFUß VON D = 0,1 MM, FE BERECHNUNG OHNE BERÜCKSICHTIGUNG DER REIBUNG [59] .....	88
DIAGRAMM 32: ÜBERLAPPUNG DER LATERALEN BIEGELINIE DES SCHIENENFUßES MIT DEN LASTVERTEILUNGSLINIEN (MIT UND OHNE TOLERANZMAß, FE BERECHNUNG) – LATERALER LASTANGRIFF L = 20 kN BEI X = 5 M.....	89
DIAGRAMM 33: MESSIGNAL DER VIER DMS – EIN ÄUßERER STÜTZPUNKT IM ABSCHNITT W14 (ZW700+SKL14), V = 120 KM/H, AUßENSCHIENE (BOGENHALBMESSER R = 799 M) .....	92
DIAGRAMM 34: FLÄCHENINTEGRATION EINES DMS-SIGNALS AN EINER WFP .....	92
DIAGRAMM 35: DURCHSCHNITTLICHE PROPORZIONIERVERTEILUNG DER LATERALKRAFT IN ABHÄNGIGKEIT VOM SCHIENENBEFESTIGUNGSSYSTEM .....	93
DIAGRAMM 36: PROZENTUALE LATERALE LASTERVERTEILUNG IN ABHÄNGIGKEIT VON DER GESAMTEN LATERALEN STEIFIGKEIT (FE BERECHNUNG, OHNE BERÜCKSICHTIGUNG DER REIBUNG) .....	96

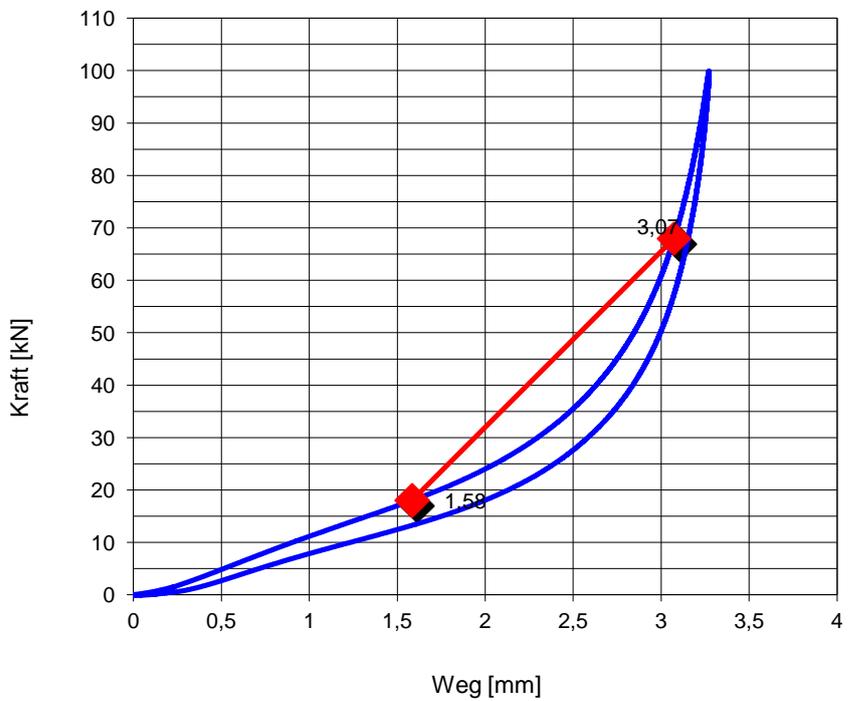
# Anlagen

## Anlage 1



Federziffer:  
516,73 [kN/mm]  
Temperatur: RT  
Oberlast: 68 [kN]  
Unterlast: 18 [kN]

Abb.A. 1: Statische Federkennlinie der Zw687 (RT)



Federziffer:  
33,52 [kN/mm]  
Temperatur: RT  
Oberlast: 68 [kN]  
Unterlast: 18 [kN]

Abb.A. 2: Statische Federkennlinie der Zw1000 (RT)

Anlage 2

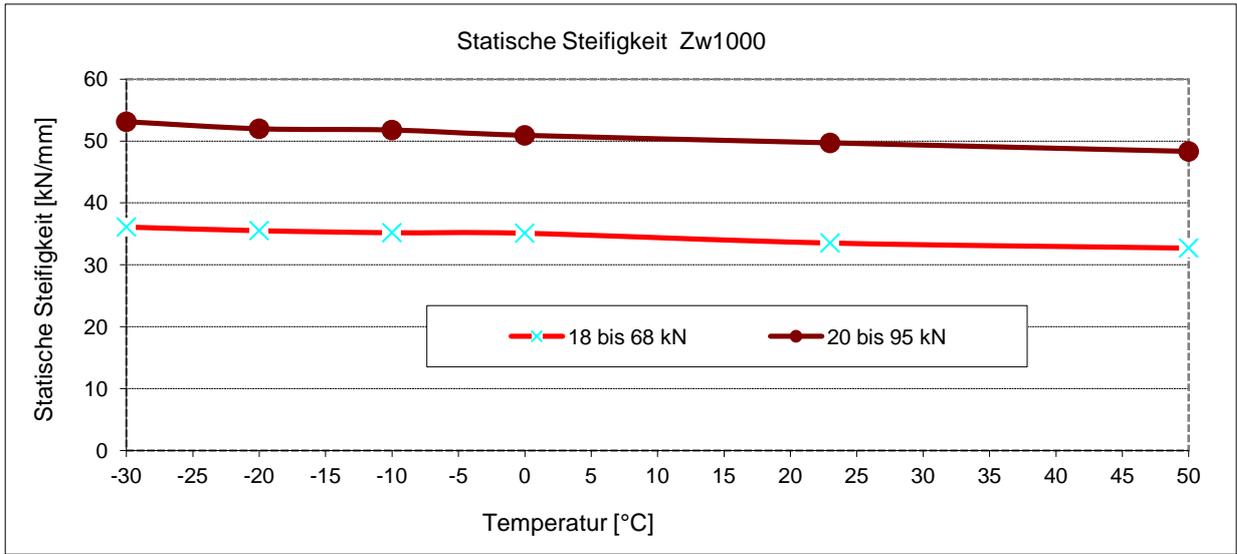


Abb.A. 3: Statische Steifigkeit der Zw1000 in Abhängigkeit von der Temperatur

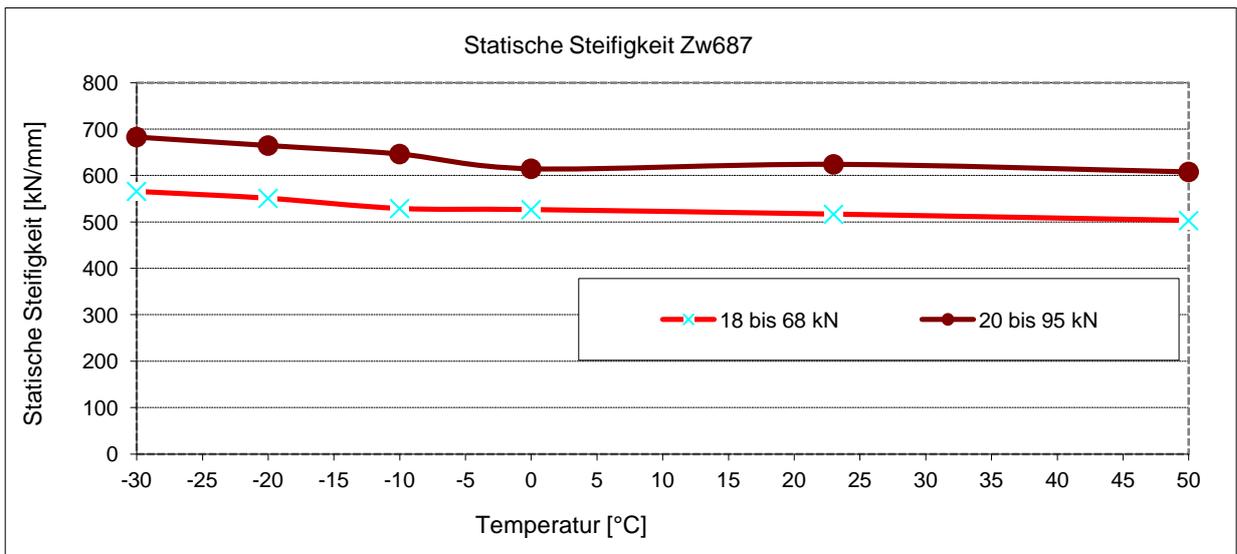


Abb.A. 4: Statische Steifigkeit der Zw687 in Abhängigkeit von der Temperatur

Anlage 3

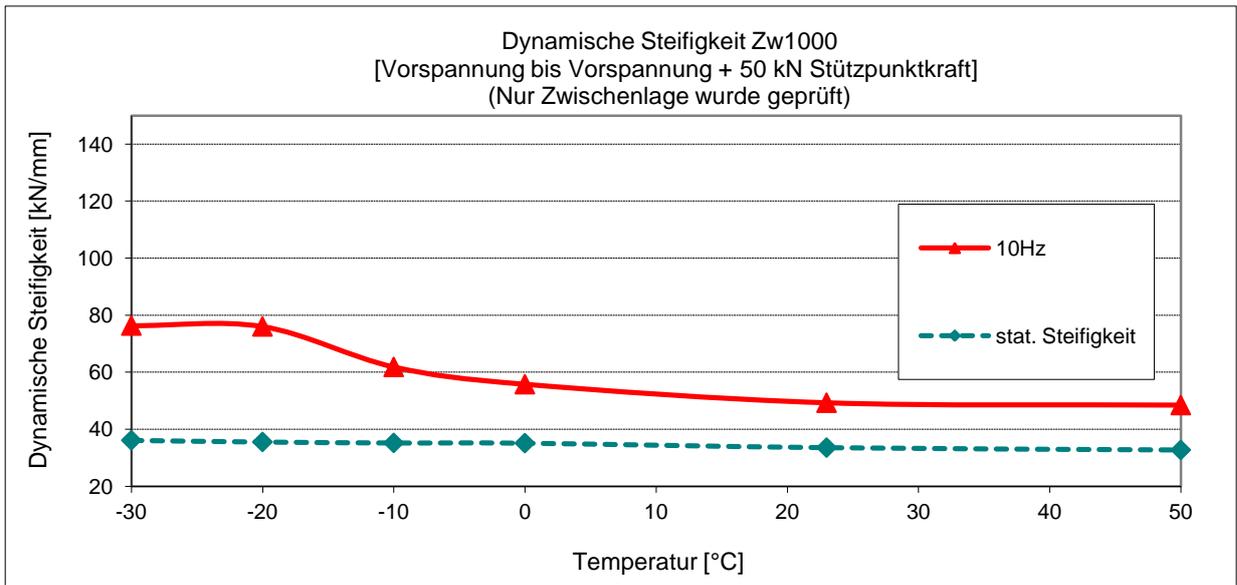


Abb.A. 5: Dynamische Steifigkeit der Zw1000 in Abhängigkeit von der Temperatur und der Belastungsfrequenz (Auswertungsbereich: 18 bis 68 kN)

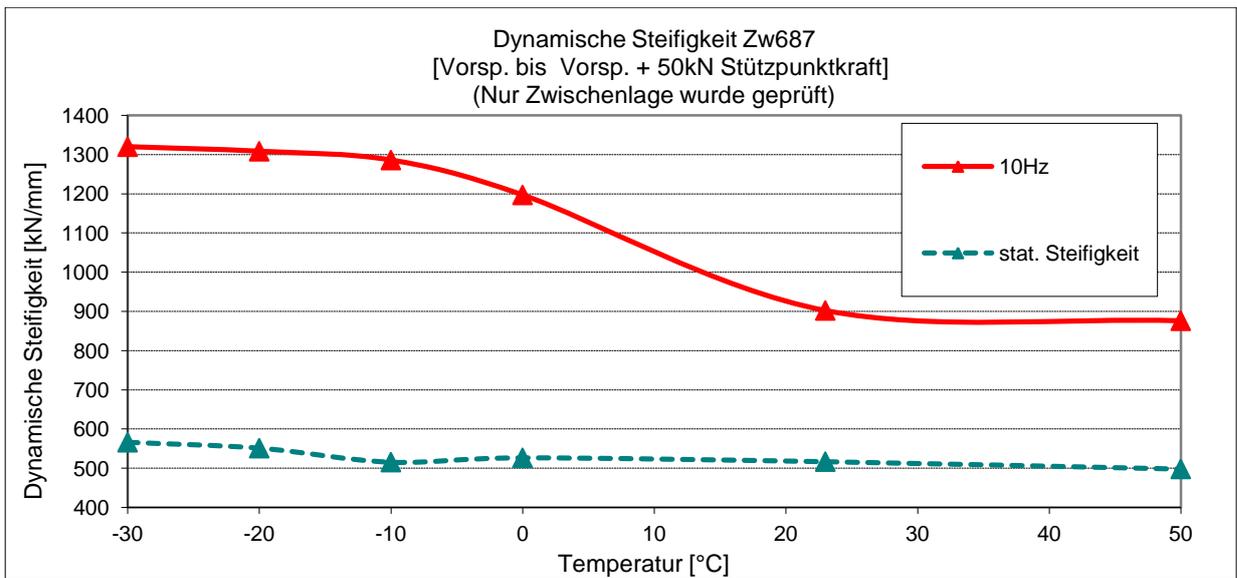


Abb.A. 6: Dynamische Steifigkeit der Zw687 in Abhängigkeit von der Temperatur und der Belastungsfrequenz (Auswertungsbereich: 18 bis 68 kN)

Anlage 4

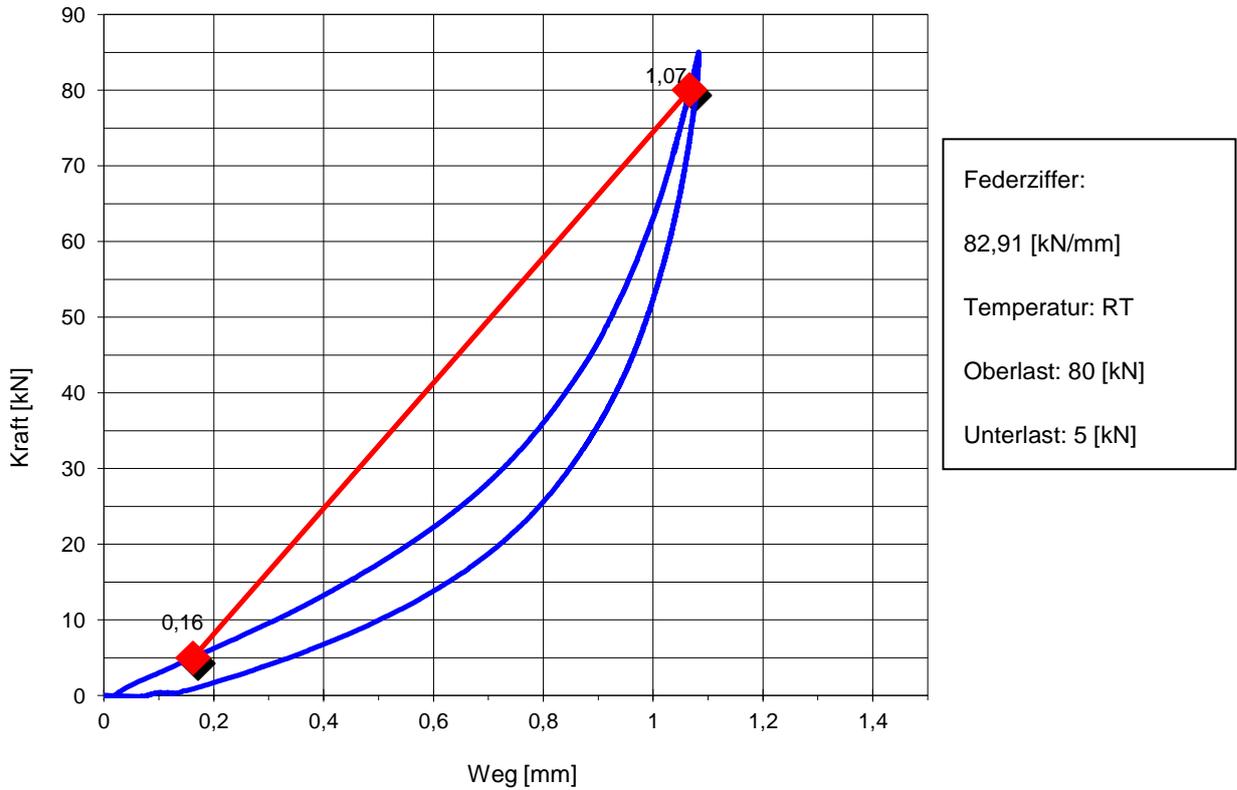


Abb.A. 7: Stützpunktsteifigkeit des Systems W21 (Zw1000+Skl21)

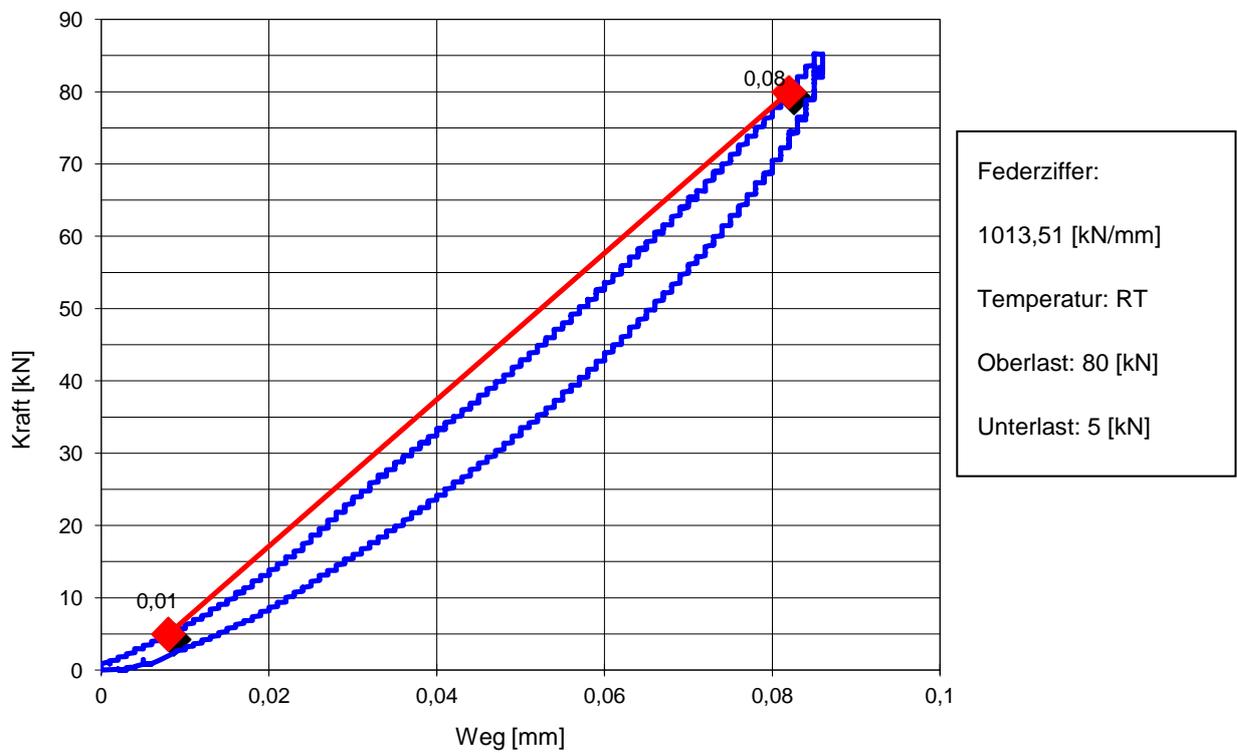


Abb.A. 8: Stützpunktsteifigkeit des Systems W14 (Zw687+Skl14)

Anlage 5

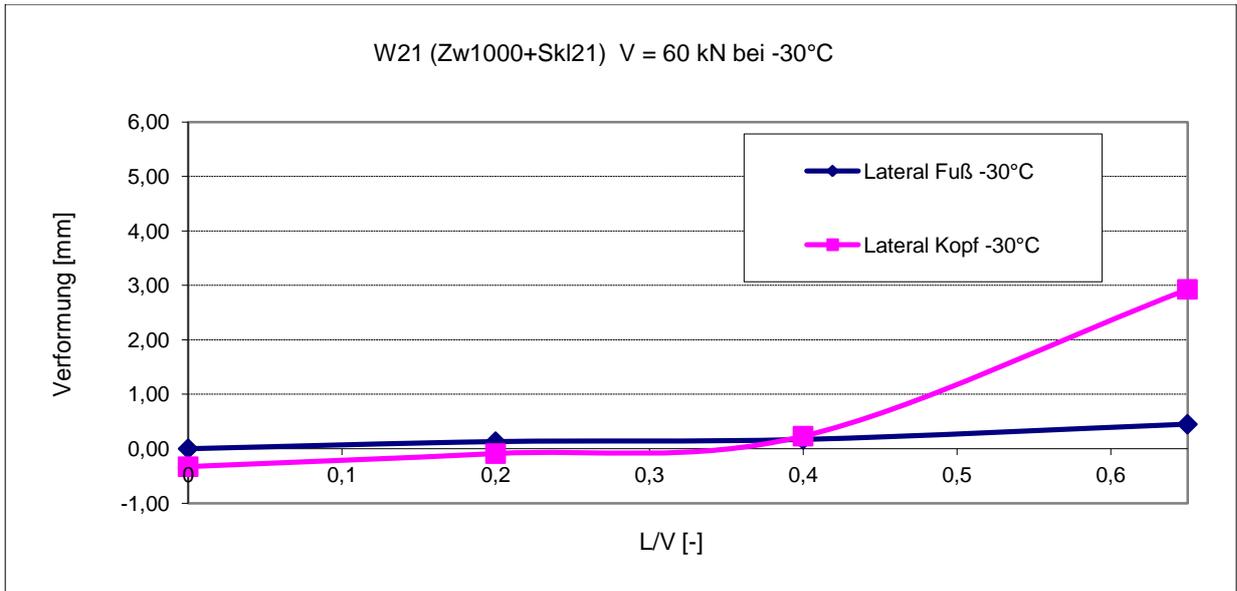
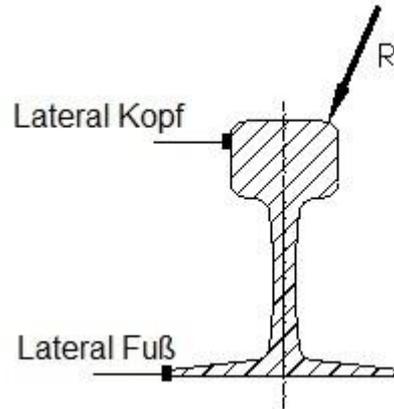


