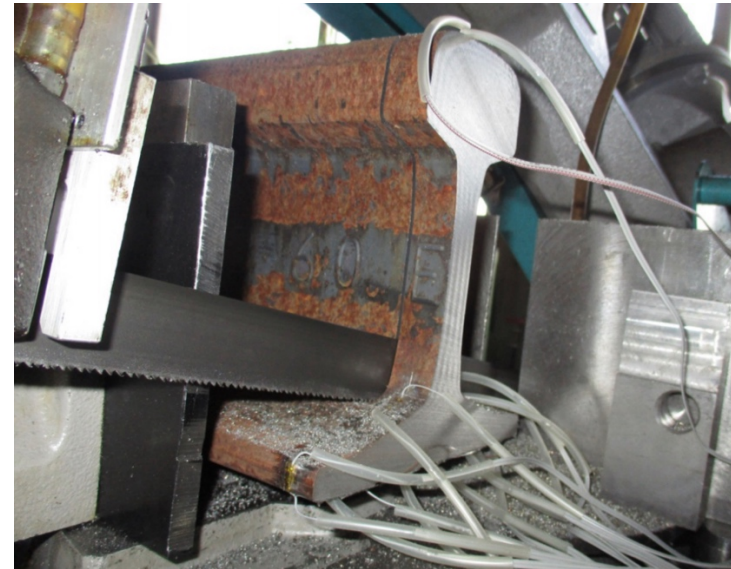


Forschungsvereinigung Stahlanwendung e. V.  
Sohnstr. 65  
40237 Düsseldorf



fosta@stahlforschung.de  
www.stahlforschung.de



## Ermüdungsnachweis von Schienen auf Basis bruchmechanischer Kriterien

Fatigue design of rails based on fracture mechanics

Forschung für die Praxis P 1033 / IGF-Nr. 18094 N

Industrielle  
Gemeinschaftsforschung **IGF**

Gefördert durch:  
  
Bundesministerium  
für Wirtschaft  
und Energie  
aufgrund eines Beschlusses  
des Deutschen Bundestages



Forschungsvereinigung  
Stahlanwendung e. V.



# **Forschungsprojekt P 1033 / IGF-Nr. 18094 N**

## **Ermüdungsnachweis von Schienen auf Basis bruchmechanischer Kriterien**

Fatigue design of rails based on fracture mechanics

### **Technische Universität München, Lehrstuhl für Metallbau**

Prof. Dr.-Ing. Martin Mensinger

M.Sc. Senta Pessel

### **Technische Universität München, Lehrstuhl für Verkehrswegebau**

Prof. Dr.-Ing. Stephan Freudenstein

Dr.-Ing. Christoph Simon

### **Technische Universität München, Lehrstuhl für Massivbau**

Prof. Dr.-Ing. Oliver Fischer

M.Sc. Nicholas Schramm

### **IWT-Solutions AG**

Prof. Dr.-Ing. Peter Langenberg

Verantwortlich für die FOSTA – Forschungsvereinigung Stahlanwendung e. V.

Dr. Gregor Nüsse

Das IGF-Vorhaben 18094 N der FOSTA – Forschungsvereinigung Stahlanwendung e. V., Düsseldorf, wurde über die AiF im Rahmen des Programms zur Förderung der industriellen Gemeinschaftsforschung (IGF) vom Bundesministerium für Wirtschaft und Energie aufgrund eines Beschlusses des Deutschen Bundestages gefördert. Das Vorhaben wurde vom Institut für Baustoffe und Konstruktion, TU München, vom Lehrstuhl und Prüfamts für Verkehrswegebau, TU München, sowie vom Lehrstuhl für Massivbau, TU München, durchgeführt.

## **Beteiligte am Projektbegleitenden Ausschuss:**

AnschlussBahnProfis Ingenieurbüro GmbH, Pfaffenhofen  
Büchting + Streit AG Beratende Ingenieure VBI, München  
DB Netz AG Frankfurt, München  
Dr. Plica Ingenieure, München  
Eisenbahn-Bundesamt, München  
Emeran Braun GmbH & Co. KG Gleisbau, Krailling  
GARSKE und PARTNER, München  
IBUKO Ingenieurgemeinschaft, Weingarten  
Ingenieurbüro Prof. Dr.-Ing. Robert Hertle, Gräfelfing  
IWT-Solutions AG, Aachen  
ÖBB-Infrastruktur AG, WIEN  
SSF Ingenieure AG Beratende Ingenieure im Bauwesen, Berlin, München  
voestalpine Schienen GmbH, Leoben, Österreich  
Vossloh Fastening Systems GmbH, Werdohl

© 2021 Forschungsvereinigung Stahlanwendung e. V., Düsseldorf

Bestell-Nr. P 1033  
ISBN 978-3-946885-74-0

Das Werk ist urheberrechtlich geschützt. Alle Rechte, auch die der Übersetzung in andere Sprachen, bleiben vorbehalten. Ohne schriftliche Genehmigung der Forschungsvereinigung Stahlanwendung e. V. sind Vervielfältigungen, Mikroverfilmungen und die Einspeicherung und Verarbeitung in elektronischen Systemen nicht gestattet.

## Kurzdarstellung

Im vorliegenden Forschungsvorhaben werden Ansätze zur bruchmechanischen Beschreibung des Risswachstums im Schienenfuß erarbeitet.

Hierzu wird mittels Finite-Elemente-Simulationen gezeigt, wie sich die Spannungen aus Eigenspannungen, Temperatur, Zugüberfahrt und Bauwerksverformung im Schienenfuß verteilen. Die Größe der anzusetzenden Lasten aus Bauwerksverformung wird dabei ermittelt. Es kann gezeigt werden, dass die Spannungsanteile sich ihrer Verteilung im Schienenfuß nach in drei Gruppen einteilen lassen, welche sich im Anschluss auch in der Ermittlung der K-Faktoren wiederfinden lassen. Schließlich wird der Zusammenhang von Verdrehung und Verschiebung des Brückenkopfes näher untersucht.

Die Eigenspannungen der Schienen experimentell ermittelt. Es zeigt sich, dass die zu erwartenden Druck-Eigenspannungen am Schienenfußrand auch in Realität anzutreffen sind. In Schienenfußmitte herrschen Zug-Eigenspannungen. Die Ausprägung der Zug-Eigenspannungen variierte jedoch je nach untersuchter Schienengüte stark.

Die bruchmechanischen Großversuche an gekerbten Schienen zeigen, dass gekerbte Schienen gleicher Güte sich ähnlich verhalten und somit bruchmechanische Konzepte, welche auf Rissen im Schienenfuß aufbauen, prinzipiell das Reißen von Schienen beschreiben können. Es wird jedoch auch festgestellt, dass die Großversuche keinen Rückschluss auf die tatsächliche Lebenserwartung einer Eisenbahnschiene im Gleis zulassen. Durch den eingebrachten Kerb werden die Probekörper so modifiziert, dass die mit ihnen gewonnenen Ergebnisse Rückschlüsse auf das anzuwendende bruchmechanische Modell zulassen. Ein Rückschluss auf den Widerstand gegen die Rissinitiierung der einzelnen Probekörper ist nicht möglich.

In bruchmechanischen Kleinversuchen werden die Bruchzähigkeiten der Schienenstähle jeweils an den Entnahmeorten „Schienenfußmitte“ und „Schienenfußrand“ ermittelt. Es zeigt sich, dass eine rein elastische Auswertung der Versuche nicht zielführend ist. Es wird eine Auswertung für elastisch-plastische Materialien notwendig. Es kann nicht abschließend geklärt werden, ob diese Notwendigkeit alleine in den Materialeigenschaften des Schienenstahls, oder auch in den sehr schmalen Proben begründet ist.

Zur Darstellung des Risswachstums mit bruchmechanischen Methoden werden verschiedene Ansätze gezeigt und die Möglichkeit zur Simulation saisonaler Abhängigkeiten und der Interaktion verschiedener Belastungen wird dargestellt. Es zeigt sich, dass die Simulation einzelner Risse sehr gut dazu geeignet ist, den Einfluss einzelner Parameter auf das Risswachstum aufzuzeigen.

FOSTA – Forschungsvereinigung Stahlanwendung e. V.

Januar 2021

## **Abstract**

In this research project, approaches for the fracture-mechanical description of crack growth in the rail foot are being developed.

For this purpose, finite element simulations are used to show how the stresses from residual stresses, temperature, train passage and structural deformation are distributed in the rail foot. The magnitude of the loads to be applied from structural deformation is determined. It can be shown that the stress components can be divided into three groups according to their distribution in the rail foot, which can then also be found in the determination of the K-factors. Finally, the connection between torsion and displacement of the bridge head is examined in more detail.

The residual stresses of the rails are determined experimentally. It is shown that the expected compressive residual stresses at the rail foot edge are also found in reality. Tensile residual stresses prevail in the centre of the rail foot. However, the extent of the residual tensile stresses varied greatly depending on the rail grade investigated.

The large-scale fracture mechanics tests on notched rails show that notched rails of the same quality behave similarly and thus fracture mechanics concepts based on cracks in the rail foot can in principle describe the cracking of rails. However, it is also noted that the large-scale tests do not allow any conclusions to be drawn about the actual life expectancy of a railway rail in the track. The notch introduced modifies the test specimens in such a way that the results obtained with them allow conclusions to be drawn about the fracture mechanics model to be applied. It is not possible to draw conclusions about the resistance to crack initiation of the individual test specimens.

In small-scale fracture mechanics tests, the fracture toughness of the rail steels is determined at the "rail foot centre" and "rail foot edge" sampling points. It turns out that a purely elastic evaluation of the tests is not expedient. An evaluation for elastic-plastic materials is necessary. It cannot be conclusively clarified whether this necessity is due to the material properties of the rail steel alone or also to the very narrow specimens.

For the representation of crack growth with fracture mechanics methods, different approaches are shown and the possibility of simulating seasonal dependencies and the interaction of different loads is presented. It is shown that the simulation of individual cracks is very well suited to show the influence of individual parameters on crack growth.

FOSTA - Research Association for Steel Application

January 2021

## Inhaltsverzeichnis Contents

1	Einleitung Introduction .....	1
2	Stand der Technik State of the art .....	2
2.1	Bisheriger Ermüdungsnachweis von Schienen Current fatigue design .....	2
2.2	Standardisierte Prüfverfahren für Eisenbahnschienen im Geltungsbereich der DB AG Test procedure for rails according to standards by the DB AG .....	4
3	Vorgehensweise Approach .....	6
4	Bestimmung der Schienenspannungen Determination of stresses in the rail .....	8
4.1	Versuche zu Bestimmung der Stützpunktsteifigkeiten Laboratory tests for determination of rail seat stiffness .....	8
4.1.1	Hintergrund Background .....	8
4.1.2	Stützpunkteigenschaften in vertikaler Richtung Properties of rail seat in vertical direction .....	10
4.1.3	Stützpunkteigenschaften in lateraler Richtung Properties of rail seat in lateral direction .....	14
4.2	Numerische Modellbildung zur zutreffenden Prognose der Schienenbeanspruchung .....	17
4.2.1	Allgemeines .....	17
4.2.2	Beschreibung des FE-Modells Description of the FE-Model .....	18
4.2.3	Untersuchung spezieller Beanspruchungen von Schienen .....	22
4.3	Grenzwertbetrachtungen von vertikalen Schienenstützpunktkräften infolge von Verdrehung und Vertikalversatz im Bereich von Bauwerkstrennfugen .....	31
4.3.1	Allgemeines .....	31
4.3.2	Grundlegende Verformungsanteile im Trennfugenbereich .....	32
4.3.3	Vorgehensweise .....	34
4.3.4	Diagramme zur Bestimmung von Grenzräumen .....	36
4.3.5	Schienenspannungen infolge von Verdrehung, Vertikalversatz und Radlast .....	38
4.4	Schienenspannungen infolge lateralen Versatzes .....	42
4.4.1	Allgemeines .....	42
4.4.2	Schienenspannungen infolge Lateralversatz .....	43
4.5	Ableiten von Spannungen aus Zugüberfahrt für weitere Berechnungen Deduction of Stresses from Passing Trains for Further Calculations .....	45
4.6	Temperaturspannungen Stresses from temperature .....	46

4.7	Überlagerung von Spannungen Superposition of Stresses .....	48
5	Materialcharakterisierung Characterization of the Material .....	52
5.1	Normative Grundlagen Standards .....	52
5.2	Mikroskopische Analysen Microscopy .....	52
5.3	Zugversuch Tensile test.....	54
5.3.1	Normative Grundlagen.....	54
5.3.2	Gewählte Probengeometrie, Entnahmeorte, Prüfverfahren und Prüfmaschinen.....	54
5.3.3	Ergebnisse der Zugversuche.....	55
5.3.4	Diskussion der Ergebnisse und statistische Analyse .....	57
5.4	Eigenstressen Residual stresses.....	58
5.4.1	Allgemeines .....	58
5.4.2	Ermittlung der Eigenstressen im Sägeschnittverfahren .....	60
5.5	Oberflächencharakterisierung Characterization of the rail's surfaces .....	66
5.5.1	Oberfläche werksneuer Schienen.....	67
5.5.2	Oberfläche gebrauchter Schienen .....	68
5.6	Bruchzähigkeit Fracture toughness .....	77
5.6.1	Normative Grundlagen.....	77
5.6.2	Gewählte Probengeometrie, Entnahmeorte, Prüfverfahren und Prüfmaschinen.....	77
5.6.3	Ergebnisse der $K_{IC}$ -Versuche .....	79
6	Bruchmechanik Fracture mechanics .....	83
6.1	K-Konzept K-Concept .....	83
6.1.1	K-Faktor in der Schienenfußmitte .....	84
6.1.2	K-Faktor am Schienenfußrand.....	85
6.1.3	Superposition von K-Faktoren, Bestimmung des Spannungsverhältnisses.....	86
6.2	Korrosionsermüdung vs. Spannungsrisskorrosion true corrosion fatigue vs. stress corrosion fatigue.....	87
6.3	Rissfortschrittsgesetze Crack growth laws .....	88
6.3.1	Der Begriff des stabilen Risswachstums.....	91
6.4	Großmaßstäbliche Versuche zur Kalibrierung der bruchmechanischen Modelle Large scale test for calibration of fracture mechanics model.....	91
6.4.1	Beschreibung des Prüfkonzeptes mit vorkonditionierten Schienenproben Description of test concept with pre-conditioned test samples .....	92

6.4.2	Einschränkung gegenüber Untersuchungen an Schienenproben ohne Kerbe Limitation compared to investigation on rail samples without notch .....	93
6.4.3	Voruntersuchungen zur Wahl der geeigneten Kerbform Pretest with variation of shape of notch .....	94
6.4.4	Erfassung des Risswachstums mit Dehnungsmessstreifen (DMS) Recording of crack growth with strain gauges .....	96
6.4.5	Versuch der Kalibrierung des Messsystems mit Rastlinien Effort to calibrate measurement with beach marks .....	102
6.4.6	Kalibrierung des Messsystems anhand der Abmessungen der Ermüdungsbruchfläche Calibration of measurement on basis of dimension of fractured surface .....	104
6.4.7	Durchführung und Auswertung der großmaßstäblichen Ermüdungsversuche Execution and evaluation of large scale fatigue tests.....	108
6.4.8	Schlussfolgerungen auf das Risswachstumsverhalten der verschiedenen untersuchten Schientypen Conclusion on fracture growth of investigated different types of rails .....	133
6.5	Rissfortschrittsberechnung Crack growth simulations .....	134
6.6	Sprödbruchnachweis mit dem FAD-Diagramm Proof against brittle fracture with the FAD-diagram.....	136
7	Zusammenfassung Summary .....	139
8	Ausblick Perspective .....	141
9	Liste der Anhänge List of appendices .....	142
10	Literaturverzeichnis Bibliography .....	143
Anhang	Annex .....	149



## Abbildungsverzeichnis

Abbildung 2-1: links: Wöhlerkurve, rechts:Smith-Diagramm nach [Kop70] .....	3
Abbildung 2-2: Spannungsanteile im Schienenfuß (60 E2, 900 N/mm <sup>2</sup> ) aus [Fre12].....	4
Abbildung 4-1: Technische Regelzeichnung des Systems BSP FF-B2 [Schw12] .....	9
Abbildung 4-2: Systems BSP FF-B2 im Prüfaufbau zur Ermittlung der vertikalen Federsteifigkeit .....	11
Abbildung 4-3: Statische Kennlinie des Systems BSP FF-B2 bei einsenkender Belastung (T=+23°C und T=-20°C) .....	13
Abbildung 4-4: Statische Kennlinie des Systems BSP FF-B2 bei abhebender Belastung (T=+23°C und T=-20°C) .....	13
Abbildung 4-5: Prüfaufbau zur Ermittlung der lateralen Steifigkeit des BSP FF-B2 .....	14
Abbildung 4-6: Laterale Belastung in Richtung „Schieneninnenseite“ bei T = +23°C .....	15
Abbildung 4-7: Laterale Belastung in Richtung „Schienenaußenseite“ bei T = +23°C .....	16
Abbildung 4-8: Laterale Belastung in Richtung „Schieneninnenseite“ bei T = -20°C .....	16
Abbildung 4-9: Laterale Belastung in Richtung „Schienenaußenseite“ bei T = -20°C .....	17
Abbildung 4-10: Gesamtmodell der Schiene; hier beispielhaft mit fünf Stützpunkten dargestellt .....	18
Abbildung 4-11: Querschnitt durch das Gesamtmodell; Darstellung der »Dummyplatte« für die Sickengrundplatte, starren Kopplungen an die Auflagerfeder, Rissfedern als Verbindungselemente an den Schienenkörper sowie vorgespannten Einzelfedern zur Abbildung der Spannklemmen .....	19
Abbildung 4-12: Verlauf der Spannungen in Schienenlängsrichtung an der Oberfläche, für verschiedene Radlasteinleitungen, Schiene S 54, aus [Fas77] .....	22
Abbildung 4-13: Verlauf der Spannungen in Längsrichtung an der Schienenoberfläche für eine vertikale, zentrische Lasteinleitung, F=100 kN; links: Spannungen Schiene 60E2 aus FE-Berechnung, rechts: Spannungen Schiene S 54 aus Laborversuch [Fas77]; blaue Linie entspricht Spannungsverlauf für $M_y / W_y$ .....	24
Abbildung 4-14: Verlauf der Spannungstrajektorien für Spannungen in Schienenlängsrichtung, Längsschnitt für mittigen Bereich des Modells. Druckspannungen sind rot und Zugspannungen blau dargestellt .....	24
Abbildung 4-15: Verlauf der Spannungen in Längsrichtung an der Schienenoberfläche für eine vertikale, exzentrische Lasteinleitung, F=100 kN, e=15 mm; oben: Spannungen Schiene 60E2 aus FE-Berechnung im Querschnitt und an der Oberfläche, unten: Spannungen an der Oberfläche, Schiene S 54 aus Laborversuch [Fas77]; blaue Linie entspricht Spannungsverlauf für $M_y / W_y$ .....	25
Abbildung 4-16: Verlauf der Spannungen in Längsrichtung an der Schienenoberfläche für eine vertikale und horizontale, exzentrische Lasteinleitung, $F_{\text{vert}} = 87\text{kN}$ , $F_{\text{hor}} = 50\text{kN}$ , e=30 mm; oben: Spannungen Schiene 60E2 aus FE-Berechnung im Querschnitt und an der Oberfläche, unten: Spannungen an der Oberfläche, Schiene S 54 aus Laborversuch [Fas77]; blaue Linie entspricht Spannungsverlauf für $M_y / W_y$ .....	26
Abbildung 4-17: Darstellung der Wölbkrafttorsion in der Schiene als „gegengleiche Biegung“ .....	28

Abbildung 4-18: Grenzwerte für den maximal zulässigen seitlichen Verschleiß der Schiene UIC 60 [Lic04] .....	29
Abbildung 4-19: Einhüllende der maximalen Zugspannungen im Schienenfuß; oben: Berechnung für den maximal zulässigen vertikalen Verschleiß der Schiene; unten: Berechnung für eine walzneue Schiene .....	30
Abbildung 4-20: Endtangentialwinkel im Bereich von Trennpfeilern mit zwei Überbauten infolge beidseitiger Belastung [DB14].....	32
Abbildung 4-21: Schematische Darstellung der resultierenden Längsverschiebung und des vertikalen Versatzes infolge Verdrehung des Überbaus bei Lagerüberständen [Fr2012] .....	33
Abbildung 4-22: Schematische Darstellung der Lastaufbringung im Rechenmodell für den Trennfugenbereich; oben: LF 1 „einseitige Verdrehung“, unten: LF 2 „vertikaler Versatz“ .....	35
Abbildung 4-23: Bilineare und trilineare Arbeitslinien der Schienenstützpunkte für den drückenden und abhebenden Bereich.....	35
Abbildung 4-24: Schematische Darstellung eines $\varphi$ - $\delta$ -Diagramms für abhebende Schienenstützpunktkräfte infolge Bauwerksverformungen bei linearer und nichtlinearer Federsteifigkeit Figure 4-24: Schematic representation of a $\varphi$ - $\delta$ -diagram for lifting forces of the point supports of the rail due to a displacement of the bridge superstructure using linear and nonlinear characteristic spring curves.....	36
Abbildung 4-25: Schematische Darstellung eines $\varphi$ - $\delta$ -Diagramms für drückende Schienenstützpunktkräfte infolge Bauwerksverformungen bei linearer und nichtlinearer Federsteifigkeit Figure 4-25: Schematic representation of a $\varphi$ - $\delta$ -diagram for pressing forces of the point supports of the rail due to a displacement of the bridge superstructure using linear and nonlinear characteristic spring curves .....	37
Abbildung 4-26: Beispielhafte Darstellung der Schienenspannungsberechnung für den Grenzwert einer Parameterkombination von Vertikalversatz und Verdrehung.....	38
Abbildung 4-27: Schematische Darstellung des lateralen Versatzes $\Delta h$ ; Draufsicht auf Schienen im Übergangsbereich; stark überhöhte Darstellung .....	42
Abbildung 4-28: Spannungsverlauf eines Zuges des Regel- bzw. Schwerverkehrs .....	46
Abbildung 4-29: Temperaturspannungen im durchgehend geschweißten Gleis (Druck ist negativ, Zug ist positiv).....	47
Abbildung 4-30: Abhängigkeit der Komponenten .....	50
Abbildung 4-31: Spannungsverteilung in der Schiene infolge unterschiedlicher Belastungssituationen.....	50
Abbildung 5-1: Längsschliff eines Schienenfußes der Güte R260A in 500facher Vergrößerung .....	53
Abbildung 5-2: Vorgaben zur Zugprobengeometrie aus [DIN6892-1] .....	54
Abbildung 5-3: oben links: Spannung-Dehnung Rand (Z4) vs. Mitte (Z3); oben rechts: Sortierung alle nach Entnahmeort; unten: Sortierung alle nach Stahlsorte .....	55
Abbildung 5-4: links: Clusteranalyse mit allen Werten, rechts: Clusteranalyse ohne Proben 18 und 34.....	57
Abbildung 5-5: Verlauf der Eigenspannungen in der Schiene aus [Mei37] .....	59
Abbildung 5-6: Messpositionen der Eigenspannungsermittlung an Profil 60E2 gemäß [DBS 918254-1] und gewählte Positionen (grün markiert).....	61
Abbildung 5-7: Sägeschnittverfahren (zweiter Schnitt).....	62

## Verzeichnisse

### Lists

---

Abbildung 5-8: Entwicklung der Profildehnungen während der Schnitfführung .....	63
Abbildung 5-9: links: Geometrische Kerben im Schienenfuß; mitte: Ein Riss, der in einer geometrischen Kerbe startete [Kot12]; rechts: Rissbenennung [BSI 7910] .....	67
Abbildung 5-10: oben links: nach Cola; oben rechts: nach Essigessenz; unten links: mikroskopische Ansicht der Schienenoberfläche mit Rostresten; unten rechts: mikroskopische Ansicht der entrosteten Schienenoberfläche .....	70
Abbildung 5-11: oben links: Schienenstücke mit PROBEscanner; oben rechts: Schienenstück mit Referenzmarken; unten: Punktwolke der Schiene mit Koordinatensystem .....	72
Abbildung 5-12: oben links: Ausschnitt klassiertes Tiefenprofil (orange: Originalprofil, grau: klassiertes Profil, blau: Klassengrenzen); oben rechts: klassiertes Profil mit markierten Umkehrpunkten; unten: Vergleich klassiertes Profil (grau) mit aus [BSI7910] resultierendem (grün) .....	74
Abbildung 5-13: oben links: Vergleich der Kerbtiefen von vor (E1) und nach dem Entrosten (E2) der neuen Schiene; oben rechts: Vergleich der Kerbtiefen von vor (E1) und nach dem Entrosten (E2) der korrodierten Schiene; unten: Vergleich der Kerbtiefen der korrodierten Schiene vor und nach dem entrosten.....	76
Abbildung 5-14: A: Probengeometrie und Abmessungen der SENB3-Proben; B: Lage der Proben im Schienenfuß.....	78
Abbildung 5-15: Bruchfläche Probe G17-66.....	79
Abbildung 5-16: Bestimmung der Kraft $P_Q$ nach [DIN13674-1] .....	80
Abbildung 5-17: Ergebnisse der $K_{Ic}$ -Versuche; links: linear-elastische Auswertung; rechts: plastische Auswertung.....	81
Abbildung 5-18: $K_{Ic}$ -Ergebnisse aller Versuche .....	82
Abbildung 6-1: Spannungssituationen zur K-Faktor-Auswahl .....	84
Abbildung 6-2: K-Faktor-Lösung für die Schienenfußmitte nach [New79] .....	85
Abbildung 6-3: K-Faktor-Lösung für den Schienenfußrand nach [AIL98].....	85
Abbildung 6-4: Skizze eines Eckrisses aus [New84].....	86
Abbildung 6-5: Definition der K-Werte in einem Schwingenspiel [Blu95] .....	87
Abbildung 6-6: links: Rissfortschrittswirksame Teile des Beanspruchungsablaufs (dick ausgezogene Kurvenanteile) bei Schwingrisskorrosion (a) und bei Spannungsrisskorrosion (b) [Rad95]; rechts: Rissfortschrittsdiagramme der verschiedenen Angriffsarten [Aus80].....	88
Abbildung 6-7: Phasen des Risswachstums aus [Ric09] .....	89
Abbildung 6-8: Risswachstum mit dem PARIS-Gesetz und dem modifizierten FORMAN-Gesetz .....	90
Abbildung 6-9: Eventuelles stabiles Risswachstum bei statischer Belastung bei Probe G15-58 .....	91
Abbildung 6-10: Schematische Darstellung der geometrischen Kenngrößen a und c einer elliptischen Kerbform [Lan16a].....	92
Abbildung 6-11: Bruchfläche mit zwei unabhängigen Risswachstumsbereichen bei Kerbform mit konstanter Tiefe (Vorversuch) .....	95
Abbildung 6-12: Bruchfläche mit schwach ausgeprägtem Tiefenwachstum des Risses bei Kerbe mit Tiefe a = 4,0 mm (Vorversuch) .....	95
Abbildung 6-13: Isometrische Darstellung der gewählten Kerbgeometrie .....	96
Abbildung 6-14: Variation der DMS-Position in Vorversuchen .....	97

Abbildung 6-15: Einfluss der DMS-Position (siehe Abbildung 6-14) auf die Erfassung des Risswachstums .....	98
Abbildung 6-16: Gewählte DMS-Positionierung neben elliptischer Kerbe .....	99
Abbildung 6-17: Spannungsverlauf (Schienenlängsrichtung) neben Kerbe bis zum Bruchereignis .....	100
Abbildung 6-18: Applikation weiterer drei DMS (links) mit Messgitterrichtung lateral zur Schienenlängsrichtung .....	101
Abbildung 6-19: Spannungsverlauf (Schienenquerrichtung) neben Kerbe bis zum Bruchereignis .....	101
Abbildung 6-20: Ermüdungsbruchfläche mit mehreren Spaltbrüchen gegen Versuchsende	102
Abbildung 6-21: Spannungsverlauf neben Kerbe bei Variation der Schwingbreite .....	103
Abbildung 6-22: Vergleich von Bruchfläche mit angestrebten Rastlinien (links) [Lan16b] und Schienenbruchfläche ohne Rastlinien trotz Prüfung mit Spannungsvariation (rechts) .	103
Abbildung 6-23: Von zwei Startpunkten ausgehendes Risswachstum .....	105
Abbildung 6-24: Korrelation von Fläche und Stich, fehlender Bezug zum Radius. ....	105
Abbildung 6-25: Zusammenhang zwischen Risstiefe (Stich [mm]) und verbleibender Dehnung neben dem Riss unmittelbar vor dem Bruchereignis .....	106
Abbildung 6-26: Zusammenhang zwischen Ermüdungsbruchfläche [mm <sup>2</sup> ] und Dehnungsänderung neben Riss .....	107
Abbildung 6-27: Vergleich der Polynomfunktion aus DMS 2 (ungeeignet) und DMS 3 (geeignet) für die Verifizierung des Flächenwachstums des Ermüdungsbruchs .....	108
Abbildung 6-28: Schienenprobe in der Fräsmaschine mit Kerbe auf der Schienenfußunterseite .....	109
Abbildung 6-29: Schemaskizze der 4-Punkt Biegezugprüfung .....	109
Abbildung 6-30: Prüfaufbaus der 4-Punkt Biegezugprüfung .....	110
Abbildung 6-31: Ermüdungsbruchfläche mit zwei lokalen Spaltbrüchen (Flächenanteil: 6,5%) .....	112
Abbildung 6-32: Ermüdungsbruchfläche mit einem großen Spaltbruch (Flächenanteil: 21%) .....	112
Abbildung 6-33: Ermüdungsbruchfläche mit unterschiedlichen Spaltbrüchen (Flächenanteil: 37%) .....	113
Abbildung 6-34: Erfasste Messwerte (links) und Betrachtung als Änderung im Versuchsverlauf (rechts) .....	115
Abbildung 6-35: Anriss bei 97% DMS 1 (links) und weitere Betrachtung von DMS 2 + 3 bei $\sigma_0$ (rechts) .....	116
Abbildung 6-36: Risstiefe und Rissfläche in Abhängigkeit der Lastspiele mit Risswachstum .....	116
Abbildung 6-37: Wachstumsrate in Abhängigkeit der Lastspielzahl innerhalb von je 5000 Lastspielen .....	117
Abbildung 6-38: Risstiefe in Abhängigkeit der Lastspielzahl bei R = 0,5 (R260A, R350, R260B) .....	118
Abbildung 6-39: Risstiefe in Abhängigkeit der Lastspielzahl bei R = 0,35 (R260A, R350, R260B) .....	119
Abbildung 6-40: Risstiefe in Abhängigkeit der Lastspielzahl bei R = 0,2 (R260A, R350, R260B) .....	120

## Verzeichnisse

### Lists

---

Abbildung 6-41: Rissfläche in Abhängigkeit der Lastspielzahl bei $R = 0,5$ (R260A, R350, R260B) .....	122
Abbildung 6-42: Rissfläche in Abhängigkeit der Lastspielzahl bei $R = 0,35$ (R260A, R350, R260B) .....	123
Abbildung 6-43: Rissfläche in Abhängigkeit der Lastspielzahl bei $R = 0,2$ (R260A, R350, R260B) .....	124
Abbildung 6-44: Wachstumsrate der Risstiefe [ $\mu\text{m}/1000 \text{ LS}$ ] bei $R = 0,5$ (R260A, R350, R260B) .....	126
Abbildung 6-45: Wachstumsrate der Risstiefe [ $\mu\text{m}/1000 \text{ LS}$ ] bei $R = 0,35$ (R260A, R350, R260B) .....	127
Abbildung 6-46: Wachstumsrate der Risstiefe [ $\mu\text{m}/1000 \text{ LS}$ ] bei $R = 0,2$ (R260A, R350, R260B) .....	128
Abbildung 6-47: Wachstumsrate der Rissfläche [ $\text{mm}^2/1000 \text{ LS}$ ] bei $R = 0,5$ (R260A, R350, R260B) .....	130
Abbildung 6-48: Wachstumsrate der Rissfläche [ $\text{mm}^2/1000 \text{ LS}$ ] bei $R = 0,35$ (R260A, R350, R260B) .....	131
Abbildung 6-49: Wachstumsrate der Rissfläche [ $\text{mm}^2/1000 \text{ LS}$ ] bei $R = 0,2$ (R260A, R350, R260B) .....	132
Abbildung 6-50: Rissfortschritt in einer Platte in einem Jahr .....	136
Abbildung 6-51: FAD-Diagramm verschiedener Schienenstahlgüten .....	137
Abbildung 6-52: links: Darstellung von Auswertepunkten im FAD-Diagramm basierend auf einer maximalen Abschätzung der einwirkenden Lasten; rechts: Häufigkeitsverteilung der Auswertepunkte im FAD-Diagramm .....	138

## List of figures

Figure 2-1: left: Wöhler curve, right: Smith diagram according to [Kop70] .....	3
Figure 2-2: Stress shares in the rail foot (60 E2, 900 N/mm <sup>2</sup> ) from [Fre12].....	4
Figure 4-1: Technical drawing of system BSP FF-B2 [Schw12] .....	9
Figure 4-2: Test set-up with system BSP FF-B2 for determination of vertical spring stiffness	11
Figure 4-3: Static load-deflection behavior of system BSP FF-B2 under vertical loading downwards (T=+23°C and T=-20°C) .....	13
Figure 4-4: Static load-deflection behavior of system BSP FF-B2 under vertical loading upwards (T=+23°C and T=-20°C).....	13
Figure 4-5: Test setup for determination of lateral stiffness of BSP FF-B2 .....	14
Figure 4-6: Lateral loading in direction “gauge side” at T = +23C° .....	15
Figure 4-7: Lateral loading in direction “field-side” at T = +23C° .....	16
Figure 4-8: Lateral loading in direction “gauge side” at T = -20C° .....	16
Figure 4-9: Lateral loading in direction “field-side” at T = -20C° .....	17
Figure 4-10: Complete Finite Element Model of the rail; shown here for an example with 5 support points .....	18
Figure 4-11: Cross section of the finite element model; presentation of the “dummyplate” for the ground plate, rigid couplings to the support spring, nonlinear spring elements as a connection to the rail and prestressed single spring elements for the simulation of the rail clamps .....	19
Figure 4-12: Distribution of stresses in longitudinal direction of the rail on the surface, for different load applications, rail type S 54, according to [Fas77] .....	22
Figure 4-13: Distribution of stresses in longitudinal direction of the rail on the surface for a vertical, centric load application, F=100 kN; left: stresses in rail type 60E2 according to a finite element analyses, right: stresses rail type S 54 according to experiments of [Fas77]; blue line corresponds to the stress distribution for My/Wy .....	24
Figure 4-14: Distribution of stress trajectories for stresses in longitudinal direction of the rail, longitudinal section for the central area of the model. Compressive stresses are shown in red and tensile stresses are shown in blue.....	24
Figure 4-15: Distribution of stresses in longitudinal direction of the rail on the surface for a vertical, eccentric load application, F=100 kN, e=15 mm; above: stresses in rail type 60E2 according to a finite element analyses in the cross section and on the surface, below: stresses on the surface, rail type S 54 according to experiments of [Fas77]; blue line corresponds to the stress distribution for My/Wy .....	25
Figure 4-16: Distribution of stresses in longitudinal direction of the rail on the surface for a vertical and horizontal, eccentric load application, F <sub>vert</sub> = 87kN, F <sub>hor</sub> = 50kN, e=30 mm; above: stresses in rail type 60E2 according to a finite element analyses in the cross section and on the surface, below: stresses on the surface, rail type S 54 according to experiments of [Fas77]; blue line corresponds to the stress distribution for My/Wy .....	26
Figure 4-17: Representation of the warping torsion in the rail as contrasting couple of forces .....	28
Figure 4-18: limit values for the maximum permitted lateral wear [Lic04].....	29
Figure 4-19: Envelope of maximal tensile stresses in the rail foot; above: simulation for the maximum permitted vertical wear of the rail; below: simulation for a new rail .....	30

## Verzeichnisse

### Lists

---

Figure 4-20: End tangent angle in the area of dividing piers with two superstructures due to double-sided loading [DB14] .....	32
Figure 4-21: Schematic representation of resulting longitudinal displacement and vertical offset due to the rotation of a superstructure with an overlap of the bridge bearing [Fr2012] .....	33
Figure 4-22: Schematic representation of the load application in the simulation model for the transition area of dam area and bridge superstructure; above: LF 1 “rotation on one side”, below: LF 2 “vertical offset” .....	35
Figure 4-23: Bilinear and trilinear characteristic spring curves of the point supports of the rail for pressing and lifting forces.....	35
Abbildung 4-24: Schematische Darstellung eines $\varphi$ - $\delta$ -Diagramms für abhebende Schienenstützpunktkräfte infolge Bauwerksverformungen bei linearer und nichtlinearer Federsteifigkeit Figure 4-24: Schematic representation of a $\varphi$ - $\delta$ -diagram for lifting forces of the point supports of the rail due to a displacement of the bridge superstructure using linear and nonlinear characteristic spring curves .....	36
Abbildung 4-25: Schematische Darstellung eines $\varphi$ - $\delta$ -Diagramms für drückende Schienenstützpunktkräfte infolge Bauwerksverformungen bei linearer und nichtlinearer Federsteifigkeit Figure 4-25: Schematic representation of a $\varphi$ - $\delta$ -diagram for pressing forces of the point supports of the rail due to a displacement of the bridge superstructure using linear and nonlinear characteristic spring curves.....	37
Figure 4-26: Exemplary presentation of a rail stress calculation for the maximum permissible values of a parameter combination of vertical offset and rotation angle .....	38
Figure 4-27: Schematic representation of the lateral offset $\Delta h$ ; top view of the rails in the transition zone; enhanced representation .....	42
Figure 4-28: Stresses from a passing train from the regular respectively heavy traffic.....	46
Figure 4-29: Stresses from temperature changes in the continuously welded rail (compression is negative, tension is positive).....	47
Figure 4-30: Dependencies of the components .....	50
Figure 4-31: Distribution of stresses in the rail resulting from different loading situations .....	50
Figure 5-1: lengthwise cut metallographic specimen of the steel R260A in 500-fold enlargement.....	53
Figure 5-2: Geometry of probes for tensile tests from [DIN6892-1] .....	54
Figure 5-3: above left: Stress-strain curve of an edge probe (Z4) and a middle probe (Z3); above right: sorted depending on place of removal of the probes (middle/ edge); underneath: sorted depending on steel grade.....	55
Figure 5-4: left: Cluster analysis with all results; right: Cluster analysis without probes 18 and 34 .....	57
Figure 5-5: distribution of residual stresses in the rail from [Mei37] .....	59
Figure 5-6: Measurement positions for determination of residual stresses on rail profile 60E2 according to [DBS 918254-1] and chosen positions (marked green).....	61
Figure 5-7: Cut clear procedure (second cut).....	62
Figure 5-8: Progress of strains of rail profile whilst cut clear procedure.....	63
Figure 5-9: left: geometry of geometrical flaws in the rail foot; middle: a crack that started at a geometrical flaw; right: nomenclature for cracks in [BSI7910].....	67

Figure 5-10: above left: after Coke; above right: after vinegar essence; below left: microscopic view of the rail surface with rests of rost; below right: microscopic view of the rail surface after rost removal.....	70
Figure 5-11: above left: parts of the rail with the PROBEscanner; above right: Parts of the rail with reference marks; below: point cloud of the rail with coordinate system .....	72
Figure 5-12: above left: detail from a classed depth profile (orange: original data, gray: classed profile, blue: classes); above right: classed profile with marked reversal points; below: comparison between the classed profile (gray) and the one resulting from [BSI7910] (green) .....	74
Figure 5-13: above left: Comparison of the depth of the flaws before (E1) and after (E2) rost removal of the new rail; above right: Comparison of the depth of the flaws before (E1) and after (E2) rost removal of the corroded rail; below: Comparison of the depth of the flaws of the corroded rail before and after rost removal .....	76
Figure 5-14: Probe geometry and dimensions of the SENB3 probes; B: Location of the probes in the rail foot .....	78
Figure 5-15: Fracture surface of probe G17-66 .....	79
Figure 5-16: determination of the force $P_Q$ in [DIN13674-1] .....	80
Figure 5-17: Results of the $K_{Ic}$ -Experiments; left: linear-elastic evaluation; right: plastic evaluation .....	81
Figure 5-18: $K_{Jc}$ -results of all experiments.....	82
Figure 6-1: Stress-distributions for the choice of K-factor solutions .....	84
Figure 6-2: K-factor-solution for the middle of the rail foot from [New79] .....	85
Figure 6-3: K-factor-solutions for the edge of the rail foot from [AIL98] .....	85
Figure 6-4: Sketch of an edge crack from [New84] .....	86
Figure 6-5: Definition of the K-values in one load cycle from [Blu95] .....	87
Figure 6-6: left: Parts of the load cycles affecting crack growth (thick parts of the lines) for true corrosion fatigue(a) and stress corrosion fatigue (b) from [Rad95]; right: crack growth diagrams for the different kinds of fatigue [Aus80] .....	88
Figure 6-7: Phases of crack growth from [Ric09].....	89
Figure 6-8: Crack growth with the PARIS-law and the modified FORMAN-law.....	90
Figure 6-9: probable ductile tearing (probe G-15-58) .....	91
Figure 6-10: Schematic of geometric properties a and c of an elliptic notch [Lan16a] .....	92
Figure 6-11: Fractured surface with two independent areas of crack growth at test sample with notch geometry of constant depth (pretest).....	95
Figure 6-12: Fractured surface with poor developed crack growth in depth at test sample with notch depth $a = 4,0$ mm (pretest).....	95
Figure 6-13: Isometric sketch of chosen notch geometry .....	96
Figure 6-14: Variation of strain gauge position in pretests .....	97
Figure 6-15: Effect of position of strain gauge (see Figure 6-14) on measurement of crack growth .....	98
Figure 6-16: Chosen positioning of strain gauges beside elliptic notch.....	99
Figure 6-17: Stress gradient (longitudinal rail direction) beside notch until rail cracking .....	100
Figure 6-18: Application of three additional strain gauges (left) with direction of measurement grid lateral to longitudinal rail direction .....	101
Figure 6-19: Stress gradient (lateral rail direction) beside notch until rail cracking .....	101



Figure 6-20: Area of fatigue fracture with several cleavage fractures towards closing the test ..... 102

Figure 6-21: Stress gradient beside notch at variation of range..... 103

Figure 6-22: Comparison of target benchmarks (left) [Lan16b] and fractured surface of rail profile without benchmarks even though loading with stress variation (right) ..... 103

Figure 6-23: Growth of fracture with initialization from two positions ..... 105

Figure 6-24: Correlation of fracture area and depth, missing relation to radius. .... 105

Figure 6-25: Correlation between fracture depth [mm] and remaining strain beside fracture just before cracking occurred ..... 106

Figure 6-26: Correlation between fracture area [mm<sup>2</sup>] and change of strains beside fracture ..... 107

Figure 6-27: Comparison of polynomial function of DMS 2 (not suitable) and DMS 3 (suitable) for verification of growth of fatigue fracture area ..... 108

Figure 6-28: Rail sample in milling machine with notch on bottom side of rail foot ..... 109

Figure 6-29: Sketch of 4-point bending tensile test ..... 109

Figure 6-30: Test set-up of 4-point bending tensile test ..... 110

Figure 6-31: Fatigue fracture with two cleavage fractures (surface ratio: 6,5%) ..... 112

Figure 6-32: Fatigue fracture with one big cleavage fracture (surface ratio: 21%)..... 112

Figure 6-33: Fatigue fracture with different cleavage fractures (surface ratio: 37%)..... 113

Figure 6-34: Recorded measurement (left) and change of values respect to test initialization (right) ..... 115

Figure 6-35: Crack initialization at 97% DMS 1 (left) and ongoing evaluation of DMS 2 +3 at  $\sigma_o$  (right)..... 116

Figure 6-36: Depth and area of fatigue fracture respect to load cycles with fracture growth 116

Figure 6-37: Rate of fracture growth respect to load cycles within each 5000 load cycles ... 117

Figure 6-38: Depth of fatigue fracture related to load cycles at R = 0.5 (R260A, R350, R260B) ..... 118

Figure 6-39: Depth of fatigue fracture related to load cycles at R = 0.35 (R260A, R350, R260B) ..... 119

Figure 6-40: Depth of fatigue fracture related to load cycles at R = 0.2 (R260A, R350, R260B) ..... 120

Figure 6-41: Area of fatigue fracture related to load cycles at R = 0.5 (R260A, R350, R260B) ..... 122

Figure 6-42: Area of fatigue fracture related to load cycles at R = 0.35 (R260A, R350, R260B) ..... 123

Figure 6-43: Area of fatigue fracture related to load cycles at R = 0.2 (R260A, R350, R260B) ..... 124

Figure 6-44: Rate of depth of fracture growth [ $\mu\text{m}/1000 \text{ Ic}$ ] at R = 0.5 (R260A, R350, R260B) ..... 126

Figure 6-45: Rate of depth of fracture growth [ $\mu\text{m}/1000 \text{ Ic}$ ] at R = 0.35 (R260A, R350, R260B) ..... 127

Figure 6-46: Rate of depth of fracture growth [ $\mu\text{m}/1000 \text{ Ic}$ ] at R = 0.2 (R260A, R350, R260B) ..... 128

Figure 6-47: Rate of area of fracture growth [ $\text{mm}^2/1000 \text{ Ic}$ ] at R = 0.5 (R260A, R350, R260B) ..... 130

Figure 6-48: Rate of area of fracture growth [ $\text{mm}^2/1000 \text{ lc}$ ] at  $R = 0.35$  (R260A, R350, R260B) ..... 131

Figure 6-49: Rate of area of fracture growth [ $\text{mm}^2/1000 \text{ lc}$ ] at  $R = 0.2$  (R260A, R350, R260B) ..... 132

Figure 6-50: Crack growth in a plate in one year ..... 136

Figure 6-51: FAD-Diagramm of different rail steel qualities ..... 137

Figure 6-52: left: FAD-diagram with evaluation points based on a maximal estimation of loads;  
right: frequency distribution of evaluation points in the FAD-diagram ..... 138

---

## Tabellenverzeichnis

Tabelle 4-1: Vertikale Stützpunktsteifigkeit [kN/mm] unter einsenkender und abhebender Belastung bei $T = +23^{\circ}\text{C}$ und $T = -20^{\circ}\text{C}$ .....	12
Tabelle 4-2: Querschnittswerte der Schienen 60E1 und 60E2 .....	20
Tabelle 4-3: Schienenspannungen infolge von Verdrehung, Vertikalversatz und Radlast unter Verwendung von linearen Stützpunktsteifigkeiten ( $a = 600 \text{ mm}$ ) .....	39
Tabelle 4-4: Schienenspannungen infolge von Verdrehung, Vertikalversatz und Radlast unter Verwendung von linearen Stützpunktsteifigkeiten ( $a = 650 \text{ mm}$ ) .....	40
Tabelle 4-5: Schienenspannungen infolge von Verdrehung, Vertikalversatz und Radlast unter Verwendung von nichtlinearen Stützpunktsteifigkeiten .....	41
Tabelle 4-6: Maximale Längszugspannungen am Schienenfußrand für verschiedene Werte des lateralen Versatzes und Federkennlinien mit und ohne Spiel von $1,75 \text{ mm}$ .....	44
Tabelle 4-7: Mögliche Kombinationen relevanter Lasten aus [Pes16a] .....	49
Tabelle 4-8: Spannungssuperposition .....	51
Tabelle 5-1: Mittelwerte der Ergebnisse der Zugversuche .....	58
Tabelle 5-2: Eigenspannungen [ $\text{N}/\text{mm}^2$ ] im Sägeschnittverfahren (Symmetriebetrachtung) ..	64
Tabelle 5-3: Eigenspannungen [ $\text{N}/\text{mm}^2$ ] im Sägeschnittverfahren (alle Messwerte) .....	64
Tabelle 5-4: Elastizitätsmodul [ $\text{N}/\text{mm}^2$ ] aus Zugversuchen (Auszug aus Tabelle 5-1) .....	65
Tabelle 5-5: Ermittelte Eigenspannungen [ $\text{N}/\text{mm}^2$ ] bei Ansatz positionsabhängiger E-Moduln .....	66
Tabelle 5-6: Maße maximaler Kerben im Schienenfuß nach [DIN13674-1] .....	67
Tabelle 6-1: Gewählte Zugspannungen [ $\text{N}/\text{mm}^2$ ] und korrespondierende Prüflasten [kN] ....	111
Tabelle 6-2: Zusammenhang zwischen Schientyp und Auftreten von Spaltbrüchen .....	113
Tabelle 6-3: Zusammenhang zwischen Spannungsbereich und Auftreten von Spaltbrüchen .....	114
Tabelle 6-4: Lastspiele mit Risswachstum in Abhängigkeit von Schientyp und Spannungsbereich .....	114
Tabelle 6-5: Nomenklatur der Simulationen .....	134

## List of tables

Table 4-1: Vertical stiffness of rail seat [kN/mm] respect to loading direction downwards and upwards at T = +23°C und T = -20°C .....	12
Table 4-2: Cross-section values of rail types 60E1 and 60E2 .....	20
Table 4-3: Stresses in the rail due to rotation, vertical offset and wheel load for point supports with linear stiffness (a=600 mm) .....	39
Table 4-4: Stresses in the rail due to rotation, vertical offset and wheel load for point supports with linear stiffness (a=650 mm) .....	40
Table 4-5: Stresses in the rail due to rotation, vertical offset and wheel load for point supports with nonlinear stiffness .....	41
Table 4-6: Maximum longitudinal tensile stresses in the rail foot for different values of the lateral offset and different spring characteristic curves.....	44
Table 4-7: Possible combinations of loads from [Pes16a].....	49
Table 4-8: Superposition of stresses .....	51
Table 5-1: Mean values of the results of the tensile tests.....	58
Table 5-2: Residual stresses [N/mm <sup>2</sup> ] by cut clear procedure (symmetric examination).....	64
Table 5-3: Residual stresses [N/mm <sup>2</sup> ] by cut clear procedure (all measured values) .....	64
Table 5-4: Modulus of elasticity [N/mm <sup>2</sup> ] according to tensile tests (Extraction of table 5-1) .	65
Table 5-5: Determined residual stresses [N/mm <sup>2</sup> ] respect to variation of modulus of elasticity .....	66
Table 5-6: Dimensions of maximal flaws in the rail foot from [DIN13674-1] .....	67
Table 6-1: Chosen tensile stresses [N/mm <sup>2</sup> ] and corresponding test loads [kN] .....	111
Table 6-2: Correlation between type of rail sample and occurrence of cleavage fractures ..	113
Table 6-3: Correlation between stress range and occurrence of cleavage fractures .....	114
Table 6-4: Load cycles with fatigue fracture growth respect to type of rail sample and stress range.....	114
Table 6-5: Nomenclature of the simulations .....	134

## Abkürzungsverzeichnis / Abbreviations and symbols

a	Risstiefe in [mm]
B	Probenbreite der Proben zur Bestimmung von $K_{IC}$
c	Halbe Risslänge in [mm]
C	Linearer Faktor im Rissfortschrittsgesetz
°C	Grad Celsius
E-Modul	Elastizitätsmodul
K	Kelvin
K-Faktor	Kurz für Spannungsintensitätsfaktor
$K_{IC}$	Bruchzähigkeit (auch: Risszähigkeit, Gleichmaß-Risszähigkeit, fracture toughness)
$K_I^E$	K-Faktor aus Eigenspannungen
$K_{I_{max}}^L, K_{I_{min}}^L$	Maximaler/ minimaler K-Faktor aus Zugüberfahrt eines Lastspiels
$K_I^E$	K-Faktor aus Temperaturspannungen
$K_{th}$	Threshold-Wert
m	Als Einheit: Meter als Formelzeichen: Exponent im Rissfortschrittsgesetz
MPa	Megapascal
Matlab	MATLAB R2016b
N	als Einheit: Newton als Formelzeichen: Anzahl an Schwingspielen
Origin	Origin Pro 2016
$R_{p0,2}$	Streckgrenze eines Stahls
$R_m; \sigma_B$	Zugfestigkeit eines Stahls
s	Kerbabstand aus [BSI7910]
$\sigma_{schw}$	Schwellfestigkeit
$\sigma_O$	Oberspannung
$\sigma_U$	Unterspannung
$\sigma_T$	Temperaturspannung
$\sigma_m$	Mittelspannung
W	Probenhöhe der Proben zur Bestimmung von $K_{IC}$
ZfP	Zerstörungsfreie Prüfung

# 1 Einleitung Introduction

## *Kurzfassung*

*In diesem Abschnitt werden die grundlegenden Fragestellungen des Projektes präsentiert und die Zielstellung des Projektes wird herausgearbeitet.*

## *Abstract*

*This section gives an overview over the fundamental ideas of the research project and the goals aimed at.*

Der Ermüdungsnachweis von Schienen des Oberbaus bei Eisenbahnen erfolgt bisher auf Basis vereinfachter Annahmen bzgl. auftretender Schienenspannungen in Form eines Dauerfestigkeitsnachweises mit Hilfe des Smith-Diagramms. Grundlage für diese Art der Bemessung ist die Annahme, dass die Schienen im Wesentlichen durch Normalspannungen, z.B. aus Temperatur, Bremsen und Anfahren sowie durch Biegespannungen aufgrund eines Biegemomentes aus vertikaler Radüberfahrt, belastet werden. Horizontale Verkehrslastanteile aus Sinuslauf, Überhöhung und Kurvenfahrt werden im praktischen Nachweisverfahren nicht erfasst. Dies rechtfertigt sich damit, dass die Eigenspannungsverteilung im Schienenquerschnitt für die Schienenfußkante günstige Druckspannungen aufweist. Die Längszugspannungen aus Biegung um die schwache vertikale Profilachse werden in Querschnittsbereichen mit vorhandenen Druck-Eigenspannungen zum Teil kompensiert.

Laborprüfungen zur Dauerschwellfestigkeit von Schienenprofilen unter vertikaler dynamischer Biegebeanspruchung zeigen jedoch deutliche Streuungen in den Prüfergebnissen. Bei Bruchversagen liegt der Ort des Anrisses nicht grundsätzlich im Bereich der größten Zugspannungen (in Schienenfußmitte als Summe aus Eigenspannungen und externen Einflüssen), sondern kann auch aus der Symmetrieachse in Richtung der Schienenfußkante verschoben sein, wo geringere Zugspannungen vorliegen.

Dies legt nahe, dass weitere Kriterien, wie die Oberflächenbeschaffenheit der Schiene, in Verbindung mit Spannungen aus Querschnittsverwölbung (Sekundärdurchbiegung) einen höheren Stellenwert haben, als ihnen im Ermüdungsnachweis zugebilligt wird.

Ziel des Forschungsprojektes ist es, mit Hilfe bruchmechanischer Methoden die oben angedeuteten Zusammenhänge zu klären und herauszuarbeiten, ob der aktuelle Nachweis der Belastungssituation der Schienen gerecht wird, oder nicht.

## 2 Stand der Technik State of the art

### *Kurzfassung*

*Im Stand der Technik wird das Smith-Diagramm als aktuelles Nachweisformat für den Dauerfestigkeitsnachweis von Eisenbahnschienen vorgestellt. Auch das aktuell wichtigste Prüfverfahren für die Dauerfestigkeit von Eisenbahnschienen, das Treppenstufenverfahren, wird vorgestellt.*

### *Abstract*

*In the state of the art the Smith-Diagram will be presented. It is the current fatigue proof for railway rails. Also the current test concept for the fatigue strength of railway rails, the so called step method, will be shown.*

### 2.1 Bisheriger Ermüdungsnachweis von Schienen Current fatigue design

Das Verfahren des Ermüdungsnachweises von Schienen wurde in [Pes16a] erläutert und wird hier nochmals wiedergegeben.

Der Ermüdungsnachweis von Eisenbahnschienen beruht bis heute auf der Forderung, dass die Schienen während ihrer Verwendungszeit dauerfest sein sollen. Dies bedeutet einerseits, dass sie ihre Lebensdauer schadlos überstehen sollen. Es heißt im Umkehrschluss aber auch, dass sie während ihrer Lebensdauer nur Belastungen ertragen müssen, welche nach [Hai06] „beliebig oft“ ertragbar sind. Wenn ein Bauteil im Dauerschwingversuch nach  $2 \cdot 10^6$  Lastspielen keine Anzeichen für rissartige Fehler aufweisen, so werden sie als dauerfest auf dem getesteten Lastniveau bezeichnet [Ede15].

Die Dauerschwingversuche sind besser als sog. Wöhler-Versuche bekannt. In Abbildung 2-1 links ist eine vereinfachte Wöhlerkurve zu sehen. Aus ihr kann für jede Schwellfestigkeit  $\sigma_{schw}$  eine entsprechende Lastspielzahl  $N$  abgelesen werden. Diese Schwellfestigkeit lässt sich auch in den Smith-Diagrammen wiederfinden (Abbildung 2-1 rechts). [Kop70] ist zu entnehmen, dass man so für unterschiedliche Unterspannungen  $\sigma_u$  die dazugehörigen zulässigen Lastspannungen ermitteln kann.

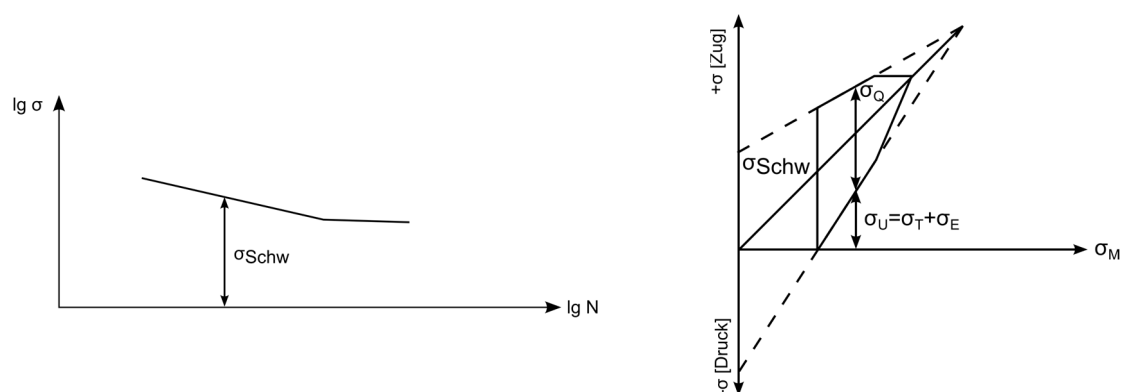


Abbildung 2-1: links: Wöhlerkurve, rechts:Smith-Diagramm nach [Kop70]

Figure 2-1: left: Wöhler curve, right: Smith diagram according to [Kop70]

In [Fre12] wird ein Beispiel gegeben, welches dieses Vorgehen für die Auslegung von Eisenbahnschienen zeigt (vgl. Abbildung 2-2). Das Beispiel wurde ursprünglich in [DB89] veröffentlicht und enthält vielfältige Informationen. Die erste ist die Konstruktion des Smith-Diagramms, indem man die Zugfestigkeit  $\sigma_B = 900$  MPa, die Streckgrenze  $\sigma_{0,2} = 470$  MPa und ein Versuchsergebnis zur Bestimmung einer Schwellfestigkeit einfließen lässt. Als Versuchsergebnis wurde hier die Schwellfestigkeit  $\sigma_{Schw} = 205$  MPa bei einer Unterspannung von  $\sigma_U = 50$  MPa aus Versuchen des Lehrstuhls und Prüfamtes für Verkehrswegebau der Technischen Universität München gewählt. Dieses Ergebnis wurde für korrodierte Eisenbahnschienen bestimmt. Mit diesen drei Spannungswerten kann man das Smith-Diagramm zeichnen. Im von [Fre12] vorgestellten Fall lagen Eigenspannungen  $\sigma_E = 80$  MPa und Spannungen aus einem Temperaturwechsel um 50 K ( $\sigma_T = 120$  MPa) vor. Nun müssen die Verkehrslasten von  $\sigma_Q = 158$  MPa in das Diagramm eingepasst werden, sodass sich der Bewertungspunkt bei den zulässigen Lasten unter Ermüdungsbelastung von zul.  $\sigma_{bD} = 160$  MPa ergibt. An dieser Stelle beträgt die maximale Spannung ca.  $470$  N/mm<sup>2</sup>, die einwirkenden Spannungen  $\sigma_Q, \sigma_E$ , und  $\sigma_T$  summieren sich jedoch nur zu  $358$  N/mm<sup>2</sup>, sodass sich ein freies Spannungskontingent von  $\sigma_{frei} = 112$  MPa ergibt. Dieses kann nach Abzug von  $20$  N/mm<sup>2</sup> für Biegespannungen in der Schiene aus Brückendurchbiegung infolge Zugüberfahrt für weitere Kräfte aus Bauwerksinteraktion verwendet werden. Das freie Spannungskontingent beläuft sich auf einen Wert von  $92$  N/mm<sup>2</sup>.

In der Norm [DIN1991-2] für Lastannahmen für Brücken sind alle diese Überlegungen verloren gegangen. Hier wird nur noch festgehalten, dass bei Verwendung von Schienen mit einer Mindeststreckgrenze von  $900$  N/mm<sup>2</sup> im geraden Gleis, bei langgezogenen Kurven oder bei Schotteroberbau ein freies Zugspannungskontingent von  $92$  N/mm<sup>2</sup> angesetzt werden kann, welches nicht überschritten werden darf.



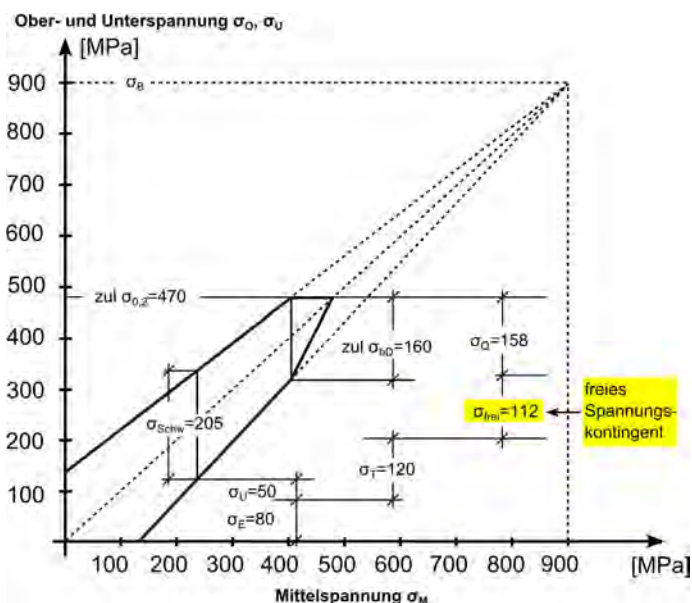


Abbildung 2-2: Spannungsanteile im Schienenfuß (60 E2, 900 N/mm<sup>2</sup>) aus [Fre12]

Figure 2-2: Stress shares in the rail foot (60 E2, 900 N/mm<sup>2</sup>) from [Fre12]

## 2.2 Standardisierte Prüfverfahren für Eisenbahnschienen im Geltungsbereich der DB AG

### Test procedure for rails according to standards by the DB AG

Mit dem Ziel der Regelung der Qualifikation und Qualitätssicherung von Vignolschienen ab 46 kg/m wurde mit Wirkung zum 01.01.2014 die Ausgabe 2014 des [DBS 918254-1] „Technische Lieferbedingungen Schienen, Teil 1: Vignolschienen ab 46 kg/m“ in Kraft gesetzt. In diesen Anwendungsbereich fallen auch die in diesem Forschungsprojekt betrachteten Schienen des Schienenprofils 60E2 (Gewicht: 60 kg/m). Der [DBS 918254-1] verweist auf [DIN 13674-1], sowie sonstige relevante, geltende europäische Normen und nationale Regelungen. Darunter fällt auch [DIN 14730-1], welche hinsichtlich der Dauerfestigkeitsanforderungen unter anderem das Treppenstufenverfahren beschreibt. Das Treppenstufenverfahren wurde im [DBS 918254-1] präzisiert und erweitert. Demnach ist das Treppenstufenverfahren zusätzlich zur vertikalen Belastungsrichtung (gemäß [DIN 14730-1]) auch bei lateraler Belastungsrichtung anzuwenden, „um die Dauerfestigkeit, ausgedrückt als Mittelwert und Standardabweichung der Dauerfestigkeit“, nachzuweisen [DIN 14730-1]. Der Dauerfestigkeitsnachweis erfolgt an je zehn Schienenproben (vertikale und laterale Belastungsrichtung) in 4-Punkt-Biegeschwellprüfungen über je  $5 \cdot 10^6$  Lastspielen zwischen einer Oberspannung  $\sigma_o$  und einer Unterspannung  $\sigma_u$ , wobei stets  $\sigma_u = 0,1 \cdot \sigma_o$  (entsprechend  $R = 0,1$ ). Führt die Dauerschwellprüfung vor Erreichen der  $5 \cdot 10^6$  Lastspiele zum Bruch der Schienenprobe (= „Fehler“), ist in der nachfolgenden Prüfung die Oberspannung bei vertikaler Belastungsrichtung um  $\Delta\sigma = 10 \text{ N/mm}^2$  (bei lateraler Belastungsrichtung:  $\Delta\sigma = 20 \text{ N/mm}^2$ ) abzumindern. Kommt es zu keinem Bruchereignis (= „Durchläufer“), wird die Oberspannung in der nachfolgenden Prüfung um den genannten Betrag erhöht. Werden die Prüfspannungen in geeigneter Höhe gewählt, liefert das Treppenstufenverfahren über 10 Schienenproben mehrere „Fehler“ und

mehrere „Durchläufer“ als Prüfergebnis. Auf Basis des Prüfergebnisses werden die mittlere Gestaltfestigkeit  $\sigma_m$  und deren Standardabweichung  $s$  ermittelt:

$$\sigma_m = \sigma_o + d \left( \frac{A}{N} \pm 0,5 \right) \quad (2-1)$$

$$s = 1,62 d \left( \frac{B * N - A^2}{N^2} + 0,029 \right) \quad (2-2)$$

wobei:

$\sigma_o$  = niedrigster Spannungsbereich [N/mm<sup>2</sup>] bei dem die weniger häufigen Resultate erzielt wurden;

$d$  = 10 N/mm<sup>2</sup> (bzw. 20 N/mm<sup>2</sup> bei lateraler Belastungsrichtung)

$A = \sum i * n_i$ , wobei  $i$  von 0 bis  $z$

$N = \sum n_i$ , Anzahl der geringeren Häufigkeit

$B = \sum i^2 * n_i$

In der Gleichung ist  $(A/N)+0,5$  zu verwenden, wenn die Häufigkeit von „Durchläufer“ geringer ist und  $(A/N)-0,5$ , wenn die Häufigkeit von „Fehler“ geringer ist.

Wird die Start-Oberspannung (Oberspannung in der ersten Prüfung des Verfahrens über zehn Schienen) zu hoch oder zu niedrig gewählt, liefert das Treppenstufenverfahren unter Umständen kein verwertbares Ergebnis, da dann ausschließlich „Durchläufer“ oder „Fehler“ auftreten können. Ausgabe 2014 des DBS 918254-1 nennt in Abhängigkeit der Stahlgüte der Schienenprobe als Start-Oberspannung einen Wert von  $\sigma_o = 280$  N/mm<sup>2</sup> (R260), bzw.  $\sigma_o = 320$  N/mm<sup>2</sup> (R350HT) für die vertikale Belastungsrichtung und  $\sigma_o = 320$  N/mm<sup>2</sup> (R260), bzw.  $\sigma_o = 360$  N/mm<sup>2</sup> (R350HT) für die laterale Belastungsrichtung.

### 3 Vorgehensweise Approach

#### *Kurzfassung*

*In diesem Abschnitt wird eine allgemeine Erläuterung des Vorgehens gegeben. Die einzelnen Projektphasen werden benannt und die Zusammenhänge zwischen den Phasen werden aufgezeigt.*

#### *Abstract*

*In this section, a general overview of the approach is given. The phases of the project are named and connections between the phases are shown.*

Das für das Projekt gewählte Vorgehen wurde eng an das bei bruchmechanischen Untersuchungen übliche Vorgehen angelehnt.

Zunächst wird ein großer Abschnitt der Bestimmung der Schienenspannungen unter verschiedenen Gesichtspunkten gewidmet. Hierfür werden die Steifigkeiten von Stützpunkten bei verschiedenen Temperaturen bestimmt. Die so gewonnenen Federkennlinien finden in Finite-Elemente-Modellen Eingang, in denen maßgeblich die Abweichungen in den Schnittgrößen begründet. Die so ermittelten Spannungen werden dann aufbereitet, um einerseits in der Berechnung von Zeitreihen und andererseits in der Analyse von Grenzzuständen verwendet werden zu können.

Um die Modellberechnungen durchführen zu können, müssen Materialparameter der betrachteten Schienen bestimmt werden. Einerseits werden Bauteilversuche zur Bestimmung der Eigenspannungen mit Hilfe des Sägeschnittverfahrens durchgeführt. Andererseits werden Kleinversuche zur Bestimmung der Materialeigenschaften durchgeführt. Große Sorgfalt wird hierbei auf die Bestimmung der Spannungs-Dehnungs-Kurven und der Bruchzähigkeit gelegt. Mit ihnen können bruchmechanische Berechnungen durchgeführt werden. Ursprünglich geplante Versuche zur Bestimmung der Rissfortschrittsgeschwindigkeit an Kleinproben konnten während der Projektlaufzeit nicht mehr durchgeführt werden.

Zur Ergänzung der bruchmechanischen Kleinversuche werden Großversuche durchgeführt. Hierbei werden gekerbte Schienenproben geprüft, um so ihre Reaktion auf unterschiedliche Mittelspannungen zu untersuchen. Zudem kann so herausgefunden werden, ob die geometrischen Annahmen für die bruchmechanischen Berechnungen zutreffend sind.

Zuletzt werden Modellrechnungen mit den ermittelten Größen durchgeführt, um Aussagen über das Zusammenwirken der Elemente des Oberbaus treffen zu können und so den Einfluss des lateralen Versatzes auf die Lebensdauer von Eisenbahnschienen besser einschätzen zu können.



## 4 Bestimmung der Schienenspannungen Determination of stresses in the rail

### *Kurzfassung*

*Spannungsverläufe im Schienenprofil können mit finiten Elementen modelliert werden. Für diese Modellierung müssen die verschiedenen, maßgeblichen Einflussgrößen bekannt sein. Hierzu zählen auf der einwirkenden Seite Spannungen aus Verkehrslasten, aus Temperaturänderungen und im speziellen Fall von Gleisen auf Brückenbauwerken auch aus Bauwerksbewegungen. Die Reaktion des Schienenbefestigungssystems auf die einwirkenden Beanspruchungen ist die bestimmende Einflussgröße auf der widerstehenden Seite des Systems. Daher muss für die Modellierung auch die Stützpunktsteifigkeit unter charakteristischen Belastungen ermittelt werden. In diesem Abschnitt werden die Spannungen ermittelt, welche in den weiteren Simulationen Anwendung finden.*

### *Abstract*

*Stresses in the rail profiles can be calculated with finite element models. For this modeling the various, relevant influencing variables have to be determined. These include stresses from traffic loads, temperature changes and in the special case of tracks on bridge structures, also from building movements. The response of the rail fastening system to the applied loads and deflections is the relevant influencing value on the resisting side of the system. Therefore, for the modeling also the spring stiffness of the fastening system under characteristic loads has to be determined. In this section the stresses, that are used in the model calculations, are determined.*

### 4.1 Versuche zu Bestimmung der Stützpunktsteifigkeiten Laboratory tests for determination of rail seat stiffness

#### 4.1.1 Hintergrund Background

Im Betriebsgleis sind die Schienenstränge auf Schienenstützpunkten verspannt. Die Stützpunkte verantworten gemeinsam mit dem Schwellenkörper eine dauerhaft konstante Spurweite und Schienenneigung. Sie fungieren als „Schnittstelle“ zwischen der Lasteinleitung in die Schiene und der Lastabtragung über den Schwellenkörper in ein Brückenbauwerk oder einen Erdkörper.

Die Schiene ist im Stützpunkt elastisch gelagert. Der Abstand zwischen den Stützpunkten eines Schienenstrangs beträgt zwischen 600 mm und 650 mm. Neben der „diskreten Lagerung“ der Schiene auf einzelnen Stützpunkten existieren auch Systeme mit kontinuierlicher Lagerung. (Diese sind jedoch im Vollbahnbereich nur schwach und im Übergang von einem Erdkörper auf ein Brückenbauwerk nicht vertreten. Zudem spielen sie bei der Betrachtung kritischer Biegezugspannungen im

Schienenfuß keine Rolle und finden hier daher nur der Vollständigkeit halber Erwähnung.)

Auftretende Verkehrslasten wirken im Schienenstützpunkt in vertikaler Richtung (einsenkend wie abhebend), in lateraler Richtung (aus Kurvenfahrt, dynamischer Radlastverlagerung und Sinuslauf) und auch in Gleislängsrichtung (entsprechend der Längsneigung der Strecke, sowie aus Beschleunigungs- und Bremsvorgängen). Diese Beanspruchungen erzeugen in Abhängigkeit der reaktiven Eigenschaften des Gleisrostes Verkehrslastspannungen im Schienenprofil. Verkehrslastspannungen werden überlagert von thermisch induzierten Spannungen (klimatisch bedingt) und Spannungen aus möglichen Bauwerksbewegungen und Setzungen. (Des Weiteren liegen im Schienenquerschnitt Eigenspannungen vor.)

Mit Blick auf das Forschungsthema zum „Ermüdungsnachweis von Schienen“ werden die Spannungen im Schienenprofilquerschnitt maßgeblich von den Eigenschaften des Schienenstützpunkts beeinflusst. Da der Fokus auf die Verhältnisse auf Brückenbauwerken sowie auf den Übergangsbereich vom Bauwerk zum Erdkörper gelegt ist, wurde zur Ermittlung von Eingabewerten für die Modellierung der Schienenspannungen ein auf modernen Brückenbauwerken gängiger Schienenstützpunkt hinsichtlich seiner mechanischen Eigenschaften näher untersucht. So ist der Schienenstützpunkt BSP FF-B ein speziell für den Anwendungsfall „Feste Fahrbahn auf Brücken“ entwickelter Stützpunkt. Neben alternativen Stützpunkten weiterer Hersteller zeichnet er sich durch eine geringe dynamische und temperaturabhängige Versteifung, durch die Ermöglichung großer lateraler Verschiebewege, durch einen reduzierten Durchschubwiderstand und durch die dauerhafte Abtragung hoher abhebender Lasten aus.

Abbildung 4-1 zeigt die technische Regelzeichnung des untersuchten Stützpunktes BSP-FF-B2.

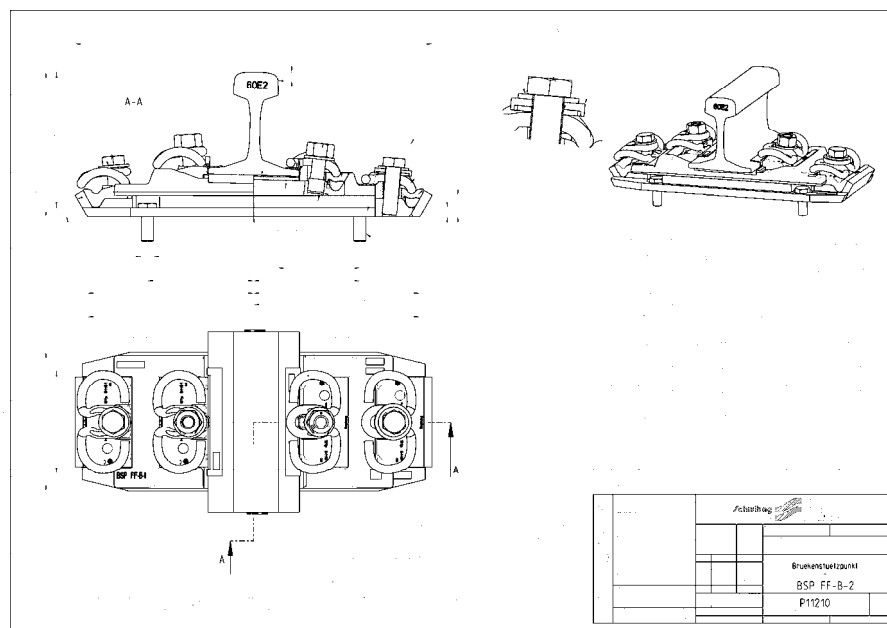


Abbildung 4-1: Technische Regelzeichnung des Systems BSP FF-B2 [Schw12]

Figure 4-1: Technical drawing of system BSP FF-B2 [Schw12]

#### **4.1.2 Stützpunkteigenschaften in vertikaler Richtung** **Properties of rail seat in vertical direction**

Die Stützpunktkraft in vertikaler Richtung wird in erster Linie von den Achslasten der Betriebszüge und in deutlich geringerer Ausprägung von den Temperaturverhältnissen (Versteifung bei Temperaturabsenkung) und von der Fahrgeschwindigkeit (Versteifung bei Erhöhung der Belastungsfrequenz) bestimmt. Zwischen den Stützpunkten erfährt der Schienenstrang unter Verkehr eine Primärdurchbiegung („Balken auf zwei Stützen“). Diese wird von der Sekundärdurchbiegung (Modell des elastisch gelagerten Längsbalkens) überlagert, einer Biegelinie über mehrere Stützpunkte. Der Grad der Sekundärdurchbiegung ist von der vertikalen Steifigkeit der Stützpunkte beeinflusst. So bewirken Schienenstützpunkte mit niedriger vertikaler Steifigkeit infolge einer größeren elastischen Länge des Systems eine geringere Biegebeanspruchung der Schiene als Stützpunkte mit höherer Steifigkeit.

Durchbiegungen in einsenkender Richtung aktivieren Biegezugspannungen im Schienenfuß. Daneben ergeben sich aus Verkehr auch Durchbiegungen der Schienenstränge in abhebender Richtung infolge der Abhebewelle vor der Belastungsachse (und mit Blick auf den Fokus der Betrachtung von Schienenspannungen auf Brückenbauwerken auch infolge Endtangentenverdrehung am Brückenaufleger aus der Felddurchbiegung). Die daraus aktivierten Biegezugspannungen im Schienenkopf sind jedoch von deutlich geringerer Größenordnung als jene im Schienenfuß infolge Durchbiegung in einsenkender Richtung.