Abb.A. 9: Laterale Verformung der Schiene am Schienenkopf und -fuß bei -30°C

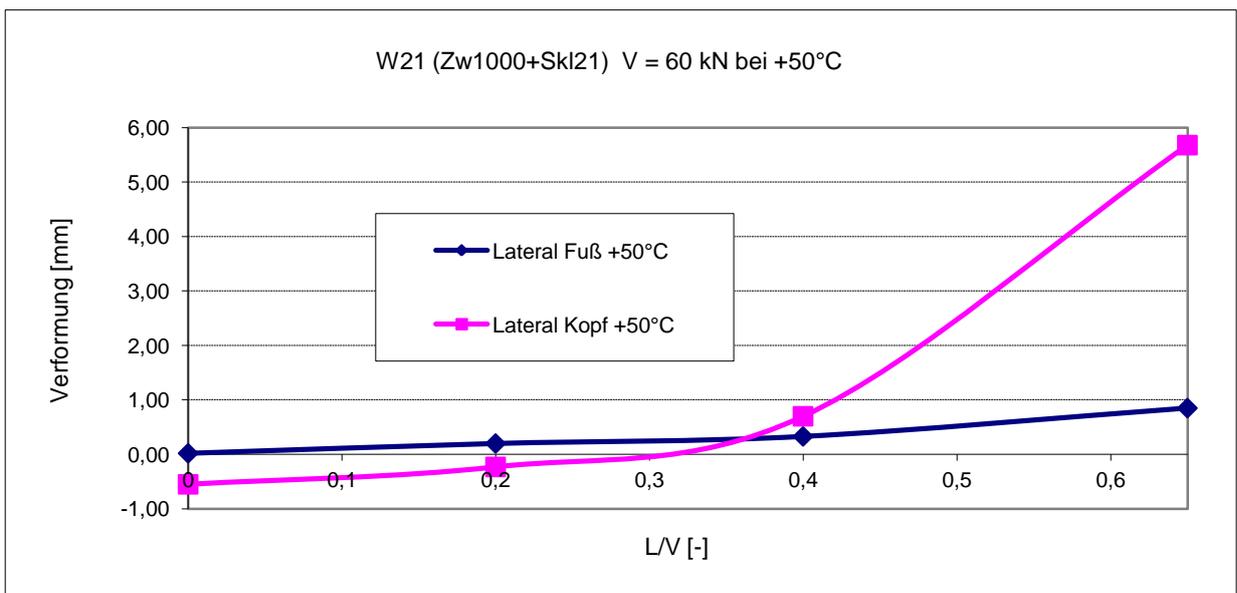


Abb.A. 10: Laterale Verformung der Schiene am Schienenkopf und -fuß bei +50°C

Anlage 6

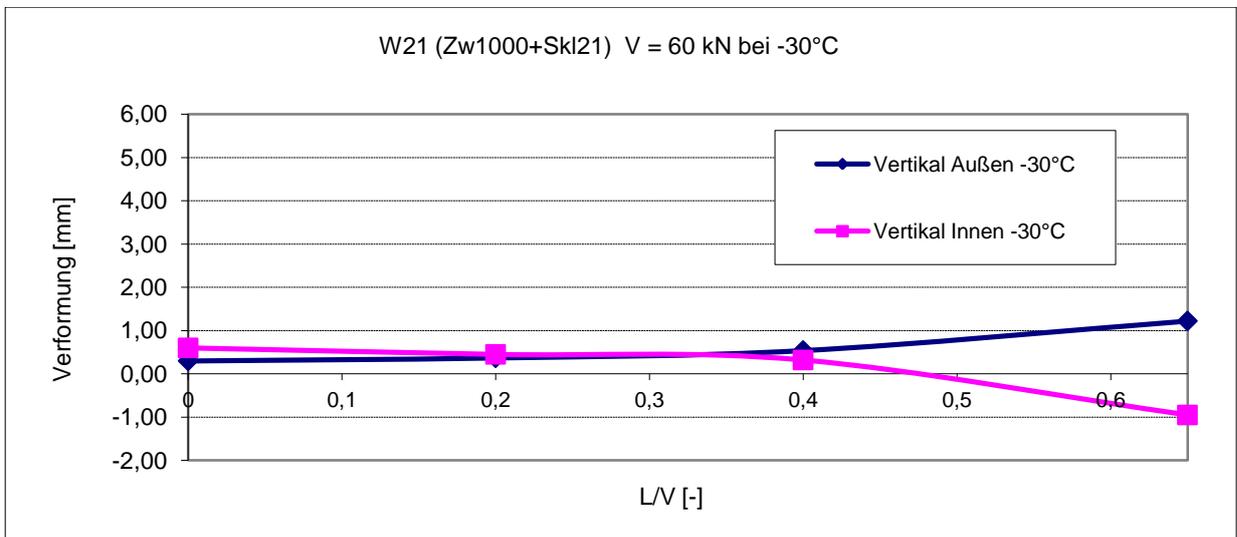
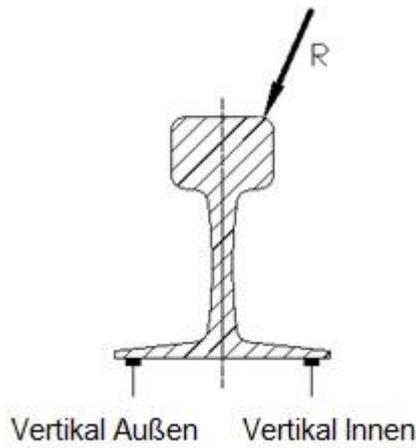


Abb.A. 11: Vertikale Einsenkung des Schienenfußes gegenüber Schwelle (Außen- und Innenseite des Schienenfußes) bei -30°C

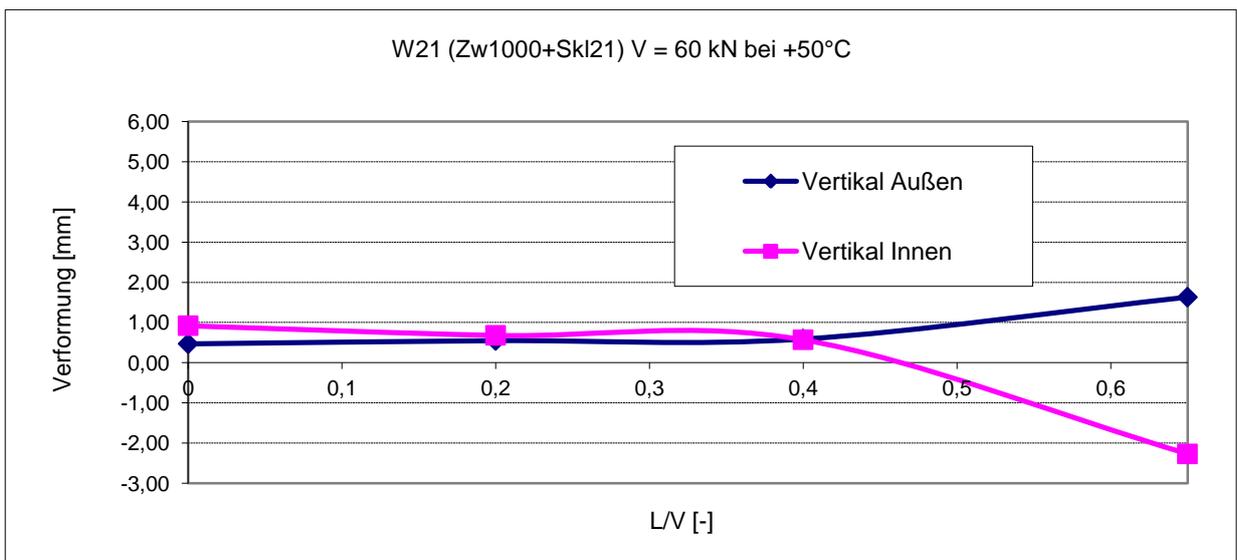


Abb.A. 12: Vertikale Einsenkung des Schienenfußes gegenüber Schwelle (Außen- und Innenseite des Schienenfußes) bei +50°C

Anlage 7

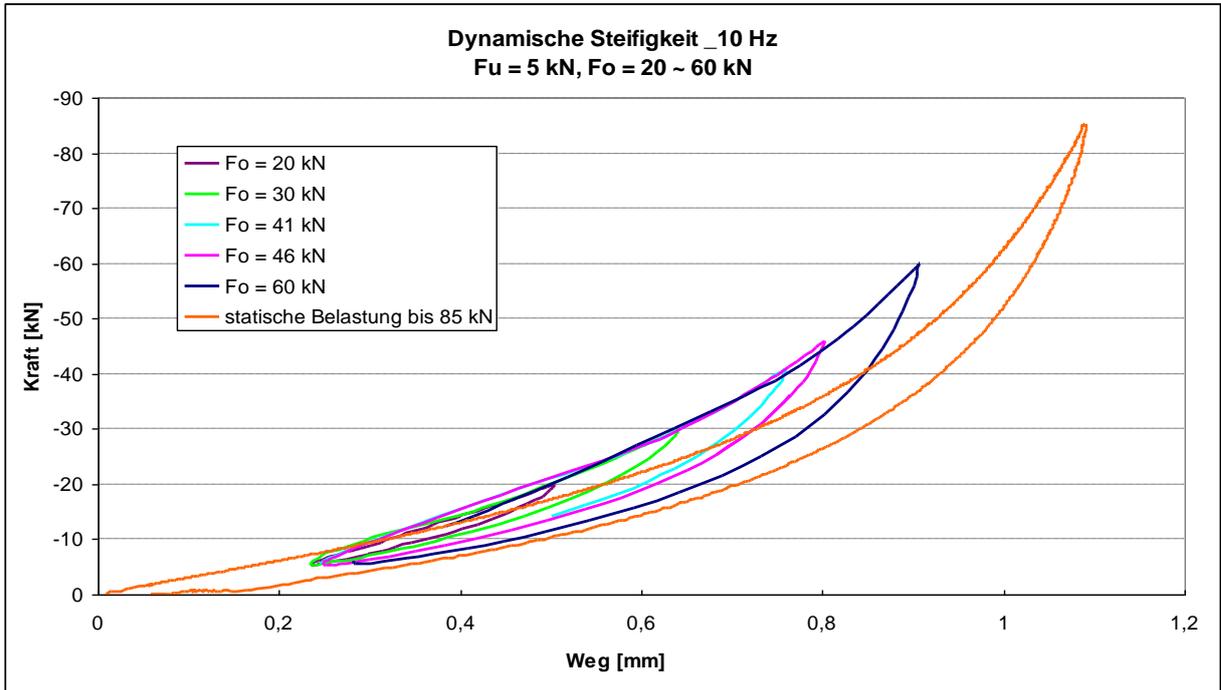


Abb.A. 13: Vergleich der vertikalen Einsenkung in Schienenfußmitte bei unterschiedlichen dynamischen Oberlasten,  $L/V = 0$ , System W21 (Zw1000+Skl21)

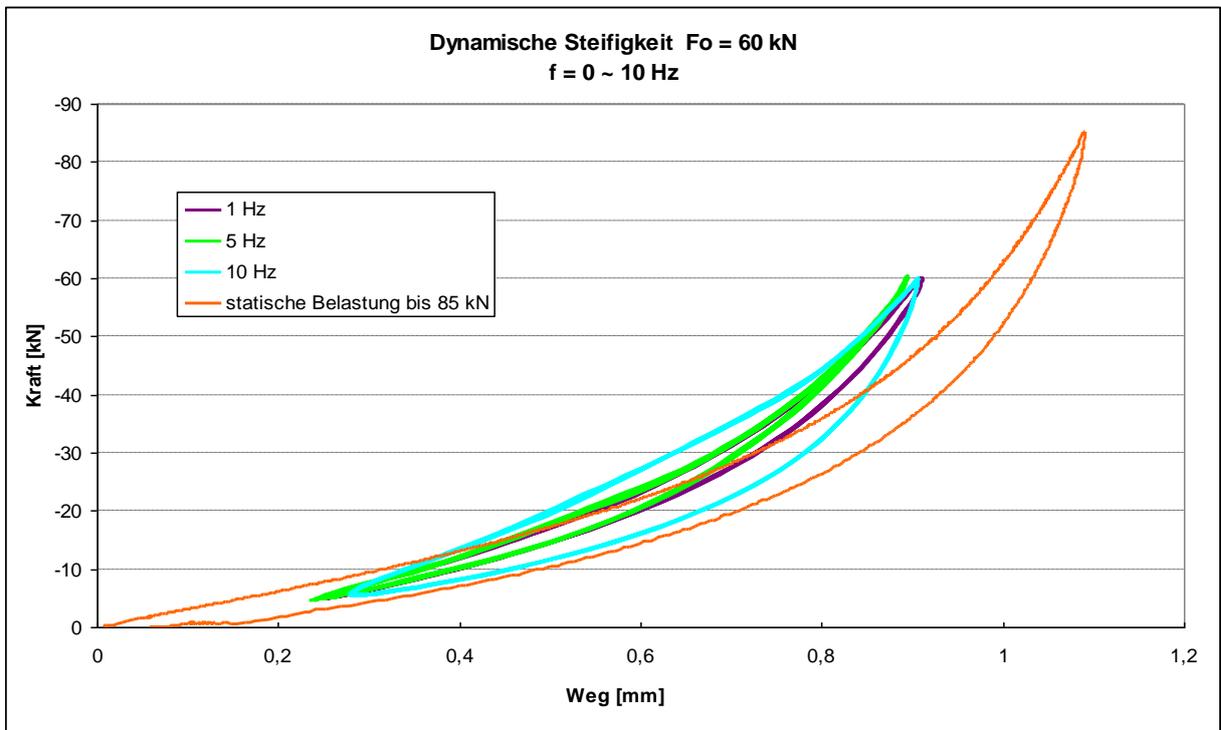


Abb.A. 14: Vergleich der vertikalen Einsenkung in Schienenfußmitte bei dynamischen Belastungen mit unterschiedlichen Belastungsfrequenzen,  $L/V = 0$ , System W21 (Zw1000+Skl21)

Anlage 8

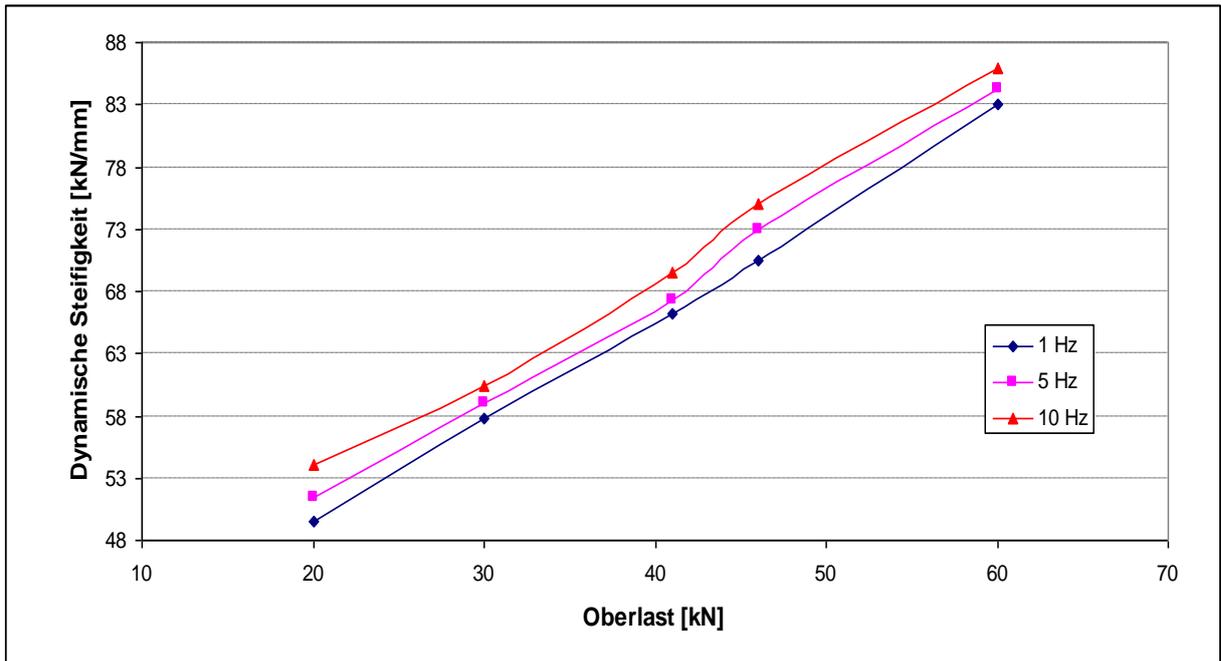


Abb.A. 15: Die dynamische Steifigkeit des Systems W21 (Zw1000+Skl21) in Abhängigkeit von der Oberlast und der Belastungsfrequenz

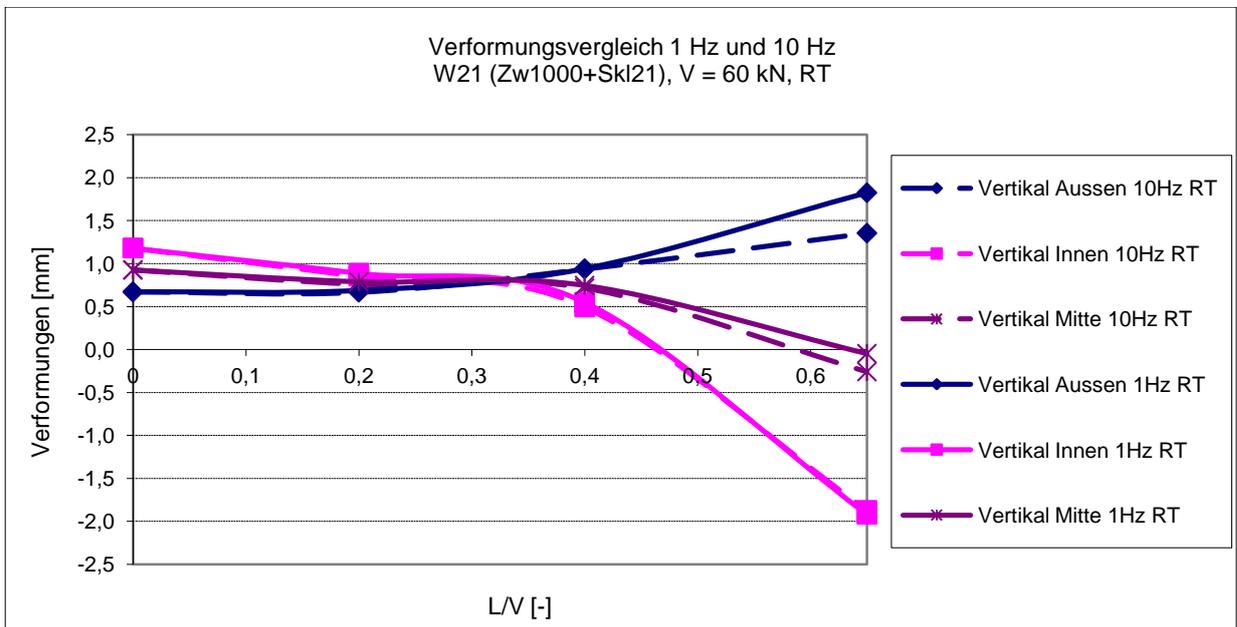


Abb.A. 16: Vergleich des Verformungsverhaltens des Systems W21 (Zw1000+Skl21) bei 1 Hz und 10 Hz

Anlage 9

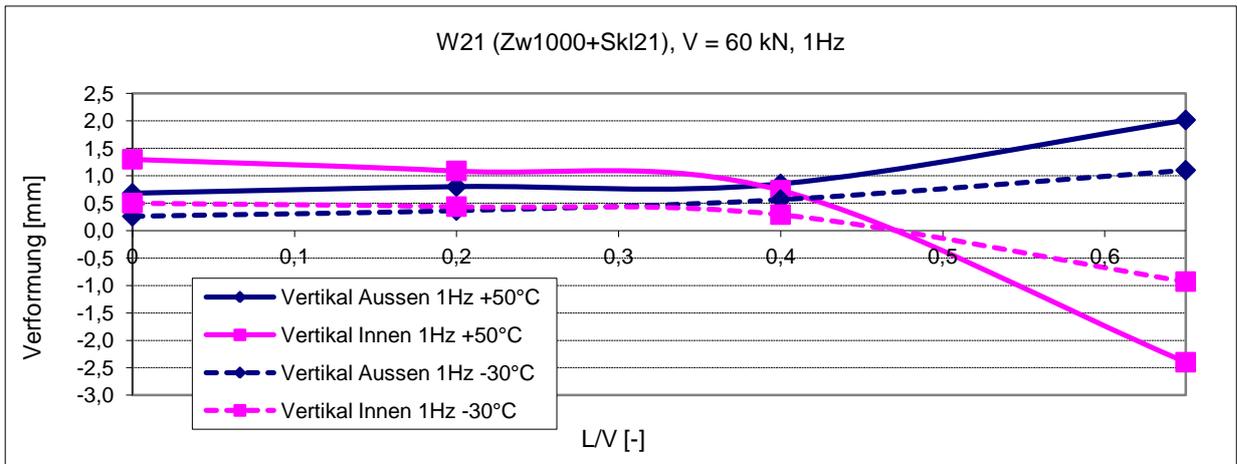


Abb.A. 17: Vergleich der dynamischen vertikalen Schienenfußeinsenkung (1Hz) bei verschiedenen Temperaturen

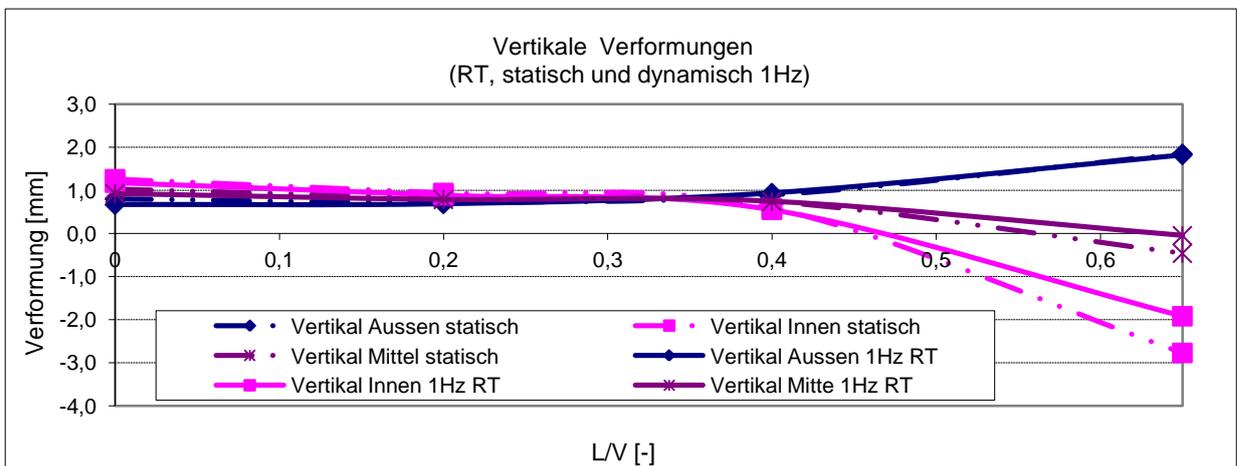


Abb.A. 18: Vergleich der vertikalen Schienenfußeinsenkung bei statischen und dynamischen (1 Hz) Belastungen des Systems W21 (Zw1000+Skl21)

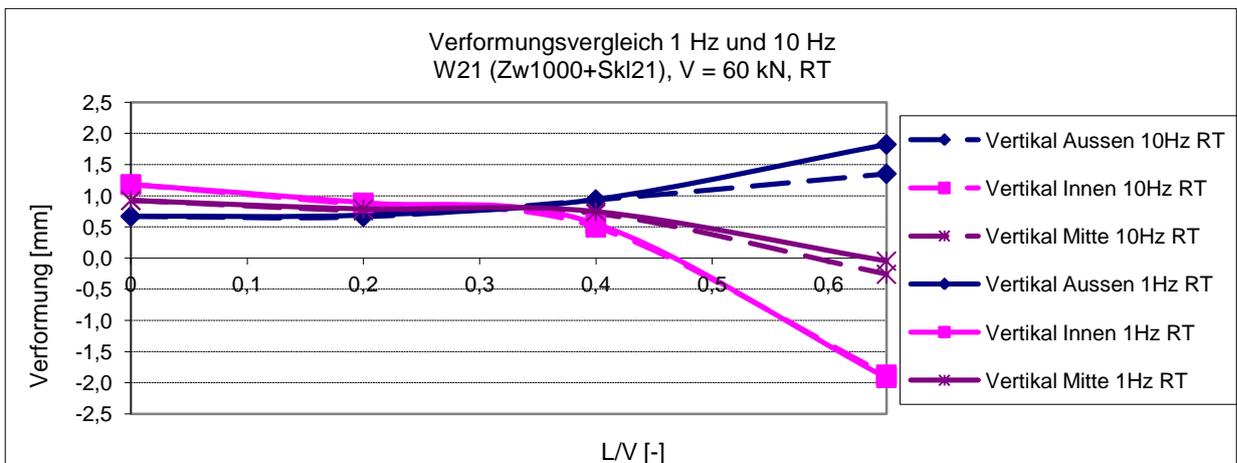


Abb.A. 19: Vergleich der vertikalen Schienenfußeinsenkung bei dynamischen (1 Hz und 10 Hz) Belastungen des Systems W21 (Zw1000+Skl21)

Anlage 10

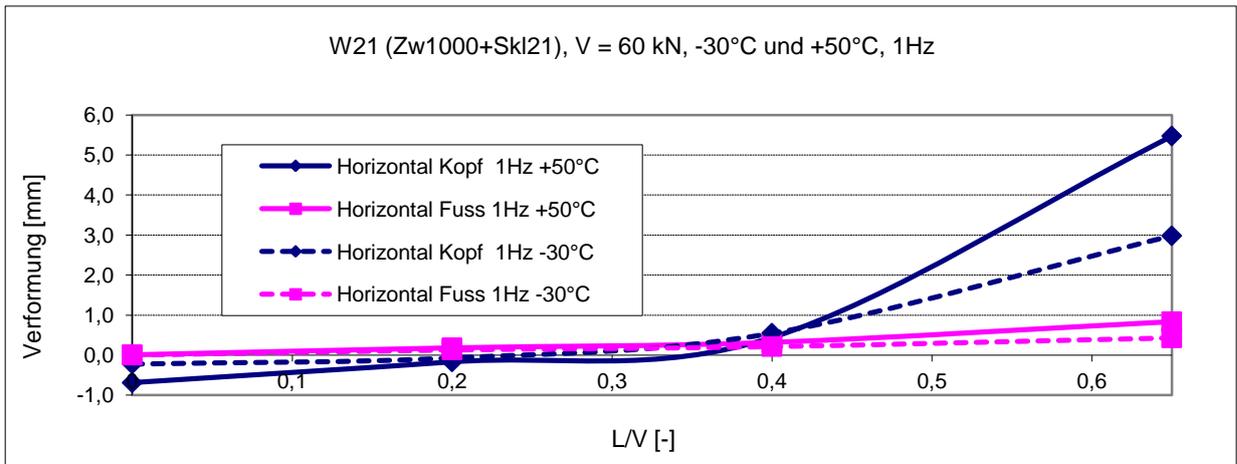


Abb.A. 20: Einflüsse der Temperatur auf das laterale Verformungsverhalten des Systems W21 (Zw1000+SkI21)