Für die Ermittlung der Schienenspannungen wurden die Prüflasten entsprechend der Vorgaben europäischer Normung für die Untersuchung von Schienenbefestigungen (DIN EN 13481) gewählt. Zusätzlich wurden für dieses Modell „hohe einsenkende Lasten“ sowie „abhebende Lasten“ betrachtet, welche sich aus Bewegungen des Brückenbauwerks ergeben können. Zur Erfassung klimatischer Einflüsse erfolgte hierbei die Kennwertermittlung zusätzliche zur Prüfung bei Raumtemperatur („Nennsteifigkeit“) auch bei tiefen Temperaturen von  $T = -20^{\circ}\text{C}$ . Die Stützpunktkennwerte betrachten folgende Lastbereiche:

- Vertikal einsenkend zwischen 1 kN und 51,2 kN (statisch und  $f = 5$  Hz)
- Vertikal einsenkend zwischen 50 kN und 100 kN (statisch und  $f = 5$  Hz)
- Vertikal abhebend zwischen 1 kN und 27 kN (statisch und  $f = 1$  Hz)
- Vertikal abhebend zwischen 1 kN und 10 kN (statisch und  $f = 5$  Hz)

Mit der erstgenannten Last (51,2 kN) wird den Vorgaben der [DIN 13481-5] Rechnung getragen, wonach die vertikale Steifigkeit von Systemen der Befestigungskategorien C und D zwischen 1 kN und  $64 \text{ kN} \cdot 0,8 = 51,2 \text{ kN}$  zu ermitteln ist. Gemäß [DIN 13481-1] sind Befestigungssysteme der Kategorie C „für Vollbahnen mit einer typischen Auslegungsachslast von 225 kN, einem typischen Kurvenradius von 400 m, einer typischen Höchstgeschwindigkeit von 250 km/h, einem typischen Schienenprofil 60E1 und einem typischen Stützpunktstand von 600 mm“ ausgelegt. Befestigungssysteme der Kategorie D sind definiert als „Systeme für Strecken mit großen

Gleisbogenhalbmessern, meist verwendet für Hochgeschwindigkeitszüge und mit einer typischen Auslegungsachslast von 180 kN, einem typischen Kurvenradius von 800 m, einem typischen Schienenprofil 60E1 und einem typischen Stützpunktstand von 600 mm“.

Mit der Untersuchung im Lastbereich zwischen 50 kN und 100 kN werden Beanspruchungen betrachtet, die sich aus zusätzlichen Bauwerksverformungen ergeben können.

Die Prüfung mit abhebenden Lasten bis 27 kN bedient die Forderung des Parameterkatalogs der DB AG für den Übergangsbereich der Festen Fahrbahn auf Brücken [DB14], wonach Schienenstützpunkte auf Brücken eine ausreichende Niederhaltekraft haben müssen, um abhebende Lasten dauerhaft schadfrei abtragen zu können. Die ergänzende Messung im Lastbereich bis 10 kN ergab sich daraus, dass der betrachtete Stützpunkt in abhebender Richtung ein nichtlineares Verformungsverhalten mit abnehmender Steifigkeit bei höheren Lasten aufweist. Da für die resultierenden Schienenspannungen höhere Stützpunktsteifigkeiten maßgeblich sind, wurde der Sekantenbereich bis 10 kN ergänzend betrachtet.

Abbildung 4-2 zeigt den Stützpunkt BSP-FF-B2 im Prüfaufbau zur Ermittlung der Systemsteifigkeit unter vertikaler Belastungsrichtung. In Tabelle 4-1 sind die Ergebnisse der Kennwertermittlung unter vertikaler Belastungsrichtung zusammengefasst.



Abbildung 4-2: Systems BSP FF-B2 im Prüfaufbau zur Ermittlung der vertikalen Federsteifigkeit

Figure 4-2: Test set-up with system BSP FF-B2 for determination of vertical spring stiffness



## Bestimmung der Schienenspannungen Determination of stresses in the rail

Tabelle 4-1: Vertikale Stützpunktsteifigkeit [kN/mm] unter einsenkender und abhebender Belastung bei  $T = +23^{\circ}\text{C}$  und  $T = -20^{\circ}\text{C}$

Table 4-1: Vertical stiffness of rail seat [kN/mm] respect to loading direction downwards and upwards at  $T = +23^{\circ}\text{C}$  and  $T = -20^{\circ}\text{C}$

Belastungsfrequenz [Hz]	$T = +23^{\circ}\text{C}$	$T = -20^{\circ}\text{C}$
Einsenkende Belastung im Lastbereich 1 – 51,2 kN		
statisch	26,1	34,2
1	30,3	42,7
5	31,8	47,1
10	32,4	47,9
15	31,9	47,3
Einsenkende Belastung im Lastbereich 50 – 100 kN		
statisch	25,2	34,0
1	37,8	58,2
5	40,6	67,2
10	40,8	70,2
15	39,1	69,3
Abhebende Belastung im Lastbereich 1 – 27 kN		
statisch	11,9	16,5
1	12,2	18,4
5	12,4	18,8
Abhebende Belastung im Lastbereich 1 – 10 kN		
statisch	17,7	30,5
1	23,2	39,5
5	23,8	40,2

Die Tabellenwerte zeigen unter statischer, einsenkender Belastung nahezu identische Federsteifigkeiten des Stützpunktes in den Lastbereichen zwischen 1 kN und 51,2 kN und zwischen 50 kN und 100 kN, entsprechend einem weitgehend linearen statischen Einsenkungsverhalten bis 100 kN (siehe Abbildung 4-3). Unter dynamischer, einsenkender Belastung zeigt sich dagegen eine Versteifung bei hohen Lasten gegenüber den ermittelten Werten im Lastbereich zwischen 1 kN und 51,2 kN. Diese Versteifung unter „hohen Lasten“ ist bei tiefen Temperaturen ( $T=-20^{\circ}\text{C}$ ) stärker ausgeprägt als bei Raumtemperatur. So liegt die dynamische Steifigkeit bei  $f = 10$  Hz im oberen Lastbereich bei Raumtemperatur um etwa 26% über der Federsteifigkeit des Lastbereichs zwischen 1 kN und 51,2 kN (40,8 kN/mm gegenüber 32,4 kN/mm), bei  $T = -20^{\circ}\text{C}$  zeigt der Vergleich der Lastbereiche dagegen einen Anstieg um etwa 46% (70,2 kN/mm gegenüber 47,9 kN/mm).

Abbildung 4-4 zeigt den Kraft-Verformungsverlauf des Stützpunktes infolge abhebender statischer Belastung bis zu einer Zugkraft von 27 kN. Der Unterschied zwischen dem Verhalten bei  $T=+23^{\circ}\text{C}$  und  $T=-20^{\circ}\text{C}$  resultiert hierbei nicht aus einem

geänderten Verhalten der Spannklemmen (welche den Widerstand gegen abhebende Lasten sicherstellen), sondern aus dem Einfluss der Temperatur auf das Relaxationsverhalten der hochelastischen Zwischenplatte in der unteren Systemebene.

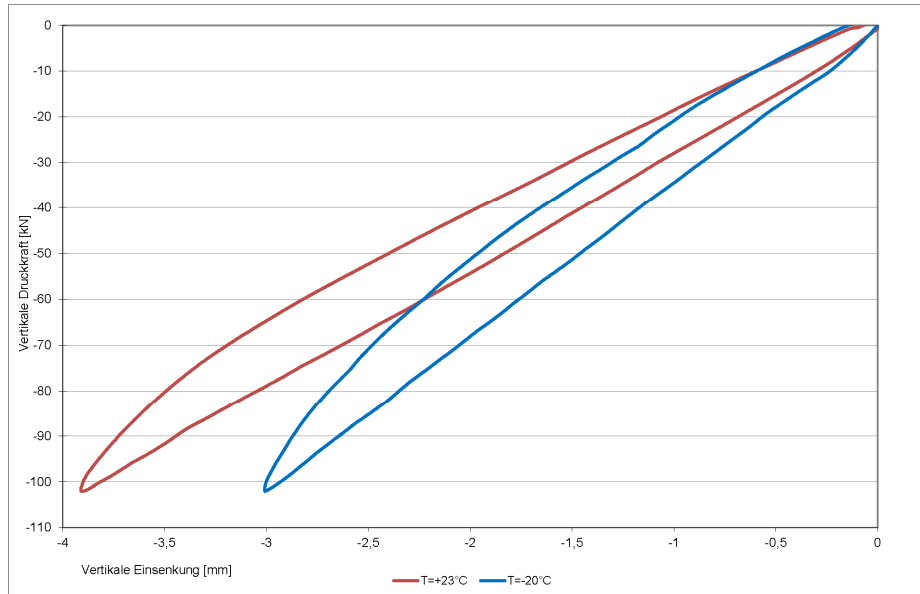


Abbildung 4-3: Statische Kennlinie des Systems BSP FF-B2 bei einseitiger Belastung (T=+23°C und T=-20°C)

Figure 4-3: Static load-deflection behavior of system BSP FF-B2 under vertical loading downwards (T=+23°C and T=-20°C)

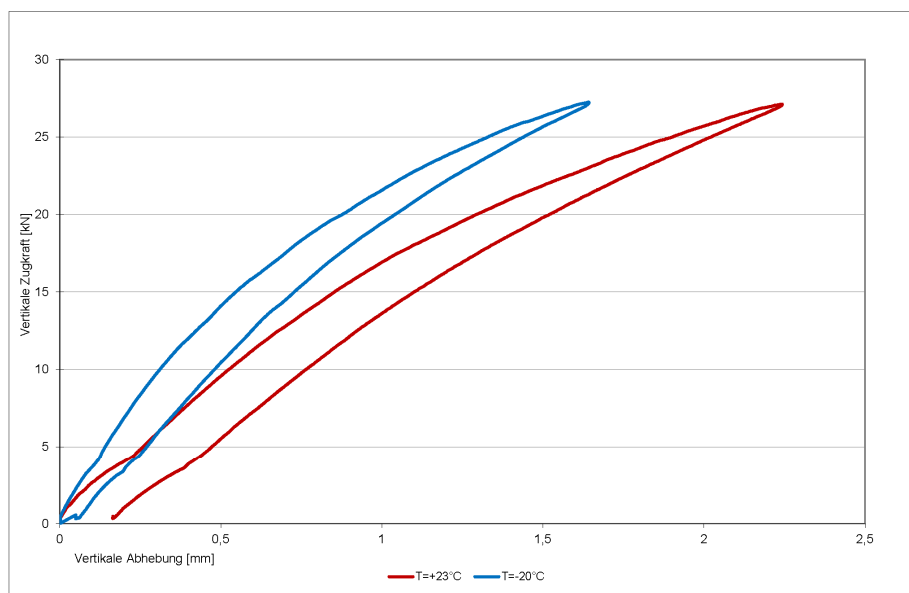


Abbildung 4-4: Statische Kennlinie des Systems BSP FF-B2 bei abhebender Belastung (T=+23°C und T=-20°C)

Figure 4-4: Static load-deflection behavior of system BSP FF-B2 under vertical loading upwards (T=+23°C and T=-20°C)

### 4.1.3 Stützpunkteigenschaften in lateraler Richtung Properties of rail seat in lateral direction

Neben der lateralen Beanspruchung der Schiene aus Verkehr (Kurvenfahrt, Fahrdynamik, Sinuslauf) können sich im Übergang zu Brückenbauwerken laterale Lasten aus Bauwerksbewegungen ergeben. Während das Bauwerk am Brückenkopf durch eine Fuge vom Erdkörper entkoppelt ist, um Temperaturatmung zuzulassen, ist das Gleis durchlaufend verlegt. (Bei längeren Brücken wird zur Kompensation großer Atmungslängen ein Ausziehstoß angeordnet. Dieser darf jedoch auch keine lateralen Verschiebungen der Fahrschienen zulassen.) Windlasten führen zu lateralen Bewegungen von Brückenbauwerken, welche von der durchlaufenden Schiene als Laterallasten abgetragen werden müssen.

Gemäß fachtechnischer Stellungnahme [DB15] wird „der laterale Versatz bei Verwendung des Sonderschienenstützpunktes (Typ BSP FF-B) auf  $\pm 1,75$  mm festgelegt“. Diese Bewegung (insgesamt 3,5 mm) muss von den Schienenstützpunkten vor und hinter einer lateral verschieblichen Fuge je zur Hälfte abgetragen werden. Hinsichtlich der Beanspruchung des Schienenquerschnitts in lateraler Richtung sind demnach die Maximallasten maßgebend, welche infolge einer lateralen Verschiebung um 1,75 mm im Schienenstützpunkt zwischen der Führungsplatte des Stützpunktes und dem Schienenfuß aktiviert werden.

Abbildung 4-5 zeigt die Ermittlung der Systemreaktionen unter Belastung in lateraler Richtung.



Abbildung 4-5: Prüfaufbau zur Ermittlung der lateralen Steifigkeit des BSP FF-B2  
Figure 4-5: Test setup for determination of lateral stiffness of BSP FF-B2

Die Messung erfolgte für die beiden Belastungsrichtungen (Richtung Schieneninnenseite bzw. Schienenaußenseite) getrennt, um eine klare Zuordnung der Widerstandskraft des Stützpunktes zu den lateralen Verschiebungswegen zu gewährleisten. (Toleranzen der Schienenfußbreite bedingen einen Spalt zwischen Schienenfuß und Winkelführungsplatten. Mit der getrennten Betrachtung der beiden Verschiebungsrichtungen wird auch der ungünstige Fall abgedeckt, dass der Schienenfuß bereits einseitig an der Führungsplatte anliegt.) In beiden Richtungen wurde eine statische Belastung bis 100 kN in Stufen von 20 kN mit zwischenzeitlicher Entlastung aufgebracht und die laterale Relativbewegung zwischen Schiene und Grundplatte des Stützpunktes aufgezeichnet.

Messwertaufzeichnungen der lateralen Prüfungen beider Belastungsrichtungen sind in Abbildung 4-6 und Abbildung 4-7 ( $T = +23^{\circ}\text{C}$ ) bzw. Abbildung 4-8 und Abbildung 4-9 ( $T = -20^{\circ}\text{C}$ ) dargestellt. Die Auswertung der lateralen Systemsteifigkeit erfolgte jeweils hinsichtlich einer Unterlast von 5 kN, womit sichergestellt wurde, dass im betrachteten Verschiebungsweg stets Kontakt zwischen Schienenfuß und Winkelführungsplatte besteht.

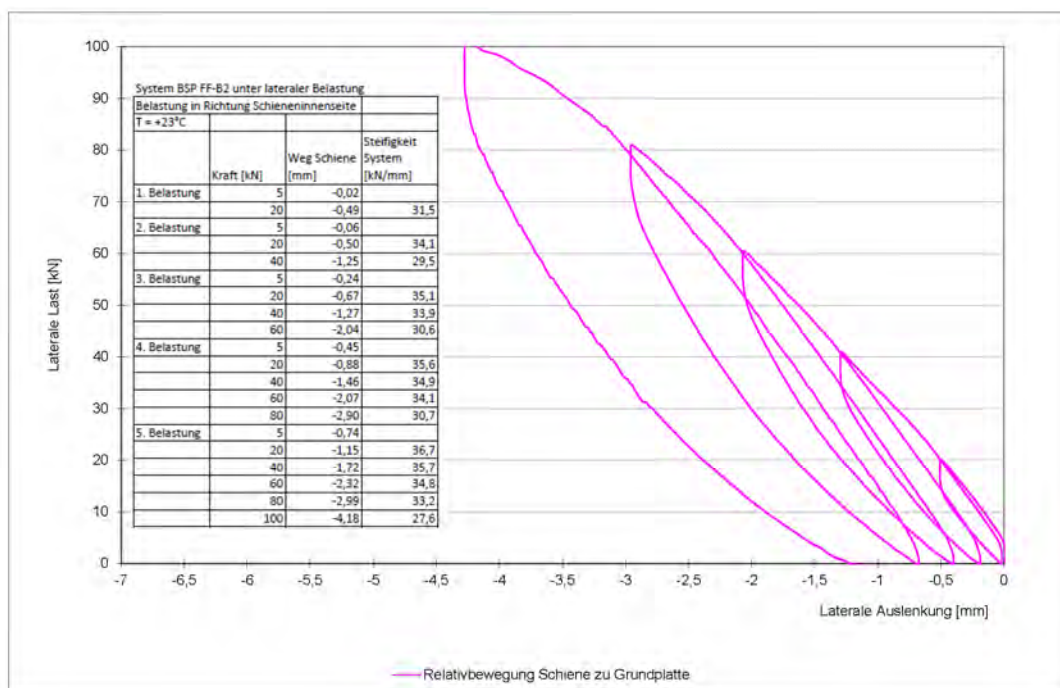


Abbildung 4-6: Laterale Belastung in Richtung „Schieneninnenseite“ bei  $T = +23^{\circ}\text{C}$

Figure 4-6: Lateral loading in direction “gauge side” at  $T = +23^{\circ}\text{C}$

# Bestimmung der Schienenspannungen Determination of stresses in the rail

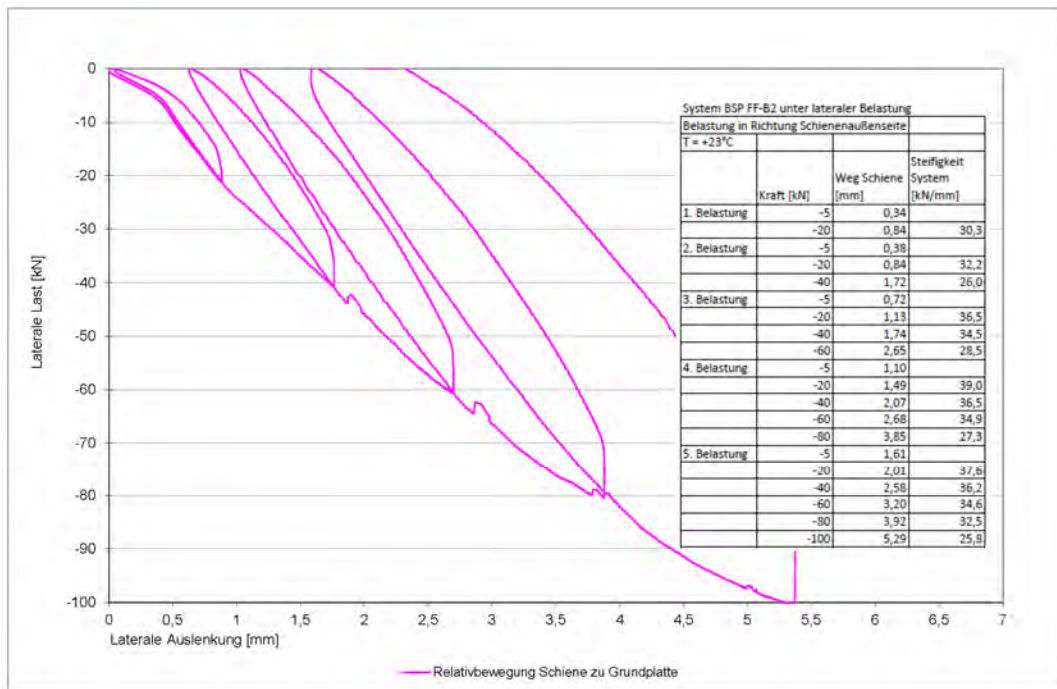


Abbildung 4-7: Laterale Belastung in Richtung „Schienenaußenseite“ bei T = +23°C  
Figure 4-7: Lateral loading in direction “field-side” at T = +23°C

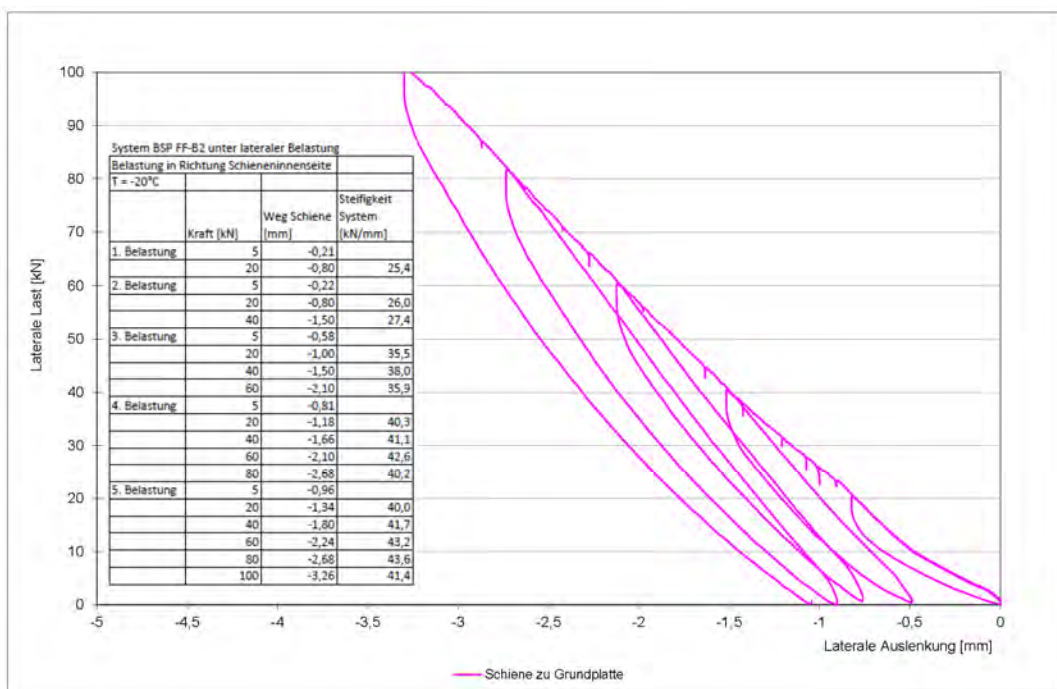


Abbildung 4-8: Laterale Belastung in Richtung „Schieneninnenseite“ bei T = -20°C  
Figure 4-8: Lateral loading in direction “gauge side” at T = -20°C

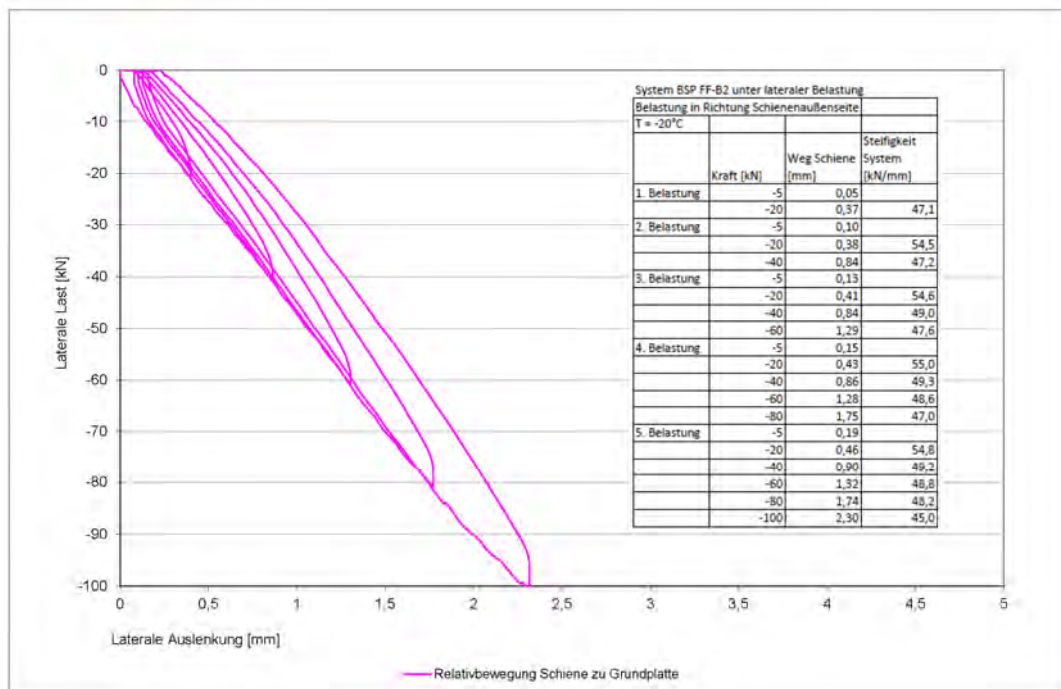


Abbildung 4-9: Laterale Belastung in Richtung „Schienenaußenseite“ bei T = -20°C

Figure 4-9: Lateral loading in direction “field-side” at T = -20°C

Gemäß der durchgeführten Messung beträgt die laterale Systemsteifigkeit bei Verschiebung um 1,75 mm etwa 35 kN/mm (T = +23°C) bzw. 50 kN/mm (T = -20°C). Bei geringeren Verschiebungswegen wurden noch höhere laterale Systemsteifigkeiten von  $c_{max} = 39$  kN/mm (T = +23°C) bzw.  $c_{max} = 55$  kN/mm (T = -20°C) ermittelt.

## 4.2 Numerische Modellbildung zur zutreffenden Prognose der Schienenbeanspruchung

### 4.2.1 Allgemeines

Mit dem Ziel, die Spannungen in der Schiene aus verschiedenen Belastungen möglichst genau ermitteln zu können, wird ein detailliertes Finite-Elemente-Modell der Struktur erstellt.

Da hierbei ein besonderes Augenmerk auf die lokalen Spannungsverhältnisse im Schienenfuß gerichtet werden muss, ist es unter Umständen nicht ausreichend den Schienenkörper – wie in der Praxis gängig – als Stabzug zu diskretisieren. Deshalb wird der Schienenkörper zunächst sehr fein mit Volumenelementen diskretisiert und die entsprechenden Randbedingungen detailgetreu abgebildet.

In einem nächsten Schritt werden die Ergebnisse des Volumenmodells denen eines Stabwerksmodells zur vereinfachten Schienenspannungsanalyse gegenübergestellt.

Mit den jeweiligen numerischen Modellen werden im Anschluss spezielle Beanspruchungen von Schienen sowie der Einfluss von dynamischen Effekten auf die Schienenspannung untersucht und bewertet.

## 4.2.2 Beschreibung des FE-Modells Description of the FE-Model

Im FE-Modell wurden die Stützpunktkennwerte gemäß Kapitel 4.1.2 (vertikal) und Kapitel 4.1.3 (lateral) angesetzt. Somit wurden nicht nur die vertikal einsenkenden Systemreaktionen aus Verkehr betrachtet, sondern auch Auswirkungen aus abhebender und lateraler Belastung des Gleises. Die Kennwertermittlung für dieses Modell orientierte sich an standardisierten Vorgaben hinsichtlich zu betrachtender Lastbereiche.

### 4.2.2.1 Parametrisiertes Volumenmodell mit detailgetreuer Abbildung der Stützpunkte

Um die genaue Spannungsverteilung in dem Schienenkörper zu erfassen und um auch Effekte wie beispielsweise die nichtlineare Spannungsverteilung aus konzentrierter Radlasteinleitung genau zu erfassen, wird ein parametrisiertes Modell des Gleises mit Volumenelementen erstellt. Die Modellierung erfolgt editorbasiert, so dass eine vollständige Parametrisierung aller bestimmenden Eingangsgrößen möglich ist. Die Stützpunkte als Auflager der Schiene werden dabei mit in das Modell integriert. Mit dem Ziel, die Abrundungen des Schienenquerschnitts möglichst exakt abzubilden, wird die Querschnittskontur über 1000 Splinepunkte beschrieben. Durch anschließende Extrusion der vernetzten Querschnittsfläche ist eine vollständige Diskretisierung des Schienenkörpers mit 8-knotigen Hexaederelementen möglich. Für die Berechnung der Struktur wird ein kommerzielles FE-Programm verwendet. Abbildung 4-10 zeigt eine Ansicht des Gesamtmodells der Schiene.

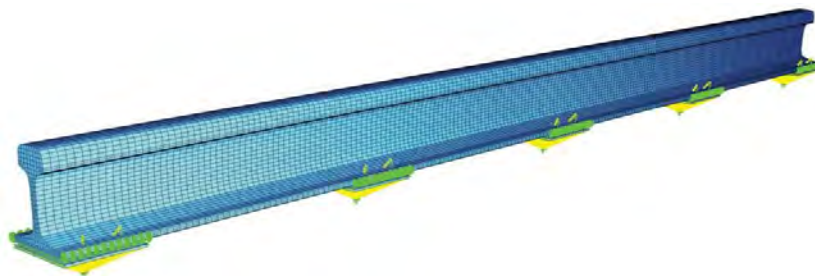


Abbildung 4-10: Gesamtmodell der Schiene; hier beispielhaft mit fünf Stützpunkten dargestellt

Figure 4-10: Complete Finite Element Model of the rail; shown here for an example with 5 support points

Die Grundplatte des Schienenstützpunktes wird im Modell als Platte ohne Tragwirkung mit den Abmessungen der Auflagerfläche der Schiene (150 x 160 mm) abgebildet. Um die Steifigkeiten der Zwischenlage sowie ein Abheben der Schiene abbilden zu können, wird diese über Rissfedern abgebildet, die bei nichtlinearer Berechnung auf Zug ausfallen und somit nur Druckkräfte übertragen können. Die besagte Platte wird wiederum starr an eine einzelne Auflagerfeder gekoppelt, welche die Steifigkeiten der Grund- bzw. Zwischenplatte sowie des Untergrundes abbildet. Um die Vorspannwirkung der Spannklemmen korrekt abzubilden, werden diese als Federn zwischen dem Schienenfuß und dem Knoten der Auflagerfeder modelliert und mit der

entsprechenden Vorspannkraft versehen. Nur so wirkt die Vorspannkraft zwischen Zwischenlage und Schiene ohne Auflagerkräfte in das Gesamtsystem einzutragen. Der durch die Vorspannung eingeprägte innere Spannungszustand wird korrekt erfasst.

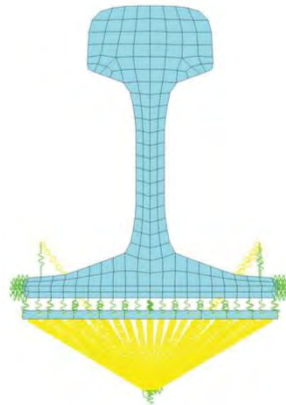


Abbildung 4-11: Querschnitt durch das Gesamtmodell; Darstellung der "Dummyplatte" für die Sicken Grundplatte, starren Kopplungen an die Auflagerfeder, Rissfedern als Verbindungselemente an den Schienenkörper sowie vorgespannten Einzelfedern zur Abbildung der Spannklemmen

Figure 4-11: Cross section of the finite element model; presentation of the "dummyplate" for the ground plate, rigid couplings to the support spring, nonlinear spring elements as a connection to the rail and prestressed single spring elements for the simulation of the rail clamps

Die seitliche elastische Lagerung der Schiene durch die Winkelführungsplatte wird ebenfalls über Rissfedern realisiert. Da aufgrund der Fertigungstoleranzen ein Spalt zwischen Schienenfuß und Winkelführungsplatte bleibt, werden die Federn entsprechend in der Federkennlinie modifiziert. Um die flächenhafte Kopplung zwischen der Schiene und dem Stützpunkt bzw. der Sickenplatte im Modell zu realisieren, ist es erforderlich eine "Pseudo-Schicht" Flächenelemente über die äußersten Volumenelemente zu legen. Diese Schicht wird durch eine Extrusion der entsprechenden Randkurven der Querschnittsfläche erlangt. Die besagte Schicht hat jedoch keine Tragwirkung. Dadurch ist es möglich, eine flächenhafte Kopplung über die jeweiligen Gruppenzuordnungen zu generieren. Vorteilhaft ist dieses Vorgehen vor allem, weil die reduzierte Steifigkeit der Randfedern erfasst werden kann und die Federsteifigkeiten der Einzelfedern über die Angabe einer Referenzfläche automatisch ermittelt werden können.

Mit dem beschriebenen FE-Modell werden verschiedenste Berechnungen zur Ermittlung der Schienenbeanspruchungen im Bereich von Brückentrennfugen durchgeführt. Im Modell werden die Steifigkeiten der verschiedenen Komponenten von Brückenstützpunkten für die feste Fahrbahn angesetzt. Als Stützpunkt wird ein Brückenstützpunkt mit einer Zwischenlage und einer Spannklemme gewählt.

Die Berechnungen erfolgen geometrisch nichtlinear mit materiell linearem Verhalten (die Streckgrenze wird im Rahmen der Untersuchungen nicht erreicht). Der E-Modul der Schiene wird mit  $E = 210.000 \text{ MPa}$  in Ansatz gebracht und die Querdehnzahl wird zu  $\nu = 0,3$  gewählt.



#### 4.2.2.2 Auslegung eines Stabwerkmodells zur vereinfachten Schienenspannungsanalyse

Da die Diskretisierung der Schiene mittels Volumenelementen zu einem enormen Rechenaufwand und entsprechend hohen Rechenzeiten führt, ist dieses Modell nicht für alle Fragestellungen bzw. auch mit Hinsicht auf eine spätere Anwendung in der Praxis ungeeignet. Somit sollen Berechnungen an größeren Modellen an Stabwerksmodellen erfolgen, die die wichtigsten Effekte gut erfassen. In Kapitel 4.2.2.3 werden die Ergebnisse der beiden Modellierungsansätze verglichen und Unterschiede aufgezeigt.

Für die Modellierung mit Stabelementen werden dem Stabquerschnitt die in Tabelle 4-2 dargestellten Querschnittswerte zugewiesen.

Tabelle 4-2: Querschnittswerte der Schienen 60E1 und 60E2

Table 4-2: Cross-section values of rail types 60E1 and 60E2

$A$	$I_z$	$C_m$	$z_{smp}$
$[m^2]$	$[m^4]$	$[m^6]$	$[mm]$
$7,6733 \cdot 10^{-3}$	$5,109 \cdot 10^{-6}$	$1,595 \cdot 10^{-8}$	-46,4

$I_y$	$I_t$	$z_s$	$y_s$
$[m^4]$	$[m^4]$	$[mm]$	$[mm]$
$3,041 \cdot 10^{-5}$	$2,221 \cdot 10^{-6}$	-81,0	0

Es sei darauf hingewiesen, dass sich die Querschnittswerte der beiden Schientypen aufgrund unterschiedlicher Ausrundungsradien minimal unterscheiden. Da die Abweichungen mit Bezug auf das Flächenträgheitsmoment jedoch nur im Bereich von ca. 0,5 % liegen, wird auf eine Unterscheidung verzichtet.

Das Stabwerkmodell der Schiene mit Stützpunkten wird so ausgebildet, dass eine Verteilung der Lasten in Längs- und Querrichtung möglichst realitätsnah erfolgt. Hierzu werden je Stützpunkt jeweils sieben starre Kopplungen in Längs- und Querrichtung an den Stabzug angeschlossen. Die Kopplungen reichen jeweils vom Schwerpunkt des Stabquerschnitts hin zur Unterkante des Schienenfußes und schließen an darunterliegende, die elastische Zwischenlage darstellende Rissfedern an. Die Endpunkte der Rissfedern werden wiederum starr an eine vertikale Einzelfeder gekoppelt, welche die Steifigkeiten der Grundplatte und des Untergrundes abbildet. Alle anderen Freiheitsgrade sind durch Auflagerbedingungen festgehalten. Zur Abbildung der Spannklemmen sind vier Federn zwischen den Knoten an der Schienenfußkante und dem Kopfpunkt der untersten Feder vorgesehen. Diese Federn werden, gleich dem Vorgehen bei der Modellierung mit Volumenelementen, in einem Primärlastfall vorgespannt. Die Federsteifigkeiten werden gleich denen im Volumenmodell (statisch für Raumtemperatur) angesetzt und auf die Einzelfedern umgerechnet. Für einzelne vereinfachte Berechnungen (z.B. dynamische Berechnungen und Berechnungen zu Verformungsgrenzwerten) werden die einzelnen Federn vereinfacht zu einer Gesamtfeder zusammengeführt. Durch

Vergleichsberechnungen konnte gezeigt werden, dass sich für diese Fälle keine nennenswerten Unterschiede ergeben.

Um das Wölbflächenmoment 2. Ordnung für den dickwandigen Schienenquerschnitt korrekt zu ermitteln und eine Ausgabe der Spannungen an allen Randpunkten zu ermöglichen, wird der Querschnitt in dem Programm als sogenannter FE-Querschnitt abgebildet, welcher wiederum über 1000 Splinepunkte beschrieben wird. Somit werden alle Querschnittswerte des Stabes aus einer mit Schalenelementen diskretisierten Querschnittsfläche berechnet. Die Effekte aus Wölbkrafttorsion werden über die Aktivierung eines siebten Freiheitsgrades berücksichtigt.

Durch die Definition von sogenannten Spannungspunkten ist es möglich, Werte an definierten Stellen des Querschnitts abzugreifen.

#### **4.2.2.3 Vergleich von Stabwerks- und Volumenmodellierung**

Ein Vergleich der Ergebnisse für die Berechnung der Schienenspannungen an einem Volumen- und Stabwerksmodell zeigt, dass die nichtlineare Spannungsverteilung über die Schienenhöhe lediglich mit einem fein diskretisierten Volumenmodell erfasst werden kann. Für den Betrag der Längsspannungen an der Schienenfußunterkante ergeben sich jedoch keine nennenswerten Abweichungen. Für den Bereich des Schienenkopfes zeigte sich hingegen eine deutliche Abweichung der berechneten Spannungen, wobei dieser Befund für einen Nachweis der Ermüdung aller Voraussicht nach irrelevant ist, da dieser im Bereich des Schienenfußes geführt wird.

Für die untersuchten Lastfälle ergibt sich eine relativ gute Übereinstimmung der mittels Stabwerks- und Volumenmodell berechneten Verformungen und Stützpunktkräfte. Die Abweichungen liegen im Bereich von lediglich ca. 2 % für vertikale Verformungen und ca. 9 % für horizontale Verformungen, die sich darauf zurückführen lassen, dass eine Profilverformung bei einer Berechnung mit Stabelementen nicht berücksichtigt wird.

Es zeigt sich zudem, dass sich im Bereich des Schienenfußes eine geringe Plattentragwirkung ausbildet bzw., dass sich die Schienenfußränder durch die Lasteinleitung über den Schienensteg, der Last entziehen. Demnach resultieren in Schienenfußmitte auch bei einer zentrischen, vertikalen Lasteinleitung um ca. 10 % höhere Längsspannungen als am Schienenfußrand. Auch dieser Effekt lässt sich lediglich durch eine Abbildung der Schiene mittels Volumenelementen erfassen. Für eine Berechnung am Stabwerksmodell mit Berücksichtigung der Wölbkrafttorsion ergeben sich somit unter Umständen höhere Randzugspannungen als in Realität vorhanden. Infolge einer um 15 mm exzentrischen, vertikalen Einheitslast ergeben sich beispielsweise um ca. 10 % zu hohe Längsspannungen am Schienenfußrand. Aufgrund der vorhandenen Plattentragwirkung im Bereich des Schienenfußes konnte zudem festgestellt werden, dass die Einzellast des Rades für den Ansatz einer Lastausbreitung im Stabwerksmodell lediglich über die Länge der Hertz'schen Kontaktfläche (ca. 20 mm) verschmiert werden sollte. Für diesen Ansatz ergibt sich bei einem zentrischen Lastangriff für das Stabwerksmodell exakt die gleiche Spannung in Schienenfußmitte wie für die Berechnungen am Volumenmodell.

Der Vergleich der berechneten Schienenspannungen für beide Modellierungen ergibt zudem, dass die berechneten Längsspannungen im Bereich der Stützpunkte eine weitaus schlechtere Übereinstimmung zeigen. Dies lässt sich damit begründen, dass

zusätzliche Spannungen infolge der Auflagerpressung bzw. infolge des Anspannvorgangs der Spannklemmen (mit jeweils 15 kN), sowie zusätzliche Längsspannungen aus der Querbiegung des Schienenfußes, lediglich für eine Berechnung an einem Volumenmodell Berücksichtigung finden. Hierbei sei darauf hingewiesen, dass sich infolge des Vorspannens der Spannklemmen Zugspannungen am Rand des Schienenfußes von bis zu 38 MPa ergeben können. Diese zusätzlichen Spannungen sollten ggf. pauschal in einer Ermüdungsberechnung berücksichtigt werden, da sie sich auf das Niveau der Mittel- und Unterspannung auswirken. Der Einfluss der sekundären Biegung zwischen den Stützpunkten wurde mittels Stabwerksmodell zu maximal 4 % berechnet.

#### 4.2.3 Untersuchung spezieller Beanspruchungen von Schienen

##### 4.2.3.1 Allgemeines

In dem nachfolgenden Kapitel wird auf spezielle Beanspruchungen von Schienen eingegangen, die nach aktuellem Stand der Technik nicht berücksichtigt werden müssen. Dabei ist zwischen besonderen Einwirkungen wie beispielsweise dem lateralen Versatz oder dynamischen Effekten und Auswirkungen von speziellen Beanspruchungen wie z.B. die örtliche Radlasteinleitung zu unterscheiden. Auf die Wichtigkeit der Beachtung dieser Effekte bezüglich der Spannungsermittlung im Schienenfuß wird in den jeweiligen Kapiteln eingegangen.

##### 4.2.3.2 Auswirkungen der örtlichen Radlasteinwirkung

Bedingt durch die konzentrierte Radlasteinleitung und die Querschnittsgeometrie der Schiene liegt keine lineare Navier'sche Spannungsverteilung über die Schienenhöhe nach der technischen Biegetheorie vor. Im Bereich des Schienenkopfes resultiert ein gestörter, nichtlinearer Spannungsverlauf. Dieser Effekt wurde bereits von J. Eisenmann untersucht und dokumentiert [Fas77]. Hierzu liegen auch entsprechende Ergebnisse aus Versuchen vor, die nachfolgend dargestellt sind:

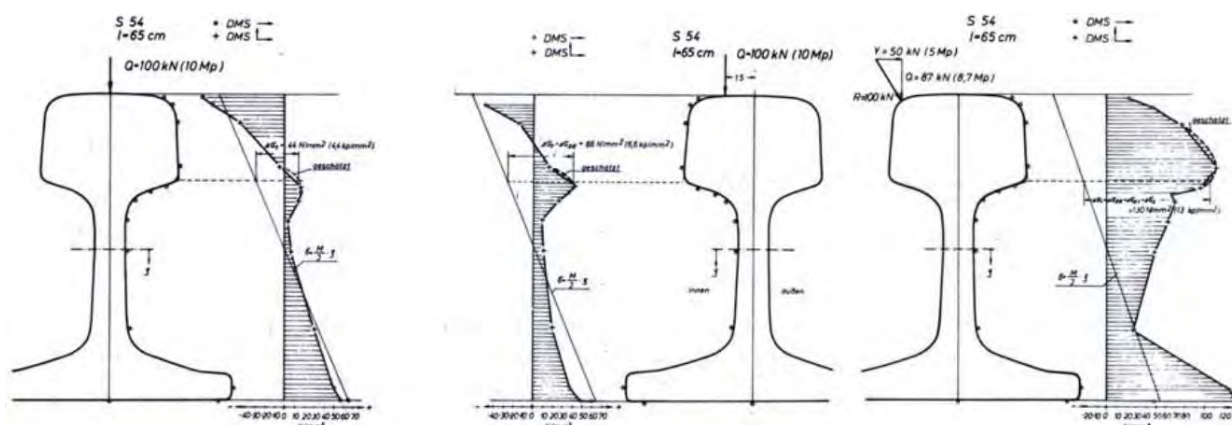


Abbildung 4-12: Verlauf der Spannungen in Schienensängsrichtung an der Oberfläche, für verschiedene Radlasteinleitungen, Schiene S 54, aus [Fas77]

Figure 4-12: Distribution of stresses in longitudinal direction of the rail on the surface, for different load applications, rail type S 54, according to [Fas77]

Es zeigt sich für die beiden linken Teilbilder im Vergleich zur linearen Spannungsverteilung eine Erhöhung der Druckspannungen am oberen Rand des Schienenkopfes, sowie eine Reduzierung der Biegezugspannungen am unteren Rand des Schienenkopfes und -fußes.

Dieser gestörte Spannungsverlauf lässt sich dadurch begründen, dass der Schienensteg durch die Belastung eine örtliche Stauchung erfährt und somit als eine Art elastische Auflagerung des Schienenkopfes fungiert. Somit wird der Hauptbiegung des Schienenprofils eine zusätzliche Biegebeanspruchung des Schienenkopfes analog zu der eines elastisch gebetteten Balkens überlagert.

Zur Ermittlung der Störspannungen liegt ein Ansatz anhand der Theorie von Zimmermann [Fas77] vor, der den Schienenkopf gedanklich vom restlichen Schienenquerschnitt abtrennt und als elastisch gebetteten Balken berechnet. Über den Schienenquerschnitt gesehen stellt sich aufgrund der Kompatibilität zwischen Schienenkopf und -steg jedoch eine andere Spannungsverteilung ein. Somit ist das erwähnte Verfahren zwar zur Ermittlung der maximalen Zugspannung im Grenzübergang zwischen Schienenkopf und -steg anwendbar, nicht jedoch für eine Ermittlung der Spannungen über den Querschnitt [Bra99].

Um die Spannungsverteilung infolge konzentrierter Radlasteinleitung auch über den Schienenquerschnitt hinreichend genau bestimmen zu können, wird der von Eisenmann [Fas77] erwähnte Versuch zur Ermittlung der Spannungsverteilung mit einem FE-Modell nachgebildet. Hierfür wird vereinfacht für alle drei untersuchten Lastfälle angenommen, dass die Schiene an den Enden über eine Tiefe von 3 cm umlaufend gehalten ist.

Die Finite Elemente Analyse der Schiene wird für ein Schienenstück 60E2 mit einer Länge von 650 mm unter einer zentrischen Last von 100 kN, analog dem ersten Teilbild der Abbildung 4-12, durchgeführt.

Um den qualitativen Verlauf der im FE-Modell ermittelten, längsgerichteten Normalspannungen an der Schienenoberfläche mit den Ergebnissen aus den Versuchen zu vergleichen, werden die Randspannungen für eine zentrische Radlasteinleitung entsprechend dem ersten Teilbild nach Abbildung 4-12 berechnet. Das Ergebnis ist in Abbildung 4-13 dargestellt.

Es zeigt sich eine gute Übereinstimmung im qualitativen Verlauf der Längsspannungen über die Höhe. Der Betrag der Spannungen aus der Berechnung am FE-Modell ist, aufgrund der höheren Biegesteifigkeit des Schienenprofils 60E1 bzw. 60E2 im Vergleich zu dem Schienenprofil S 54, geringer.

## Bestimmung der Schienenspannungen Determination of stresses in the rail

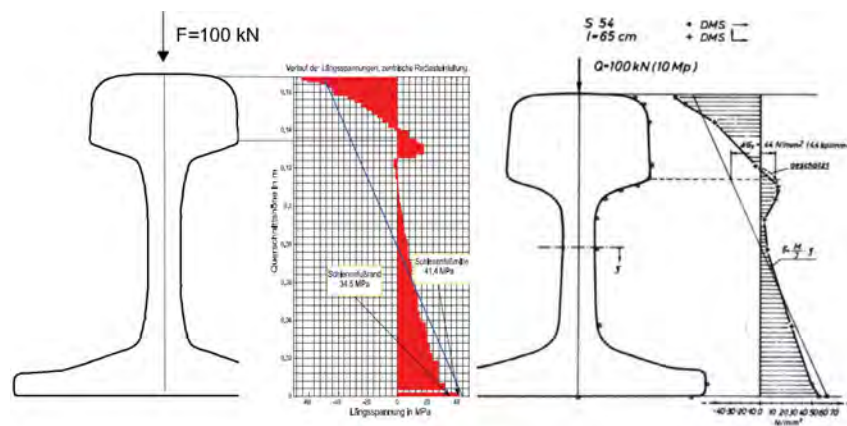


Abbildung 4-13: Verlauf der Spannungen in Längsrichtung an der Schienenoberfläche für eine vertikale, zentrische Lasteinleitung,  $F=100\text{ kN}$ ; links: Spannungen Schiene 60E2 aus FE-Berechnung, rechts: Spannungen Schiene S 54 aus Laborversuch [Fas77]; blaue Linie entspricht Spannungsverlauf für  $M_y/W_y$

Figure 4-13: Distribution of stresses in longitudinal direction of the rail on the surface for a vertical, centric load application,  $F=100\text{ kN}$ ; left: stresses in rail type 60E2 according to a finite element analyses, right: stresses rail type S 54 according to experiments of [Fas77]; blue line corresponds to the stress distribution for  $M_y/W_y$

Außerdem zeigt sich im FE-Modell ein weiterer Effekt, der die nichtlineare Spannungsverteilung erklärt. Im Einleitungsbereich der Kraft strahlt die Last unter ca.  $45^\circ$  Neigung in den Schienenkopf aus. Aus dem Gleichgewicht der horizontalen Kräfte bildet sich in Folge ein Zugband im Übergangsbereich zwischen Schienenkopf und -steg aus. Dieser Störeffekt klingt, bedingt durch den Ausstrahlwinkel von ca.  $45^\circ$ , innerhalb einer Länge entsprechend der Querschnittshöhe wieder ab. In der nachfolgenden Abbildung sind die Spannungstrajektorien für Spannungen in Schienenlängsrichtung für einen mittigen Längsschnitt dargestellt.

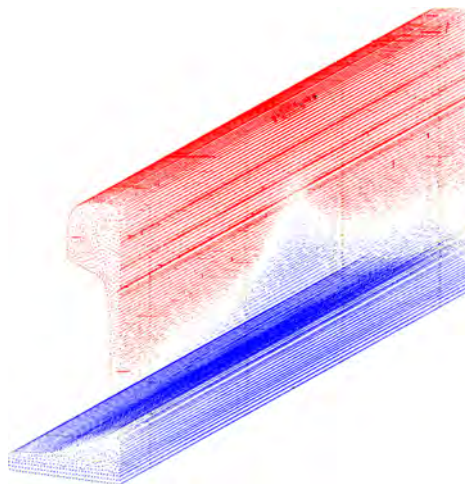


Abbildung 4-14: Verlauf der Spannungstrajektorien für Spannungen in Schienenlängsrichtung, Längsschnitt für mittigen Bereich des Modells. Druckspannungen sind rot und Zugspannungen blau dargestellt

Figure 4-14: Distribution of stress trajectories for stresses in longitudinal direction of the rail, longitudinal section for the central area of the model. Compressive stresses are shown in red and tensile stresses are shown in blue

Für die in Abbildung 4-12 dargestellten Fälle einer exzentrischen Lasteinleitung weichen die Spannungsverläufe zwischen Laborversuch und FE-Modell stärker voneinander ab, da sich hier der Effekt der unterschiedlichen Steifigkeiten der Schienenprofile deutlicher zeigt. Die Spannungen im Querschnitt und am äußeren Rand sind nachfolgend dargestellt:

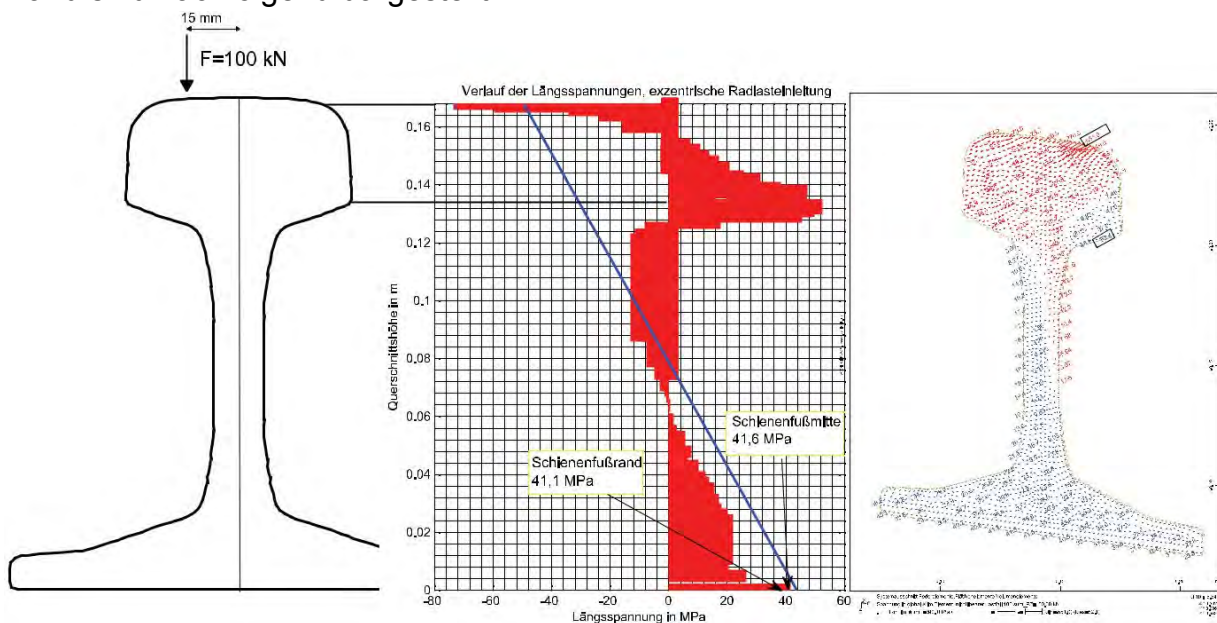


Abbildung 4-15: Verlauf der Spannungen in Längsrichtung an der Schienenoberfläche für eine vertikale, exzentrische Lasteinleitung,  $F=100$  kN,  $e=15$  mm; oben: Spannungen Schiene 60E2 aus FE-Berechnung im Querschnitt und an der Oberfläche, unten: Spannungen an der Oberfläche, Schiene S 54 aus Laborversuch [Fas77]; blaue Linie entspricht Spannungsverlauf für  $M_y/W_y$

Figure 4-15: Distribution of stresses in longitudinal direction of the rail on the surface for a vertical, eccentric load application,  $F=100$  kN,  $e=15$  mm; above: stresses in rail type 60E2 according to a finite element analyses in the cross section and on the surface, below: stresses on the surface, rail type S 54 according to experiments of [Fas77]; blue line corresponds to the stress distribution for  $M_y/W_y$

# Bestimmung der Schienenspannungen Determination of stresses in the rail

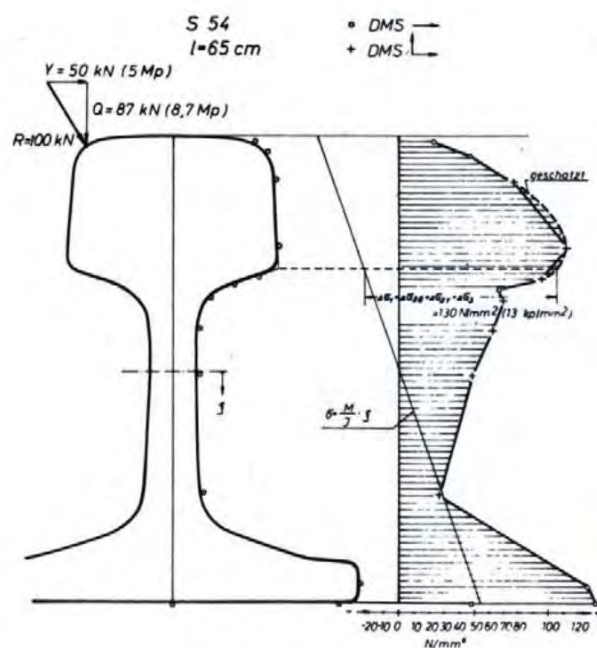
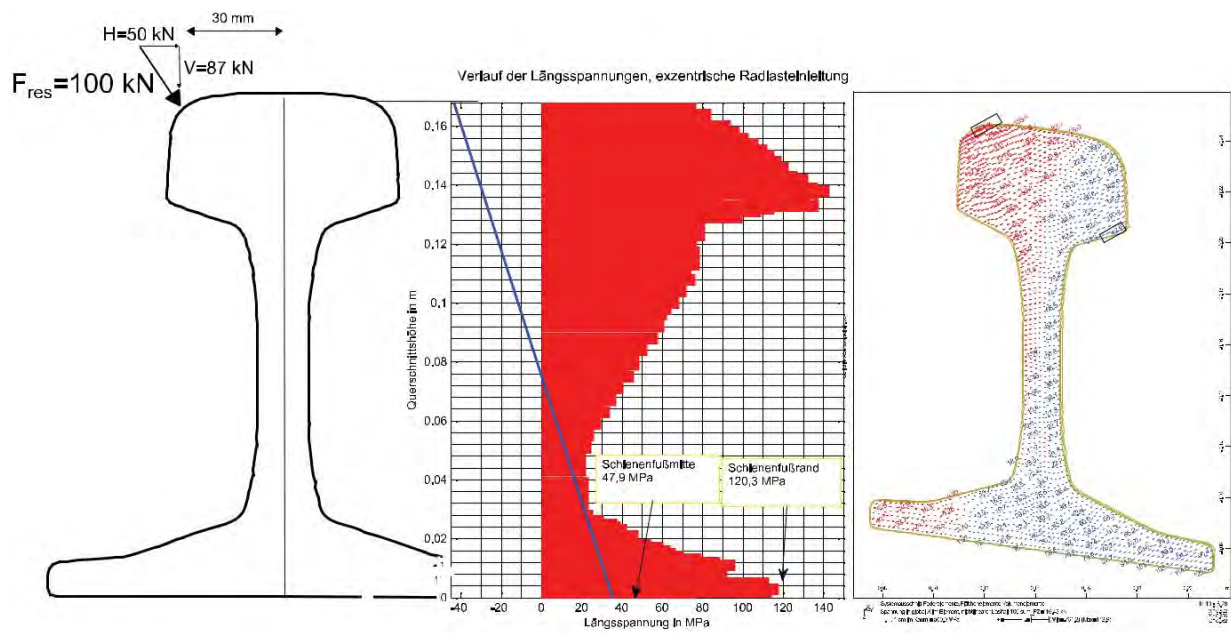


Abbildung 4-16: Verlauf der Spannungen in Längsrichtung an der Schienenoberfläche für eine vertikale und horizontale, exzentrische Lasteinleitung,  $F_{\text{vert}} = 87\text{kN}$ ,  $F_{\text{hor}} = 50\text{kN}$ ,  $e=30\text{ mm}$ ; oben: Spannungen Schiene 60E2 aus FE-Berechnung im Querschnitt und an der Oberfläche, unten: Spannungen an der Oberfläche, Schiene S 54 aus Laborversuch [Fas77]; blaue Linie entspricht Spannungsverlauf für  $M_y/W_y$

Figure 4-16: Distribution of stresses in longitudinal direction of the rail on the surface for a vertical and horizontal, eccentric load application,  $F_{\text{vert}} = 87\text{kN}$ ,  $F_{\text{hor}} = 50\text{kN}$ ,  $e=30\text{ mm}$ ; above: stresses in rail type 60E2 according to a finite element analyses in the cross section and on the surface, below: stresses on the surface, rail type S 54 according to experiments of [Fas77]; blue line corresponds to the stress distribution for  $M_y/W_y$

#### **4.2.3.3 Torsionsbelastung der Schiene**

Durch die Spurführung der Züge treten in der Kurvenfahrt mit Überhöhungsfehlbetrag Führungskräfte am Schienenkopf auf, die die Schiene als Lateralkraft rechtwinklig zur Schienenlängsachse belasten. Zudem können auch im geraden Gleis aufgrund des Sinuslaufes der Fahrzeuge Querkräfte am Schienenkopf auftreten. Der Sinuslauf entsteht durch die Selbstzentrierung des Rades aufgrund der konisch profilierten Räder. Durch eine Überkompensierung bei Abweichungen von der Ideallinie entstehen Schlingerbewegungen bei der Fahrt im geraden Gleis. Bei kleinen Amplituden ist die Schlingerbewegung näherungsweise sinusförmig und weist eine zur Fahrgeschwindigkeit proportionale Frequenz auf. Die dynamische laterale Belastung ist dabei geringer als die quasistatische Seitenbelastung. Bei Überschreitung einer sogenannten kritischen Geschwindigkeit sind die dynamischen Kräfte jedoch höher als die quasistatischen und der Sinuslauf geht in einen Zick-Zack-Lauf über. [Pac13] Die maximal mögliche Seitenbelastung entspricht der Führungskraft, die gerade nicht zu einer Entgleisung führt. Nach dem Prudhomme'schen Entgleisungskriterium liegt diese bei ca. 60 kN. [Fr2012]

Bei sehr hohen Geschwindigkeiten und einem großen Überhöhungsfehlbetrag tritt ein weiterer Effekt auf, der zu hohen lateralen Beanspruchungen führen kann.

Das Drehgestell verdreht sich um die Gleislängsachse und es kommt zu einem Abheben des Rades. Es liegt nur noch eine Kontaktfläche zwischen Rad und Schiene an der inneren Fahrkante vor. Somit werden alle Kräfte exzentrisch an der Schieneninnenkante eingeleitet. [Liu13]

Durch diesen ausmittigen Angriff der Radlast oder durch zum (Torsions-)Drehpunkt exzentrische laterale Kräfte resultiert eine entsprechende Torsionsbelastung auf die Schiene.

Zusätzlich kann der zuvor erwähnte laterale Versatz an Brückentrennfugen durch die lokale horizontale Zwangsverschiebung an einem Stützpunkt zu einer Torsionsbelastung und Querbiegung der Schiene führen.

Aus der Querbiegung der Schiene und aus Wölbkrafttorsion resultieren Längsspannungen in der Schiene, die relevant für die Bemessung sein können. Anzumerken sei jedoch, dass der Betrag der Führungskräfte von dem Radius des Bogens abhängt und nur bei kleinen Radien von  $< 500$  m hohe Querkräfte auftreten.

Zudem treten die Führungskräfte nur in den Führungsachsen der Züge auf, wodurch je Überfahrt eines Triebfahrzeugs nur ein Lastspiel resultiert. In Addition werden auf Strecken der Deutschen Bahn bei Radien  $< 1100$  m Schienenstähle mit höherer Güte (R 350 HT) eingebaut, wonach eine höhere Ermüdungsfestigkeit der Schienen ansetzbar ist. [Fr2012]

Dennoch sollten die auftretenden Horizontalkräfte aus Führung des Fahrzeuges bzw. Sinuslauf bei einem Nachweis der Schienenspannungen angesetzt werden, da sich die aus Querbiegung und Wölbkrafttorsion wirkenden Längsspannungen mit denen aus dem Lastfall des lateralen Versatzes überlagern. Die Häufigkeit der einwirkenden Horizontalkräfte bzw. deren Betrag muss dabei für gekrümmte Brücken mit engem Radius individuell bestimmt werden.



Um die Längsspannungen im Schienenfuß korrekt zu erfassen, ist bei entsprechender Torsionsbelastung eine Berücksichtigung der Wölbkrafttorsion notwendig. Je nach Lastangriff kann sich die Berücksichtigung der Wölbkrafttorsion dabei erhöhend oder reduzierend auf den Betrag der resultierenden Längsspannung im Schienenfuß auswirken. Um den Zusammenhang klarer darzustellen, wird die Wölbkrafttorsion vereinfacht als "gegengleiche Biegung" über ein Kräftepaar gedacht (siehe Abbildung 4-17).

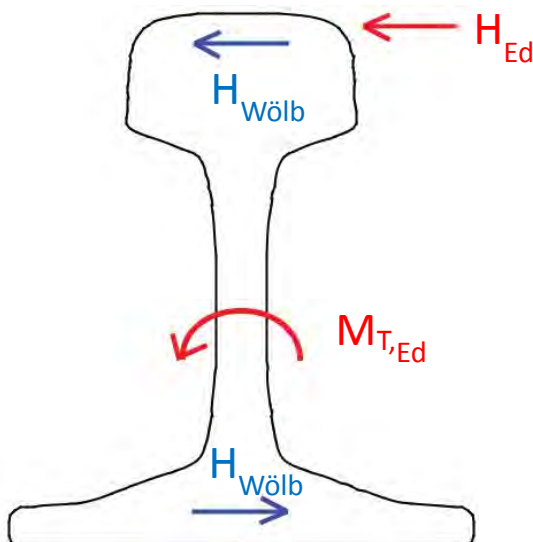


Abbildung 4-17: Darstellung der Wölbkrafttorsion in der Schiene als „gegengleiche Biegung“  
Figure 4-17: Representation of the warping torsion in the rail as contrasting couple of forces

Bei Berechnung der maximalen Längszugspannungen im Schienenfuß für eine am Schienenkopf angreifende Horizontallast  $H_{Ed}$  müssen die Anteile aus Querbiegung (infolge  $H_{Ed}$ ) und Wölbkrafttorsion (infolge  $H_{Wölb}$ ) superponiert werden. Die Berücksichtigung der Wölbkrafttorsion reduziert in diesem Fall die resultierende Längsspannung in der Schiene. Für diesen Lastfall kann die Wölbkrafttorsion somit auf der sicheren Seite vernachlässigt werden. Vice versa führt eine Horizontalbelastung am Schienenfuß, wie sie beispielsweise beim Lastfall des lateralen Versatzes vorliegt, zu ungünstig wirkenden Wölbnormalspannungen im Schienenfuß. Sofern lediglich eine exzentrisch zur Mittelachse wirkende Vertikallast einwirkt, führt die Wölbkrafttorsion (je nach Richtung des Torsionsmomentes) auf einer Seite des Schienenfußrandes zu Zugnormalspannungen, die mit denen aus der Hauptbiegung der Schiene überlagert werden müssen. Diese zusätzlichen Schienenspannungen lassen sich dabei entweder über die Berücksichtigung der Wölbkrafttorsion über einen 7. Stabfreiheitsgrad, oder die Abbildung der Schiene mit Hilfe von Volumenelementen (siehe Kapitel 4.2.3.2) ermitteln.

Für eine um 15 mm exzentrische Radlast erhöhen sich die Schienenlängsspannungen um bis zu 15 % gegenüber einer zentrischen Radlasteinleitung. Für den Extremfall einer Radlaststellung mit 30 mm Exzentrizität können sich die Schienenspannungen sogar um Faktor 2,5 erhöhen.

#### 4.2.3.4 Auswirkungen des Schienenverschleißes

##### 4.2.3.4.1 Allgemeines

Die Beanspruchung durch das Rad führt langfristig zu einem Verschleiß der Schiene. Die Verschleißrate der Schiene ist dabei vom Schienenstahl abhängig. Je höher die Festigkeit der Schiene, desto geringer der Verschleiß. Beim Verschleiß der Schiene ist zwischen seitlichem und vertikalem Schienenverschleiß zu unterscheiden. Der vertikale Schienenverschleiß liegt im geraden Gleis (oder für große Radien) bei ca. 0,7-1 mm pro 100 Millionen Tonnen. Für Hauptgleise ist der Grenzwert des zulässigen Höhenverschleißes für eine Schiene UIC 60 bzw. 60E2 auf 14 mm festgelegt. [Lic04]

Der seitliche Verschleiß ist abhängig vom Bogenhalbmesser und bildet sich an der bogeninneren und -äußeren Schiene unterschiedlich aus. Die bogenäußeren Schienen werden vor allem seitlich abgenutzt.

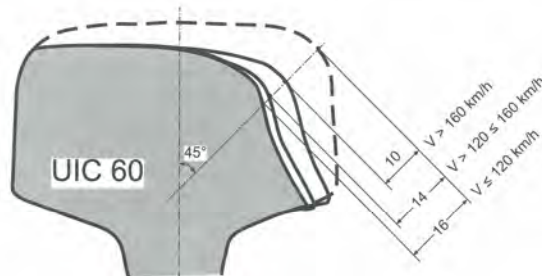


Abbildung 4-18: Grenzwerte für den maximal zulässigen seitlichen Verschleiß der Schiene UIC 60 [Lic04]

Figure 4-18: limit values for the maximum permitted lateral wear [Lic04]

Wie in Abbildung 4-18 dargestellt ist der zulässige Verschleiß von der Entwurfsgeschwindigkeit abhängig. [Lic04]

Durch den Verschleiß der Schiene können sich die Querschnittswerte der Schienen stark reduzieren. Demnach wirkt sich der Schienenverschleiß auch auf die Längsspannungen in der Schiene, insbesondere auf die maximalen Längszugspannungen im Schienenfuß, aus. Diese Auswirkungen sollen nachfolgend genauer betrachtet werden.

##### 4.2.3.4.2 Änderung der Schienenspannungen infolge Verschleiß

Aufgrund der elastischen Bettung der Schiene auf den Stützpunkten ist das resultierende Biegemoment, wie bereits ausgeführt, von der elastischen Länge des Ersatzbalkens abhängig. Somit ist die Annahme, dass die Spannungsänderung linear von der Reduktion des Widerstandes abhängt, falsch. Die Änderung der Schienenspannung ergibt sich vielmehr aus der Reduktion des Widerstandsmoments der Schiene und der Minderung der elastischen Länge. Dabei kommt es durch die reduzierten Widerstandsmomente zu einer Erhöhung und durch die Minderung der elastischen Länge zu einer Reduktion der Längsspannungen in der Schiene.

Um die Spannungsänderungen im Schienenfuß infolge vertikaler Einwirkungen für den maximal zulässigen Höhenverschleiß zu berechnen, wird der Querschnitt der Schiene dahingehend verändert, dass die Oberkante des Schienenfußes um 14 mm nach unten versetzt wird.

## Bestimmung der Schienenspannungen Determination of stresses in the rail

Hierdurch reduziert sich das Flächenträgheitsmoment  $I_y$  um 22,5 % und das Widerstandsmoment  $W_y$  um 0,7 %. Somit verringert sich die elastische Länge des Ersatzbalkens um 6,2 %.

Um den Zusammenhang anschaulicher darzustellen und den Einfluss von realistischen Achsabständen mit zu erfassen, wird die Einhüllende der maximalen Schienenlängsspannung, für einen verschleißten und einen walzneuen Schienenquerschnitt infolge einer Belastung der Schiene mit einer vertikalen Wanderlast berechnet und vergleichend dargestellt. Hierfür wird ein Stabwerksmodell mit 30 Stützpunkten herangezogen. Als Wanderlast werden beispielhaft die Achslasten für den Triebkopf des Betriebslastenzugs Typ 3 (Hochgeschwindigkeitsreisezug) nach DIN EN 1991-2(12-10) [NaBau] in 350 Schritten über die Schiene gebracht. Hierbei handelt es sich um vier Einzellasten mit Achslasten von je 200 kN und Achsabständen von 3 m, 8,46 m und 3 m.

Aus allen möglichen Laststellungen lässt sich die Einhüllende der maximalen Zugspannungen im Schienenfuß infolge der Überfahrt des Lastmodells, für einen verschleißten und einen walzneuen Schienenquerschnitt, berechnen:

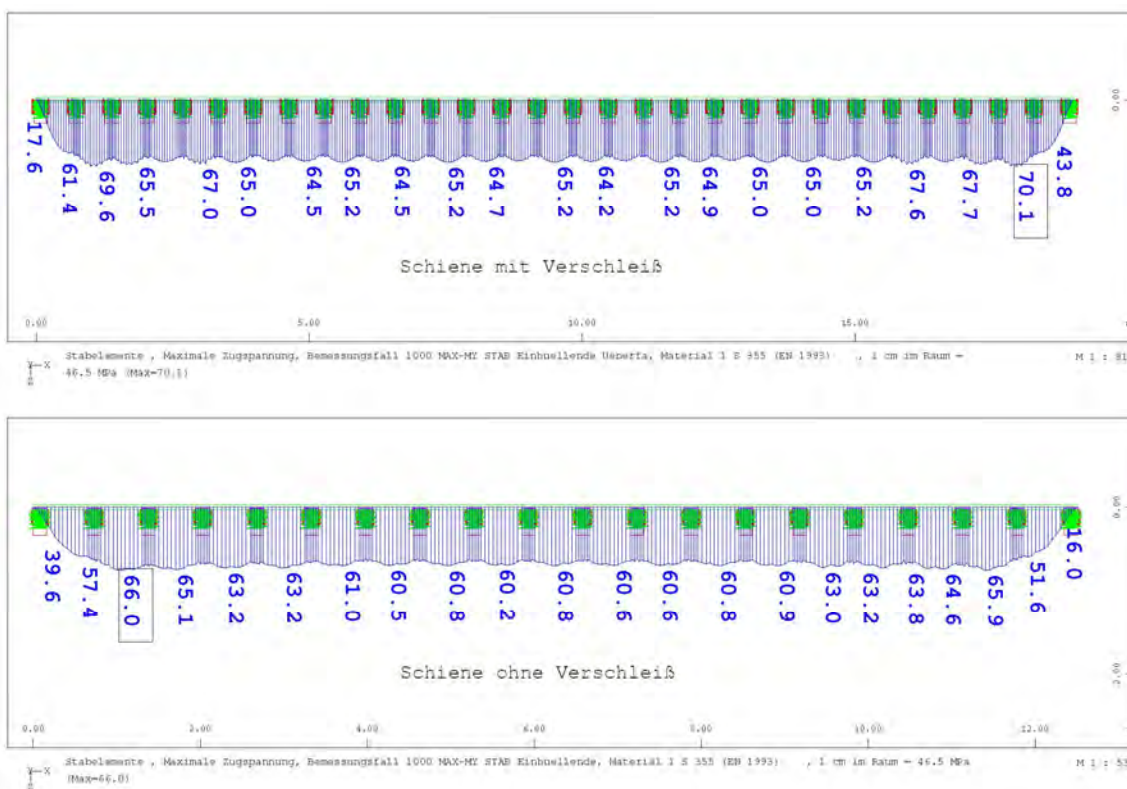


Abbildung 4-19: Einhüllende der maximalen Zugspannungen im Schienenfuß; oben: Berechnung für den maximal zulässigen vertikalen Verschleiß der Schiene; unten: Berechnung für eine walzneue Schiene

Figure 4-19: Envelope of maximal tensile stresses in the rail foot; above: simulation for the maximum permitted vertical wear of the rail; below: simulation for a new rail

Wie erwartet ist die Spannungserhöhung infolge des Verschleißes der Schiene vergleichsweise gering und liegt im Bereich von nur ca. 7 %.

Da für den berechneten Querschnitt der maximal zulässige Verschleiß angesetzt wurde, ist der Einfluss als vergleichsweise gering einzustufen. Dennoch sollte der Effekt ggf. (zumindest pauschal) mit in Betracht gezogen werden.

### **4.3 Grenzwertbetrachtungen von vertikalen Schienenstützpunktkräften infolge von Verdrehung und Vertikalversatz im Bereich von Bauwerkstrennfugen**

#### **4.3.1 Allgemeines**

Die Berücksichtigung des Einflusses der Interaktion zwischen Brücke und Schiene bei der Beanspruchung von Schienen ist sehr komplex und von vielen Einflussfaktoren des Brückentragwerks, wie z.B. der Bauwerkskonfiguration (Einfeld- oder Durchlaufträger, Anzahl der Felder und deren Länge usw.), den Überbaueigenschaften der Brücke sowie den Unterbausteifigkeiten abhängig. Es ist somit nicht möglich eine allgemeingültige Beanspruchung der Schiene aus der Brücke-Schiene-Interaktion abzuleiten. Vielmehr sollte dieser Anteil individuell für jedes Brückenbauwerk bestimmt werden.

Es erweist sich dabei als zielführend, lediglich den Übergangsbereich zwischen Brücke und Dammbereich, also den Bereich der „Brückentrennfuge“, abzubilden und die Beanspruchungen der Schiene allgemeingültig mit Hilfe von Einheitslastfällen für die jeweiligen Verformungsanteile abzuleiten.

Die maximale Beanspruchung der Schiene im Bereich von Brückentrennfugen wird in der Regel durch den Nachweis der maximalen abhebenden Stützpunktkraft begrenzt. Im Rückkehrschluss lassen sich somit aus den maximalen abhebenden Stützpunktkräften entsprechende Grenzwerte von Kombinationen aus Vertikalverformung und Endtangentialwinkel an der Brückentrennfuge ableiten und daraus wiederum die maximalen Schienenspannungen für diese „Grenzkurve“ ermitteln. Die Verformungsanteile können somit aus einem globalen Rechenmodell der Brücke ausgelesen und mit den Diagrammen für die Verformungsgrenzräume verglichen werden. Somit ist eine schnelle Überprüfung des Nachweises der Stützpunkte möglich. Zur Berücksichtigung des Einflusses der Verformungen an der Brückentrennfuge auf die Schienenspannungen können dann die zu der Grenzkurve zugehörigen Schienenspannungen ausgewertet und im Ermüdungsnachweis berücksichtigt werden.

Die Nachweise der abhebenden Schienenstützpunktkräfte und vertikalen Einsenkungen müssen nach aktuellem Stand der Technik gemäß den Angaben der im Jahr 2000 veröffentlichten Anlage 29 der DS 804 geführt werden. Die Nachweisführung hängt dabei im Wesentlichen von den bei den Berechnungen angesetzten Federsteifigkeiten ab. Diesbezüglich wird bei der Betrachtung der abhebenden Stützpunktkräfte auf der Grundlage von seinerzeit durchgeführten Versuchsergebnissen eine Steifigkeit von 60 kN/mm vorgegeben. Innerhalb des Nachweises der vertikalen Einsenkung wurde eine Federsteifigkeit von 30 kN/mm festgelegt. [DB00] Der im Rahmen der VDE 8 fortlaufend bearbeitete Parameterkatalog der DB Netz AG gibt ebenfalls die Steifigkeiten von 60 kN/mm bei abhebenden und 30 kN/mm bei drückenden Kräften vor. [DB14] Aufgrund der vorangeschrittenen

Entwicklung im Bereich der Schienenbefestigungselemente stellt sich die Frage, inwiefern der Ansatz der angegebenen linearen Federsteifigkeiten in Bezug auf eine realitätsnahe Nachweisführung anwendbar ist. Somit wird dieser Ansatz durch Variation der Steifigkeiten für die Erstellung der Grenzwert-Diagramme überprüft. Für diese Beurteilung werden Diagramme unter Verwendung von dem Regelwerk entsprechenden linearen und aus aktuellen Versuchsergebnissen (siehe Kapitel 4.1) hergeleiteten nichtlinearen Federsteifigkeiten erstellt und miteinander verglichen.