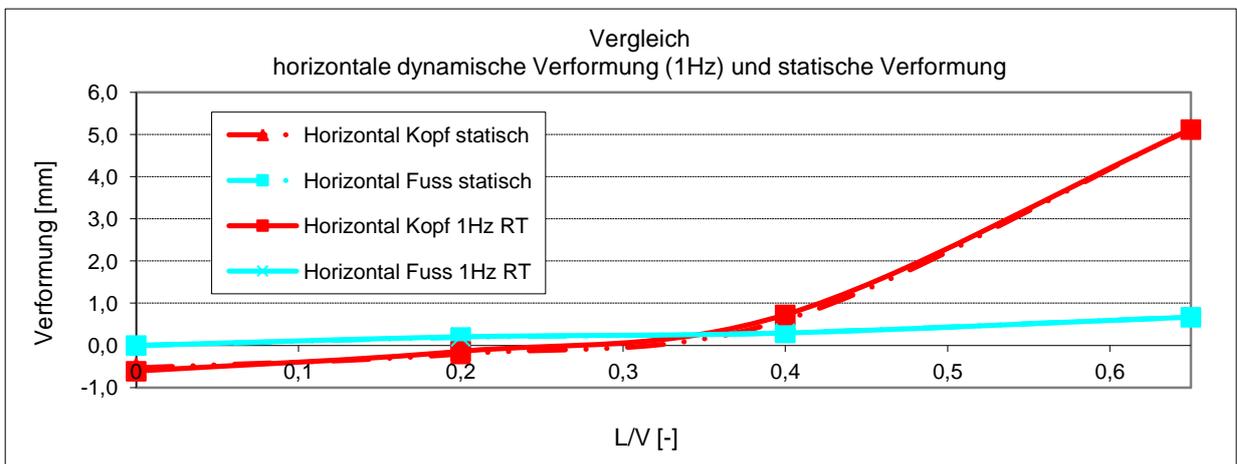


Abb.A. 21: Laterale Bewegung der Schiene bei statischer und dynamischer Belastung mit 1Hz System W21 (Zw1000+SkI21)

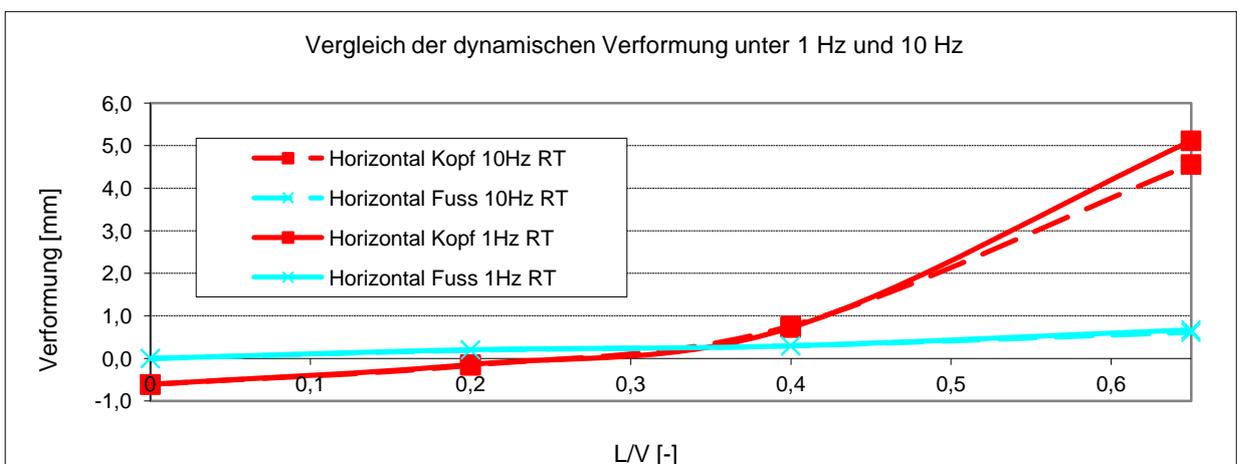


Abb.A. 22: Laterale Bewegung der Schiene bei dynamischen Belastungen mit 1Hz bzw.10 Hz W21 (Zw1000+SkI21)

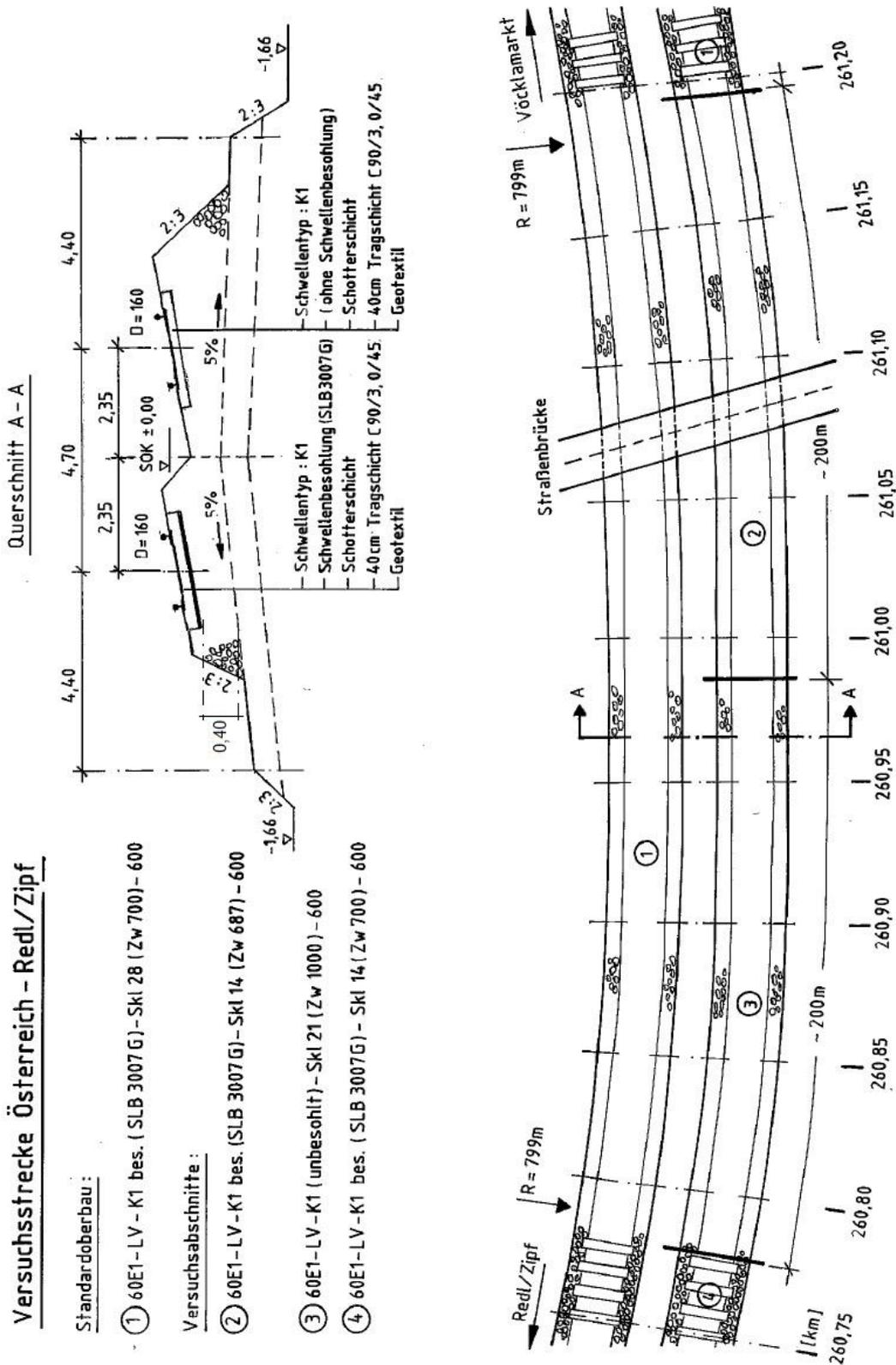


Abb.A. 23: Versuchsstrecke in Österreich (Westbahn, Salzburg-Linz, Redl/Zipf)

Anlage 12

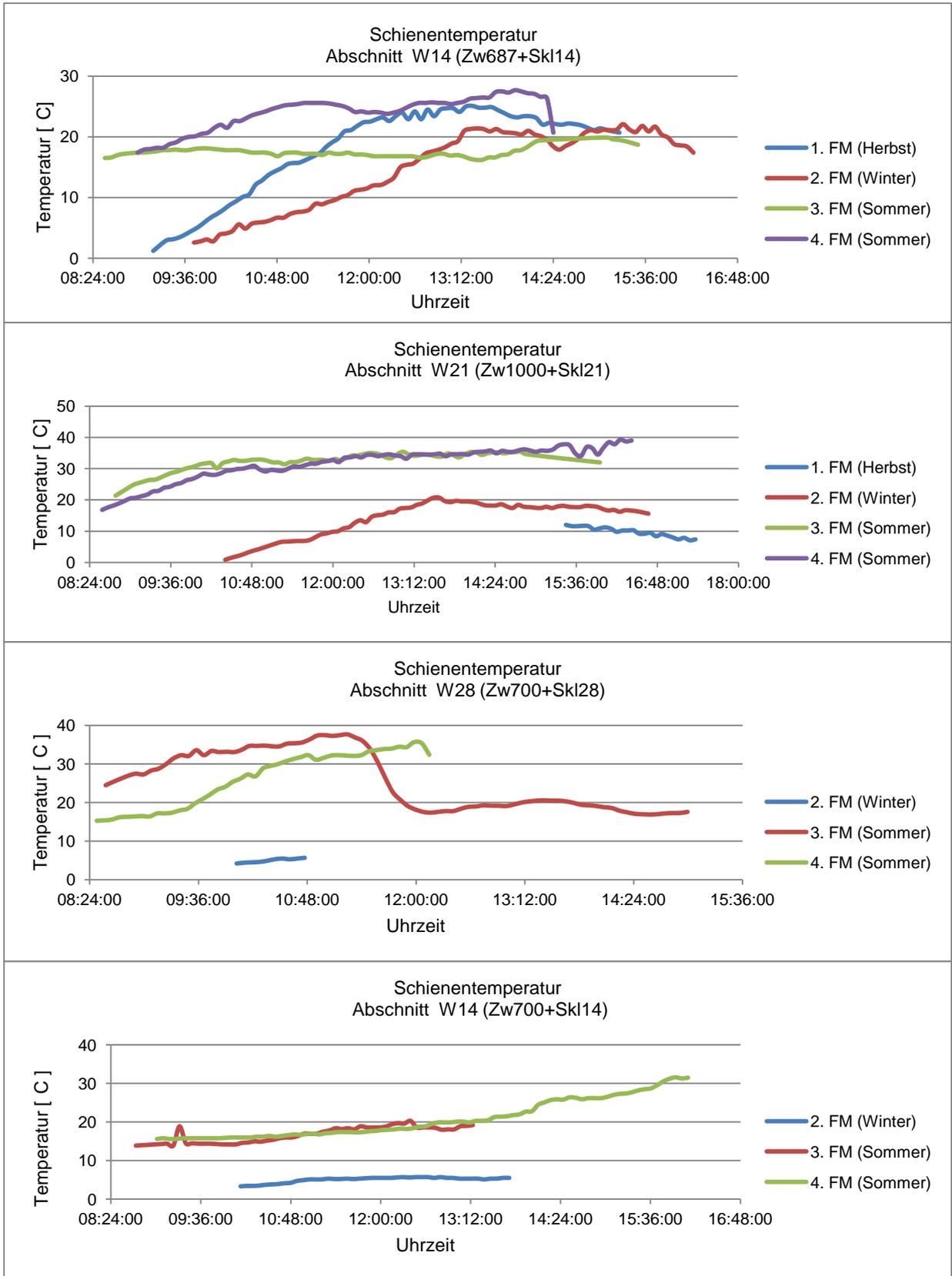
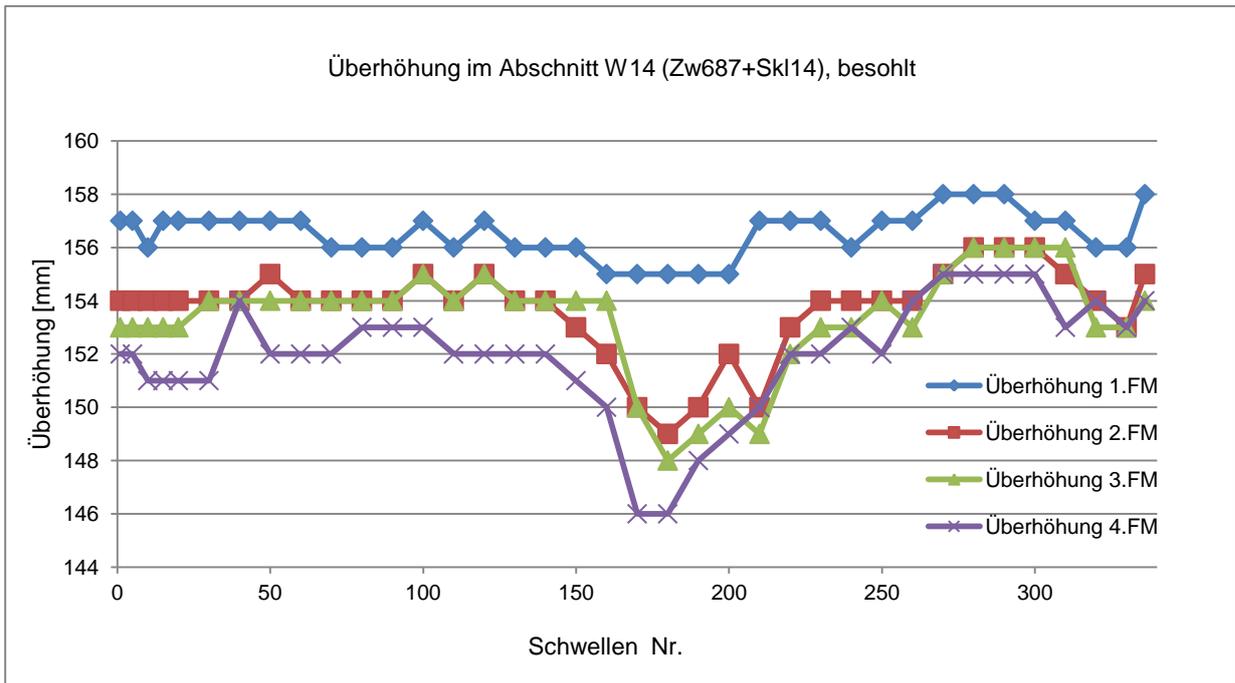


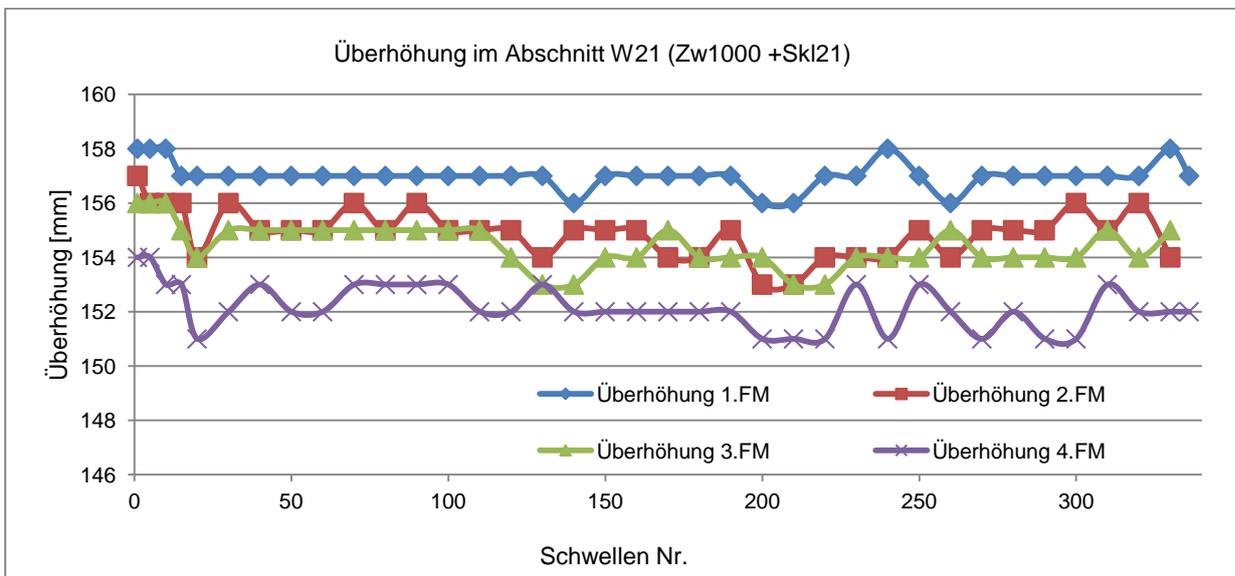
Abb.A. 24: Schienentemperatur

Anlage 13



	1.FM	2.FM	3.FM	4.FM
Mittelwert (mm)	156,5	153,7	153,3	151,9
Standardabweichung (mm)	0,87	1,65	1,96	2,19

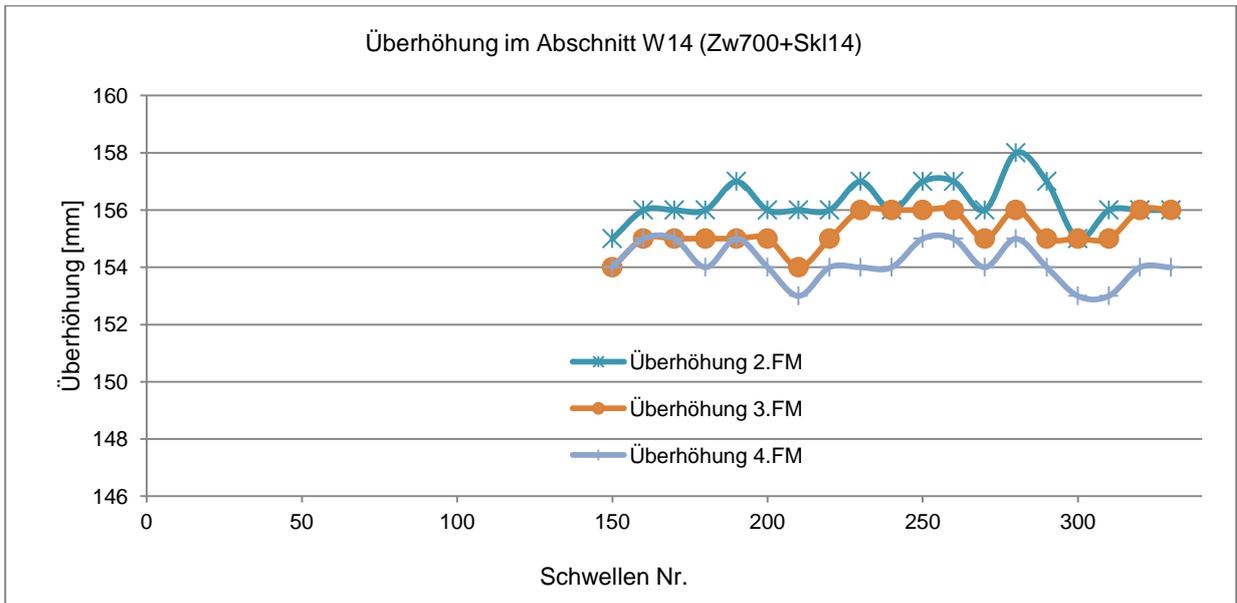
Abb.A. 25: Überhöhung im Abschnitt W14 (Zw687+Skl14)



	1.FM	2.FM	3.FM	4.FM
Mittelwert (mm)	157,0	154,9	154,4	152,1
Standardabweichung (mm)	0,50	0,91	0,77	0,80

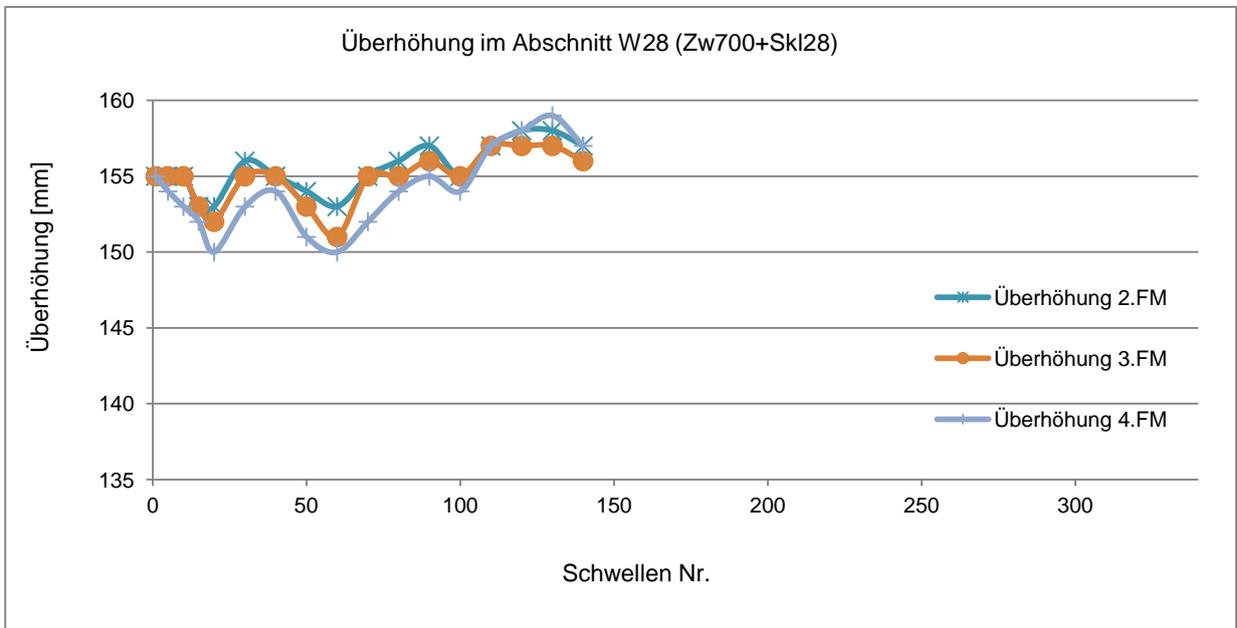
Abb.A. 26: Überhöhung im Abschnitt W21 (Zw1000+Skl21)

Anlage 14



	1.FM	2.FM	3.FM	4.FM
Mittelwert (mm)	-	156,3	155,3	154,2
Standardabweichung (mm)	-	0,73	0,59	0,71

Abb.A. 27: : Überhöhung im Abschnitt W14 (Zw700+Ski14)



	1.FM	2.FM	3.FM	4.FM
Mittelwert (mm)	-	155,4	154,8	154,0
Standardabweichung (mm)	-	1,62	1,76	2,65

Abb.A. 28: : Überhöhung im Abschnitt W28 (Zw700+Ski28)

Anlage 15

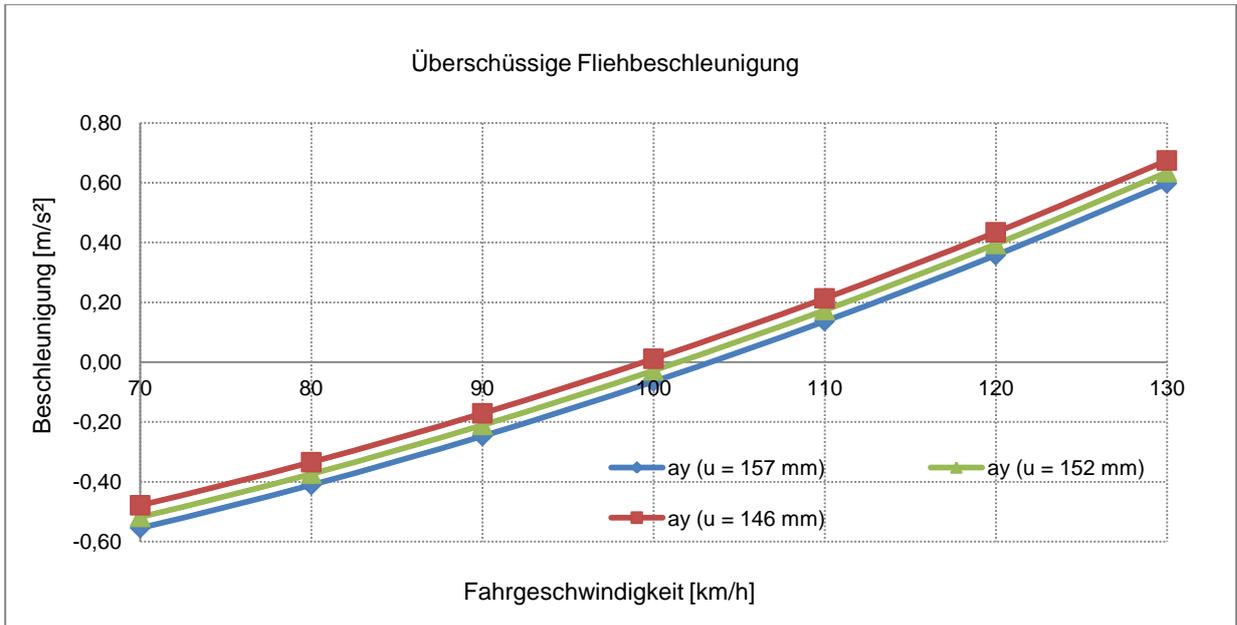


Abb.A. 29: Die überschüssige Fliehbeschleunigung in Abhängigkeit von Fahrgeschwindigkeit und Überhöhung

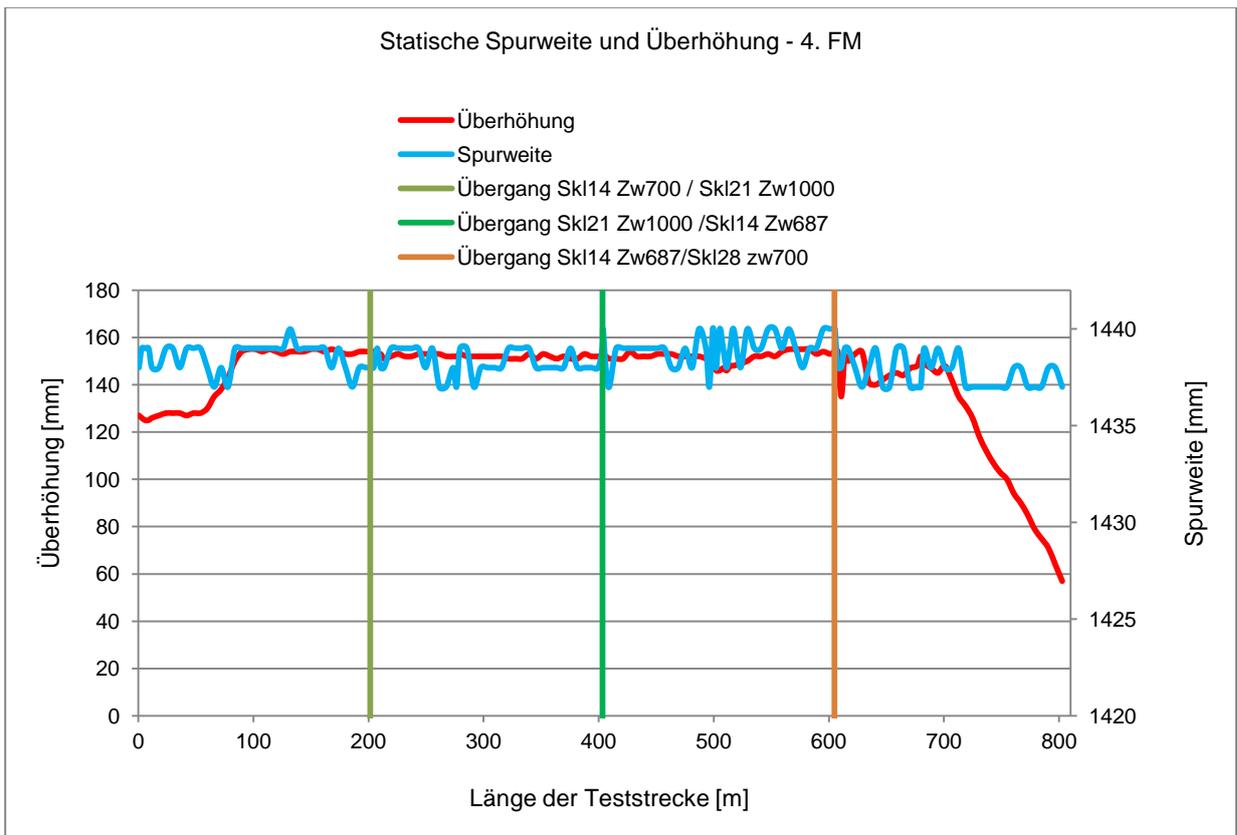


Abb.A. 30: Statische Spurweite und Überhöhung bei der 4. FM

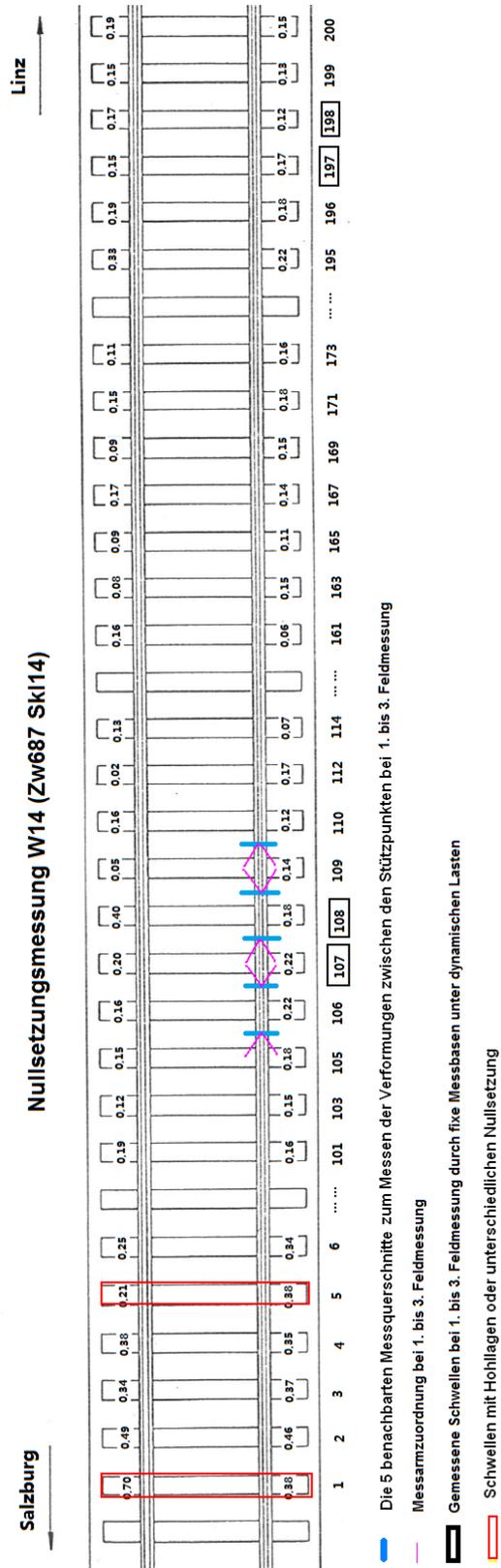


Abb.A. 31: Ergebnisse der Nullsetzungsmessung (1)

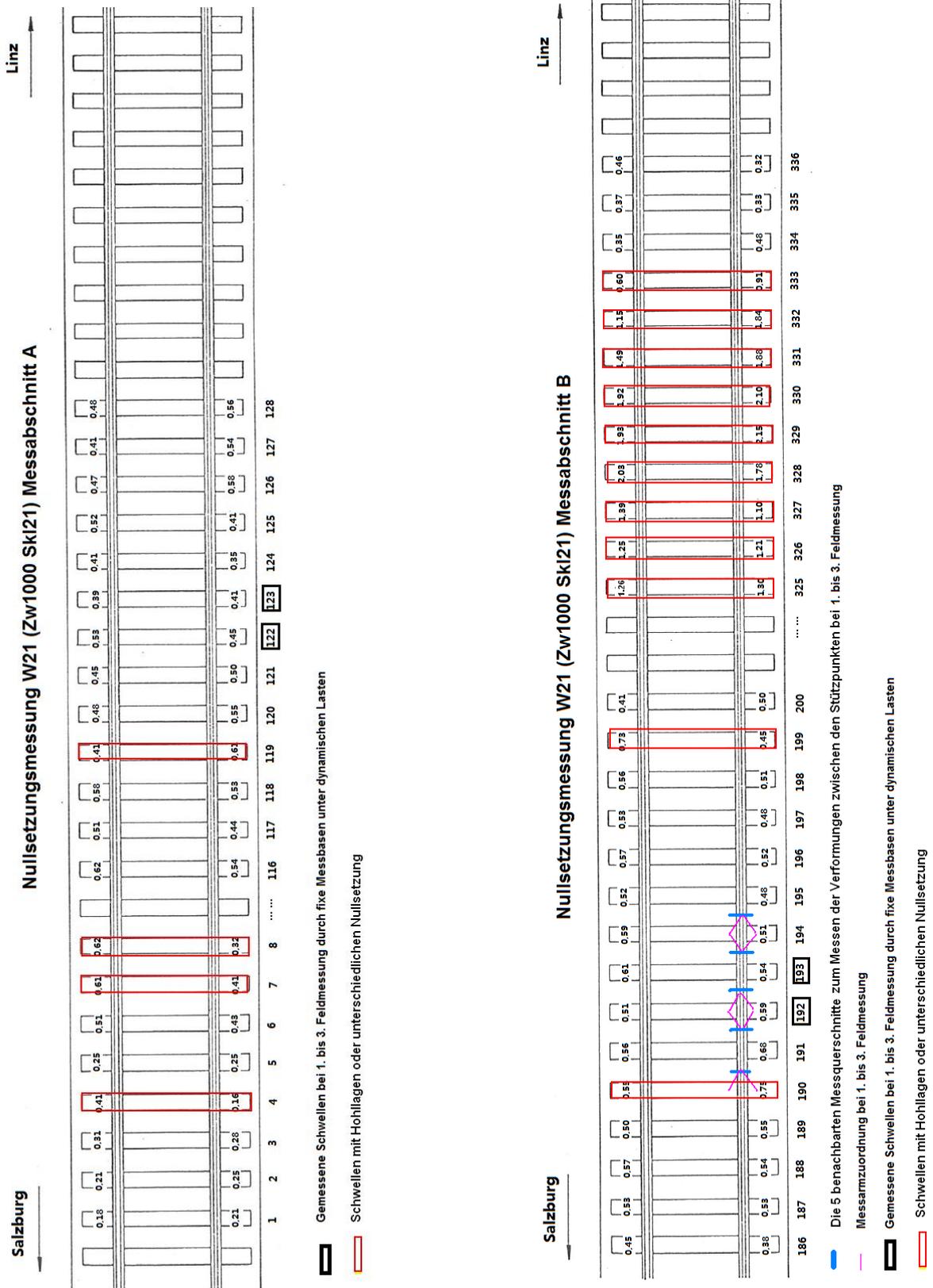
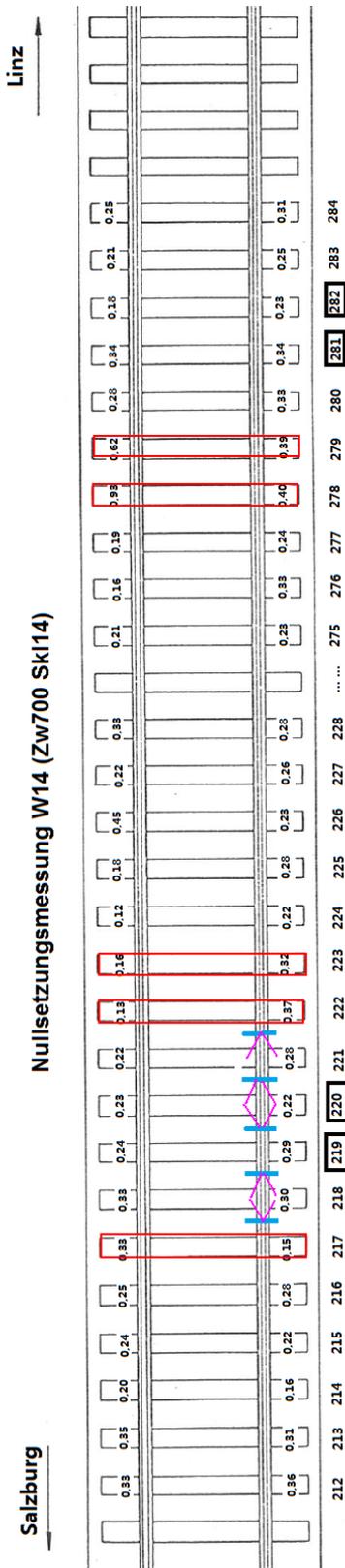
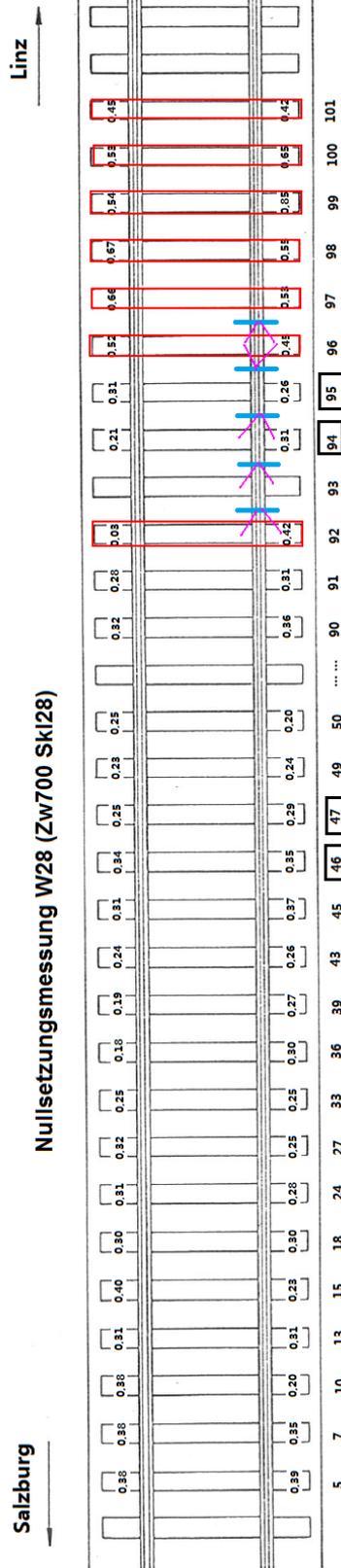


Abb.A. 32: Ergebnisse der Nullsetzungsmessung (2)



- Die 5 benachbarten Messquerschnitte zum Messen der Verformungen zwischen den Stützpunkten bei 1. bis 3. Feldmessung
- Messanzuordnung bei 1. bis 3. Feldmessung
- Gemessene Schwellen bei 1. bis 3. Feldmessung durch fixe Messbasen unter dynamischen Lasten
- Schwellen mit Hohlslagern oder unterschiedlicher Nullsetzung



- Die 5 benachbarten Messquerschnitte zum Messen der Verformungen zwischen den Stützpunkten 1. bis 3. Feldmessung
- Messanzuordnung bei 1. bis 3. Feldmessung
- Gemessene Schwellen bei 1. bis 3. Feldmessung durch fixe Messbasen unter dynamischen Lasten
- Schwellen mit Hohlslagern oder unterschiedlicher Nullsetzung

Abb.A. 33: Ergebnisse der Nullsetzungsmessung (3)

Anlage 19

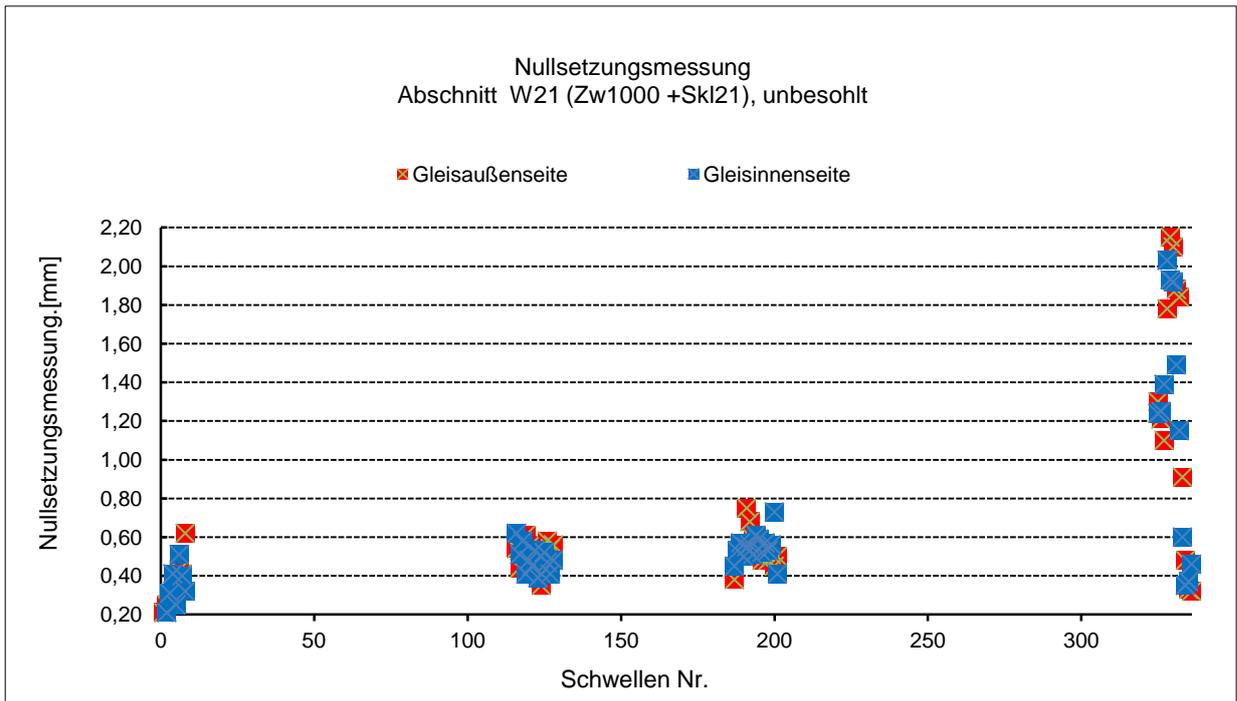


Abb.A. 34: Ergebnisse der Nullsetzungsmessung im unbesohlenen Abschnitt W21 (Zw1000+Skl21) - (Schwellen Nr. 01 bis 336)

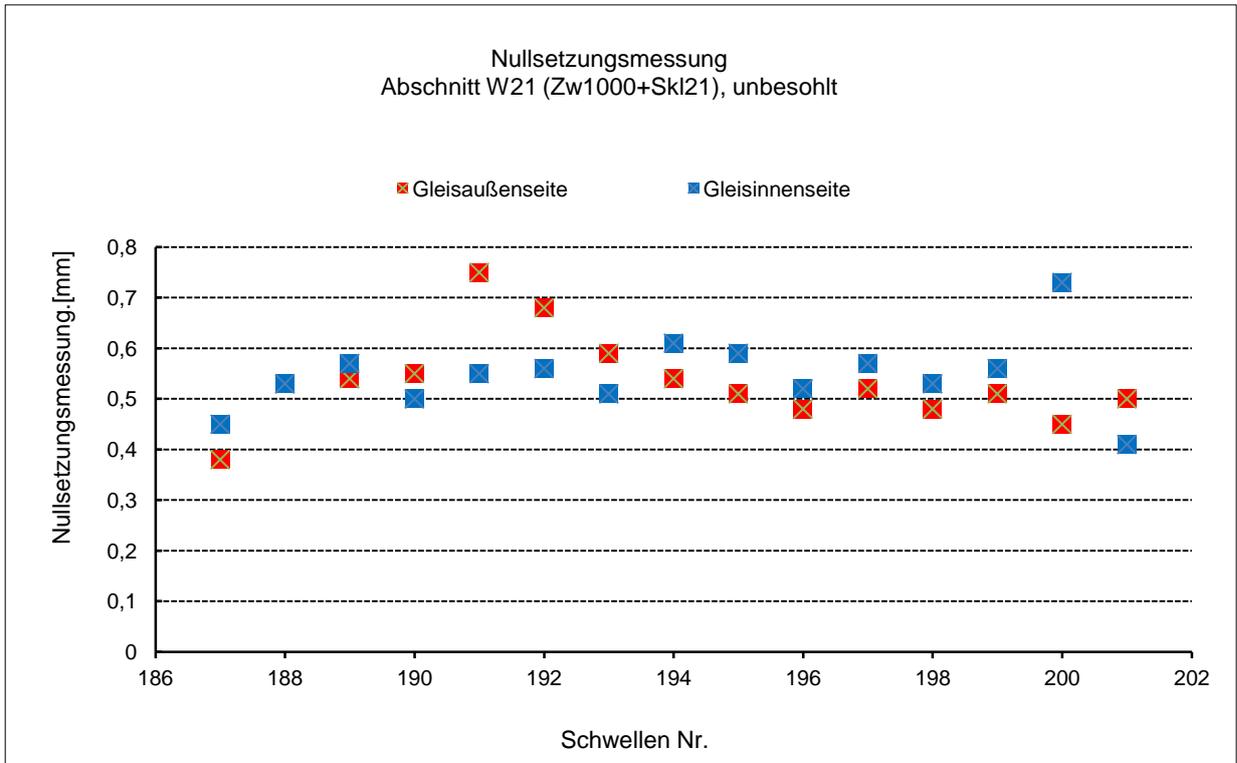


Abb.A. 35: Ergebnisse der Nullsetzungsmessung im unbesohlenen Abschnitt W21 (Zw1000+Skl21) - (Schwellen Nr. 187 bis 201)

Anlage 20

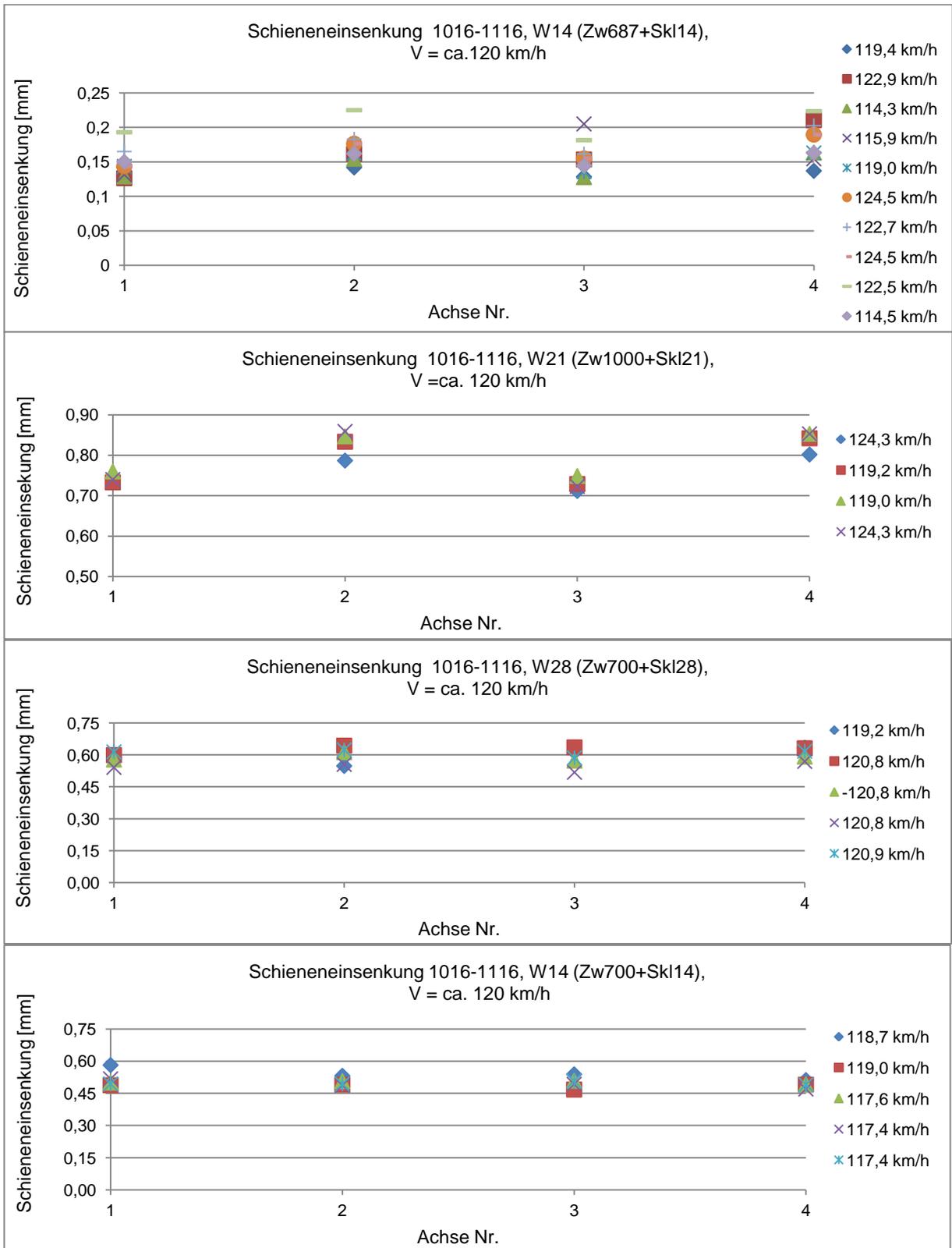


Abb.A. 36: Schieneneinsenkung gegenüber Schwelle (Außenschiene - Schienenfußmitte) - 2.FM