### 4.3.2 Grundlegende Verformungsanteile im Trennfugenbereich

Grundsätzlich lassen sich im Bereich von Brückentrennfugen (neben dem lateralen Versatz, der in Kapitel 4.4 gesondert betrachtet wird) zwei grundlegende Verformungsanteile, der Endtangentialwinkel sowie der vertikale Versatz, unterscheiden. Diese beiden Anteile sollen nachfolgend kurz beschrieben werden.

#### 4.3.2.1 Endtangentialwinkel

Die Entstehung von Endtangentialwinkeln an den Überbauenden einer Trennfuge kann sowohl im Bereich von Trennpfeilern als auch im Widerlagerbereich auftreten. Dabei werden die Endtangentialwinkel im Wesentlichen durch Biegebeanspruchungen des Überbaus hervorgerufen. In Abbildung 4-20 ist ein mögliches Verformungsbild von zwei voneinander getrennten Überbauten qualitativ dargestellt. Dabei lagern die beiden Überbauten gelenkig auf einem Trennpfeiler auf. In dieser Situation verdrehen sich beide Überbauten gleichermaßen. Dieses Verformungsbild kann beispielsweise durch eine in beiden Feldern wirksame vertikale Belastung infolge von Eisenbahnverkehr auftreten.

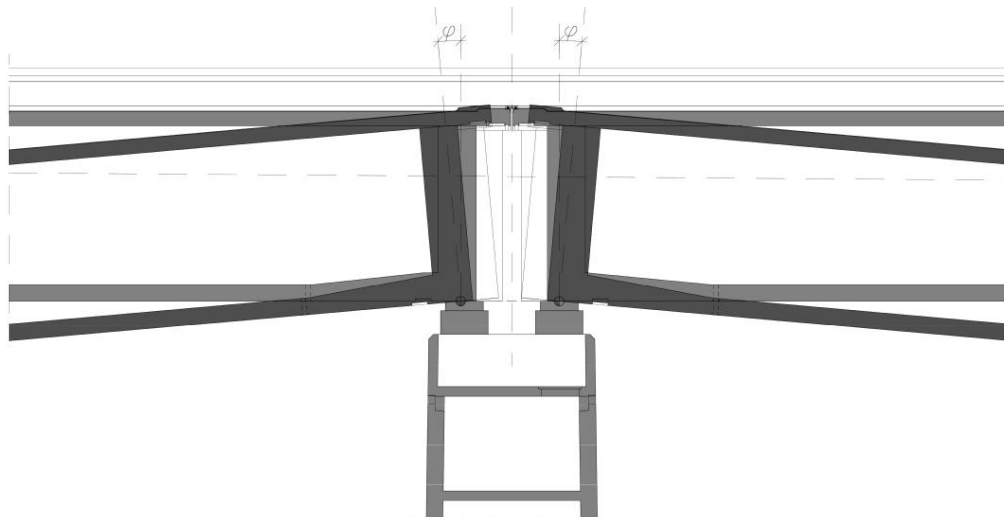


Abbildung 4-20: Endtangentialwinkel im Bereich von Trennpfeilern mit zwei Überbauten infolge beidseitiger Belastung [DB14]

Figure 4-20: End tangent angle in the area of dividing piers with two superstructures due to double-sided loading [DB14]

In Abhängigkeit von den Einwirkungskombinationen und dem statischen Tragsystem können dabei unterschiedlichste Endtangentialwinkel auftreten. Im Vergleich zum dargestellten Verformungsbild können auch Verdrehungen in die andere Richtung oder einseitige beziehungsweise ungleiche Verdrehungen hervorgerufen werden.

Im Bereich von Widerlagern resultieren an den Überbauenden hauptsächlich einseitige Endtangentialwinkel. Bei größeren Brückenbauwerken werden auch begehbare Widerlager hergestellt. Die Deckenplatte des Widerlagers befindet sich direkt unterhalb der Eisenbahnstrecke. Hier können teilweise auch infolge einer Deckendurchbiegung beidseitig Verdrehungen entstehen.

Zusätzlich zur Entstehung von Endtangentialwinkeln infolge von Biegebeanspruchungen des Überbaus können Verdrehungen an den Überbauenden einer Trennfuge durch ungleichmäßige Setzungen der Widerlager und Pfeiler hervorgerufen werden.

#### 4.3.2.2 Vertikaler Versatz

Im Bereich von Bauwerkstrennfugen kann sich auf unterschiedliche Art ein vertikaler Versatz der beiden Überbauenden entwickeln. Ein nicht unwesentlicher Teil wird infolge der Verdrehung des Überbaus in Verbindung mit Lagerüberständen hervorgerufen. In Abbildung 4-21 ist dieser Effekt schematisch dargestellt. Der Wert des resultierenden vertikalen Versatzes  $\delta_v$  steht im direkten Zusammenhang mit der Größe des Überstandes und dem Betrag des Endtangentialwinkels. Um den vertikalen Versatz an der Oberkante des Überbauendes zu ermitteln, wird für die Berechnung der Abstand zwischen der Lagerachse und dem Ende des Überbaus als Hebelarm verwendet.

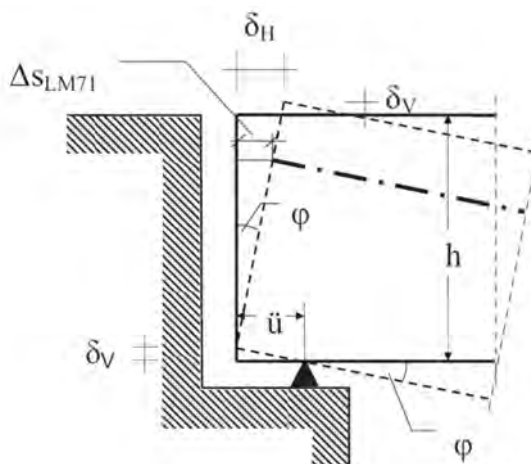


Abbildung 4-21: Schematische Darstellung der resultierenden Längsverschiebung und des vertikalen Versatzes infolge Verdrehung des Überbaus bei Lagerüberständen [Fr2012]

Figure 4-21: Schematic representation of resulting longitudinal displacement and vertical offset due to the rotation of a superstructure with an overlap of the bridge bearing [Fr2012]

Zusätzlich zu dem vertikalen Versatz entsteht durch die Überbauverdrehung in Kombination mit der Überbauhöhe als Hebelarm eine Verschiebung in Längsrichtung. Dieser Effekt wird mit zunehmender Überbauhöhe verstärkt. Beispielsweise resultieren bei Überbauten mit sehr hohen Hohlkastenquerschnitten gegenüber niedrigen Plattenträgern größere Längsverschiebungen infolge von Verdrehungen des Überbaus. Der Anteil der Verschiebung in Längsrichtung erzeugt jedoch ausschließlich zusätzliche axiale Kräfte in der Schiene und hat damit keinen Einfluss auf die vertikalen Schienenstützpunktkräfte.

Um die zusätzlichen Spannungen und Kräfte in der Oberbaukonstruktion hierbei im Rahmen der Ausführungsmöglichkeiten auf ein Minimum zu begrenzen, wird grundsätzlich versucht, die Ausbildung des Lagerüberstandes möglichst klein zu halten. [Fr2012]

Des Weiteren kann in Abhängigkeit von den Lagerungsbedingungen auch durch ungleichmäßige oder einseitige Belastung der Überbaufelder ein Vertikalversatz in der Trennfuge hervorgerufen werden. Voraussetzung hierfür ist eine vertikale Verformungsfähigkeit der Brückenlager. Nur in diesen Fällen können sich durch ungleiche Lagersenkungen vertikale Höhenversätze zwischen den Überbauten in der Trennfuge einstellen. Bei Kalottenlagern können beispielsweise auf Grund der hohen Steifigkeit in vertikaler Richtung nahezu keine Lagersenkungen entstehen. Dagegen sind bei Elastomerlagern verhältnismäßig große Verformungen möglich.

### 4.3.3 Vorgehensweise

Die Berechnungen erfolgen in Anlehnung an Anlage 29 der DS 804 [DB00] mit der Hilfe von Einheitslastfällen für den Drehwinkel, den Vertikalversprung und die Radlast.

Der Nachweis der Schienenbefestigungselemente bei Beanspruchung durch abhebende Kräfte ist grundsätzlich getrennt von dem Nachweis der Stützpunkte bei Beanspruchung durch Druckkräfte zu führen. Ein wesentlicher Unterschied in Bezug auf die beiden Nachweisführungen ist die Berücksichtigung der Einwirkungen. Bei Beanspruchung der Schienenbefestigungselemente infolge einer Druckkraft werden ausschließlich dynamische Lasten auf der Einwirkungsseite berücksichtigt. Dagegen werden bei der Ermittlung der Bemessungslast im Rahmen des Nachweises der Schienenstützpunkte unter abhebender Beanspruchung sowohl statisch als auch dynamisch wirkende Lasten eingerechnet. Als Grenzwert für die maximale abhebende Kraft wird ein Wert von 27 kN für den Brückenstützpunkt BSP FF von Schwihag angesetzt. Der Anteil der Radlast kann von dem Grenzwert subtrahiert werden, wodurch sich der verbleibende Anteil für die Verformungen ergibt. Die tatsächliche Radlast wird dabei als „pseudodynamische“ Ersatzlast berechnet, wobei der Vergrößerungsfaktor abhängig von der Geschwindigkeit des Zuges und dem Einfluss der Fliehkraft bei Bogenfahrten ist. Für Geschwindigkeiten  $> 60$  km/h berechnet sich der Vergrößerungsfaktor zu  $f_{\text{dyn}} = 1,5 \cdot 1,2 = 1,8$ . Die ermittelte Radlast wird zusätzlich noch mit dem Faktor  $m = 2$  multipliziert. Damit wird der Effekt einer exakten Überlagerung zweier Überlagerungswellen abgedeckt und folglich eine Verdoppelung der abhebenden Kraft infolge der Radlast angenommen. Im aktuellen Regelwerk wird die Federsteifigkeit des Stützpunktes mit  $c = 60$  kN/mm angesetzt [DB00]. Um den Einfluss einer Berechnung mit nichtlinearen Steifigkeiten nach den neuen Versuchsergebnissen der Stützpunktsteifigkeiten im Rahmen des vorliegenden Forschungsvorhabens (siehe Kapitel 4.1) zu verifizieren, werden die Steifigkeiten im Rechenmodell entsprechende variiert.

Als Rechenmodell wird lediglich der Bereich der Trennfuge im Übergangsbereich mit Stabelementen und entsprechenden Koppelfederelementen (siehe Kapitel 4.2) abgebildet. Der Überbau wird hierfür vereinfacht als unendlich steif angenommen und die Abstände im Regel- und Trennfugenbereich entsprechend variiert. Der Wert der Verdrehung und des vertikalen Versatzes wird an dem Knoten im Übergang als Knotenlast aufgebracht (siehe Abbildung 4-22).

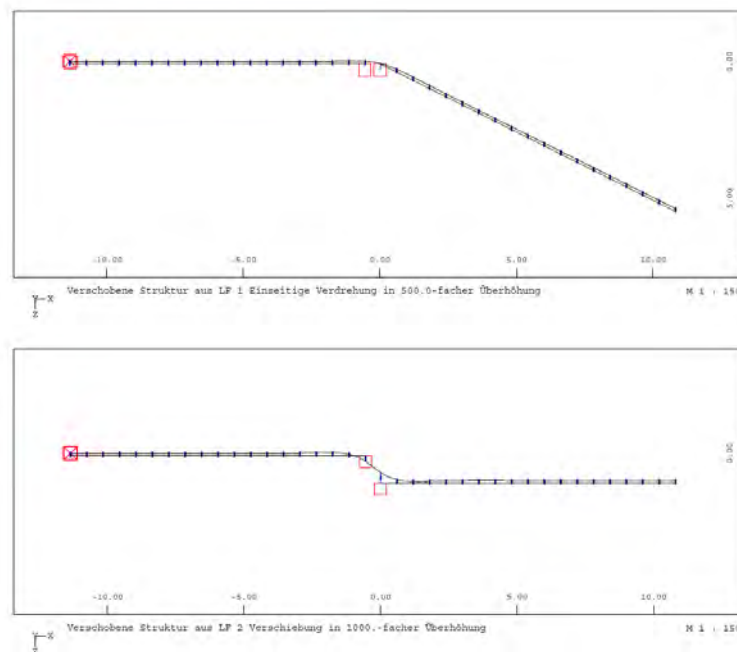


Abbildung 4-22: Schematische Darstellung der Lastaufbringung im Rechenmodell für den Trennfugenbereich; oben: LF 1 „einseitige Verdrehung“, unten: LF 2 „vertikaler Versatz“

Figure 4-22: Schematic representation of the load application in the simulation model for the transition area of dam area and bridge superstructure; above: LF 1 “rotation on one side”, below: LF 2 “vertical offset”

Zur Verifizierung des Modells wurden die Stützpunktkräfte nach Anlage 29 der DS 804 [DB00] unter Ansatz einer Steifigkeit von 60 kN/mm nachgerechnet. Die Unterschiede erwiesen sich dabei als sehr gering, wobei der wesentliche Grund für die geringen Abweichungen am unterschiedlichen Ansatz der Balkentheorie liegt. Für das eigene Rechenmodell wurde nach der Timoshenko Balkentheorie (unter Berücksichtigung von Schubverzerrungen) und für den elastisch gebetteten Balken nach DS 804 nach der Euler-Bernoulli-Balkentheorie gerechnet.

Für die nichtlinearen Berechnungen wurden die experimentell ermittelten Arbeitslinien der Schienenstützpunkte nach Kapitel 4.1 als bilineare bzw. trilineare Kurven im Zug und Druckbereich angenähert. Die Arbeitslinien wurden für die verschiedenen Bereiche von Temperatur und Belastungsfrequenz entsprechend variiert (siehe Abbildung 4-23)

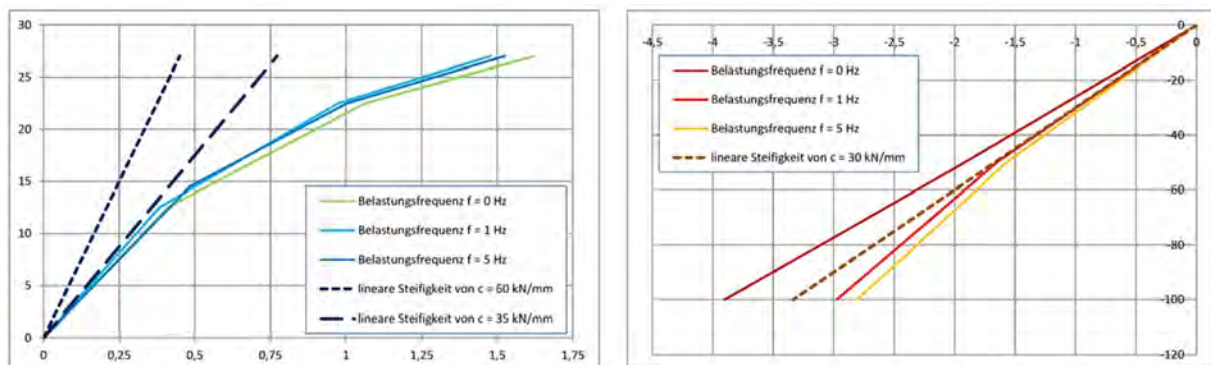


Abbildung 4-23: Bilineare und trilineare Arbeitslinien der Schienenstützpunkte für den drückenden und abhebenden Bereich

Figure 4-23: Bilinear and trilinear characteristic spring curves of the point supports of the rail for pressing and lifting forces



Da für die nichtlinearen Berechnungen keine Superposition der einzelnen Einheitslastfälle mehr möglich ist, müssen mögliche Parameter eines gemeinsam aufgebracht Lastfalls (Vertikalversatz + Verdrehung + Radlast) untersucht und die zugehörigen Grenzzustände ermittelt werden. Für die Frequenzbereiche werden vereinfacht drei Bereiche unterschieden: statische Bauwerksverformung ( $f=0$  Hz), dynamische Bauwerksverformung des Brückenüberbaus ( $f<1$  Hz) und Radüberfahrten des Betriebslastenzugs Typ 5 ( $f$  ca. 5 Hz).

#### 4.3.4 Diagramme zur Bestimmung von Grenzzuständen

Die  $\phi$ - $\delta$ -Diagramme sind in Anhang 1 für verschiedene Werte der Lagerüberstände, Stützpunktabstände und Federsteifigkeiten jeweils für drückende und abhebende Kräfte dargestellt.

Nachfolgend ist ein charakteristisches Diagramm mit den Grenzzuständen für abhebende Schienenstützpunktkräfte infolge Bauwerksverformungen bei linearer und nichtlinearer Federsteifigkeit dargestellt:

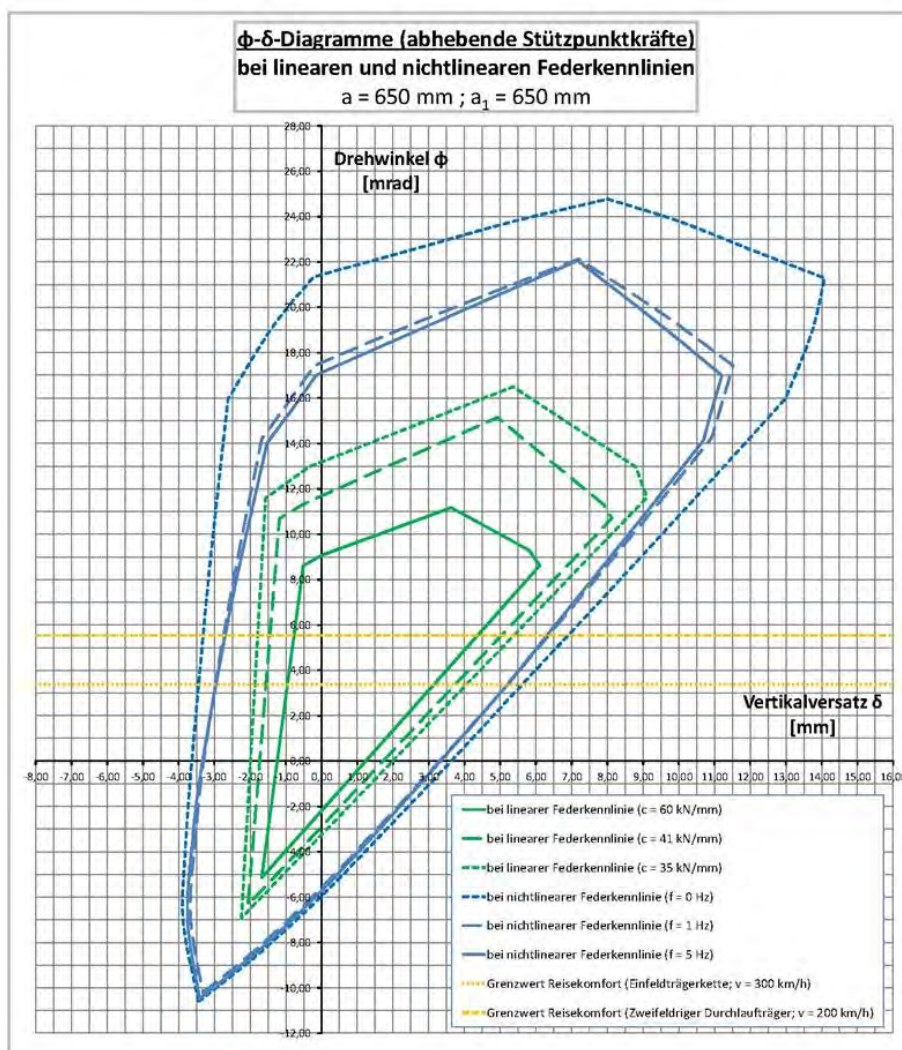


Abbildung 4-24: Schematische Darstellung eines  $\phi$ - $\delta$ -Diagramms für abhebende Schienenstützpunktkräfte infolge Bauwerksverformungen bei linearer und nichtlinearer Federsteifigkeit  
Figure 4-24: Schematic representation of a  $\phi$ - $\delta$ -diagram for lifting forces of the point supports of the rail due to a displacement of the bridge superstructure using linear and nonlinear characteristic spring curves

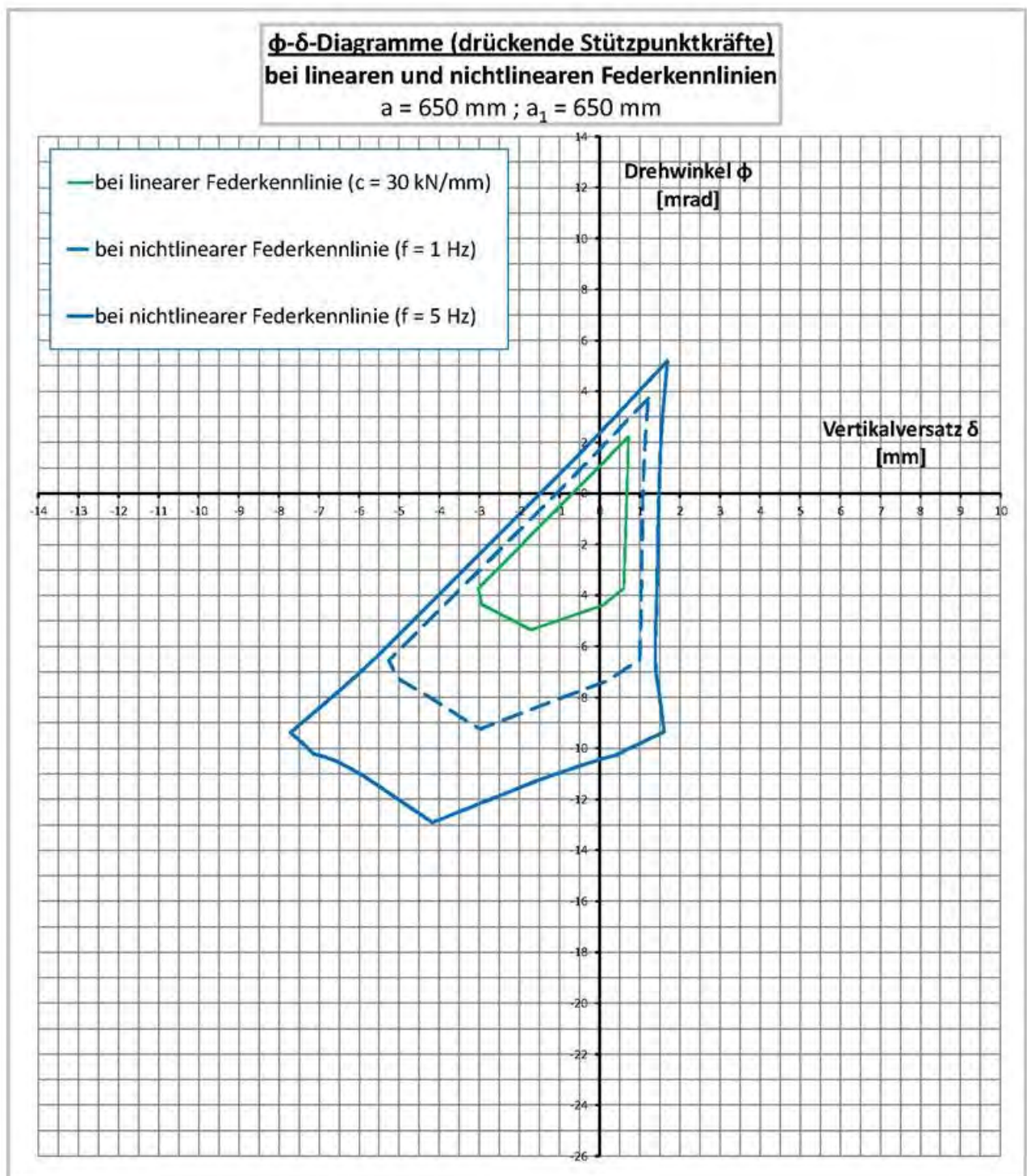


Abbildung 4-25: Schematische Darstellung eines  $\phi$ - $\delta$ -Diagramms für drückende Schienenstützpunktkräfte infolge Bauwerksverformungen bei linearer und nichtlinearer Federsteifigkeit  
 Figure 4-25: Schematic representation of a  $\phi$ - $\delta$ -diagram for pressing forces of the point supports of the rail due to a displacement of the bridge superstructure using linear and nonlinear characteristic spring curves

Anhand der Diagramme ist eine schnelle und einfache Überprüfung der zulässigen Bauwerksverformungen möglich. Die linearen und nichtlinearen Ansätze bei der Berechnung der Stützpunktkräfte lassen sich zudem gut vergleichen.

## Bestimmung der Schienenspannungen Determination of stresses in the rail

Es wird ersichtlich, dass deutlich größere zulässige Verdrehungen und Vertikalversätze an den Überbauenden möglich sind, falls nichtlineare Steifigkeiten für die Berechnung der zulässigen Stützpunktkräfte verwendet werden. Insbesondere bei der Betrachtung von abhebenden Stützpunktkräften zeigt sich, dass die im Regelwerk aktuell vorgegebenen Ansätze zu realitätsfern sind und in Bezug auf die Nachweisführung somit als sehr konservativ gelten.

### 4.3.5 Schienenspannungen infolge von Verdrehung, Vertikalversatz und Radlast

Im Zuge der für die Grenzwertbetrachtungen der Schienenstützpunktkräfte durchgeführten Berechnungen wurden zusätzlich die Schienenspannungen ausgewertet. Die Spannungen werden in den nachfolgenden Tabellen in Abhängigkeit von der Verwendung von linearen und nichtlinearen Federsteifigkeiten der Stützpunkte und der Stützpunktabstände tabellarisch aufgeführt. Dabei wurden die Spannungen infolge Verdrehung und Vertikalversatz in Verbindung mit der ungünstigsten Radlaststellung jeweils an den Knickpunkten und Koordinatenschnittpunkten der Diagramme berechnet. Die linear verlaufenden Spannungen wurden ausschließlich auf Höhe der Unterkante der Schiene ausgelesen. In Abbildung 4-26 ist eine Schienenspannungsausgabe bei nichtlinearer Berechnung beispielhaft dargestellt.

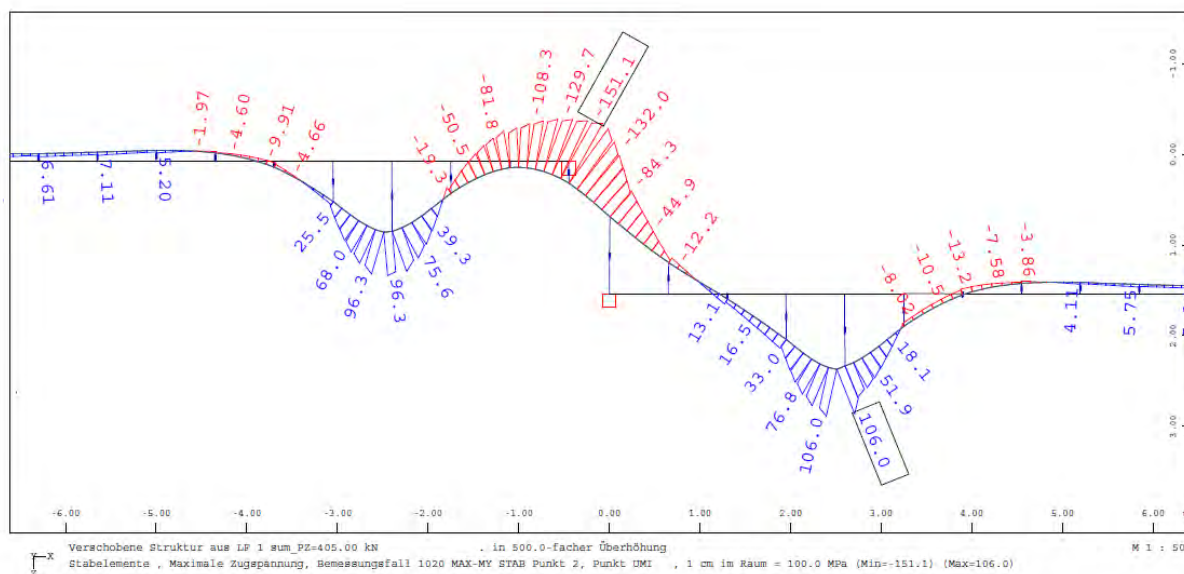


Abbildung 4-26: Beispielhafte Darstellung der Schienenspannungsberechnung für den Grenzwert einer Parameterkombination von Vertikalversatz und Verdrehung

Figure 4-26: Exemplary presentation of a rail stress calculation for the maximum permissible values of a parameter combination of vertical offset and rotation angle

## Bestimmung der Schienenspannungen Determination of stresses in the rail

Tabelle 4-3: Schienenspannungen infolge von Verdrehung, Vertikalversatz und Radlast unter Verwendung von linearen Stützpunktsteifigkeiten ( $a = 600 \text{ mm}$ )

Table 4-3: Stresses in the rail due to rotation, vertical offset and wheel load for point supports with linear stiffness ( $a=600 \text{ mm}$ )

### Zugehörige Schienenspannungen zu den einzelnen Grensräumen bei einem Regelabstand der Stützpunkte von $a = 600 \text{ mm}$

<b>c = 60 kN/mm ; a1 = 650 mm</b>							<b>c = 60 kN/mm ; a1 = 550 mm</b>							<b>c = 60 kN/mm ; a1 = 450 mm</b>						
Einheit	LF 1 und LF 2		LF 3 (Radlast)		Gesamtspannung		Einheit	LF 1 und LF 2		LF 3 (Radlast)		Gesamtspannung		Einheit	LF 1 und LF 2		LF 3 (Radlast)		Gesamtspannung	
	[MPa]	Druck	Zug	Druck	Zug	Druck		Zug	[MPa]	Druck	Zug	Druck	Zug		Druck	Zug	[MPa]	Druck	Zug	Druck
Punkt 1	-15,10	15,10	-22,86	102,75	<b>-37,96</b>	<b>117,85</b>	Punkt 1	-13,41	13,41	-22,20	100,17	<b>-35,61</b>	<b>113,58</b>	Punkt 1	-11,31	11,31	-23,02	100,36	<b>-34,33</b>	<b>111,67</b>
Punkt 2	-108,47	19,43	-22,86	102,75	<b>-131,33</b>	<b>122,18</b>	Punkt 2	-104,49	18,87	-22,20	100,17	<b>-126,69</b>	<b>119,04</b>	Punkt 2	-91,34	16,81	-23,02	100,36	<b>-114,36</b>	<b>117,17</b>
Punkt 3	-101,42	23,86	-22,86	102,75	<b>-124,28</b>	<b>126,61</b>	Punkt 3	-105,66	20,96	-22,20	100,17	<b>-127,86</b>	<b>121,03</b>	Punkt 3	-102,79	21,22	-23,02	100,36	<b>-125,81</b>	<b>121,58</b>
Punkt 4	-107,57	18,95	-22,86	102,75	<b>-130,43</b>	<b>121,70</b>	Punkt 4	-103,26	23,19	-22,20	100,17	<b>-125,46</b>	<b>123,36</b>	Punkt 4	-102,74	21,91	-23,02	100,36	<b>-125,76</b>	<b>122,27</b>
Punkt 5	-108,46	19,45	-22,86	102,75	<b>-131,32</b>	<b>122,20</b>	Punkt 5	-105,33	20,95	-22,20	100,17	<b>-127,53</b>	<b>121,12</b>	Punkt 5	-103,27	21,29	-23,02	100,36	<b>-126,29</b>	<b>121,65</b>
Punkt 6	-15,10	15,10	-22,86	102,75	<b>-37,96</b>	<b>117,85</b>	Punkt 6	-104,76	18,13	-22,20	100,17	<b>-126,96</b>	<b>118,30</b>	Punkt 6	-95,68	16,46	-23,02	100,36	<b>-118,70</b>	<b>116,82</b>
Punkt 7	-9,84	41,80	-22,86	102,75	<b>-32,70</b>	<b>144,55</b>	Punkt 7	-104,00	18,81	-22,20	100,17	<b>-126,20</b>	<b>118,98</b>	Punkt 7	-91,99	16,94	-23,02	100,36	<b>-115,01</b>	<b>117,30</b>
Punkt 8	-4,64	26,32	-22,86	102,75	<b>-27,50</b>	<b>129,07</b>	Punkt 8	-13,41	13,41	-22,20	100,17	<b>-35,61</b>	<b>113,58</b>	Punkt 8	-11,31	11,31	-23,02	100,36	<b>-34,33</b>	<b>111,67</b>
Punkt 9	-15,10	15,10	-22,86	102,75	<b>-37,96</b>	<b>117,85</b>	Punkt 9	-9,54	42,49	-22,20	100,17	<b>-31,74</b>	<b>142,66</b>	Punkt 9	-9,06	42,38	-23,02	100,36	<b>-32,08</b>	<b>142,74</b>
Punkt 10	-15,10	15,10	-22,86	102,75	<b>-37,96</b>	<b>117,85</b>	Punkt 10	-4,60	26,58	-22,20	100,17	<b>-26,80</b>	<b>126,75</b>	Punkt 10	-4,59	26,66	-23,02	100,36	<b>-27,61</b>	<b>127,02</b>
Punkt 11	-15,10	15,10	-22,86	102,75	<b>-37,96</b>	<b>117,85</b>	Punkt 11	-13,41	13,41	-22,20	100,17	<b>-35,61</b>	<b>113,58</b>	Punkt 11	-11,31	11,31	-23,02	100,36	<b>-34,33</b>	<b>111,67</b>

<b>c = 41 kN/mm ; a1 = 650 mm</b>							<b>c = 41 kN/mm ; a1 = 550 mm</b>							<b>c = 41 kN/mm ; a1 = 450 mm</b>						
Einheit	LF 1 und LF 2		LF 3 (Radlast)		Gesamtspannung		Einheit	LF 1 und LF 2		LF 3 (Radlast)		Gesamtspannung		Einheit	LF 1 und LF 2		LF 3 (Radlast)		Gesamtspannung	
	[MPa]	Druck	Zug	Druck	Zug	Druck		Zug	[MPa]	Druck	Zug	Druck	Zug		Druck	Zug	[MPa]	Druck	Zug	Druck
Punkt 1	-16,55	18,56	-24,41	111,26	<b>-40,96</b>	<b>127,82</b>	Punkt 1	-14,57	14,57	-23,88	108,68	<b>-38,45</b>	<b>123,25</b>	Punkt 1	-12,29	12,29	-24,88	108,96	<b>-37,17</b>	<b>121,25</b>
Punkt 2	-126,52	24,19	-24,41	111,26	<b>-150,93</b>	<b>135,45</b>	Punkt 2	-114,56	22,15	-23,88	108,68	<b>-138,44</b>	<b>130,83</b>	Punkt 2	-100,66	19,83	-24,88	108,96	<b>-125,54</b>	<b>128,79</b>
Punkt 3	-127,34	23,96	-24,41	111,26	<b>-151,75</b>	<b>135,24</b>	Punkt 3	-124,57	23,44	-23,88	108,68	<b>-148,45</b>	<b>132,12</b>	Punkt 3	-120,84	23,59	-24,88	108,96	<b>-145,72</b>	<b>132,55</b>
Punkt 4	-114,36	27,15	-24,41	111,26	<b>-136,77</b>	<b>138,41</b>	Punkt 4	-114,68	26,10	-23,88	108,68	<b>-138,56</b>	<b>134,78</b>	Punkt 4	-113,87	24,63	-24,88	108,96	<b>-138,75</b>	<b>133,59</b>
Punkt 5	-125,79	22,97	-24,41	111,26	<b>-150,20</b>	<b>134,23</b>	Punkt 5	-124,20	23,54	-23,88	108,68	<b>-148,08</b>	<b>132,22</b>	Punkt 5	-120,47	23,58	-24,88	108,96	<b>-145,35</b>	<b>132,54</b>
Punkt 6	-127,67	23,72	-24,41	111,26	<b>-152,08</b>	<b>134,98</b>	Punkt 6	-123,19	23,16	-23,88	108,68	<b>-147,07</b>	<b>131,84</b>	Punkt 6	-116,46	22,40	-24,88	108,96	<b>-141,34</b>	<b>131,36</b>
Punkt 7	-125,99	24,13	-24,41	111,26	<b>-150,40</b>	<b>135,39</b>	Punkt 7	-114,10	22,10	-23,88	108,68	<b>-137,98</b>	<b>130,78</b>	Punkt 7	-100,61	19,85	-24,88	108,96	<b>-125,49</b>	<b>128,81</b>
Punkt 8	-16,56	16,55	-24,41	111,26	<b>-40,97</b>	<b>127,81</b>	Punkt 8	-14,57	14,57	-23,88	108,68	<b>-38,45</b>	<b>123,25</b>	Punkt 8	-12,29	12,29	-24,88	108,96	<b>-37,17</b>	<b>121,25</b>
Punkt 9	-11,34	47,54	-24,41	111,26	<b>-35,75</b>	<b>158,80</b>	Punkt 9	-10,95	48,08	-23,88	108,68	<b>-34,83</b>	<b>156,76</b>	Punkt 9	-10,35	47,70	-24,88	108,96	<b>-35,23</b>	<b>156,66</b>
Punkt 10	-5,58	30,53	-24,41	111,26	<b>-29,99</b>	<b>141,79</b>	Punkt 10	-5,80	30,88	-23,88	108,68	<b>-29,68</b>	<b>139,56</b>	Punkt 10	-5,97	31,02	-24,88	108,96	<b>-30,85</b>	<b>139,98</b>
Punkt 11	-16,55	18,56	-24,41	111,26	<b>-40,96</b>	<b>127,82</b>	Punkt 11	-14,57	14,57	-23,88	108,68	<b>-38,45</b>	<b>123,25</b>	Punkt 11	-12,29	12,29	-24,88	108,96	<b>-37,17</b>	<b>121,25</b>

<b>c = 35 kN/mm ; a1 = 650 mm</b>							<b>c = 35 kN/mm ; a1 = 550 mm</b>							<b>c = 35 kN/mm ; a1 = 450 mm</b>						
Einheit	LF 1 und LF 2		LF 3 (Radlast)		Gesamtspannung		Einheit	LF 1 und LF 2		LF 3 (Radlast)		Gesamtspannung		Einheit	LF 1 und LF 2		LF 3 (Radlast)		Gesamtspannung	
	[MPa]	Druck	Zug	Druck	Zug	Druck		Zug	[MPa]	Druck	Zug	Druck	Zug		Druck	Zug	[MPa]	Druck	Zug	Druck
Punkt 1	-17,14	17,14	-25,10	115,08	<b>-42,24</b>	<b>132,22</b>	Punkt 1	-15,11	15,11	-24,70	112,52	<b>-39,81</b>	<b>127,63</b>	Punkt 1	-13,30	13,30	-25,93	112,83	<b>-39,23</b>	<b>126,13</b>
Punkt 2	-129,66	25,46	-25,10	115,08	<b>-154,76</b>	<b>140,54</b>	Punkt 2	-118,16	23,46	-24,70	112,52	<b>-142,86</b>	<b>135,98</b>	Punkt 2	-104,56	21,12	-25,93	112,83	<b>-130,49</b>	<b>133,95</b>
Punkt 3	-136,03	25,44	-25,10	115,08	<b>-161,13</b>	<b>140,52</b>	Punkt 3	-134,01	26,19	-24,70	112,52	<b>-158,71</b>	<b>138,71</b>	Punkt 3	-130,56	25,97	-25,93	112,83	<b>-156,49</b>	<b>138,80</b>
Punkt 4	-120,23	28,36	-25,10	115,08	<b>-145,33</b>	<b>143,44</b>	Punkt 4	-121,43	27,42	-24,70	112,52	<b>-146,13</b>	<b>139,94</b>	Punkt 4	-120,57	25,82	-25,93	112,83	<b>-146,60</b>	<b>138,65</b>
Punkt 5	-134,68	25,81	-25,10	115,08	<b>-169,78</b>	<b>140,89</b>	Punkt 5	-134,21	26,36	-24,70	112,52	<b>-168,91</b>	<b>138,88</b>	Punkt 5	-130,17	25,98	-25,93	112,83	<b>-156,10</b>	<b>138,81</b>
Punkt 6	-136,22	25,55	-25,10	115,08	<b>-161,32</b>	<b>140,63</b>	Punkt 6	-133,56	26,16	-24,70	112,52	<b>-158,26</b>	<b>138,68</b>	Punkt 6	-128,25	25,49	-25,93	112,83	<b>-154,18</b>	<b>138,32</b>
Punkt 7	-130,23	25,59	-25,10	115,08	<b>-155,33</b>	<b>140,67</b>	Punkt 7	-118,17	23,47	-24,70	112,52	<b>-142,87</b>	<b>135,99</b>	Punkt 7	-104,41	21,12	-25,93	112,83	<b>-130,34</b>	<b>133,95</b>
Punkt 8	-17,14	17,14	-25,10	115,08	<b>-42,24</b>	<b>132,22</b>	Punkt 8	-15,11	15,11	-24,70	112,52	<b>-39,81</b>	<b>127,63</b>	Punkt 8	-13,30	13,30	-25,93	112,83	<b>-39,23</b>	<b>126,13</b>
Punkt 9	-11,79	49,82	-25,10	115,08	<b>-36,89</b>	<b>164,90</b>	Punkt 9	-11,38	50,35	-24,70	112,52	<b>-36,08</b>	<b>162,87</b>	Punkt 9	-10,76	49,99	-25,93	112,83	<b>-36,69</b>	<b>162,82</b>
Punkt 10	-6,19	32,31	-25,10	115,08	<b>-31,29</b>	<b>147,39</b>	Punkt 10	-6,41	32,75	-24,70	112,52	<b>-31,11</b>	<b>145,27</b>	Punkt 10	-6,57	33,03	-25,93	112,83	<b>-32,50</b>	<b>145,86</b>
Punkt 11	-17,14	17,14	-25,10	115,08	<b>-42,24</b>	<b>132,22</b>	Punkt 11	-15,11	15,11	-24,70	112,52	<b>-39,81</b>	<b>127,63</b>	Punkt 11	-13,30	13,30	-25,93	112,83	<b>-39,23</b>	<b>126,13</b>

<b>c = 30 kN/mm ; a1 = 650 mm</b>							<b>c = 30 kN/mm ; a1 = 550 mm</b>							<b>c = 30 kN/mm ; a1 = 450 mm</b>						
Einheit	LF 1 und LF 2		LF 3 (Radlast)		Gesamtspannung		Einheit	LF 1 und LF 2		LF 3 (Radlast)		Gesamtspannung		Einheit	LF 1 und LF 2		LF 3 (Radlast)		Gesamtspannung	
	[MPa]	Druck	Zug	Druck	Zug	Druck		Zug	[MPa]	Druck	Zug	Druck	Zug		Druck	Zug	[MPa]	Druck	Zug	Druck
Punkt 1	-7,97	7,97	-35,36	81,69	<b>-43,33</b>	<b>89,66</b>	Punkt 1	-8,15	8,15	-35,58	79,84	<b>-43,73</b>	<b>87,99</b>	Punkt 1	-7,70	7,71	-37,45	80,78	<b>-45,15</b>	<b>88,49</b>
Punkt 2	-23,36	5,61	-35,36	81,69	<b>-58,72</b>	<b>87,30</b>	Punkt 2	-27,67	6,39	-35,58	79,84	<b>-63,25</b>	<b>86,23</b>	Punkt 2	-27,85	8,15	-37,45	80,78	<b>-65,30</b>	<b>86,93</b>
Punkt 3	-15,33	3,06	-35,36	81,69	<b>-50,69</b>	<b>84,75</b>	Punkt 3	-18,21	3,88	-35,58	79,84	<b>-53,79</b>	<b>83,52</b>	Punkt 3	-18,85	3,80	-37,45	80,78	<b>-56,10</b>	<b>84,58</b>
Punkt 4	-7,97	7,97	-35,36	81,69	<b>-43,33</b>	<b>89,66</b>	Punkt 4	-8,15	8,15	-35,58	79,84	<b>-43,73</b>	<b>87,99</b>	Punkt 4	-7,71	7,70	-37,45	80,78	<b>-45,16</b>	<b>88,48</b>
Punkt 5	-12,22	60,79	-35,36	81,69	<b>-47,58</b>	<b>142,48</b>	Punkt 5	-13,03	64,04	-35,58	79,84	<b>-48,61</b>	<b>143,88</b>	Punkt 5	-11,93	57,69	-37,45	80,78	<b>-49,38</b>	<b>138,47</b>
Punkt 6	-13,01	66,18	-35,36	81,69	<b>-48,37</b>	<b>147,87</b>	Punkt 6	-15,31	76,01	-35,58	79,84	<b>-50,89</b>	<b>155,85</b>	Punkt 6	-15,27	75,32	-37,45	80,78	<b>-52,72</b>	<b>156,10</b>
Punkt 7	-13,72	57,23	-35,36	81,69	<b>-49,08</b>	<b>138,92</b>	Punkt 7	-15,51	67,38	-35,58	79,84	<b>-51,09</b>	<b>147,22</b>	Punkt 7	-15,03	68,04	-37,45	80,78	<b>-52,48</b>	<b>148,82</b>
Punkt 8	-13,05	65,43	-35,36	81,69	<b>-48,41</b>	<b>147,12</b>	Punkt 8	-15,33	75,74	-35,58	79,84	<b>-50,91</b>	<b>155,58</b>	Punkt 8	-15,34	75,36	-37,45	80,78	<b>-52,79</b>	<b>156,14</b>
Punkt 9	-13,02	65,99	-35,36	81,69	<b>-48,38</b>	<b>147,68</b>	Punkt 9	-15,34	75,93	-35,58	79,84	<b>-50,92</b>	<b>155,77</b>	Punkt 9	-11,93	57,68	-37,45	80,78	<b>-49,38</b>	<b>1</b>

# Bestimmung der Schienenspannungen Determination of stresses in the rail

Tabelle 4-4: Schienenspannungen infolge von Verdrehung, Vertikalversatz und Radlast unter Verwendung von linearen Stützpunktsteifigkeiten ( $a = 650 \text{ mm}$ )  
 Table 4-4: Stresses in the rail due to rotation, vertical offset and wheel load for point supports with linear stiffness ( $a=650 \text{ mm}$ )

## Zugehörige Schienenspannungen zu den einzelnen Grenzlagen bei einem Regelabstand der Stützpunkte von $a = 650 \text{ mm}$

c = 60 kN/mm ; a1 = 650 mm						
Einheit	LF 1 und LF 2		LF 3 (Radlast)		Gesamtspannung	
	Druck	Zug	Druck	Zug	Druck	Zug
Punkt 1	-14,77	14,77	-22,81	102,34	-37,58	117,11
Punkt 2	-109,20	19,23	-22,81	102,34	-132,01	121,57
Punkt 3	-108,63	19,15	-22,81	102,34	-131,44	121,49
Punkt 4	-91,88	21,08	-22,81	102,34	-114,69	123,42
Punkt 5	-108,76	19,19	-22,81	102,34	-131,57	121,53
Punkt 6	-109,15	19,24	-22,81	102,34	-131,96	121,58
Punkt 7	-14,77	14,77	-22,81	102,34	-37,58	117,11
Punkt 8	-9,70	42,28	-22,81	102,34	-32,51	144,62
Punkt 9	-4,63	26,26	-22,81	102,34	-27,44	128,60
Punkt 10	-14,77	14,77	-22,81	102,34	-37,58	117,11

c = 60 kN/mm ; a1 = 550 mm						
Einheit	LF 1 und LF 2		LF 3 (Radlast)		Gesamtspannung	
	Druck	Zug	Druck	Zug	Druck	Zug
Punkt 1	-12,62	12,62	-23,45	102,65	-36,07	115,27
Punkt 2	-99,06	17,67	-23,45	102,65	-122,51	120,32
Punkt 3	-90,39	19,74	-23,45	102,65	-113,84	122,39
Punkt 4	-97,45	17,17	-23,45	102,65	-120,90	119,82
Punkt 5	-98,79	17,64	-23,45	102,65	-122,24	120,29
Punkt 6	-12,62	12,62	-23,45	102,65	-36,07	115,27
Punkt 7	-9,15	41,74	-23,45	102,65	-32,60	144,39
Punkt 8	-4,53	25,67	-23,45	102,65	-27,98	128,32
Punkt 9	-12,62	12,62	-23,45	102,65	-36,07	115,27

c = 60 kN/mm ; a1 = 450 mm						
Einheit	LF 1 und LF 2		LF 3 (Radlast)		Gesamtspannung	
	Druck	Zug	Druck	Zug	Druck	Zug
Punkt 1	-10,55	10,55	-24,38	102,72	-34,93	113,27
Punkt 2	-86,84	15,81	-24,38	102,72	-111,22	118,53
Punkt 3	-89,01	18,58	-24,38	102,72	-113,39	121,30
Punkt 4	-87,63	15,24	-24,38	102,72	-112,01	117,96
Punkt 5	-87,03	15,86	-24,38	102,72	-111,41	118,58
Punkt 6	-10,55	10,55	-24,38	102,72	-34,93	113,27
Punkt 7	-8,59	41,19	-24,38	102,72	-32,97	143,91
Punkt 8	-4,46	25,63	-24,38	102,72	-28,84	128,35
Punkt 9	-10,55	10,55	-24,38	102,72	-34,93	113,27

c = 41 kN/mm ; a1 = 650 mm						
Einheit	LF 1 und LF 2		LF 3 (Radlast)		Gesamtspannung	
	Druck	Zug	Druck	Zug	Druck	Zug
Punkt 1	-16,13	16,13	-24,52	110,93	-40,65	127,06
Punkt 2	-122,70	23,29	-24,52	110,93	-147,22	134,22
Punkt 3	-123,39	22,84	-24,52	110,93	-147,91	133,77
Punkt 4	-114,27	27,32	-24,52	110,93	-138,79	138,25
Punkt 5	-122,52	22,21	-24,52	110,93	-147,04	133,14
Punkt 6	-123,26	22,80	-24,52	110,93	-147,78	133,73
Punkt 7	-122,69	23,31	-24,52	110,93	-147,21	134,24
Punkt 8	-16,13	16,13	-24,52	110,93	-40,65	127,06
Punkt 9	-11,44	47,86	-24,52	110,93	-35,96	158,79
Punkt 10	-5,49	30,29	-24,52	110,93	-30,01	141,22
Punkt 11	-16,13	16,13	-24,52	110,93	-40,65	127,06

c = 41 kN/mm ; a1 = 550 mm						
Einheit	LF 1 und LF 2		LF 3 (Radlast)		Gesamtspannung	
	Druck	Zug	Druck	Zug	Druck	Zug
Punkt 1	-13,97	13,97	-25,23	111,18	-39,20	125,15
Punkt 2	-109,62	21,09	-25,23	111,18	-134,85	132,27
Punkt 3	-118,67	22,98	-25,23	111,18	-143,90	134,16
Punkt 4	-114,10	26,04	-25,23	111,18	-139,33	137,22
Punkt 5	-118,21	23,02	-25,23	111,18	-143,44	134,20
Punkt 6	-114,38	20,68	-25,23	111,18	-139,61	131,86
Punkt 7	-109,66	21,12	-25,23	111,18	-134,89	132,30
Punkt 8	-13,97	13,97	-25,23	111,18	-39,20	125,15
Punkt 9	-10,88	47,59	-25,23	111,18	-36,11	158,77
Punkt 10	-5,46	30,22	-25,23	111,18	-30,69	141,40
Punkt 11	-13,97	13,97	-25,23	111,18	-39,20	125,15

c = 41 kN/mm ; a1 = 450 mm						
Einheit	LF 1 und LF 2		LF 3 (Radlast)		Gesamtspannung	
	Druck	Zug	Druck	Zug	Druck	Zug
Punkt 1	-11,72	11,73	-26,14	111,46	-37,86	123,19
Punkt 2	-96,88	19,05	-26,14	111,46	-123,02	130,51
Punkt 3	-116,06	23,32	-26,14	111,46	-142,20	134,78
Punkt 4	-113,59	24,79	-26,14	111,46	-139,73	136,25
Punkt 5	-116,31	23,38	-26,14	111,46	-142,45	134,84
Punkt 6	-107,52	20,04	-26,14	111,46	-133,66	131,50
Punkt 7	-97,30	19,13	-26,14	111,46	-123,44	130,59
Punkt 8	-11,73	11,72	-26,14	111,46	-37,87	123,18
Punkt 9	-10,35	47,38	-26,14	111,46	-36,49	158,84
Punkt 10	-5,68	30,47	-26,14	111,46	-31,82	141,93
Punkt 11	-11,72	11,73	-26,14	111,46	-37,86	123,19

c = 35 kN/mm ; a1 = 650 mm						
Einheit	LF 1 und LF 2		LF 3 (Radlast)		Gesamtspannung	
	Druck	Zug	Druck	Zug	Druck	Zug
Punkt 1	-16,71	16,72	-25,19	114,80	-41,90	131,52
Punkt 2	-127,66	24,92	-25,19	114,80	-162,85	139,72
Punkt 3	-131,35	24,10	-25,19	114,80	-156,54	138,90
Punkt 4	-119,94	28,83	-25,19	114,80	-145,13	143,63
Punkt 5	-130,63	24,13	-25,19	114,80	-155,82	138,93
Punkt 6	-131,31	24,08	-25,19	114,80	-156,50	138,88
Punkt 7	-127,52	24,93	-25,19	114,80	-162,71	139,73
Punkt 8	-16,72	16,71	-25,19	114,80	-41,91	131,51
Punkt 9	-12,07	50,27	-25,19	114,80	-37,26	165,07
Punkt 10	-5,94	32,19	-25,19	114,80	-31,13	146,99
Punkt 11	-16,71	16,72	-25,19	114,80	-41,90	131,52

c = 35 kN/mm ; a1 = 550 mm						
Einheit	LF 1 und LF 2		LF 3 (Radlast)		Gesamtspannung	
	Druck	Zug	Druck	Zug	Druck	Zug
Punkt 1	-14,53	14,54	-26,01	115,09	-40,54	129,63
Punkt 2	-113,39	22,47	-26,01	115,09	-139,40	137,56
Punkt 3	-126,54	24,69	-26,01	115,09	-152,55	139,78
Punkt 4	-119,40	27,42	-26,01	115,09	-145,41	142,51
Punkt 5	-126,95	24,87	-26,01	115,09	-152,96	139,96
Punkt 6	-123,60	23,51	-26,01	115,09	-149,61	138,60
Punkt 7	-113,90	22,68	-26,01	115,09	-139,91	137,67
Punkt 8	-14,54	14,53	-26,01	115,09	-40,55	129,62
Punkt 9	-11,49	49,92	-26,01	115,09	-37,50	165,01
Punkt 10	-6,11	32,14	-26,01	115,09	-32,12	147,23
Punkt 11	-14,53	14,54	-26,01	115,09	-40,54	129,63

c = 35 kN/mm ; a1 = 450 mm						
Einheit	LF 1 und LF 2		LF 3 (Radlast)		Gesamtspannung	
	Druck	Zug	Druck	Zug	Druck	Zug
Punkt 1	-12,18	12,18	-27,14	115,39	-39,32	127,57
Punkt 2	-100,45	20,31	-27,14	115,39	-127,59	135,70
Punkt 3	-123,60	24,73	-27,14	115,39	-150,74	140,12
Punkt 4	-118,43	26,02	-27,14	115,39	-145,57	141,41
Punkt 5	-123,65	24,79	-27,14	115,39	-150,79	140,18
Punkt 6	-117,28	22,83	-27,14	115,39	-144,42	138,22
Punkt 7	-100,74	20,39	-27,14	115,39	-127,88	136,78
Punkt 8	-12,18	12,18	-27,14	115,39	-39,32	127,57
Punkt 9	-10,90	49,62	-27,14	115,39	-38,04	165,01
Punkt 10	-6,31	32,42	-27,14	115,39	-33,45	147,81
Punkt 11	-12,18	12,18	-27,14	115,39	-39,32	127,57

c = 30 kN/mm ; a1 = 650 mm						
Einheit	LF 1 und LF 2		LF 3 (Radlast)		Gesamtspannung	
	Druck	Zug	Druck	Zug	Druck	Zug
Punkt 1	-5,15	5,15	-35,79	80,66	-40,94	85,81
Punkt 2	-15,54	3,73	-35,79	80,66	-51,33	84,39
Punkt 3	-10,12	1,96	-35,79	80,66	-45,91	82,62
Punkt 4	-5,15	5,15	-35,79	80,66	-40,94	85,81
Punkt 5	-7,87	39,23	-35,79	80,66	-43,66	119,89
Punkt 6	-7,93	41,63	-35,79	80,66	-43,72	122,29
Punkt 7	-8,99	37,64	-35,79	80,66	-44,78	118,30
Punkt 8	-8,05	41,51	-35,79	80,66	-43,84	122,17
Punkt 9	-7,99	41,70	-35,79	80,66	-43,78	122,36
Punkt 10	-7,89	39,33	-35,79	80,66	-43,68	119,99
Punkt 11	-5,15	5,15	-35,79	80,66	-40,94	85,81

c = 30 kN/mm ; a1 = 550 mm						
Einheit	LF 1 und LF 2		LF 3 (Radlast)		Gesamtspannung	
	Druck	Zug	Druck	Zug	Druck	Zug
Punkt 1	-4,42	4,42	-37,37	81,58	-41,79	86,00
Punkt 2	-15,51	3,56	-37,37	81,58	-52,88	85,14
Punkt 3	-10,11	2,01	-37,37	81,58	-47,48	83,59
Punkt 4	-4,42	4,42	-37,37	81,58	-41,79	86,00
Punkt 5	-7,16	35,22	-37,37	81,58	-44,53	116,80
Punkt 6	-8,08	40,50	-37,37	81,58	-45,45	122,08
Punkt 7	-8,54	37,33	-37,37	81,58	-45,91	118,91
Punkt 8	-8,10	40,48	-37,37	81,58	-45,47	122,06
Punkt 9	-7,91	39,89	-37,37	81,58	-45,28	121,47
Punkt 10	-7,13	35,09	-37,37	81,58	-44,50	116,67
Punkt 11	-4,42	4,42	-37,37	81,58	-41,79	86,00

c = 30 kN/mm ; a1 = 450 mm						
Einheit	LF 1 und LF 2		LF 3 (Radlast)		Gesamtspannung	
	Druck	Zug	Druck	Zug	Druck	Zug
Punkt 1	-4,01	4,01	-39,39	82,36	-43,40	86,37
Punkt 2	-15,60	3,42	-39,39	82,36	-54,99	85,78
Punkt 3	-10,34	2,08	-39,39	82,36	-49,73	84,44
Punkt 4	-4,01	4,01	-39,39	82,36	-43,40	86,37
Punkt 5	-6,54	31,50	-39,39	82,36	-45,93	113,86
Punkt 6	-8,06	39,79	-39,39	82,36	-47,45	122,15
Punkt 7	-8,22	37,56	-39,39	82,36	-47,61	119,92
Punkt 8	-8,12	39,99	-39,39	82,36	-47,51	122,35
Punkt 9	-7,84	36,81	-39,39	82,36	-47,23	121,27
Punkt 10	-6,46	31,19	-39,39	82,36	-45,87	113,55
Punkt 11	-4,01	4,01	-39,39	82,36	-43,40	86,37

## Bestimmung der Schienenspannungen Determination of stresses in the rail

Tabelle 4-5: Schienenspannungen infolge von Verdrehung, Vertikalversatz und Radlast unter Verwendung von nichtlinearen Stützpunktsteifigkeiten  
Table 4-5: Stresses in the rail due to rotation, vertical offset and wheel load for point supports with nonlinear stiffness

<b>Zugehörige Schienenspannungen (abhebende Kräfte) bei einem Regelabstand von a = 650 mm</b>															<b>Zugehörige Schienenspannungen (abhebende Kräfte) bei einem Regelabstand von a = 600 mm</b>																				
<b>f = 0 Hz; a1 = 650 mm</b>					<b>f = 0 Hz; a1 = 550 mm</b>					<b>f = 0 Hz; a1 = 450 mm</b>					<b>f = 0 Hz; a1 = 650 mm</b>					<b>f = 0 Hz; a1 = 550 mm</b>					<b>f = 0 Hz; a1 = 450 mm</b>										
Einheit	LF 1, LF 2 und LF3		Druck		Zug		Einheit	LF 1, LF 2 und LF3		Druck		Zug		Einheit	LF 1, LF 2 und LF3		Druck		Zug		Einheit	LF 1, LF 2 und LF3		Druck		Zug		Einheit	LF 1, LF 2 und LF3		Druck		Zug		
MPa	Druck	Zug	Punkt 1	-44,26	103,75	Punkt 2	-186,30	124,44	Punkt 3	-231,97	110,23	Punkt 4	-200,72	108,76	Punkt 5	-230,44	108,32	Punkt 6	-232,29	110,26	Punkt 7	-187,19	114,72	Punkt 8	-44,69	94,06	Punkt 9	-37,94	91,82	Punkt 10	-31,90	95,59	Punkt 11	-44,26	103,75
MPa	Druck	Zug	Punkt 1	-43,23	99,23	Punkt 2	-185,89	121,29	Punkt 3	-218,24	118,85	Punkt 4	-189,84	114,09	Punkt 5	-216,89	111,26	Punkt 6	-218,33	112,60	Punkt 7	-185,41	121,24	Punkt 8	-43,21	99,26	Punkt 9	-33,10	96,70	Punkt 10	-25,73	91,14	Punkt 11	-43,23	99,23
MPa	Druck	Zug	Punkt 1	-44,79	97,98	Punkt 2	-190,06	120,25	Punkt 3	-220,10	117,02	Punkt 4	-191,24	119,17	Punkt 5	-218,92	115,00	Punkt 6	-220,03	117,25	Punkt 7	-188,01	120,05	Punkt 8	-43,90	97,87	Punkt 9	-35,44	96,39	Punkt 10	-27,93	89,54	Punkt 11	-44,79	97,98
MPa	LF3		Maxima	-30,80	71,96	Einheit	LF3		Maxima	-32,32	72,70	Einheit	LF3		Maxima	-34,44	73,48																		
MPa	Druck	Zug	Punkt 1	-38,21	74,05	Punkt 2	-58,10	74,89	Punkt 3	-38,81	71,89	Punkt 4	-38,21	74,05	Punkt 5	-44,69	115,35	Punkt 6	-44,08	114,17	Punkt 7	-46,58	132,26	Punkt 8	-42,87	111,49	Punkt 9	-44,07	114,12	Punkt 10	-44,64	115,18	Punkt 11	-38,21	74,05
MPa	Druck	Zug	Punkt 1	41,00	75,09	Punkt 2	-50,52	78,71	Punkt 3	-41,76	72,22	Punkt 4	-41,00	75,09	Punkt 5	-50,88	135,46	Punkt 6	-49,74	132,41	Punkt 7	-53,03	151,38	Punkt 8	-47,84	127,66	Punkt 9	-46,63	132,03	Punkt 10	-50,62	135,23	Punkt 11	-41,00	75,09
MPa	Druck	Zug	Punkt 1	-28,77	67,97	Punkt 2	-29,02	68,01	Punkt 3	-28,96	68,00	Punkt 4	-28,77	67,97	Punkt 5	-28,82	68,16	Punkt 6	-28,56	68,95	Punkt 7	-29,48	74,88	Punkt 8	-28,58	68,91	Punkt 9	-28,83	68,15	Punkt 10	-28,77	67,97	Punkt 11	-28,77	67,97
MPa	Druck	Zug	Punkt 1	-37,65	68,54	Punkt 2	-63,15	73,13	Punkt 3	-38,60	68,29	Punkt 4	-37,65	68,54	Punkt 5	-46,89	124,67	Punkt 6	-45,54	123,68	Punkt 7	-48,82	150,82	Punkt 8	-45,47	123,50	Punkt 9	-46,00	124,71	Punkt 10	-37,65	68,54	Punkt 11	-37,65	68,54
MPa	Druck	Zug	Punkt 1	-40,57	67,46	Punkt 2	-74,40	75,15	Punkt 3	-41,75	68,66	Punkt 4	-40,57	67,46	Punkt 5	-53,69	149,84	Punkt 6	-51,20	145,27	Punkt 7	-54,98	174,81	Punkt 8	-51,22	145,19	Punkt 9	-53,75	150,02	Punkt 10	-40,57	67,46	Punkt 11	-40,57	67,46

## 4.4 Schienenspannungen infolge lateralen Versatzes

### 4.4.1 Allgemeines

Falls die feste Fahrbahn auf Brücken zur Anwendung kommt, ist ein Nachweis des lateralen Versatzes zu führen. Unter dem lateralen Versatz ist hierbei eine laterale Relativbewegung an der Trennfuge zwischen Brückenüberbau und Widerlager, sowie ggf. an Brückenpfeilern mit zwei auflagernden Überbauten, zu verstehen. Genauer formuliert und somit auch allgemein gültig für Brücken mit mehreren Gleisspuren, ist der laterale Versatz die relative Verschiebung der Stützpunktachsen in horizontaler Richtung am Übergangsbereich Brücke/Damm oder Überbau/Überbau (siehe Abbildung 4-27).

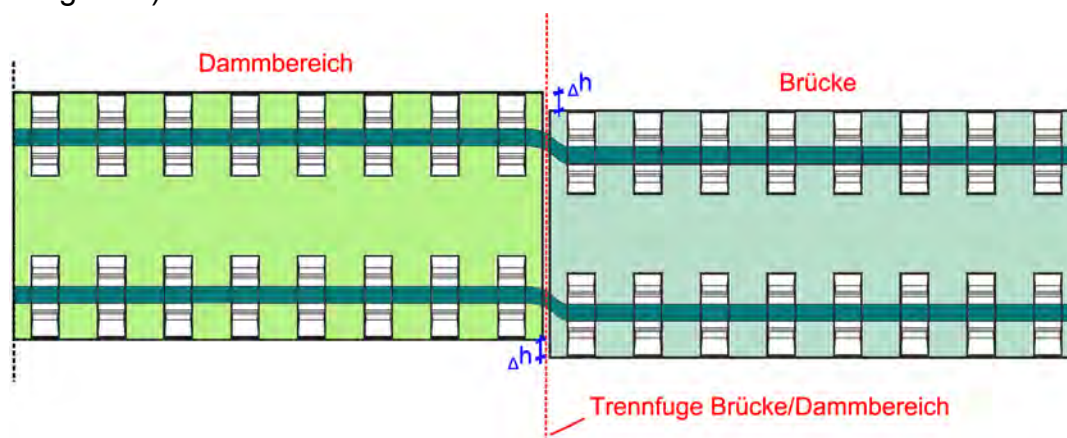


Abbildung 4-27: Schematische Darstellung des lateralen Versatzes  $\Delta h$ ; Draufsicht auf Schienen im Übergangsbereich; stark überhöhte Darstellung

Figure 4-27: Schematic representation of the lateral offset  $\Delta h$ ; top view of the rails in the transition zone; enhanced representation

Der Lateralversatz an der Brückentrennfuge ergibt sich aus verschiedenen Einwirkungen auf die Brücke, wie zum Beispiel [Fis13] [DB14]:

- Temperatur (in Querrichtung)
- Profilverformung infolge exzentrischer vertikaler Lasten
- gegebenenfalls vorhandene Fliehkräfte
- Seitenstoß
- Windlasten
- Setzungen
- Bremsen auf gekrümmten Brücken
- Lagereinsenkung
- horizontales Lagerspiel

Falls Kalottenlager verwendet werden, entstammt der größte Anteil dem Lagerspiel. Die Lagereinsenkung hat in der Regel einen geringeren Anteil am gesamten lateralen Versatz. Im Hinblick auf Ermüdungsberechnungen sei jedoch darauf hingewiesen, dass es sich bei der Lagereinsenkung um eine zyklische Beanspruchung handelt, die infolge einseitiger Zugüberfahrt hervorgerufen wird und somit große Lastspielzahlen mit sich bringt. Zudem kann die Lagereinsenkung bei der Verwendung von Elastomer-

anstelle von Kalottenlagern einen erheblichen Anteil am lateralen Versatz darstellen. Die Lagereinsenkung wird vor allem bei großen Überbauhöhen maßgebend. Setzt sich in Querrichtung ein Lager mehr als das andere, wie es beispielsweise infolge von einseitigem Verkehr der Fall sein kann, so kippt der Überbau geringfügig und es kommt, aufgrund der Exzentrizität zur Lagerachse, zu einer horizontalen Verschiebung des Gleises.

Die Begrenzung des lateralen Versatzes erfolgte bis zum Jahre 2011 im Anforderungskatalog zum Bau der Festen Fahrbahn. Hiernach war der Lateralversatz auf 1 mm zu begrenzen. [DB02] Nach 2011 wurde das Regelwerk für die feste Fahrbahn angepasst und im Zuge der Neubaustrecke VDE 8 ein Parameterkatalog [DB14] herausgegeben, der nun auch Sonderregelungen zum Nachweis des lateralen Versatzes an Brückentrennfugen für den neu eingeführten Brückenstützpunkt (mit höheren zulässigen abhebende Kräften bis 27 kN) umfasst. Hierbei ist in der aktuellen Auflage ein Grenzwert für den zulässigen lateralen Versatz am Sonderschienenstützpunkt von 3,5 mm festgelegt. [DB14] Es ist jedoch festzustellen, dass in der Baupraxis rechnerische Werte des lateralen Versatzes von bis zu 4,5 mm auftreten und somit den Grenzwert übersteigen. [Fis13]

Durch den lateralen Versatz an der Brückentrennfuge wird der Schiene über die horizontale Festhaltung durch den Schienenstützpunkt eine Verformung in Querrichtung aufgezwungen. Als Folge wird die Schiene durch Querbiegung und Wölbkrafttorsion beansprucht und es resultieren zusätzliche Zugspannungen am Schienenfußrand. Die Ermittlung der zusätzlichen Schienenspannungen durch den lateralen Versatz erfolgt im nachfolgenden Kapitel.

#### **4.4.2 Schienenspannungen infolge Lateralversatz**

Die Federkennlinie des Brückenstützpunktes für den lateralen Versatz hängt maßgeblich von der Anfangslage der Schiene ab. Hierbei sind zwei Extremfälle zu unterscheiden. Für Fall 1 gilt, dass ein Spiel zwischen Schienenfußrand und Winkelführungsplatte von 1,75 mm vorhanden ist. Bei Fall 2 wird angenommen, dass der Schienenfuß einseitig bereits einen Kontakt zur Winkelführungsplatte aufweist und somit kein Luftspalt vorhanden ist. Dementsprechend resultieren für die beiden Fälle unterschiedliche Längsspannungen in der Schiene. Welcher der beiden Fälle näher an der Realität liegt bedarf einer Klärung bzw. sollte im realen Betrieb verifiziert werden.

Nachfolgend werden die resultierenden Längszugspannungen am Schienenfußrand aus der Querbiegung und Wölbkrafttorsion der Schiene infolge des lateralen Versatzes für verschiedene Werte des Lateralversatzes berechnet. Für die Berechnung wird das in Kapitel 4.2.2.1 beschriebene FE-Volumenmodell herangezogen und dahingehend modifiziert, dass eine Zwangsverschiebung der Stützpunkte in lateraler Richtung aufgebracht werden kann. Es werden für alle Steifigkeiten (vertikal und horizontal) die Kennlinien für das unbelastete Gleis herangezogen, da davon ausgegangen werden kann, dass sich entsprechende laterale Verformungen durch die ständig wechselnde Be- und Entlastung des Gleises während einer Zugüberfahrt für das unbelastete Gleis einstellen. Für die Berechnung wird ein Abstand der Stützpunkte an der Trennfuge von 650 mm angenommen. Der Lastfall des lateralen Versatzes ruft lediglich eine lokale Beanspruchung der Schiene hervor. Da die Länge zum Abklingen der



## Bestimmung der Schienenspannungen Determination of stresses in the rail

---

Zwangsverformung jedoch nur der Hälfte des Modells entspricht, werden zehn Stützpunkte im FE-Modell abgebildet. Zur Simulation des Lastfalls wird auf fünf der zehn Stützpunkte eine laterale Zwangsverformung aufgebracht. Hierzu werden die Endknoten der Federn, welche die Stützpunktsteifigkeit in Querrichtung abbilden, sowie der Rest des Stützpunktes, in Querrichtung verschoben.

Die Spannungen werden für einen lateralen Versatz von 1; 2; 3; 4; 4,5 und 5 mm jeweils für die Fälle 1 und 2 berechnet. Die nachfolgende Tabelle fasst die Berechnungsergebnisse zusammen:

Tabelle 4-6: Maximale Längszugspannungen am Schienenfußrand für verschiedene Werte des lateralen Versatzes und Federkennlinien mit und ohne Spiel von 1,75 mm

Table 4-6: Maximum longitudinal tensile stresses in the rail foot for different values of the lateral offset and different spring characteristic curves

<b>Lateralversatz</b>	<b>max. <math>\sigma_{xx}</math> Fall 1 (mit Spiel)</b>	<b>max. <math>\sigma_{xx}</math> Fall 2 (ohne Spiel)</b>
<b>[mm]</b>	<b>[MPa]</b>	<b>[MPa]</b>
1	9,48	17,40
2	19,20	35,00
3	29,20	52,70
4	39,60	70,80
4,5	44,50	79,60
5	49,50	88,40

Es zeigt sich, dass die Spannungen bei Ansatz einer Federarbeitslinie für ein einseitiges Anliegen der Schiene deutlich höher sind. Für den eher theoretischen Fall, dass die Schiene beidseitig anliegt, zeigen Vergleichsrechnungen nochmals deutlich höhere Spannungen als bei einseitigem Anliegen.

Der größte Anteil der Längsspannungen im Schienenfuß resultiert gewiss aus der durch die Zwangsverformung induzierten Querbiegung der Schiene. Die Zwangsverformung wird dabei über die Winkelführungsplatte und die Reibung zwischen Schiene und elastischer Zwischenlage, auf die Schiene übertragen. Durch diese Belastung legt sich die Schiene im Bereich der Trennfuge jeweils oben und unten am Stützpunkt an. An der jeweils anderen Seite löst sich der Kontakt zwischen Schiene und Winkelführungsplatte.

Dadurch, dass die Zwangsverformung der Schiene im Schienenfuß und somit exzentrisch zum Schubmittelpunkt aufgebracht wird, erfährt die Schiene zudem eine Torsionsbeanspruchung. Da der Schienenquerschnitt nicht wölbfrei ist und sich durch die aufgrund der Stützpunkte vorliegende Zwangsdrillachse keine Verdrillung um den Schubmittelpunkt einstellen kann, liegt eine gemischte Torsion vor und es resultieren entsprechende Wölbnormalspannungen. Vergleichsrechnungen am Stabwerksmodell mit und ohne Berücksichtigung der Wölbkrafttorsion ergeben, dass die zusätzlichen Längsspannungen aus Wölbkrafttorsion ca. 10 % Anteil an der resultierenden Längszugspannung im Schienenfuß aufweisen. Demnach sollten die zusätzlichen Längsspannungen infolge Wölbkrafttorsion nicht vernachlässigt werden, da sie sich ungünstig mit den Randzugspannungen aus Querbiegung überlagern.

Zur Ermittlung der resultierenden Längsspannungen für den Lastfall des lateralen Versatzes sollte in der Baupraxis somit ein Stabwerksmodell, wie es in Kapitel 4 ausführlich beschrieben wird, verwendet werden. Die mittels dem besagten Stabwerksmodell berechneten Längszugspannungen im Schienenfuß zeigen eine sehr gute Übereinstimmung mit den Berechnungsergebnissen am Volumenmodell. Vergleichende Berechnungen an einem Stabwerksmodell, das die elastische Lagerung durch die Stützpunkte lediglich punktuell über jeweils eine einzelne Feder berücksichtigt, ergeben vor allem für den Fall des einseitigen Anliegens der Schiene, deutlich höhere Spannungen. Dies lässt sich damit begründen, dass die effektive Stützweite bei einer punktuellen Lagerung deutlich größer ist und der Bereich mit dem maximalen Querbiegemoment, im Vergleich zu einer verschmierten Lagerung mit mehreren Federn, nicht "ausgerundet" wird. Demnach sollte die horizontale Lagerung durch den Stützpunkt für diesen Lastfall über mehrere Federn abgebildet werden.

#### **4.5 Ableiten von Spannungen aus Zugüberfahrt für weitere Berechnungen**

##### **Deduction of Stresses from Passing Trains for Further Calculations**

In der [DIN1991-2] werden verschiedene Lastmodelle für den Ermüdungsnachweis von Eisenbahnschienen vorgegeben. Das wahrscheinlich bekannteste ist das sog. Lastmodell 71, welches aus einer Strecken- und vier Einzellasten besteht. Lastmodell 71 ist für statische Berechnungen weit verbreitet. Je nach Anpassungsfaktor können die berechneten Spannungen für Regel- oder Schwerverkehr gelten. Auch dynamische Einflüsse können so abgedeckt werden.

Wie in Abschnitt 6 gezeigt wird, müssen Risse Lastschritt für Lastschritt berechnet werden. Daher ist Lastmodell 71 nicht für bruchmechanische Berechnungen verwendbar. Aus diesem Grund werden die Zugtypen, welche in Anhang D.3 der [DIN1991-2] enthalten sind, für die Berechnung der Spannungen aus Zugüberfahrt verwendet. In diesem Anhang kann man zwischen Regel- und Schwerverkehr auswählen. Beide beinhalten ungefähr die gleichen Lasttonnen pro Jahr, der Regelverkehr beinhaltet jedoch 67 Züge, wohingegen der Schwerverkehr nur 51 Züge enthält. So enthält der Schwerverkehr einige schwerer beladene Achsen, was zu einer Beschleunigung des Risswachstums führt.

Um sich im Projekt eine größtmögliche Variationsmöglichkeit hinsichtlich der betrachteten Züge offenzuhalten (um z.B. auch die Auswirkungen von Zügen mit stark überladenen Achsen darstellen zu können), wurde nach einer Möglichkeit gesucht, die Belastungszeitreihen für die bruchmechanischen Berechnungen nicht allein aus Finite-Elemente-Berechnungen ableiten zu können. Diese zu nutzen hätte zwar eine große Genauigkeit hinsichtlich der Darstellung der Stützpunktsteifigkeiten, der Zwischenlagen und anderer Elemente des Oberbaus versprochen, die Berechnung einer einzigen neuen Belastungszeitreihe hätte jedoch unvermeidbar lange gedauert. Daher wurde für die Berechnung der Belastungszeitreihen auf das Zimmermann-Verfahren in einer Modifikation aus [Sey86] in einer Matlab-Implementierung aus [Hu16] zurückgegriffen.

Ursprünglich wurde das Zimmermann-Verfahren entwickelt, um Spannungen in Schienen auf Holzschwellen beschreiben zu können. Diese Schienen werden in dem Berechnungsverfahren als elastisch gebettete Balken approximiert. Diese Modellvorstellung ist nur grob mit modernen Konstruktionen, wie den hier betrachteten festen Fahrbahnen, vergleichbar. Daher wurde das Modell so lange angepasst, bis seine Ergebnisse zu Messungen des Lehrsuhs und Prüfamts für Verkehrswegebau an einem Gleis auf fester Fahrbahn passten. In Abbildung 4-28 ist exemplarisch der Spannungsverlauf der ersten Wagen eines Zuges eines Regel- und eines Schwerverkehrs dargestellt.

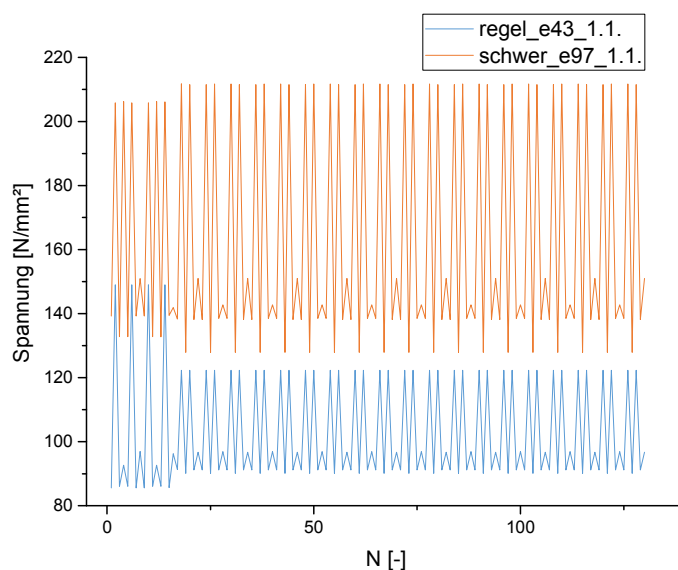


Abbildung 4-28: Spannungsverlauf eines Zuges des Regel- bzw. Schwerverkehrs

Figure 4-28: Stresses from a passing train from the regular respectively heavy traffic

## 4.6 Temperaturspannungen Stresses from temperature

[Kop70] geht darauf ein, dass im durchgehend geschweißten Gleis Spannungen aus Temperaturänderung induziert werden. Ob bei einer bestimmten Temperatur Druck- oder Zugspannungen vorliegen hängt von der Temperatur ab, bei der das Gleis verschweißt wurde. Diese Verschweißungstemperatur wird auch neutrale Temperatur genannt. Liegt die Temperatur des Gleises über seiner neutralen Temperatur, so wird die Ausdehnung des Gleises behindert und es kommt zu Druckspannungen im Gleis. Sinkt die Temperatur des Gleises unter die neutrale Temperatur entstehen Zugspannungen. Druckspannungen in der Schiene können zum Ausknicken selbiger führen. Sie sind jedoch positiv im Hinblick auf das Risswachstum, da Risse nur unter Zugbeanspruchung wachsen können (vgl. Abschnitt 6.5). Zugspannungen in der Schiene beschleunigen das Risswachstum.

Um den sicheren Betrieb des Schienennetzes garantieren zu können wird von der Deutschen Bahn ein Temperaturbereich festgelegt, in dem die Schienen verschweißt werden dürfen. Bei der Deutschen Bahn ist der neutrale Temperaturbereich seit dem 01.01.1997 auf den Bereich zwischen +20 °C und +26 °C festgelegt. [ICW17] stellt fest, dass das System Schiene, Schotter und Kleineisen bei einer Temperaturschwankung

von 35 °C betriebsicher betrieben werden kann. Dies entspräche bei einer Verspannungstemperatur von 26 °C einem Temperaturbereich von -9 °C bis +61 °C.

Die oben erläuterte Verschiebung der Spannungen aus dem Druck- in den Zugbereich und ihre Einflüsse auf das Risswachstum machten es nötig, die Entwicklung der Temperaturspannungen in Eisenbahnschienen näher zu betrachten.

Hierbei sollte nicht nur die Lufttemperatur als Einwirkung betrachtet werden. Auch die einwirkende solare Strahlung sollte betrachtet werden, da es zumindest denkbar war, dass der Schienenkopf sich bei Sonneneinstrahlung stark erwärmt und der Schienenfuß kalt bleibt. Hierzu fertigte [Klo14] Berechnungen an und zeigte, dass die Schiene als ideal gerührter Behälter approximiert werden kann, dass also die Temperaturunterschiede innerhalb des Profils klein sind. Da er nur mit stationären Randbedingungen rechnete, konnte er den zeitlichen Verlauf der Temperaturen im Schienenprofil nicht darstellen. Dies wurde in [He15] umgesetzt, indem sie die partielle Differentialgleichung des Wärmetransports in Matlab implementierte und so den zeitabhängigen Verlauf der Temperaturen im Schienenprofil darstellen konnte. Das Modell verwendete Wetterdaten, welche vom Meteorologischen Institut der LMU [LMU13] im Jahr 2013 in 0,2 m Höhe aufgezeichnet wurden und ging von der vereinfachenden Annahme aus, dass die Schiene rundum mit Strahlung beaufschlagt ist. Diese Annahme ist gerechtfertigt, da es sich beim Schienenfuß um einen der schlanken Bereiche des Schienenprofils handelt, bei dem es auch bei nur einseitiger Bestrahlung schnell zur Durchwärmung gekommen wäre. Die so gefundene maximale Temperaturdifferenz im Querschnitt betrug 1 K.

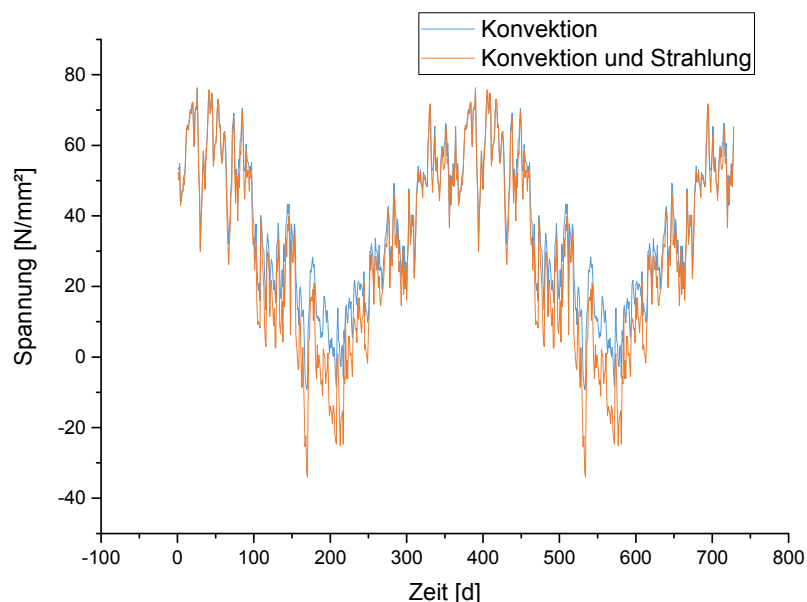


Abbildung 4-29: Temperaturspannungen im durchgehend geschweißten Gleis (Druck ist negativ, Zug ist positiv)

Figure 4-29: Stresses from temperature changes in the continuously welded rail (compression is negative, tension is positive)

Abbildung 4-29 zeigt die Verläufe der Temperaturspannungen im Gleis mit und ohne Berücksichtigung der Solarstrahlung. Tag 1 in dieser Darstellung ist der 04.01.2013. Es werden zwei Jahre mit den gleichen Temperaturverläufen dargestellt, es wurden

jeweils Stundenmittelwerte zur Berechnung der Spannungen herangezogen. Man kann erkennen, dass es in den Wintermonaten keinen großen Unterschied macht, ob man die Spannungen mit oder ohne Konvektionseinfluss berechnet, es zeigen sich nur selten große Unterschiede zwischen den Kurven. Dies kann wahrscheinlich auf die im Winter niedrigstehende Sonne und damit geringe solare Strahlung zurückgeführt werden. Im Sommer macht es jedoch einen großen Unterschied, ob die Schienenspannungen mit oder ohne solare Strahlung berechnet werden. An einigen Tagen unterscheiden sich die Spannungen um ca. 20 N/mm<sup>2</sup>.

Generell kann bezüglich des Risswachstums gesagt werden, dass die Berücksichtigung der Strahlung meist zu einer Verschiebung der Spannungen zum Druckbereich führt. Nur in wenigen Nächten kommt es zu einer negativen Strahlungsbilanz, welche zu einem Abkühlen der Schiene unter die Lufttemperatur führt. In strikt auf der sicheren Seite liegenden Abschätzungen sollte die Berücksichtigung der Strahlung also entfallen. Für eine annähernd realistische Darstellung der Gegebenheiten in diesem Projekt wird die Strahlung mitberücksichtigt. Welche Auswirkungen sie genau auf das Risswachstum hat wird in Abschnitt 6.5 gezeigt.

#### **4.7 Überlagerung von Spannungen Superposition of Stresses**

[BSI7910] unterscheidet bei der Spannungsüberlagerung zwischen Primärspannungen und Sekundärspannungen. Erstere können hierbei zum plastischen Versagen der Struktur führen. Sekundärspannungen stehen über den Querschnitt gesehen im Gleichgewicht. Eigen- und Temperaturspannungen werden in [BSI7910] als Sekundärspannungen klassifiziert.

[Rom15] schreibt hierzu, dass in der Bruchmechanik nicht so sehr die Frage nach Primär- oder Sekundärspannungen interessiert, sondern eher der Umstand interessant ist, ob sich die Spannungen im Querschnitt umlagern, oder nicht. Er stellt in Frage, ob sich die Eigen- und thermischen Spannungen während des Risswachstums im Querschnitt wirklich umlagern können, oder nicht. Daher werden von ihm alle Spannungen als Primärspannungen klassifiziert. Dieser Einschätzung wird im Projekt gefolgt, zumal diese Unterscheidung hauptsächlich in [BSI7910] eine Rolle spielt, sich in der Implementierung der Rissfortschrittsgesetze aber nicht auswirkt (vgl. Abschnitt 6.1.3).

Die Superposition selbst wird jedoch nicht auf Spannungs- sondern auf K-Faktor-Ebene vorgenommen (vgl. Abschnitt 6.1.3), da es einfacher ist, die K-Faktoren einzelner Spannungskomponenten zu überlagern als den K-Faktor eines komplexen Spannungszustandes zu ermitteln. Tabelle 4-8 zeigt eine Zusammenstellung möglicher Einwirkungskombinationen für unterschiedliche Einbauorte von Eisenbahnschienen. Es ist gut zu erkennen, dass – auch wenn sie in nur einem Punkt mehr übereinstimmen– die Überlagerungen in Kurven und am Übergang von Brücke und Widerlager ähnlicher sind als die gerade Strecke.

Tabelle 4-7: Mögliche Kombinationen relevanter Lasten aus [Pes16a]

Table 4-7: Possible combinations of loads from [Pes16a]

Lastkomponente		Ort		
		Gerades Gleis	Kurve	Übergang Brücke - Widerlager
Zug	Vertikale Lasten	X	X	X
	Schiefe des Gleises		X	X
	Sinuslauf und exzentrische Lasten	X	X	X
	Beschleunigen / Bremsen	X	X	X
Temperatur	Sonnenstrahlung	X	X	X
	Konvektion	X	X	X
Gebäude	Thermische Ausdehnung			X
	Lateraler Versatz			X
	Verdrehung			X
Unterbau		X	X	X
Spannklemmen		X	X	X
Eigenspannungen der Schiene		X	X	X

[Rug05] zeigen allerdings, dass eine einfache lineare Überlagerung von Spannungen zu einer Überschätzung der tatsächlichen Spannungen führt. Dies ist eine konservative Abschätzung, und kann somit zu einer unwirtschaftlichen Bauteilauslegung führen. Da für das Projekt jedoch kein verlässliches Modell einer Brücke mit dazugehörigen meteorologischen Daten zur Verfügung stand, wurde von einer nichtlinearen Überlagerung abgesehen. Die Spannungskomponenten werden linear und ohne Berücksichtigung der Auftretensreihenfolge überlagert.

Auch wenn nur lineare Überlagerungen vorgesehen sind, können Interaktionen zwischen den einzelnen Komponenten, soweit bekannt, berücksichtigt werden. Abbildung 4-30 zeigt die Abhängigkeit der einzelnen Komponenten der Berechnung am Beispiel einer Temperaturänderung.

## Bestimmung der Schienenspannungen Determination of stresses in the rail

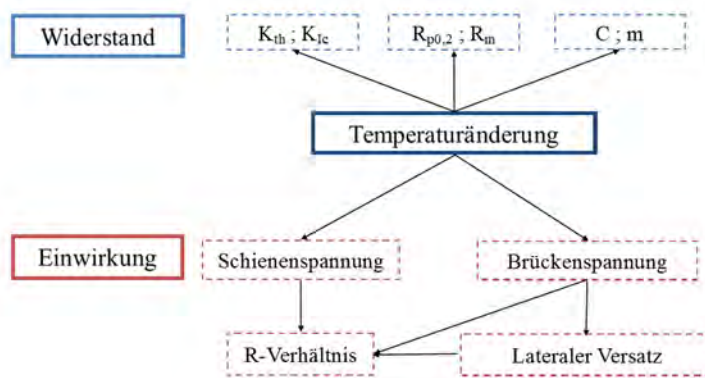


Abbildung 4-30: Abhängigkeit der Komponenten

Figure 4-30: Dependencies of the components

Die aus den einwirkenden Lasten resultierenden Spannungen können in zwei Gruppen eingeteilt werden: diejenigen mit Nulldurchgang in Schienenfußmitte und die ohne einen solchen Nulldurchgang. Die Unterscheidung dieser beiden Fälle ist für die bruchmechanischen Betrachtungen wichtig, da sie maßgebend die Wahl der anzusetzenden K-Faktoren beeinflussen (vgl. Abschnitt 6.1). Den Untersuchungen von [Sch15a] entsprechend können die in Abbildung 4-31 gezeigten Gruppierungen vorgenommen werden.

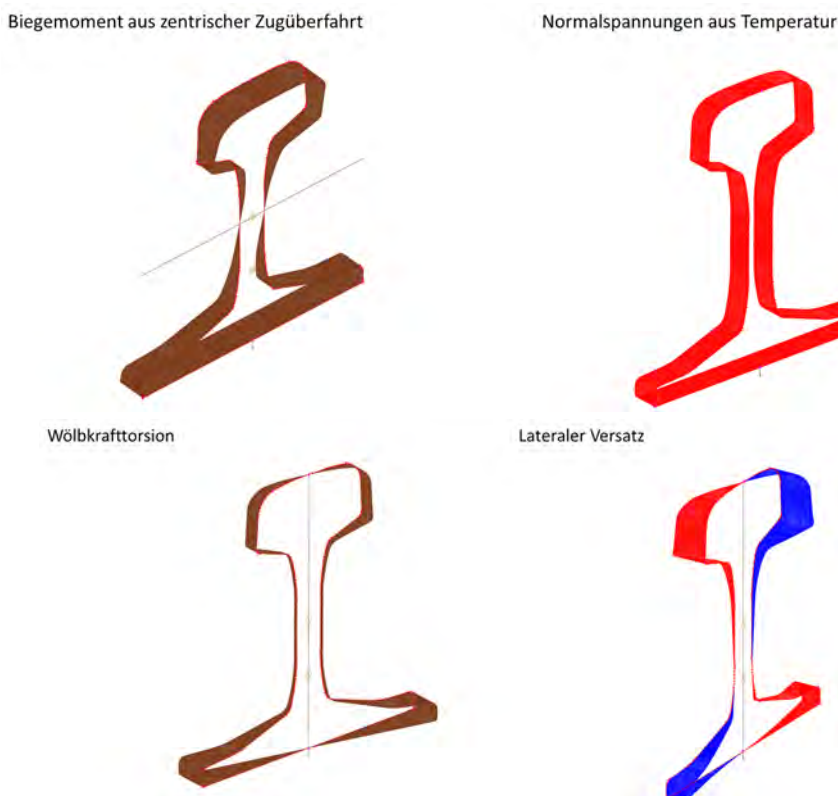


Abbildung 4-31: Spannungsverteilung in der Schiene infolge unterschiedlicher Belastungssituationen

Figure 4-31: Distribution of stresses in the rail resulting from different loading situations

Da die Spannungen nicht konstant über die Schienenfußbreite verteilt sind, soll Tabelle 4-8 Aufschluss darüber geben, wie hoch das Spannungsniveau im Schienenfuß der einzelnen Schienenprofile ist. Hierfür werden aus den unterschiedlichen Abschnitten

des Forschungsberichtes Maximalspannungen für bestimmte Lasten zusammengetragen und superponiert. Für die Spannungen aus Regel- (R) und Schwerverkehr (S) wird ein mittlerer Schätzwert gewählt, da diese Komponenten sehr von der jeweiligen Einbausituation abhängen. Die in Tabelle 4-8 gebildeten Summen verdeutlichen, dass das Spannungsniveau im Schienenfuß annähernd ausgeglichen ist. Durch den großen Unterschied in den Eigenspannungen gleichen sich die lastseitigen Unterschiede zwischen Schienenfußmitte und -rand aus.

Tabelle 4-8: Spannungssuperposition

Table 4-8: Superposition of stresses

Verkehr	R260A Mitte		R350 Mitte		R260B Mitte		R260A Rand		R350 Rand		R260B Rand	
	R	S	R	S	R	S	R	S	R	S	R	S
	90	115	90	115	90	115	90	115	90	115	90	115
Eigenspannungen aus Tabelle 5-5	101	101	181	181	146	146	-11	-11	-12	-12	-11	-11
Temperaturspannungen (vgl. Abschnitt 6.4.3)	126	126	126	126	126	126	126	126	126	126	126	126
Anziehen der Spannklemme (vgl. Abschnitt 4.2.2.3)							38	38	38	38	38	38
Lateraler Versatz (vgl. Abschnitt 4.4.2)							88	88	88	88	88	88
Summe [N/mm <sup>2</sup> ]	317	342	397	322	362	387	331	356	330	355	331	356



## 5 Materialcharakterisierung Characterization of the Material

### *Kurzfassung*

*Zur genauen Charakterisierung des Schienenmaterials werden in diesem Abschnitt verschiedene Untersuchungen vorgestellt. Diese erstrecken sich von reinen Materialversuchen wie Zugversuchen und die Bestimmung der Bruchzähigkeiten über die Bestimmung von Eigenspannungen an Schienenprofilen bis zur Charakterisierung der Oberflächen korrodierter Schienen.*

### *Abstract*

*For the accurate characterization of the rail's material different investigations are presented in this section. For example, there are investigations for the determination of tensile stresses and fracture toughness, the measurement of residual stresses of the rails and the characterization of the surface of corroded rails.*

### 5.1 Normative Grundlagen Standards

In Deutschland wird Eisenbahnschienenstahl in der [DIN13674-1] geregelt. Diese gilt für sog. Vignolschienen ab 46 kg/m. Die im vorliegenden Projekt betrachteten Profile UIC 60 werden mit einem Gewicht von 60 kg/m hergestellt. Ergänzend zur DIN 13674-1 gilt der [DBS918254-1]. Er spezifiziert einzelne Punkte der DIN 13674-1 für den Anwendungsbereich der Schienen im Netz der Deutschen Bahn AG.

[DBS918254-1] ist in Abschnitt 3.2 zu entnehmen, dass im Netz der Deutschen Bahn nur die Stahlsorten R260 und R350HT zum Einsatz kommen. Bei der Schienenqualität R260 handelt es sich um ein Walzprofil ohne weitere Nachbehandlung. Ihm wird die Werkstoffnummer 1.0623 zugeordnet. Im vorliegenden Forschungsprojekt werden Proben unterschiedlicher Hersteller betrachtet. Sie werden mit den Bezeichnungen R260A und R260B versehen. Die Schienensorte R350HT ist eine kopfgehärtete Schiene, welche aufgrund der höheren Abriebfestigkeit des Schienenkopfes in Bereichen höherer Beanspruchungen eingesetzt wird. Ihm wird die Werkstoffnummer 1.0631 zugeordnet. Im Bericht werden diese Schienen mit dem Kürzel R350 geführt.

### 5.2 Mikroskopische Analysen Microscopy

Die Entstehung des Gefüges des Stahls wird in [Böh04] ausführlich beschrieben:

„Danach ist der Stahl geringfügig untereutektoid. Das Gefüge ist nahezu rein perlitisch [...]. Die Körner bestehen aus streifenförmig nebeneinander angeordnetem Eisenmischkristall und Zementit ( Eisenkarbid,  $Fe_3C$  ). [...] In Walzrichtung orientiert finden sich vereinzelt Mangansulfidnadeln (MnS) in Form langgestreckter Einschlüsse

[43]. Das Gefüge entsteht bei der Abkühlung des Schienenstahls aus der Austenitphase ( $\gamma$ -Eisen kfz-Gitter) zum  $\alpha$ -Mischkristall (krz-Gitter)."

Zum zulässigen Mikrogefüge der Schiene R350HT macht [DIN13674-1] in Abschnitt 9.1.4.2 folgende Aussage: „Es muss ein Mikrogefüge, bestehend aus Perlit, vorliegen. Martensit, Bainit oder Korngrenzenzementit sind nicht zugelassen.“

Böhmer schreibt weiter: „Streckgrenze, Zugfestigkeit und Härte nehmen mit abnehmendem Zementitlamellenabstand zu. Das lässt sich über die sinkende freie Weglänge bei der Versetzungsbewegung begründen. Die Zähigkeitseigenschaften verbessern sich zusätzlich mit abnehmender Lamellendicke sowie abnehmender Austenitkorngröße. Daher ist es erstrebenswert, ein feinkörniges Ferrit-Perlitgefüge mit geringem Lamellenabstand und geringer Zementitlamellendicke einzustellen [71].“



Abbildung 5-1: Längsschliff eines Schienenfußes der Güte R260A in 500facher Vergrößerung

Figure 5-1: lengthwise cut metallographic specimen of the steel R260A in 500-fold enlargement

In Abbildung 5-1 ist der Längsschliff aus dem Schienenfuß einer Schiene der Güte R260A in 500facher Vergrößerung dargestellt. In den hellen Kristallen sind die Perlitlamellen gut erkennbar. Auch bei den anderen Kristallen handelt es sich vermutlich um Perlitkörner, welche allerdings anders zur Kamera orientiert und daher nicht in der Streifenform erkennbar sind. Durch das Walzen langgezogen sind, als graue Streifen, Einschlüsse erkennbar. Worum es sich bei diesen genau handelt, und ob ihr Vorhandensein mit den Brucheigenschaften der Schienen in Verbindung gebracht werden kann, konnte im Rahmen des vorliegenden Forschungsprojektes nicht geklärt werden. Dass die Flächen in der Darstellung einheitlich grau sind liegt vermutlich daran, dass die ursprünglich an diesen Stellen vorhandene Phase weicher war als der umliegende Stahl und somit beim Polieren abgetragen wurde.

## 5.3 Zugversuch Tensile test

### 5.3.1 Normative Grundlagen

Im Bereich der deutschen Normen ist der Zugversuch in [DIN6892-1] geregelt. Für Schienenproben werden meist Rundproben, wie sie in Anhang D dieser Norm geregelt sind, verwendet. In Abbildung 5-2 ist die Probengeometrie gezeigt.

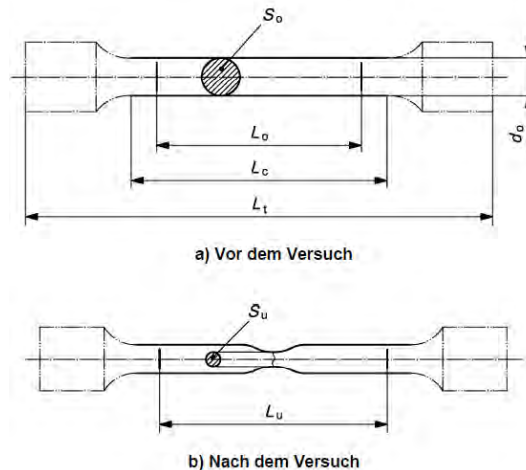


Abbildung 5-2: Vorgaben zur Zugprobengeometrie aus [DIN6892-1]

Figure 5-2: Geometry of probes for tensile tests from [DIN6892-1]

Die Angaben von [DIN6892-1] werden von [DIN13674-1] für die Anwendung des Zugversuches auf Vignolschienen spezifiziert. In Abschnitt 8.7 der Norm wird beschrieben, dass ein Schienenhersteller in der Lage sein muss, aus der chemischen Zusammensetzung der Schienen die Zugfestigkeit und die Bruchdehnung der von ihm produzierten naturharten Stähle vorherzusagen. Abschnitt 9.1.9 dieser Norm beschreibt allgemeine Ergänzungen zur Versuchsplanung. Zunächst wird festgelegt, in welchen Produktionsintervallen Zugproben genommen werden müssen (Tabelle 4 der Norm: z.B. eine Prüfung je 1000 t Schienenmaterial der R350HT), wobei der Entnahmeort der Probe genauer beschrieben wird: Die Probenentnahme soll aus dem Schienenkopf erfolgen. In der DIN EN 13674-1 wird direkt darauf verwiesen, dass der Zugversuch entsprechend EN ISO 6892-1 „unter Einsatz von Rundproben mit Durchmessern von 10 mm“ durchgeführt werden muss.

Zusätzlich zu den geometrischen Anforderungen wird in der [DIN13674-1] in Abschnitt 9.1.9.2 eine Wärmebehandlung der Zugproben vor dem Versuch gefordert. Hierzu heißt es in der Norm: „Vor der Prüfung bei Raumtemperatur sollten die Zugproben für bis zu 6 h bei 200 °C gehalten werden. In strittigen Fällen müssen die Zugproben vor der Prüfung 6 h bei 200 °C gehalten werden.“

### 5.3.2 Gewählte Probengeometrie, Entnahmeorte, Prüfverfahren und Prüfmaschinen

Geometrie: Rundproben mit Gewinde nach Anhang D,  $d_0=6\text{mm}$ ,  $L_0=30\text{mm}$ . Dieser Durchmesser ist geringer als in der [DIN13674-1] gefordert, aus dem Schienenfuß lassen sich aber keine größeren Proben entnehmen.

**Probenanzahl:** Je Hersteller je 6 Proben vom Schienenfußrand und aus der Schienenfußmitte, in Summe also 36 Proben. In der ursprünglichen Planung waren nur zwei Zugversuche vorgesehen, was aber für eine statistische Auswertung nicht reicht. Zudem zeigten erste Vorversuche, dass Unterschiede zwischen den Ergebnissen von Schienenfußrand und -mitte zu erwarten sind, sodass der Probenumfang vergrößert wurde. Die Entnahmeorte und entsprechenden Nummerierungen sind dem Anhang 3 zu entnehmen. Im Gegensatz zu den Forderungen der [DIN13674-1] wurden die Zugproben aus dem Schienenfuß entnommen, da dieser Gegenstand des vorliegenden Forschungsprojektes ist und für die bruchmechanischen Untersuchungen auch die Materialkennwerte aus diesem Bereich gebraucht werden.

**Prüftemperatur:** Raumtemperatur (22 bis 26 °C), eine Wärmebehandlung der Proben bei 200 °C wurde nicht vorgenommen.

### 5.3.3 Ergebnisse der Zugversuche

Bei den Bruchflächen handelt es sich weitgehend um Krater-Kegel-Konstellationen. Bei einigen Proben sind auch Trennbrüche zu erkennen. Insgesamt gibt es allerdings keine Systematik hinsichtlich des Entnahmeortes oder der Wärmebehandlung der Schiene, welche den Bruchmustern zugrunde gelegt werden könnte.

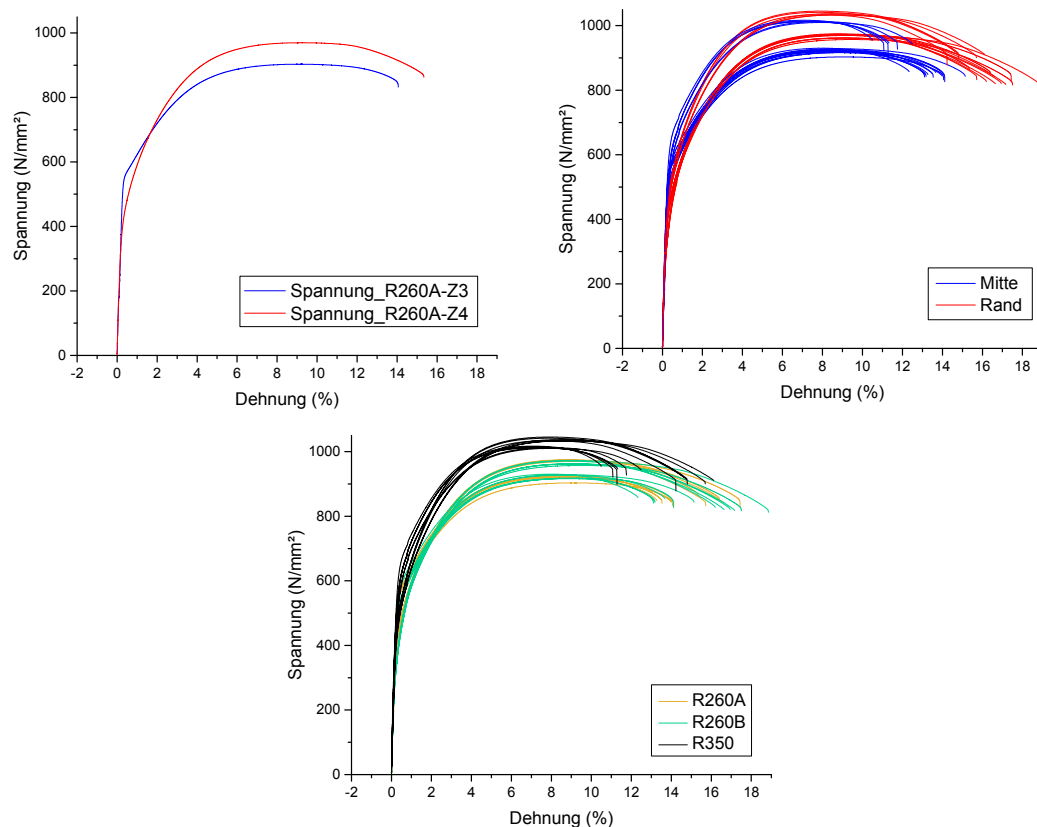


Abbildung 5-3: oben links: Spannung-Dehnung Rand (Z4) vs. Mitte (Z3); oben rechts: Sortierung alle nach Entnahmeort; unten: Sortierung alle nach Stahlsorte

Figure 5-3: above left: Stress-strain curve of an edge probe (Z4) and a middle probe (Z3); above right: sorted depending on place of removal of the probes (middle/ edge); underneath: sorted depending on steel grade

Die Spannungs-Dehnungs-Kurven der Zugversuche sind in Abbildung 5-3 und in Anhang 3 gegeben. Es wurden technische Spannungen verwendet.

Die Spannungs-Dehnungs-Kurven einer Mittenprobe (blau) und einer Randprobe (rot) sind in Abbildung 5-3 oben links gegenübergestellt. Es ist gut zu erkennen, dass der betrachtete Stahl keine Streckgrenze ausbildet. Man kann ebenso sehen, dass sich die Spannungs-Dehnungs-Kurven von Rand- und Mittenproben unterscheiden. Die Randprobe hat einen stetigen Verlauf und geht kontinuierlich vom elastischen in den plastischen Bereich über.

Die Mittenprobe zeigt eine Unstetigkeit (Knick) beim Übergang vom elastischen in den plastischen Bereich. Nach dem Knick folgt ein zweiter Bereich, der eine viel geringere Steigung besitzt als der erste Bereich. Im weiteren Verlauf weisen die Mittenproben kleinere Zugspannungen auf als die Randproben. Der Punkt, welcher hier als „Übergang vom elastischen in den plastischen Bereich“ bezeichnet wurde, beschreibt nur den visuell linear erscheinenden Bereich  $< 1\%$  Dehnung. Entlastungsversuche zur genauen Bestimmung des linearen Bereiches wurden nicht durchgeführt. Bei der Bestimmung des E-Moduls durch das Anlegen einer Geraden an den ersten Teil der Spannungs-Dehnungs-Kurve fiel auf, dass einige Stahlsorten große Nichtlinearitäten im anscheinend linearen Bereich aufwiesen, sodass nicht für alle Proben der gleiche lineare Bereich zur Bestimmung des E-Moduls gewählt werden konnte. Besonders auffällig war dies bei der Stahlsorte R260B, ebenso war dieses Verhalten bei dem R260A zu beobachten.

Der Grund für das unterschiedliche elastische Verhalten der Proben aus Schienenmitte und –rand konnte im Rahmen des Projektes nicht endgültig erklärt werden. Wahrscheinlich ist dieses Verhalten in unterschiedlichen Abkühlgeschwindigkeiten dickerer und dünnerer Querschnittsteile, sowie in unterschiedlichen Umformgraden begründet.

Zusammen mit dem Knick zeigt das nichtlineare Verhalten einen klaren Unterschied zwischen den Rand- und Mittenproben. Dieser ist auch in Abbildung 5-3 oben rechts deutlich zu erkennen. Es zeigt sich, dass sich vier Gruppen von Zugversuchsergebnissen ausbilden, welche jeweils einem Entnahmeort und einer Schienengüte zugeordnet werden können. Abbildung 5-3 unten lässt erkennen, dass die unterschiedlichen Schienengüten gut auseinanderzuhalten sind, die einzelnen Hersteller aber nicht so sehr.

Quantitativ kann festgestellt werden, dass die Mittenproben eine höhere Streckgrenze erreichen als die Randproben, wobei die Ergebnisse der Streckgrenze  $R_{p0,2}$  stärker streuen als die der Zugfestigkeiten  $R_m$  was wiederum mit den Unsicherheiten in der Bestimmung des linearen Bereichs der Spannungs-Dehnungs-Kurve zusammenhängt. Bei den Zugfestigkeiten dreht sich dieser Zusammenhang um, hier erreichen die Randproben die höheren Werte. Die Randproben weisen auch die höhere Bruchdehnung auf.

Ein Zusammenhang der höheren Bruchdehnungen mit der erreichbaren Bruchzähigkeit einer Probe lässt sich nicht herstellen (Abbildung 5-18), dies bestätigen auch [ASTM399] und [Blu82].

### 5.3.4 Diskussion der Ergebnisse und statistische Analyse

Aus den gezeigten Zugversuchsergebnissen ist erkennbar, dass sich verschiedene Gruppen von Ergebnissen bilden. Im Rahmen einer Clusteranalyse, welche mittels der Software Origin durchgeführt wurde, wurde untersucht, ob die visuellen Eindrücke sich auch mathematisch verifizieren lassen. Die Analyse wurde so eingestellt, dass sie in den Ergebnissen von  $R_{p0,2}$  und  $R_m$  sechs Gruppen identifizieren sollte. Optimaler Weise würden diese am Ende den Kombinationen der Hersteller mit den jeweiligen Entnahmeorten entsprechen. In Abbildung 5-4 links ist gut zu erkennen, dass eine Clusteranalyse (K-Means Cluster Analysis aus Origin) im ursprünglichen Datensatz nicht dazu führt, dass die einzelnen Probengruppen korrekt identifiziert werden. Nimmt man jedoch die Proben 18 und 34 (beides Mittenproben) aus der Auswertung heraus, so kann der Algorithmus die Gruppen korrekt erkennen. Der Algorithmus, der Gruppen entsprechend dem Unterschied ihrer Mittelwerte identifiziert, ist anfällig für Ausreißer und kann somit nicht mit den beiden „Ausreißerproben“ umgehen.

Wenn man die Proben 18 und 34 betrachtet so fällt auf, dass sie nicht wegen ihrer Zugfestigkeit zu Ausreißern werden. Die Zugfestigkeit, welche als maximale Spannung in einem Zugversuch definiert ist, ist auch in der Auswertung leicht zu bestimmen. Die Streckgrenze hingegen hängt direkt mit der Auswertung des E-Moduls zusammen. Daher wurde für die beiden Proben nochmals geprüft, ob eine andere Wahl des linearen Bereiches dazu führen würde, die Proben in die Cluster ihrer Entnahmegruppen einordnen zu können. Diese Bemühungen waren jedoch nicht von Erfolg gekrönt, sodass geschlossen werden muss, dass bei den beiden Proben a) die Messschneiden rutschten, sodass eine Aufnahme des E-Moduls und damit von  $R_{p0,2}$  bei kleinen Dehnungen nicht möglich war, oder b) der Bereich kleiner Dehnungen aufgrund von Besonderheiten des Gefüges keinen linearen Bereich besitzt. Da bei allen anderen Proben aber ein linearer Bereich gefunden werden konnte, wird im Folgenden Variante a) angenommen und die Ergebnisse der Proben 18 und 34 aus den Auswertungen für die Streckgrenze und den E-Modul herausgenommen.

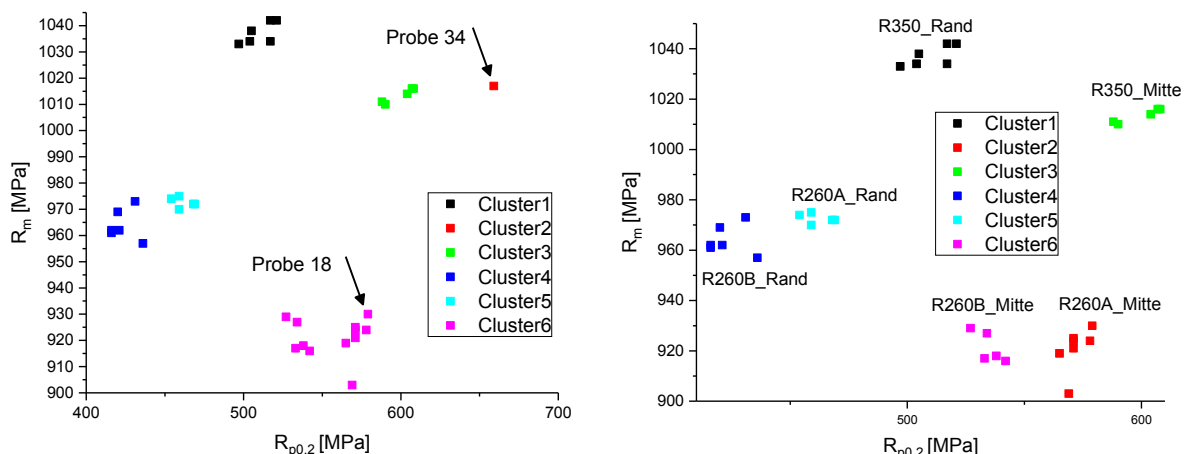


Abbildung 5-4: links: Clusteranalyse mit allen Werten, rechts: Clusteranalyse ohne Proben 18 und 34

Figure 5-4: left: Cluster analysis with all results; right: Cluster analysis without probes 18 and 34

Für die so reduzierten Gruppen kann gezeigt werden, dass die Realisierungen der einzelnen Gruppen normalverteilt sind.

In Tabelle 5-1 sind die Ergebnisse der Zugversuche als Mittelwerte gegeben. Die Einzelwerte können Anhang 3 entnommen werden.

Tabelle 5-1: Mittelwerte der Ergebnisse der Zugversuche

Table 5-1: Mean values of the results of the tensile tests

	$R_{p0,2}$ [MPa]	$R_m$ [MPa]	E-Modul [GPa]
R260A Mitte	571	919	218
R260A Rand	462	973	209
R260B Mitte	535	923	206
R260B Rand	423	964	184
R350 Mitte	599	1014	216
R350 Rand	510	1037	207

[DIN13674-1] fordert in Tabelle 5a) bestimmte Mindestzugfestigkeiten für die in ihr geregelten Stähle. Für den R260 wird  $R_m \geq 880 \text{ MPa}$ , für den R350  $R_m \geq 1175 \text{ MPa}$  gefordert. Man kann in Tabelle 5-1: Mittelwerte der Ergebnisse der Zugversuche sehen, dass die Proben des R260 diese Anforderung leicht erfüllen können. Die Proben des R350 können die Anforderungen nicht erfüllen, was vermutlich an der Modifikation des Entnahmeortes der Proben liegt. Normalerweise werden Zugproben aus dem (beim R350 gehärteten) Schienenkopf entnommen. Diese Nachbehandlung entfällt im Schienenfuß, was hier zu etwas niedrigeren Materialwiderständen führt.

## 5.4 Eigenspannungen Residual stresses

### 5.4.1 Allgemeines

Die Querschnittsgeometrie von Eisenbahnschienen mit massigem Schienenkopf und vergleichsweise schlankem Steg bedingt das Auftreten von Eigenspannungen im Herstellungsprozess. Auch der Übergangsbereich vom Schienensteg zum Schienenfuß ist den massigen Querschnittsbereichen zuzuordnen. Während der Abkühlung des Schienenstrangs (im Anschluss an die Formgebung im Walzprozess) erstarren zunächst die schlanken Querschnittsbereiche, in den massigen Bereichen liegt noch der Zustand einer rotglühenden Schmelze vor. Die bereits erstarrten Querschnittsbereiche (Steg und Schienenfußränder) behindern die thermische Verkürzung des restlichen Schienenquerschnitts während der weiteren Abkühlung. Ist der Gesamtquerschnitt schließlich erstarrt, bewirkt dies Zug-Eigenspannungen in den massigen Querschnittsteilen und Druck-Eigenspannungen in den schlanken Querschnittsteilen. Beim anschließenden Richtprozess auf der Rollenrichtmaschine können sich die bereits vorhandenen Eigenspannungen noch umlagern. Dies ist jedoch für die in der Symmetrieachse (bei Vignolschienen) vorliegenden Eigenspannungen von untergeordneter Bedeutung und betrifft in erster Linie die Schienenfußkante, wo beim horizontalen Richtprozess die stärksten plastischen Stauchungen bzw. Dehnungen auftreten.

Die Größe der vorhandenen Eigenspannungen ist abhängig vom Profilquerschnitt (Verhältnis zwischen massigen und schlanken Querschnittsteilen), vom Abkühlprozess (Hersteller) und von der Stahlgüte (Stahlrezeptur) des Schienenprofils. Auch ergänzende Prozessschritte (kopfgehärtete Schienenprofile) beeinflussen die Eigenspannungsverteilung.

Da Schienen schon lange Gegenstand von Eigenspannungsuntersuchungen sind, wurde schon früher über diese Thematik veröffentlicht. Eine der am häufigsten hierzu zitierten Quellen ist [Mei73] in dem eine anschauliche Darstellung des Eigenspannungsverlaufs gegeben wird (vgl. Abbildung 5-5). Die allgemeine Verteilung der Eigenspannungen in der Schiene hat sich bis heute nicht verändert, auch wenn die Beträge der Spannungen sich mittlerweile stark verändert haben (vgl. Tabelle 5-3).

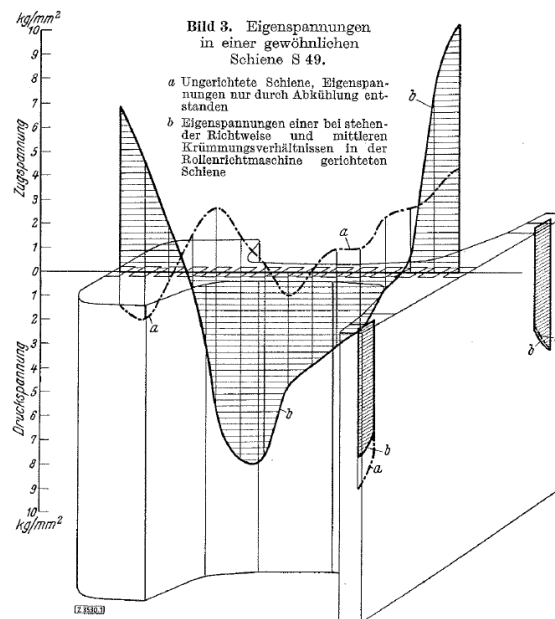


Abbildung 5-5: Verlauf der Eigenspannungen in der Schiene aus [Mei37]

Figure 5-5: distribution of residual stresses in the rail from [Mei37]

Wie sich unterschiedliche Varianten des Richtens der Schienen auf die Eigenspannungszustände auswirken können wird in [Wei97] ausführlich beschrieben. Er zeigt auch, wie die Eigenspannungen sich während des Richtens im Schienenprofil aufbauen. Die unterschiedlichen Wärmebehandlungen und Umformungen, welche die einzelnen Profilteile im Herstellungsprozess durchmachen führen dazu, dass das Gefüge des Schienenstahls sich ändert.

[Böh04] führt daher auf, dass eigentlich die Eigenschaften von beanspruchtem und beanspruchtem Material (vor dem Walzen und danach) unterschieden werden müsste. Im Allgemeinen wird jedoch in den Veröffentlichungen (z.B. [Böh04], [Tap05]) der gewalzte, unbefahrene Zustand der Schiene als „unbelastet“ definiert, auch wenn das Material in diesem Zustand schon plastisch verformt und wärmebehandelt wurde, wobei unter Wärmebehandlung auch ein einfaches Abkühlen verstanden werden kann. [Krü10] untersucht in seiner Arbeit die Eigenschaften von Schienenstahl verschiedener Umformgrade. Die beim Umformen eingebrachten Eigenspannungen können während der Belastung auch wieder abgebaut werden [Man14]. Dieser Umstand führte zu der Idee, die Eigenspannungen im Schienenfuß sowohl mit zerstörenden Verfahren



(Sägeschnittverfahren) als auch mit minimal- oder nichtinvasiven zu bestimmen, um auch die Spannungen an schon angeschwungenen Proben messen zu können, ohne den Probekörper zu zerstören. [Orr92] gibt Hinweise auf verwendbare Messverfahren. Da entsprechende Anlagen an der Technischen Universität München vorhanden sind wurde daher ein Antrag gestellt, um im Rahmen des Projektes Eigenspannungen im Schienenfuß mit Hilfe von Neutronenbeugung im STRESS-SPEC des Heinz Maier-Leibnitz Zentrums zu messen. Dem Antrag wurde jedoch nicht stattgegeben, sodass die Eigenspannungen nur mit dem Sägeschnittverfahren ermittelt wurden. Eine Aussage zum Abbau der Eigenspannungen bei Risswachstum war somit nicht möglich. Daher wird im Folgenden davon ausgegangen, dass die Eigenspannungen während des Risswachstums konstant sind und nicht während der schwingenden Belastung abgebaut werden.

#### **5.4.2 Ermittlung der Eigenspannungen im Sägeschnittverfahren**

Als zerstörendes Prüfverfahren zur Ermittlung vorhandener Eigenspannungen in Schienenprofilen in Schienenlängsrichtung wird das Sägeschnittverfahren angewendet. Durch Freischneiden einer 20 mm dicken Scheibe des betrachteten Schienenprofils werden hierbei vorhandene Eigenspannungen als Stauchungen bzw. Dehnungen an der Profilloberfläche sichtbar gemacht. (Nach dem Freischneiden zeigen unter Zug-Eigenspannungen stehende Querschnittsbereiche Stauchungen, unter Druck-Eigenspannungen stehende Querschnittsbereiche zeigen Dehnungen.)

Verschiedene Normenvorgaben des Schienenoberbaus beschreiben das entsprechende, standardisierte Prüfverfahren.

- DIN EN 13674-1:2011 Anhang C (Bahnanwendungen – Oberbau – Schienen – Teil 1: Vignolschienen ab 46 kg/m)
- DBS 918254-1:2014 (Techn. Lieferbedingungen – Schienen – Vignolschienen ab 46 kg/m)

Während DIN EN 13674-1:2011 die Ermittlung der Eigenspannungen lediglich an der Schienenfußunterseite in Profilachse fordert, ist gemäß DBS 918254-1:2014 die Betrachtung von 16 Messpositionen, symmetrisch über den Querschnitt verteilt, vorgesehen. (Hinsichtlich Biegezugbeanspruchung der Schiene unter Verkehr kann die Schienenfußmitte als maßgebliche Messposition angesehen werden, da hier Zugspannung aus Verkehr von Zug-Eigenspannungen überlagert werden.) DIN EN 13674-1 fordert die Ermittlung der vorhandenen maßgeblichen Eigenspannung im Rahmen der Qualifizierungsprüfung eines Herstellers als „typbezogene“ Sonderprüfung. Es wird ein Grenzwert der maximal zulässigen Zug-Eigenspannung im Schienenfuß von 250 N/mm<sup>2</sup> für alle Stahlsorten genannt, welcher „auf Ergebnissen von Schienenprüfungen basiert, die erfolgreich für anspruchsvolle Anwendungsfälle des Gleisbaus durchgeführt werden“ [DIN 13674-1].

Im Rahmen der hier durchgeführten Untersuchung wurden die Eigenspannungen in sieben Messpositionen am Schienenfuß und einer Messposition am Schienenkopf (in der Profilachse) an je sechs Proben der drei Schientypen ermittelt. (Die

Messpositionen entsprechen den Vorgaben des DBS 918254-1, siehe Abbildung 5-6. Die Messpositionen am Schienensteg und an den Schienenkopfseitenflächen wurden nicht betrachtet.) An 1 m langen Schienenproben wurden auf halber Länge Dehnungsmessstreifen zur Messung in Schienenlängsrichtung appliziert. Während der anschließenden Schnittführung in einer Bandsäge mit Ölkühlung in jeweils 10 mm Abstand vor und hinter der Messachse und darüber hinaus bis die Probe wieder Raumtemperatur erreichte, wurden die resultierenden Dehnungsänderungen aufgezeichnet. Abbildung 5-7 zeigt die Durchführung der Messung.

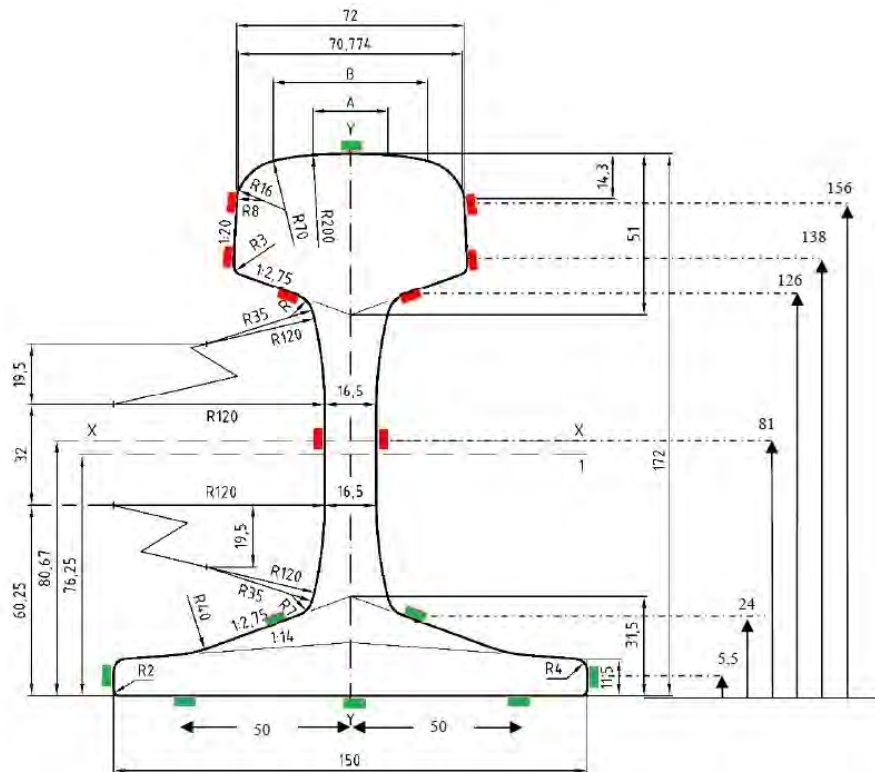


Abbildung 5-6: Messpositionen der Eigenspannungsermittlung an Profil 60E2 gemäß [DBS 918254-1] und gewählte Positionen (grün markiert)

Figure 5-6: Measurement positions for determination of residual stresses on rail profile 60E2 according to [DBS 918254-1] and chosen positions (marked green)



Abbildung 5-7: Sägeschnittverfahren (zweiter Schnitt)

Figure 5-7: Cut clear procedure (second cut)

Abbildung 5-8 zeigt am Beispiel der Schienenprobe #4 des Typs R260B die Entwicklung der Dehnungen [ $\mu\text{m}/\text{m}$ ] im Messquerschnitt während der Schnittführung. Die Bandsäge taucht als erstes in den Schienenkopf ein, entsprechend zeigen sich hier die ersten Signaländerungen. Signale mit negativem Vorzeichen (Stauchungen) beschreiben die zuvor vorhandenen Zug-Eigenstressungen, bei positivem Vorzeichen (Dehnungen) lagen an dieser Messposition Druck-Eigenstressungen vor. Bereits während des ersten Schnitts (bis 460 Sekunden) relaxieren die Eigenstressungen deutlich. Während des Umspannvorgangs der Schienenprobe (bis 700 Sekunden) bleiben die Messsignale weitgehend konstant. Der zweite Schnitt (bis 1100 Sekunden) bringt eine zum ersten Schnitt vergleichsweise geringe weitere Relaxation im Messquerschnitt. Die langsame Schnittführung (und Kühlung der Schienenprobe während des Sägevorgangs) vermeidet eine starke Erwärmung des Messquerschnitts. Entsprechend ergeben sich während dem anschließenden Abkühlvorgang (bis 1860 Sekunden) nur noch geringe Änderungen der Messwerte.

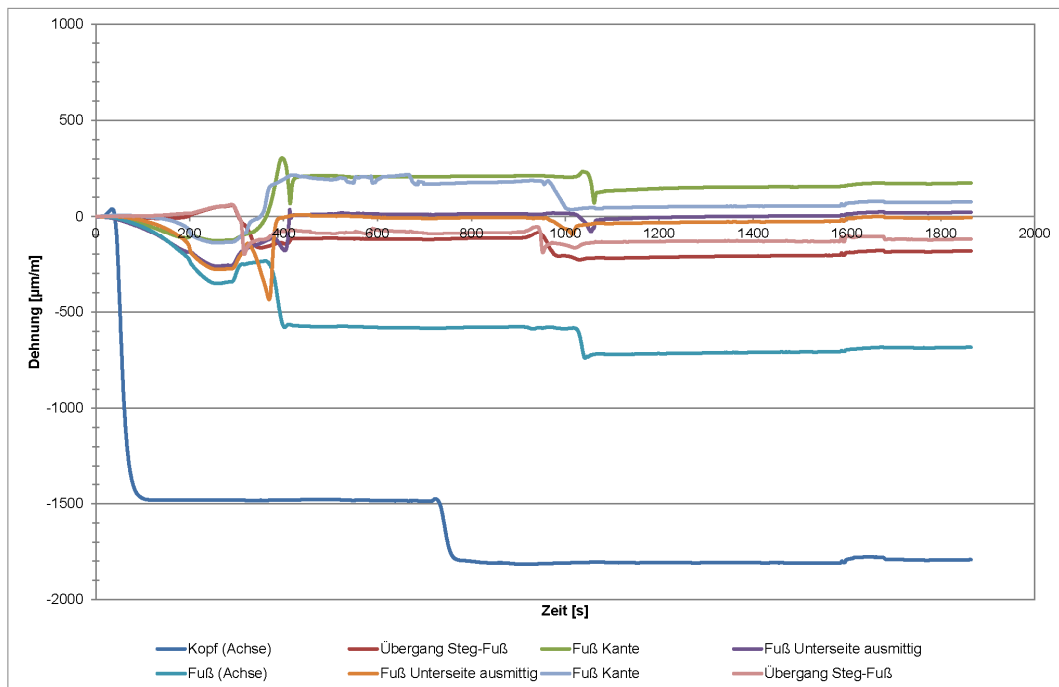


Abbildung 5-8: Entwicklung der Profildehnungen während der Schnittführung

Figure 5-8: Progress of strains of rail profile whilst cut clear procedure

Aus den gemessenen Werten der Dehnungsänderung wurden bei Ansatz eines Elastizitätsmoduls von  $E_{\text{Stahl}} = 210.000 \text{ N/mm}^2$  die korrespondierenden Spannungen berechnet. Tabelle 5-2 zeigt die ermittelten Eigenspannungen der drei zur Untersuchung stehenden Schientypen als Mittelwerte und Mediane aus je sechs Schienenproben, sowie die Extremwerte der Einzelmessungen (Vorzeichenregelung: Zug: „+“, Druck: „-“). Bei den nicht in der Profilachse liegenden Messpositionen (Übergang Steg-Fuß, Fußkante, Fußunterseite ausmittig) fasst die Tabelle die Werte der „linken“ und „rechten“ Profilhälfte zusammen, da die ermittelten Eigenspannungen an diesen Messpositionen von horizontalen Richtvorgängen beeinflusst sein können. (Einflüsse aus Richtvorgängen können lokal eng auf den Bereich des gewählten Messquerschnitts begrenzt sein und repräsentieren somit nicht die Eigenspannungsverteilung des betrachteten Schientyps.) Tabelle 5-3 zeigt ergänzend die Messwerte aller acht Messpositionen der 3 x 6 Schienenproben.

Zunächst einmal ist festzustellen, dass alle untersuchten Schienenproben die Anforderung der DIN EN 13674-1 einer maximal zulässigen Zug-Eigenspannung von  $250 \text{ N/mm}^2$  in der Schienenfußachse einhalten. Die erwartete Eigenspannungsverteilung mit Zug-Eigenspannungen in den massigen Querschnittsbereichen (Kopf und Fuß in Profilachse) und Druck-Eigenspannungen in den schlanken Querschnittsbereichen (Fuß Kante) findet in der durchgeführten Untersuchung bei allen drei Schientypen Bestätigung. Die Messposition „Fuß Unterseite ausmittig“ liegt 50 mm von der Profilachse entfernt und somit im Übergangsbereich von Zug- zu Druck-Eigenspannungen. Darüber hinaus zeigen die drei Schientypen eine unterschiedlich starke Ausprägung der im Profil vorhandenen Eigenspannungen.

Materialcharakterisierung  
 Characterization of the Material

Tabelle 5-2: Eigenspannungen [N/mm<sup>2</sup>] im Sägeschnittverfahren (Symmetriebetrachtung)

Table 5-2: Residual stresses [N/mm<sup>2</sup>] by cut clear procedure (symmetric examination)

[N/mm <sup>2</sup> ]	Schienenkopf (Achse)	Übergang Steg-Fuß	Fuß Kante	Fuß Unterseite ausmittig	Schienenfuß (Achse)
Schienentyp "R260A"					
Mittel	-9	2	-61	30	55
Median	-16	5	-73	22	46
Min	-31	-14	-93	2	43
Max	35	16	-11	71	97
Schienentyp "R350"					
Mittel	77	-32	-54	14	152
Median	76	-31	-60	12	152
Min	74	-41	-87	4	122
Max	83	-25	-12	27	176
Schienentyp "R260B"					
Mittel	341	33	-39	2	141
Median	346	33	-43	1	141
Min	300	25	-60	-5	135
Max	376	39	-12	9	149

Tabelle 5-3: Eigenspannungen [N/mm<sup>2</sup>] im Sägeschnittverfahren (alle Messwerte)

Table 5-3: Residual stresses [N/mm<sup>2</sup>] by cut clear procedure (all measured values)

[N/mm <sup>2</sup> ]	Schienenkopf (Achse)	Übergang Steg- Fuß „links“	Fuß Kante „links“	Fuß Unterseite ausmittig „links“	Schienenfuß (Achse)	Fuß Unterseite ausmittig „rechts“	Fuß Kante „rechts“	Übergang Steg- Fuß „rechts“
Schienentyp "R260A"								
R260A #1	35	10	-75	7	45	20	-73	9
R260A #2	-13	4	-54	14	46	20	-79	6
R260A #3	-19	5	-22	13	43	2	-28	-1
R260A #4	-31	-4	-78	29	43	23	-68	-2
R260A #5	-10	-8	-83	68	97	57	-72	-14
R260A #6	-18	5	-93	71	55	34	-11	16
Schienentyp "R350"								
R350 #1	75	-32	-60	9	176	10	-87	-27
R350 #2	76	-25	-53	10	122	4	-59	-28
R350 #3	74	-34	-66	13	165	27	-12	-30
R350 #4	83	-41	-73	8	155	17	-20	-32
R350 #5	79	-30	-60	12	143	20	-23	-30
R350 #6	76	-38	-68	12	148	26	-61	-35
Schienentyp "R260B"								
R260B #1	300	39	-60	-1	142	9	-53	32
R260B #2	359	25	-46	1	135	-1	-12	34
R260B #3	319	32	-44	7	149	6	-42	34
R260B #4	376	39	-37	-5	144	1	-16	26
R260B #5	350	38	-51	2	139	3	-32	30
R260B #6	342	33	-51	-3	140	1	-23	29

Mit den in Kapitel 5.7 durchgeführten Zugversuchen erfolgte auch eine Bestimmung des Elastizitätsmoduls. Diese Untersuchung ergab, dass der E-Modul zwischen den drei Schientypen variiert. Zudem zeigten sich auch Unterschiede im E-Modul in Abhängigkeit der Entnahmeposition (Fußmitte bzw. Fußrand) im Schienenprofilquerschnitt. Tabelle 5-4 listet die mit den Zugversuchen bestimmten E-Moduln auf.

Tabelle 5-4: Elastizitätsmodul [N/mm<sup>2</sup>] aus Zugversuchen (Auszug aus Tabelle 5-1)

Table 5-4: Modulus of elasticity [N/mm<sup>2</sup>] according to tensile tests (Extraction of table 5-1)

	E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]
R260A Mitte	218.000
R260A Rand	209.000
R260B Mitte	206.000
R260B Rand	184.000
R350 Mitte	216.000
R350 Rand	207.000

Setzt man diese E-Moduli für die Umrechnung der im Sägeschnittverfahren gemessenen Dehnungen in Eigenspannungen an, ergeben sich geringe Abweichungen gegenüber den Ergebnissen in Tabelle 5-2. Tabelle 5-5 zeigt die Ergebnisse der Eigenspannungsermittlung mit angepassten E-Moduli. Hierbei wurde die Annahme getroffen, dass die Messpositionen „Übergang Steg-Fuß“ und „Fuß Unterseite ausmittig“ jeweils den mittleren E-Modul aus den Werten „Mitte“ und „Rand“ haben. (Eine Bestimmung des E-Moduls am Schienenkopf erfolgte nicht. Aus diesem Grund beziehen sich die Eigenspannungswerte an dieser Position weiterhin auf einen E-Modul von  $E_{\text{Stahl}} = 210.000 \text{ N/mm}^2$ .)

Die Anpassung der Eigenspannungswerte an die spezifischen E-Modulwerte wirkt sich am deutlichsten auf die Ergebnisse am Schientyp „R260B“ aus. An der Schienenfußkante ergeben sich dabei um 12% geringere Druck-Eigenspannungen und in der Mitte des Schienenfußes (Achse) um 2% geringere Zug-Eigenspannungen. Beim Schientyp „R350“ verringern sich durch die Anpassung die Druck-Eigenspannungen an der Fußkante um 1%, die Zug-Eigenspannungen in Fußmitte erhöhen sich dagegen um 3%. Für den Schientyp „R260A“ verursacht die Anpassung an der Schienenfußkante nahezu keine Änderung, die Zug-Eigenspannungen in Fußmitte steigen dagegen um 4% an.

Tabelle 5-5: Ermittelte Eigenspannungen [N/mm<sup>2</sup>] bei Ansatz positionsabhängiger E-Moduln  
 Table 5-5: Determined residual stresses [N/mm<sup>2</sup>] respect to variation of modulus of elasticity

[N/mm <sup>2</sup> ]	Schienenkopf (Achse)	Übergang Steg-Fuß	Fuß Kante	Fuß Unterseite ausmittig	Schienenfuß (Achse)
Schienentyp "R260A"					
Mittel	-9	2,0	-60,7	30,5	57,1
Median	-16	5,1	-72,7	22,4	47,8
Min	-31	-14,2	-92,6	2,0	44,6
Max	35	16,3	-10,9	72,2	100,7
Schienentyp "R350"					
Mittel	77	-32,2	-53,2	14,1	156,3
Median	76	-31,2	-59,1	12,1	156,3
Min	74	-41,3	-85,8	4,0	125,5
Max	83	-25,2	-11,8	27,2	181,0
Schienentyp "R260B"					
Mittel	341	30,6	-34,2	1,9	138,3
Median	346	30,6	-37,7	0,9	138,3
Min	300	23,2	-52,6	-4,6	132,4
Max	376	36,2	-10,5	8,4	146,2

## 5.5 Oberflächencharakterisierung Characterization of the rail's surfaces

Ziel bruchmechanischer Methoden ist es, ausgehend von einem Anfangsriss das folgende Risswachstum im gegebenen Bauteil vorherzusagen. Im Fall von Eisenbahnschienen besteht die Schwierigkeit darin, Kerben, welche sich im Folgenden zu Anfangsrissen entwickeln könnten, möglichst während des Betriebs am eingebauten Gleis detektieren zu können. Für Fehler am Schienenkopf, welche Ermüdungsschäden im Schienenkopf hervorrufen können, gibt es Messzüge, welche mit hochentwickelten Geräten für eine zerstörungsfreie Bauteilprüfung ausgestattet sind. [Dey09] zeigt, dass Schienenkopffehler wie Head Checks, Squats, Eindrückungen, Riffel, Belgrospis und andere mit Hilfe von Wirbelstrommessgeräten gefunden und lokalisiert werden können. Auch Ultraschalluntersuchungen werden an Schienenköpfen vorgenommen. Messungen am Schienenkopf nutzen dabei häufig den Umstand, dass der Schienenkopf durch überfahrende Räder glattgeschliffen wird und somit eine verhältnismäßig glatte Oberfläche besitzt, deren Messrauschen gering ist und auf der man ggf. Sensoren gut ankoppeln kann.

[TCRP37] beschreibt ein berührungsloses Ultraschallmesssystem, welches entwickelt wurde, um Fehler im Schienenfuß detektieren zu können. Solche Systeme sind allerdings bei der Deutschen Bahn aktuell nicht im Einsatz. Dies führte im vorliegenden Projekt zu zwei Problemstellungen: Zum einen fehlten Statistiken über den tatsächlichen Zustand von Schienen im Gleis und somit Annahmen über die tatsächlich vorliegenden Kerbtiefen. Zum anderen stellte sich die Frage, ob, wie und zu welchen Zeiten Kerben und Risse in den Schienenfüßen detektiert werden könnten.

Hier sei auf die Nomenklatur der Fehler im Schienenfuß hingewiesen, bei der zwischen Kerben und Rissen unterschieden wird. Abbildung 5-9 verdeutlicht den Unterschied

zwischen den beiden Begriffen. Links kann man geometrische Kerben des Schienenfußes erkennen. An ihnen können sich Spannungskonzentrationen bilden, sie besitzen im Allgemeinen aber einen stumpfen Kerbgrund. Auch die meisten Korrosionsnarben fallen in den Bereich der Kerben. Durch die Spannungskonzentrationen um die geometrischen Kerben und speziell im Kerbgrund können sich Risse bilden. Sie zeichnen sich durch eine scharfe Rissspitze aus. Zudem legt [BSI7910] fest, wie die Bezeichnungen Breite und Tiefe auf eine Oberflächenkerbe oder einen Oberflächenriss zu verwenden sind: In der Mitte ist die Abschnittsdicke im Bereich der Kerbe,  $a$  ist die Kerb- bzw. Risttiefe,  $c$  ist die halbe Kerb- bzw. Risslänge.  $2c$  wird in der [DIN13674-1] in Abschnitt 9.4.2 mit „Breite“ bezeichnet. Im Folgenden soll jedoch die Nomenklatur des [BSI7910] verwendet werden.



Abbildung 5-9: links: Geometrische Kerben im Schienenfuß; mitte: Ein Riss, der in einer geometrischen Kerbe startete [Kot12]; rechts: Rissbenennung [BSI 7910]

Figure 5-9: left: geometry of geometrical flaws in the rail foot; middle: a crack that started at a geometrical flaw; right: nomenclature for cracks in [BSI7910]

### 5.5.1 Oberfläche werksneuer Schienen

Die [DIN13674-1] regelt in Abschnitt 9.4.2 die werksmäßige Oberflächenbeschaffenheit von Eisenbahnschienen. Eine Zusammenstellung der Grenzabmessungen sind der Tabelle 5-6 zu entnehmen.

Tabelle 5-6: Maße maximaler Kerben im Schienenfuß nach [DIN13674-1]

Table 5-6: Dimensions of maximal flaws in the rail foot from [DIN13674-1]

Art des Fehlers	$a$ [mm]	$2c$ [mm]	Länge [mm]	$a/c$	Normverweis
Warmbeschädigungen	0,5	4		$(2c)/a > 3:1$	9.4.2.1 a)
Kaltbeschädigungen	0,3				9.4.2.1 b)
ZfP Grenze 1	1	0,5	1		9.4.2.2 b)
ZfP Grenze 2	1,5	0,5	1,5		9.4.2.2 b)

Zusätzlich wird in 9.4.2.1 b) der Hinweis gegeben, es sei „schwierig oder unmöglich, im Gleis Dauerrisse zu entdecken, die von der Unterseite des Schienenfußes her entstehen und sich ausbreiten [...]“.



## 5.5.2 Oberfläche gebrauchter Schienen

Die Oberflächen von Schienen, welche im Gleisnetz eingebaut sind, sind vielen verschiedenen Einflüssen ausgesetzt. Diese lassen sich grob in mechanische und chemische Einflüsse einteilen.

Mechanische Einflüsse werden durch die Kaltbeschädigungen aus Tabelle 5-6 abgedeckt. Für das Projekt wird davon ausgegangen, dass auf den betrachteten Hochgeschwindigkeitsstrecken beim Einbau der Schienen sorgfältig gearbeitet wird und dass die Einhaltung der maximalen Kaltbeschädigungen (zumindest auf der Schienenoberseite) geprüft wird. Eine weitere (jedoch planmäßige) mechanische Beanspruchung des Schienenfußes erfolgt durch die Spannklemme, welche die Schiene hält. An der Stelle des Kontaktes zwischen Schienenfuß und Spannklemme treten sowohl mechanische Beanspruchungen als auch ein chemischer Angriff in Form von Korrosion auf, da im Kontaktbereich Wasser nicht gut abtrocknen kann und somit zu erhöhten Korrosionsraten führt. Z.B. zeigt [TCRP37] viele Schadensbilder, welche auf das Zusammenspiel von Spannklemmen und Korrosion zurückzuführen sind.

Die chemische Beeinflussung der Eisenbahnschienen kann unter dem Begriff „Korrosion“ zusammengefasst werden. Im Zusammenhang mit Eisenbahnschienen gibt es unterschiedlichste Korrosionsursachen und damit verbundene Schadensbilder. [Bar95] nennt Kriechströme im Gleis als Ursache für verstärkte Korrosion im Gleis. [Sam11] beschreibt die korrosive Wirkung von Salzen und saurer Umgebung auf die Eisenbahnschienenstähle. Probleme mit Salzen können vor allem in maritimer Umgebung, aber auch unter mit Tausalz behandelten Brücken auftreten. Auch im Bereich von Weichen, welche mit Tausalz behandelt werden, beschleunigen Salze die Korrosion der Schienen. Saure Umgebungen finden sich im Bereich saurer Böden, oder auf Strecken, auf denen die Toiletten der Züge noch ins Gleisbett entleert werden [Mar11]. Letztere sind in Deutschland kein Problem, die davor beschriebenen Phänomene können aber in Deutschland angetroffen werden.

Die durch korrosiven Angriff hervorgerufenen Schädigungen der Schienen können sehr groß sein. Sie können zum kompletten Wegrosten der Schienen unter den Spannklemmen oder zum Abtrag des gesamten Schienenfußes führen ([TCRP37], [TCRP47], [USDept14]). Ohne Einwirken von Salzen o.ä. kann es aber auch vorkommen, dass die gleichmäßige Rostschicht auf der Schiene den Zugang weiteren Sauerstoffs zum Stahl bremst und weitere Korrosion somit verhindert wird [DunoJ].

### 5.5.2.1 Kerbdetektion an korrodierten Schienen

Im Rahmen einer Bachelorarbeit [Spö15] wurde untersucht, ob eine Kerbdetektion an korrodierten Schienenfüßen mit nicht speziell für diese Aufgabe kalibrierter Hardware möglich ist. Als Probekörper standen verschiedene, künstlich korrodierte, Schienenprofile zur Verfügung. Diese wurden zunächst mit Bürsten gereinigt. Lose Korrosionsprodukte konnten so entfernt werden. Es galt zu untersuchen, ob einseitige Messungen mit Ultraschall oder Wirbelstrom in der Lage sind, Veränderungen in der Oberflächengestalt der Schienenproben zu detektieren. Zudem wurde untersucht, ob mit Hilfe einseitiger Messungen auf die Qualität der Rückseite geschlossen werden kann.

Als erste Untersuchungsmethode wurde Ultraschall gewählt. Hierfür wurde ein Phased Array Prüfkopf zur Linienmessung mit senkrechter Einschallung der Firma Olympus verwendet. Der Prüfkopf wurde mit speziellem Koppelmittel auf die Schienenober- bzw. Unterseite aufgesetzt. Die Messungen von der Schienenoberseite aus waren nicht erfolgreich. Aufgrund der geneigten Oberfläche des Schienenkopfes kamen die Ultraschallwellen nicht senkrecht auf der Schienenfußunterseite auf, sodass ohne weitere rechnerische Verarbeitung der Signale oder die Neukonstruktion des Prüfkopfs keine weiterverwendbare Darstellung der Schienenfußunterseite zu bekommen war.

Bevor die Messung mit Ultraschall für die Bewertung von Schienenoberflächen ausgeschlossen werden konnte, sollte noch untersucht werden, ob die Messung von einer geraden auf eine geneigte Oberfläche bessere Ergebnisse liefert. Hierfür wurden Messungen von der Schienenfußunterseite aus gemacht. Auch hier zeigten sich starke, einander überlagernde Reflexionen im Bereich der Schienenfußmitte, welche auf Reflexionen an den geneigten Flächen des Schienenfußes zurückgeführt werden. Aus den Messungen im Randbereich der Schienenfüße konnte in etwa die Dicke der jeweils untersuchten Partie abgelesen werden. Eine Dickenbestimmung scheint mit einer ausreichend guten Kalibrierung des Messgerätes von unten also möglich zu sein. Eine Beschreibung des Korrosionszustandes der Schienenoberflächen mit Ultraschall konnte in den vorliegenden Untersuchungen nicht erreicht werden. Das Vorderwandecho war sehr verrauscht und zeigte in Bereichen des visuell unterschiedlich starken Korrosionsangriffs keine Unterschiede im Messsignal. Das Rückwandecho lieferte auch nur sehr undeutliche Ergebnisse, bei denen kein Unterschied bei unterschiedlich stark korrodierten Oberflächen erkannt werden konnte. Ein Grund hierfür können Probleme bei der Ankopplung auf den korrodierten Schienenoberflächen sein. Da die Ankopplungsfläche nicht glatt ist käme es auch bei einer glatten Unterseite zu unterschiedlichen Laufzeiten der Ultraschallwellen. Da auch die Unterseite porös ist kann nicht mehr auseinandergehalten werden, welche Laufzeitunterschiede aus der Ankopplungsfläche und welche aus der Unterseite kommen. Zudem ist noch ungeklärt, welchen Einfluss die Korrosionsprodukte auf der Schienenoberfläche auf die Ergebnisse der Ultraschalluntersuchungen haben. Sollte die obere korrodierte Schicht hohl liegen kann der Sensor nicht ordentlich angekoppelt werden und das Messergebnis wird weiter verfälscht. Dies führt zu dem Fazit, dass Ultraschall als Prüfverfahren zur Charakterisierung von Oberflächen korrodierter Schienen ohne ausführliche Kalibrierung und Oberflächenbehandlung nicht geeignet ist.

Die zweite Untersuchungsmethode ist die Wirbelstromprüfung. Als Messgerät wurde ein EddyCation verwendet. An Kalibrierungsproben konnte festgestellt werden, dass der beigelegte Differenzsensor defekt war, der Absolutsensor aber fehlerfrei funktionierte. Mit ihm konnten Materialien unterschieden und Fehlstellen in dünnen Aluminiumproben gefunden werden. Auf unterschiedlich stark korrodierten Oberflächen der Schienenproben konnte der Sensor diese Unterschiede nicht zuverlässig oder reproduzierbar feststellen. Wirbelstrom zur Beurteilung der Oberfläche von Eisenbahnschienen wird somit nicht als brauchbares Verfahren eingestuft.

Die Analyse von 3D-Laserscans korrodierter Schienen ist Abschnitt 5.5.2.2

### 5.5.2 Kerbdetektion an entrosteten Schienen

Für das Forschungsprojekt wurden von der Deutschen Bahn Altschienen zur Verfügung gestellt. Diese Schienenstücke wurden aus dem Übergang Brücke-Widerlager des Viadukts Indetalbrücke auf der Strecke zwischen Stolberg und Eschweiler entnommen. Bei der Brücke handelt es sich um eine Trogbrücke mit Schotteroberbau auf einer Regionalbahnstrecke. Laut Walzzeichen wurde eine Hälfte der Probestücke 1984 und die andere 2009 gewalzt.

Da mit zerstörungsfreien Prüfmethode der Zustand der Schienenoberfläche nicht beschrieben werden konnte, sollte in einem weiteren Schritt geklärt werden, wie die Korrosionsnarben beschaffen sind. Zum einen sollte festgestellt werden, um was für eine Art von Korrosion es sich handelt, zum anderen galt es, festzustellen, ob die Anfangskerben aus Tabelle 5-6 auch als maximale Kerben aus Korrosion verwendet werden können.

Zunächst wurden unterschiedliche Verfahren zum Entfernen des Rostes getestet. Am wichtigsten war hierbei, die Stahlstruktur unter dem Rost nicht anzugreifen. Daher schied z.B. das Sandstrahlen der Oberflächen aus. Alleiniges Abbürsten der Schienenoberfläche führte nicht zum gewünschten Erfolg, nur sehr lose Korrosionsprodukte konnten so von der Schienenoberfläche entfernt werden. Auch die Zuhilfenahme von Scheuersand führte nicht zum Freilegen der Korrosionsnarben.