Anlage 21

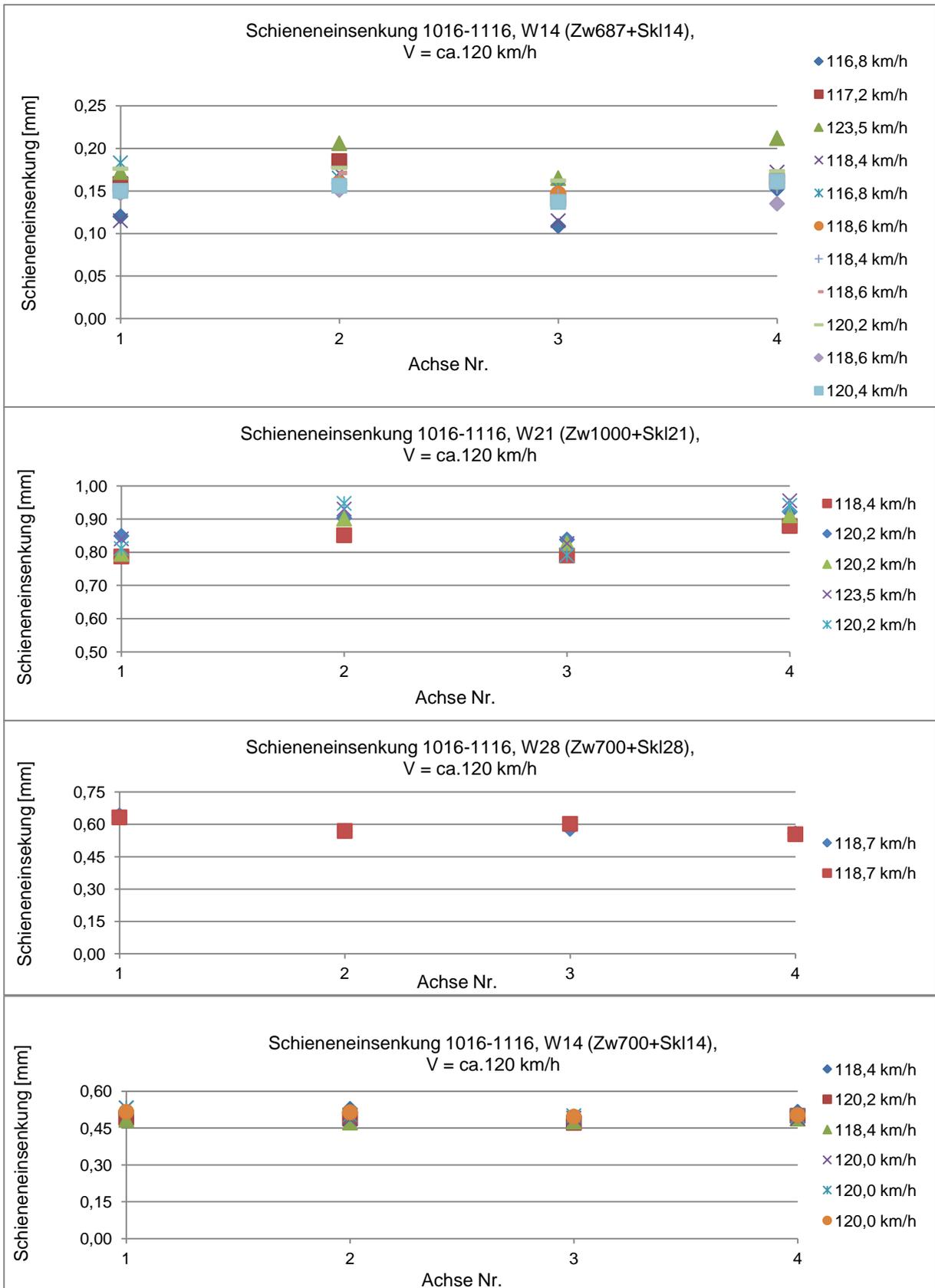


Abb.A. 37: Schieneneinsenkung gegenüber Schwelle (Außenschiene - Schienenfußmitte) - 3.FM

Anlage 22

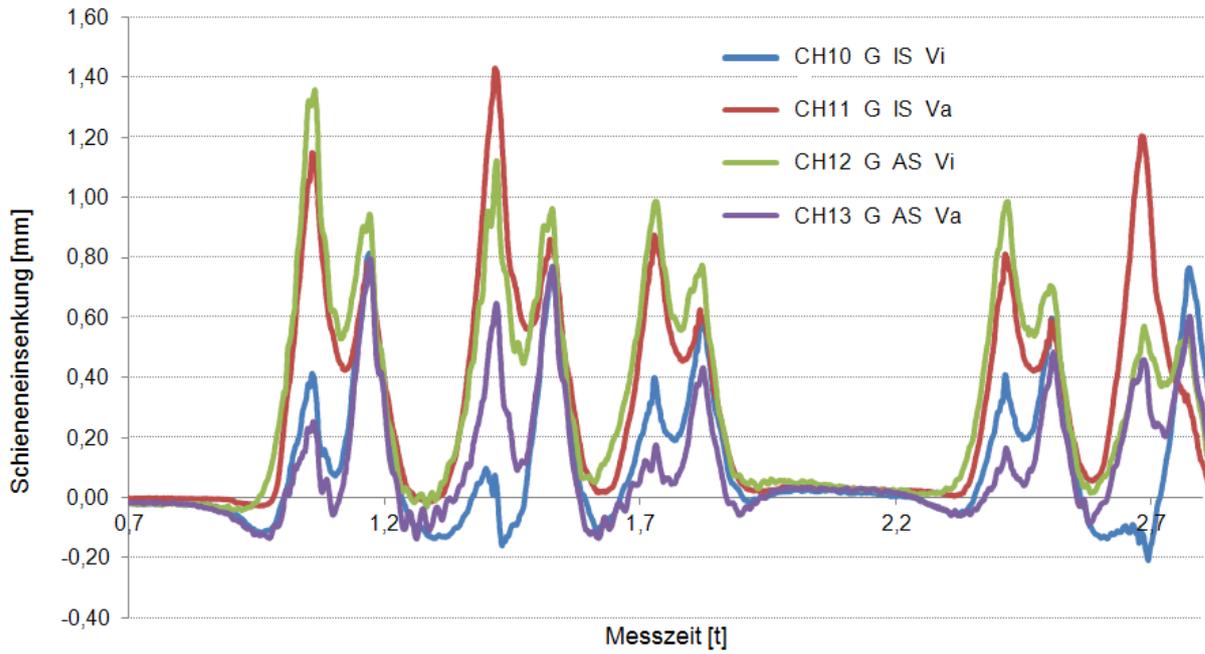


Abb.A. 38: Messdaten einer Zugüberfahrt – Schieneneinsenkung gegenüber Schwelle im Abschnitt W21 (Zw1000+Skl21) - (Fahrt: 14\_05\_1116)

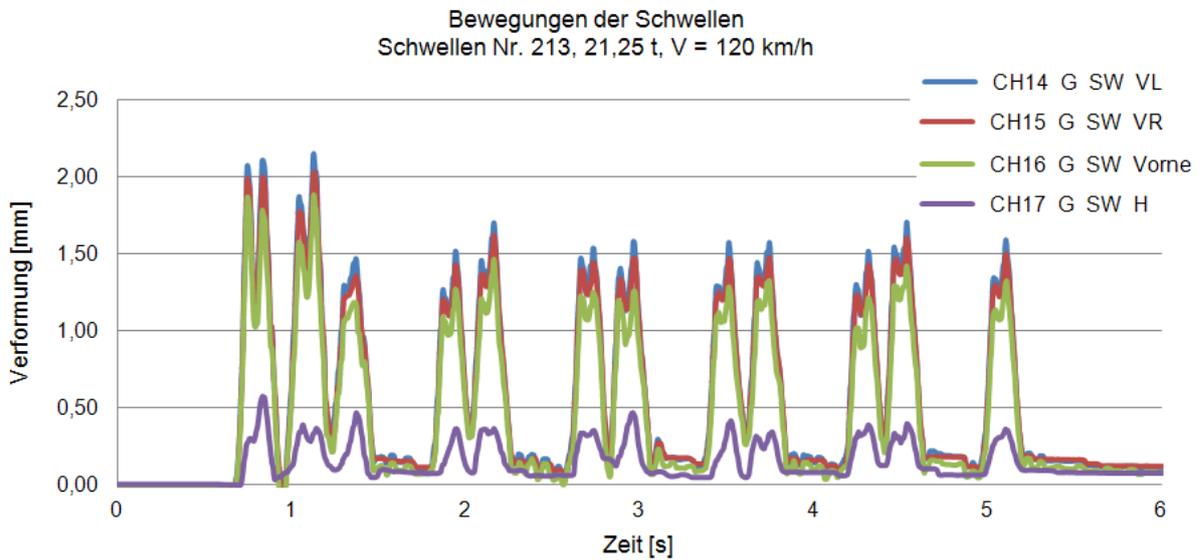


Abb.A. 39: Messdaten einer Zugüberfahrt – Schwellenbewegung im Abschnitt W14 (Zw700+Skl14)

Anlage 23

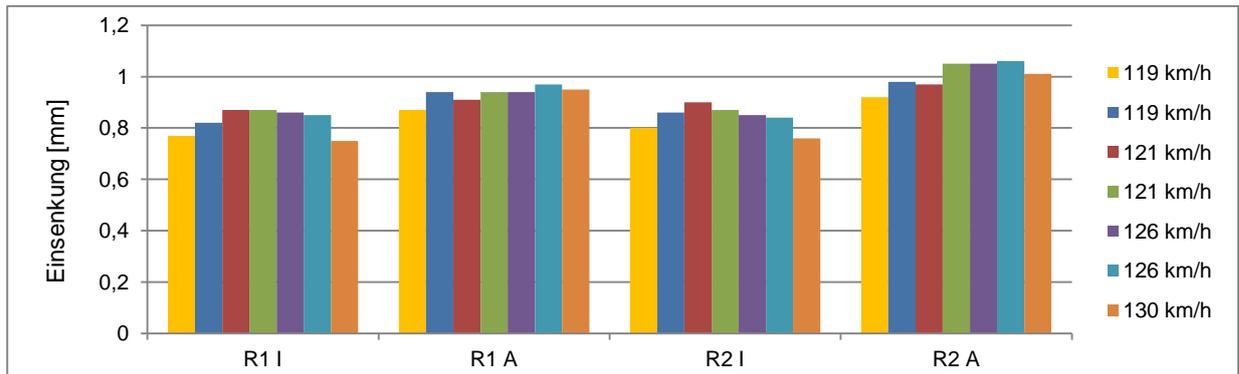


Abb.A. 40: Vertikale Einsenkung der Schiene (Schienefußmitte) des ersten Drehgestells gegenüber der Schwelle bei V = 119 bis 130 km/h (Abschnitt W21 (Zw1000+Sk121))

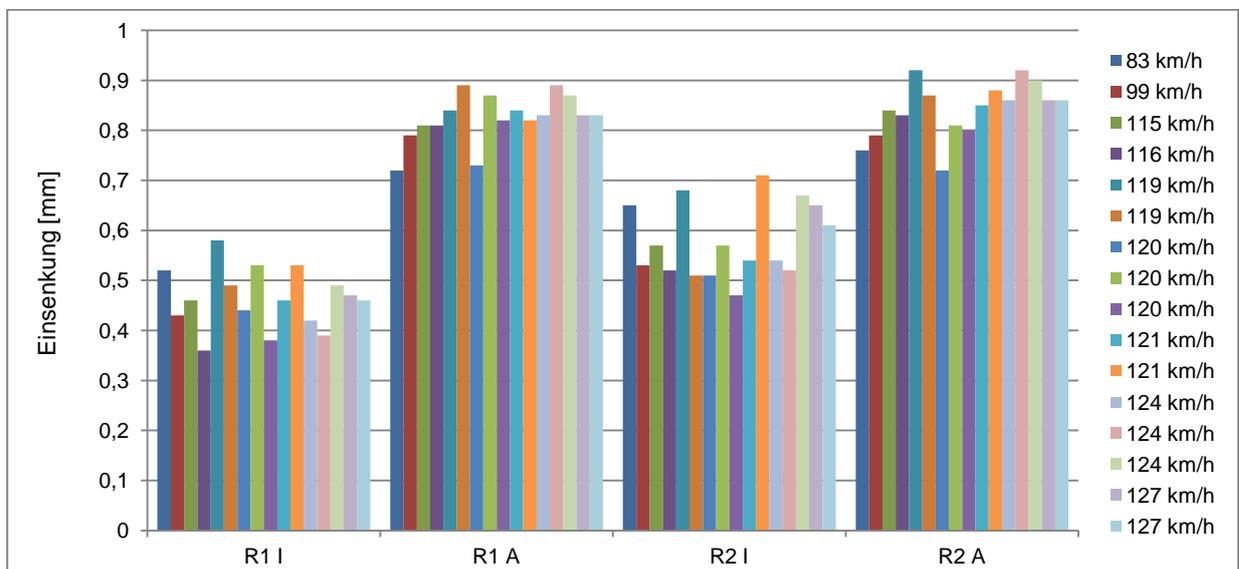


Abb.A. 41: Vertikale Einsenkung der Schiene (Schienefußmitte) des ersten Drehgestells gegenüber der Schwelle in Abhängigkeit von der Fahrgeschwindigkeit (Abschnitt W14 (Zw700+Sk114))

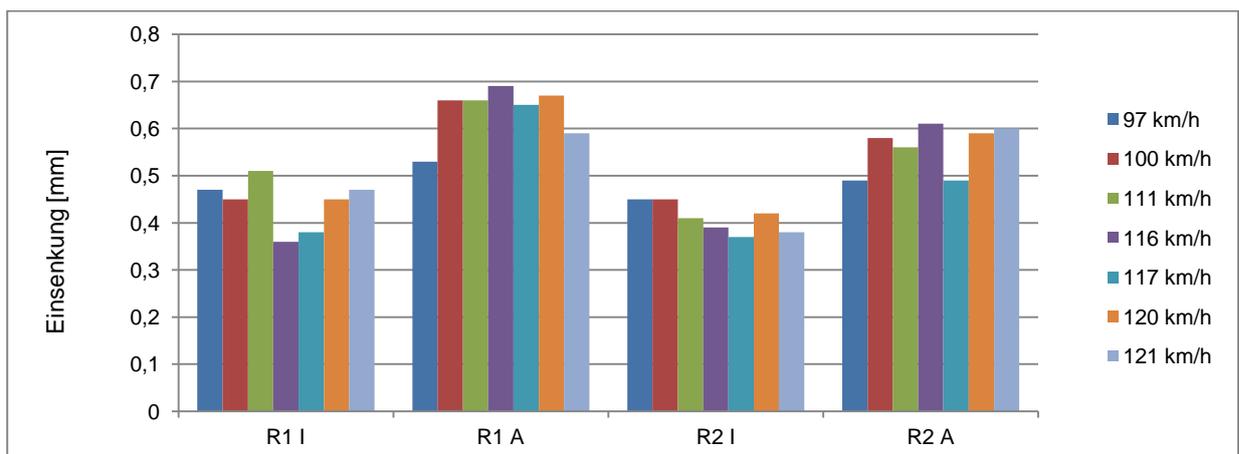


Abb.A. 42: Vertikale Einsenkung der Schiene (Schienefußmitte) des ersten Drehgestells gegenüber der Schwelle in Abhängigkeit von der Fahrgeschwindigkeit (Abschnitt W28 (Zw700+Sk128))

Anlage 24

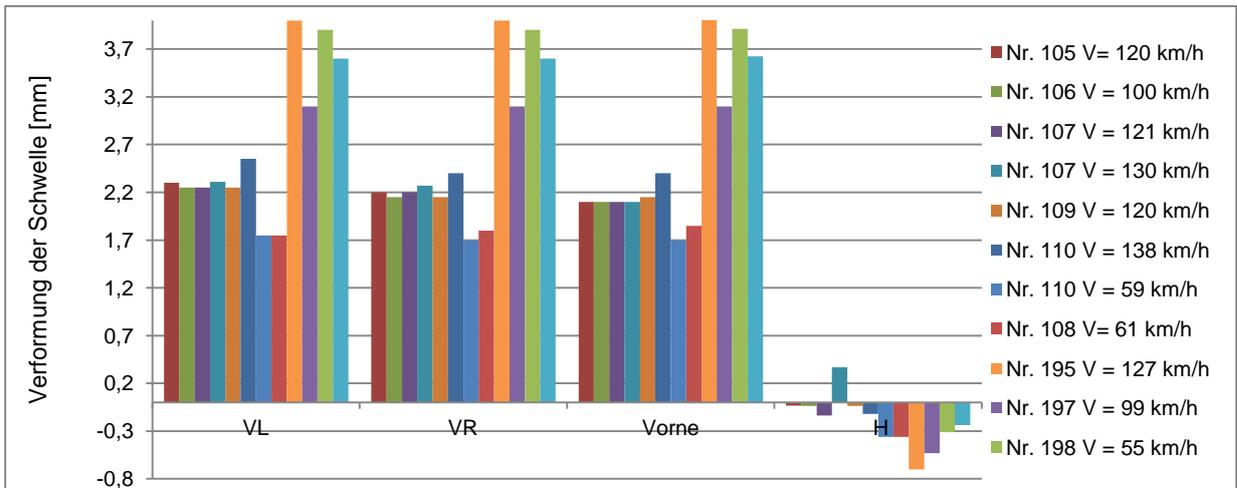


Abb.A. 43: Bewegung der Schwelle unter der 1. Achse bei Zugüberfahrten im Abschnitt W14 (Zw687+Sk114) bei V = 55 bis 138 km/h

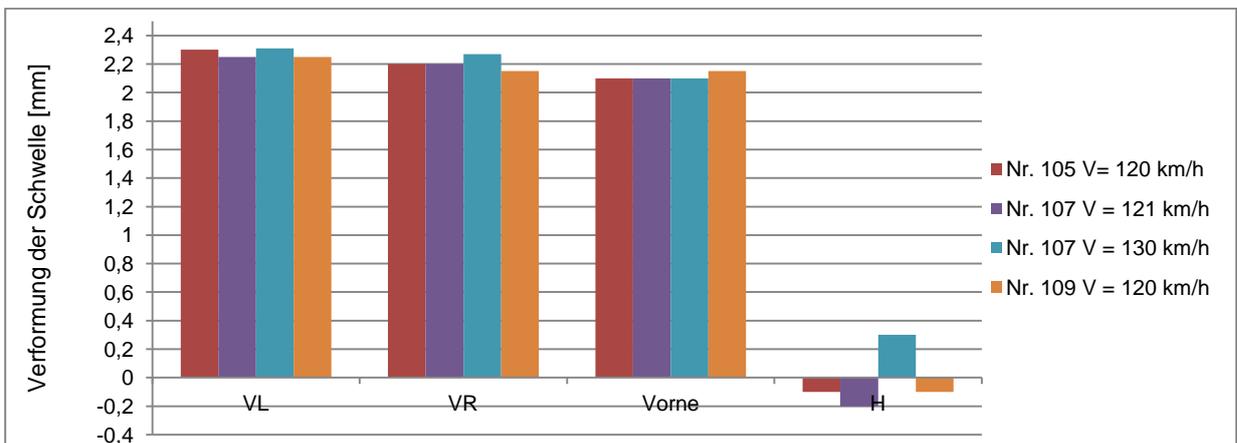


Abb.A. 44: Bewegung der Schwelle unter der 1. Achse bei Zugüberfahrten im Abschnitt W14 (Zw687+Sk114) bei V = 120 bis 130 km/h

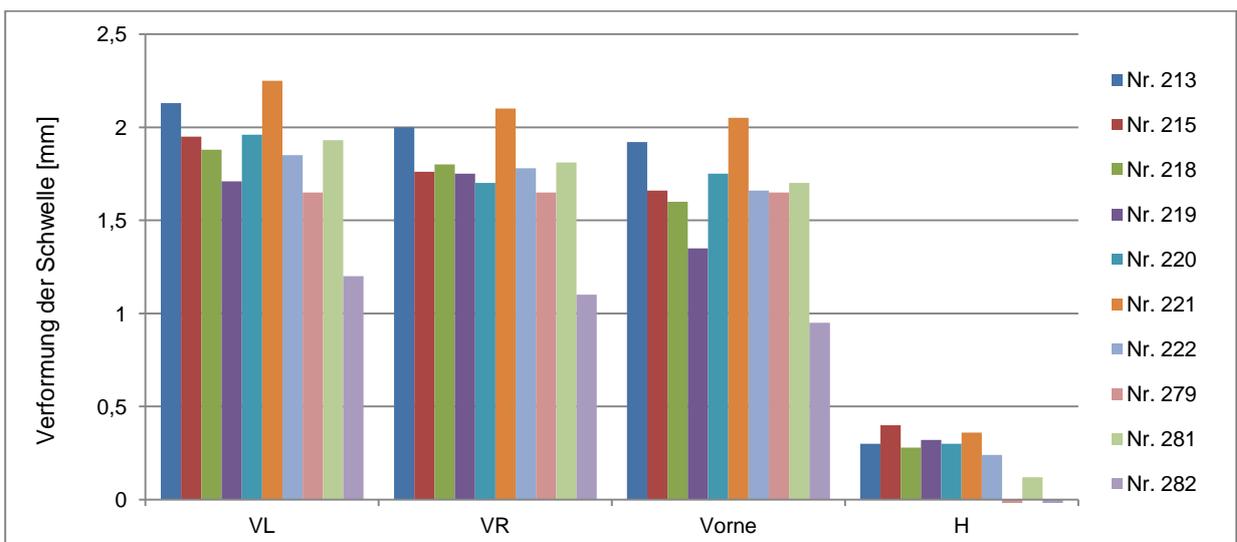


Abb.A. 45: Bewegung der Schwelle unter der 1. Achse bei Zugüberfahrten im Abschnitt W14 (Zw700+Sk114) bei V = 120 ± 5 km/h

Anlage 25

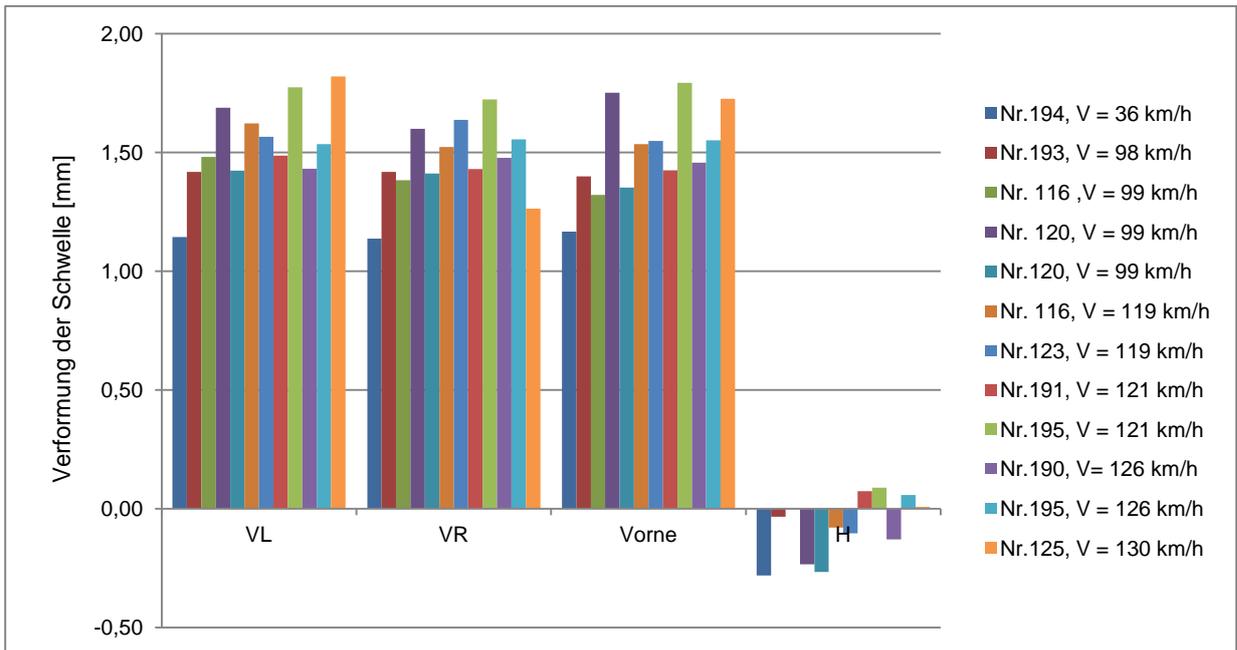


Abb.A. 46: Bewegung der Schwelle unter der 1. Achse bei Zugüberfahrten im Abschnitt W21 (Zw1000+Sk121) bei V = 36 bis 130 km/h