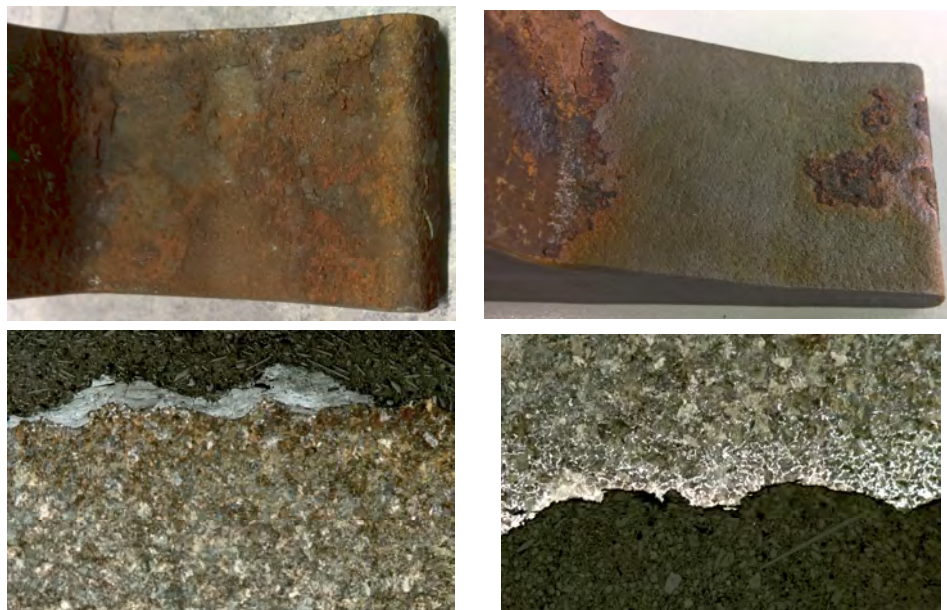


Abbildung 5-10: oben links: nach Cola; oben rechts: nach Essigessenz; unten links: mikroskopische Ansicht der Schienenoberfläche mit Rostresten; unten rechts: mikroskopische Ansicht der entrosteten Schienenoberfläche

Figure 5-10: above left: after Coke; above right: after vinegar essence; below left: microscopic view of the rail surface with rests of rust; below right: microscopic view of the rail surface after rust removal

Da diese sanften mechanischen Verfahren nicht zum Erfolg führten wurden chemische Lösungen gesucht. Als weit verbreitetes Hausmittel zum Entrosten wird Cola genannt, die in ihr enthaltene Säure reichte jedoch nicht, um die Korrosionsprodukte auf der Schiene komplett zu lösen. In Abbildung 5-10 oben links kann man erkennen, dass noch viele Korrosionsprodukte auf der Schienenoberfläche zurückgeblieben sind. Die

Stahloberfläche schimmert nur an wenigen Stellen durch. Daher wurde als stärkere Säure Essigessenz (25%) verwendet. Wenn man die Schienenstücke 24 Stunden in Essigessenz einlegte konnte ein Großteil der Korrosionsprodukte gelöst werden (in Abbildung 5-10 oben rechts dargestellt). An Stelle des Rostes blieb eine deckende graue Schicht auf der Schiene zurück. Es ist bekannt, dass Säuren zum Rosten von Metallen führen. Daher musste geprüft werden, ob die Essigessenz die Schiene so weit angriff, dass noch unkorrodierter Stahl abgetragen wurde. Hierzu wurde zunächst nur eine visuelle Untersuchung der Schnittkanten der Schienenstücke durchgeführt. Diese Schnittkanten wiesen keine mit dem bloßen Auge sichtbaren Spuren von Säureangriff auf. Sollte es zu einem geringfügigen Abtrag des Stahls in den Kerben gekommen sein, so ist davon auszugehen, dass dieser Abtrag auch genauso an den Kerbrändern auftrat und dass die Säure somit in der Summe den Kerb nicht beeinflusste.

Auch bei der Untersuchung von Schliffen des entrosteten Schienenstückes mit der Auflichtmikroskopie (Abbildung 5-10 unten links und rechts) konnte in den entrosteten Bereichen kein Hinweis auf einen zusätzlichen korrosiven Angriff durch die Säure gefunden werden. In Abbildung 5-10 unten links wurde ein Schliff einer Stelle mit Resten von Korrosionsprodukten angefertigt. Es ist zu erkennen, dass der Bereich unter der Korrosionsschicht „nahtlos“ in den entrosteten Bereich übergeht. Bei dem dargestellten Bereich handelt es sich um die Oberseite des Schienenfußes. In Abbildung 5-10 unten rechts ist eine Mikroskopieaufnahme der Unterseite des selben Schienenstückes zu sehen. Hier konnte der Rost komplett entfernt werden. Man kann die ausgeprägten Korrosionsnarben erkennen. Es ist aber auch ersichtlich, dass es sich bei dem korrosiven Angriff nicht um Lochfraßkorrosion mit hinterschnittenen Kerben handelt. In der Draufsicht ist immer der gesamte Kerbgrund erkennbar. Dies ist der Grund, aus dem als letzte Methode zur Kerbdetektion die Aufzeichnung von Profilen mittels 3D-Laserscanner gewählt wurde.

Die Grundlagen zur Kerbdetektion an Eisenbahnschienen mit 3D-Laserscannern wurden von Roland Ruhdorfer im Rahmen des Praktikums Ingenieurvermessung in Zusammenarbeit mit dem Lehrstuhl für Geodäsie an der TUM entwickelt [Ruh16]. Das von ihm eingesetzte und später durch Christoph Reith weiter an die Messaufgabe angepasste Messsystem bestand aus einem PROBEscanner der Firma Steinbichler Optotechnik GmbH in Verbindung mit dem Leica Absolute Tracker AT901. Der PROBEscanner bietet eine horizontale Auflösung von 0,093 mm (Punktabstand) und eine Tiefenauflösung von 0,04 mm.

Um Aufnahmen von dem Schienenfuß machen zu können wurde der Probe Scanner über den Schienenstücken befestigt, welche dann unter ihm hindurchbewegt wurden (Abbildung 5-11 oben links). Um Ungenauigkeiten durch das Verschieben der Schienenstücke zu vermeiden wurden Referenzmarken an den Schienenstücken befestigt, welche dem Leica Absolute Tracker erlaubten, die Schiene genau im Raum zu lokalisieren (Abbildung 5-11 oben rechts).

Für die anschaulichere Auswertung der gescannten Punkte mussten diese zunächst aus ihrem ursprünglichen Koordinatensystem im Ursprung des Laserscanners in ein lokales, schienenstückspezifisches Koordinatensystem überführt werden. Der Ursprung der Koordinatensysteme liegt auf einer der Schnittkanten des Schienenstückes. Er wird mittig auf der Unterkante angenommen. Die x-Achse

erstreckt sich dann entlang der Schienenlänge, die y-Achse verläuft entlang der Breite des Schienenstückes. Die z-Achse steht orthogonal auf der von den anderen beiden Achsen aufgespannten Ebene und komplettiert ein orthogonales Linkssystem. Um Korrosionsnarben immer als Vertiefungen in den Darstellungen angeben zu können wird das so entstandene Koordinatensystem dann so verschoben, dass der höchste Punkt genau in der Ebene  $z=0$  liegt. Im Folgenden werden Profile mit konstantem y-Wert als Längsprofile bezeichnet. Querprofile sind Profile mit konstantem x-Wert. Die Wahl des höchsten Punktes als Referenzhöhe für das Koordinatensystem führt dazu, dass die vier Messreihen nicht absolut verglichen werden können, da die Koordinatensysteme nicht immer gleich sind. Es können nur Aussagen über den aktuellen Schienenzustand gemacht werden, die Beobachtung ein und derselben Kerbe vor und nach dem Entrosten ist nicht möglich.

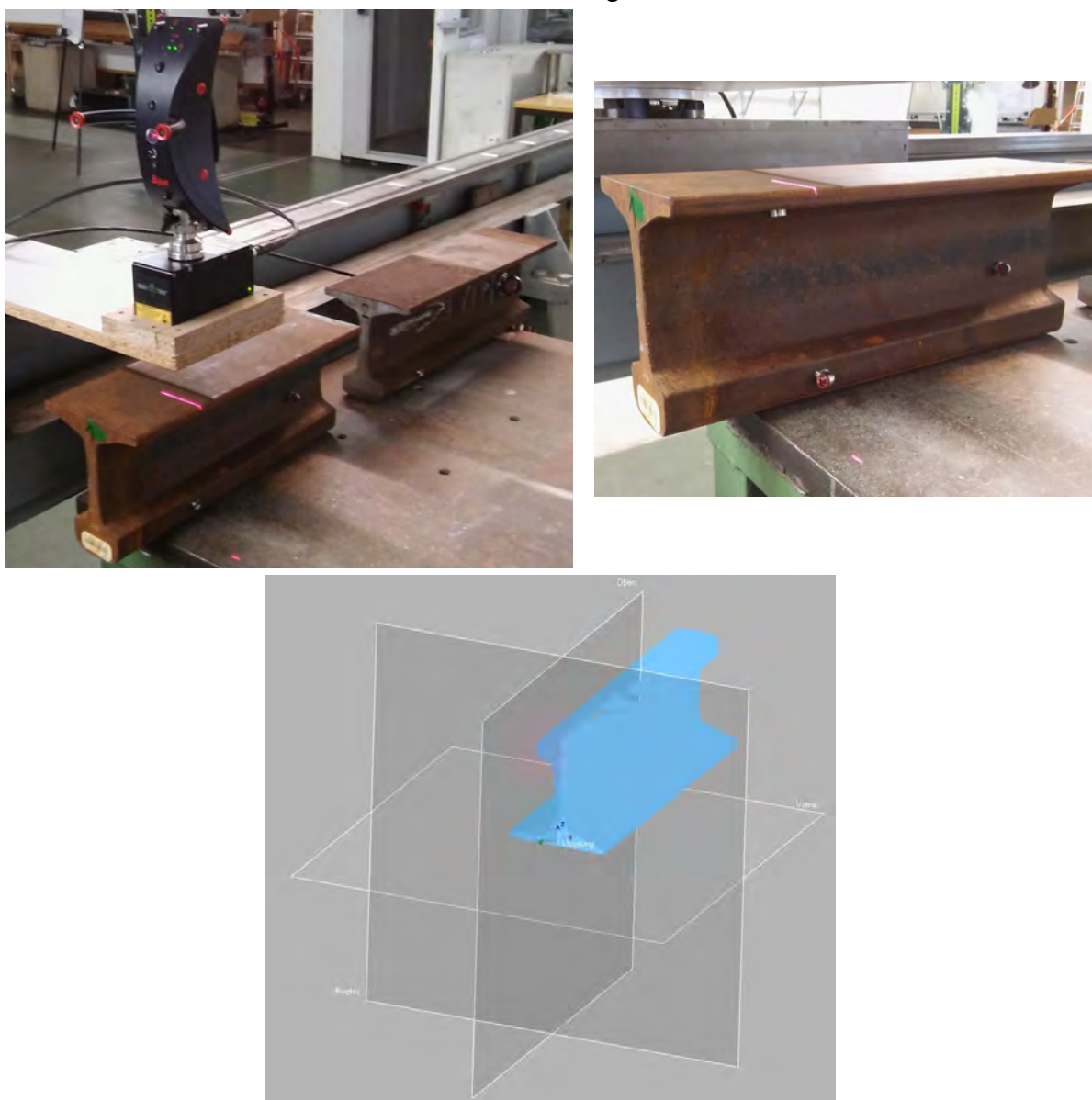


Abbildung 5-11: oben links: Schienenstücke mit PROBEscanner; oben rechts: Schienenstück mit Referenzmarken; unten: Punktwolke der Schiene mit Koordinatensystem

Figure 5-11: above left: parts of the rail with the PROBEscanner; above right: Parts of the rail with reference marks; below: point cloud of the rail with coordinate system

In einem ersten Schritt werden die Oberflächen der Schienen als Contourplots in Matlab dargestellt. Vergleicht man die Darstellungen der korrodierten Schienenoberflächen der werksneuen Schienen mit denen der entrosteten neuen Schienen, so kann man erkennen, dass diese konvex sind. Die Fläche unter dem Steg hat eine größere Abweichung von der Nullebene, als die Schienenfußränder. Bei den Koordinaten ( $x = 150 \text{ mm}$ ;  $y = 5 \text{ mm}$ ) lässt sich bei der korrodierten Schiene eine Kerbe erkennen. Diese tritt beim Scan der entrosteten Schiene deutlicher hervor. Bei der entrosteten Schiene sind auch weitere Kerben im Bereich  $x = 150$  bis  $200 \text{ mm}$   $y = -40$  bis  $-60 \text{ mm}$  erkennbar. Aus den Darstellungen der Scans können die Abmessungen dieser Kerben grob abgeschätzt werden. Man erhält so eine Ausdehnung der Kerben von ca.  $10 \times 3 \text{ mm}$  und eine Tiefe von etwa  $0,3 \text{ mm}$ , was für Kaltbeschädigungen von Schienen entsprechend Tabelle 5-6 zulässig wäre. Insgesamt sind somit kaum größere Kerben bei den werksneuen Schienen erkennbar.

Bei der qualitativen Untersuchung des Scans der gebrauchten Schiene fällt zunächst eine große Vertiefung in Querrichtung auf. Es wird vermutet, dass die Schiene hier auf einer Schwelle auflag wodurch sich zwischen der Schiene und der Schwelle Wasser sammeln konnte und es hier zu verstärkter Korrosion kam. Im korrodierten Zustand der gebrauchten Schiene fällt auf, dass in der Darstellung des Scans viele Korrosionsnarben erkennbar sind. Der maximale Höhenunterschied vom höchsten Punkt der gescannten Oberfläche zum tiefsten Punkt liegt bei ca.  $1,7 \text{ mm}$ . Diese großen Tiefenunterschiede in der Darstellung des Scans lassen große Korrosionsnarben und somit Orte zur Induzierung von Ermüdungsrissen befürchten. Den Scan der entrosteten gebrauchten Schiene betrachtend kann man erkennen, dass die Korrosionsnarben nach dem Entrosten nicht mehr auf der Schienenoberfläche zu erkennen sind. Bei ihnen handelte es sich offensichtlich nur um Korrosionsprodukte, welche im Zuge der Korrosion ihr Volumen vergrößerten, die jedoch nicht tief ins Grundmaterial des Schienenstahls eingriffen. Hieraus kann geschlossen werden, dass es sich bei der an Eisenbahnschienen vorliegenden Korrosionsform um flächige Korrosion handelt. Wie dies in Bezug auf bruchmechanische Berechnungen zu werten ist, ist Abschnitt 6.2 zu entnehmen.

### **5.5.2.3 Quantifizierung von Korrosionsnarben entsprechend [BSI7910]**

Die optische Analyse der Schienenoberflächen hinsichtlich der Kerbanzahl und –tiefe ist für eine bruchmechanische Untersuchung nicht ausreichend. [BSI7910] gibt in Abschnitt 7.1.2 genaue Hinweise dazu, wie die Ausdehnung und Tiefe von Kerben zu bestimmen ist. Zur Bestimmung der vorliegenden Kerbtiefen wurden Längs- und Querprofile der vier Schienenscans angefertigt (je 7 Längs- und 5 Querprofile à ca.  $40 \text{ cm}$ ). Die Abstände der Profile wurden so gewählt, dass keine Überschneidungen der Kerben der benachbarten Profile zu erwarten waren. Die Algorithmen zur Erstellung der Profile wurden weitgehend [Ruh16] entnommen.

Zunächst wurde eine Datenreduktion vorgenommen, indem die Profile zuerst klassiert (vgl. Abbildung 5-12 oben links) und dann auf ihre Umkehrpunkte reduziert wurden (vgl. Abbildung 5-12 oben rechts). Beim Klassieren werden die einzelnen Punkte von Profilen o.ä. in Klassen eingeordnet, sodass Zwischenstufen entfallen. Hierbei gehen Informationen verloren und man muss in jedem Anwendungsfall eine passende

Klassenbreite auswählen. Im vorliegenden Fall wurden die Klassenbreiten so gewählt, dass sie möglichst gut die Messgenauigkeit in Tiefenrichtung des 3D-Laserscanners abbildeten. Im nächsten Schritt wurden die Umkehrpunkte der Profillinie mit einem Algorithmus aus [Geh16] bestimmt. Als Umkehrpunkt ist hierbei ein Punkt definiert, bei welchem die Profillinie nach Erreichen eines Maximums oder Minimums von einer positiven zu einer negativen Steigung wechselt, oder umgekehrt. Plateaus sind Sonderfälle solcher Maxima oder Minima. Von Plateaus, welche auf ein Maximum folgen, werden sowohl Anfangs- als auch Endpunkt aufgezeichnet, da diese zur Bestimmung des Kerbabstandes  $s$  aus [BSI7910] benötigt werden. Von Plateaus, welche auf ein Minimum folgen wird nur der erste Punkt gespeichert, da die Breite dieses Plateaus für die Auswertung nach [BSI7910] nicht relevant ist.

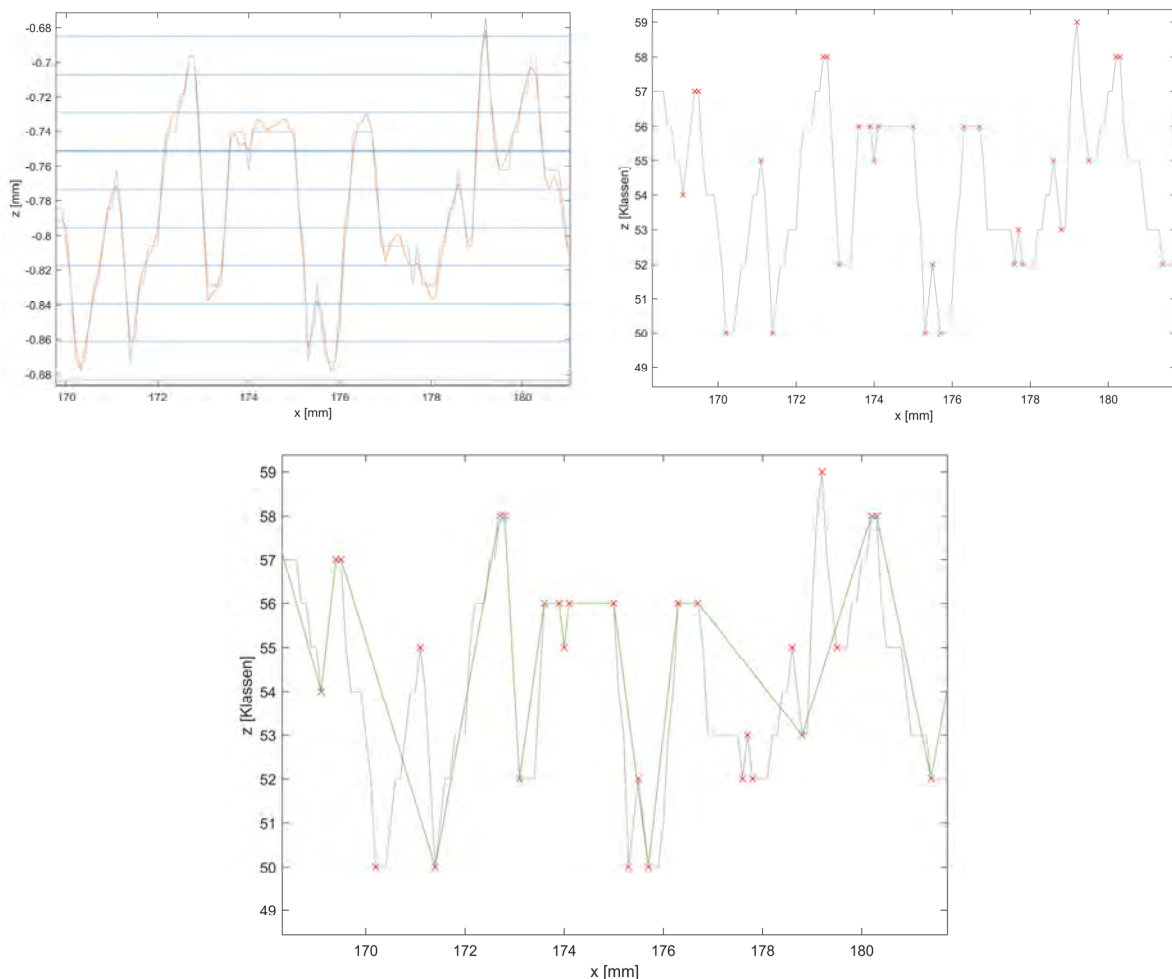


Abbildung 5-12: oben links: Ausschnitt klassiertes Tiefenprofil (orange: Originalprofil, grau: klassiertes Profil, blau: Klassengrenzen); oben rechts: klassiertes Profil mit markierten Umkehrpunkten; unten: Vergleich klassiertes Profil (grau) mit aus [BSI7910] resultierendem (grün)

Figure 5-12: above left: detail from a classed depth profile (orange: original data, gray: classed profile, blue: classes); above right: classed profile with marked reversal points; below: comparison between the classed profile (gray) and the one resulting from [BSI7910] (green)

Bei der Kerbbeurteilung von [BSI7910] wird in Abschnitt 7.1.2 Abbildung 12 gezeigt, nach welchen Regeln nebeneinanderliegende Kerben zusammenzufassen und als eine Kerbe zu behandeln sind. In Abbildung 5-12 unten ist das Ergebnis dieses Zusammenfassens zu sehen. Es ist gut erkennbar, dass nebeneinanderliegende schmale Kerben zu größeren Kerben zusammengefasst werden. Die so erhaltenen Kerben können mit Einschränkungen als Eingangsdaten für die Berechnungen in Abschnitt 6.6 verwendet werden. Ebenso ist zu erkennen, dass der hier verwendete Algorithmus noch nicht ausgereift ist. In Abbildung 5-12 unten kann man am rechten Bildrand sehen, dass in Falle zu vieler zusammengefasster Kerben auf einmal, nicht mehr immer der tiefste Punkt einer Kerbe als Kerbgrund gespeichert wird. Dieses Problem muss, wenn der Algorithmus weiterverwendet werden soll, noch behoben werden. Wenn man sich vor Augen führt, dass die so generierte Abweichung meist nicht mehr als zwei Klassen (also ca. 0,05 mm) beträgt, liegt diese Auswertungenauigkeit im Bereich des Messfehlers der Sensoren und kann bei weiterer Verwendung der Daten übergangen werden.

In Abbildung 5-13 oben links und oben rechts sind Histogramme der ausgezählten Kerben gegeben. Durch das Überlappen der Säulen erscheinen die im Vordergrund liegenden orangenen Säulen durch die dahinterliegenden blauen dunkler. Es ist zu erkennen, dass das Entrosten der Schienenstücke nur eine kleine Verschiebung hin zu kleineren Risstiefen nach [BSI7910] bewirkt hat, die Verteilung unterscheidet sich jedoch nur schwach. Offensichtlich wird das Material sehr gleichmäßig von der Oberfläche abgetragen, was die Annahme des Vorliegens flächiger Korrosion stützt. Es kann geschlossen werden, dass nach dem ordentlichen Putzen der Schienen im Gleis mit Scheuermilch und Wasser, die Oberfläche für die Kerbdetektion mit einem 3D-Laserscanner geeignet ist. Um diese Erkenntnis auf Kerben des Schienenfußes anwenden zu können muss nun geklärt werden, ob eine Korrelation zwischen den fußoberseitigen und den fußunterseitigen Kerben gefunden werden kann. Dies ist jedoch nicht mehr Teil des vorliegenden Forschungsprojektes.

Vergleicht man in Abbildung 5-13 unten die Histogramme der korrodierten und der neuen Schiene, so kann man die Vergrößerung der Kerben durch den Korrosionsangriff erkennen. Daher wird in der Modellrechnung in Abschnitt 6.6 mit den Kerben der entrosteten korrodierten Schiene gearbeitet.



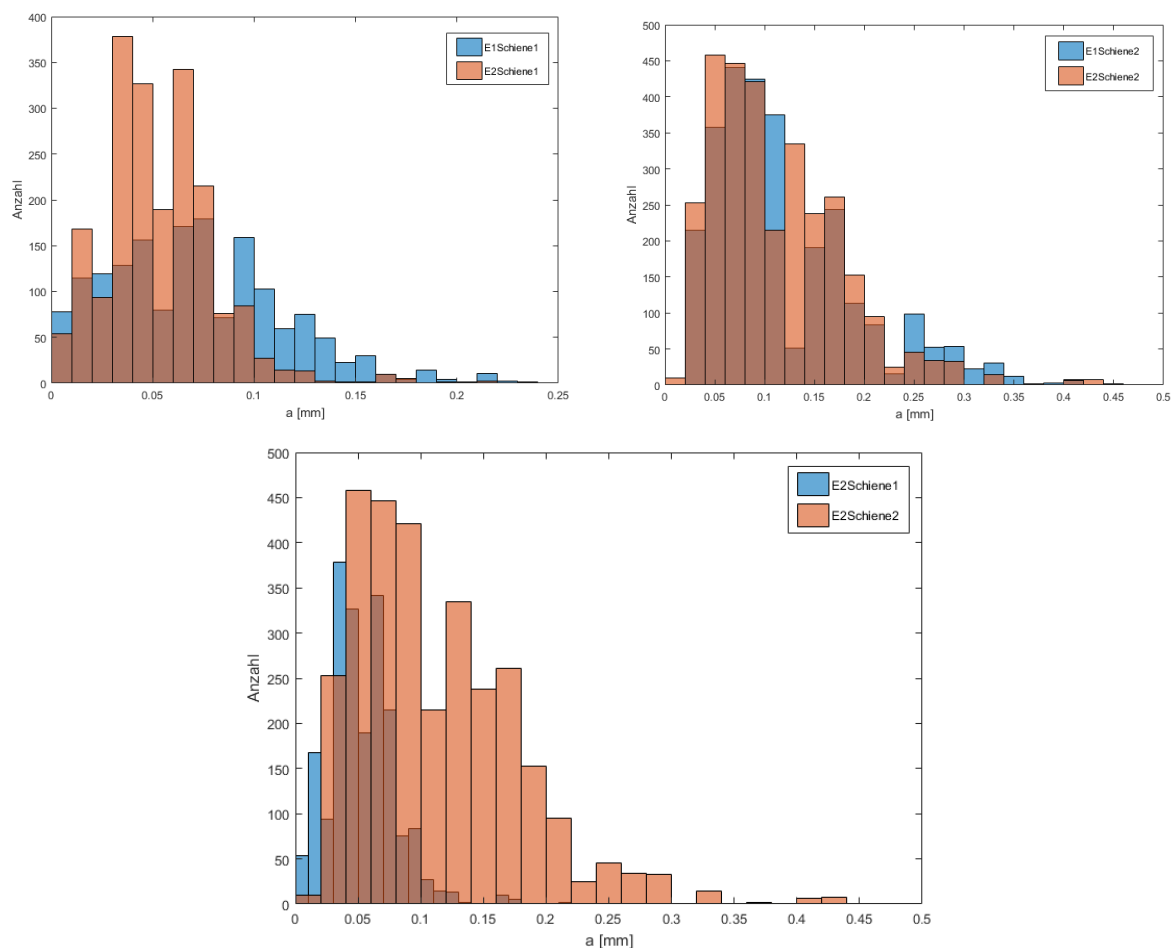


Abbildung 5-13: oben links: Vergleich der Kerbtiefen von vor (E1) und nach dem Entrosten (E2) der neuen Schiene; oben rechts: Vergleich der Kerbtiefen von vor (E1) und nach dem Entrosten (E2) der korrodierten Schiene; unten: Vergleich der Kerbtiefen der korrodierten Schiene vor und nach dem entrosten

Figure 5-13: above left: Comparison of the depth of the flaws before (E1) and after (E2) rust removal of the new rail; above right: Comparison of the depth of the flaws before (E1) and after (E2) rust removal of the corroded rail; below: Comparison of the depth of the flaws of the corroded rail before and after rust removal

### Diskussion der Verwendung von 3D-Laserscannern zur Kerbdetektion

Ursprünglich wurde in dem Forschungsantrag vorgesehen, die Kerbtiefe mittels Ausschleifen zu bestimmen. Angesichts der flächigen Korrosion der Schienenoberflächen wäre das Ausschleifen einzelner Kerben jedoch nicht praktikabel gewesen. Ein flächiges Abfräsen der Schienenoberfläche in 0,1 mm-Schritten bis zur Wurzel der tiefsten Kerbe wäre stattdessen eine Alternative gewesen, die jedoch sehr zeitaufwendig in der Durchführung und schwierig in der Auswertung gewesen wäre, da keine Algorithmen zur Auswertung und Zusammenführung der optisch aufgenommenen abgefrästen Oberflächen zur Verfügung standen.

Da es sich bei den Korrosionsnarben nicht um hinterschnittene Kerben handelt kann (vgl. Abbildung 5-10) man sehr gut die tiefsten Punkte und die Ränder der Kerben bestimmen. Wie groß die Abweichung der gemessenen Werte von den tatsächlichen Abmessungen ist wurde nicht quantifiziert. Eine Abweichung könnte z.B. durch Reflexion der Laserstrahlen am schiefen Kerbgrund und daraus resultierende längere

Strahllaufzeiten und ein zu grobes Messraster oder das Übersehen hinterschnittener Kerben entstehen. Da die Korrosionsnarben in diesem Projekt jedoch nur als Worst-Case-Abschätzung für Anfangsrisse verwendet werden (vgl. Abschnitt 6.6), werden diese potentiellen Abweichungen als annehmbar angesehen.

## 5.6 Bruchzähigkeit Fracture toughness

### 5.6.1 Normative Grundlagen

In der [DIN13674-1] wird die Bestimmung der Bruchzähigkeit in Anhang B geregelt. Dieser verweist wiederum auf die [ASTM399], da die [DIN13674-1] an vielen Stellen nur Ergänzungen zu den zu verwendenden Prüf- und Auswerteverfahren der [ASTM399] macht.

Die Grundlage für diese Ergänzungen stellt der Bericht [ORE87] dar, in dem ein „Empfohlenes Verfahren zur Bestimmung der Risszähigkeit  $K_{IC}$  von Eisenbahnschienenstählen im ebenen Dehnungszustand“ entwickelt wird. Viele der Ergänzungen der [DIN13674-1] zur [ASTM399] gehen auf diesen Prüfbericht zurück.

Die [DIN13674-1] sieht vor, dass Proben für die Bestimmung der Bruchzähigkeit aus dem Schienenkopf entnommen werden. Die Proben sollen eine Mindestprobenhöhe  $W$  von 40 mm aufweisen.

Für die die elastischen Betrachtungen ergänzenden Auswertungen im elasto-plastischen Bereich wurde die [ASTM1820] herangezogen.

### 5.6.2 Gewählte Probengeometrie, Entnahmeorte, Prüfverfahren und Prüfmaschinen

Geometrie: Als Probenform wurden Dreipunktbiegeproben (sog. SENB3-Proben, was für *Single Edge Notch Bend Specimen in 3-point bending* steht) ausgewählt. Als Kerbform wurde der gerade Kerb (*Straight Through Notch*, vgl. [ASTM399] Fig. 5) ausgewählt. Da die Proben aus dem Schienenfuß entnommen werden sollten, konnten die Mindestprobenabmessungen nach [DIN13674-1] nicht eingehalten werden. Da die maximale Höhe des Schienenfußrandes 11 mm beträgt, konnten maximal Proben mit  $B = 8$  mm entnommen werden. Entsprechend der zu erwartenden Lage der Risse im Schienenfuß wurden die Proben in Schienenfußmitte in der Lage L-S und am Schienenfußrand in der Lage L-T entnommen (vgl. [ASTM399] Fig. 1a und Abbildung 5-14). Details zu den einzelnen Proben sind dem digitalen Anhang 4 zu entnehmen. [ORE87] weist ausdrücklich darauf hin, dass Proben aus anderen Stellen des Schienenquerschnitts als dem Kopf entnommen werden können, diese aber nicht als Referenzwerte verwendet werden sollen (A.1 S. 7). Dies ist bei der Verwendung dieses Forschungsberichtes stets zu bedenken.

Prüfverfahren: Das Prüfverfahren ist angelehnt an [ASTM399] und [DIN13674-1] Anhang B. In [DIN13674-1] wird in Abschnitt B.4.1 geregelt, wie der Ermüdungsriss in die Probe eingebracht werden soll. Von diesen Anforderungen wurde abgewichen, indem das R-Verhältnis auf 0,2 gesetzt wurde. Die Proben wurden mit den für ihren jeweiligen Entnahmeort bestimmten Streckgrenzen und E-Moduli angeschwungen, da

ansonsten eingestreute Gewaltbrüche in den Ermüdungsrissflächen auftraten (vgl. Abbildung 6-9).

Probenanzahl: Im Forschungsantrag wurde die Bestimmung der Bruchzähigkeit an 24 Probekörpern (zwei Stahlsorten \* zwei Entnahmeorte (Mitte und Rand) \* drei Temperaturstufen) vorgesehen. Tatsächlich wurden insgesamt 21 Bruchzähigkeiten bestimmt.

Prüftemperatur: Anschwingen bei Raumtemperatur (22 bis 26 °C), Durchdrücken der Proben bei Raumtemperatur und -20°C Probentemperatur.

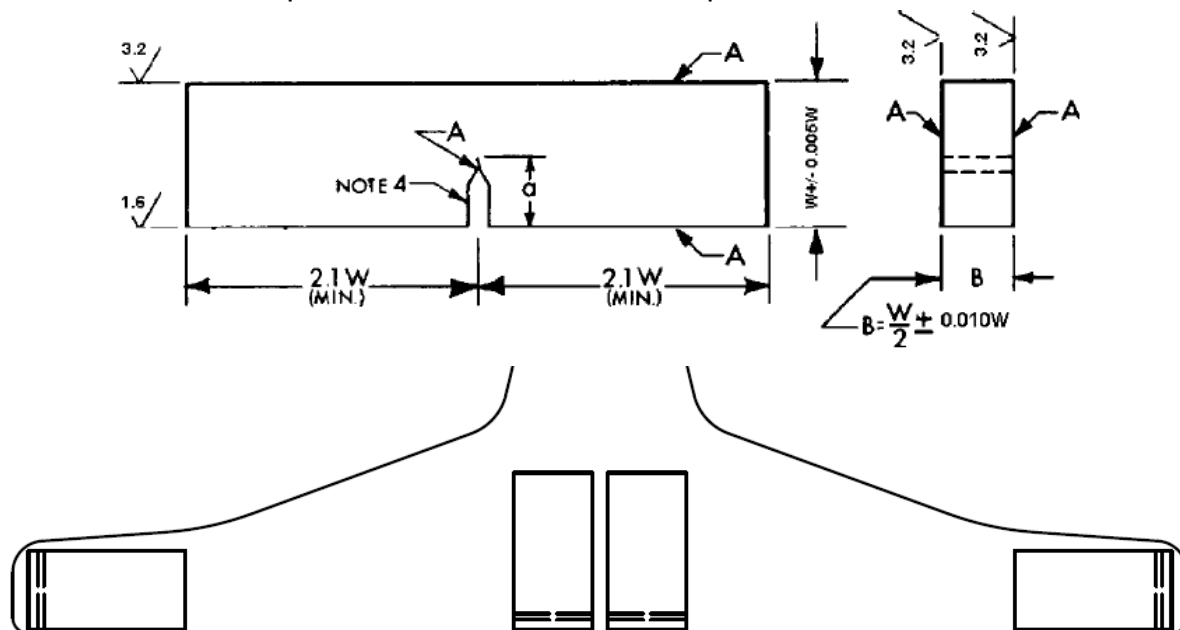


Abbildung 5-14: A: Probengeometrie und Abmessungen der SENB3-Proben; B: Lage der Proben im Schienenfuß

Figure 5-14: Probe geometry and dimensions of the SENB3 probes; B: Location of the probes in the rail foot

Diskussion zur Abweichung der Probengeometrie: [DIN13674-1] schreibt sehr große Proben für die Bestimmung von  $K_{IC}$  vor, welche in dieser Form nicht aus dem Schienenfuß entnommen werden können. [ORE87] stellt fest, dass die Vergrößerung der Dicke spannungsarm geglühter Proben die Risszähigkeitswerte senkte. Dies hatte aber keinen Einfluss auf Proben im Walzzustand. (S. 25). Es ist also möglich, dass die in den hier präsentierten Versuchen festgestellten Werte für  $K_{IC}$  höher sind, als die Werte welche aus normgerechten Kopfproben bestimmt worden wären. Die Autoren orientieren sich jedoch an dem Grundsatz aus [Blu94], wonach die Probendicke B der Bauteildicke entsprechend gewählt werden sollte. Im vorliegenden Fall ist hier die Dicke des Schienenfußrandes maßgebend, zur besseren Vergleichbarkeit werden in der Schienenfußmitte die gleichen Probengeometrien entnommen.

Diskussion der Erhöhung der Probenanzahl: Die ersten Versuche zur Bestimmung von  $K_{IC}$  wurden noch als Tastversuche durchgeführt. Nach den ersten Versuchen wurde eine neue Kraftmessdose eingebaut und die Versuche wiederholt. Da die Kraft-CMOD-Kurven bei beiden Versuchsreihen ähnlich verliefen wurden beide Versuchsreihen ausgewertet, was zu einer Erhöhung des Probenumfangs führte. Die im Antrag angeführten 24 Proben beinhalteten zwar zwei zu untersuchende

Stahlsorten (R260 und R350HT), sie beinhalteten aber noch nicht die Versuche für den Stahl des zweiten Schienenherstellers, dessen Hinzunahme im projektbegleitenden Ausschuss beschlossen wurde. Dies und die Möglichkeit zur statistischen Auswertung der Proben rechtfertigen die Erhöhung des Prüfumfangs. Der Probenumfang wurde jedoch nur für die Stahlsorte R260A bei 20 °C erhöht, da die Probenfertigung ansonsten zu zeitaufwändig gewesen wäre.

Diskussion der Abweichung von der Forderung, die Streckgrenze bei -20°C zu bestimmen: [DIN13674-1] geht pauschal von einer Bestimmung von  $K_{IC}$  bei -20 °C aus und fordert daher, dass die Streckgrenzen auch bei dieser Temperatur bestimmt werden sollen. [ORE87] fordert, dass bei den Versuchen jene Streckgrenzen verwendet werden sollen, bei denen die Proben am Ende geprüft (durchgedrückt) werden sollen. Im vorliegenden Fall einigten sich die Autoren auf das Vorgehen, dass die Versuche bei Raumtemperatur angeschwungen werden, das Durchdrücken der Proben erfolgt dann an gekühlten Proben. Da die Parameter für das Anschwingen somit für Raumtemperatur zu wählen waren, waren hier keine Niedrigtemperaturzugkennwerte nötig. Das Durchdrücken selbst ist von der Streckgrenze des Werkstoffs unabhängig, sodass auch hier Zugversuche bei Raumtemperatur ausreichend sind. Einzig die Gültigkeit der Niedrigtemperaturversuche kann so nicht geprüft werden, da hierfür die entsprechende Streckgrenze fehlt.

### 5.6.3 Ergebnisse der $K_{IC}$ -Versuche

Die Auswertung der  $K_{IC}$ -Versuche erfolgte zunächst anhand von [ASTM399] unter Einbeziehung der Nebenbedingungen von [DIN13674-1].

Die Versuchsauswertung gliedert sich in zwei Teile. Zum einen muss die Risstiefe der gebrochenen Probe ausgemessen werden (vgl. Abbildung 5-15). Man kann gut die Schwingbruchfläche von dem Bereich des spröden Risswachstums unterscheiden und so die Risstiefe ausmessen.

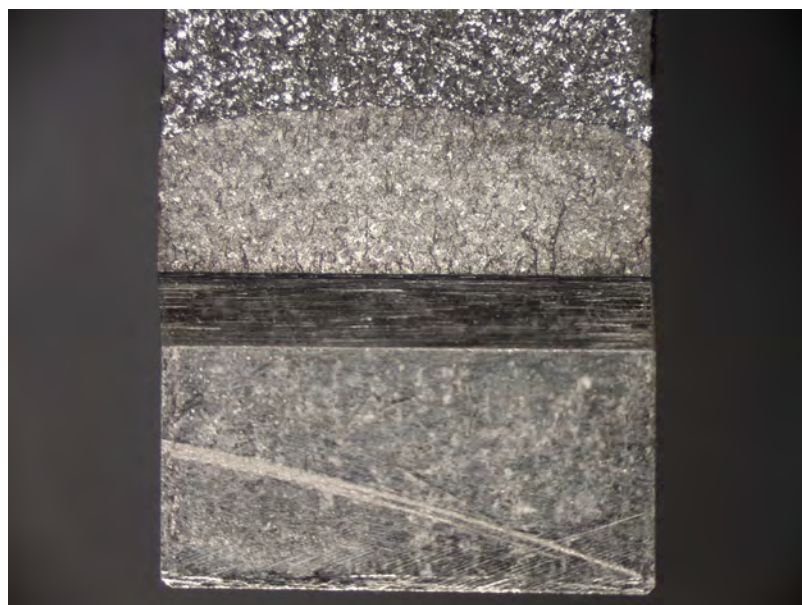


Abbildung 5-15: Bruchfläche Probe G17-66

Figure 5-15: Fracture surface of probe G17-66

Zum anderen müssen die Kraft-Rissöffnungs-Kurven ausgewertet werden. Abbildung 5-16 zeigt, wie bei den am häufigsten auftretenden Kraft-Rissöffnungs-Plots (F-CMOD-Plots) Ia und Ib, die Kraft  $P_Q$  zur Bestimmung der Bruchzähigkeit  $K_{IC}$  ermittelt wird.

Zunächst konstruiert man eine Tangente OA an den F-CMOD-Plot. Nun wird die Steigung von OA um 95% reduziert, um an der Stelle, an welcher diese 95%-Sekante die Kurve der Messwerte schneidet,  $P_Q$  ablesen zu können. Die Reduktion um 5% wird in [Par85] wie folgt begründet: „5% Steigungsreduktion ergeben 2% Risswachstum. Dadurch kann garantiert werden, dass das Risswachstum tatsächlich begonnen hat. Denn 2% Risswachstum können nicht vollständig auf die plastischen Verformungen der Probe zurückgeführt werden, solange diese den anfänglichen geometrischen Anforderungen entsprechen.“

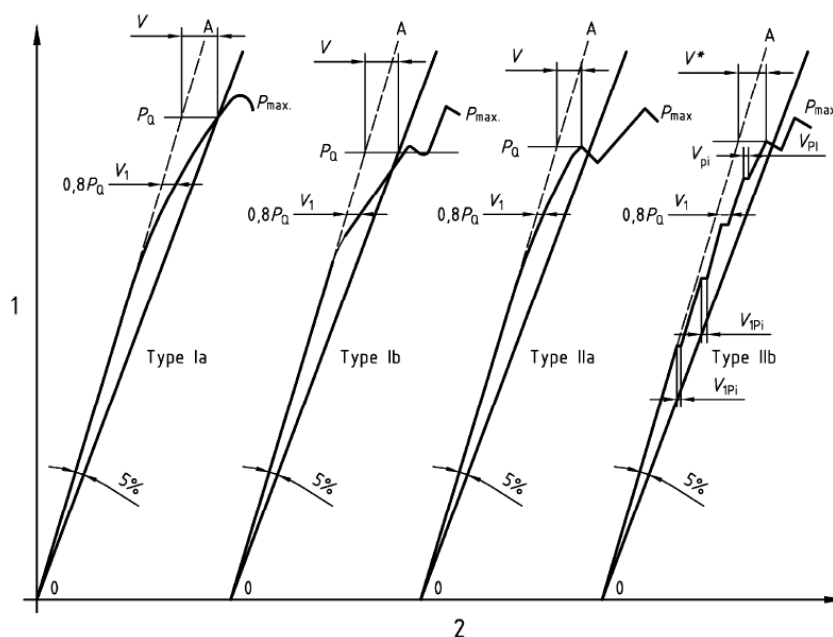


Abbildung 5-16: Bestimmung der Kraft  $P_Q$  nach [DIN13674-1]

Figure 5-16: determination of the force  $P_Q$  in [DIN13674-1]

Neben den in [ASTM399] gegebenen Gültigkeitskriterien müssen auch die Kriterien aus [DIN13674-1] beachtet werden. Sie sind teilweise weniger streng als die Kriterien aus dem ASTM und geben die Möglichkeit, neben  $K_{IC}$ -Werten auch  $K^*_Q$ -Werte als gültige Versuchsergebnisse zu deklarieren. Die hier anwendbaren Erleichterungen sind ursprünglich aus [ORE87] entnommen worden.  $K^*_Q$ -Werte sind hierbei solche Werte, die mindestens eines der folgenden Kriterien nicht erfüllen:

- 1)  $P_{max}/P_Q > 1,1$
- 2) Überschreitung des  $2,5(K_Q/R_{p0,2})^2$ -Kriteriums
- 3) Rissöffnungs-Kraft-Beziehung

Die meisten der Versuche konnten mehr als eines dieser Kriterien nicht erfüllen. Vor allem das  $2,5(K_Q/R_{p0,2})^2$ -Kriterium, welches das Vorliegen eines ebenen Dehnungszustandes in der Probe sicherstellen soll, konnte nicht eingehalten werden. In solchen Fällen fordern die Normen, dass größere Proben genommen werden, um auch dieses Kriterium zu erfüllen. Dies war im Schienenfuß nicht möglich.

Aus diesem Umstand ergaben sich in der Auswertung Probleme, da die Proben tatsächlich zu dünn waren, um während des Versuches einen ebenen Dehnungszustand vor dem Riss auszubilden. Dies wird in Abbildung 5-17 sichtbar:

Es ist physikalisch nicht möglich, dass die Bruchzähigkeit eines Stahls bei Raumtemperatur (+20 °C) niedriger ist als bei niedrigen Temperaturen (-20 °C). Die Vermutung, dass die Versuchsdurchführung an einem Tag in einer Charge (hier z.B. gerade während des Tests der Niedrigtemperaturversuche) fehlerhaft war kann verworfen werden, da die Proben mit einem randomisierten Prüfprogramm geprüft wurden. Das heißt, dass die Proben nicht nach ihrer Nummer sortiert geprüft wurden, sondern in einer zufälligen Reihenfolge. So wurden keine direkt nebeneinanderliegenden Proben direkt nacheinander mit demselben Verfahren geprüft. Auch unterscheiden sich die Ergebnisse von Proben derselben Stahlgüte, welche an unterschiedlichen Tagen geprüft wurden, nicht signifikant voneinander, was auf einen fehlerhaften Prüfaufbau an einem Tag schließen ließe.

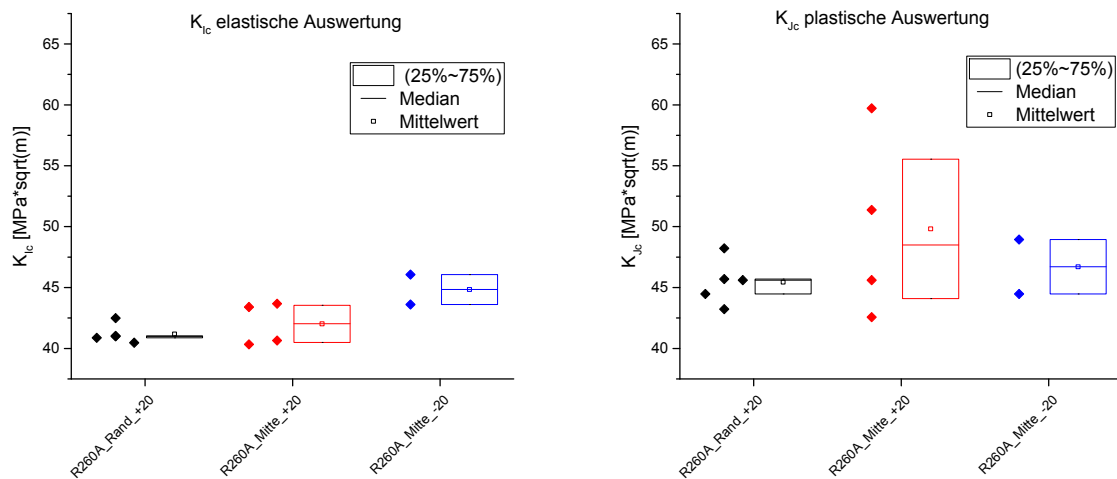


Abbildung 5-17: Ergebnisse der K<sub>Ic</sub>-Versuche; links: linear-elastische Auswertung; rechts: plastische Auswertung

Figure 5-17: Results of the K<sub>Ic</sub>-Experiments; left: linear-elastic evaluation; right: plastic evaluation

Es liegt daher die Vermutung nahe, dass die elastische Auswertung der Proben bei Raumtemperatur nicht gerecht wird und ihre Tragfähigkeit unterschätzt, was wiederum auf das Vorhandensein plastischer Tragreserven schließen lässt.

Wenn dies der Fall ist besteht die Möglichkeit, die Versuche entsprechend [ASTM1820] nachauszuwerten, wenn sie die in dieser Norm gestellten Anforderungen erfüllen. Bis auf die Kerbbreite N wurden hier die Größenanforderungen erfüllt, sodass die Proben noch einmal nach elastisch-plastischen Gesichtspunkten untersucht wurden.

[Hei11] schreibt, dass, sofern beim Durchdrücken der Proben kein stabiles Risswachstum (*ductile tearing*) auftritt, das nach [ASTM1820] gewonnene J-Integral in einen K<sub>Jc</sub>-Wert umgerechnet kann, welcher sowohl die elastische als auch die plastische Tragfähigkeit der Proben berücksichtigt. Hierbei ist anzumerken, dass das Vorliegen von stabilem Risswachstum beim Durchdrücken der Proben im vorliegenden Fall nicht zweifelsfrei bestätigt werden konnte. Da der Schienenstahl mit seinem perlitischen Gefüge keine ausgeprägte Aufweitung des Kerbs im Kerbgrund aufweist, hätte sich eine solche Zone nur unter dem Raster-Elektronenmikroskop zweifelsfrei nachweisen lassen. Daher wurde hier nur die Auswertemöglichkeit ohne stabiles

Risswachstum beim Durchdrücken angewendet. Zur Abgrenzung der Begriffe „stabiles Risswachstum“ und „stabiles Risswachstum beim Durchdrücken“ siehe auch Abschnitt 6.3.1.

Abbildung 5-17 rechts zeigt die so gewonnenen  $K_{Jc}$ -Werte der Schienengüte R260A. Es wird deutlich, dass nach dieser modifizierten Auswertung die Bruchzähigkeit der Mittenproben bei Raumtemperatur nicht mehr niedriger ist als die der kalt gedrückten Mittenproben. Beide liegen nun im selben Streuband, auch wenn die Streuungen der kalt gedrückten Proben kleiner sind als die der warm gedrückten.

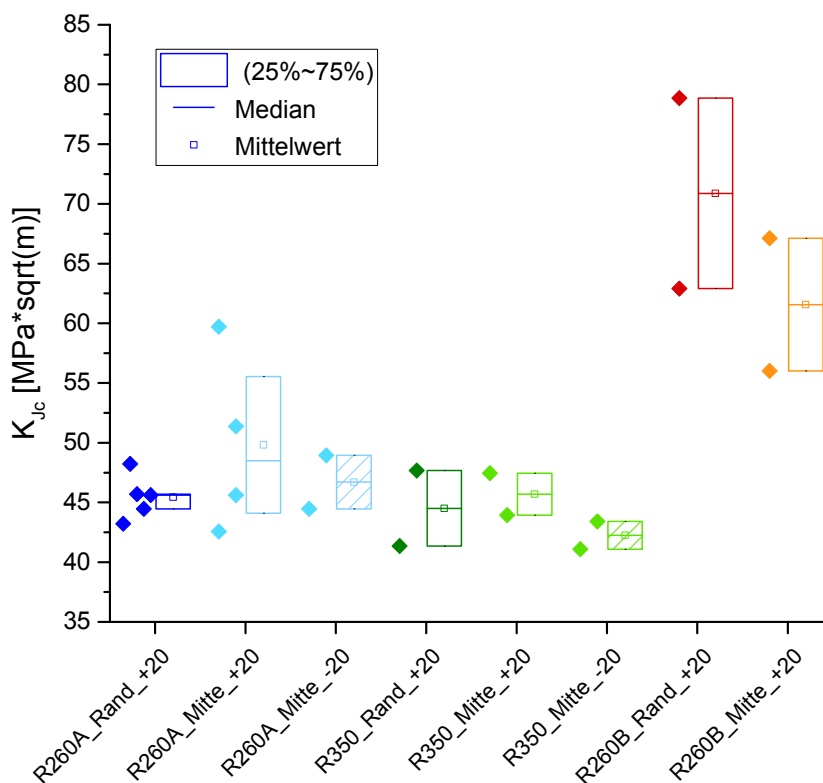


Abbildung 5-18:  $K_{Jc}$ -Ergebnisse aller Versuche

Figure 5-18:  $K_{Jc}$ -results of all experiments

In den Berechnungen der folgenden Abschnitte wird für die Bruchzähigkeit ein minimaler Schätzwert angenommen, da für viele Entnahmeorte zu wenig Proben bei einer Temperatur getestet wurden, um eine statistische Auswertung zu ermöglichen.

## 6 Bruchmechanik Fracture mechanics

### *Kurzfassung*

*In diesem Abschnitt wird zunächst ein Überblick über die im Projekt verwendeten bruchmechanischen Annahmen und Gesetzmäßigkeiten gegeben. Diese werden dann in der Konzeption der bruchmechanischen Großversuche und in Modellrechnungen zum Wachsen von Rissen in Eisenbahnschienen verwendet.*

### *Abstract*

*In this section an overview of the fracture mechanical models and assumptions used in this project is given. Those are used in the conception of the large scale tests and in model calculations concerning the cracking of the railway rails.*

Bruchmechanik und Ermüdung werden in ähnlichen Kontexten verwendet, stehen jedoch für gänzlich unterschiedliche Sicherheitskonzepte. In der Ermüdung wird gemeinhin eine Auslegungsstrategie verfolgt, nach der während der Nutzungszeit des Bauteils kein Schaden auftreten darf. Am unwirtschaftlichsten, aber auch hinsichtlich von Wartungsintervallen am besten umzusetzen ist in diesem Zusammenhang die dauerhafteste Auslegung, bei der die Spannungen so klein gehalten werden, dass das Bauteil theoretisch ewig genutzt werden kann (vgl. Abschnitt 2.1).

In der Bruchmechanik wird davon ausgegangen, dass ein Riss in einer Struktur besteht. Die Aufgabe besteht nun darin, die Ausbreitungsgeschwindigkeit dieses Risses unter den gegebenen Randbedingungen abzuschätzen und die Restlebensdauer eines Bauteils zu bestimmen.

Hierbei wird zwischen der Linear-Elastischen Bruchmechanik (LEBM) und der Fließbruchmechanik (FBM) (auch: Elasto-Plastische Bruchmechanik, EPBM) unterschieden. Im vorliegenden Projekt wird von der Annahme ausgegangen, dass die Gesetze der linear-elastischen Bruchmechanik anwendbar sind. Solange die plastische Zone vor der Risspitze „klein bleibt gegenüber den Proben- oder Bauteilabmessungen“ [Blu93], kann dieses Konzept angewendet werden. In den Versuchen aus Abschnitt 5.6 ist zu sehen, dass diese Forderung erfüllt ist.

### 6.1 K-Konzept K-Concept

Das K-Konzept ist der zentrale Bestandteil der linear-elastischen Bruchmechanik. Die sog. K-Faktoren beschreiben die Spannung, welche direkt an der Risspitze anliegt und werden daher auch Spannungsintensitätsfaktoren genannt. Vor der Risspitze erhöhen sich die Spannungen über das Maß der einwirkenden Spannungen hinaus. Wie groß diese Erhöhung ist hängt von der Größe und Form des Ermüdungsrisses, sowie von der Bauteilgeometrie ab. Auch die Spannungsverteilung der einwirkenden



Kräfte spielt eine Rolle. Vereinfacht kann man für die Bestimmung eines K-Faktors folgende Gleichung anführen:

$$K = \text{Spannung} * \text{Geometriefaktor} * \text{Risslänge} \quad (6-1)$$

Die Bestimmung der K-Faktoren kann nur in seltenen Fällen analytisch erfolgen. In den meisten Fällen werden die K-Faktoren aus FEM-Berechnungen abgeleitet.

Im K-Konzept ist verankert, dass man, solange man sich im linear-elastischen Bereich befindet, K-Faktoren unterschiedlicher Belastungssituationen und somit unterschiedlicher Spannungsverläufe superponieren kann. Abbildung 4-31 zeigt, dass die im Schienenverkehr vorliegenden Belastungen zu charakteristischen Spannungsbildern führen. Für die meisten Anwendungen müssen die K-Faktoren nicht neu bestimmt werden. Häufig kann man in Kompendien entsprechende Lösungen für das anstehende Problem finden. Sollte man in einem Fall keine Lösung in der Literatur finden, so kann in seltenen Fällen der K-Faktor mittels Energiebetrachtungen selbst berechnet werden. In den meisten Fällen muss man den K-Faktor dann jedoch mit Finite Elemente Methoden bestimmen.

Es ist nun zu klären, in wieweit für die einzelnen Situationen Spannungsintensitätsfaktoren der Literatur entnommen werden können. In Abbildung 6-1 sind die drei grundlegenden Spannungsgruppen im Schienenfuß abgebildet, für die Lösungen in der Literatur gefunden werden sollen. Die grau gekennzeichneten Flächen stellen einen Riss am Schienenfußrand dar.

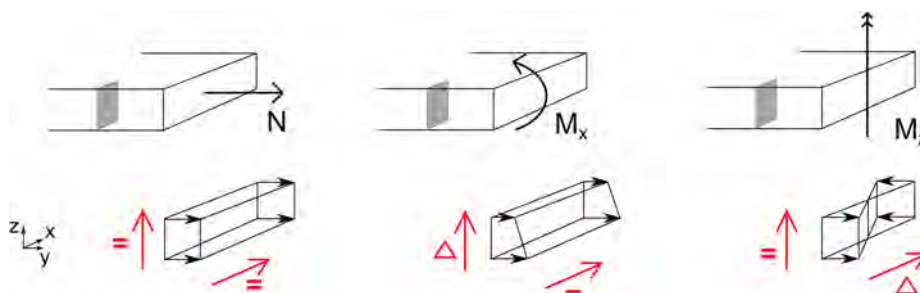


Abbildung 6-1: Spannungssituationen zur K-Faktor-Auswahl

Figure 6-1: Stress-distributions for the choice of K-factor solutions

Der linke Teil von Abbildung 6-1 stellt hierbei eine in y- und z-Richtung konstante Spannungsverteilung dar, welche z.B. aus Temperaturspannungen oder vereinfachten Annahmen für Eigenspannungen resultieren könnte. Die Biegespannungen  $M_x$ , welche in der Mitte dargestellt sind, resultieren aus Zugüberfahrten und aus Brückenverformungen. Biegespannungen  $M_z$  resultieren z.B. aus dem lateralen Versatz.

### 6.1.1 K-Faktor in der Schienenfußmitte

In Abbildung 4-31 ist zu erkennen, dass zwei Spannungsverteilungen Anteil am Risswachstum in der Schienenfußmitte haben. Zum einen haben Temperaturspannungen einen Einfluss, welche über die Fußhöhe konstante Spannungen induzieren. Die Spannungen aus Zugüberfahrt sind über die Schienenfußhöhe nicht konstant. Bei ihnen handelt es sich um Biegespannungen. Für die Schienenfußmitte kann eine K-Faktor-Lösung für diesen Anwendungsfall [New79] entnommen werden. Sie beschreibt eine ebene Platte mit einem Mittenanriss, welche

unter Zug und Biegung steht. Eine Skizze des so beschreibbaren Risses ist in Abbildung 6-2 gegeben. Abwandlungen dieser Lösung können [New84] und [Ede15] entnommen werden. [AIL98] bietet für den selben Fall Lösungen anderer Autoren an.

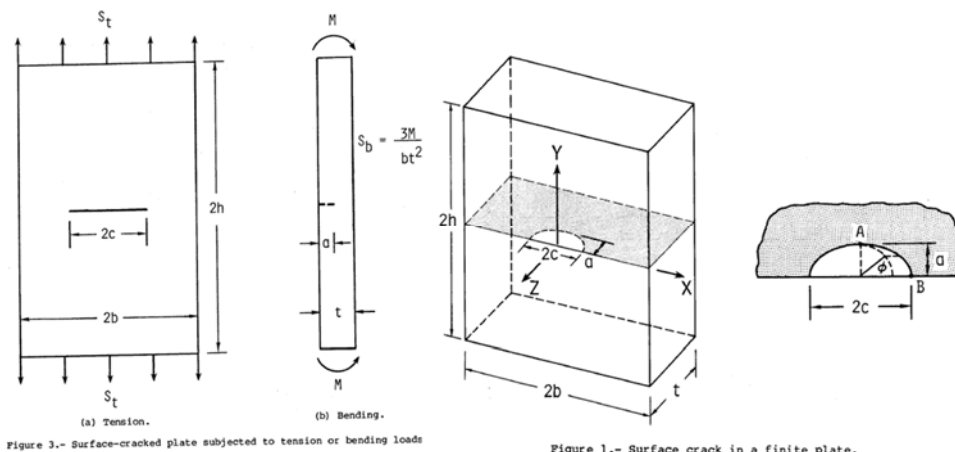


Abbildung 6-2: K-Faktor-Lösung für die Schienenfußmitte nach [New79]

Figure 6-2: K-factor-solution for the middle of the rail foot from [New79]

Wenn man sich die Lösungen aus [New79] genauer ansieht, so fällt auf, dass die Berücksichtigung des Biegemomentes dafür da ist, dem Umstand Rechnung zu tragen, dass der Riss aus dem gezogenen Teil der Platte in den überdrückten Teil hineinläuft. Wenn man sich die Spannungsverteilungen, welche sich in Abbildung 4-31: Spannungsverteilung in der Schiene infolge unterschiedlicher Belastungssituationen ergeben ansieht, so fällt auf, dass sie keinen Nulldurchgang im Schienenfuß aufweisen. Auf der sicheren Seite liegend können also konstante Spannungen im Schienenfuß, welche die Größe der maximalen Randspannung haben, angenommen werden. Auch eine Superposition mit den Eigenspannungen aus Abschnitt 5.4.2 ändert an diesem Zustand nichts, da in Schienenfußmitte nur Zugspannungen auftreten, welche nicht zu einem Durchschlagen in den Druckbereich führen können.

### 6.1.2 K-Faktor am Schienenfußrand

Am Schienenfußrand sind die Verhältnisse etwas komplexer als in Schienenfußmitte, da die Spannungen aus Torsion und Wölbkrafttorsion hier keinen Nulldurchgang haben. Zudem muss hier unterschieden werden, ob ein Riss über die komplette Plattenhöhe, oder nur ein Anriss betrachtet werden soll.

[AIL98] bietet für die Superposition der Spannungen am Rand einer Platte mit Riss über die komplette Plattenhöhe die in Abbildung 6-3 gezeigten Varianten an.

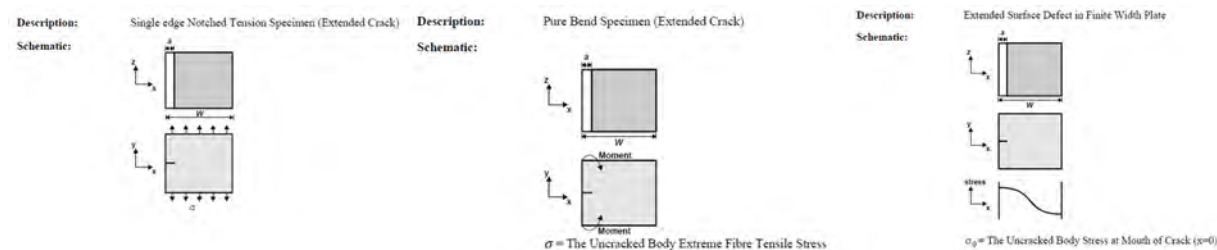


Abbildung 6-3: K-Faktor-Lösung für den Schienenfußrand nach [AIL98]

Figure 6-3: K-factor-solutions for the edge of the rail foot from [AIL98]

Die von ihm vorgestellte Variante für konstanten Zug könnte somit auch verwendet werden. Bei der Variante für Biegung ist nicht sicher, ob die Lösung mit einem Biegemoment auf einer Seite auch für ein konstantes Biegemoment entlang der kompletten Plattenbreite gelten würde. Auch die dritte von ihm vorgeschlagene Lösung, welche einen Riss darstellt, der in einem veränderlichen Spannungsfeld wächst (womit man Spannungen aus lateralem Versatz gut approximieren könnte), ist nicht gut genug dokumentiert (und ihre Originalquelle nicht auffindbar), als dass ihre Lösung in diesem Bericht angewendet werden könnte. Da auch keine anderen Quellen zur Betrachtung des Risses über die komplette Plattenhöhe gefunden werden konnten wird die Betrachtung dieser Rissart verworfen.

Für den viertelelliptischen und halbelliptischen Eckriss einer Platte kann eine Lösung in [New84] gefunden werden. Eine Prinzipskizze dieser Risse kann Abbildung 6-4 entnommen werden.

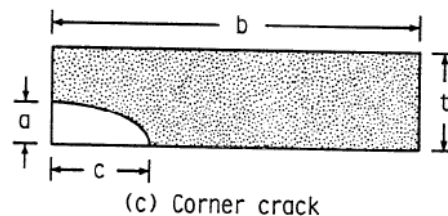


Abbildung 6-4: Skizze eines Eckrisses aus [New84]

Figure 6-4: Sketch of an edge crack from [New84]

### 6.1.3 Superposition von K-Faktoren, Bestimmung des Spannungsverhältnisses

Dem K-Konzept liegt die Eigenschaft zugrunde, dass K-Faktoren linear superponiert werden können. Analog zu der Definition, aus Gleichung (6-1) ergeben sich die Werte für den maximalen und den minimalen K-Faktor eines Schwingspiels wie folgt:

$$K_{I\max}^L = K_I(\sigma_{\text{Eisenbahn,max}}) \quad (6-2)$$

$$K_{I\min}^L = K_I(\sigma_{\text{Eisenbahn,min}}) \quad (6-3)$$

Die Superposition der K-Faktoren aus Zugüberfahrt, Eigenspannungen und Temperaturspannungen erfolgt dann durch Summation, sodass sich für den maximalen und minimalen Spannungsintensitätsfaktor eines Schwingspiels die folgenden Bestimmungsgleichungen ergeben:

$$K_{I\max} = K_{I\max}^L + K_I^E + K_I^T \quad (6-4)$$

$$K_{I\min} = K_{I\min}^L + K_I^E + K_I^T \quad (6-5)$$

Zur Beschreibung eines Schwingspiels sind nicht nur der maximale und der minimale Spannungsintensitätsfaktor notwendig. Auch die Schwingbreite des Spannungsintensitätsfaktors  $\Delta K$  und das Spannungsverhältnis  $R$  sind wichtige Kenngrößen. Wie diese unter Berücksichtigung der Eigenspannungen zu berechnen sind, wird beispielsweise in [Rob02], [Nel82] oder [Pak82] beschrieben. Letzterer geht ausführlich darauf ein, wie sich die Spannungsverhältnisse am Riss ändern, wenn dieser in Eigenspannungsfelder unterschiedlicher Vorzeichen wächst. Da in [Pak82] nur Eigenspannungen betrachtet werden, werden die dort gegebenen Gleichungen hier

noch um den Summanden  $K_I^T$  zur Berücksichtigung der Temperaturspannungen erweitert.

$$K_{I\min}^L + K_I^E + K_I^T > 0 \left\{ \begin{array}{l} \Delta K = K_{I\max}^L - K_{I\min}^L \\ R = \frac{K_{I\min}^L + K_I^E + K_I^T}{K_{I\max}^L + K_I^E + K_I^T} \end{array} \right. \quad (6-6)$$

$$K_{I\min}^L + K_I^E + K_I^T \leq 0 \left\{ \begin{array}{l} \Delta K = K_{I\max}^L + K_{I\min}^L \\ R = 0 \end{array} \right. \quad (6-7)$$

Die Gleichungen (6-6) und (6-7) aus [Pak82] wurden dazu entwickelt zu beschreiben, dass kein Risswachstum stattfindet, wenn der Riss geschlossen ist. Dies kann einerseits passieren, wenn sich das gerissene Bauteil im Druckbereich befindet. Die andere, und schwerer zu erfassende Möglichkeit ist, dass der Riss an der Risspitze geschlossen ist, obwohl er sich im Zugbereich befindet. Risssschließen ist hier ein Resultat der Berührung der Rissflanken. Risssschließen wird im vorliegenden Projekt nicht weiter berücksichtigt, da im vorgesehenen Versuchsprogramm keine Versuche vorgesehen waren, die das Vorhandensein des Risssschließens in den vorliegenden Proben endgültig hätten bestätigen können. Für den Fall, dass es zu einem späteren Zeitpunkt eingearbeitet werden soll schlägt [Blu92] eine einfache, für viele Werkstoffe gültige Näherungsgleichung zur Berücksichtigung des Risssschließens vor.

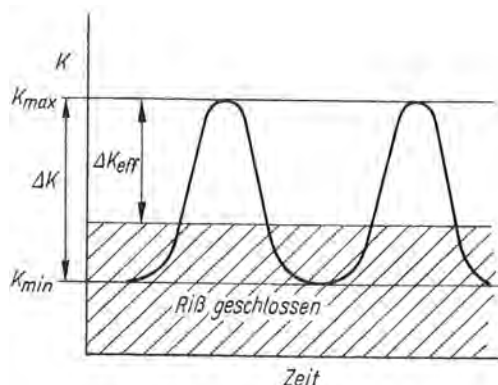


Abbildung 6-5: Definition der K-Werte in einem Schwingenspiel [Blu95]

Figure 6-5: Definition of the K-values in one load cycle from [Blu95]

## 6.2 Korrosionsermüdung vs. Spannungsrissskorrosion true corrosion fatigue vs. stress corrosion fatigue

In Abschnitt 5.5.2 wird die Oberfläche gebrauchter Schienen als korrodiert beschrieben. Mit diesem Zustand hängen zwei Phänomene zusammen, die in diesem Bericht nur erwähnt, aber nicht weiterverfolgt werden sollen. Es handelt sich um die Phänomene der Korrosionsermüdung (Schwingrisskorrosion, *true corrosion fatigue*) und der Spannungsrissskorrosion (*stress corrosion fatigue*).

Bei der Korrosionsermüdung dringt ein korrosives Medium während eines Belastungszyklus in den Riss ein und greift die frisch weitergerissene Rissfront zusätzlich an. Der zyklische Rissfortschritt wird somit beschleunigt. In Abbildung 6-6 rechts a) ist diese Art des Rissfortschritts dargestellt. [Rad95] schreibt zu dieser Art der Ermüdung, dass bei ihr der „ansteigende Teil der Beanspruchungskurve

maßgebend" wird, in dem der Riss geöffnet wird und korrosives Medium eindringen kann (vgl. Abbildung 6-6 links).

Spannungsrissskorrosion tritt gemäß [Rad95] auf, wenn der „durch Korrosion und statische Zugspannung in Gang gehaltene Rissfortschritt" beim Überschreiten des Grenzwertes  $K_{ISCC}$  auftritt.

In der Literatur konnte im Rahmen des Projektes kein Hinweis darauf gefunden werden, dass Eisenbahnschienenstähle besonders empfindlich auf Korrosionsermüdung oder Spannungsrissskorrosion reagieren. Es gibt zwar Veröffentlichungen, welche sich mit dem Eindringen von Flüssigkeiten in Risse im Schienenkopf beschäftigen. Sie behandeln allerdings nicht den korrosiven Angriff im Riss, sondern untersuchen die These, ob die Flüssigkeit im Riss bei Zugüberfahrt einen Druck auf die Risspitze ausübt und somit das Risswachstum beschleunigt [Zer05]. Die Phänomene der Korrosionsermüdung und der Spannungsrissskorrosion werden daher nicht weiterverfolgt. Korrosion wird in Abschnitt 6.5 nur als Grund für die erhöhte Oberflächenrauigkeit der Schienenoberfläche angenommen.

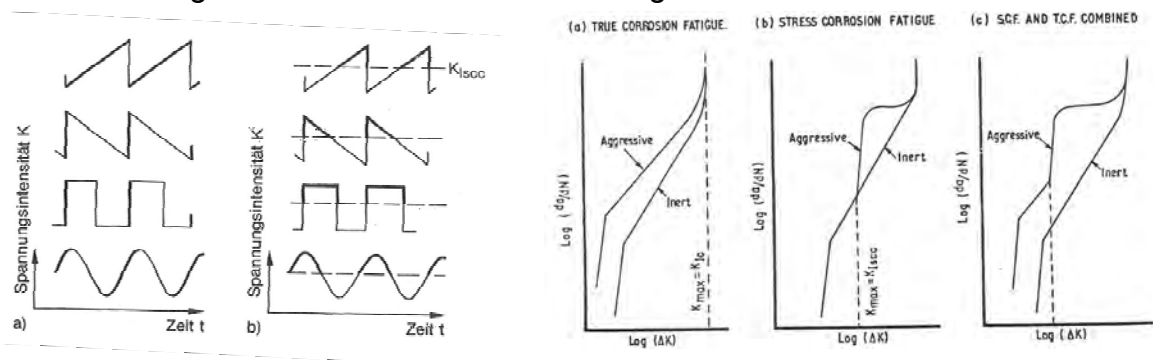


Abbildung 6-6: links: Rissfortschrittswirksame Teile des Beanspruchungsablaufs (dick ausgezogene Kurvenanteile) bei Schwingrissskorrosion (a) und bei Spannungsrissskorrosion (b) [Rad95]; rechts: Rissfortschrittsdiagramme der verschiedenen Angriffsarten [Aus80]

Figure 6-6: left: Parts of the load cycles affecting crack growth (thick parts of the lines) for true corrosion fatigue(a) and stress corrosion fatigue (b) from [Rad95]; right: crack growth diagrams for the different kinds of fatigue [Aus80]

### 6.3 Rissfortschrittsgesetze Crack growth laws

Das Wachstum von Rissen lässt sich in drei Phasen einteilen. Die erste Phase beschreibt das beginnende Risswachstum, Phase zwei beschreibt das stabile Risswachstum und Phase drei das instabile Risswachstum. In Abbildung 6-7 wird das gebräuchlichste Diagramm zur Darstellung der drei Phasen gezeigt. Hierbei wird die Änderung des Spannungsintensitätsfaktors  $\Delta K$  eines Schwingspiels aus der Abszisse der dazugehörigen Rissfortschrittsgeschwindigkeit  $da/dN$  auf der Ordinate zugeordnet. Die Darstellung erfolgt gemeinhin im doppeltlogarithmischen Maßstab, sodass der zweite Bereich zur Geraden wird. Dieser Bereich wird auch als PARIS-Gerade beschrieben und kann wie in Gleichung (6-8) gezeigt dargestellt werden. C und m sind hierbei Materialparameter, die das Aussehen der Geraden steuern. Sie variieren mit dem Material und sind vom Spannungsverhältnis R abhängig.

$$\frac{da}{dN} = C (\Delta K)^m \quad (6-8)$$

Für Lastfolgen konstanter Amplituden kann die Lebensdauer über die Integration des Rissfortschrittsgesetzes ermittelt werden. Für Lastfolgen variabler Amplituden müssen schrittweise Verfahren angewendet werden.

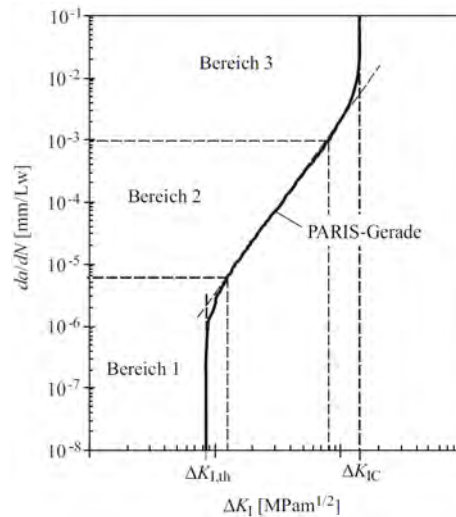


Abbildung 6-7: Phasen des Risswachstums aus [Ric09]

Figure 6-7: Phases of crack growth from [Ric09]

Das PARIS-Gesetz ist das wahrscheinlich am weitesten verbreitete Rissfortschrittsgesetz. Nichtsdestotrotz hat es zwei entscheidende Nachteile für die Anwendung im Bereich der Lebensdauerermittlung von Eisenbahnschienen. Zum einen kann es nur den Bereich des stabilen Risswachstums abbilden und nicht die Grenzbereiche zu den Bereichen eins und drei. Dies führt zur Reduzierung der rechnerischen Lebensdauer, was eine auf der sicheren Seite liegende Annahme ist. Schwerwiegender ist jedoch eine andere Einschränkung. Das PARIS-Gesetz kann den Einfluss einer sich ändernden Mittelspannung nicht abbilden. Gerade im Zusammenhang mit der temperaturbedingt wechselnden Mittelspannung im lückenlos geschweißten Gleis und dem großen Einfluss der Eigenspannungen wird im vorliegenden Kontext die Anwendung des PARIS-Gesetzes als nicht ausreichend betrachtet.

Daher wird das in Gleichung (6-9) gegebene, von Rice et al. modifizierte FORMAN-Gesetz für die weiteren Berechnungen verwendet.

$$\frac{da}{dN} = C (1 - \bar{R})^2 (K_{\max}^2 - K_{\text{th}}^2) \frac{K_{\max}^{n-1}}{K_c - K_{\max}}$$

Mit:

$$\bar{R} = R \text{ bei } R > 0, \text{ und } \bar{R} = 0 \text{ bei } R \leq 0 \quad (6-9)$$

$K_{\max}$  maximaler Spannungsintensitätsfaktor

$K_{\text{th}}$  Threshold Spannungsintensitätsfaktor

$K_c$  Bruchzähigkeit

Das modifizierte FORMAN-Gesetz hat zudem (z.B. gegenüber der NASGRO-Gleichung) den Vorteil, dass nur Materialkennwerte benötigt werden, welche man sowieso als Abbruchkriterien für die Simulationen benötigt.

Für [Pes16b] wurden Modellrechnungen gemacht, um den Unterschied dieser beiden Berechnungsmodelle zu verdeutlichen. Für die erste Lastsequenz wurde das Modell mit einer Spannungsamplitude von 600 bis 200 N/mm<sup>2</sup> belastet. Für die andere Lastsequenz wurde eine Spannungsamplitude von 500 bis 100 N/mm<sup>2</sup> gewählt. Beide Sequenzen weisen also die gleiche Spannungsschwingbreite von  $\Delta\sigma = 400$  N/mm<sup>2</sup>, aber ein anderes R-Verhältnis und ein anderes Mittelspannungsniveau auf.

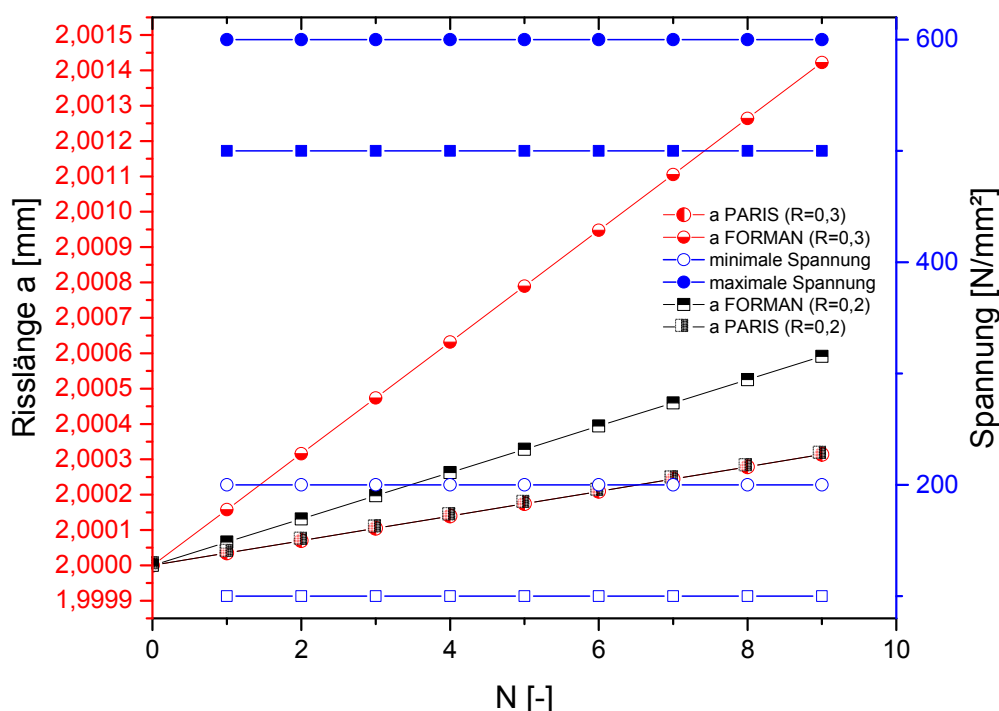


Abbildung 6-8: Risswachstum mit dem PARIS-Gesetz und dem modifizierten FORMAN-Gesetz

Figure 6-8: Crack growth with the PARIS-law and the modified FORMAN-law

Die Erfahrung aus den großmaßstäblichen Versuchen würde erwarten lassen, dass der Riss mit  $R=0,2$  in dieser Simulation schneller wächst, als der mit  $R=0,3$ . Hieran erkennt man, dass der Einfluss der Mittelspannungen auf das Endergebnis noch größer ist, als der des  $R$ -Verhältnisses.

Eine Form der Ermüdung, welche im vorliegenden Projekt nicht betrachtet wurde, die aber im Schienenkopf und im Bereich der aluminothermischen Schweißungen wichtig ist, ist die der mehrachsigen Ermüdung. [Dan89] und [Jos09] beschreiben, wie ein mehrachsiger Spannungszustand aus Last- und Eigenspannungen im Schienenkörper mit Hilfe des sog. Dang Van-Kriteriums beurteilt werden kann. Es ist denkbar, dass ähnliche mehrachsige Zustände sich auch im Schienenfuß unter Spannklemmen oder im Bereich des lateralen Versatzes ausbilden. Aufgrund dieser Schwierigkeiten kann es sinnvoll sein, mit Schienenschweißungen einen Mindestabstand vom Übergang Brücke-Widerlager einzuhalten, um Fragen der mehrachsigen Ermüdung konstruktiv zu vermeiden.

### 6.3.1 Der Begriff des stabilen Risswachstums

Abbildung 6-7 zeigt die drei Phasen des Risswachstums. In Phase zwei wird in der Literatur meist als stabiles Risswachstum verwiesen. In englischsprachiger Literatur (vor allem, wenn versuche nach [ASTM1820] auszuwerten sind, muss man jedoch darauf achten, dass das stabile Risswachstum (welches im Deutschen nur mit einem Begriff belegt ist) im Englischen mit zwei unterschiedlichen Begriffen behandelt wird. Das sog. „stable crack growth“ beschreibt hierbei das stabile Risswachstum unter schwingender Belastung, welches man in Abbildung 6-7 als Phase zwei des Risswachstums sehen kann. In [ASTM1820] wird im Gegensatz hierzu auch das sog. „ductile tearing“ im Sinn eines stabilen Rissfortschritts unter konstanter Kraft verwendet.

Bei einigen der Bruchzähigkeitsproben könnte ein solches Verhalten unterstellt werden. Abbildung 6-9 zeigt die Bruchfläche von Probe G15-58 (R350 mitte 20°C). Man kann gut die klassische Ermüdungsbruchfläche mit eingestreuten Gewaltbrüchen erkennen, die gemeinhin mit stabilem Risswachstum assoziiert wird. Hinter dieser Fläche erkennt man schwach einen dunkleren Bereich, der noch einmal fast so hoch ist wie die eigentliche Ermüdungsbruchfläche. Hierbei könnte es sich um einen Bereich mit „ductile tearing“ handeln. Ob dies hier der Fall ist, müsste in Aufnahmen unter dem Raster-Elektronenmikroskop festgestellt werden.

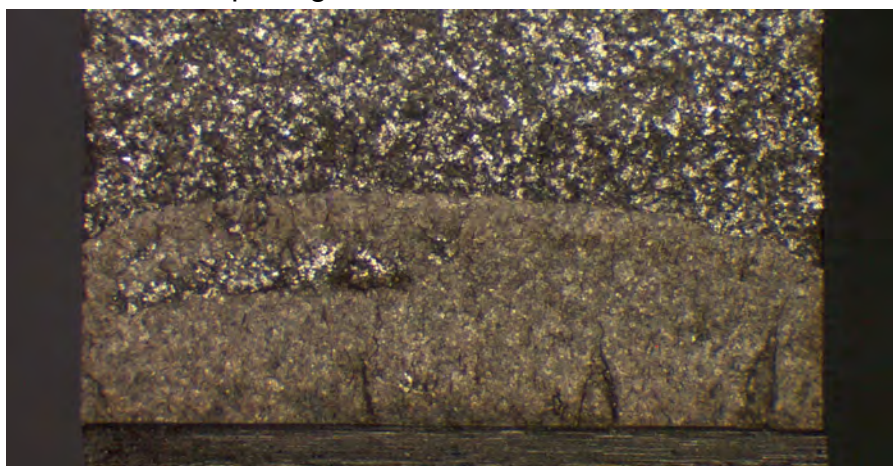


Abbildung 6-9: Eventuelles stabiles Risswachstum bei statischer Belastung bei Probe G15-58

Figure 6-9: probable ductile tearing (probe G-15-58)

## 6.4 Großmaßstäbliche Versuche zur Kalibrierung der bruchmechanischen Modelle

### Large scale test for calibration of fracture mechanics model

Wie in Kapitel 2.1 beschrieben, besteht die übliche (normierte) Vorgehensweise bei der Ermittlung der Gestaltfestigkeit von Eisenbahnschienen in der Durchführung von 4-Punkt-Dauerschwellprüfungen nach dem Treppenstufenverfahren. Alleine schon der Umstand, dass in derartigen Prüfungen der Ort der Rissbildung nicht exakt vorhersehbar ist, macht dieses Prüfverfahren für die Betrachtung des Risswachstums ungeeignet. (Der Riss entwickelt sich im Bereich der maximalen Biegemomentbeanspruchung. Eine genauere Lokalisierung ist nicht möglich, da der



Rissausgang von weiteren Kriterien wie z.B. Oberflächenfehlern und Materialeinschlüssen bestimmt ist.) Das Bruchereignis erfolgt plötzlich und ohne vorher erkennbare Anzeichen. Um die Beobachtung des Risswachstums zu ermöglichen, wurden Dauerschwellprüfungen an vorkonditionierten Schienenproben durchgeführt. Mit diesem Konzept ist der Ort des Bruchereignisses bereits im Voraus bekannt.

#### 6.4.1 Beschreibung des Prüfkonzeptes mit vorkonditionierten Schienenproben Description of test concept with pre-conditioned test samples

Die Vorkonditionierung der Schienenproben besteht darin, dass auf der Unterseite des Schienenfußes in Profilachse eine definierte Kerbe eingebracht wird. Die Schienenprobe wird im Prüfaufbau der anschließenden 4-Punkt-Dauerschwellprüfung so positioniert, dass die Kerbe etwa mittig im Bereich der maximalen Biegemomentbelastung liegt. Kommt es unter wiederholter Belastung zur Entstehung eines Risses, geht dieser von der Kerbe aus, womit der Ort des Bruchereignisses bekannt ist.

Ab Beginn des Risswachstums wächst der Riss unter dynamischer Belastung ausreichender Intensität kontinuierlich in Breite und Tiefe weiter. Gemäß Untersuchungen von [Lan16a] hat eine geeignete Kerbe („kritische Rissgeometrie“) zur Erzeugung einer Ermüdungsbruchfläche eine elliptische Form mit einem Verhältnis von  $a/c = 0,2$  mit

- $a$  = maximale Tiefe der Kerbe
- $2c$  = Breite der Kerbe

Abbildung 6-10 verdeutlicht die beschriebene, elliptische Kerbform.

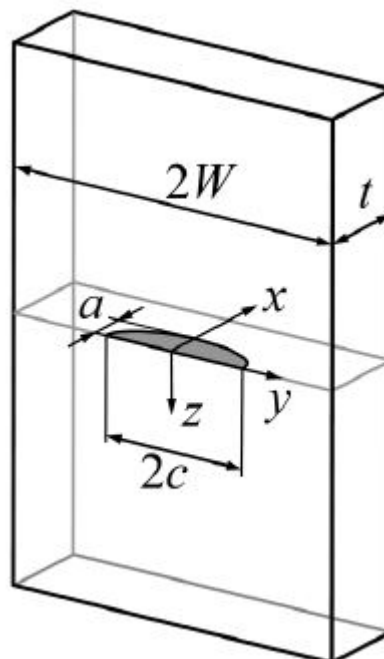


Abbildung 6-10: Schematische Darstellung der geometrischen Kenngrößen  $a$  und  $c$  einer elliptischen Kerbform [Lan16a]

Figure 6-10: Schematic of geometric properties  $a$  and  $c$  of an elliptic notch [Lan16a]

#### **6.4.2 Einschränkung gegenüber Untersuchungen an Schienenproben ohne Kerbe**

##### **Limitation compared to investigation on rail samples without notch**

Die Vorkonditionierung der Schienenproben durch Einbringen einer definierten Kerbe dient der vorzeitigen Festlegung des Bruchortes und ist somit ein legitimes Mittel zur Untersuchung des Risswachstums. Durch diese Maßnahme wird jedoch das mechanische Verhalten des Schienenprofils stark beeinflusst. Die resultierende Reduzierung der Gestaltfestigkeit beschränkt sich nicht nur auf das abgeminderte Widerstandsmoment des Profils, sondern in größerem Maße auf die Spannungskonzentration in der Kerbe, welche zu einer frühzeitigen Rissbildung führt.

Vorliegende Erfahrungen aus Dauerschwellprüfungen in 4-Punkt-Biegeversuchen an nicht gekerbten Schienen zeigen Bruchbilder, welche zum Teil deutlich von den Ergebnissen der hier durchgeführten Untersuchung abweichen. Während die Kerbe in der Mitte des Schienenfußes bewirkt, dass das Risswachstum immer von der Profilachse ausgeht, liegt die Ermüdungsbruchfläche nicht gekerbter Schienenproben nur selten exakt in der Mitte des Schienenfußes. Stattdessen geht der Riss von zufällig vorhandenen Oberflächenfehlern oder Inhomogenitäten des Werkstoffs aus. (Dies begründet auch, warum die 4-Punkt-Biegeschwellprüfung der 3-Punkt-Prüfung vorzuziehen ist, da der breitere Bereich einer konstanten Biegemomentbeanspruchung zwischen den zwei Lasteinleitungspunkten eine Zuordnung des Bruchereignisses zur aufgetragenen Belastung erlaubt.) Der Gewaltbruch nicht gekerbter Schienenproben verläuft häufig diagonal durch das Profil zum Schienenkopf und nur selten senkrecht (wie bei den gekerbten Schienenproben). Bei nicht gekerbten Schienenproben ist tendenziell ein Zusammenhang zwischen der Position (in lateraler Richtung) und der Größe der Ermüdungsbruchfläche zu erkennen. So sind die Ermüdungsbruchflächen tendenziell größer, je weiter sie von der Profilachse entfernt liegen. Das bedeutet, dass der Gewaltbruch von im Bereich der Schienenfußkante initialisierten Rissen erst nach längerem Ermüdungsrisswachstum erfolgt als bei Rissen, welche von der Profilachse ausgehen. (Die Zuordnung zur Lastspielzahl mit Risswachstum kann bei nicht gekerbten Schienenproben nicht erfolgen, da der Beginn des Risswachstums nicht bekannt ist.) Eine mögliche Ursache für diesen Zusammenhang könnte die Überlagerung der externen Lastspannungen mit vorhandenen Eigenspannungen im Profilquerschnitt sein. Da im Bereich der Schienenfußkante Druck-Eigenspannungen vorliegen, könnten sich diese günstig auf die Gesamtbeanspruchung auswirken.

Da der Hintergrund der hier durchgeführten Untersuchung die Betrachtung des Risswachstums ist, muss diese Einschränkung (Abweichung vom mechanischen Verhalten einer nicht gekerbten Schienenprobe) in Kauf genommen werden. Das hat zur Folge, dass die erlangten Ergebnisse zur Gestaltfestigkeit nicht direkt auf ungekerbte Schienen übertragbar sind. Somit liefern die hier erlangten Versuchsergebnisse keine Rückschlüsse darauf, ob ein bestimmter Schientyp eher zur Rissbildung neigt. Ebenso kann aus den Ergebnissen nicht abgeleitet werden, ob ein bestimmter Schientyp früher oder später Ermüdungsversagen zeigt.

### 6.4.3 Voruntersuchungen zur Wahl der geeigneten Kerbform Pretest with variation of shape of notch

Für die Konditionierung der Schienenproben wurde das Verhältnis  $a/c=0,2$  für die Kerbgeometrie gewählt. Neben dem beschriebenen Größenverhältnis sind die Neigung der Kerbflanken und die absolute Größe der Kerbe entscheidend für das Risswachstum unter dynamischer Biegezugbelastung. In Vorversuchen mit vereinfachter Kerbform wurden die Neigung der Kerbflanken zwischen  $45^\circ$  und  $60^\circ$  und die Tiefe der Kerbe zwischen  $a = 2,5$  mm und  $a = 5,0$  mm variiert. (Anstelle der elliptischen Geometrie wurden für die Vorversuche Kerben in Schienenproben gefräst, welche über die Kerbbreite  $2c$  eine konstante Tiefe hatten.)

In den Vorversuchen zur Wahl der geeigneten Kerbform für die Probenkonditionierung wurde die Unterlast der Dauerschwellbelastung entsprechend einer rechnerischen Unterspannung von  $\sigma_U = 126$  N/mm<sup>2</sup> für eine nicht konditionierte Schienenprobe (Ansatz des Widerstandsmomentes ohne Kerbe) gewählt. Diese Unterspannung begründet sich mit Ansatz ungünstiger Tieftemperaturverhältnisse und den daraus resultierenden Zugspannungen im Schienenprofil.

- $\Delta T = 50$  K (gegenüber neutraler Verschweißtemperatur der Schiene)
- $E_{\text{Stahl}} = 210.000$  N/mm<sup>2</sup>
- $\alpha_T = 1,2 \cdot 10^{-5}$
- $\rightarrow \sigma_T = 50 \cdot 210.000 \cdot 1,2 \cdot 10^{-5} = 126$  N/mm<sup>2</sup> =  $\sigma_U$

Die Vorversuche wurden mit einer Schwingbreite (Verkehrslastspannung) von  $\Delta\sigma = 100$  N/mm<sup>2</sup> gestartet. Konnte nach 1 Million Lastspielen kein Risswachstum erzeugt werden, wurde die Schwingbreite um  $50$  N/mm<sup>2</sup> gesteigert.

Bei Konditionierung der Schienenprobe mit einer Neigung der Kerbflanken von  $60^\circ$  (entspricht einer Neigung von  $30^\circ$  gegenüber der Schienenfußunterseite) und Kerbabmessungen von  $a = 2,5$  mm und  $2c = 25$  mm wurde über jeweils 1 Million Lastspiele mit einer Schwingbreite  $\Delta\sigma = 100$  N/mm<sup>2</sup> und auch mit einer Schwingbreite  $\Delta\sigma = 150$  N/mm<sup>2</sup> kein Risswachstum erzeugt. Erst in der dritten Laststufe (Schwingbreite  $\Delta\sigma = 200$  N/mm<sup>2</sup>) kam es zur Rissbildung und anschließend innerhalb von etwa  $50.000$  Lastspielen zum Bruch der Schienenprobe. Die in den Vorversuchen gewählte Kerbgeometrie mit konstanter Kerbtiefe über die Breite (anstelle einer elliptischen Kerbform mit maximaler Tiefe in der Mitte der Kerbe) erwies sich als ungeeignet, um einen einzelnen Riss zu erzeugen: Das Bruchbild nach Versagen zeigte die Entstehung von zwei unabhängigen Rissen im Bereich der Kerbe mit konstanter Tiefe (siehe Abbildung 6-11).

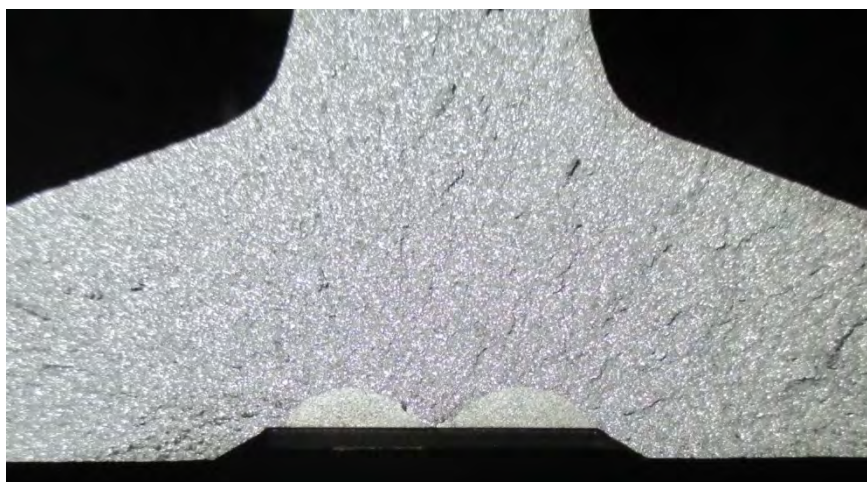


Abbildung 6-11: Bruchfläche mit zwei unabhängigen Risswachstumsbereichen bei Kerbform mit konstanter Tiefe (Vorversuch)

Figure 6-11: Fractured surface with two independent areas of crack growth at test sample with notch geometry of constant depth (pretest)

Hatten die Schienenproben eine Kerbe mit einer Flankensteilheit von  $45^\circ$ , konnte bereits bei Dauerschwellbelastungen mit Schwingbreiten von  $100 \text{ N/mm}^2$  bzw.  $150 \text{ N/mm}^2$  ein Risswachstum erzeugt werden. Wurde bei dieser Kerbgeometrie (Flankensteilheit:  $45^\circ$ ;  $a/c = 0,2$ ) die absolute Größe der Kerbe variiert ( $a = 2,5 \text{ mm}$  bis  $a = 5,0 \text{ mm}$ ) zeigte sich bei Proben mit größerer Kerbe (ab  $a = 4,0 \text{ mm}$ ) ein frühes Gewaltbruchereignis mit einer nur schwach ausgeprägten Entwicklung des Risswachstums in die Tiefe (siehe Abbildung 6-12). Da die übliche Ermüdungsbruchfläche unter Biegezugbelastung eine halb elliptische Form hat, wurden für weitere Untersuchungen kleinere Abmessungen der Kerbe gewählt.



Abbildung 6-12: Bruchfläche mit schwach ausgeprägtem Tiefenwachstum des Risses bei Kerbe mit Tiefe  $a = 4,0 \text{ mm}$  (Vorversuch)

Figure 6-12: Fractured surface with poor developed crack growth in depth at test sample with notch depth  $a = 4,0 \text{ mm}$  (pretest)

Auf Basis von fünf Vorversuchen wurde für das Prüfprogramm der großmaßstäblichen Ermüdungsversuche an konditionierten Schienenproben eine Kerbform gewählt, die für alle Proben unverändert beibehalten wurde. Diese Kerbe hat bei elliptischer Form

(maximale Kerbtiefe in der Mitte der Kerbe) eine Flankenneigung von  $45^\circ$ , eine maximale Tiefe von  $a = 2,5 \text{ mm}$  und eine Breite von  $2c = 25 \text{ mm}$  (entsprechend einem Seitenverhältnis von  $a/c = 0,2$ ). Die Breite der Kerbe in der „tiefsten Frässpur“ beträgt  $0,2 \text{ mm}$ . Abbildung 6-13 verdeutlicht die gewählte Kerbform.

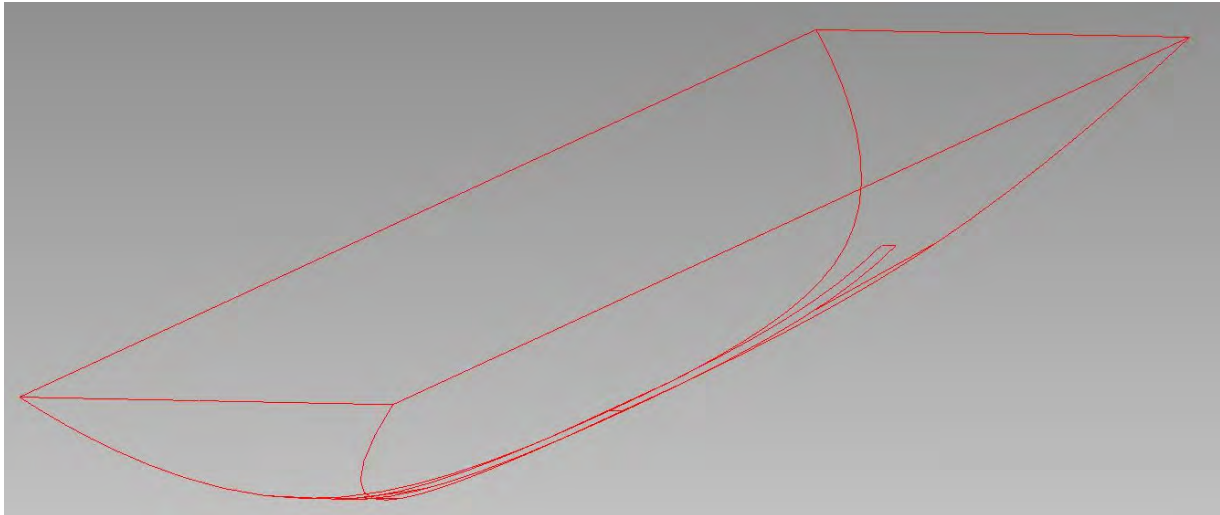


Abbildung 6-13: Isometrische Darstellung der gewählten Kerbgeometrie

Figure 6-13: Isometric sketch of chosen notch geometry

#### **6.4.4 Erfassung des Risswachstums mit Dehnungsmessstreifen (DMS) Recording of crack growth with strain gauges**

Die Vorüberlegung für das gewählte Messkonzept war, dass ein Risswachstum unter dynamischer Schwellbelastung zu einer Umlagerung der Spannungsverläufe in der Umgebung des Risses führt. Zur Ermittlung von Spannungen bzw. Erfassung von Spannungsänderungen auf belasteten Stahlbauteilen eignet sich die Verwendung von Dehnungsmessstreifen (DMS). Wird die Schienenprobe in der 4-Punkt-Biegeprüfung vertikal belastet (Biegezugspannung am Schienenfuß), liefert der DMS an der Schienenfußunterseite die entsprechende Dehnung. Sobald neben dem DMS ein Riss entsteht, verringert sich der Messwert der Dehnung, da die Umgebung des Risses infolge „Entkoppelung“ weniger gedehnt wird. Weil der Ort der Rissentstehung (Kerbe) bekannt ist, ist auch die Lage des DMS zum späteren Riss definiert. Somit wird es möglich, anhand der Ergebnisse der Einzelversuche (Größe der Ermüdungsbruchfläche beim Bruchereignis und erfasste Dehnungsänderung zum Zeitpunkt des Bruchs gegenüber der ursprünglichen Dehnung) das Messsystem zu kalibrieren.

Zur Wahl der geeigneten Lage von DMS zur Erfassung von Risswachstum wurden in den Vorversuchen DMS (Messgitterlänge:  $6 \text{ mm}$ ) an verschiedenen Positionen in der Umgebung der Kerbe appliziert (siehe Abbildung 6-14).

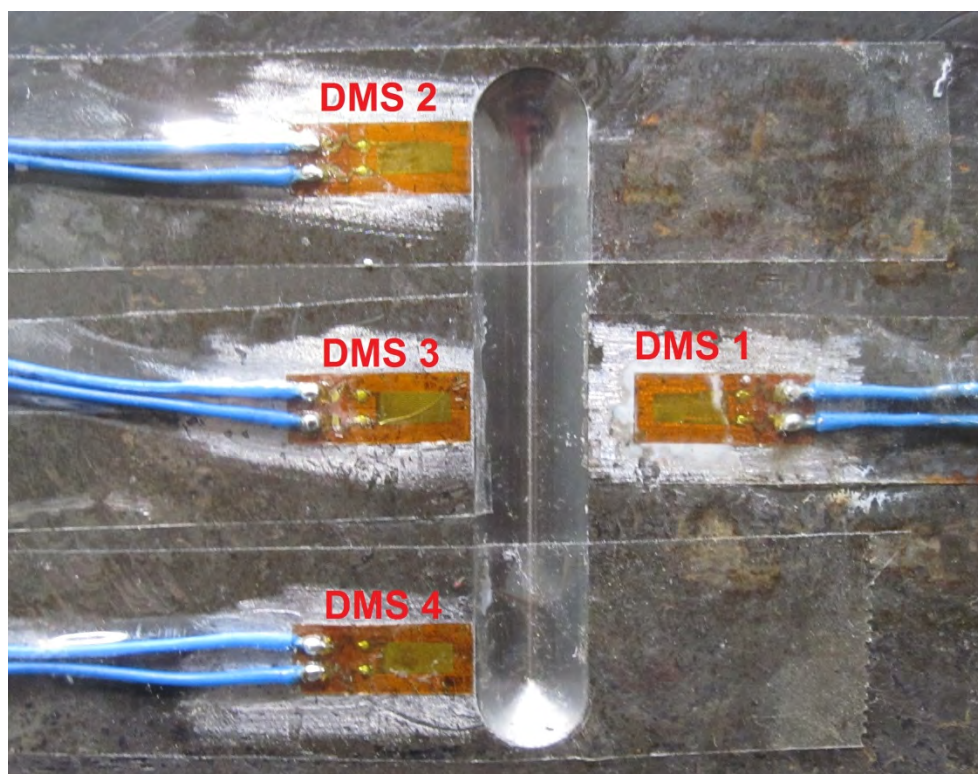


Abbildung 6-14: Variation der DMS-Position in Vorversuchen

Figure 6-14: Variation of strain gauge position in pretests

Da die Kerbe an der Schienenfußunterseite bereits vor der Entstehung eines Risses eine Umlagerung der Spannungsverläufe bewirkt, lieferten alle vier DMS von Beginn der Belastungsprüfung an Dehnungswerte, welche von der rechnerisch zur aufgebrachtten Biegemomentbeanspruchung korrespondierenden Dehnungen einer nicht vorkonditionierten Schienenprobe abweichen. So zeigte der am weitesten von der Kerbe entfernte DMS 1 (Abstand von der Mitte der Kerbe zur Mitte des Messgitters: 15 mm) unter Biegezugbelastung der Schiene den größten Dehnungswert der vier DMS (etwa 75% der Dehnung einer nicht gekerbten Schienenprobe), da er am geringsten von der Spannungsumlagerung an der Kerbe beeinflusst wird. Die DMS 2 bis 4, welche direkt an der Kerbe appliziert wurden (Abstand von der Mitte der Kerbe zur Mitte des Messgitters: 10 mm), lieferten zu Beginn der Prüfung untereinander vergleichbare Dehnungswerte von 55% bis 60% der Dehnung einer nicht gekerbten Schienenprobe. Im Verlauf der Prüfung (dynamische Belastung zwischen konstanter Ober- und Unterlast) blieben die Messwerte der maximalen und minimalen Dehnung an allen vier Messpunkten zunächst konstant. Während die Dehnungswerte von DMS 2 und DMS 4 bis zum Bruchereignis nahezu unverändert blieben, zeigten zunächst DMS 3 und mit geringer Verzögerung der weiter entfernte DMS 1 etwa 100.000 Lastspiele vor dem Bruchereignis einen kontinuierlichen Abfall des Dehnungswertes, entsprechend der Registrierung eines vorhandenen Risswachstum (siehe Abbildung 6-15).

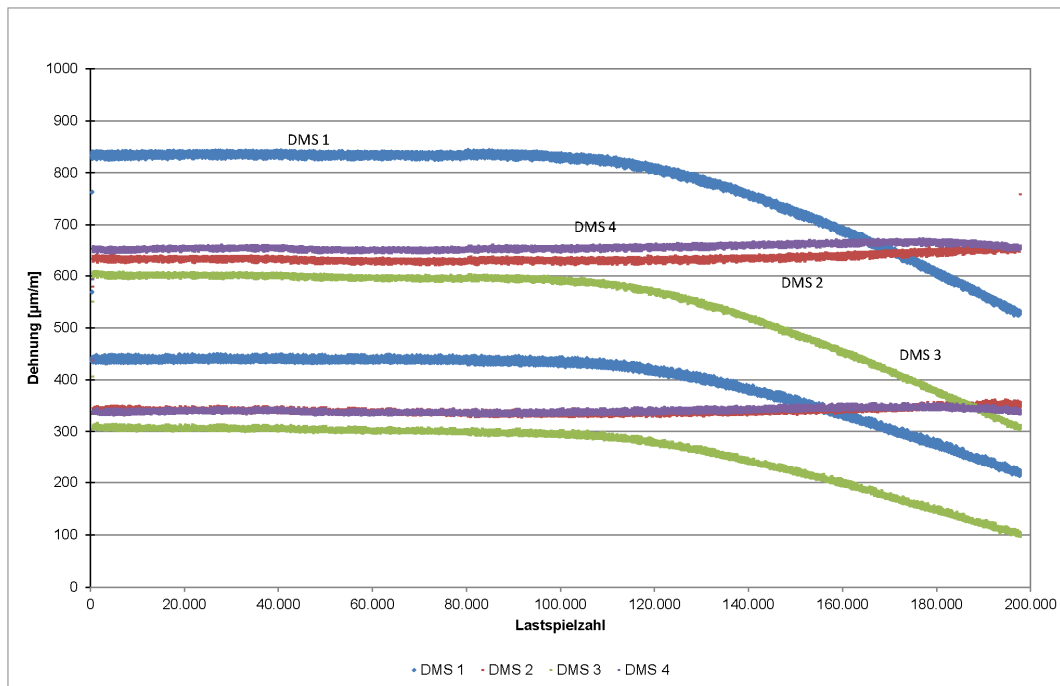


Abbildung 6-15: Einfluss der DMS-Position (siehe Abbildung 6-14) auf die Erfassung des Risswachstums

Figure 6-15: Effect of position of strain gauge (see Figure 6-14) on measurement of crack growth

Die beiden DMS an den Enden der Fräskerbe (DMS 2 und DMS 4) lieferten demnach keine brauchbaren Messwerte zur Registrierung des Risswachstums. DMS 1 und DMS 3 konnten dagegen das Risswachstum sichtbar machen. Es erscheint zweckmäßig, den DMS möglichst nah an der Kerbe zu positionieren, um ein hervorgerufenes Risswachstum frühzeitig zu erkennen (DMS 3). In weiteren Prüfungen zeigte sich jedoch, dass auch in weiterer Entfernung applizierte DMS erforderlich sind, um den Verlauf des Risswachstums im „späten Stadium“ (kurz vor dem Bruchereignis) zielführend zu erfassen. Für die Prüferie der großmaßstäblichen Ermüdungsprüfungen wurde schließlich die in Abbildung 6-16 dargestellte Positionierung von DMS festgelegt. Hierbei wurden kleinere DMS (Messgitterlänge: 3 mm) mit seitlichen Lötstützpunkten gewählt, um noch näher an der Kerbe das Risswachstum erfassen zu können.

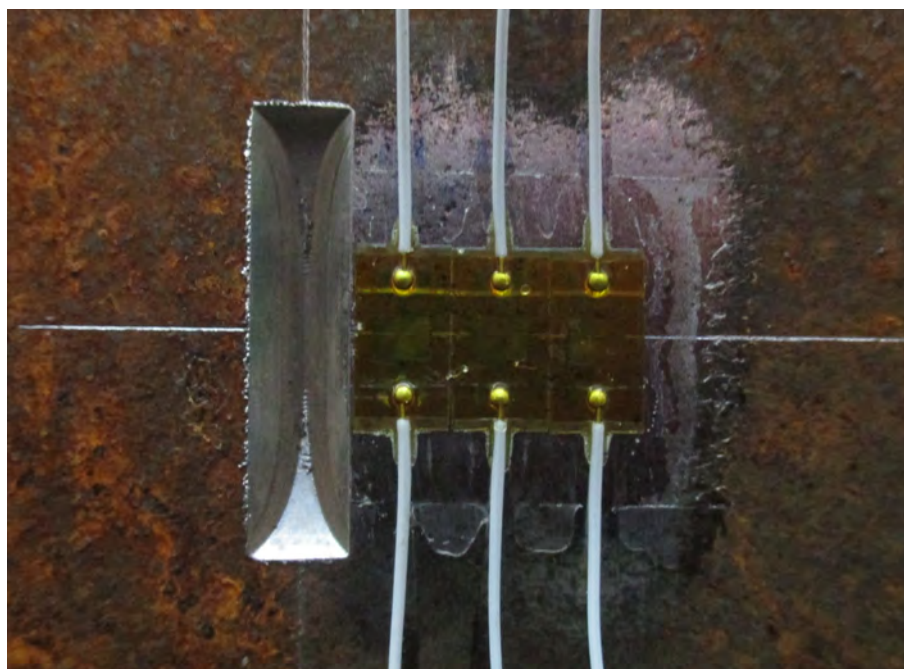


Abbildung 6-16: Gewählte DMS-Positionierung neben elliptischer Kerbe

Figure 6-16: Chosen positioning of strain gauges beside elliptic notch

Mit gemäß Abbildung 6-16 applizierten DMS direkt neben der elliptischen Kerbe wurde in der gesamten Prüferserie (nach den Vorversuchen) das Risswachstum unter dynamischer Biegezugbelastung erfasst. Die Messgitterrichtung entsprach der Schienenlängsrichtung. Der direkt an der Kerbe positionierte DMS 1 (Abstand von der Mitte der Kerbe zur Mitte des Messgitters: 6 mm) zeigte stets als erster Sensor Signaländerungen (Dehnungsabfall), welche dem Beginn des Risswachstums zugeordnet wurden. Mit Verzögerung folgten der Dehnungsabfall an DMS 2 (Abstand 12 mm) und an DMS 3 (Abstand: 18 mm). Mit dem Bruchereignis (Versuchsende) wurden in der Regel auch die Messkabel abgetrennt, womit auch die Messwertaufzeichnung eindeutig mit dem Bruchereignis endete.

Abbildung 6-17 zeigt beispielhaft den Verlauf der erfassten Spannungen in Abhängigkeit der Lastspielzahl. Für die Umrechnung der gemessenen Dehnungen in Zugspannungen an der Schienenfußunterseite wurde in allen Einzelversuchen ein Elastizitätsmodul von  $E_{\text{Stahl}} = 210.000 \text{ N/mm}^2$  angesetzt. (Die differenzierte Betrachtung spezifischer Elastizitätsmodulen gemäß Kapitel 5.7, wonach die Zugversuche ergaben, dass die drei verschiedenen, zur Untersuchung stehenden Schientypen unterschiedliche Elastizitäten aufweisen, war für die Messungen der großmaßstäblichen Ermüdungsprüfungen nicht erforderlich, da hier lediglich Signaländerungen und nicht absolute Messwerte ausgewertet wurden.)



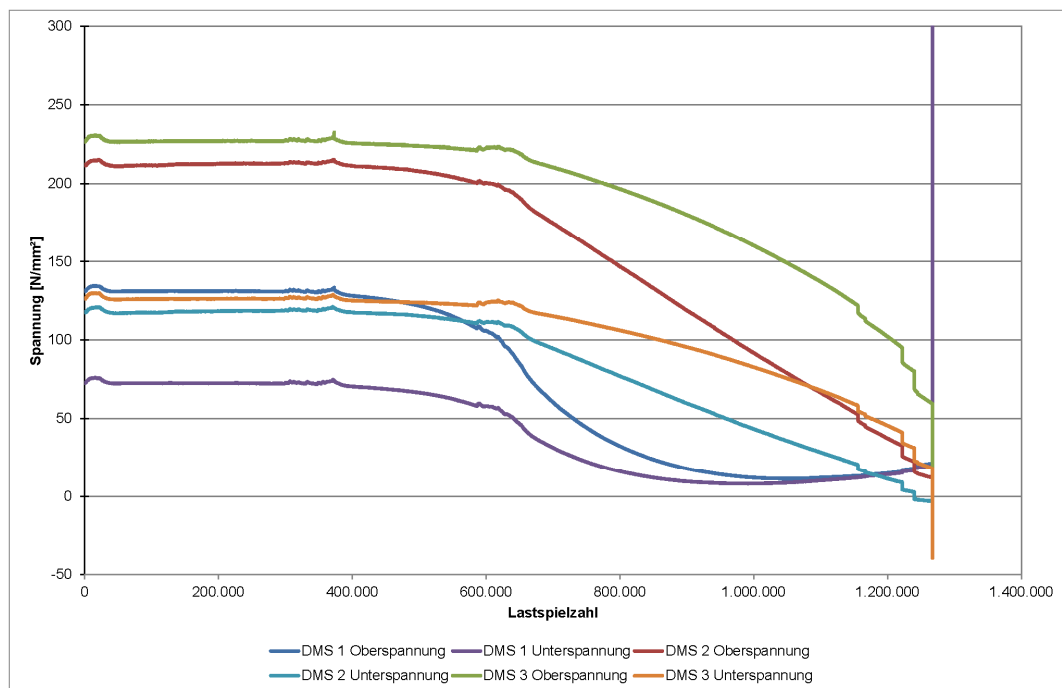


Abbildung 6-17: Spannungsverlauf (Schienenlängsrichtung) neben Kerbe bis zum Bruchereignis

Figure 6-17: Stress gradient (longitudinal rail direction) beside notch until rail cracking

Während die ermittelten Spannungswerte an DMS 2 und DMS 3 im Versuchsverlauf kontinuierlich abfallen, zeigt DMS 1 bei der Oberlast wie auch bei der Unterlast einen erneuten Anstieg der Spannung zum Ende der Belastungsprüfung. Die Ursache hierfür konnte durch Applikation weiterer drei DMS (mit Messgitterrichtung lateral zur Schienenlängsrichtung) auf der gegenüberliegenden Seite der Kerbe geklärt werden (siehe Abbildung 6-18). So zeigt der Spannungsverlauf in Querrichtung des „DMS 1-quer“ zum selben Zeitpunkt einen entsprechenden Krümmungswechsel mit umgekehrtem Vorzeichen (siehe Abbildung 6-19). Die Dehnungsmessung direkt an der Kerbe scheint also durch die deutliche Umlagerung der Spannungsrichtung bei Risswachstum nicht nur von Längsdehnung, sondern auch von Querstauchung beeinflusst zu sein. (Die physikalische Messgröße von DMS ist der elektrische Widerstandes des Messgitters. Dehnungen und Stauchungen von DMS erzeugen eine Veränderung des Verhältnisses zwischen Messgitterlänge und Messgitterquerschnitt. Stauchungen lotrecht zum Messgitter verursachen somit die gleiche Änderung wie Dehnungen in Längsrichtung des Messgitters.)

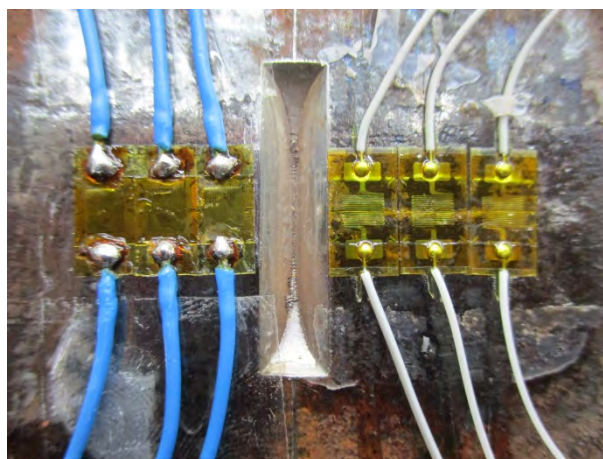


Abbildung 6-18: Applikation weiterer drei DMS (links) mit Messgitterrichtung lateral zur Schienenlängsrichtung

Figure 6-18: Application of three additional strain gauges (left) with direction of measurement grid lateral to longitudinal rail direction

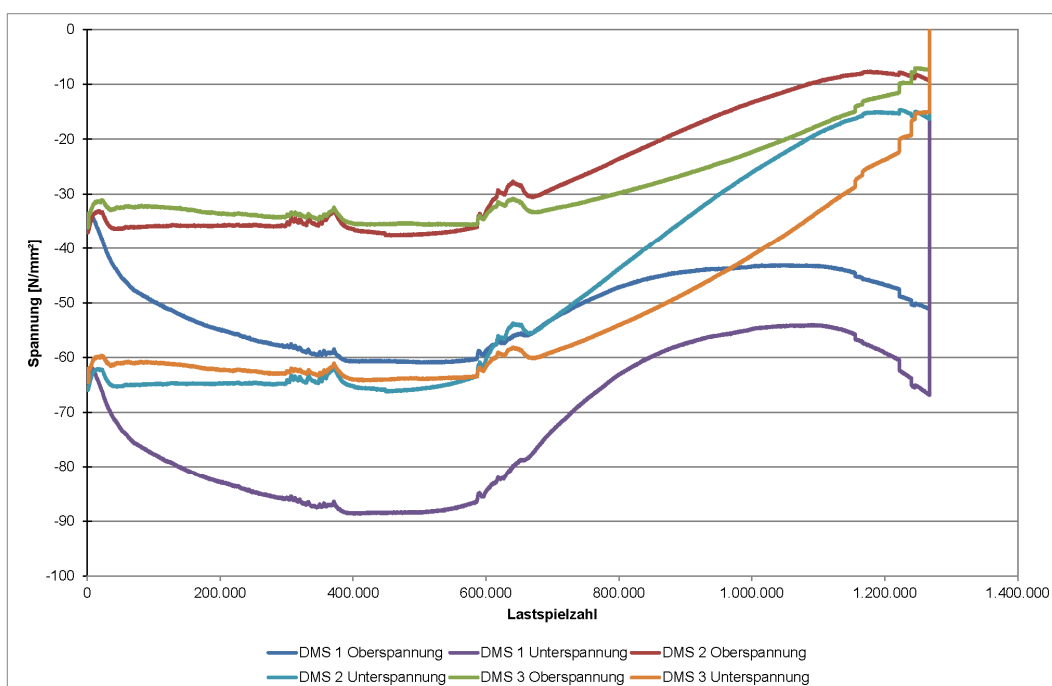


Abbildung 6-19: Spannungsverlauf (Schienenquerrichtung) neben Kerbe bis zum Bruchereignis

Figure 6-19: Stress gradient (lateral rail direction) beside notch until rail cracking

In Anbetracht dieser kaum quantifizierbaren Einflüsse der Umlagerung von Spannungsrichtungen auf den Messwert an DMS 1, kann dieser Sensor nicht für die Kalibrierung des Messsystems zum Versuchsende herangezogen werden. Somit liefert der „rissnahe“ DMS 1 lediglich Informationen zum Beginn des Risswachstums. Die weiter entfernten DMS 2 und DMS 3 können zur Kalibrierung des Messsystems zum Zeitpunkt des Bruchereignisses verwendet werden.

Als weitere Auffälligkeit zeigen die Spannungsverläufe in Abbildung 6-19 gegen Versuchsende sprunghafte Änderungen. Die Ursache hierfür wird bei Betrachtung der finalen Bruchfläche deutlich (siehe Abbildung 6-20). So ist der Rand der Ermüdungsbruchfläche von mehreren lokalen Spaltbrüchen durchsetzt, die jedoch

nicht zum Gewaltbruch des Schienenprofils führten. (Danach zeigt sich weiteres Wachstum der Ermüdungsbruchfläche.) Diese Spaltbrüche ereignen sich plötzlich und werden nicht dem Risswachstum zugeordnet. Eine mögliche Ursache für die lokalen Spaltbrüche können Inhomogenitäten der Werkstoffeigenschaften (lokale Veränderung der Zähigkeit) sein. Weil sich die Spaltbrüche jedoch in den Messwerten der DMS abbilden (durch plötzliche Abnahme der Dehnung), wird bei der Auswertung der Bruchflächen für die Kalibrierung des Messsystems die gesamte Ermüdungsbruchfläche inklusive der darin enthaltenen Spaltbrüche betrachtet. Bei der späteren Analyse der Risswachstumsgeschwindigkeit (Wachstum pro Lastspiel) werden diese Ereignisse nicht dem Ermüdungsrissswachstum zugeordnet.



Abbildung 6-20: Ermüdungsbruchfläche mit mehreren Spaltbrüchen gegen Versuchsende  
Figure 6-20: Area of fatigue fracture with several cleavage fractures towards closing the test

#### **6.4.5 Versuch der Kalibrierung des Messsystems mit Rastlinien** **Effort to calibrate measurement with beach marks**

Mit dem beschriebenen Messkonzept ist es zunächst nur möglich, den Zeitpunkt des Rissbeginns näherungsweise und den Zeitpunkt des Bruchs exakt zu erfassen. Der zwischenzeitliche Rissfortschritt während der dynamischen Belastungsprüfung ist jedoch unbekannt. Auf Basis von Empfehlungen von [Lan16b] wurde daher versucht, anhand von Rastlinien Zwischenstadien der Rissentwicklung zu verifizieren. Demnach können durch zwischenzeitliche Änderungen der Spannungsschwingbreite Rastlinien erzeugt werden, welche sich als dunkle Linien im Ermüdungsbruchgefüge abzeichnen sollen. Nach dem späteren Bruchereignis können dann entsprechende Risstiefen der korrespondierenden Lastspielzahl zugeordnet werden. In fünf Einzelversuchen wurde entsprechend der Empfehlung die planmäßige Schwingbreite ( $R = \sigma_u / \sigma_o = 0,5$ ) für etwa 50.000 Lastspiele durch Erhöhung der Unterspannung auf  $R = 0,75$  variiert und die Prüfung anschließend bei ursprünglicher Schwingbreite bis zum Bruch der Schienenprobe fortgesetzt. Abbildung 6-21 zeigt beispielhaft einen Versuch, in dem die Unterspannung entsprechend angepasst wurden.

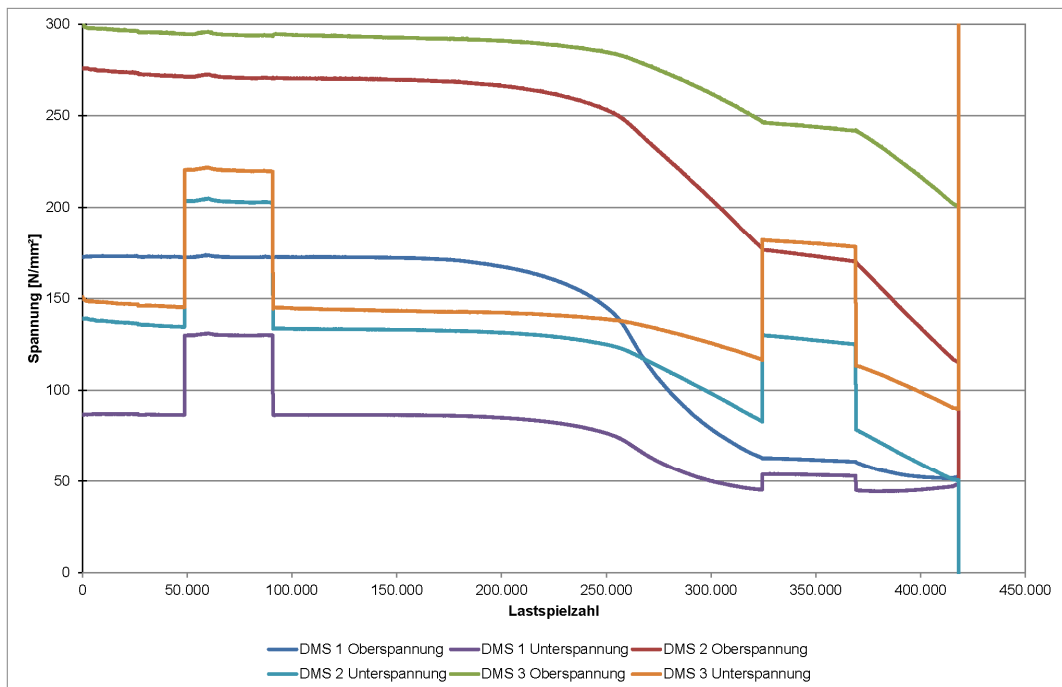


Abbildung 6-21: Spannungsverlauf neben Kerbe bei Variation der Schwingbreite

Figure 6-21: Stress gradient beside notch at variation of range

Während dieser Belastungsphasen mit  $R = 0,75$  ist zwar auch im Verlauf der erfassten Oberspannungen ein verlangsamtetes Risswachstum erkennbar, doch die Bruchfläche liefert keine verwertbaren Rastlinien. Somit scheint dieses Verfahren der Erzeugung von Rastlinien für Untersuchungen an Eisenbahnschienen ungeeignet. Abbildung 6-22 zeigt vergleichend die angestrebten Rastlinien auf einer entsprechend belasteten Flachstahlprobe nach dem Bruch im Bereich einer Schweißung (links) und die Ermüdungsbruchfläche einer Schienenprobe, welche trotz Variation der Schwingbreite während der Belastungsprüfung keine klaren Rastlinien erkennen lässt (rechts).



Abbildung 6-22: Vergleich von Bruchfläche mit angestrebten Rastlinien (links) [Lan16b] und Schienenbruchfläche ohne Rastlinien trotz Prüfung mit Spannungsvariation (rechts)

Figure 6-22: Comparison of target benchmarks (left) [Lan16b] and fractured surface of rail profile without benchmarks even though loading with stress variation (right)

Weitere Versuche mit Variation der Schwingbreite wurden verworfen, da sich nicht das erhoffte Bruchbild ergab. Maßgebend für diese Entscheidung war auch, dass Versuche mit entsprechenden Variationen für die Auswertung der Risswachstumsgeschwindigkeit nur bedingt verwertbar sind.

#### **6.4.6 Kalibrierung des Messsystems anhand der Abmessungen der Ermüdungsbruchfläche** **Calibration of measurement on basis of dimension of fractured surface**

Anstelle der Kalibrierung des Messsystems anhand von Rastlinien erfolgte die Zuordnung der DMS-Messsignale zum Risswachstum nachträglich über die Versuchsergebnisse. Der Umstand, dass die Versuchsreihe über insgesamt 40 Einzelversuche Ermüdungsbruchflächen mit sehr unterschiedlichen Abmessungen (und entsprechend unterschiedlichen Lastspielzahlen mit Risswachstum bis zum Bruch) lieferte, ermöglicht eine Zuordnung zwischen den erfassten Messwerten und den korrespondierenden Abmessungen der Ermüdungsbruchflächen, welche dem Verfahren der Rastlinienerzeugung ähnlich ist. Hierbei wurden die Änderungen der erfassten Dehnungen gegenüber dem Messwert zum Beginn der Belastungsprüfung betrachtet. (Zum Zeitpunkt des Belastungsbeginns kann unterstellt werden, dass in der Kerbe noch kein Riss vorliegt.) Diese Zuordnung ist möglich, weil die jeweils gemessene Dehnungsänderung lediglich die Folge des geometrischen Zusammenhangs ist, dass sich mit dem Risswachstum die Spannungsrichtung und somit die resultierende Dehnung am DMS ändert. Es ist hierbei nicht von Bedeutung, um welche Schienenprobe es sich handelt und in welchem Spannungsbereich die Belastung erfolgte. Einzig entscheidend bei diesem Kalibrierverfahren ist, dass alle Schienenproben hinsichtlich Kerbform und Lage der DMS zur Kerbe identisch sind.

Es wurde die Annahme getroffen, dass ein Abfall der Dehnung an DMS 1 auf 97% des Startwertes den Beginn des Risswachstums repräsentiert. (Eine genauere Festlegung des Rissbeginns war nicht möglich, um Fehlinterpretationen ungewollter externer Einflüsse auf das Messsignal, wie beispielweise einer geringen Temperaturänderung, auszuschließen.) In allen Versuchen wurde das Risswachstum zuerst an DMS1 registriert, welcher am nächsten zur Kerbe positioniert ist. Somit sind die Lastwechselzahl und die Dehnungs-Messwerte bekannt, bei welchen ein Riss zu wachsen beginnt. Dieser „97%-Wert“ wird dem Messwert zum Zeitpunkt des Bruchereignisses gegenübergestellt.

Nach dem Bruchereignis wurden die Ermüdungsbruchflächen aller Schienenproben hinsichtlich Risstiefe (maximaler vertikaler Stich), Radius der Ermüdungsbruchfläche und deren Flächenabmessung ausgewertet. (Vereinzelt vorhandene, lokale Spaltbrüche wurden für die Kalibrierung auch der Ermüdungsbruchfläche zugeordnet, da sich diese ebenso wie das Risswachstum auf die Dehnungs-Messwerte auswirken. Die Abmessungen der gefrästen Kerbe wurden weder bei der Risstiefe noch bei der Fläche des Ermüdungsbruchs mit einbezogen, da die Kerbe zum Beginn der Belastungsprüfung bzw. zum Zeitpunkt des Rissbeginns bereits vorhanden war.) Die Auswertung zeigte, dass eine Korrelation zwischen Dehnungs-Messwerten und Stich bzw. Fläche des Ermüdungsbruchs besteht. Ein Zusammenhang zum Radius der Ermüdungsbruchfläche konnte dagegen nicht hergestellt werden. Dies lässt sich damit

erklären, dass mit der gewählten Kerbform offensichtlich eine zu geringe Krümmung der Ellipse vorlag. Dadurch war kein eindeutiger Startpunkt (Tiefpunkt der Kerbe) für das Risswachstum gegeben. Beispielhaft zeigt Abbildung 6-23 die Ermüdungsbruchfläche eines Versuchs, bei dem an zwei Punkten in der Kerbe der Riss zu wachsen begann.



Abbildung 6-23: Von zwei Startpunkten ausgehendes Risswachstum

Figure 6-23: Growth of fracture with initialization from two positions

Abbildung 6-24 zeigt, dass in den durchgeführten Versuchen eine Korrelation zwischen der Flächenabmessung und der Tiefe („Stich“) der Ermüdungsbruchfläche besteht. Zum Radius kann jedoch kein klarer Zusammenhang hergestellt werden. Die starke Streuung der Radien bei kleinen Flächenabmessungen bestätigt die zu geringe Krümmung der Kerbform als Ursache für diesen fehlenden Zusammenhang.

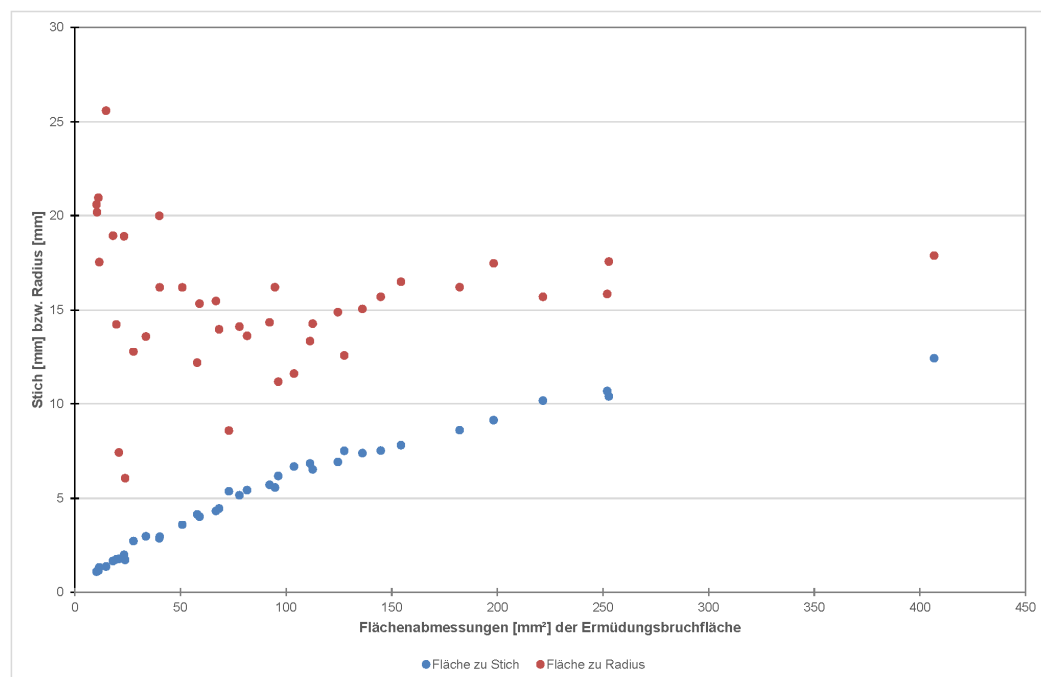


Abbildung 6-24: Korrelation von Fläche und Stich, fehlender Bezug zum Radius.

Figure 6-24: Correlation of fracture area and depth, missing relation to radius.

Die Messwerte von DMS 1 zum Zeitpunkt des Bruchereignisses erwiesen sich als ungeeignet für die Zuordnung zu den Abmessungen der Bruchfläche. (Siehe Abbildung 6-3-8 in Kapitel 6.4.4, wonach DMS 1 zum Versuchsende infolge Umlagerung der Spannungsrichtung wieder eine Zunahme der Dehnung erfährt.) DMS 2 und DMS 3 konnten dagegen verwendet werden, um einen Zusammenhang zwischen der

gemessenen Dehnungsänderung und der Tiefe (siehe Abbildung 6-24) bzw. der Fläche des Ermüdungsrisses (siehe Abbildung 6-25) mit einem Bestimmtheitsmaß von  $R^2 > 0,9$  (bei Auswertung von 39 Einzelversuchen) herzustellen. Die beiden Abbildungen zeigen die Messwerte der drei Dehnungsmessstreifen bei Aufbringung der Oberlast unmittelbar vor dem Bruchereignis in Gegenüberstellung zum Stich und zur Fläche des Ermüdungsbruchs.

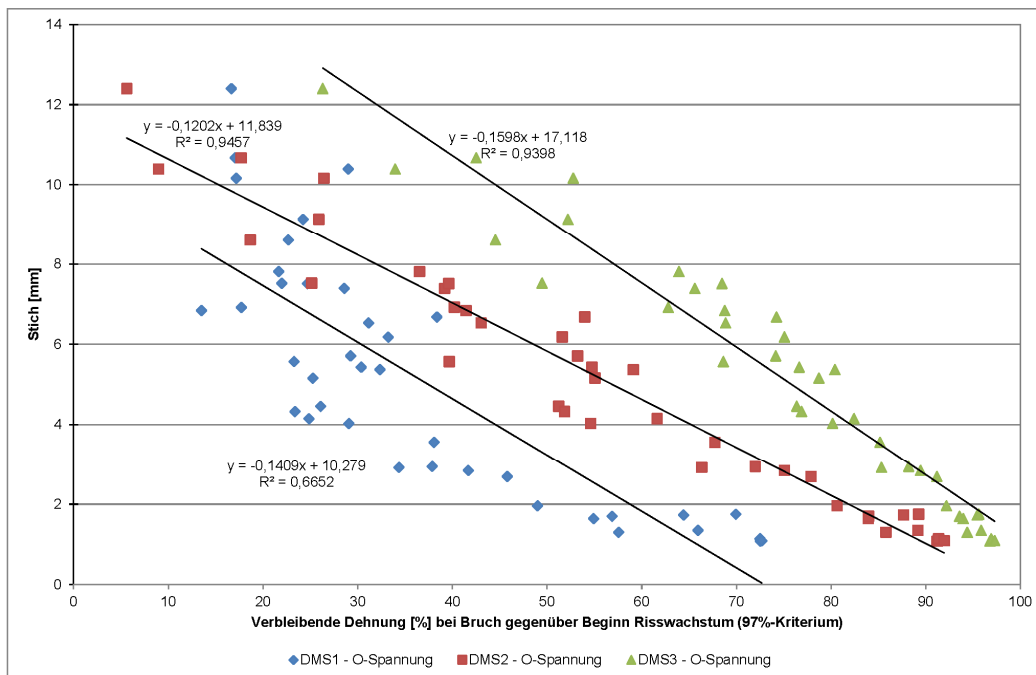


Abbildung 6-25: Zusammenhang zwischen Risstiefe (Stich [mm]) und verbleibender Dehnung neben dem Riss unmittelbar vor dem Bruchereignis

Figure 6-25: Correlation between fracture depth [mm] and remaining strain beside fracture just before cracking occurred

Demnach kann die Risstiefe (Stich) anhand von DMS 2 als lineare Funktion mit einem Bestimmtheitsmaß von  $R^2 = 0,95$  formuliert werden. Die Flächenabmessungen des Ermüdungsbruchs können über eine Polynomfunktion 2. Grades auf Basis der Messwerte von DMS 3 mit einem Bestimmtheitsmaß von  $R^2 = 0,94$  abgebildet werden. (DMS 1 liefert dagegen für beide Betrachtungen eine unzureichende Präzession.) Diese Zuordnung wurde im Weiteren verwendet, um den Ermüdungsfortschritt während einer Belastungsprüfung zu verifizieren:

$$\text{Tiefe [mm]} = -0,1202 * \text{verbl. Dehnung DMS 2 [\%]} + 11,839 \quad (6-10)$$

$$\begin{aligned} \text{Fläche [mm}^2\text{]} &= 0,0327 * \text{verbl. Dehnung DMS 3 [\%]}^2 - 8,7822 \\ &* \text{verbl. Dehnung DMS 3 [\%]} + 558,06 \end{aligned} \quad (6-11)$$

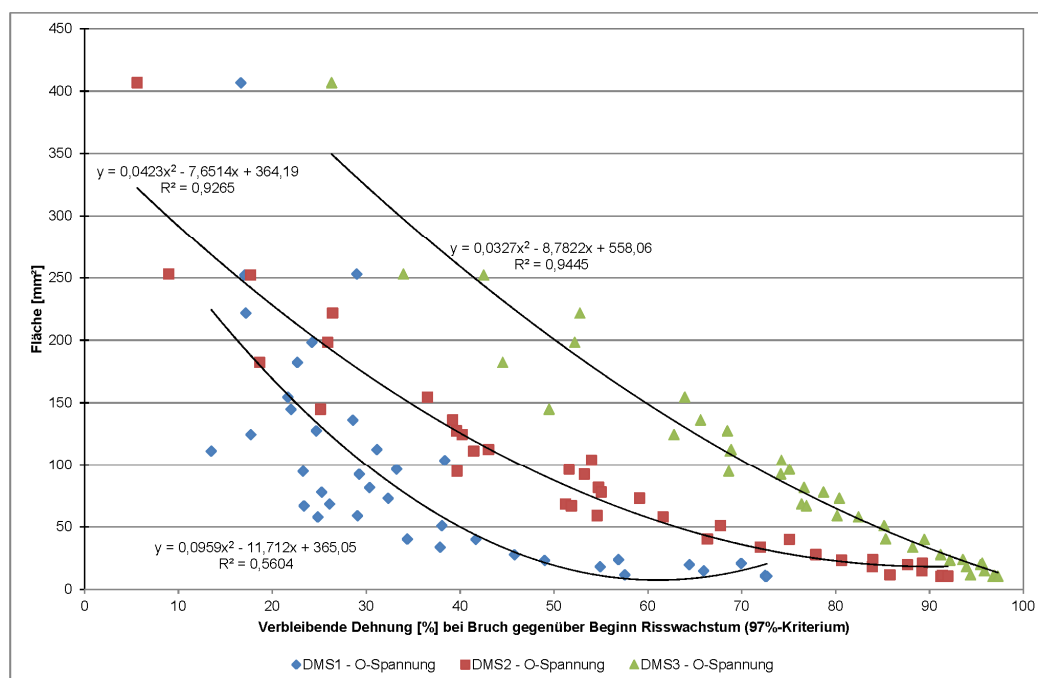


Abbildung 6-26: Zusammenhang zwischen Ermüdungsbruchfläche [mm<sup>2</sup>] und Dehnungsänderung neben Riss

Figure 6-26: Correlation between fracture area [mm<sup>2</sup>] and change of strains beside fracture

Das annähernd identische Bestimmtheitsmaß der Signale beider DMS für beide Betrachtungen (Tiefe und Fläche) ließe vermuten, dass man beide Signale auch für die jeweils andere geometrische Größe der Ermüdungsbruchfläche nutzen könnte. Die Verwendung von DMS 2 für die Verifizierung der Bruchtiefe und DMS 3 für die Bruchfläche lässt sich jedoch durch weitere Aspekte begründen. So verläuft die lineare Funktion aus DMS 2 annähernd durch den Nullpunkt (100 % Dehnungswert  $\approx$  0 mm Bruchtiefe), während die Funktion, welche sich aus DMS 3 für die Bruchtiefe ergibt zu Versuchsbeginn bereits eine Bruchtiefe von über 1 mm unterstellt. Für die Flächenabmessungen des Ermüdungsbruchs ergäbe dagegen DMS 2 zu Versuchsbeginn zunächst eine Abnahme der Bruchfläche. (Der Tiefpunkt der Polynomfunktion aus DMS 2 liegt bei einem Wert der verbleibenden Dehnung von etwa 90%.) Dies ergibt sich daraus, dass in den durchgeführten Versuchen die „frühesten Gewaltbrüche“ bei einer Flächenabmessung des Ermüdungsbruchs von etwa 10 mm<sup>2</sup> auftraten (entsprechend einem Messsignal an DMS 2 von 91%). Die Polynomfunktion aus DMS 3 hat dagegen „von Versuchsbeginn an“ (100% verbleibende Dehnung) keinen Wendepunkt und eignet sich somit auch, um den Verlauf des Flächenwachstums von Risswachstumsbeginn an zu verifizieren. (Die Steigung der Funktion der Flächenbetrachtung aus DMS 3 beträgt bei 100% verbleibender Dehnung  $m = 2,2749$  und wächst mit jedem Prozent Dehnungsabfall um  $\Delta m = 0,0654$ .) Abbildung 6-27 verdeutlicht diese Zusammenhänge.



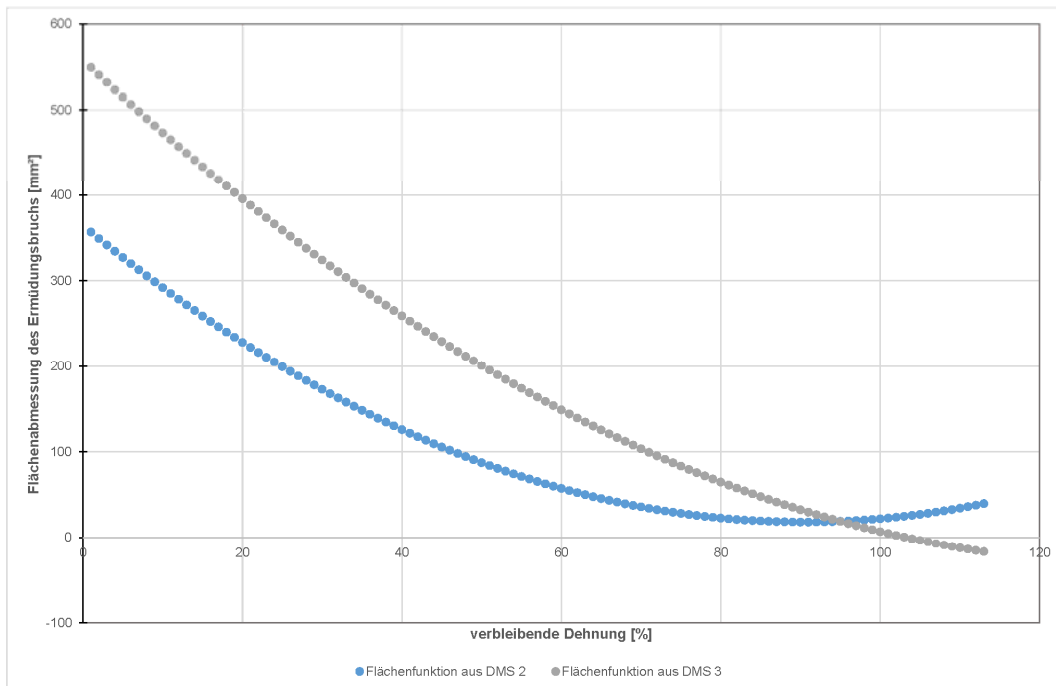


Abbildung 6-27: Vergleich der Polynomfunktion aus DMS 2 (ungeeignet) und DMS 3 (geeignet) für die Verifizierung des Flächenwachstums des Ermüdungsbruchs

Figure 6-27: Comparison of polynomial function of DMS 2 (not suitable) and DMS 3 (suitable) for verification of growth of fatigue fracture area

#### 6.4.7 Durchführung und Auswertung der großmaßstäblichen Ermüdungsversuche Execution and evaluation of large scale fatigue tests

Das Prüfprogramm betrachtete ausschließlich vorkonditionierte Schienenproben, welche alle mit der identischen Kerbe (elliptische Kerbform) präpariert wurden. Die Prüfungen wurden an allen drei zur Untersuchung stehenden „Schientypen“ des Profils 60E2 („R260A“, „R260B“ und „R350“) durchgeführt.

Bedingt durch die begrenzten Abmessungen der für das Fräsen der Kerben verwendeten Fräsmaschine wurden alle Schienenproben auf eine Länge von 1000 mm zugeschnitten. Auf halber Länge wurde anschließend die Fräskerbe an der Schienenfußunterseite in Profilachse eingebracht (Kerbrichtung lateral zur Schienenlängsrichtung). Abbildung 6-28 zeigt eine Schienenprobe mit mittig eingebrachter Kerbe in der Fräsmaschine.



Abbildung 6-28: Schienenprobe in der Fräsmaschine mit Kerbe auf der Schienenfußunterseite

Figure 6-28: Rail sample in milling machine with notch on bottom side of rail foot

Nach der anschließenden Applikation von DMS wurden die Schienenproben im Prüfrahmen für die 4-Punkt-Biegezugbelastung eingebaut. Hierbei wurde ein Auflagerabstand von 950 mm und ein Abstand zwischen den beiden Lasteinleitungspunkten von 125 mm gewählt. Auflager und Lasteinleitungspunkte sind gelenkig ausgeführt (drehbare Rollen), womit keine Zwängung infolge Durchbiegung der Schienenprobe hervorgerufen wird. Abbildung 6-30 zeigt eine bemaßte Schemaskizze und Abbildung 6-30 den tatsächlichen Prüfaufbau.

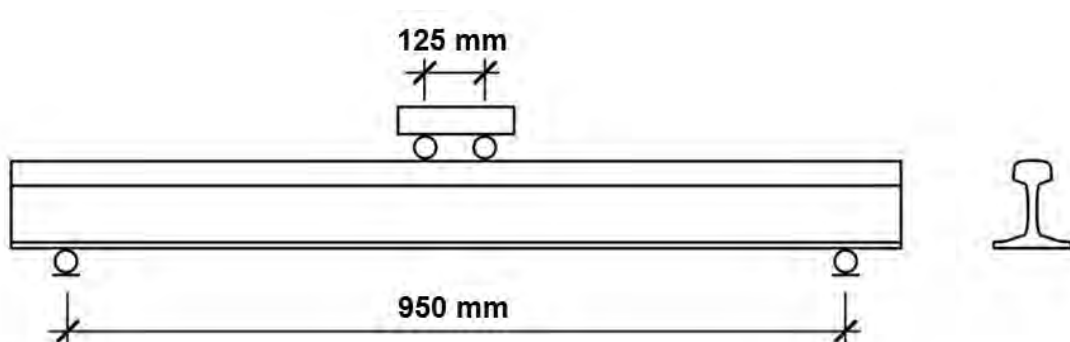


Abbildung 6-29: Schemaskizze der 4-Punkt Biegezugprüfung

Figure 6-29: Sketch of 4-point bending tensile test



Abbildung 6-30: Prüfaufbaus der 4-Punkt Biegezugprüfung

Figure 6-30: Test set-up of 4-point bending tensile test

Vor der hier durchgeführten Untersuchung lagen noch keine Erfahrungen vor, welche Spannungen und Spannungsschwingbreiten zweckmäßig sind, um Ermüdungsbrüche in gekerbten Eisenbahnschienen zu erzeugen. Entsprechend vorliegender Erfahrungen aus Laboruntersuchungen an nicht gekerbten, „originalen“ Eisenbahnschienen liegt die mittlere Gestaltfestigkeit unter vertikaler Biegezugbelastung mit  $R = 0,1$  (Unterspannung = 10% der Oberspannung) zwischen  $300 \text{ N/mm}^2$  und  $400 \text{ N/mm}^2$ . Hierbei gilt entsprechend einschlägiger Normenvorgaben, dass der Dauerfestigkeitsnachweis vorliegt, wenn eine dynamische Biegezugbelastung über 5 Millionen Lastspiele nicht zum Bruch der Probe führt. Es war zu erwarten, dass gekerbte Schienenproben keine entsprechend große Spannungsschwingbreite dauerhaft abtragen können.

Wie in Kapitel 6.4.3 beschrieben, wurden im Anschluss an die Festlegung der geeigneten Kerbform weitere Vorversuche mit Variation der Lastspannungen durchgeführt, um einen zweckmäßigen Spannungsbereich für das vergleichende Versuchsprogramm zu ermitteln. Ausgehend von einer Unterspannung von  $\sigma_U = 126 \text{ N/mm}^2$  konnten hierbei zwei Schienenproben eine Spannungsschwingbreite von  $\Delta\sigma = 100 \text{ N/mm}^2$  ( $\sigma_O = 226 \text{ N/mm}^2$ ) ohne Risswachstum über 5 Millionen Lastspiele abtragen. Auch bei Erhöhung der Lastspannungen auf  $\sigma_U = 135 \text{ N/mm}^2$  und  $\sigma_O = 270 \text{ N/mm}^2$  (entsprechend  $R = 0,5$ ) kam es bei einer Probe über 5 Millionen Lastspiele zu keinem messbaren Risswachstum. Erst die anschließende Erhöhung der

Lastspannungen auf  $\sigma_U = 150 \text{ N/mm}^2$  und  $\sigma_O = 300 \text{ N/mm}^2$  führte nach weiteren 500.000 Lastspielen zum Bruchereignis.

Auf Basis der Erkenntnisse zur Risswachstumsgeschwindigkeit in ersten Versuchen dieser Prüfserie mit Variation des Spannungsbereichs wurde für das endgültige Prüfprogramm festgelegt, dass die Oberspannung für alle Einzelversuche unverändert bei  $\sigma_O = 300 \text{ N/mm}^2$  bleibt und die Variationen der Spannungsschwingbreite über Anpassung der Unterspannung erfolgt. In jeder Variation wurden drei Schienenproben aller drei Schientypen bis zum Bruchversagen geprüft. Die gewählten Spannungsbereiche waren wie folgt:

- Spannungsbereich 1:  $R = 0,5$  mit  $\sigma_O = 300 \text{ N/mm}^2$  und  $\sigma_U = 150 \text{ N/mm}^2$
- Spannungsbereich 2:  $R = 0,35$  mit  $\sigma_O = 300 \text{ N/mm}^2$  und  $\sigma_U = 105 \text{ N/mm}^2$
- Spannungsbereich 3:  $R = 0,2$  mit  $\sigma_O = 300 \text{ N/mm}^2$  und  $\sigma_U = 60 \text{ N/mm}^2$

Mit Spannungsbereich 3 ( $R = 0,2$ ) war die direkte Übertragbarkeit der Versuchsergebnisse auf die Zugversuche (Kapitel 5.3) gegeben, welche ebenso mit einem Verhältnis von  $R = 0,2$  zwischen Unterspannung und Oberspannung durchgeführt worden waren. Mit den Variationen (Spannungsbereiche 1 und 2) konnte der Einfluss des Spannungsverhältnisses auf die Risswachstumsgeschwindigkeit erfasst werden.