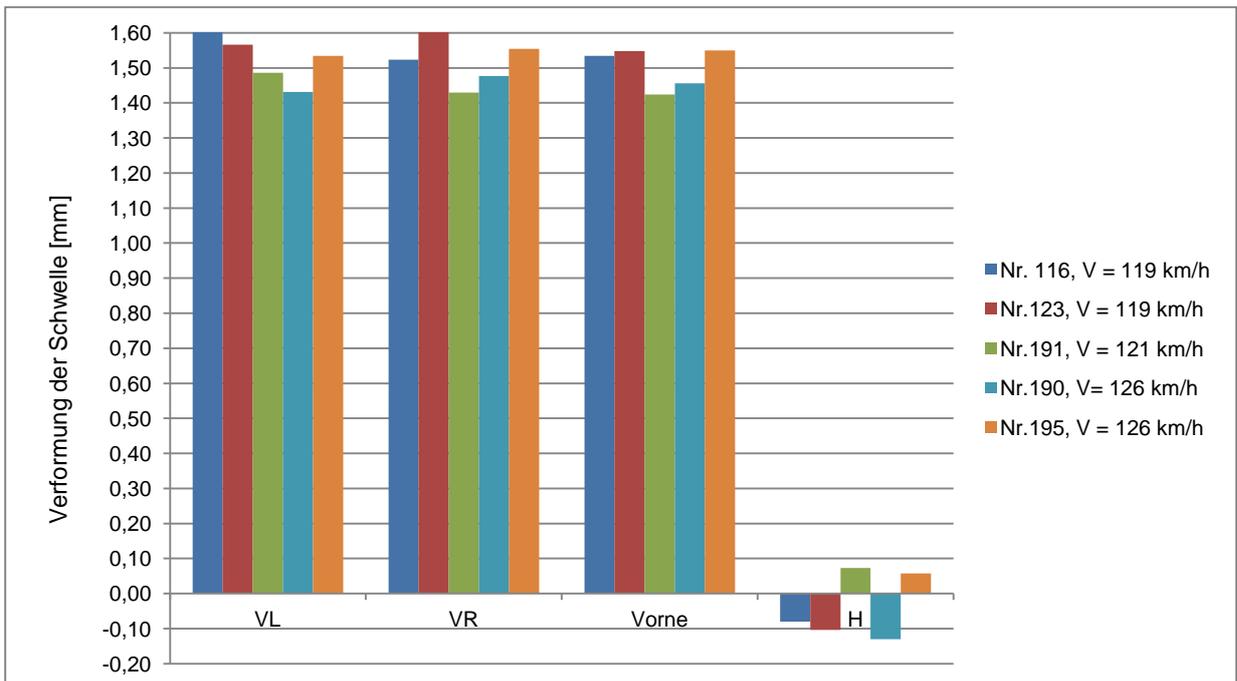


Abb.A. 47: Bewegung der Schwelle unter der 1. Achse bei Zugüberfahrten im Abschnitt W21 (Zw1000+Sk121) bei V = ca. 120 km/h

Anlage 26

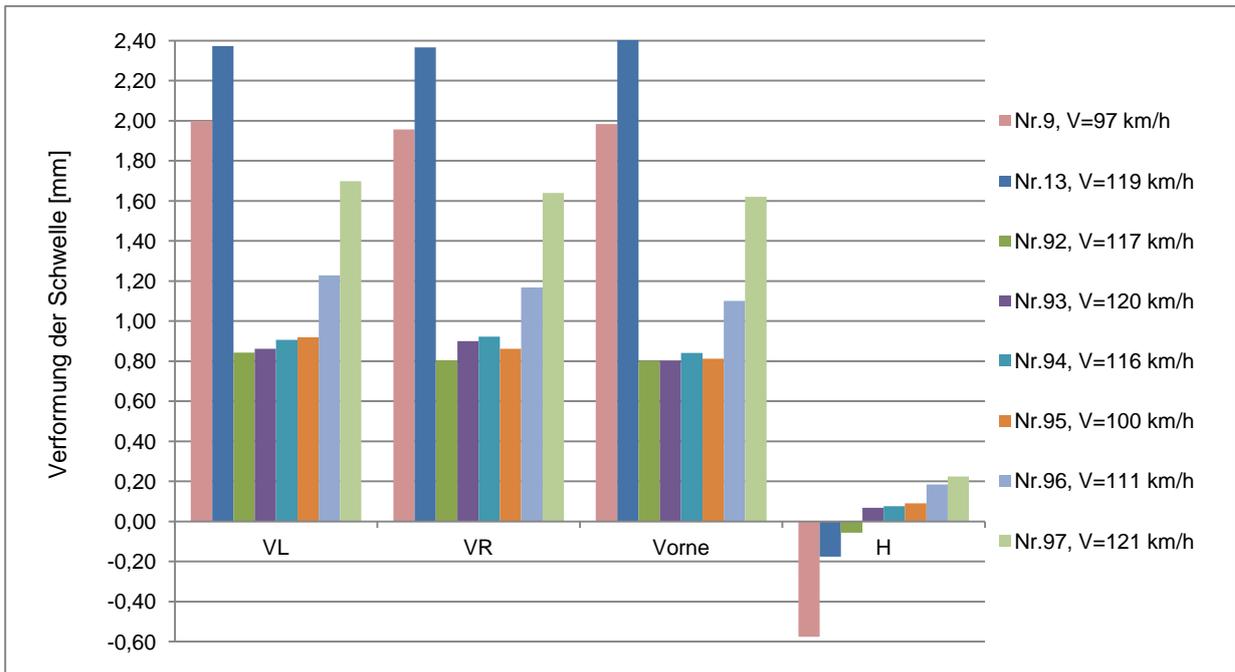


Abb.A. 48: Bewegung der Schwelle unter der 1. Achse bei Zugüberfahrten im Abschnitt W28 (Zw700+Sk128) bei V = 97 bis 121 km/h (Hohllagen bei den Schwellen Nr. 96 und 97 und Gleislagefehler bei Nr. 9 und13)

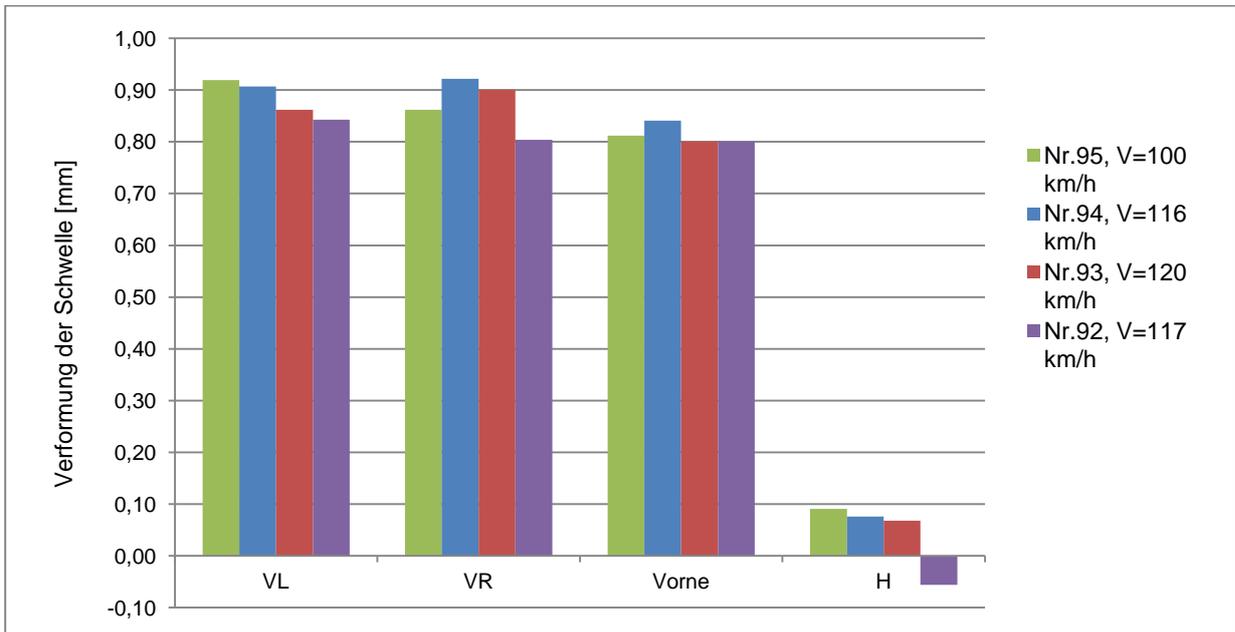


Abb.A. 49: Bewegung der Schwelle unter der 1. Achse bei Zugüberfahrten im Abschnitt W28 (Zw700+Sk128) bei V = 100 bis 121 km/h (keine Hohllagen und Gleislagefehler im Abschnitt)

Anlage 27

Innenschiene

Außenschiene

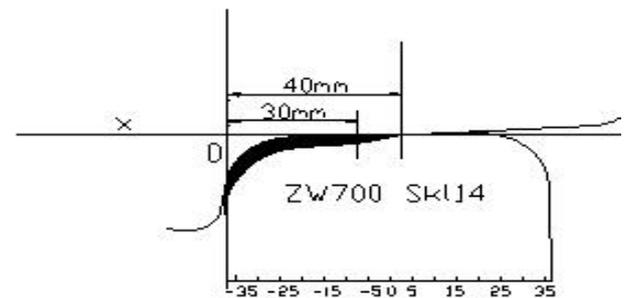
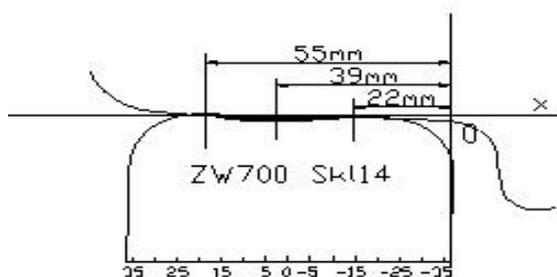
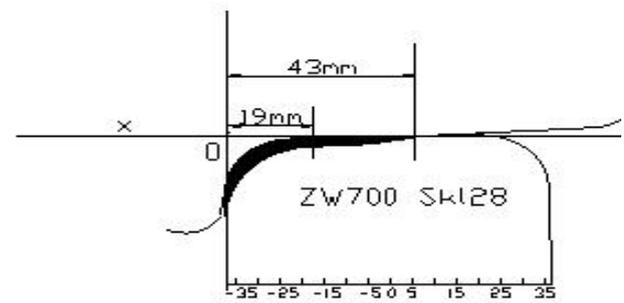
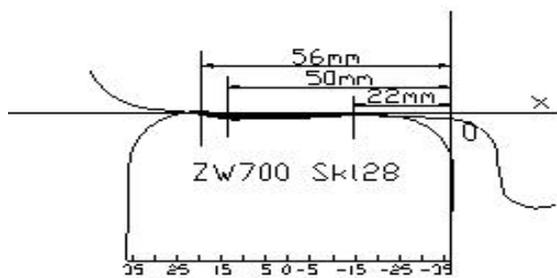
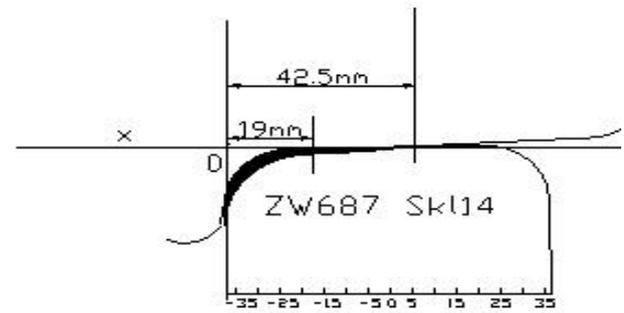
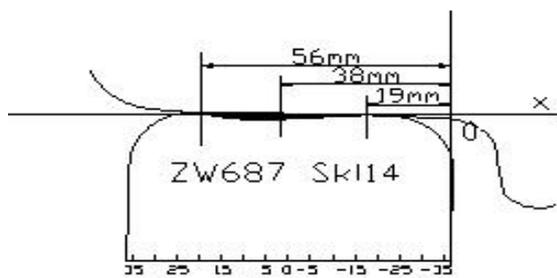
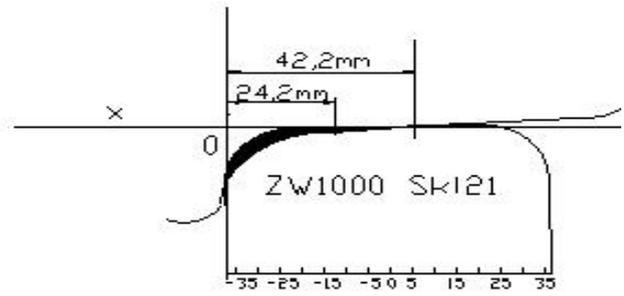
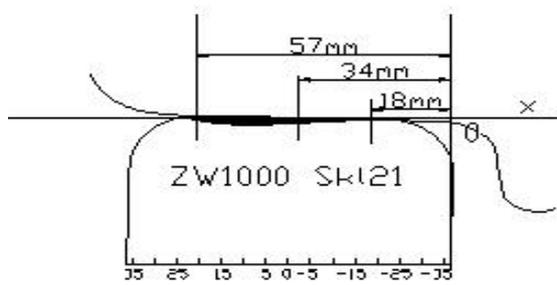
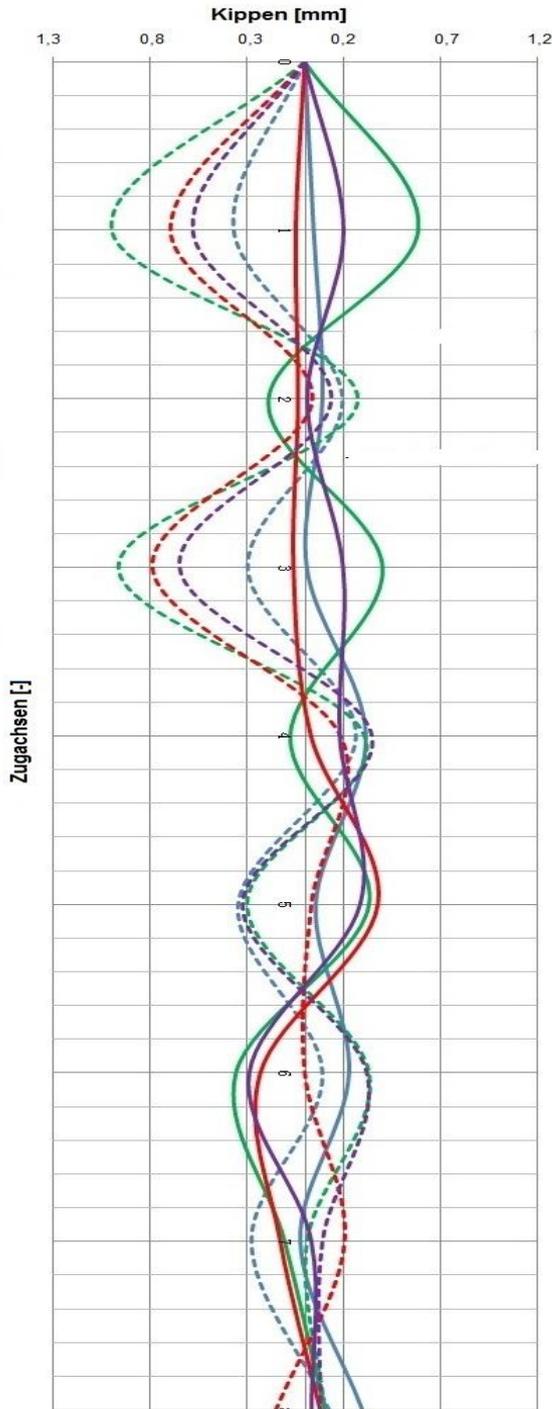
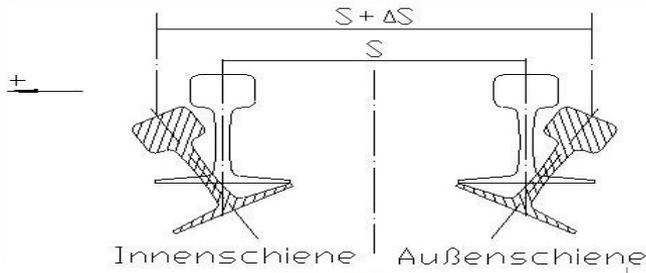


Abb.A. 50: Fahrspiegel nach 12 Monaten Betriebszeit

Anlage 28

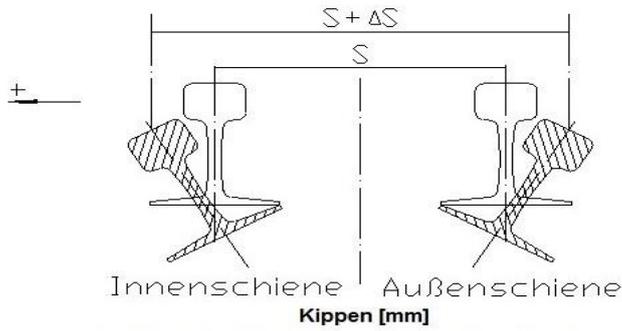


**Auswertung der Schienenkopfauslenkung im Abschnitt W28 (Zw700+Skl28)**

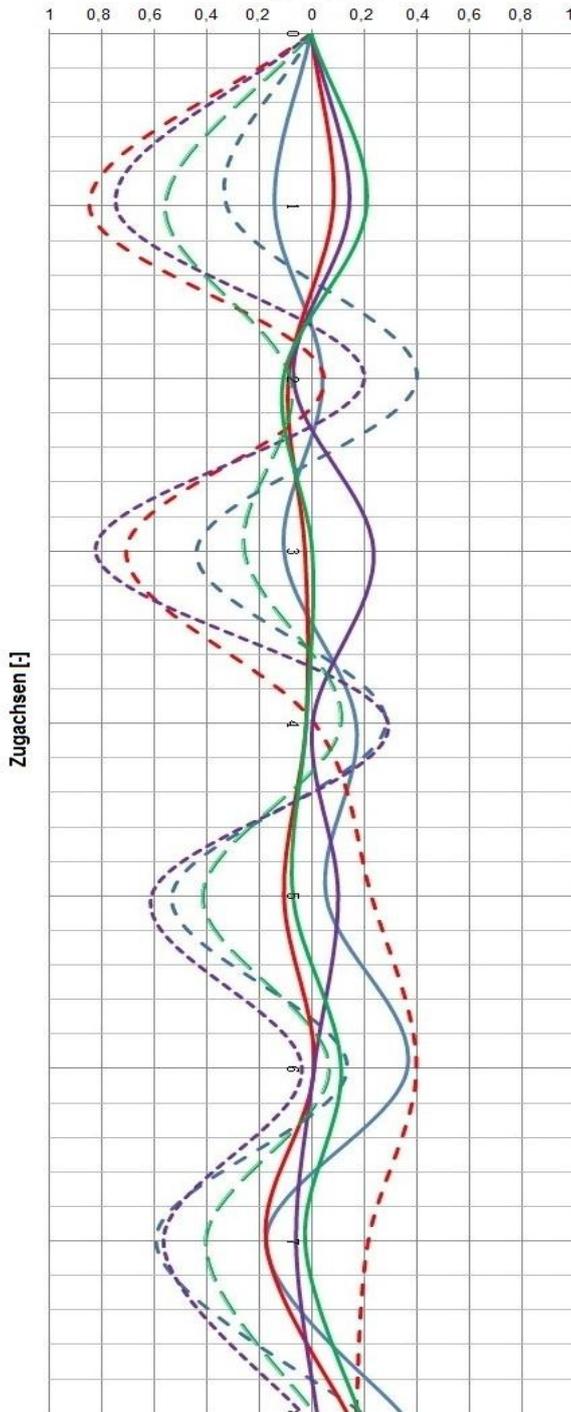
- - - h1 (Innenschiene)
- h2 (Außenschiene)
  
- - - V=121km/h (10\_16\_1016\_sw97)-h1
- V=121km/h (10\_16\_1016\_sw97)-h2
  
- - - V=100km/h (10\_43\_1116\_sw95)-h1
- V=100km/h (10\_43\_1116\_sw95)-h2
  
- - - V=111km/h (10\_27\_1116\_sw96\_skl)-h1
- V=111km/h (10\_27\_1116\_sw96\_skl)-h2
  
- - - V=120km/h (10\_23\_1116\_railjet\_WFPinnen\_sw93)-h1
- V=120km/h (10\_23\_1116\_railjet\_WFPinnen\_sw93)-h2

Abb.A. 51: Schienenkopfauslenkung (h1: Innenschiene, h2: Außenschiene) im Abschnitt W28 (Zw700+Skl28)

Anlage 29



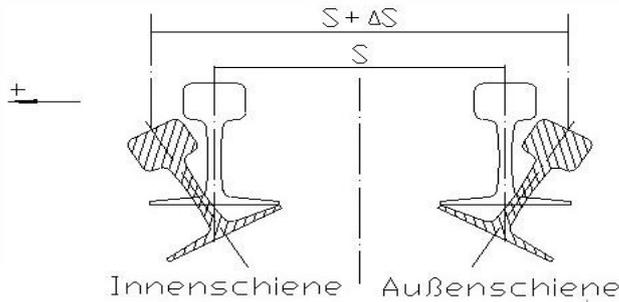
**Auswertung der Schienenkopfauslenkung im Abschnitt W14 (Zw700+Sk114)**



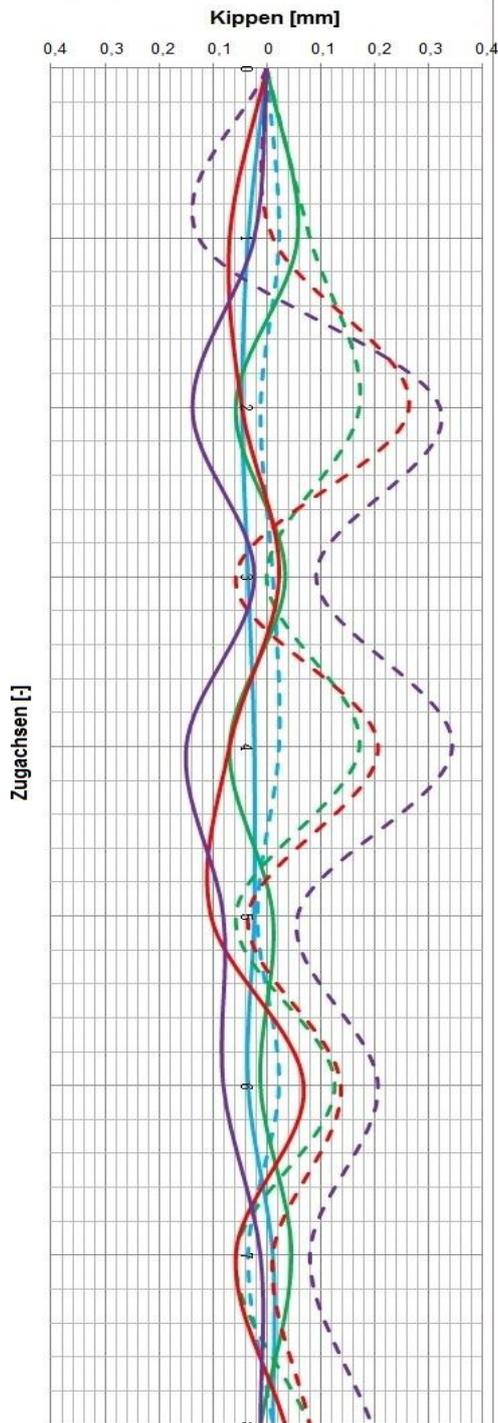
- - - h1 (Innenschiene)
- \_\_\_ h2 (Außenschiene)
  
- - - V=120km/h (9\_54\_1116\_sw213)-h1
- \_\_\_ V=120km/h (9\_54\_1116\_sw213)-h2
  
- - - V=120km/h (11\_15\_1116\_sw217\_w)-h1
- \_\_\_ V=120km/h (11\_15\_1116\_sw217\_w)-h2
  
- - - V=124km/h (11\_55\_1016\_sw219\_w)-h1
- \_\_\_ V=124km/h (11\_55\_1016\_sw219\_w)-h2
  
- - - V=116km/h (11\_25\_1116\_sw218)-h1
- \_\_\_ V=116km/h (11\_25\_1116\_sw218)-h2

Abb.A. 52: Schienenkopfauslenkung (h1: Innenschiene, h2: Außenschiene) im Abschnitt W14 (Zw700+Sk114)

Anlage 30



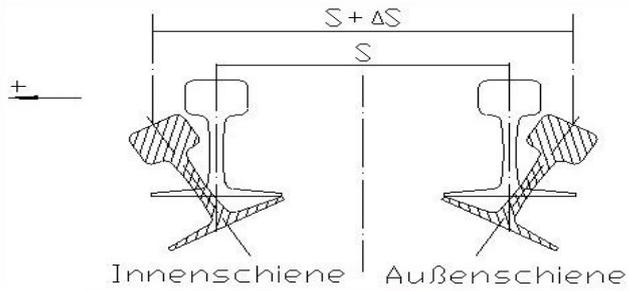
**Auswertung der Schienenkopfauslenkung im Abschnitt W14 (Zw687+Sk114)**



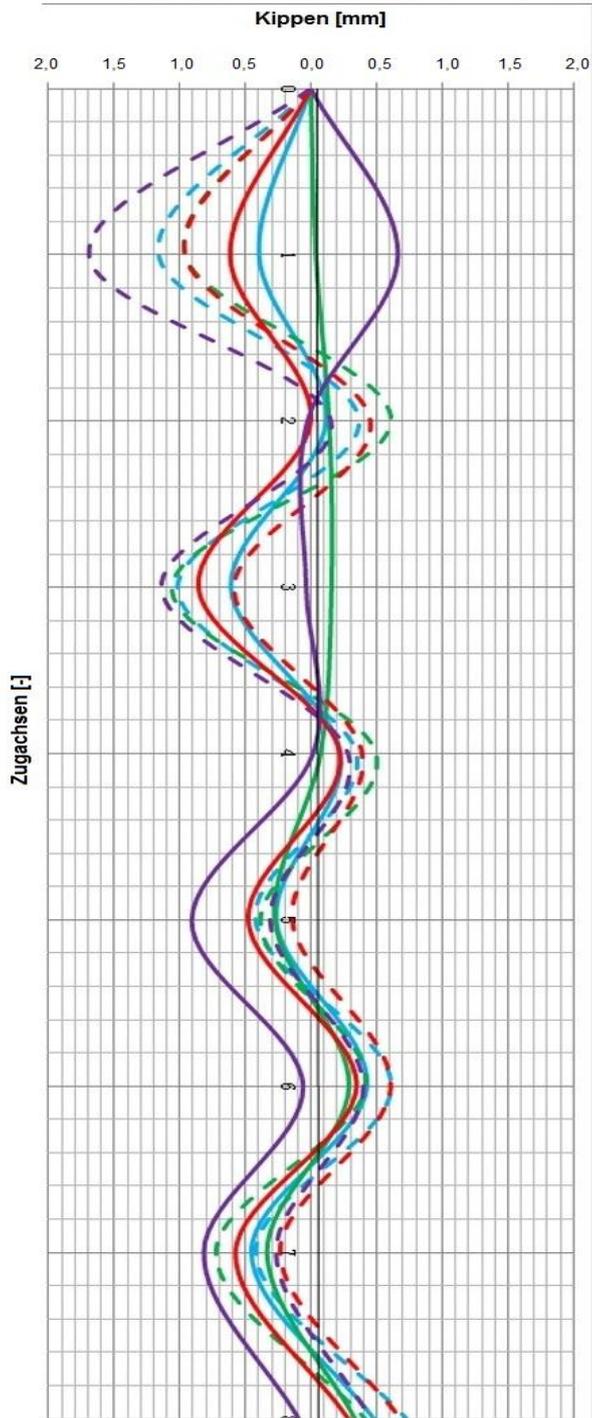
- - - h1 (Innenschiene)
- \_\_\_ h2 (Außenschiene)
  
- - - V=121km/h (11\_51\_1016\_sw107)-h1
- \_\_\_ V=121km/h (11\_51\_1016\_sw107)-h2
  
- - - V=119km/h (13\_16\_1016\_sw109)-h1
- \_\_\_ V=119km/h (13\_16\_1016\_sw109)-h2
  
- - - V=132km/h (12\_16\_1016\_sw107)-h1
- \_\_\_ V=132km/h (12\_16\_1016\_sw107)-h2
  
- - - V=129km/h (14\_14\_1116\_WFPinnen\_sw110)-h1
- \_\_\_ V=129km/h (14\_14\_1116\_WFPinnen\_sw110)-h2

Abb.A. 53: Schienenkopfauslenkung (h1: Innenschiene, h2: Außenschiene) im Abschnitt W14 (Zw687+Sk114)

Anlage 31



**Auswertung der Schienenkopfauslenkung im Abschnitt W21 (Zw1000+Skl21)**



- - - h1 (Innenschiene)
- \_\_\_ h2 (Außenschiene)
  
- - - V=119km/h (9\_53\_1116\_sw\_116\_w)-h1
- \_\_\_ V=119km/h (9\_53\_1116\_sw\_116\_w)-h2
  
- - - V=130km/h (11\_59\_1116\_sw\_125)-h1
- \_\_\_ V=130km/h (11\_59\_1116\_sw\_125)-h2
  
- - - V=119km/h (11\_30\_1116\_sw\_123)-h1
- \_\_\_ V=119km/h (11\_30\_1116\_sw\_123)-h2
  
- - - V=126km/h (12\_20\_1116\_sw\_190)-h1
- \_\_\_ V=126km/h (12\_20\_1116\_sw\_190)-h2

Abb.A. 54: Schienenkopfauslenkung (h1: Innenschiene, h2: Außenschiene) im Abschnitt W21 (Zw1000+Skl21)

Anlage 32

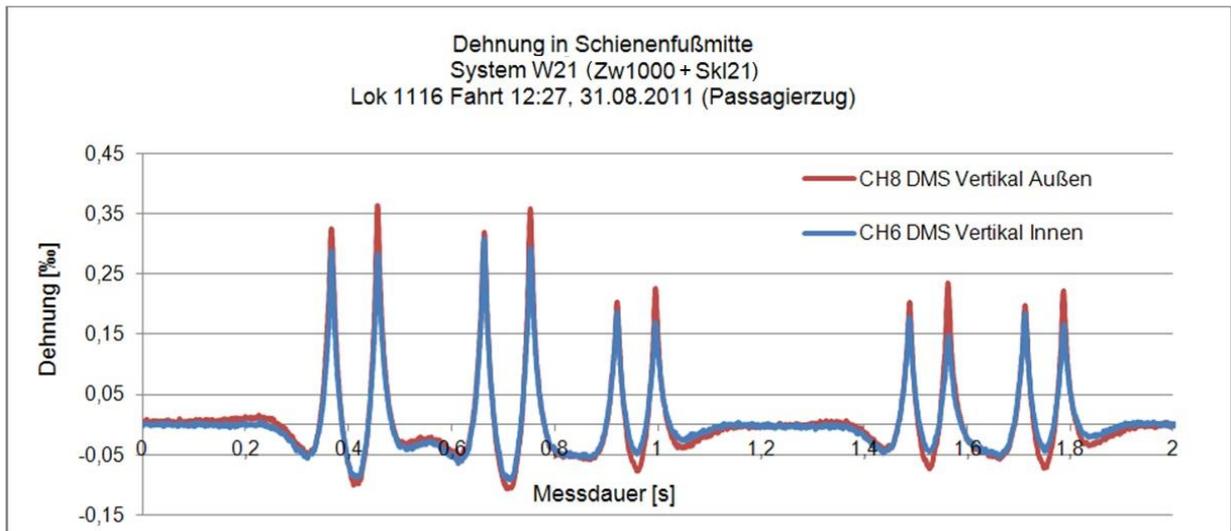


Abb.A. 55: Dehnungsmessungen bei einer Zugüberfahrt in Schienenfußmitte - DMS1 Innen- und Außenschiene

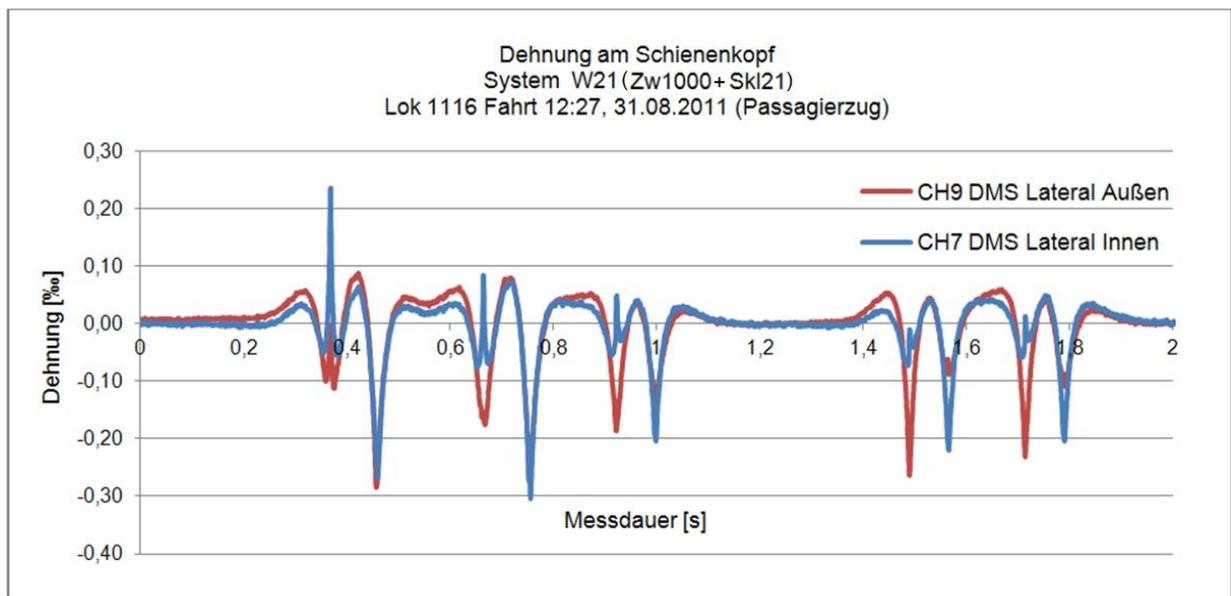


Abb.A. 56: Dehnungsmessungen bei einer Zugüberfahrt am Schienenkopf - DMS2 Innen- und Außenschiene

Anlage 33

DMS1, 2. FM, V = ca. 120 km/h

W28 (Zw700+Skl28)

Fahrt	V [km/h]	R1 A [‰]	R2 A [‰]	R3 A [‰]	R4 A [‰]
10_18	119,2	0,272	0,248	0,231	0,238
10_32_railjet	126,0	0,285	0,252	0,264	0,241
11_16_1016	124,5	0,273	0,263	0,249	0,243
11_51_1116	128,0	0,280	0,262	0,242	0,246
12_26_railjet	126,2	0,266	0,255	0,253	0,249
12_40_1016	120,8	0,274	0,276	0,257	0,269
13_16_1016	120,8	0,271	0,257	0,238	0,237
13_46	120,8	0,264	0,270	0,250	0,273
12_16_1116	120,8	0,260	0,268	0,235	0,252
Mittelwert		0,272	0,261	0,246	0,250

W14 (Zw700+Skl14)

Fahrt	V [km/h]	R1 A [‰]	R2 A [‰]	R3 A [‰]	R4 A [‰]
9_52_1016	119,0	0,319	0,304	0,296	0,297
10_25_railjet	112,9	0,331	0,306	0,306	0,291
11_16_1116	117,6	0,326	0,317	0,310	0,296
12_17	117,4	0,312	0,300	0,300	0,287
12_32_railjet	122,5	0,325	0,327	0,300	0,318
11_27_1016	117,4	0,322	0,295	0,301	0,286
Mittelwert		0,322	0,308	0,302	0,296

W21 (Zw1000+Skl21)

Fahrt	V [km/h]	R1 A [‰]	R2 A [‰]	R3 A [‰]	R4 A [‰]
15_14_1016	124,3	0,300	0,329	0,269	0,312
11_14_1116	124,2	0,286	0,312	0,268	0,305
11_29_1116	119,1	0,298	0,314	0,284	0,306
11_54_1016	119,1	0,299	0,317	0,282	0,303
15_14_1016	124,2	0,300	0,329	0,269	0,312
15_28_1116	119,0	0,304	0,316	0,293	0,318
Mittelwert		0,298	0,320	0,278	0,309

W14 (Zw687+Skl14)

Fahrt	V [km/h]	R1 A [‰]	R2 A [‰]	R3 A [‰]	R4 A [‰]
9_52_1116	119,3	0,271	0,278	0,255	0,272
10_34_1016	117,4	0,275	0,271	0,261	0,255
11_34_1116	114,3	0,270	0,284	0,254	0,269
11_53_1116	115,8	0,271	0,282	0,257	0,270
12_26_railjet	124,4	0,283	0,294	0,264	0,287
13_15_1116	122,7	0,267	0,293	0,266	0,289
11_17_1016	122,9	0,271	0,307	0,257	0,288
12_15_1116	119,0	0,260	0,272	0,250	0,263
13_30_1116	124,4	0,282	0,290	0,260	0,285
14_14_1116	122,5	0,291	0,302	0,267	0,297
14_28_railjet	107,2	0,307	0,295	0,283	0,285
15_14_1216	114,4	0,281	0,294	0,273	0,278
Mittelwert		0,277	0,288	0,262	0,278

Abb.A. 57: Peaks der Schienenfußdehnungen (DMS1) - 2. FM - V = ca. 120 km/h

Anlage 34

DMS1, 3. FM, V = ca. 120 km/h

W28 (Zw700+Skl28)

Fahrt	V [km/h]	R1 A [‰]	R2 A [‰]	R3 A [‰]	R4 A [‰]
9_53_1016_p	127,3	0,320	0,264	0,288	0,258
9_30_railjet	119,0	0,313	0,258	0,287	0,247
10_25_railjet	128,0	0,332	0,273	0,298	0,262
10_36_1016	119,0	0,311	0,255	0,280	0,253
Mittelwert		0,319	0,263	0,288	0,255

W14 (Zw700+Skl14)

Fahrt	V [km/h]	R1 A [‰]	R2 A [‰]	R3 A [‰]	R4 A [‰]
9_30_railjet	118,4	0,358	0,354	0,325	0,334
9_51_1016_p	120,2	0,340	0,346	0,309	0,324
10_23_1116_p	118,4	0,345	0,332	0,312	0,330
11_15_1116_f	120,0	0,352	0,355	0,319	0,328
11_26_railjet_1116_p	116,8	0,364	0,354	0,326	0,343
11_53_1216_p	120,0	0,355	0,327	0,341	0,322
12_21_1116_p	120,0	0,351	0,327	0,328	0,318
12_28_railjet_1116_p	108,0	0,343	0,316	0,324	0,307
Mittelwert		0,351	0,339	0,323	0,326

W21 (Zw1000+Skl21)

Fahrt	V [km/h]	R1 A [‰]	R2 A [‰]	R3 A [‰]	R4 A [‰]
9_16_1116	118,4	0,315	0,351	0,309	0,349
9_26_railjet	127,1	0,340	0,380	0,311	0,377
9_51_1116	120,2	0,350	0,361	0,322	0,355
10_18_1016	120,2	0,327	0,356	0,313	0,349
10_25_railjet_1116_p	125,3	0,335	0,385	0,328	0,381
11_17_1116_p	123,5	0,342	0,370	0,321	0,378
11_25_railjet_1116_p	120,2	0,334	0,370	0,313	0,359
12_18_1016_p	127,1	0,308	0,352	0,294	0,350
12_27_railjet_1116_p	112,3	0,345	0,359	0,307	0,356
Mittelwert		0,333	0,365	0,313	0,362

W14 (Zw687+Skl14)

Fahrt	V [km/h]	R1 A [‰]	R2 A [‰]	R3 A [‰]	R4 A [‰]
9_26_1116_railjet	117,2	0,315	0,331	0,303	0,315
9_52	123,5	0,323	0,330	0,302	0,331
10_17_1016_p	118,4	0,311	0,329	0,293	0,325
10_25_railjet_1116	116,8	0,335	0,309	0,318	0,308
11_15_1016_p	118,6	0,316	0,310	0,305	0,301
11_52_1116_p	118,4	0,319	0,311	0,306	0,307
12_18_1016_p	118,6	0,314	0,306	0,305	0,302
12_25_railjet_1116	120,2	0,338	0,327	0,315	0,316
13_15_1016_p	118,6	0,325	0,300	0,297	0,287
Mittelwert		0,322	0,317	0,305	0,310

Abb.A. 58: Peaks der Schienenfußdehnungen (DMS1) - 3. FM - V = ca. 120 km/h

Anlage 35

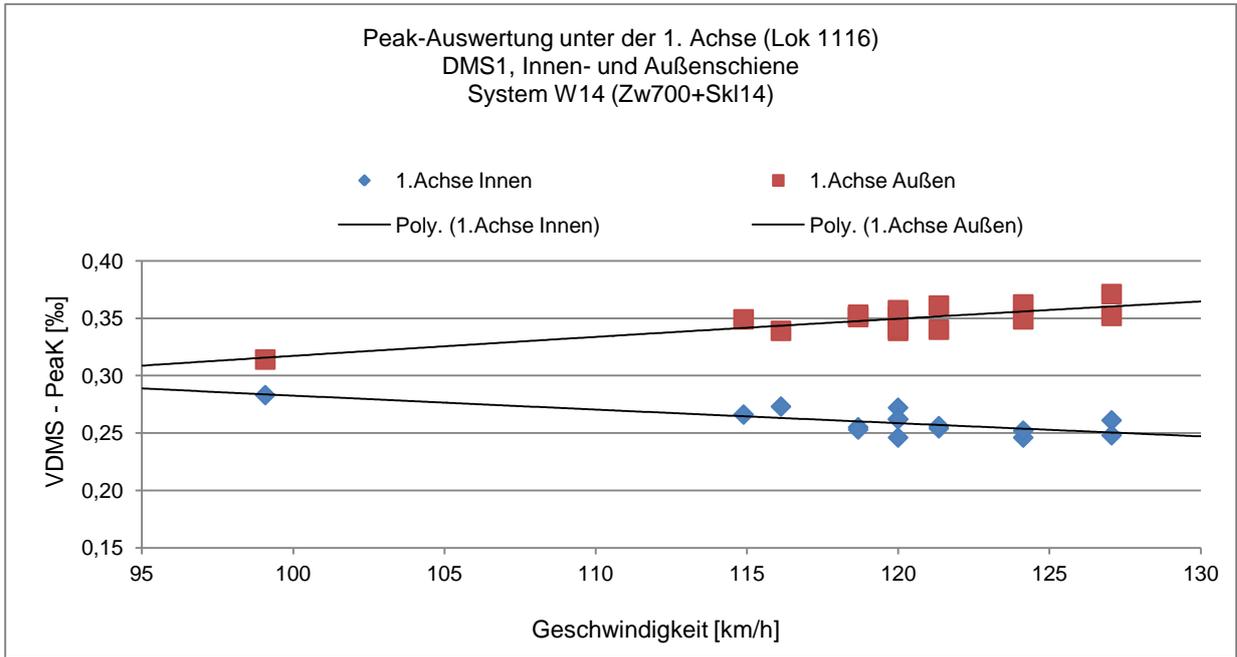


Abb.A. 59: Peak-Auswertung unter der 1. Achse der Lok 1116 in Abhängigkeit von der Fahrgeschwindigkeit

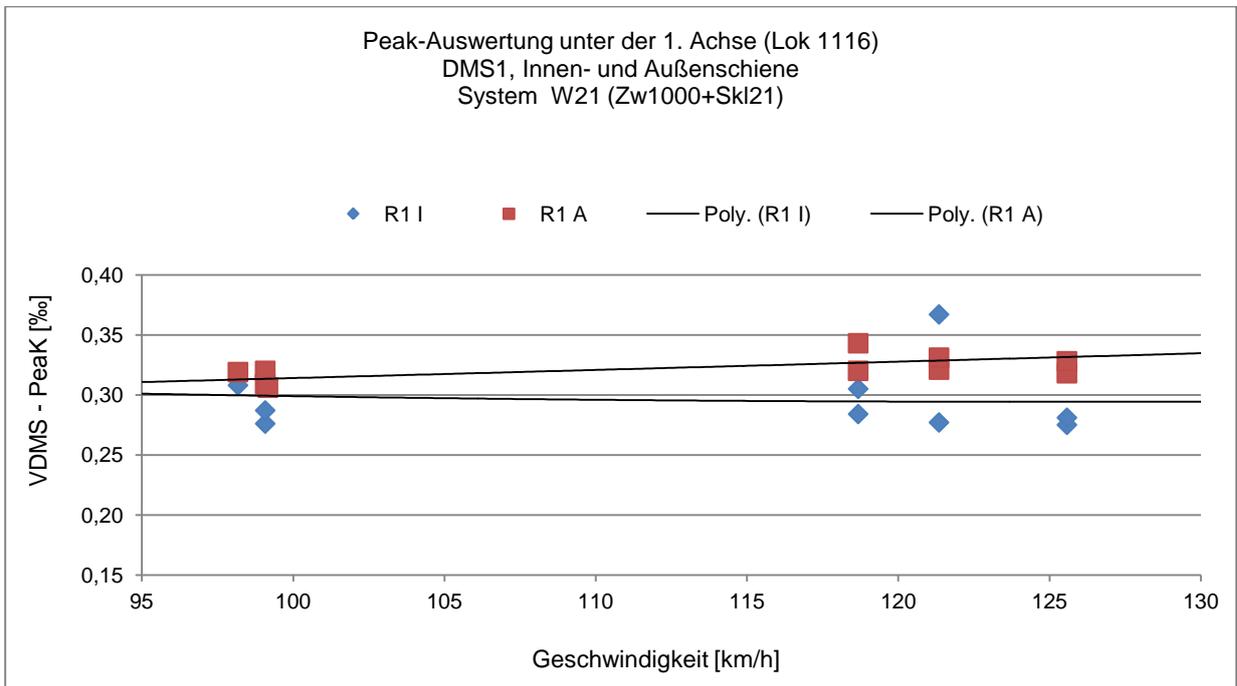


Abb.A. 60: Peak-Auswertung unter der 1. Achse der Lok 1116 in Abhängigkeit von der Fahrgeschwindigkeit

Anlage 36

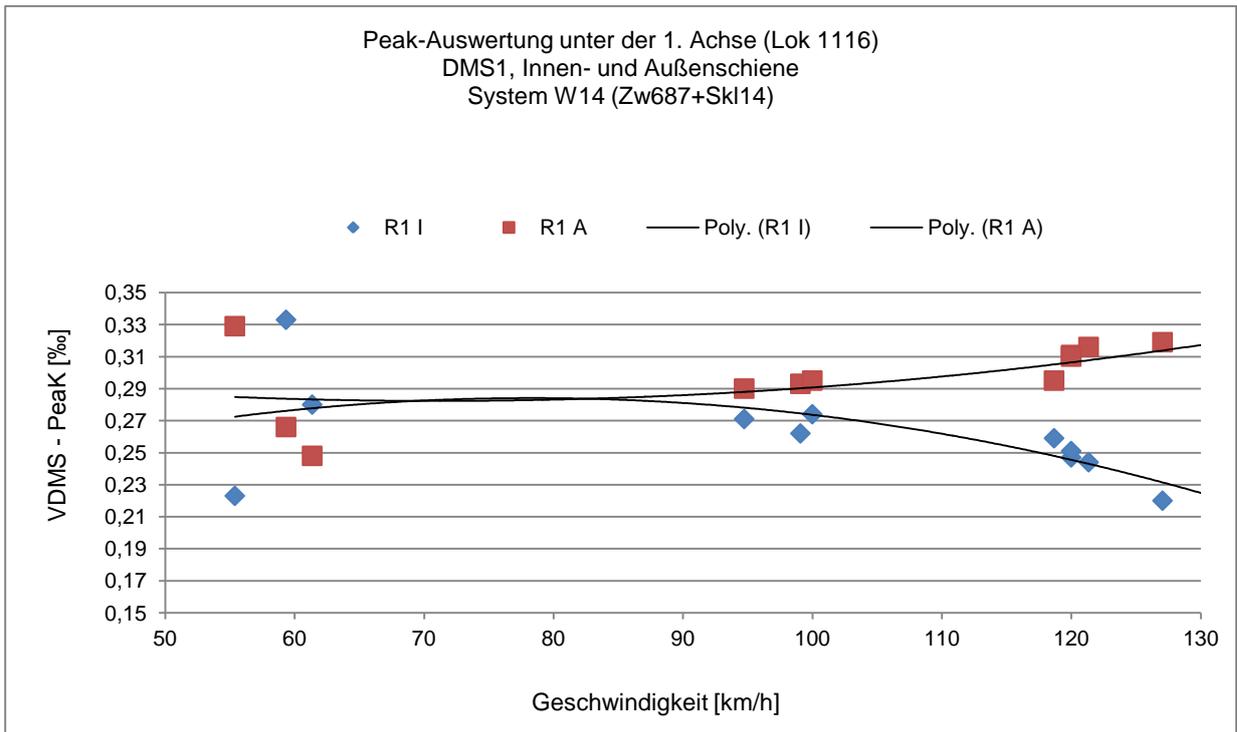


Abb.A. 61: Peak-Auswertung unter der 1. Achse der Lok 1116 in Abhängigkeit von der Fahrgeschwindigkeit