In allen Versuchen wurde die Beanspruchung lastgesteuert aufgebracht. Zur Bestimmung der Prüflast des in Abbildung 6-30 dargestellten Prüfaufbaus wurde hierbei das Widerstandsmoment eines originalen Schienenprofils 60E2 (ohne Kerbe) angesetzt. Das Profilhandbuch des Schienenherstellers „VoestAlpine Schienen GmbH“ nennt für das Schienenprofil 60E2 bei Biegung um die X-Achse ein Widerstandsmoment für den unteren Querschnittsteil von  $W_{X-X_{Fu\beta}} = 374,7 \text{ cm}^3$  [Voe04]. In Verbindung mit den gewählten Stützweiten im Prüfaufbau und der Annahme eines Elastizitätsmoduls von  $E_{\text{Stahl}} = 210.000 \text{ N/mm}^2$  listet Tabelle 6-1 die zu den gewählten rechnerischen Zugspannungen im Schienenfuß (ohne Kerbe) korrespondierenden Prüflasten.

Tabelle 6-1: Gewählte Zugspannungen [ $\text{N/mm}^2$ ] und korrespondierende Prüflasten [ $\text{kN}$ ]

Table 6-1: Chosen tensile stresses [ $\text{N/mm}^2$ ] and corresponding test loads [ $\text{kN}$ ]

Zugspannung [ $\text{N/mm}^2$ ]	Prüflast [ $\text{kN}$ ]
60	109,0
105	190,8
150	272,5
300	545,0

In den durchgeführten Versuchen variierte der Beginn des Risswachstums deutlich. So wurde der „97%-Wert“ (3% Dehnungsabfall an DMS 1) in manchen Einzelversuchen bereits nach wenigen Tausend Lastspielen erreicht, bei anderen Einzelversuchen benötigte es dagegen weit über 100.000 Lastspiele, bis der Riss zu Wachsen begann. Neben der Hauptursache der jeweils gewählten Spannungsschwingbreite für die Dauer

bis zur Initialisierung des Risses scheint hierfür auch die „Schärfe“ der Kerbe im Kerbgrund verantwortlich zu sein, welche zwischen den einzelnen Schienenproben zwangsläufig variierte. (Es wurde nicht für jede Kerbe ein neuer Fräser verwendet.) Da in der Versuchsauswertung dieser Anfangsbereich bis zum Anreißen vernachlässigt wird, ist dies für die weitere Betrachtung unerheblich.

#### Häufigkeit von lokalen Spaltbrüchen

Wie bereits in Kapitel 6.4.4 angesprochen, traten in einigen der durchgeführten Versuche lokale Spaltbrüche in der Ermüdungsbruchfläche auf. Diese äußern sich in der Messwertaufzeichnung als plötzliche Abnahme der erfassten Dehnungen. (In der späteren Auswertung ergibt sich daraus eine vorübergehende, deutliche Zunahme der Risswachstumsrate, welche jedoch nicht dem Ermüdungsrisswachstum zugeordnet wird.) Manche lokalen Spaltbrüche erstrecken sich über nahezu den gesamten „Risshorizont“, während andere nur kleine Teilbereiche der Ermüdungsbruchfläche betreffen. Abbildung 6-31 bis Abbildung 6-33 verdeutlichen diese Unterschiede beispielhaft an drei Bruchflächen mit unterschiedlich ausgeprägten, lokalen Spaltbrüchen.



Abbildung 6-31: Ermüdungsbruchfläche mit zwei lokalen Spaltbrüchen (Flächenanteil: 6,5%)

Figure 6-31: Fatigue fracture with two cleavage fractures (surface ratio: 6,5%)

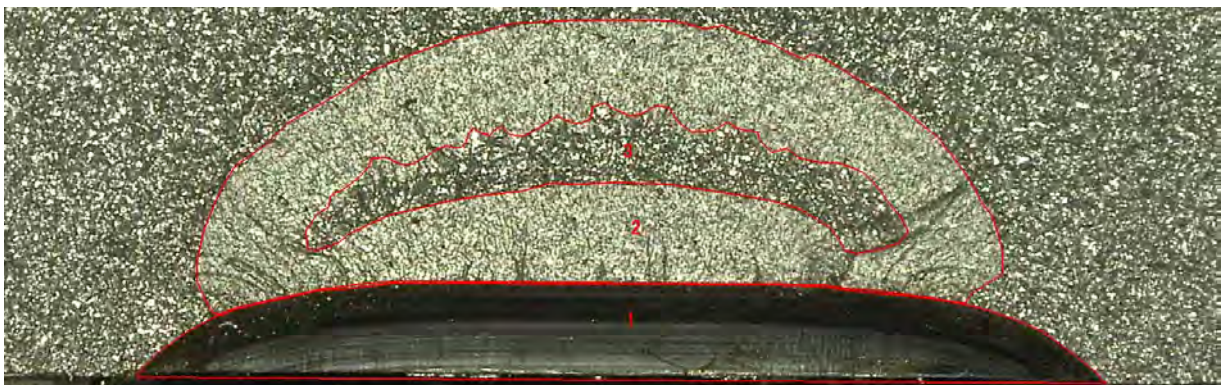


Abbildung 6-32: Ermüdungsbruchfläche mit einem großen Spaltbruch (Flächenanteil: 21%)

Figure 6-32: Fatigue fracture with one big cleavage fracture (surface ratio: 21%)

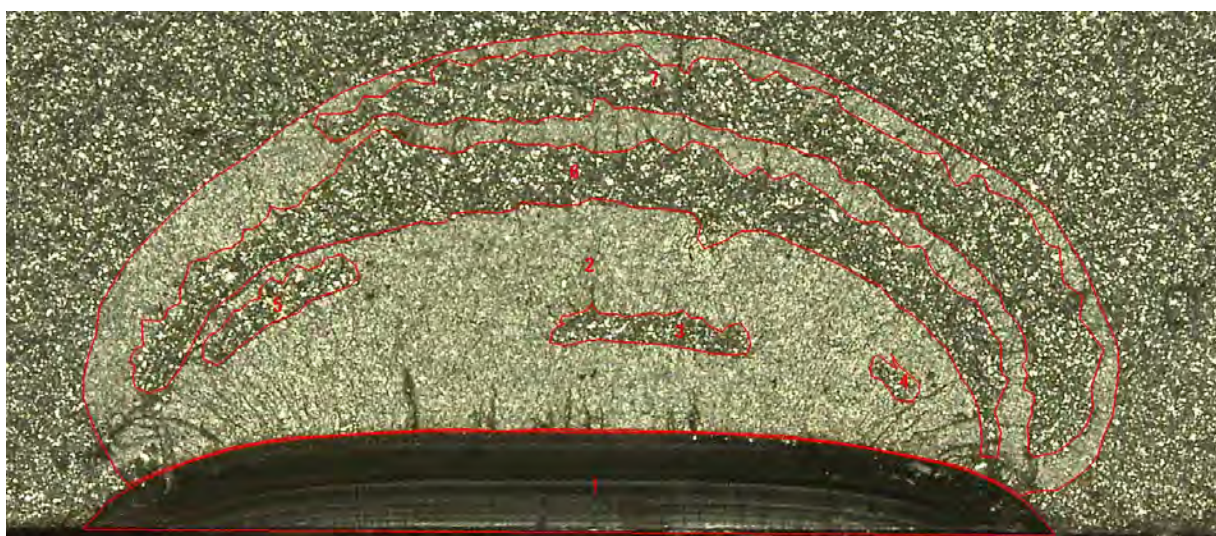


Abbildung 6-33: Ermüdungsbruchfläche mit unterschiedlichen Spaltbrüchen (Flächenanteil: 37%)

Figure 6-33: Fatigue fracture with different cleavage fractures (surface ratio: 37%)

Sortiert man die Proben mit lokalen Spaltbrüchen nach dem Schienentyp, zeigt sich eine Abhängigkeit der Auftretenswahrscheinlichkeit vom Schienentyp. Tabelle 6-2 listet die prozentuale Häufigkeit von Spaltbruchereignissen bezogen auf die Anzahl der Proben des jeweiligen Schienentyps (wobei mehrere lokale Spaltbrüche in der Ermüdungsbruchfläche einer Probe als 1 Spaltbruchereignis gezählt wird), sowie die gemittelte Anzahl an Spaltbruchflächen je Ermüdungsbruchfläche für Versuche, in denen lokale Spaltbrüche auftraten.

Tabelle 6-2: Zusammenhang zwischen Schienentyp und Auftreten von Spaltbrüchen

Table 6-2: Correlation between type of rail sample and occurrence of cleavage fractures

Schienentyp	Anzahl Versuche mit Schienentyp	Anzahl Versuche mit Spaltbruchereignis	Proz. Anteil der Versuche mit Spaltbrüchen [%]	Gemittelte Anzahl Spaltbruchflächen bei Versuchen mit Spaltbruchereignis
R260A	20	11	55	2,5
R350	10	2	20	1,0
R260B	10	2	20	1,0

Demnach scheint das Auftreten lokaler Spaltbrüche in Zusammenhang zum Schienentyp zu stehen.

Bei der Sortierung der Versuche mit Spaltbruchereignis hinsichtlich des gewählten Spannungsbereichs, zeigt sich auch hier eine Abhängigkeit (siehe Tabelle 6-3).

Tabelle 6-3: Zusammenhang zwischen Spannungsbereich und Auftreten von Spaltbrüchen

Table 6-3: Correlation between stress range and occurrence of cleavage fractures

R	Anzahl Versuche mit Spannungsverhältnis R	Anzahl Versuche mit Spaltbruch- ereignis	Proz. Anteil der Versuche mit Spaltbrüchen [%]	Gemittelte Anzahl Spaltbruchflächen bei Versuchen mit Spaltbruchereignis
0,5 <sup>(*)</sup>	18	5	28	2,4
0,35	13	5	38	1,8
0,2	9	5	56	2,0

(\*)Die Versuche mit Belastung zwischen 126 N/mm<sup>2</sup> und 226 N/mm<sup>2</sup> bzw. 276 N/mm<sup>2</sup> (R=0,56 bzw. 0,46) wurden auch diesem Bereich zugeordnet.

Demnach steigt bei größerer Spannungsschwingbreite (R = 0,2) die Wahrscheinlichkeit für Spaltbruchereignisse. Die gemittelte Anzahl an Spaltbrüchen bei Versuchen mit Spaltbruchereignis zeigt dagegen nicht diese Abhängigkeit. Dies hängt damit zusammen, dass der Ermüdungsriss bei geringerer Spannungsschwingbreite (R = 0,5) bis zum Bruchereignis länger wächst (größere Ermüdungsbruchfläche) und somit „mehr Ermüdungsbruchfläche für weitere Spaltbrüche“ bleibt.

#### Aufgebrachte Lastspielzahl mit Risswachstum

Die Betrachtung der Lastspielzahl mit Risswachstum folgte der Annahme, dass bei Erreichen von 97% an DMS 1 der Riss initialisiert wird. Somit kann für jeden Einzelversuch dargestellt werden, wie viele Lastspiele mit Risswachstum bis zum Bruch aufgebracht wurden. Tabelle 6-4 zeigt die differenzierte Betrachtung nach Schientyp und Spannungsbereich.

Tabelle 6-4: Lastspiele mit Risswachstum in Abhängigkeit von Schientyp und Spannungsbereich

Table 6-4: Load cycles with fatigue fracture growth respect to type of rail sample and stress range

Lastspiele mit Risswachstum	R = 0,5	R = 0,35	R = 0,2
R260A #1	193.680	63.977	28.638
R260A #2	218.180	40.605	46.880
R260A #3	151.358	82.604	62.551
<b>Mittel R260A</b>	<b>187.739</b>	<b>62.395</b>	<b>46.023</b>
R350 #1	42.261	28.665	13.758
R350 #2	41.828	14.598	9.423
R350 #3	43.106	13.940	8.374
<b>Mittel R350</b>	<b>42.398</b>	<b>19.068</b>	<b>10.518</b>
R260B #1	219.947	53.651	22.597
R260B #2	195.543	51.269	17.595
R260B #3	172.245	52.862	15.809
<b>Mittel R260B</b>	<b>195.912</b>	<b>52.594</b>	<b>18.667</b>

Demzufolge hat die Spannungsschwingbreite einen deutlichen Einfluss auf die erreichbare Lastspielzahl mit Risswachstum: Je geringer die Schwingbreite, desto größer die Lastspielzahl bis zum plötzlichen Gewaltbruch. Am deutlichsten ist der Einfluss der Schwingbreite bei Schienentyp R260B ausgeprägt. So ist die Lastspielzahl bei diesem Schienentyp bei  $R = 0,35$  gegenüber  $R = 0,2$  um den Faktor 2,9 und bei  $R = 0,5$  gegenüber  $R = 0,35$  um den Faktor 3,7 größer. Für den Schienentyp R260A liegen die Faktoren dieser vergleichenden Betrachtung bei 1,4 ( $R = 0,35$  gegenüber  $R = 0,2$ ) bzw. 3,0 ( $R = 0,5$  gegenüber  $R = 0,35$ ). Für den Schienentyp R350 liegen die Faktoren bei 1,8 ( $R = 0,35$  gegenüber  $R = 0,2$ ) bzw. 2,2 ( $R = 0,5$  gegenüber  $R = 0,35$ ). Hinsichtlich der absoluten Lastspielzahlen mit Risswachstum bis zum Bruch zeigte der Schienentyp R350 die kürzeste Belastungsdauer mit Risswachstum, unabhängig vom Spannungsbereich. Bei  $R = 0,5$  und  $R = 0,35$  liegen die Lastspielzahlen der Schienentypen R260A und R260B in der gleichen Größenordnung. Bei  $R = 0,2$  konnte Schienentyp R260A dagegen etwa die 2,5-fache Lastspielzahl bis zum Bruch abtragen wie Schienentyp R260B.

In Anbetracht der Tatsache, dass das Verhalten hinsichtlich lokaler Spaltbrüche bei den Schienentypen R350 und R260B ähnlich ist und Schienentyp R260A auffällig mehr Spaltbrüche zeigte (siehe Tabelle 6-2), scheinen die Ergebnisse aus Tabelle 6-4 (Lastspiele mit Risswachstum) nicht im Zusammenhang mit den lokalen Spaltbrüchen zu stehen. (Beim Vergleich über alle drei Schienentypen steht die Anzahl der Lastspiele nicht in einem direkten Zusammenhang mit den Abmessungen der Ermüdungsbruchfläche, denn die verschiedenen Schienentypen haben unterschiedliche Risswachstumsraten.)

Das Konzept der Versuchsauswertung wird in Abbildung 6-34 bis Abbildung 6-37 beschrieben:

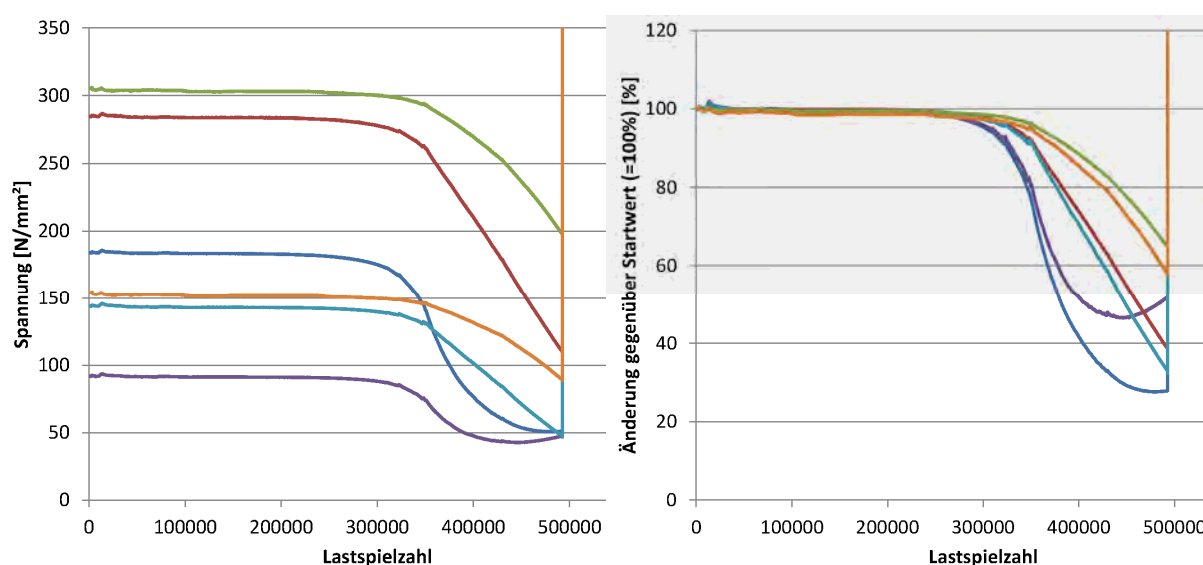


Abbildung 6-34: Erfasste Messwerte (links) und Betrachtung als Änderung im Versuchsverlauf (rechts)

Figure 6-34: Recorded measurement (left) and change of values respect to test initialization (right)



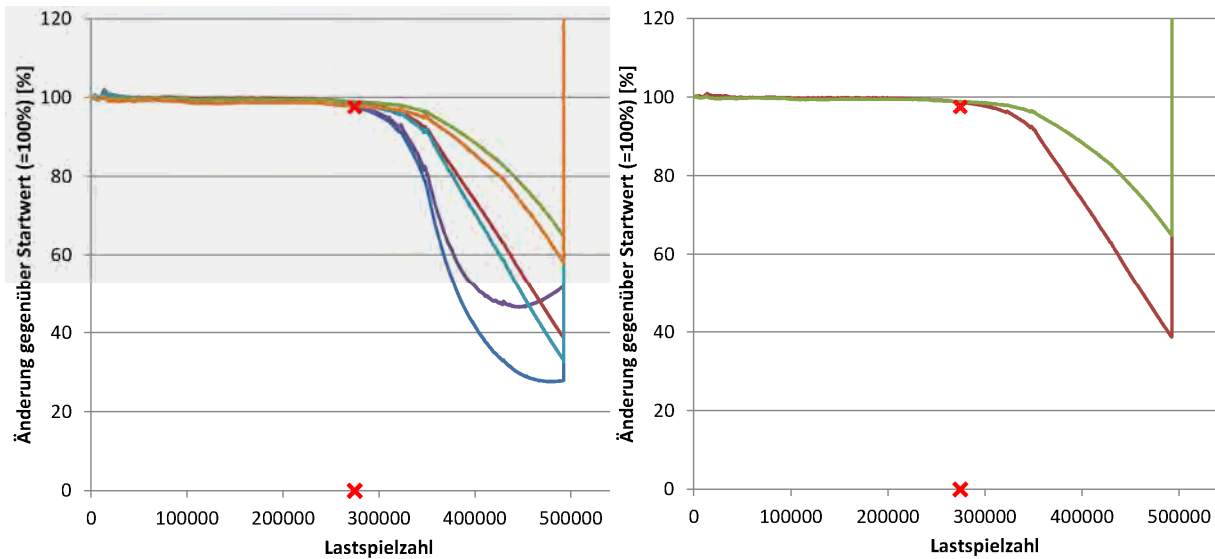


Abbildung 6-35: Anriss bei 97% DMS 1 (links) und weitere Betrachtung von DMS 2 + 3 bei  $\sigma_o$  (rechts)  
Figure 6-35: Crack initialization at 97% DMS 1 (left) and ongoing evaluation of DMS 2 + 3 at  $\sigma_o$  (right)

Überlagerung des Messwertverlaufs von DMS 2 und DMS 3 (ab Beginn Risswachstum) mit den Funktionen (6-10) und (6-11) auf Basis der Vermessung der Ermüdungsbruchflächen.

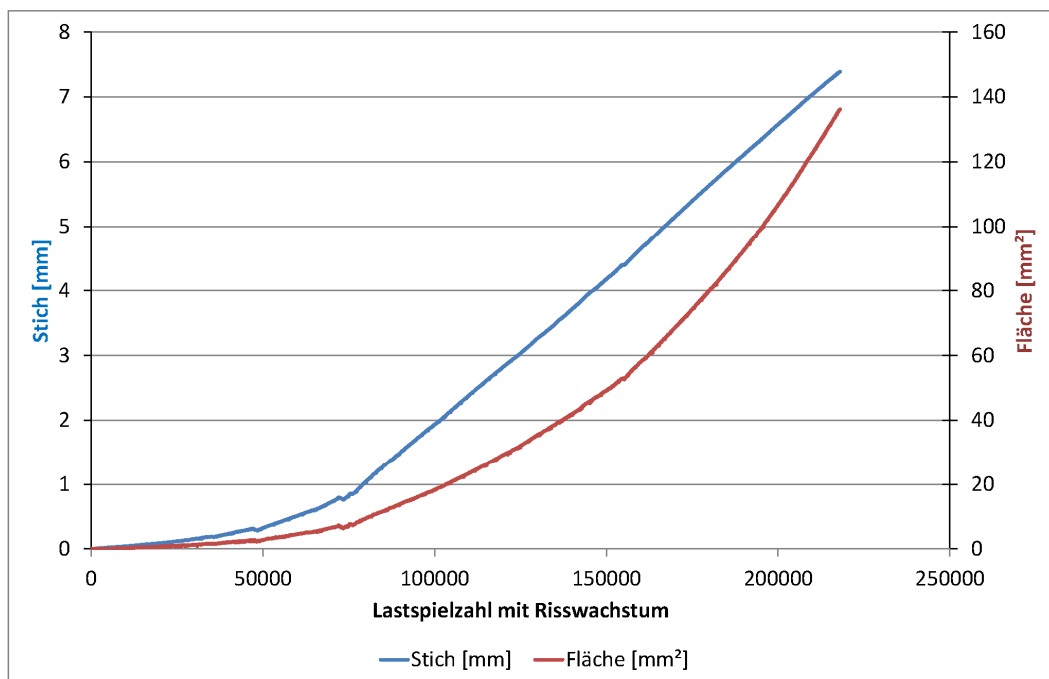


Abbildung 6-36: Risttiefe und Rissfläche in Abhängigkeit der Lastspiele mit Risswachstum  
Figure 6-36: Depth and area of fatigue fracture respect to load cycles with fracture growth

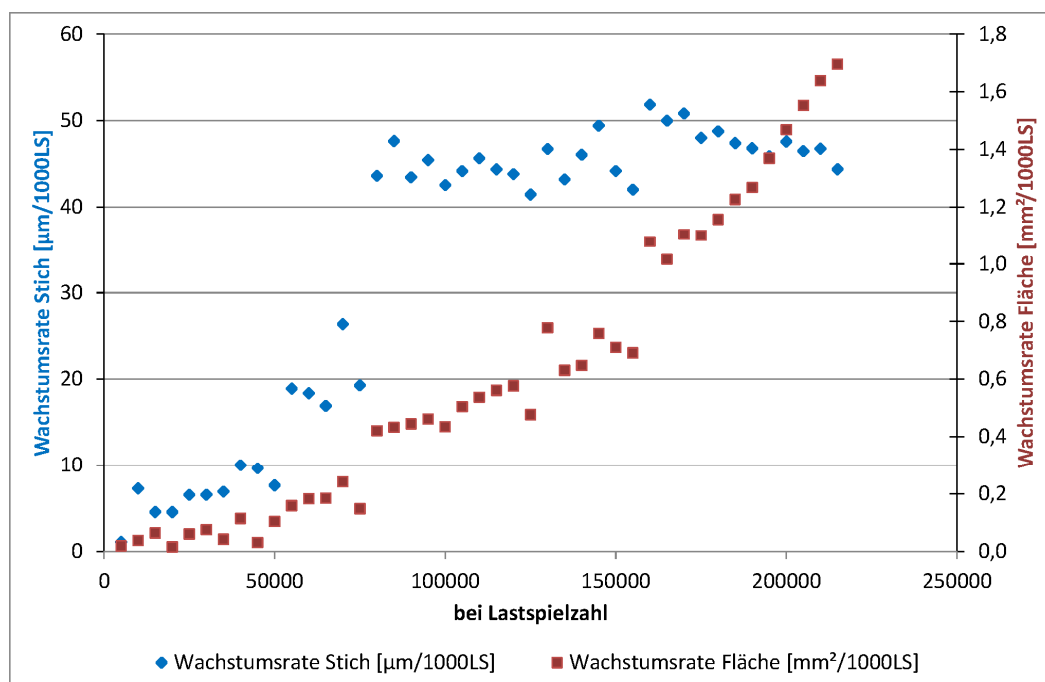


Abbildung 6-37: Wachstumsrate in Abhängigkeit der Lastspielzahl innerhalb von je 5000 Lastspielen

Figure 6-37: Rate of fracture growth respect to load cycles within each 5000 load cycles

### Zuordnung der Ermüdungsrissabmessungen zur Lastspielzahl

Für die Zuordnung der Abmessungen der Ermüdungsbruchfläche zur Lastspielzahl wurde die jeweilige Funktion der Kalibrierung (Stich bzw. Fläche) mit den Messwertaufzeichnungen jeder Einzelprüfung überlagert. Da die Funktion der Kalibrierung den Zusammenhang zwischen Dehnungsmesswert und Stich bzw. Fläche herstellt und die Messwertaufzeichnung den Bezug zwischen Lastspielzahl und Dehnungsmesswert, liefert die Überlagerung den Zusammenhang zwischen Lastspielzahl und Ermüdungsrissabmessung. Anschließend wurde die X-Achse (Lastspielzahl) tariert, so dass der definierte Beginn des Risswachstums (97% verbleibende Dehnung an DMS 1) im Ursprung des Diagramms liegt. Die Kurven beschreiben somit ausschließlich den Versuchsverlauf mit Risswachstum bis zum Bruchereignis. Weil mit der Vermessung der Ermüdungsbruchflächen die tatsächlichen Abmessungen nach dem Bruchereignis bekannt sind, konnten für jeden Einzelversuch mit einem konstanten Faktor die Abweichungen jedes einzelnen Versuchs von der Kalibrierfunktion kompensiert werden.

Die nachfolgenden Abbildungen zeigen die Entwicklung der Risstiefe (Stich [mm]) in Abhängigkeit der Lastspielzahl vom Beginn des Risswachstums bis zum Bruch für alle drei Schientypen bei  $R = 0,5$  (Abbildung 6-38),  $R = 0,35$  (Abbildung 6-39) und  $R = 0,2$  (Abbildung 6-40).

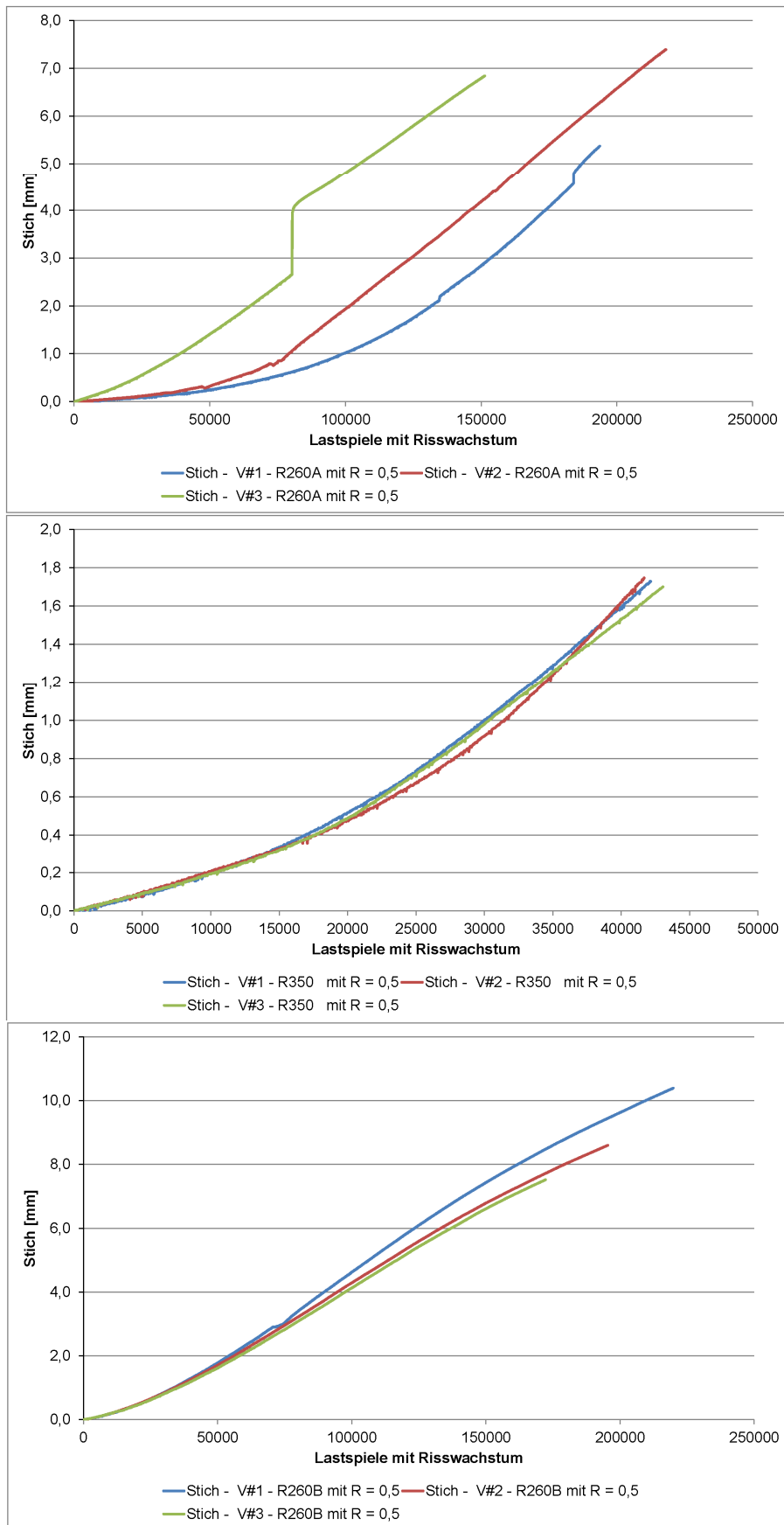


Abbildung 6-38: Risstiefe in Abhängigkeit der Lastspielzahl bei  $R = 0,5$  (R260A, R350, R260B)

Figure 6-38: Depth of fatigue fracture related to load cycles at  $R = 0.5$  (R260A, R350, R260B)

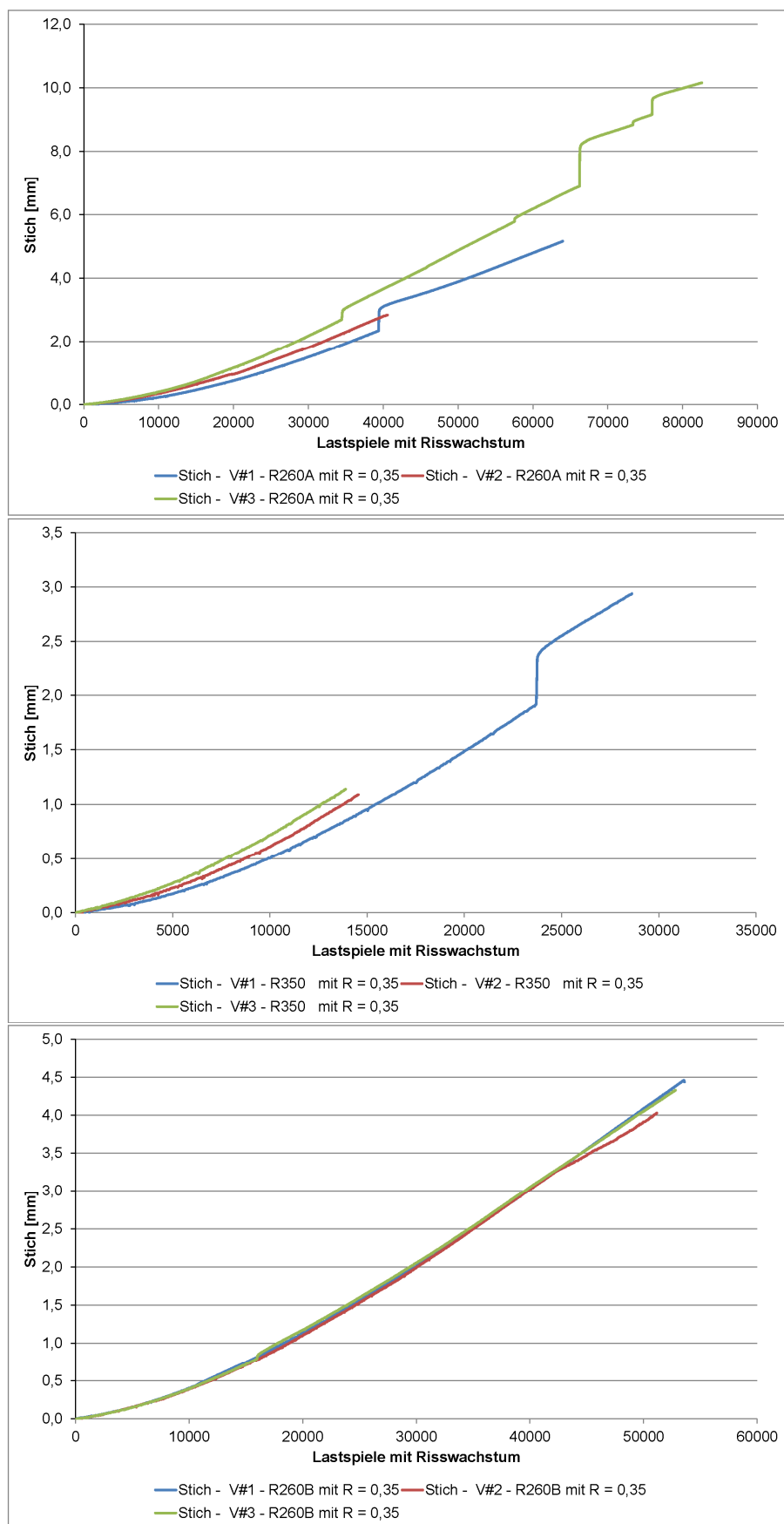


Abbildung 6-39: Risstiefe in Abhängigkeit der Lastspielzahl bei  $R = 0,35$  (R260A, R350, R260B)

Figure 6-39: Depth of fatigue fracture related to load cycles at  $R = 0,35$  (R260A, R350, R260B)

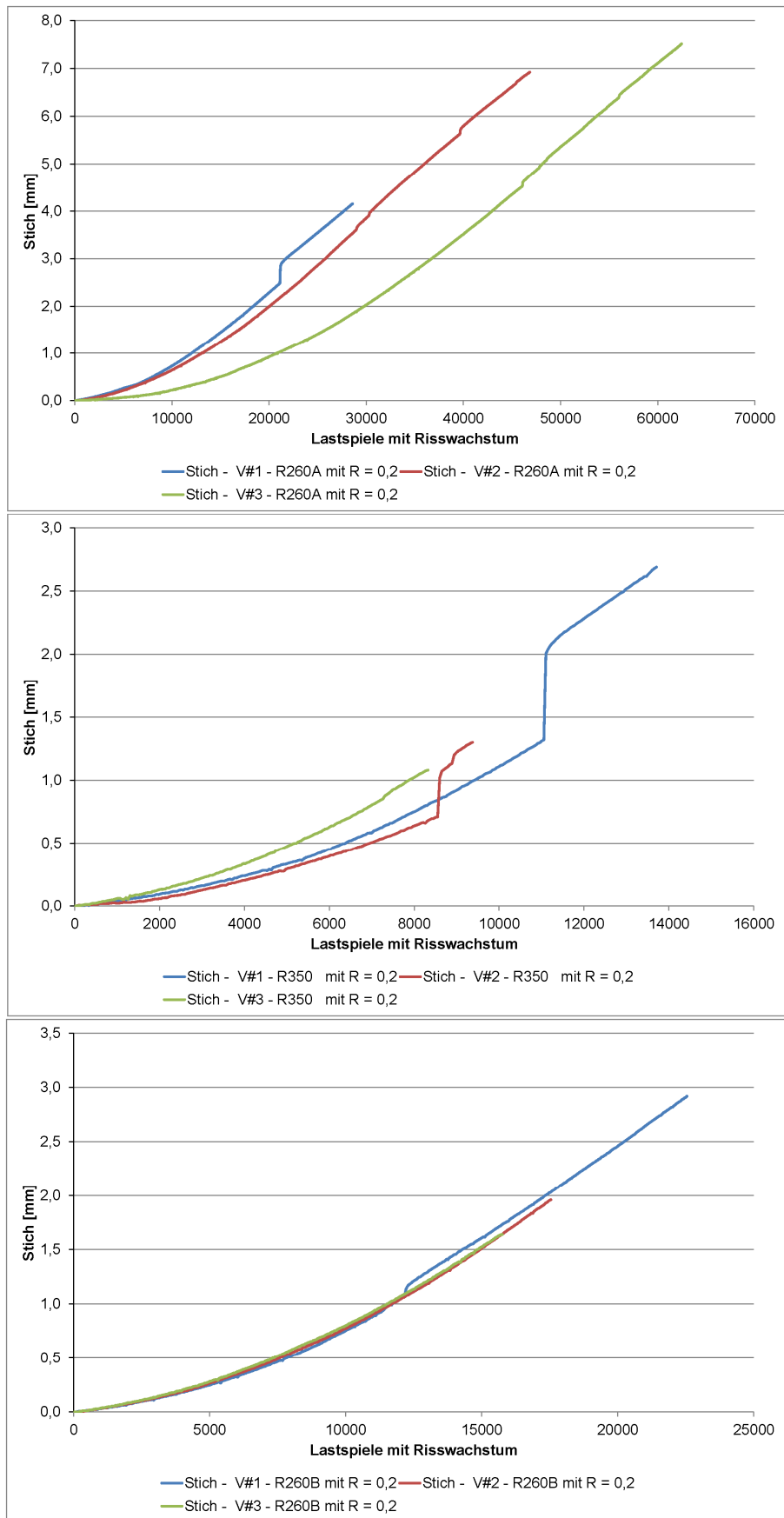


Abbildung 6-40: Risstiefe in Abhängigkeit der Lastspielzahl bei  $R = 0,2$  (R260A, R350, R260B)

Figure 6-40: Depth of fatigue fracture related to load cycles at  $R = 0,2$  (R260A, R350, R260B)

Alle drei Schientypen zeigen ein progressives Anwachsen der Risstiefe mit zunehmender Lastspielzahl. Die Sprünge in den Kurvenverläufen resultieren aus lokalen Spaltbrüchen während der Belastung und sind nicht dem Ermüdungsrisswachstum zuzuordnen. Während die Kurven der Schientypen R350 und R260B eine hohe Reproduzierbarkeit des Materialverhaltens zwischen den Einzelversuchen erkennen lassen, ergaben sich bei  $R = 0,5$  und  $R = 0,2$  beim Schientyp R260A deutlichere Streuungen zwischen den Einzelversuchen.

In Abbildung 6-41 bis Abbildung 6-43 ist die Entwicklung der Flächenabmessungen des Ermüdungsbruchs (Fläche [mm<sup>2</sup>]) in Abhängigkeit der Lastspielzahl vom Beginn des Risswachstums bis zum Bruch für alle drei Schientypen bei  $R = 0,5$  (Abbildung 6-41),  $R = 0,35$  (Abbildung 6-42) und  $R = 0,2$  (Abbildung 6-43) dargestellt.

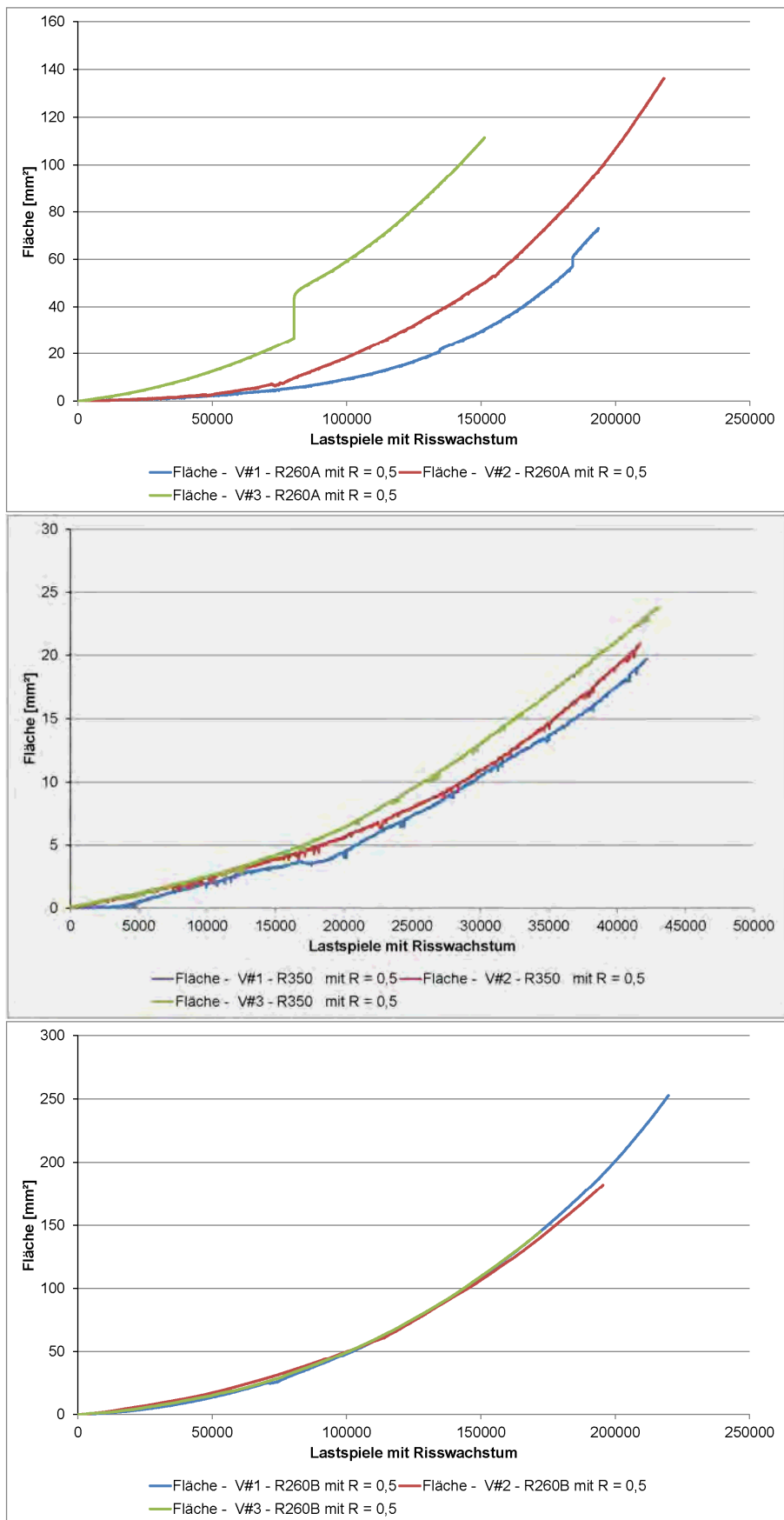


Abbildung 6-41: Rissfläche in Abhängigkeit der Lastspielzahl bei R = 0,5 (R260A, R350, R260B)

Figure 6-41: Area of fatigue fracture related to load cycles at R = 0.5 (R260A, R350, R260B)

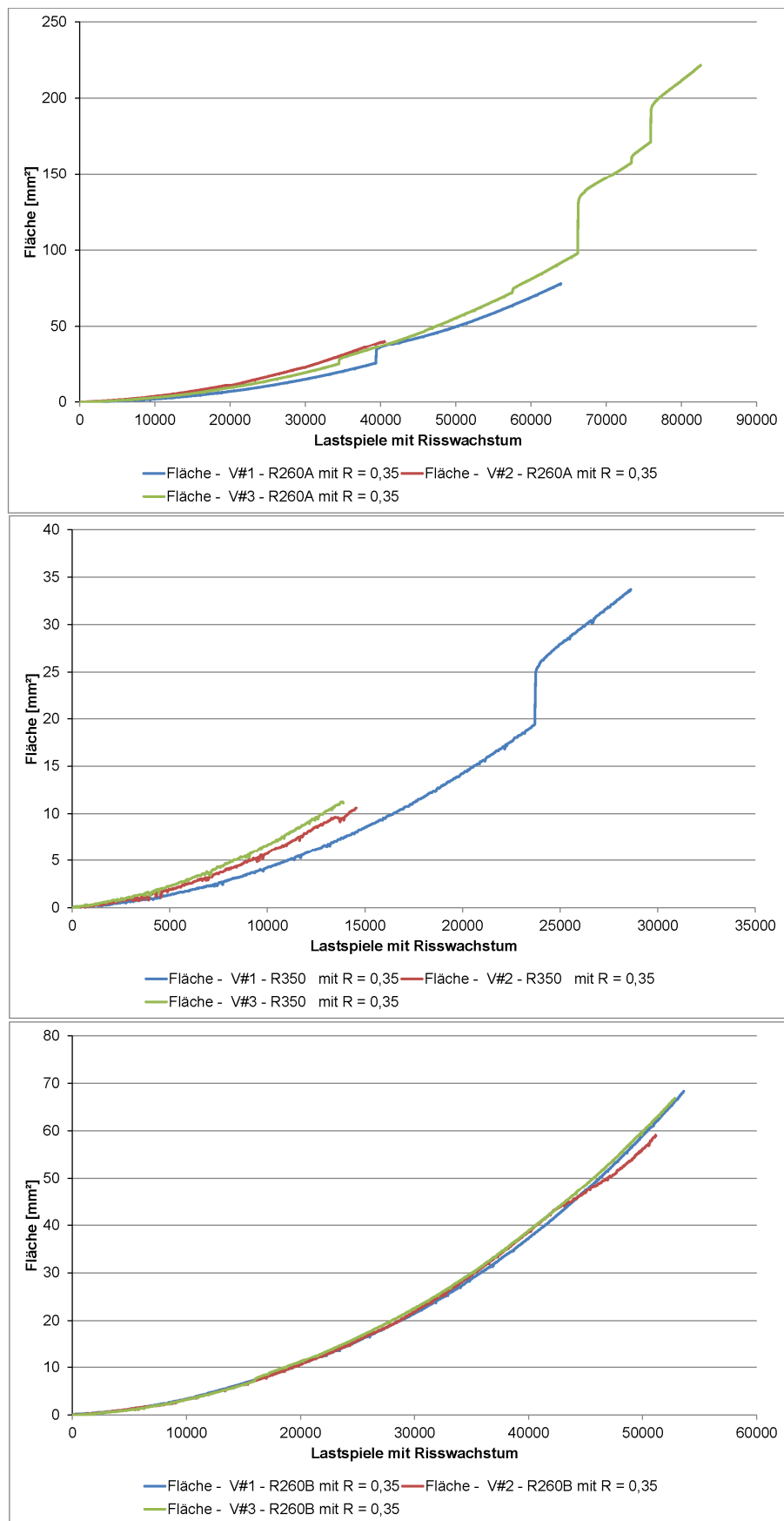


Abbildung 6-42: Rissfläche in Abhängigkeit der Lastspielzahl bei R = 0,35 (R260A, R350, R260B)

Figure 6-42: Area of fatigue fracture related to load cycles at R = 0.35 (R260A, R350, R260B)



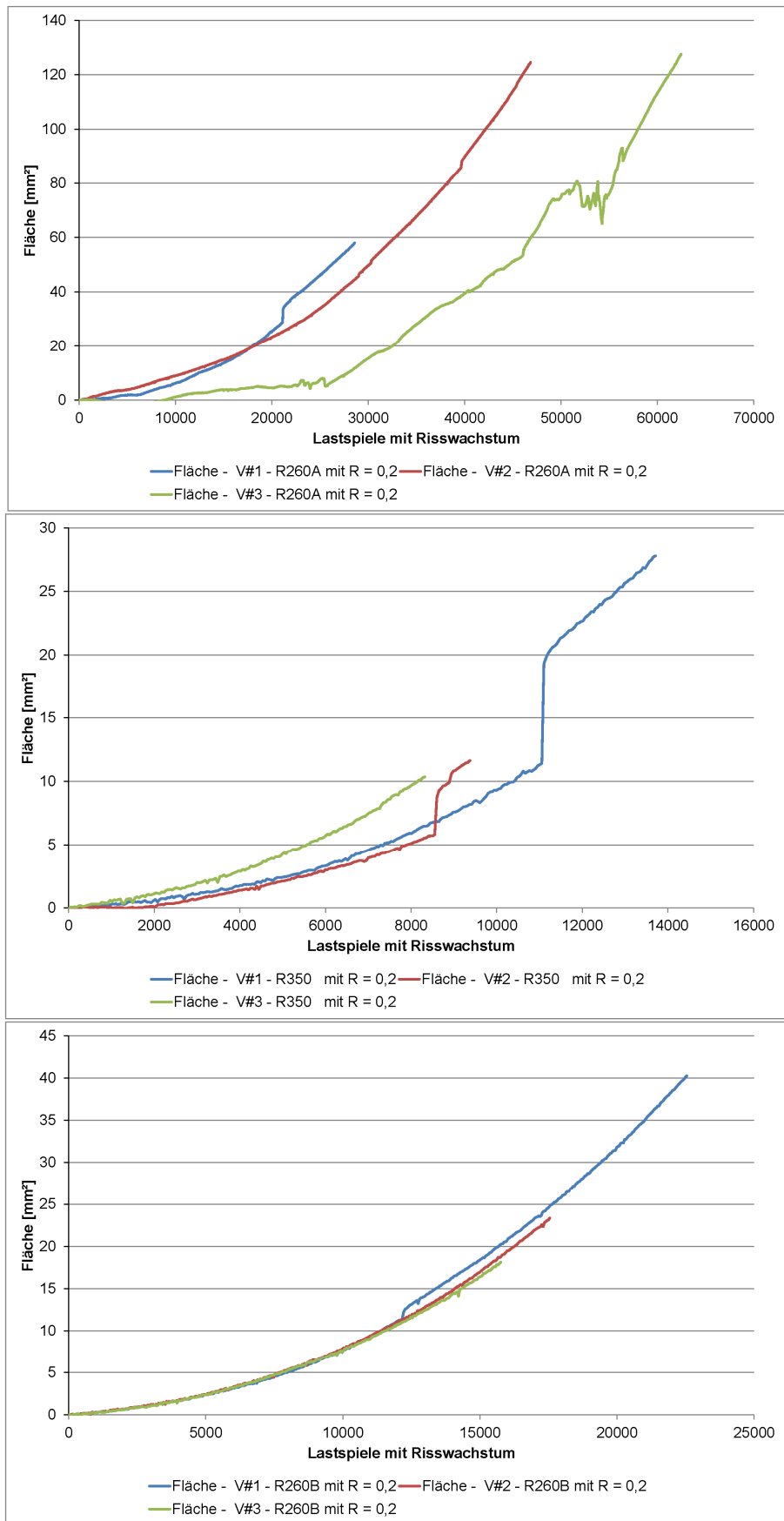


Abbildung 6-43: Rissfläche in Abhängigkeit der Lastspielzahl bei R = 0,2 (R260A, R350, R260B)

Figure 6-43: Area of fatigue fracture related to load cycles at R = 0.2 (R260A, R350, R260B)

Auch die Entwicklung der Flächenabmessungen des Ermüdungsbruchs verläuft bei allen drei Schienenproben progressiv. Die Streuung der Ergebnisse des Schientyps R260A bei  $R = 0,5$  und  $R = 0,2$  ist ebenso wie beim Tiefenwachstum zu erkennen. Der zackige Kurvenverlauf des Versuchs #3 mit  $R = 0,2$  am Schientyp R260A lässt auf eine unzureichende Verklebung des DMS zum Schienenfuß schließen.

#### Zuordnung der Wachstumsrate zur Lastspielzahl

Die Bestimmung der Risswachstumsrate aus den Messergebnissen erfolgte durch Betrachtung der Kurvensteigung. Hierfür wurden Sekanten an die Kurven der Absolutwerte angelegt, die somit die Wachstumsrate zwischen zwei „Zeitpunkten“ (Lastspielzahlen) formulieren. Bei den Versuchen mit  $R = 0,5$  wurden Abschnitte von jeweils 5000 Lastspielen betrachtet. Wegen der deutlich kürzeren Versuchsdauer bei Versuchen mit  $R = 0,35$  und  $R = 0,2$  (geringere Lastspielzahl bis zum Bruch) wurden die betrachteten Abschnitte bei diesen Versuchen auf 2000 Lastspiele reduziert. Als geeignet erwies sich, die Wachstumsrate der Risstiefe in [ $\mu\text{m}/1000$  Lastspiele] und die Wachstumsrate der Rissfläche in [ $\text{mm}/1000$  Lastspiele] darzustellen.

Die nachfolgenden Abbildungen ist die Wachstumsrate der Risstiefe (Stich [ $\mu\text{m}/1000$  Lastspiele]) vom Beginn des Risswachstums bis zum Bruch für alle drei Schientypen bei  $R = 0,5$  (Abbildung 6-44),  $R = 0,35$  (Abbildung 6-45) und  $R = 0,2$  (Abbildung 6-46) dargestellt.

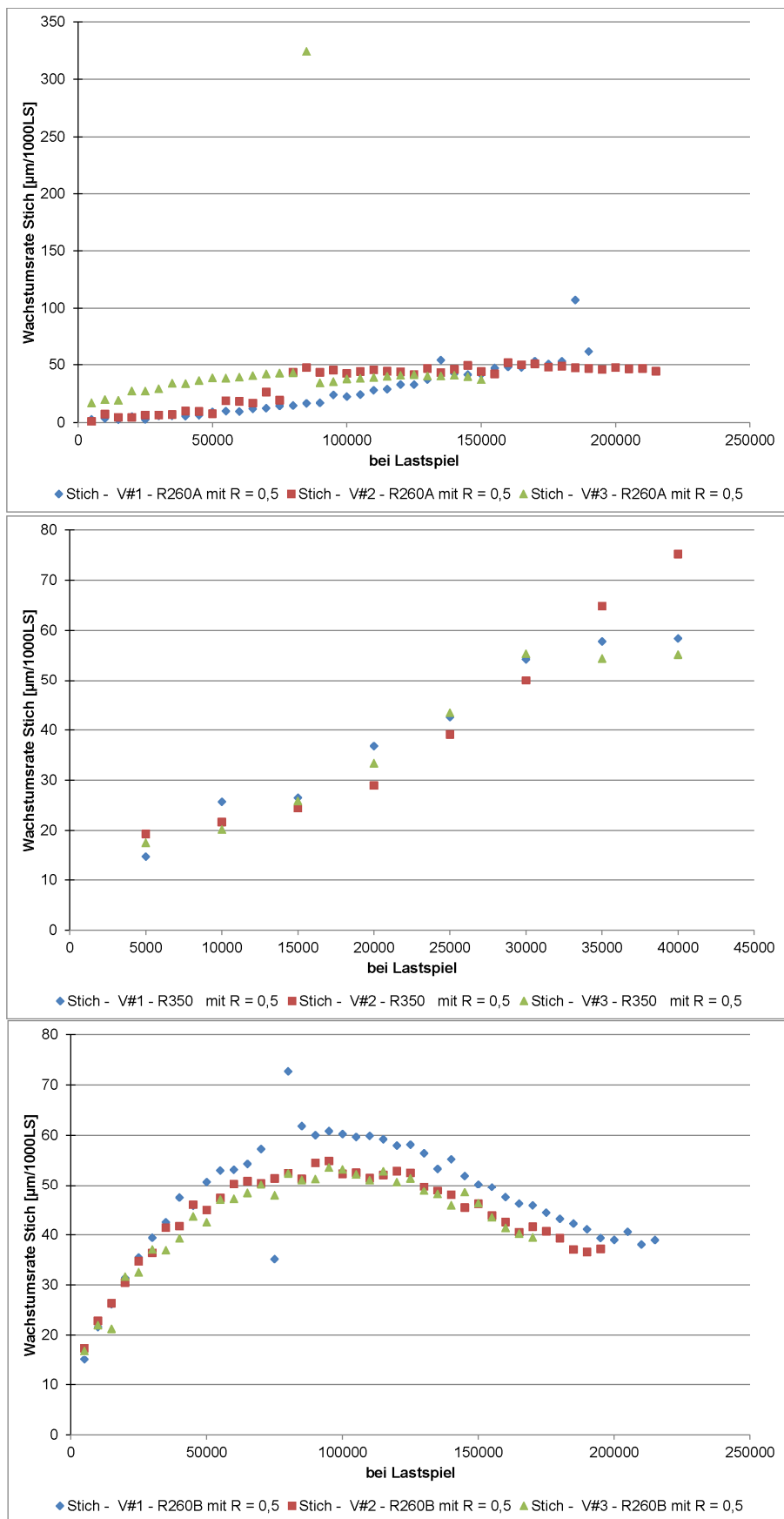


Abbildung 6-44: Wachstumsrate der Risstiefe [ $\mu\text{m}/1000\text{LS}$ ] bei  $R = 0,5$  (R260A, R350, R260B)

Figure 6-44: Rate of depth of fracture growth [ $\mu\text{m}/1000\text{lc}$ ] at  $R = 0,5$  (R260A, R350, R260B)

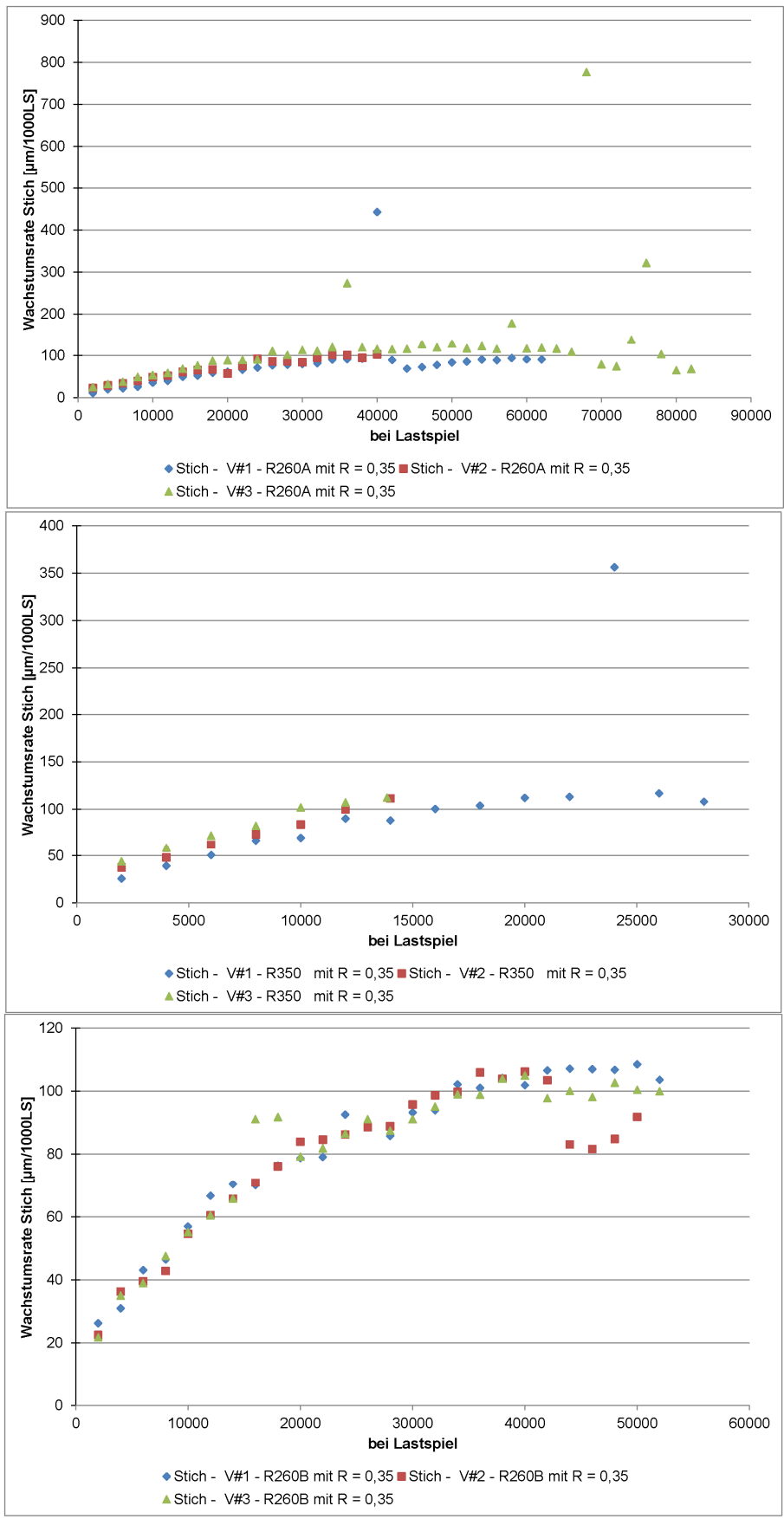


Abbildung 6-45: Wachstumsrate der Risstiefe [ $\mu\text{m}/1000\text{LS}$ ] bei  $R = 0,35$  (R260A, R350, R260B)

Figure 6-45: Rate of depth of fracture growth [ $\mu\text{m}/1000\text{lc}$ ] at  $R = 0,35$  (R260A, R350, R260B)

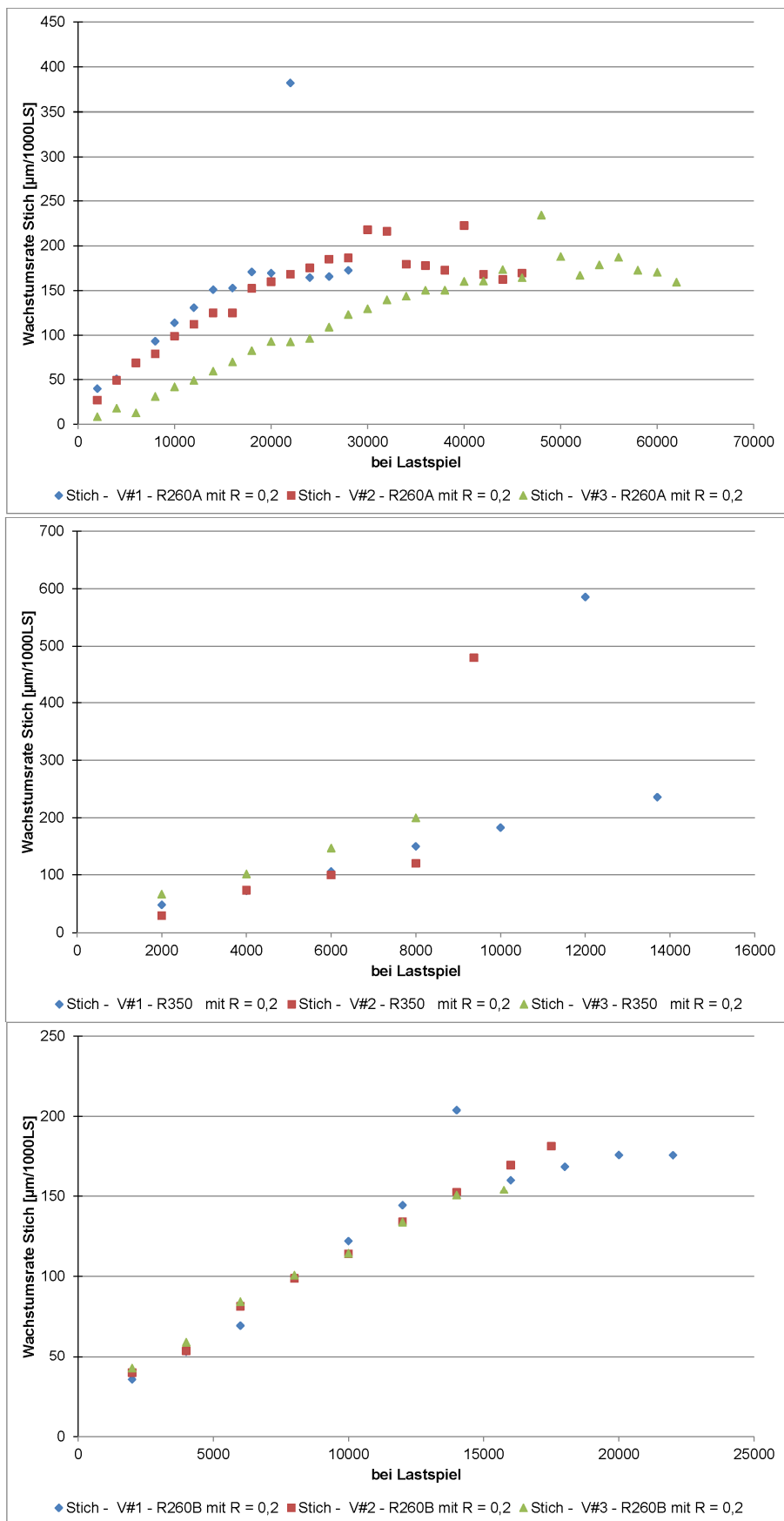


Abbildung 6-46: Wachstumsrate der Risstiefe [ $\mu\text{m}/1000\text{LS}$ ] bei R = 0,2 (R260A, R350, R260B)

Figure 6-46: Rate of depth of fracture growth [ $\mu\text{m}/1000\text{lc}$ ] at R = 0.2 (R260A, R350, R260B)

Lokale Spaltbrüche traten gehäuft beim Schientyp R260A (jeweils oberes Diagramm im „Dreierblock“) auf. Diese wirken sich auf die Darstellung der Wachstumsrate der Risstiefe aus, da sie sich als vorübergehender, deutlicher Anstieg der Wachstumsrate äußern. Im Anschluss an lokale Spaltbrüche zeigen die Diagramme tendenziell eine Stabilisierung der Wachstumsrate (kein weiterer, linearer Anstieg). Dies lässt hinterfragen, ob die Kurven auch im Verlauf nach Spaltbrüchen noch verwertbar sind, oder ob der Spaltbruch durch Plastifizierung Einflüsse auf das Gefüge mit sich bringt, die einem weiteren Ermüdungsverlauf ohne Spaltbruch nicht entsprechen. Betrachtet man ausschließlich Versuche ohne Spaltbruchereignis zeigt die Wachstumsrate der Risstiefe bei den Schientypen R260A und R350 einen linearen Anstieg. Beim Schientyp R260B ist dagegen sogar eine Reduzierung der Tiefenwachstumsrate erkennbar. Dieser Verlauf „klärt sich“ mit der ergänzenden Betrachtung der Wachstumsrate der Flächenabmessung, welche in den nachfolgenden Abbildungen für alle drei Schientypen in [mm<sup>2</sup>/1000 Lastspiele] bei  $R = 0,5$  (Abbildung 6-47),  $R = 0,35$  (Abbildung 6-48) und  $R = 0,2$  (Abbildung 6-49) dargestellt ist.

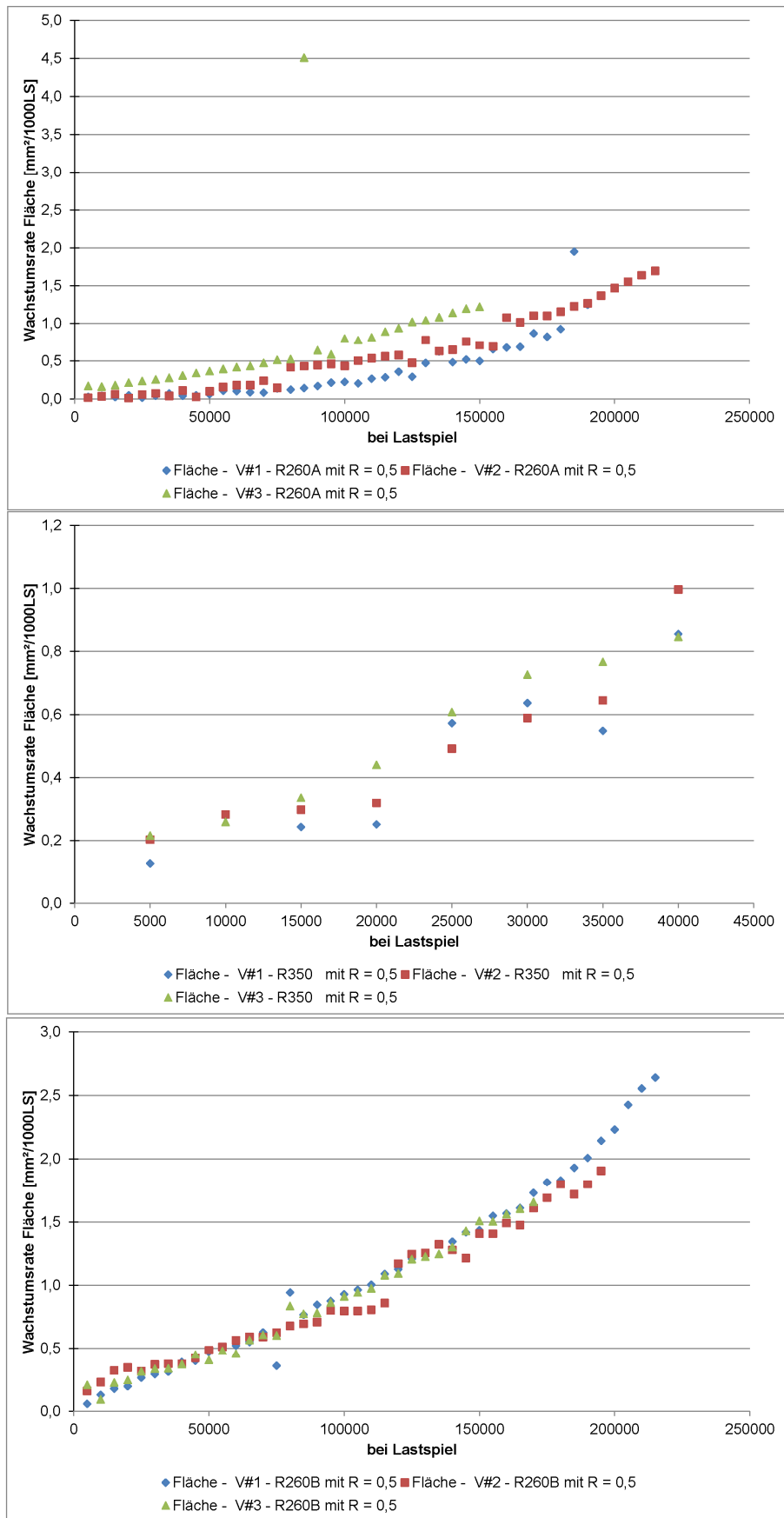


Abbildung 6-47: Wachstumsrate der Rissfläche [mm²/1000 LS] bei R = 0,5 (R260A, R350, R260B)

Figure 6-47: Rate of area of fracture growth [mm²/1000 Ic] at R = 0.5 (R260A, R350, R260B)

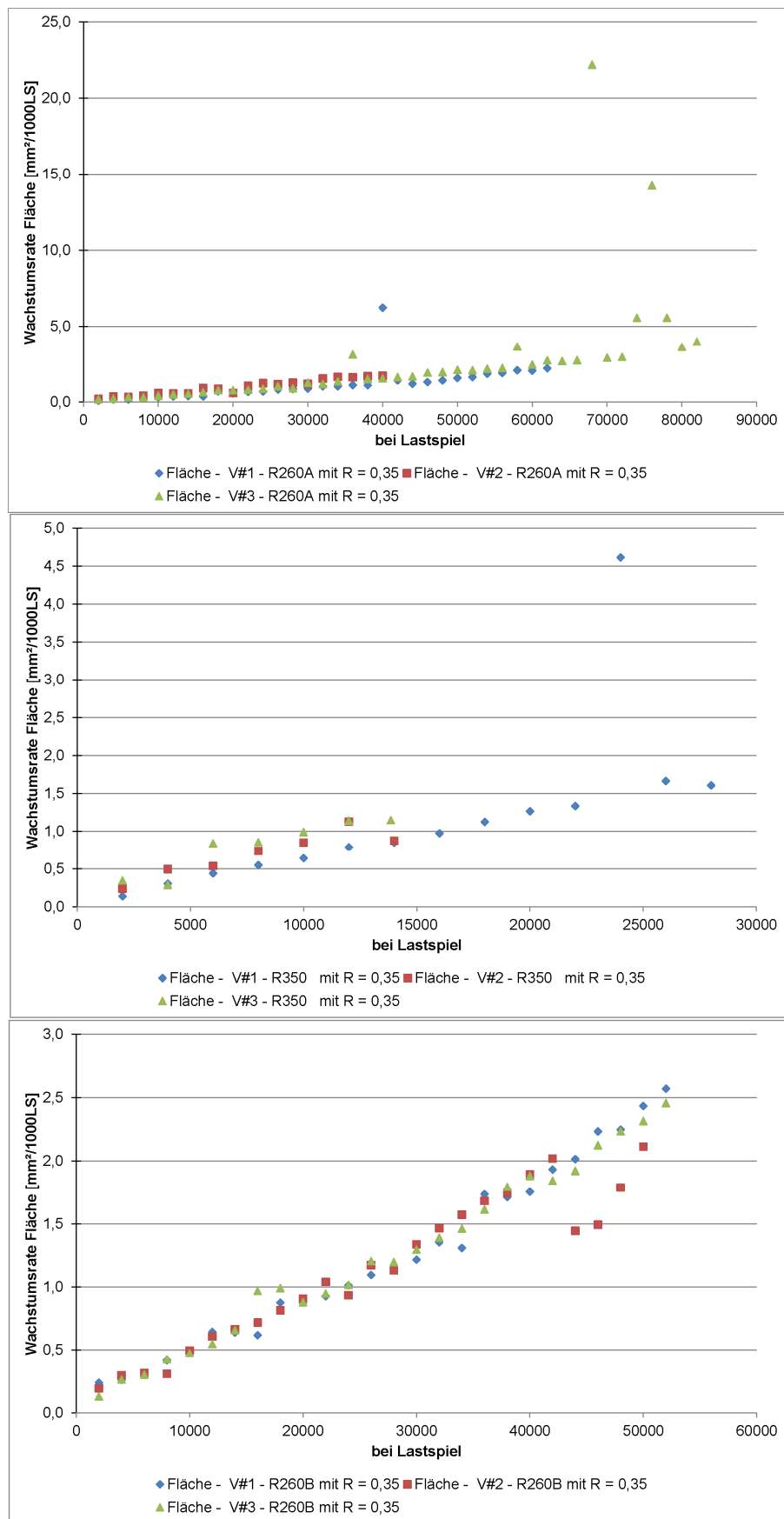


Abbildung 6-48: Wachstumsrate der Rissfläche [mm<sup>2</sup>/1000 LS] bei  $R = 0,35$  (R260A, R350, R260B)

Figure 6-48: Rate of area of fracture growth [mm<sup>2</sup>/1000 Ic] at  $R = 0,35$  (R260A, R350, R260B)



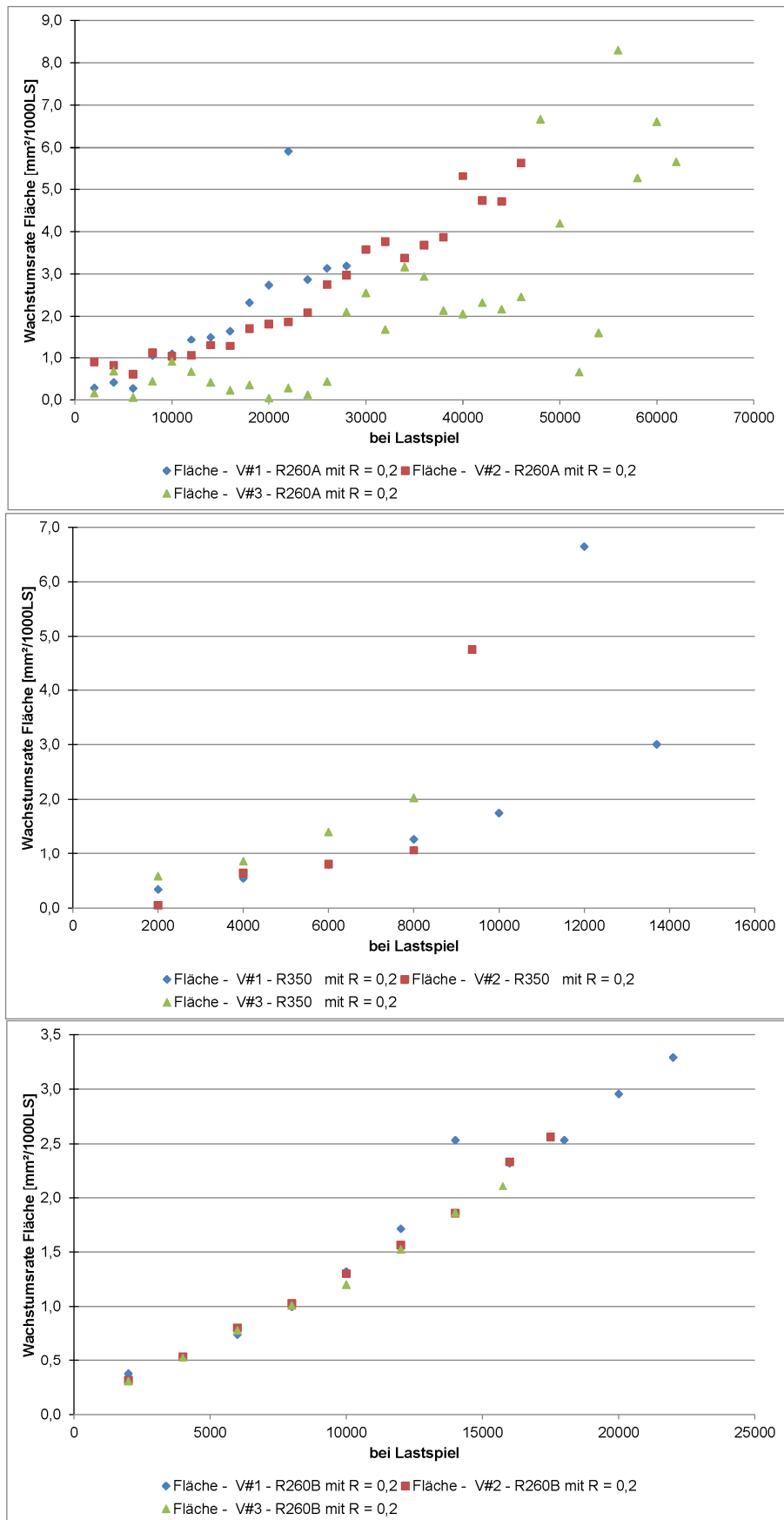


Abbildung 6-49: Wachstumsrate der Rissfläche [mm²/1000 LS] bei R = 0,2 (R260A, R350, R260B)

Figure 6-49: Rate of area of fracture growth [mm²/1000 Ic] at R = 0.2 (R260A, R350, R260B)

Die Einzelversuche am Schientyp R260B (jeweils unteres Diagramm im „Dreierblock“), welche bei der Betrachtung der Tiefenwachstumsrate besonders deutlich die „Verlangsamung“ zum Ende der Belastung zeigten ( $R = 0,5$ ) liefern bei der Betrachtung des Flächenwachstums entsprechend einen progressiven Abstieg. Somit ergab sich bei diesem Schientyp ein ausgeprägtes Wachstum der Ermüdung in die Breite. Dies bestätigt sich auch bei der vergleichenden Betrachtung der Ermüdungsbruchflächen an den Schienenproben. Eine mögliche Ursache kann eine von den Schientypen R260A und R350 abweichende Verteilung der Eigenspannungen im Inneren des Schienenfußquerschnitts sein. Die durchgeführte Ermittlung der Eigenspannungen im Sägeschnittverfahren liefert jedoch keine Aussage über deren Verteilung im Inneren des Querschnitts.