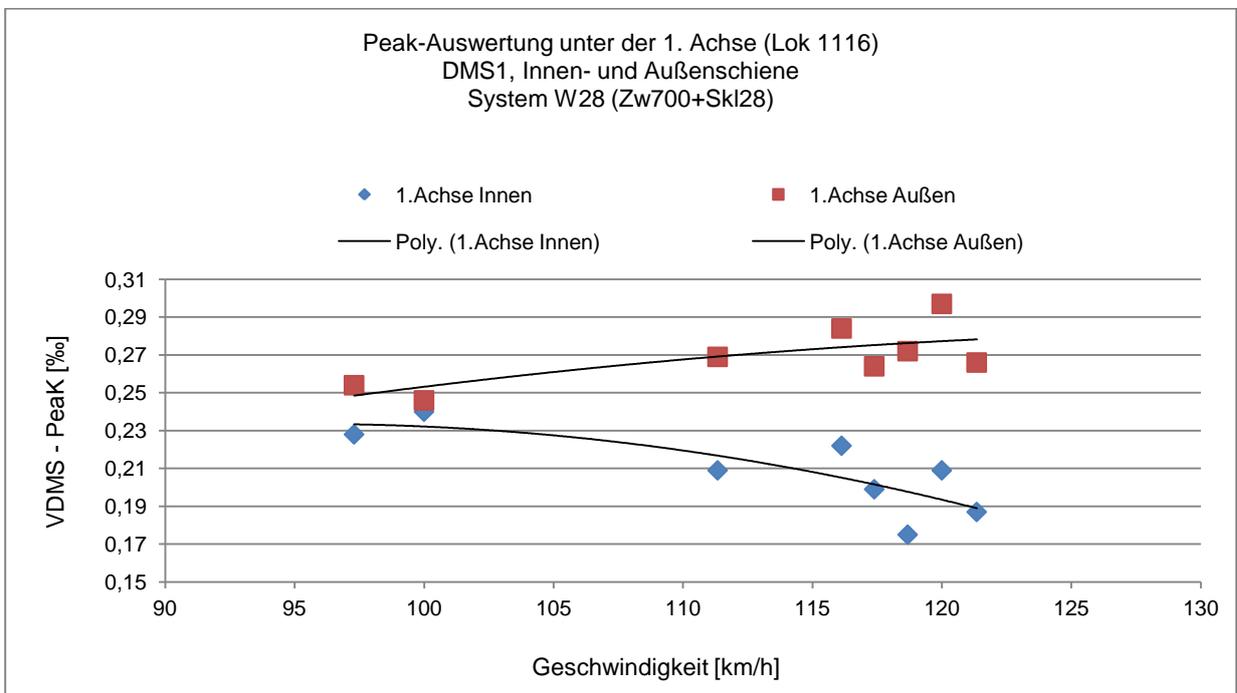


Abb.A. 62: Peak-Auswertung unter der 1. Achse der Lok 1116 in Abhängigkeit von der Fahrgeschwindigkeit

### Anlage 37

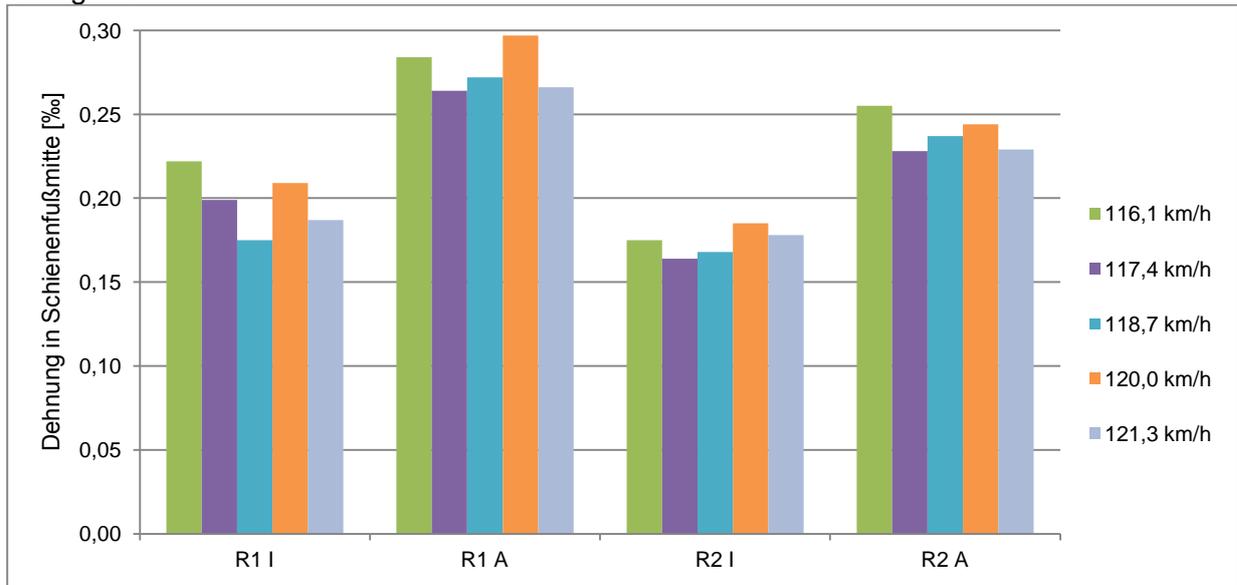


Abb.A. 63: Schienenfußdehnung unter dem ersten Drehgestell (E-Lok 1016/1116) - Abschnitt W28 (Zw700+Skl28),  $V = 120 \pm 5$  km/h

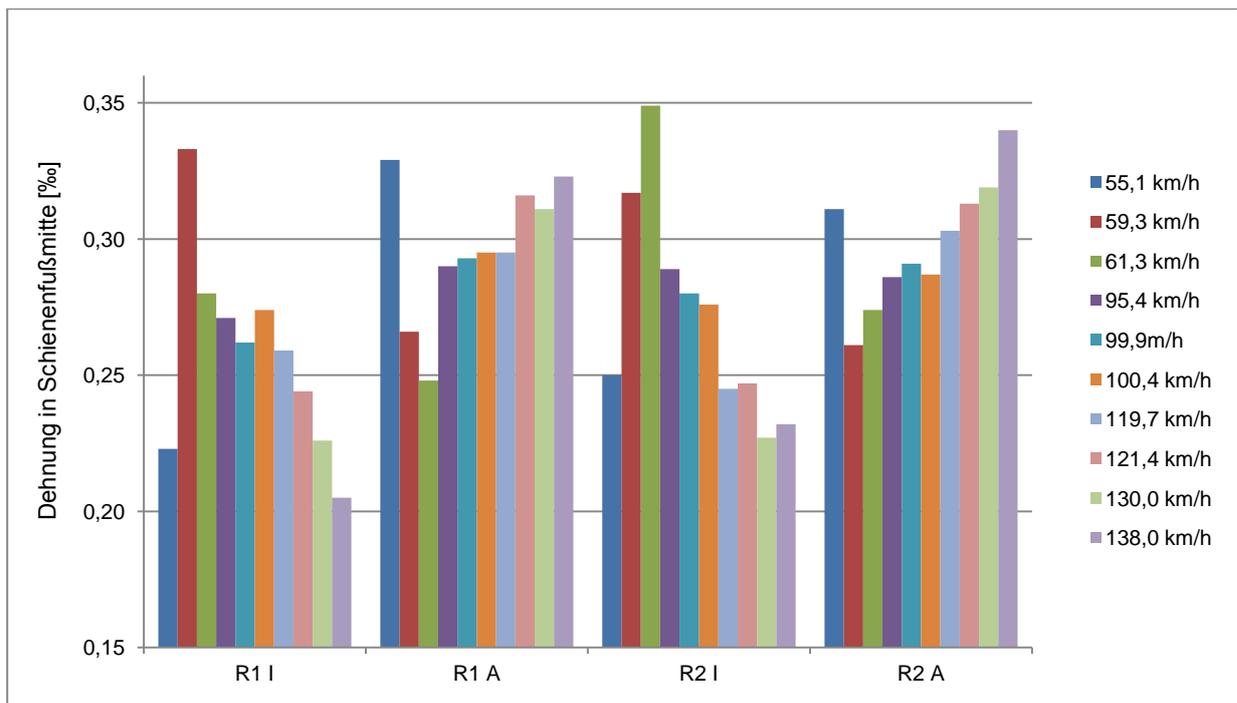


Abb.A. 64: Schienenfußdehnung unter dem ersten Drehgestell (E-Lok 1016/1116) - Abschnitt W14 (Zw687+Skl14),  $V = 55$  bis 138 km/h

Anlage 38

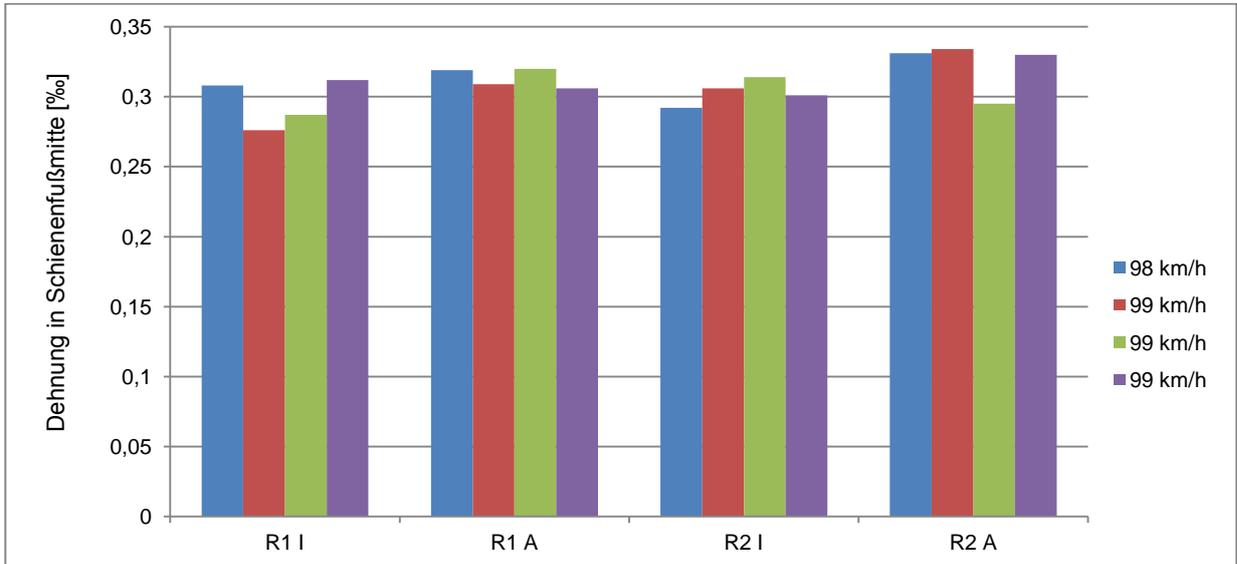


Abb.A. 65: Schienenfußdehnung unter dem ersten Drehgestell (E-Lok 1016/1116) - Abschnitt W21 (Zw1000+SkI21), V = ca. 99 km/h

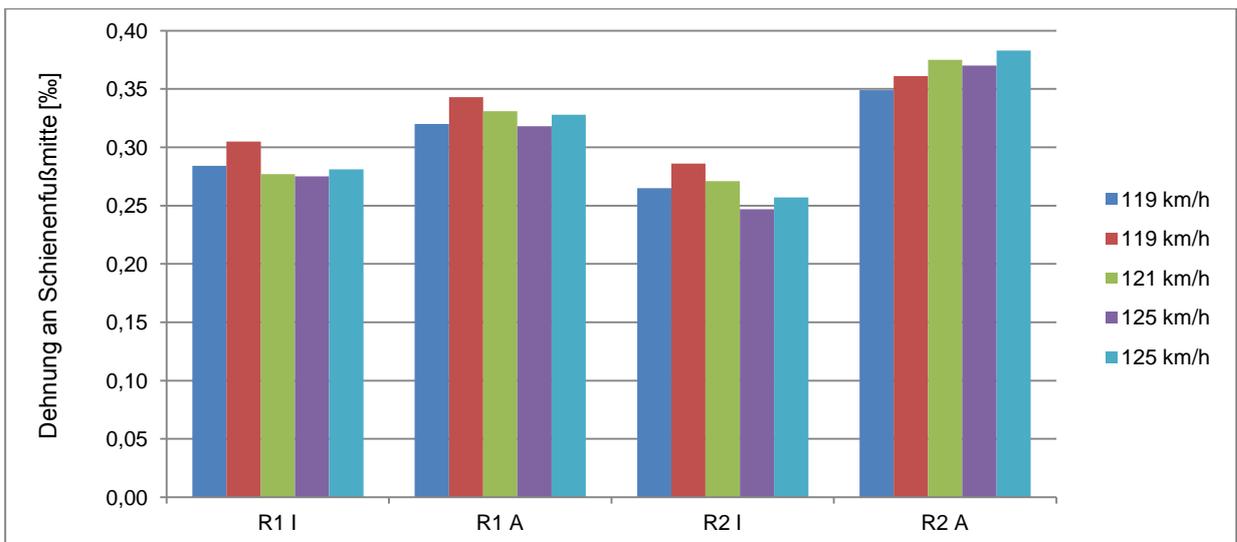
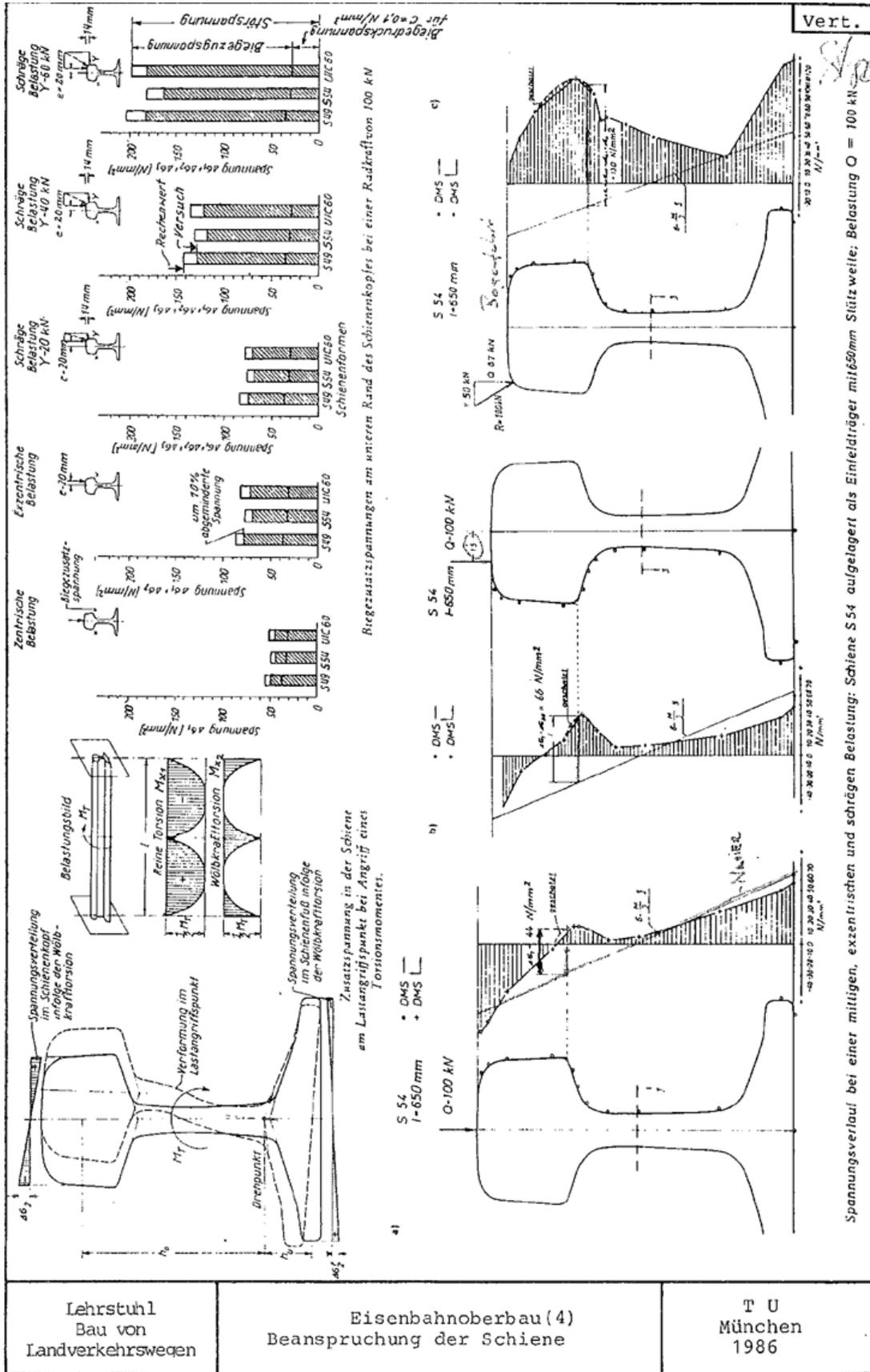


Abb.A. 66: Schienenfußdehnung unter dem ersten Drehgestell (E-Lok 1016/1116) - Abschnitt W21 (Zw1000+SkI21), V = 120 ± 5 km/h



## Anhang 1

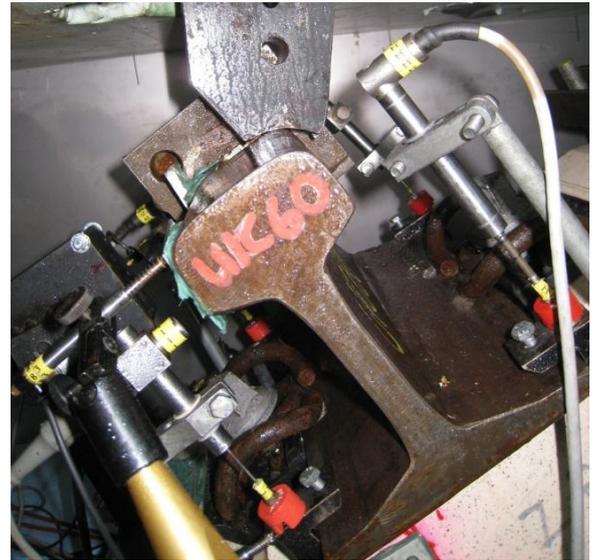


Bild. A. 1: Links: Laboruntersuchung an einzelnen Stützpunkten mit Klimabox

Rechts: Lasteinleitung am Schienenkopf bei  $L/V = 1$



Bild. A. 2: Links: Laboruntersuchung an einzelnen Stützpunkten mit Klimabox – Eisbildung bei  $L/V = 0$  und  $T = -15^{\circ}\text{C}$

## Anhang 2



Bild. A. 3: Testgleis und Versuchsaufbau im Freigelände des Prüfamtes, TU München



Bild. A. 4: Messung der absoluten Verformung der Schiene im Freigelände des Prüfamtes, TU München

### Anhang 3



Bild. A. 5: Teststrecke Westbahn ÖBB (Redl/Zipf) - Belastungslokomotive Railjet 1116



Bild. A. 6: Teststrecke Westbahn ÖBB (Redl/Zipf) - Winter (Blickrichtung West)

## Anhang 4



Bild. A. 7: 5 Dehnmessstreifen am Schienenkopf (DMS2)



Bild. A. 8: Messkette bestehend aus 5 benachbarten Messquerschnitten – links: 1.FM; rechts: 3.FM.

## Anhang 5



Bild. A. 9: Dehnmessstreifen am Schienenkopf (DMS2) und am Schienenfuß (DMS1), DMS1 ist verdeckt durch die Schiene und nur das dazugehörige Kabel sichtbar

### Messung mit externer Messbasis



Bild. A. 10: Außerhalb des Gleises fixierte Messbasis

## Anhang 6



Bild. A. 11: Mobile Messbasis zum Messen der absoluten Einsenkung der Schwelle



Bild. A. 12: Messung der Spurweite und der Überhöhung des Gleises

## Anhang 7



Bild. A. 13: Gleislagefehler im Anfangsbereich des Abschnitts W28 (Zw700+Skl28) (Unebenheit, Riffelbildung) – aufgenommen in regulärer Fahrtrichtung

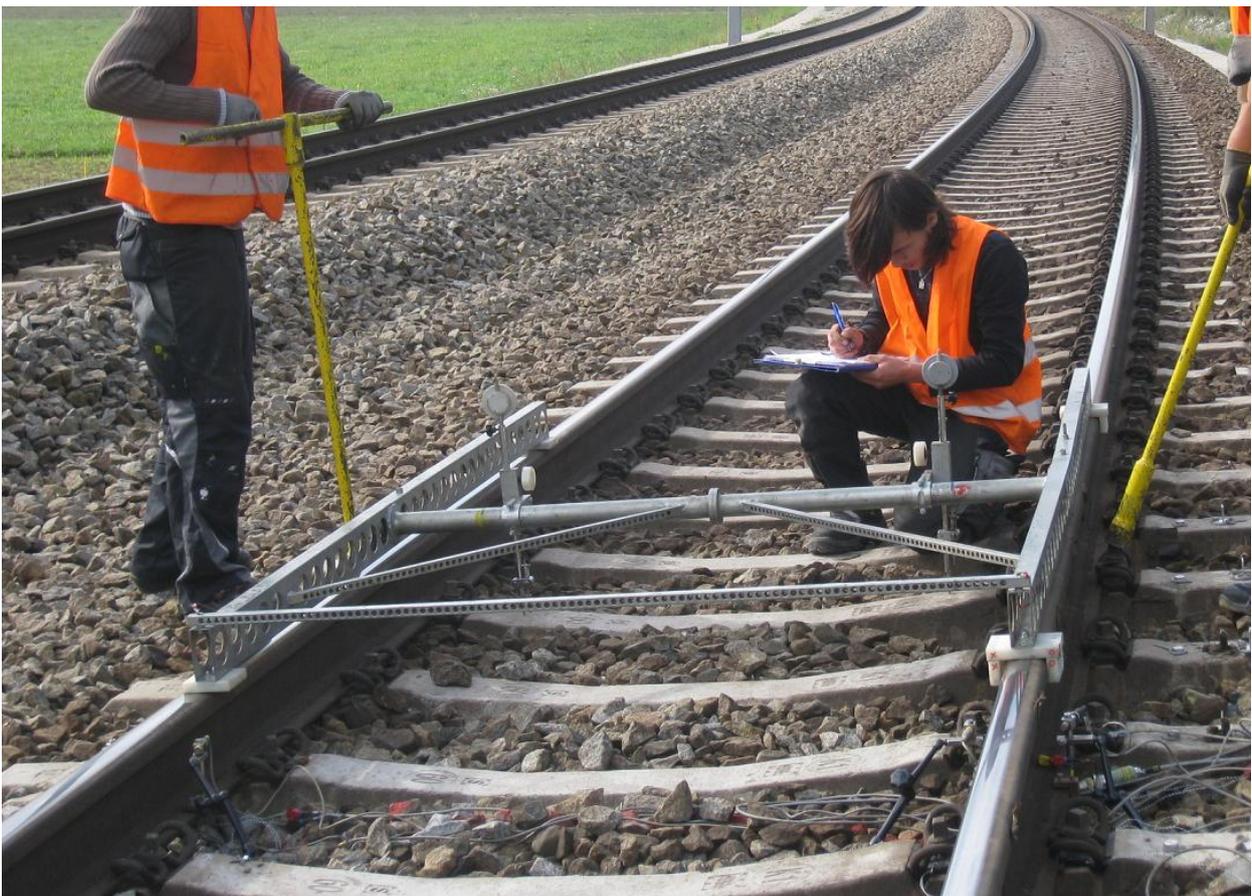


Bild. A. 14: Messeinrichtung der Nullsetzungsmessung

## Anhang 8



Bild. A. 15: Anwendung und Test des neuen Messverfahrens im Betriebsgleis – (1)

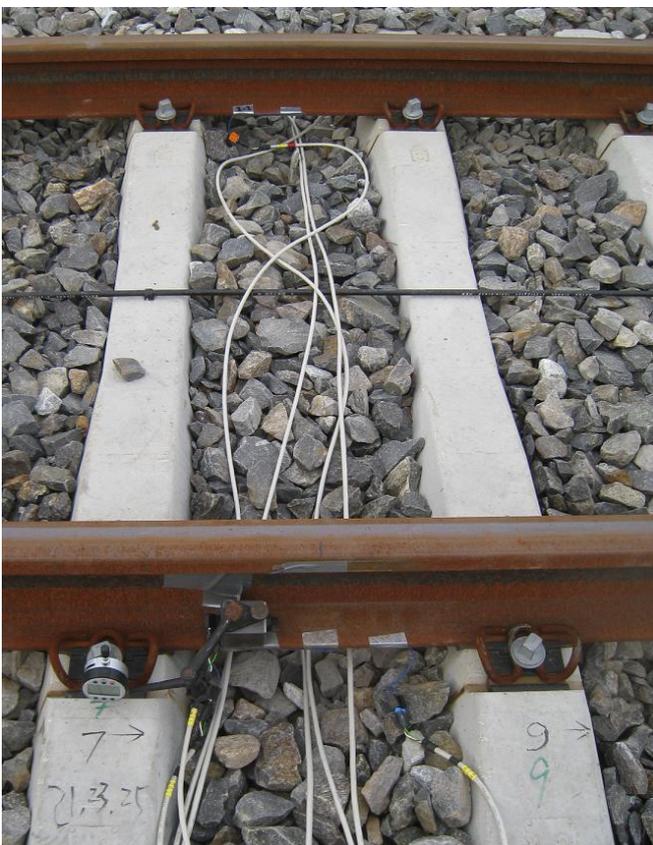


Bild. A. 16: Anwendung und Test des neuen Messverfahrens im Betriebsgleis – (2)