#### **6.4.8 Schlussfolgerungen auf das Risswachstumsverhalten der verschiedenen untersuchten Schientypen**

##### **Conclusion on fracture growth of investigated different types of rails**

In Versuchen mit größerer Spannungsschwingbreite ergab sich nicht nur ein deutlich schnelleres Risswachstum, sondern auch ein deutlich früheres Gewaltbruchereignis, was sich durch entsprechend kleinere Ermüdungsbruchflächen zeigte. Des Weiteren zeigten sich klare Unterschiede zwischen den drei Schientypen, wobei der Einfluss der Stahlgüte (R260 bzw. R350) stärker ausgeprägt war als der Einfluss des Schienenherstellers (R260A bzw. R260B).

Es ist nochmal darauf hinzuweisen, dass die hier erlangten Versuchsergebnisse keine Rückschlüsse darauf liefern, ob ein Schientyp mehr oder weniger zur Rissbildung neigt. Die in den Schienenfuß eingebrachte Kerbe diente der Provozierung der Rissentwicklung an einem definierten Ort und beeinflusste, bzw. veränderte die Rissneigung des jeweiligen Schientyps grundlegend. Es wurde stets nur die Entwicklung ab dem Zeitpunkt betrachtet, ab dem der Riss bereits initialisiert ist. Mit einer Kerbtiefe von 2,5 mm wurde somit auch das Verhalten der Unterseite des Schienenfußes hinsichtlich des Rissbildungsverhaltens grundsätzlich ausgeklammert. (Bei der Schienenproduktion und der damit verbundenen Qualitätssicherung werden deutlich kleinere Imperfektionen sicher detektiert.) Aus den Versuchsergebnissen kann somit nicht abgeleitet werden, ob ein bestimmter Schientyp früher oder später Ermüdung zeigt.

## 6.5 Rissfortschrittsberechnung Crack growth simulations

In Abschnitt 6.5 wurde darauf hingewiesen, dass zur Simulation des Rissfortschritts bei Belastungen variabler Amplitude ein schrittweises Berechnungsverfahren verwendet werden muss. Im Rahmen dieses Projektes wurde ein MATLAB-Programm entwickelt, welches schrittweise Risswachstum berechnen kann. Als Grundlage hierfür wurde u.a. die Dissertation [Rob02] verwendet.

Für die Materialparameter, für die keine eigenen Versuche durchgeführt wurden, wurden Werte aus [Rom15] und [Ede15] verwendet. Die Ergebnisse dieser Simulationen wurden auch schon in [Pes16b] präsentiert.

Um herauszuarbeiten, wie unterschiedliche Einwirkungen das simulierte Risswachstum beeinflussen, wurden Simulationen mit verschiedenen Einwirkungen gemacht. Die Nomenklatur und die verwendeten Parameter sind Tabelle 6-5 zu entnehmen.

Zu den Simulationen ist noch anzumerken, dass das verwendete Modell zur Bestimmung der K-Faktoren eine Platte der Dicke 11,5 mm mit einem unrealistisch tiefen Anfangsriss von 5,5 mm war. Die Risstiefe wurde so tief gewählt, damit die Simulationszeit nicht zu lang wurde, was auf Kosten der Realitätsnähe des Modells ging. Die ermittelten Kurven sind jedoch gut dazu geeignet, allgemeine Trends und Zusammenhänge zu verdeutlichen.

Tabelle 6-5: Nomenklatur der Simulationen

Table 6-5: Nomenclature of the simulations

Rissort	Verkehr	Eigen- spannungen N/mm <sup>2</sup>	Datum	Medium des Wärmetransports	Name
Mitte	schwer	97	1.1.	Luft	schwer_r97_1.1._l_m
		97	1.1.	Luft + Strahlung	schwer_r97_1.1._l+s_m
		97	1.4.	Luft	schwer_r97_1.4._l_m
	regel	43	1.1.	Luft	regel_r43_1.1._l_m
		97	1.1.	Luft	regel_r97_1.1._l_m
		176	1.1.	Luft	regel_r176_1.1._l_m
Rand	regel	97	1.1.	Luft	regel_r97_1.1._l_e

In allen Simulationen sollte ein Zeitraum von einem Jahr simuliert werden, in dem jeden Tag derselbe Regel- bzw. Schwerverkehr fuhr. Die Ergebnisse der Rissfortschrittssimulationen sind in Abbildung 6-50 zu sehen. Man kann gut erkennen, dass es einen großen Unterschied in den erreichten Lebensdauern bei den verschiedenen Simulationen gibt. Auch die erreichten Risstiefen unterscheiden sich.

Die erste wichtige Einflussgröße, die hier genannt werden soll, ist die Höhe der Eigenspannungen. Diese wurde anhand von Regelverkehren untersucht und ist in den

blauen, orangenen und magentafarbenen Linien dargestellt. Es ist offensichtlich, dass die blaue Kurve, bei der nur sehr geringe Eigenspannungen angesetzt wurden, kaum zu Risswachstum führt und in einem Jahr nicht versagen würde. Die magentafarbene Linie hingegen zeigt schon nach kurzer Zeit ein Versagen an, da der maximale Spannungsintensitätsfaktor eines Schwingspiels  $K_{max}$  größer als die Bruchzähigkeit  $K_{IC}$  wurde. Hier zeigt sich, dass es sich lohnt, die Eigen- und somit die dauerhaften Mittelspannungen in den Schienen gering zu halten, auch wenn der Effekt hier durch die unrealistische Geometrie nochmals verstärkt wird.

Eine Sonderstellung in den Simulationen stellt die durch die violette Linie repräsentierte Simulation dar. Bei ihr handelt es sich um die Simulation eines Randrisses. Bei ihr wurden nicht die eigentlich in dieser Region vorherrschenden Druckeigenspannungen angenommen, sondern ein Eigenspannungswert von  $43 \text{ N/mm}^2$ , um keine Annahmen auf der unsicheren Seite zu treffen. Zudem könnte dieser Wert auch einem konstanten lateralen Versatz in diesem Bereich entsprechen. Vergleicht man die violette Linie des Eckrisses mit der blauen Linie des Mittenrisses gleicher Eigenspannung fällt auf, dass der Randriss wesentlich schneller wächst als der Mittenriss. Dies ist jedoch nicht einem generell schnelleren Risswachstum am Schienenfußrand geschuldet, sondern vielmehr dem Geometrieeffekt, dass derselbe Riss am Schienenfußrand relativ zu Stirnfläche des Schienenfußrandes gesehen größer ist als derselbe Riss in Schienenfußmitte.

Was bei diesem Riss gut zu erkennen ist, ist die Verlangsamung des Risswachstums in den Sommermonaten (zwischen Tag 90 und 270 des dargestellten Jahres), in denen nur kleine Zug- oder sogar Druckspannungen im Schienenfuß vorherrschen. Dieser Effekt wird auch bei den beiden Schwerverkehren, welche zur Illustration dieses Effektes simuliert wurden, deutlich. Es handelt sich hierbei um die rote und die schwarze Linie. Die rote Linie stellt einen Simulationsbeginn am 1.1. dar. Die Simulation der schwarzen Linie wurde um drei Monate versetzt am 1.4. gestartet. Man kann gut erkennen, dass die rote Kurve (Start 1.1.) mit einem sehr schnellen Risswachstum beginnt, da hier noch winterlich kalte Temperaturen simuliert wurden. Der Riss der schwarzen Kurve beginnt wesentlich langsamer zu wachsen, da in seiner Anfangsphase warme Temperaturen simuliert wurden. Zum Ende des Risswachstums hin beschleunigt sich sein Risswachstum stark und er erreicht nur eine geringfügig höhere Lebensdauer als der Riss der roten Linie.

Der letzte untersuchte Einfluss ist der Einfluss der Schientemperatur auf das Risswachstum. Hierfür können die rote und die grüne Linie verglichen werden. Es ist zu erkennen, dass beide Risse in den kalten Wintermonaten, in denen die solare Strahlung die Schienen noch nicht so stark erwärmt, noch fast gleich schnell in das Material hineinwachsen. In den Sommermonaten machen sich die höheren Schientemperaturen bei der grünen Linie in einem verringerten Risswachstum bemerkbar. Dieser Effekt ist jedoch wieder in der Kategorie „positiver Effekt mit dem man auf der sicheren Seite liegend nicht rechnen sollte“ anzusiedeln.

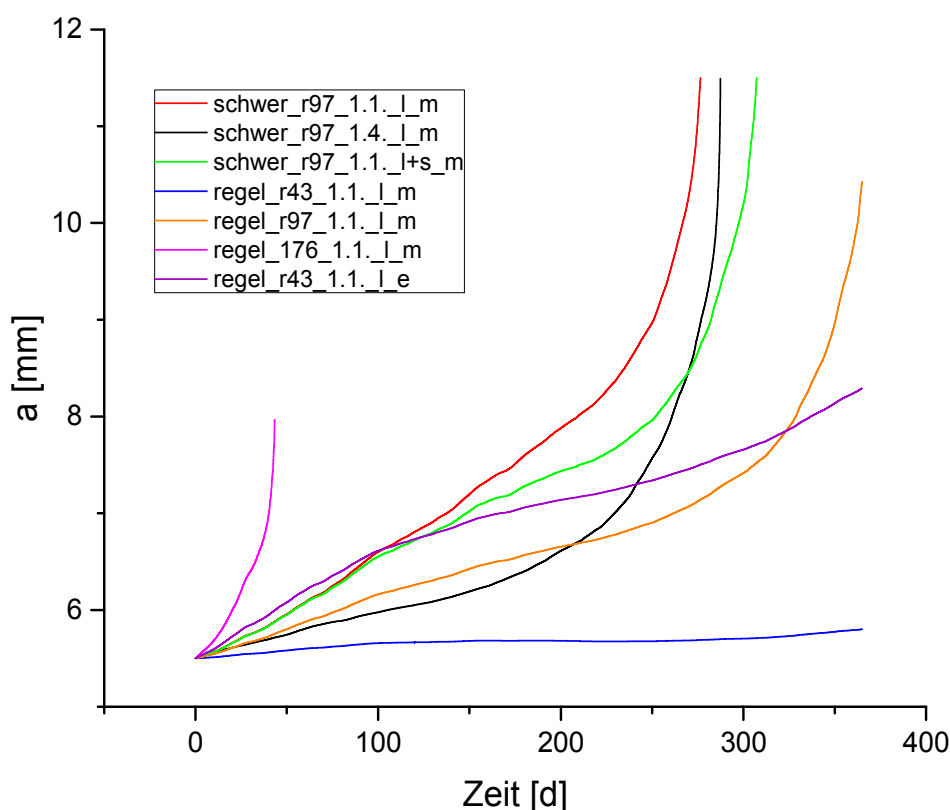


Abbildung 6-50: Rissfortschritt in einer Platte in einem Jahr

Figure 6-50: Crack growth in a plate in one year

Generell ist die Methode, den Rissfortschritt auf die hier gezeigte Weise zu bestimmen, kritisch zu betrachten. Viele rissbeschleunigende Parameter wie Materiallängenzen oder Überlasten werden nicht berücksichtigt. Rissverlangsamende Effekte wie eventuell auftretendes Riss schließen oder das verlangsamte Weiterreißen nach Phasen niedriger Lasten, können in diesem Modell nur rudimentär wiedergegeben werden. Daher sollten Rissfortschrittsberechnungen dieser Art nur zur Illustration von Effekten, nicht aber für Aussagen zur tatsächlichen genauen Restlebensdauer verwendet werden.

## 6.6 Spröbruchnachweis mit dem FAD-Diagramm Proof against brittle fracture with the FAD-diagram

Das FAD-Diagramm (*Failure Assessment Diagram*) stellt eine Möglichkeit dar, um zu beurteilen, ob eine vorhandene Kerbe im gegebenen Lastbereich kritisch wird, oder nicht. Es wurde ursprünglich im Rahmen eines europäischen Forschungsprojektes entwickelt [SINTAP97] und hat dann Eingang in [BSI7910] gefunden. Das Diagramm kann für die Verwendung beim Vorliegen verschiedenster Stähle angepasst werden. Je nachdem, ob man z.B. einen Stahl mit oder ohne ausgeprägte Streckgrenze verwendet, müssen andere Bestimmungsgleichungen verwendet werden. [SedoJ] gibt aber auch einfache Näherungen für das Diagramm.

Im FAD-Diagramm selbst werden Auswertepunkte einer Zustandskurve gegenübergestellt. Liegen die Auswertepunkte unter der Kurve ist der Zustand sicher.

Liegt der Punkt genau auf der Kurve ist gerade der kritische Punkt des Versagens erreicht. Wenn der Punkt außerhalb der Kurve liegt ist ein unsicherer Zustand erreicht, bei dem das Bauteil versagt. Im Vergleich zu den Rissfortschrittssimulationen aus Abschnitt 6.5 fehlt dem FAD-Diagramm die zeitliche Dimension. Es können nur Zeitpunkte, nicht aber Folgen von Ereignissen dargestellt werden.

Die Auswertepunkte werden durch das Bruchverhältnis  $K_r$  und das Lastverhältnis  $L_r$  beschrieben. Je kleiner z.B.  $L_r$  ist, um so elastischer ist die Belastung des Bauteils. Je größer  $L_r$  ist, um so plastischer wird die Belastung. In Abbildung 6-51 kann man diese Abhängigkeit gut erkennen. Die Kurven der Randproben, welche auch in den Zugversuchen die höheren Zugfestigkeit lieferten, zeigen im FAD-Diagramm die größeren plastischen Reserven und können somit Punkte mit größerer plastischer Ausnutzung aufnehmen.

In Abbildung 6-51 werden die Zustandskurven gezeigt, welche sich aus den Ergebnissen der Zugversuche in Abschnitt 5.3 ergeben. Wieder sind die Randproben und die Mittenproben gut unterscheidbar. Die Unterscheidung nach Stahlgüten ist allerdings schwieriger.

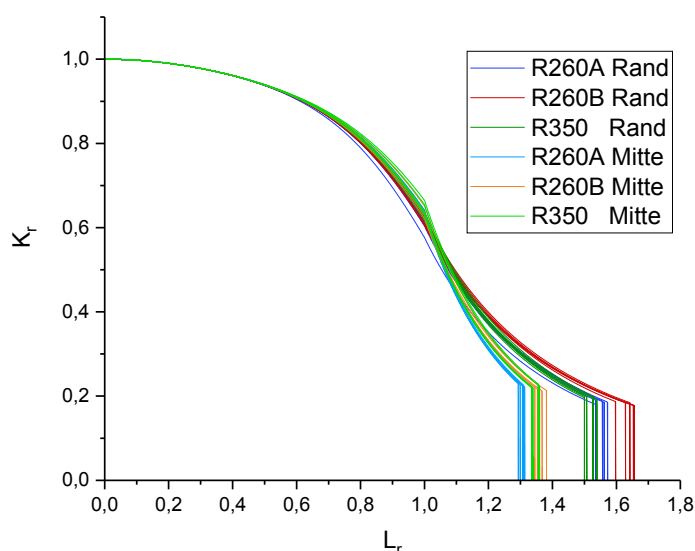


Abbildung 6-51: FAD-Diagramm verschiedener Schienenstahlgüten

Figure 6-51: FAD-Diagramm of different rail steel qualities

Als Untersuchungsvariante wird der Sprödbbruchnachweis geführt, um herauszufinden, ob die Korrosionskerben, welche in Abschnitt 5.5 an gebrauchten Schienen gefunden wurden, eine für den Sprödbbruchnachweis relevante Größe erreichen. Hierfür wird angenommen, dass die Kerben als Risse behandelt werden können. Dies ist eine auf der sicheren Seite liegende Annahme, da Korrosionsnarben keine scharfe Rissfront aufweisen und in Realität somit wesentlich unschädlicher sind als die in der Beispielrechnung angenommenen Risse. Insgesamt wurden an der Korrodierten Schiene 3057 Kerben gefunden, welche alle eine Tiefe hatten, die kleiner als 1 mm war.

Für eine Worst-Case-Abschätzung wird weiterhin angenommen, dass als Einwirkung auf den Querschnitt die maximale nach dem Smith-Diagramm zulässige Spannung von  $\sigma_{max} = 470 \text{ N/mm}^2$  wirkt. Diese wird mit einem Spannungsintensitätsfaktor von

$43 \text{ MPa}\sqrt{\text{m}}$  und der mittleren Streckgrenze des jeweiligen Betrachtungsortes kombiniert. Da für die Auswertepunkte die Mittelwerte verwendet wurden, werden in Abbildung 6-52 auch nur die Zustandskurven der Mittelwerte dargestellt.

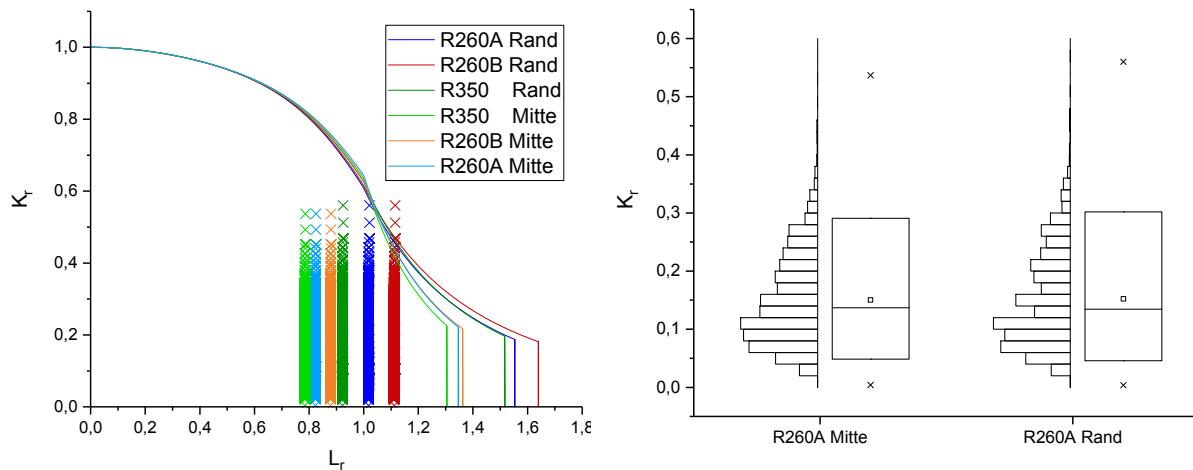


Abbildung 6-52: links: Darstellung von Auswertepunkten im FAD-Diagramm basierend auf einer maximalen Abschätzung der einwirkenden Lasten; rechts: Häufigkeitsverteilung der Auswertepunkte im FAD-Diagramm

Figure 6-52: left: FAD-diagram with evaluation points based on a maximal estimation of loads; right: frequency distribution of evaluation points in the FAD-diagram

Man kann erkennen, dass sich in der Abbildung pro Schienensorte eine „Datensäule“ bildet. Die Werte für  $K_r$  dieser Säulen verändern sich zwischen den Stahlgüten nicht, da sie nur von der Rissgeometrie und nicht von der Stahlgüte abhängig sind.

Es ist gut zu erkennen, dass die Auswertepunkte der Mittenproben in Abbildung 6-52 alle im sicheren Bereich liegen. Dieser Zustand ändert sich bei Betrachtung der Randproben. Da die gewählte Belastung von  $470 \text{ N/mm}^2$  teilweise größer ist als die in den Zugversuchen ermittelte Streckgrenze dieser Querschnittsregion, rutschen ihre Datensäulen über den Wert von  $L_r = 1,0$  hinaus in den Bereich, in dem plastische Querschnittsreserven aktiviert werden. Bei den Randproben der Moravia R260 führt dies dazu, dass zwei weitere Auswertepunkte einer Kerbe über die Zustandslinie hinaus wandern. Abbildung 6-52 rechts gibt die Verteilung der Datenpunkte über die Höhe der Datensäulen an. Man kann gut erkennen, dass die Grenze der Box, welche die Werte zwischen dem 5%- und dem 95%-Fraktile umschließt, weit im sicheren Bereich liegt und es sich bei den die Zustandskurve überschreitenden Werten um Ausreißer (insgesamt 2/3057) handelt.

## 7 Zusammenfassung Summary

Im vorliegenden Forschungsprojekt wurden Ansätze zur bruchmechanischen Beschreibung des Risswachstums im Schienenfuß erarbeitet.

Hierzu wurde zunächst mittels Finite-Elemente-Simulationen gezeigt, wie sich die Spannungen aus Eigenspannungen, Temperatur, Zugüberfahrt und Bauwerksverformung im Schienenfuß verteilen. Die Größe der anzusetzenden Lasten aus Bauwerksverformung konnte ermittelt werden. Es wurde gezeigt, dass die Spannungsanteile sich ihrer Verteilung im Schienenfuß nach in drei Gruppen einteilen lassen, welche sich im Anschluss auch in der Ermittlung der K-Faktoren wiederfinden lassen. Schließlich wurde der Zusammenhang von Verdrehung und Verschiebung des Brückenkopfes näher untersucht.

Die Eigenspannungen der Schienen wurden in 18 Versuchen ermittelt. Es zeigte sich, dass die zu erwartenden Druck-Eigenspannungen am Schienenfußrand auch in Realität anzutreffen sind. In Schienenfußmitte herrschten Zug-Eigenspannungen. Die Ausprägung der Zug-Eigenspannungen variierte jedoch je nach untersuchter Schienengüte stark.

Die bruchmechanischen Großversuche an gekerbten Schienen haben gezeigt, dass gekerbte Schienen gleicher Güte sich ähnlich verhalten und somit bruchmechanische Konzepte, welche auf Rissen im Schienenfuß aufbauen, prinzipiell das Reißen von Schienen beschreiben können. Es musste jedoch auch festgestellt werden, dass die Großversuche keinen Rückschluss auf die tatsächliche Lebenserwartung einer Eisenbahnschiene im Gleis zulassen. Durch den eingebrachten Kerb wurden die Probekörper so modifiziert, dass sie mit ihnen gewonnenen Ergebnisse Rückschlüsse auf das anzuwendende bruchmechanische Modell zulassen. Ein Rückschluss auf den Widerstand gegen die Rissinitiation der einzelnen Probekörper ist nicht möglich.

In bruchmechanischen Kleinversuchen wurden die Bruchzähigkeiten der Schienenstähle jeweils an den Entnahmeorten „Schienenfußmitte“ und „Schienenfußrand“ ermittelt. Es zeigte sich, dass eine rein elastische Auswertung der Versuche nicht zielführend war. Es wurde eine Auswertung für elastisch-plastische Materialien nötig. Es konnte nicht abschließend geklärt werden, ob diese Notwendigkeit alleine in den Materialeigenschaften des Schienenstahls, oder auch in den schienenfußgeometriebedingt sehr schmalen Proben begründet war.

Zur Darstellung des Risswachstums mit bruchmechanischen Methoden wurden verschiedene Ansätze gezeigt und die Möglichkeit zur Simulation saisonaler Abhängigkeiten und der Interaktion verschiedener Belastungen wurde illustriert.

Es zeigte sich, dass die Simulation einzelner Risse sehr gut dazu geeignet ist, den Einfluss einzelner Parameter auf das Risswachstum aufzuzeigen. Für die Untersuchung eines großen Parameterraumes ist sie jedoch wegen des im Vergleich zum zusätzlichen Erkenntnisgewinn zu stark ansteigenden Rechenaufwandes nicht praktikabel. Daher wurde für die abschließenden Untersuchungen auf das FAD-Diagramm (Failure Assessment Diagram) zurückgegriffen.



Aus den Betrachtungen im FAD-Diagramm kann man schlussfolgern, dass das System Schiene auch in Bereichen mit lateralem Versatz funktionieren kann, sofern die summierten Spannungen der Schiene, wie im aktuellen Nachweiskonzept vorgesehen, unter  $470 \text{ N/mm}^2$  liegen. Von einer Anpassung des Smith-Diagramms auf höhere Streckgrenzen wird aber abgeraten, da nicht alle Querschnittsteile dieselbe Streckgrenze aufweisen und somit noch eher in kritische Bereiche geraten können.

In den großmaßstäblichen Ermüdungsversuchen hat sich auch gezeigt, dass die Stähle hohe plastische Reserven aufweisen. Dies zeigt sich auch daran, dass die Kleinproben aus dem Schienenrand merklich länger für die Rissinitiierung brauchten als die Mittenproben. Diese Tragreserven können von den im Projekt verwendeten Untersuchungsmethoden nur unvollständig erfasst werden, da das K-Konzept, welches im FAD-Diagramm und in den Rissfortschrittsgesetzen genutzt wird, keine plastischen Reserven vorsieht. Modellrechnungen müssten hier vollständig mit Hilfe des J-Integrals über Finite-Elemente-Modellierungen erfolgen. Gerade für die Lebensdauerabschätzung ist diese jedoch nur bedingt geeignet, da hier das Superpositionsprinzip nicht mehr gilt und somit jeder Lastschritt eines Schienenlebens separat simuliert werden müsste. Dies kann Gegenstand eines weiteren Forschungsvorhabens sein.

## **8 Ausblick Perspective**

Das Forschungsprojekt „Ermüdungsnachweis von Schienen auf Basis bruchmechanischer Kriterien“ konnte einen Beitrag zur Verdeutlichung der Interaktion verschiedener Einflussgrößen im Hinblick auf das Risswachstum leisten. Die verwendeten Verfahren sollten in folgenden Projekten sowohl in größer angelegten Parameterstudien (bzw. mit probabilistischen Methoden), aber auch an einzelnen Beispielbauwerken angewendet und verifiziert werden.

## **9 Liste der Anhänge** **List of appendices**

- 1  $\varphi$ - $\delta$ -Diagramme
- 2 Bruchflächen der Großversuche
- 3 Ergebnisse der Zugversuche
- 4 F-CMOD-Graphen und Bruchflächen der Bruchzähigkeitsversuche

## 10 Literaturverzeichnis Bibliography

- [AIL98] Al Laham, S.: Stress Intensity Factors Handbook. SINTAP/ Task 2.6, EPD/GEN/REP/0316/98, British Energy Generation Ltd, Issue 2, 1998
- [ASTM399] ASTM E399-12<sup>E2</sup>: Standard Test Method for Linear-Elastic Plane-Strain Fracture Toughness  $K_{Ic}$  of Metallic Materials. 2013, American Society for Testing and Materials International
- [ASTM1820] ASTM E1820-13: Standard Test Method for Measurement of Fracture Toughness. 2013, American Society for Testing and Materials International
- [Aus80] Austen, I. M.: Measurement of Crack Length and Data Analysis in Corrosion Fatigue. In: Beevers, C. J. (Hersg.): The Measurement of Crack Length and Shape During Fracture and Fatigue. Engineering Materials Advisory Services Ltd., 1980
- [Bar95] Barlo, D.; Zdunek, A.: Stray Current Corrosion in Electrified Rail Systems -- Final Report. 1995
- [Blu82] Blumenauer, H.: Zur werkstoffmechanischen Interpretation von Bruchkenngrößen. Akademie-Verlag, Berlin, 1982
- [Blu93] Blumenauer, H.; Pusch, G.: Technische Bruchmechanik. 3. Auflage, Leipzig: Dt. Verlag für Grundstoffindustrie, 1993
- [Blu94] Blumenauer, H.: Werkstoffprüfung. 6. Auflage, Leipzig: Dt. Verlag für Grundstoffindustrie, 1993
- [Böh04] Böhmer, A.: Auswirkung des Werkstoffverhaltens auf die rechnerisch ermittelte Belastbarkeit der Schiene. Dissertation, Technische Universität Berlin, 2004
- [Bra99] Brandau, J.: Einsatz unsymmetrischer Schienenprofile im Nahverkehr, Universität Hannover, Diss., 1999
- [BSI7910] Guide to methods for assessing the acceptability of flaws in metallic structures. British Standards Institution, 2015
- [Dan89] Dang Van, K.; Cailletaud, G.; Flavenot, J. F.; Le Douaron, A.; Lieurade, H. P.: Criterion for High Cycle Fatigue Failure under Multiaxial Loading. Biaxial and Multiaxial Fatigue, EGF 3, Mechanical Engineering Publications, London, 1989
- [DB89] Deutsche Bundesbahn, BZA München, Dez. 85A: Dauerfestigkeitsschaubild nach Smith für UIC 60 (900), 1989 (nicht veröffentlicht)
- [DB00] Deutsche Bahn AG: DS 804 (B6) Vorschrift für Eisenbahnbrücken und sonstige Ingenieurbauwerke. Anlage 29, 2000
- [DB02] DB Netz AG: Anforderungskatalog zum Bau der Festen Fahrbahn. 08/2002

- [DB14] DB Netz AG: Parameterkatalog: Nachweisführung/Parameter für VDE 8 Übergangsbereich der Festen Fahrbahn auf Brücken; Zug- und Drucknachweis, Lateralversatz. 02 2014
- [DB15] DB Netz AG: Fachtechnische Stellungnahme 1-2015-10193 I.NPF 2 zu Ril 804: Einführung Parameterkatalog Feste Fahrbahn, 20.03.2015
- [Dey09] Dey, A.; Casperson, R., Pohl, R.; Thomas, H.-M.: Die Klassifizierung von Oberflächenfehlern in Schienen mit der Wirbelstromprüfung. DGZfP-Jahrestagung 2009
- [DBS918254-1] DBS 918 245-1. Schienen, Teil1: Vignolschienen ab 46 kg/m, Bahnstandard, DB Netz AG, 2014
- [DIN1990] DIN EN 1990. Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung; Deutsche Fassung EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010. Berlin: Beuth Verlag, 2010
- [DIN1991-2] DIN EN 1991-2:2010. Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken; Deutsche Fassung EN 1991-2:2003+AC:2010. Berlin: Beuth Verlag, 2010
- [DIN6892-1] DIN EN ISO 6892-1. Metallische Werkstoffe – Zugversuch – Teil 1: Prüfverfahren bei Raumtemperatur (ISO 6892-1:2009); Deutsche Fassung EN ISO 6892-1:2009. Berlin: Beuth Verlag, 2009
- [DIN13674-1] DIN EN 13674-1. Bahnanwendungen – Oberbau - Schienen – Teil 1: Vignolschienen ab 46 kg/m; Deutsche Fassung EN 13674-1:2011. Berlin: Beuth Verlag, 2011
- [DIN14730-1] DIN EN 14730-1:2006. Bahnanwendungen - Oberbau – Aluminothermisches Schweißen – Teil 1: Zulassung der Schweißverfahren, Deutsche Fassung EN 14730-1:2006. Berlin: Beuth Verlag, 2006
- [DIN13481-1] DIN EN 13481-1:2012. Bahnanwendungen – Oberbau – Leistungsanforderungen für Schienenbefestigungssysteme – Teil 1: Definitionen; Deutsche Fassung EN 13481-1:2012. Berlin: Beuth Verlag 2012
- [DIN13481-5] DIN EN 13481-5:2012. Bahnanwendungen – Oberbau – Leistungsanforderungen für Schienenbefestigungssysteme – Teil 5: Befestigungssysteme für feste Fahrbahn mit aufgesetzten oder in Kanälen eingebetteten Schienen; Deutsche Fassung EN 13481-5:2012. Berlin: Beuth Verlag 2012
- [DunoJ] Dunn, J.: Climate Effects on Modern Rail Technology, ohne Jahr
- [Ede15] Edel, K.-O.: Einführung in die bruchmechanische Schadensbeurteilung. Wiesbaden: Springer Vieweg, 2015
- [Fas77] Fastenrath, F.: Die Eisenbahnschiene Theoretische und praktische Hinweise zur Beanspruchung, Werkstoffbeschaffenheit, Profilwahl, Verschweißung und Behandlung in Gleis und Werkstatt. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, 1977

- [Fis13] Fischer, O.: Gutachterliche Stellungnahme Zwischenbericht 2, G 1207/2/24, Feste Fahrbahn, EÜ Humbachtalbrücke., (nicht veröffentlicht), 2013
- [FITNET01] Gutiérrez-Solana, F.; Cicero, S.; Álvarez, J. A.; Lacalle, R.: FITNET Basic Training Package. WP6: Training & Education, G1RT-CT-2001-05071, 2001
- [Fre12] Freystein, H.: Untersuchungen zu den zulässigen zusätzlichen Schienenspannungen aus Interaktion Gleis/Brücke. Dissertation, Technische Universität Berlin, 2012
- [Geh16] Gehring, M.: Implementierung und Untersuchung von Berechnungsverfahren der Betriebsfestigkeit. Studienarbeit, Lehrstuhl für Metallbau der TU München, 2016
- [Hai06] Haibach, E.: Betriebsfestigkeit: Verfahren und Daten zur Bauteilberechnung. Berlin, Heidelberg, New York: Springer, 3. Korrigierte und ergänzte Auflage, 2006
- [He15] He, J.: Rissfortschritt in Schienenfußmitte unter Berücksichtigung von Temperatur- und Eigenspannungsschwankungen. Master's Thesis, Lehrstuhl für Metallbau der TU München, 2015
- [Hei11] Heine, B.: Werkstoffprüfung. Carl Hanser Verlag München, 2011
- [Hu16] Hu, W.: Einfluss von Lastausmitten und Rissinitiierungsort auf die Restlebensdauer von Eisenbahnschienen. Master's Thesis, Lehrstuhl für Metallbau der TU München, 2016
- [ICW17] Ingenieur Consult Würzburg: Glossar. URL: <http://www.icw-consulting.de/glossar.php> (Stand 07.01.2017)
- [Jos09] Josefson, B. L.; Ringsberg, J. W.: Assessment of Uncertainties in life prediction of fatigue crack initiation and propagation in welded rails. International Journal of Fatigue, Volume 31, Seiten 1413-1421, 2009
- [Klo14] Klobe, P.: Analyse der Temperatúrausbreitung in Eisenbahnschienen. Bachelor's Thesis, Lehrstuhl für Metallbau der TU München, 2014
- [Kop70] Kopp, E.: Ein Beitrag zur Ermittlung der zulässigen Liegedauer von Eisenbahnschienen. Mitteilung des Instituts für Bau von Landverkehrswegen der Technischen Universität München, Heft 14, 1970
- [Kot12] Kotsikos, G.; Grasso, M.: Assessment of Fatigue Cracks in Rails. Transport Research Arena 2012, In: Procedia - Social and Behavioral Sciences, Volume 48, 2012, Seiten 1395 – 1402, DOI: 10.1016/j.sbspro.2012.06.1115
- [Krü10] Krüger, S.: Rissentwicklung im Schienenwerkstoff unter praxisnahen Beanspruchungen. Dissertation, Otto-von-Guericke-Universität Magdeburg, 2010

- [Man14] Mangerig, I.; Hess, A.: Zur Stabilität von oberflächennah durch plastisches Umformen eingepprägten Eigenspannungen. Stahlbau, VBd. 83, Seiten 236-244, 2014
- [Mar11] Maruthamuthu, S.; Nagendran, T.; Anandkumar, B.; Karthikeyan, M. S.; Palaniswamy, N.; Narayanan, G.: Microbiologically influenced corrosion on rails. In: CURRENT SCIENCE, Vol. 100, No. 6, Seiten 870 – 880, 2011
- [Mei37] Meier, H.: Eigenspannungen in Eisenbahnschienen. In: VDI-Zeitschrift, Bd. 81, Nr. 12, Seiten 362-363, 1937
- [New79] Newman, J. C. Jr.; Raju, I. S.: Analyses of Surface Cracks in Finite Plates Under Tension or Bending Loads. NASA Technical Paper 1578, 1979
- [New84] Newman, J. C. Jr.; Raju, I. S.: Stress-Intensity Factor Equations for Cracks in Three-dimensional Finite Bodies Subjected to Tension and Bending Loads. NASA Technical Memorandum 85793, 1984
- [Orr92] Orringer, O.; Orkisz, J.; Zdzislaw, S. (Herausgeber): Residual stresses in rails: effects on rail integrity and railroad economics, 2 Bände, Kluwer Academic Publishers, 1992
- [Lan16a] Langenberg, P.: Empfehlung zur elliptischen Kerbform in Stählen zur Erzeugung von Ermüdungsrisswachstum; IWT-Solution AG, Aachen, 2016
- [Lan16b] Langenberg, P.: Abbildung einer Ermüdungsbruchfläche mit Rastlinien; IWT-Solution AG, Aachen, 2016
- [Lic04] Lichtberger, B.; Handbuch Gleis - Unterbau, Oberbau, Instandhaltung, Wirtschaftlichkeit. Tetzla Verlag, 2004
- [Liu13] Liu, J.; Einfluss der Schienenbefestigungskomponenten auf das laterale Verformungs- und Lastverteilungsverhalten der Schiene, TU München, Diss., 2013
- [LMU13] Meteorologisches Institut der Ludwig-Maximilians-Universität München, Fakultät für Physik, Messstelle Garching Oskar von Miller Turm, URL: <http://www.meteo.physik.uni-muenchen.de/dokuwiki/doku.php?id=wetter:garching:neu>
- [Mar11] Maruthamuthu, S.; Nagendran, T.; Anandkumar, B.; Karthikeyan, M. S.; Palaniswamy, N.; Narayanan, G.: Microbiologically influenced corrosion on rails. In: CURRENT SCIENCE, Vol. 100, No. 6, Seiten 870 – 880, 2011
- [NaBau] Normenausschuss Bau ; V., Berlin DIN Deutsches Institut für Normung e. (Hrsg.): Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken; Deutsche Fassung EN 1991-2:2003 + AC:2010. Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN
- [Nel82] Nelson, D. V.: Effects of Residual Stress on Fatigue Crack Propagation. In: Residual Stress Effects in Fatigue, ASTM STP

- 776, American Society for Testing and Materials, Seiten: 13-31, 1982
- [ORE87] ORE: Empfohlenes Verfahren zur Bestimmung der Risszähigkeit KIC von Eisenbahnschienenstählen im ebenen Dehnungszustand. ORE – Forschungs- und Versuchsamt des Internationalen Eisenbahnverbandes, Frage D 156, Bericht Nr. 3, 1987
- [Pac13] Pachl, J.; Systemtechnik des Schienenverkehrs. Springer Verlag, 2013
- [Pak82] Parker, A. P.: Stress Intensity Factors, Crack Profiles, and Fatigue Crack Growth Rates in Residual Stress Fields. In: Residual Stress Effects in Fatigue, ASTM STP 776, American Society for Testing and Materials, Seiten: 13-31, 1982
- [Par85] Paris, P. C.: Concepts in Fracture Mechanics. Course Notes from the TV Course taken by Gary Gray. Paris Productions Inc., 1985
- [Pes16a] Pessel, S.; Mensinger, M.: Fracture Mechanics Based Approach to the Significance of Certain Loads on the Service Life of Rails. Transport Research Arena (TRA), Warschau, 2016, DOI: <http://dx.doi.org/10.1016/j.trpro.2016.05.168>
- [Pes16b] Pessel, S.; Mensinger, M.; Gehring, M.: Crack Growth in the Rail Foot. 11th Japanese Bridge Symposium Osaka, 2016
- [Rad95] Radaj, D.: Ermüdungsfestigkeit. Berlin: Springer, 1995
- [Ric81] Rice, R.C.; Leis, B.N.; Tuttle, M.E.: An Examination of the Influence of Residual Stresses on the Fatigue and Fracture of Railroad Rail. Residual Stress Effects in Fatigue, ASTM STP 776, American Society for Testing and Materials, Seiten 132-157, 1982
- [Rih09] Richard, H.; Sander, M.: Ermüdungsrisse. Vieweg+Teubner | GWV Fachverlage GmbH, Wiesbaden, 2009
- [Rob02] Roberts, J. L.: Residual Stress Effects on Fatigue Life via the Stress Intensity Parameter, K. Dissertation, University of Tennessee – Knoxville, 2002
- [Rom15] Romano, S.; Manenti, D.; Beretta, S.; Zerbst, U.: Probabilistic method for residual lifetime and inspection interval of aluminothermic welded rails with foot cracks. Preprint submitted to Engineering Fracture Mechanics, July 2015
- [Rug05] Ruge, P.; Birk, C.; Muncke, M.; Schmäzlin, G.: Schienenlängskräfte auf Brücken bei nichtlinearer Überlagerung der Lastfälle Temperatur, Tragwerksbiegung, Bremsen. Bautechnik 82 (2005), Heft 11. Ernst&Sohn, Berlin, 2005
- [Ruh16] Ruhdorfer, R.: Oberflächenkorrosion an Gleisstücken - Nahbereichsscanning von Probekörpern. Studienarbeit, Lehrstuhl für Metallbau und Lehrstuhl für Geodäsie der TU München, 2016
- [Sam11] Samal, S.; Bhattaacharyya, A.; Mitra, S. K.: Study on Corrosion Behavior of Pearlitic Rail Steel. Journal of Minerals & Materials



- Characterization & Engineering, Vol. 10, No.7, Seiten 573-581, 2011
- [Sch15a] Schramm, N.: Beitrag zur Wirklichkeitsnahen Ermittlung von Schienenspannungen im Übergangsbereich zu Brückentragwerken. Bautechniktag Düsseldorf, 2015
- [Schw12] Technische Regelzeichnung des Brückenstützpunktes BSP FF-B-2, SCHWIHAG AG, 2012
- [SedoJ] Sedlacek, G.: Grundlagen der Bruchmechanik. Lehrstuhl für Stahlbau der RWTH Aachen, o.J.
- [Sey86] Seyboth, P.: Beanspruchung seitlich abgenutzter Schienen der Form UIC 60. Dissertation, Technische Universität München, 1986
- [SINTAP97] Ruiz Ocejó, J.; Gutiérrez-Solana, F.; González-Posada, M. A.; Gorrochategui, I: Failure Assessment Diagram – Crack Driving Force Diagram – Compatibility. Report/SINTAP/UC/05, 1997
- [Spö15] Spörer, D.: Zerstörungsfreie Prüfung zur Detektion von Oberflächenschäden an Eisenbahnschienen. Bachelor's Thesis, Lehrstuhl für Metallbau der TU München, 2015
- [Tap05] Tapp, C.: Mechanische Eigenschaften von Schienenstählen nach zyklischer Verformung. Dissertation, Technische Universität München, 2005
- [TCRP 37] Robles Hernandez, F. C.; Koch, K.; Plascencia Barrera, G.: Rail Base Corrosion Detection and Prevention. Contractor's Final Report for TCRP Project D-7, Task 14, Transit Cooperative Research Program, 2007
- [TCRP 47] Akhtar, M.: Guidelines for Rail Base Inspection and Rail Condemnation Limits for Corrosion Induced Material Loss. Contractor's Final Report for TCRP Project D-7/Task 17, Transit Cooperative Research Program, 2009
- [USDept14] U.S. Department of Transportation, Office of Research and Development: Rail Base Corrosion and Cracking Prevention. DOT/FRA/ORD-14/27, Final Report, 2014
- [Voe04] Profile Programm. Katalog der Schienenprofile der voestalpine Schienen GmbH mit Nennmaßen, 2004, geändert 2013
- [Wei97] Weiser, J.: Analyse der Eigenspannungen beim Rollenrichten von Schienen. Dissertation, Otto-von-Guericke-Universität Magdeburg, 1997
- [Zer05] Zerbst, U.; Mädler, K.; Hintze, H.: Fracture mechanics in railway applications—an overview. Engineering Fracture Mechanics, Vol. 72, Seiten 163–194, doi:10.1016/j.engfracmech.2003.11.010, 2005

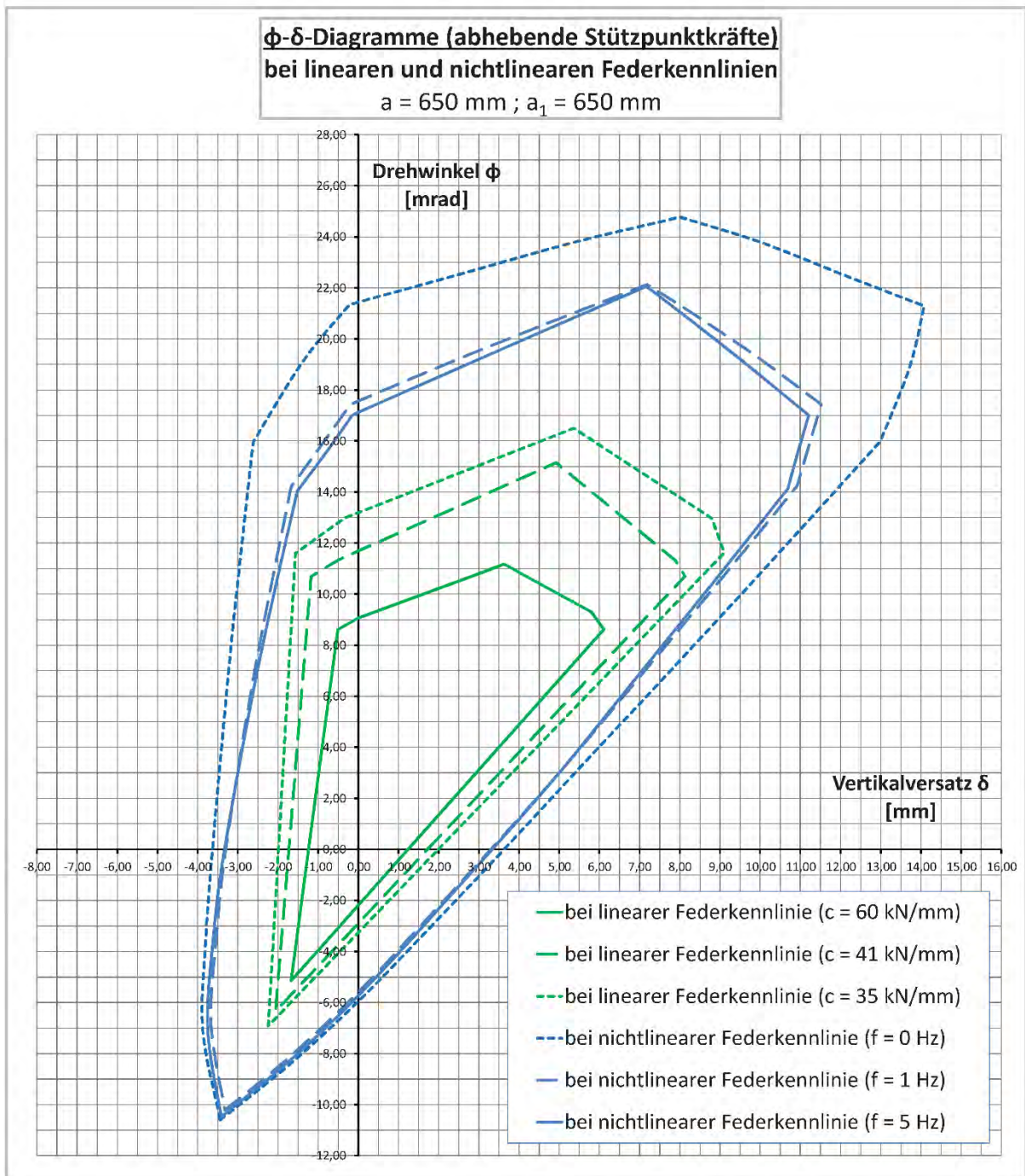
# ANHANG

---

- 1 Diagramme zur Bestimmung von Grenzlängen von vertikalen Schienenstützpunktkräften  
Diagrams for the determination of limits of vertical forces of the point supports of the rail**

Diagramme zur Bestimmung von Grenzlumen von vertikalen Schienenstutzpunktkraften

Diagrams for the determination of limits of vertical forces of the point supports of the rail

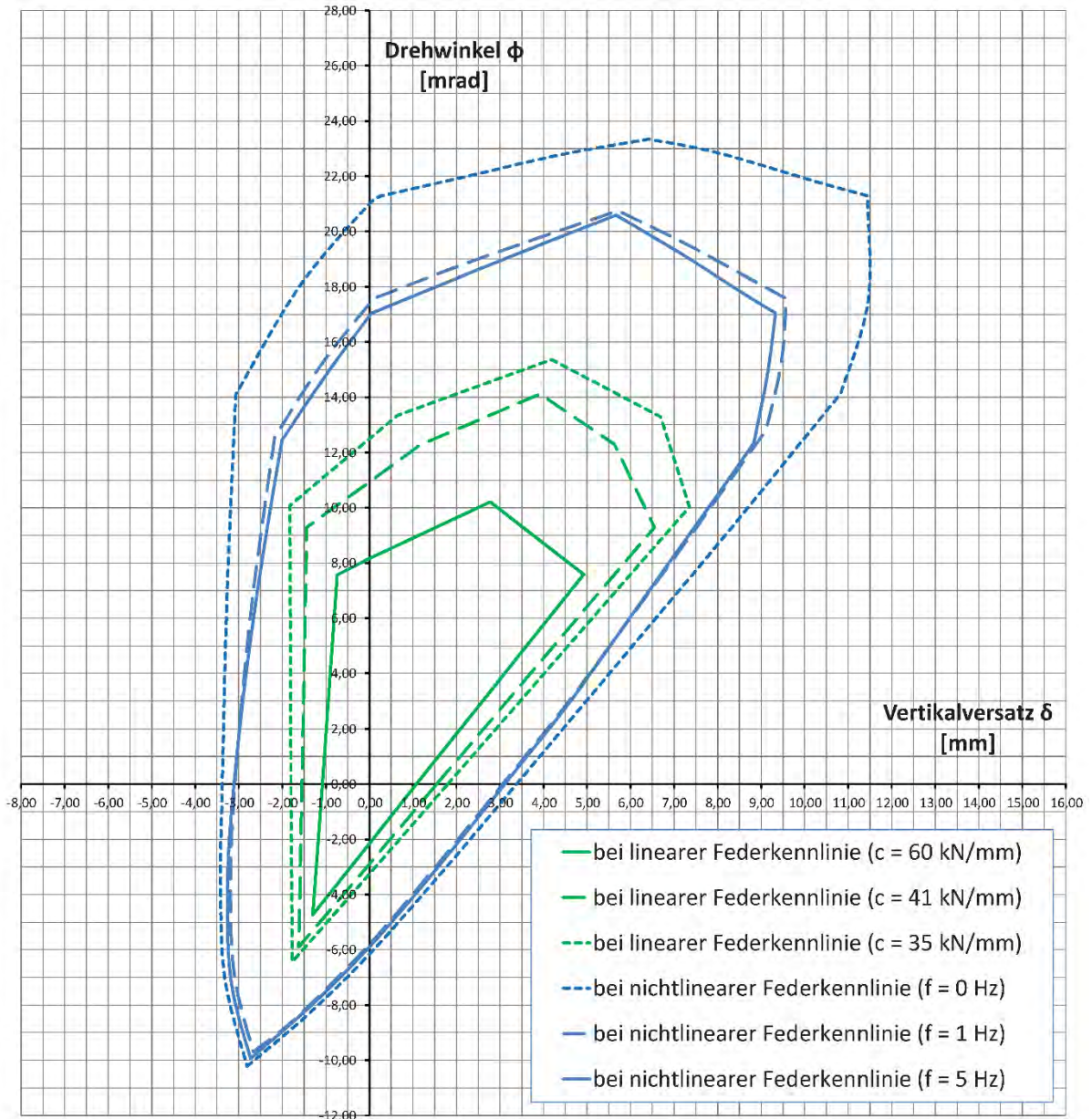


$T = -20^\circ\text{C}; a = 650 \text{ mm}; a_1 = 650 \text{ mm}$

Diagramme zur Bestimmung von Grenzlumen von vertikalen Schienenstutzpunktkraften

Diagrams for the determination of limits of vertical forces of the point supports of the rail

**$\phi$ - $\delta$ -Diagramme (abhebende Stutzpunktkräfte)**  
**bei linearen und nichtlinearen Federkennlinien**  
 $a = 650 \text{ mm}$  ;  $a_1 = 550 \text{ mm}$

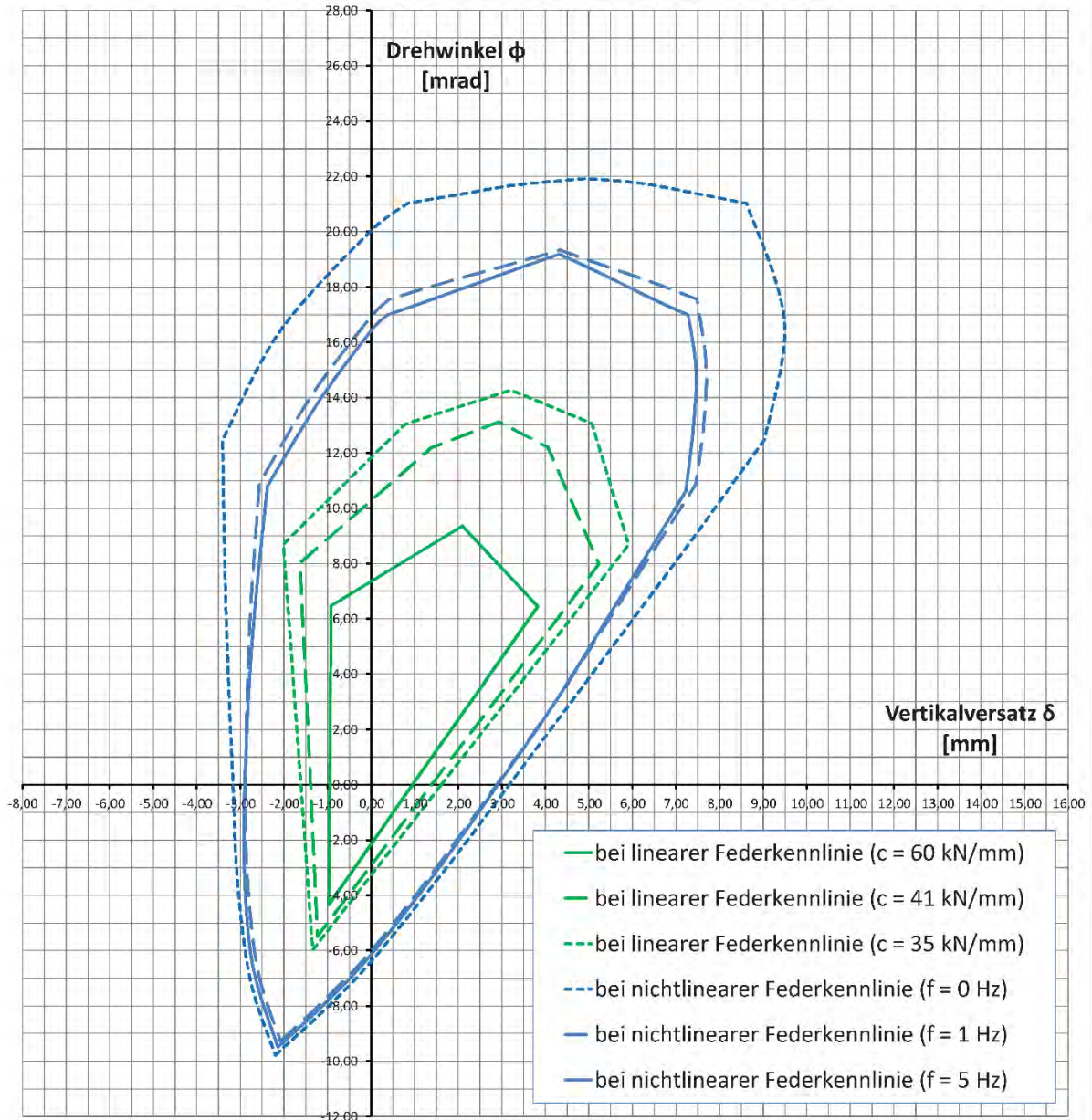


$T = -20^\circ\text{C}$ ;  $a = 650 \text{ mm}$ ;  $a_1 = 550 \text{ mm}$

Diagramme zur Bestimmung von Grenzlumen von vertikalen Schienenstutzpunktkraften

Diagrams for the determination of limits of vertical forces of the point supports of the rail

**$\phi$ - $\delta$ -Diagramme (abhebende Stutzpunktkräfte)**  
**bei linearen und nichtlinearen Federkennlinien**  
 $a = 650 \text{ mm}$  ;  $a_1 = 450 \text{ mm}$

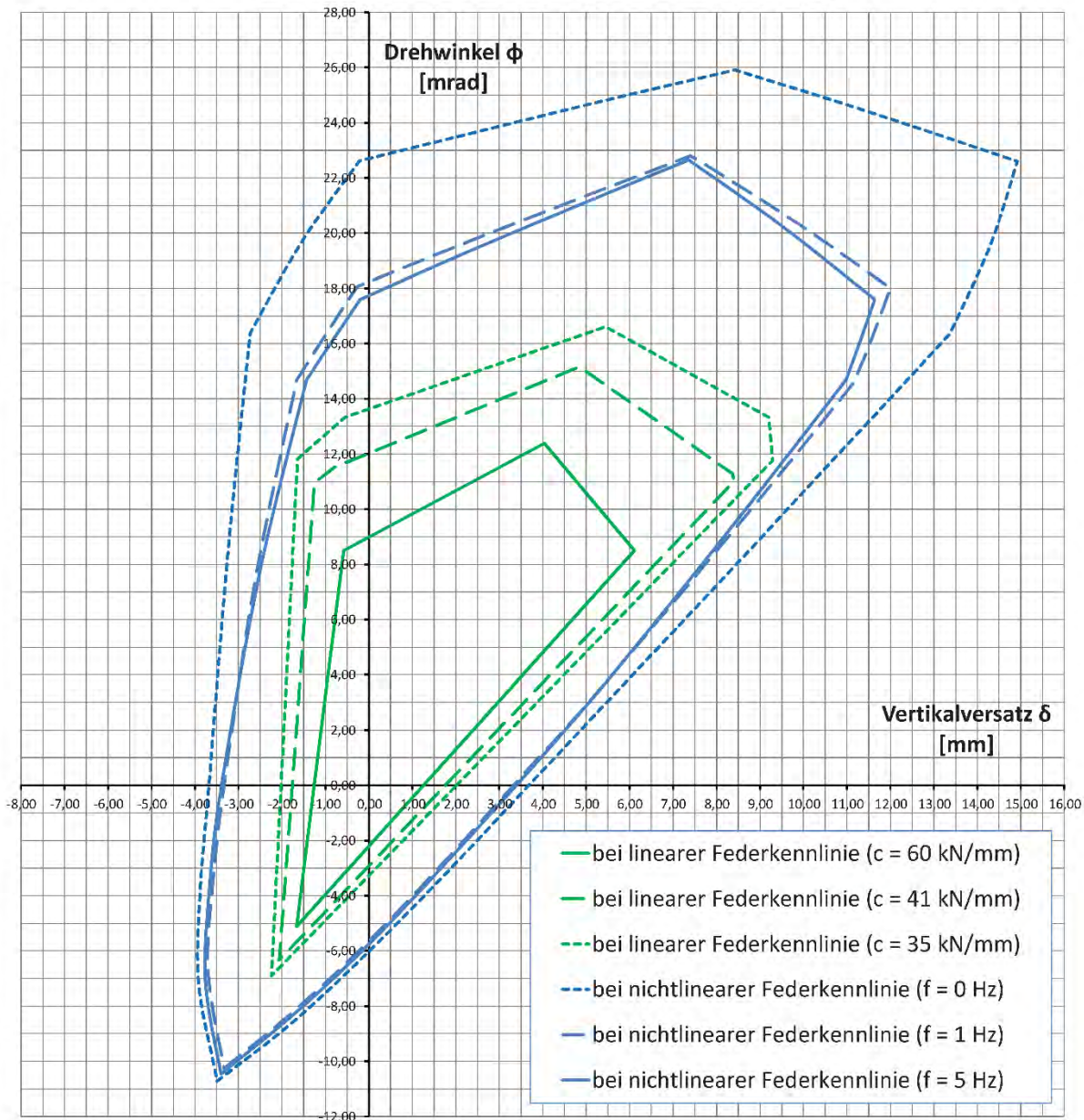


$T = -20^\circ\text{C}$ ;  $a = 650 \text{ mm}$ ;  $a_1 = 450 \text{ mm}$

Diagramme zur Bestimmung von Grenzlösungen von vertikalen Schienenstützpunktkräften

Diagrams for the determination of limits of vertical forces of the point supports of the rail

**$\phi$ - $\delta$ -Diagramme (abhebende Stützpunktkräfte)**  
**bei linearen und nichtlinearen Federkennlinien**  
 $a = 600 \text{ mm}$  ;  $a_1 = 650 \text{ mm}$

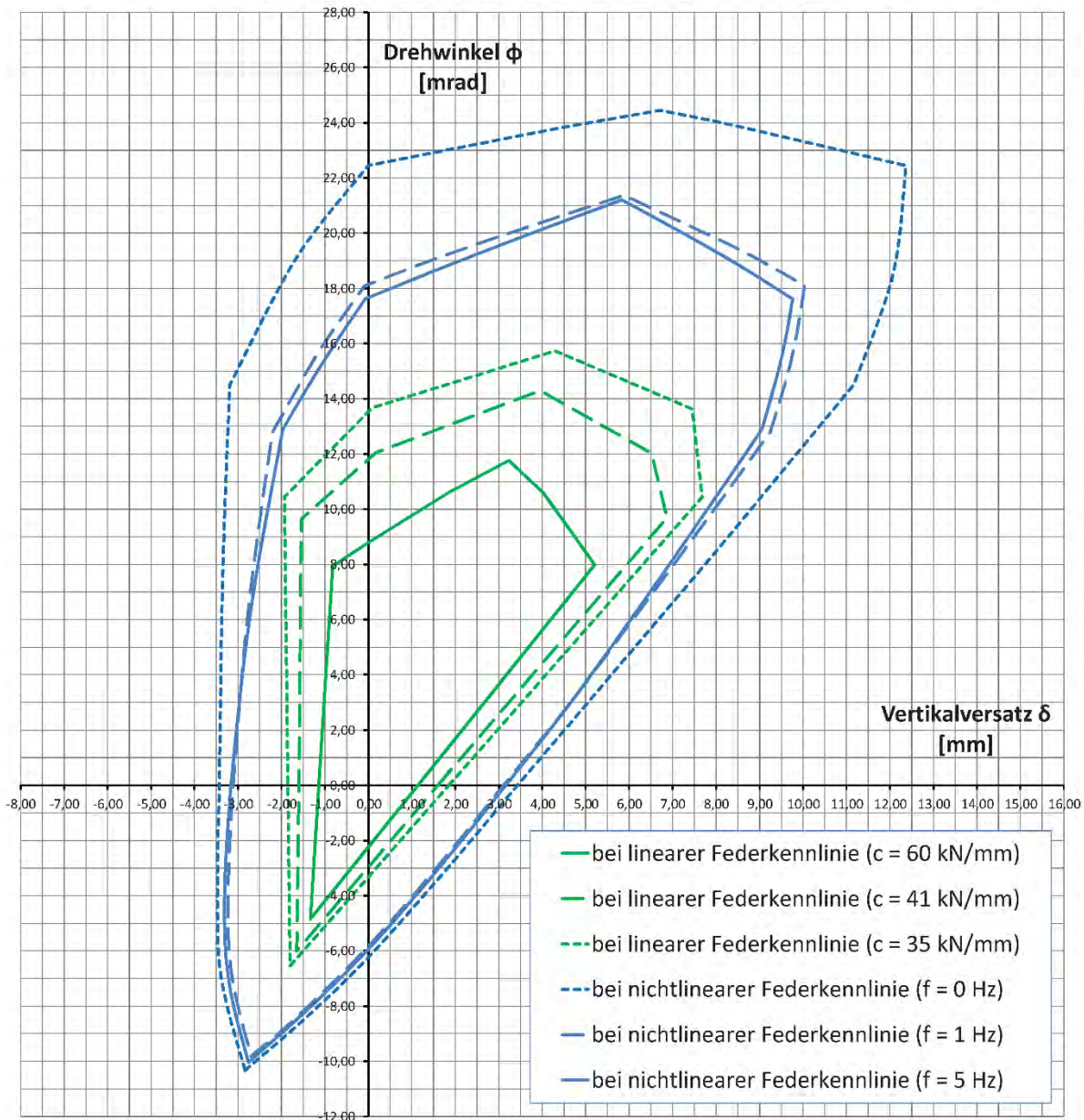


$T = -20^\circ\text{C}$ ;  $a = 600 \text{ mm}$ ;  $a_1 = 650 \text{ mm}$

Diagramme zur Bestimmung von Grenzlumen von vertikalen Schienenstutzpunktkraften

Diagrams for the determination of limits of vertical forces of the point supports of the rail

**$\phi$ - $\delta$ -Diagramme (abhebende Stutzpunktkräfte)**  
**bei linearen und nichtlinearen Federkennlinien**  
 $a = 600 \text{ mm}$  ;  $a_1 = 550 \text{ mm}$

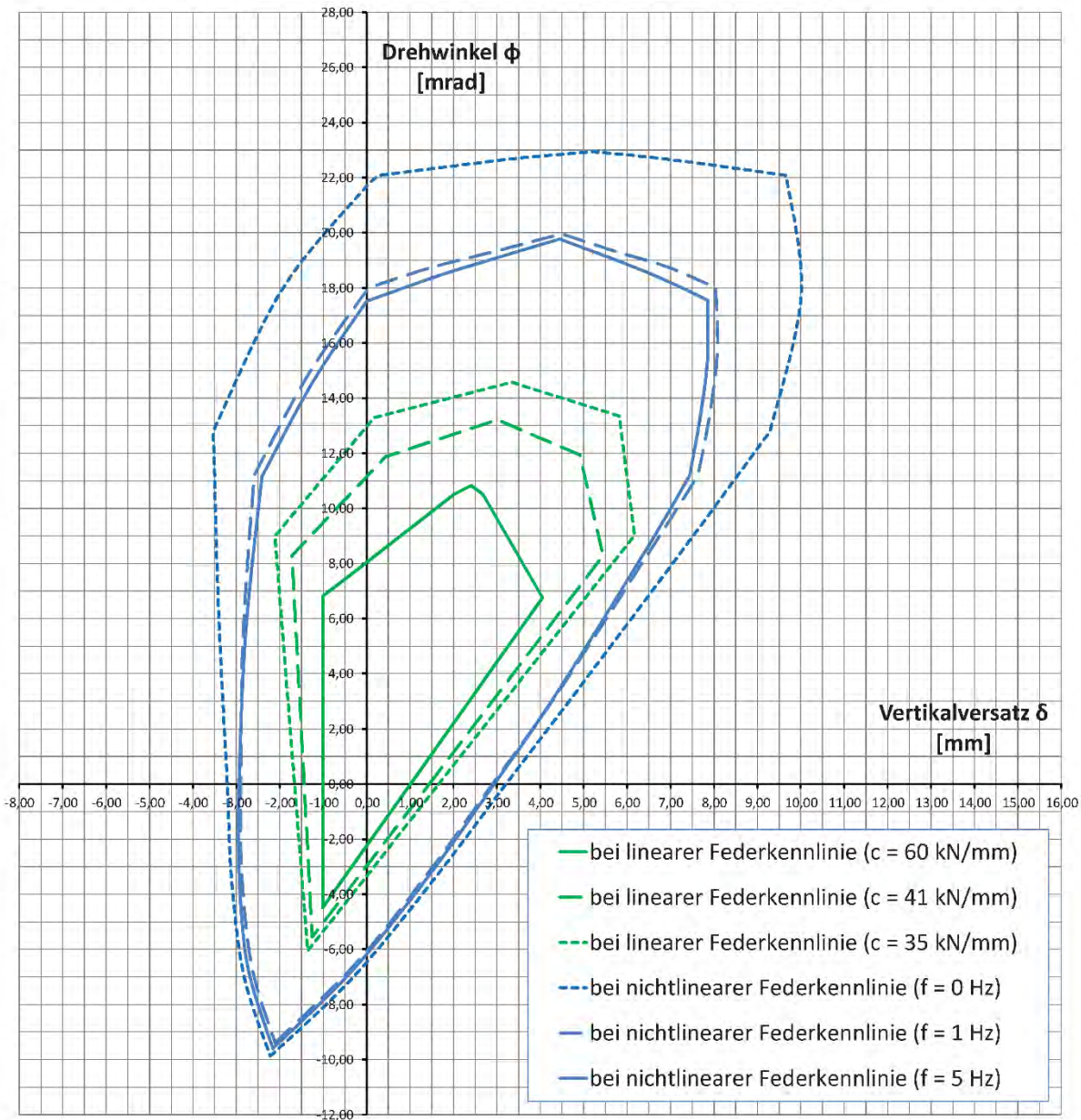


$T = -20^\circ\text{C}$ ;  $a = 600 \text{ mm}$ ;  $a_1 = 550 \text{ mm}$

Diagramme zur Bestimmung von Grenzlösungen von vertikalen Schienenstützpunktkräften

Diagrams for the determination of limits of vertical forces of the point supports of the rail

**$\phi$ - $\delta$ -Diagramme (abhebende Stützpunktkräfte)**  
 bei linearen und nichtlinearen Federkennlinien  
 $a = 600 \text{ mm}$  ;  $a_1 = 450 \text{ mm}$



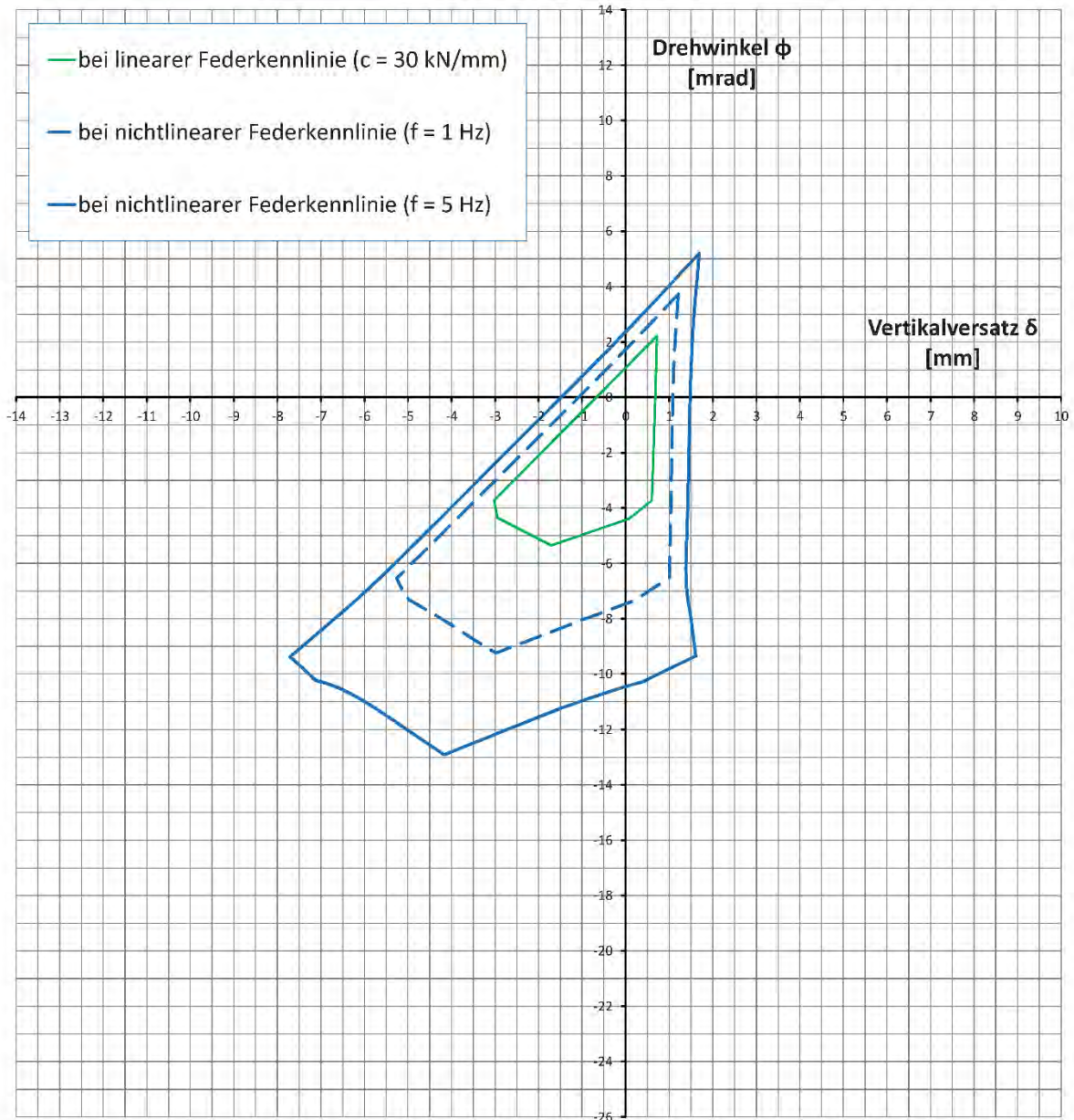
$T = -20^\circ\text{C}$ ;  $a = 600 \text{ mm}$ ;  $a_1 = 450 \text{ mm}$



Diagramme zur Bestimmung von Grenzlumen von vertikalen Schienenstutzpunktkraften

Diagrams for the determination of limits of vertical forces of the point supports of the rail

**$\phi$ - $\delta$ -Diagramme (druckende Stutzpunktkräfte)**  
**bei linearen und nichtlinearen Federkennlinien**  
 $a = 650 \text{ mm}$  ;  $a_1 = 650 \text{ mm}$

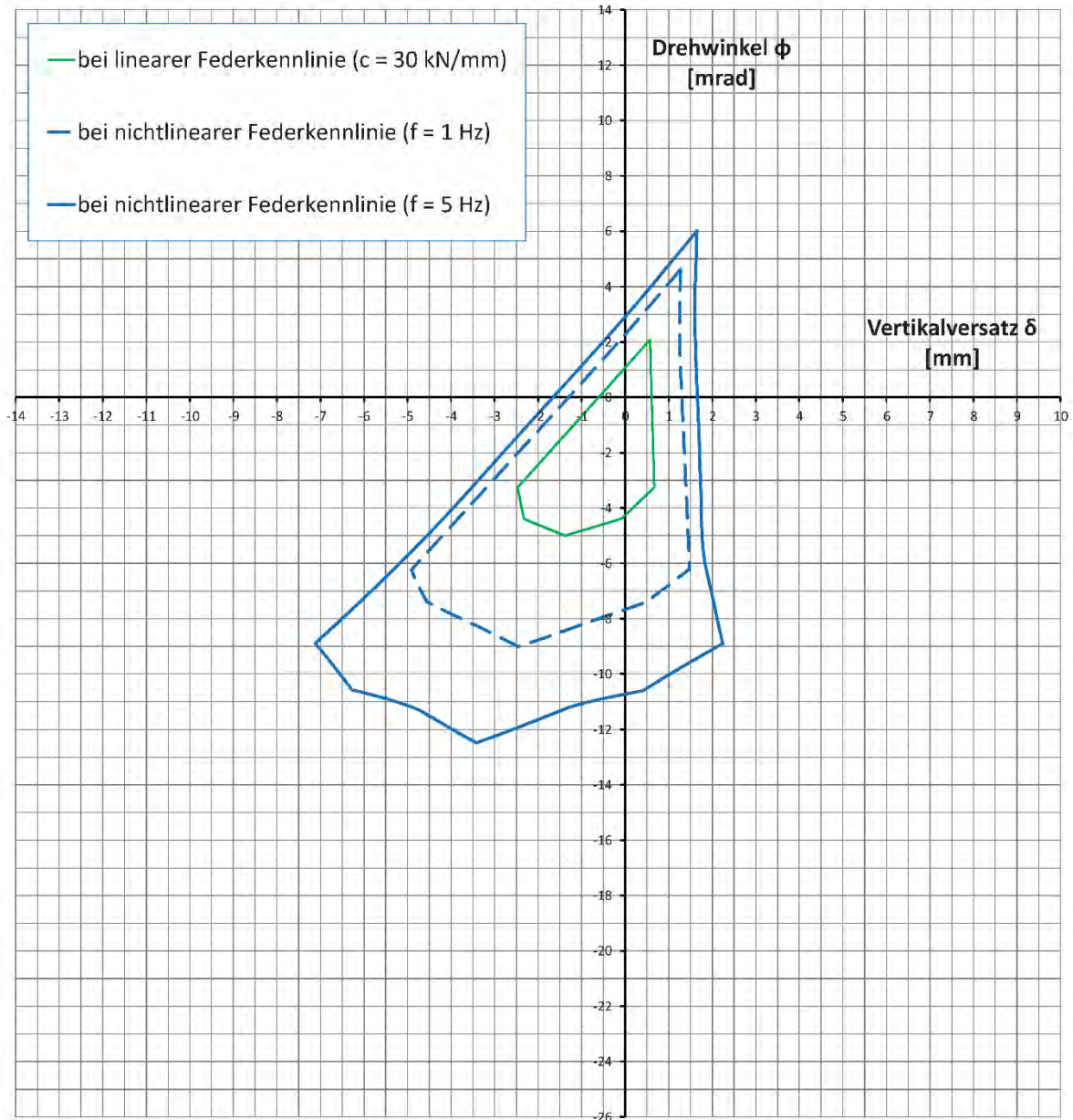


$T = +23^\circ\text{C}$ ;  $a = 650 \text{ mm}$ ;  $a_1 = 650 \text{ mm}$

Diagramme zur Bestimmung von Grenzlumen von vertikalen Schienenstutzpunktkraften

Diagrams for the determination of limits of vertical forces of the point supports of the rail

**$\phi$ - $\delta$ -Diagramme (druckende Stutzpunktkräfte)**  
bei linearen und nichtlinearen Federkennlinien  
 $a = 650 \text{ mm}$  ;  $a_1 = 550 \text{ mm}$

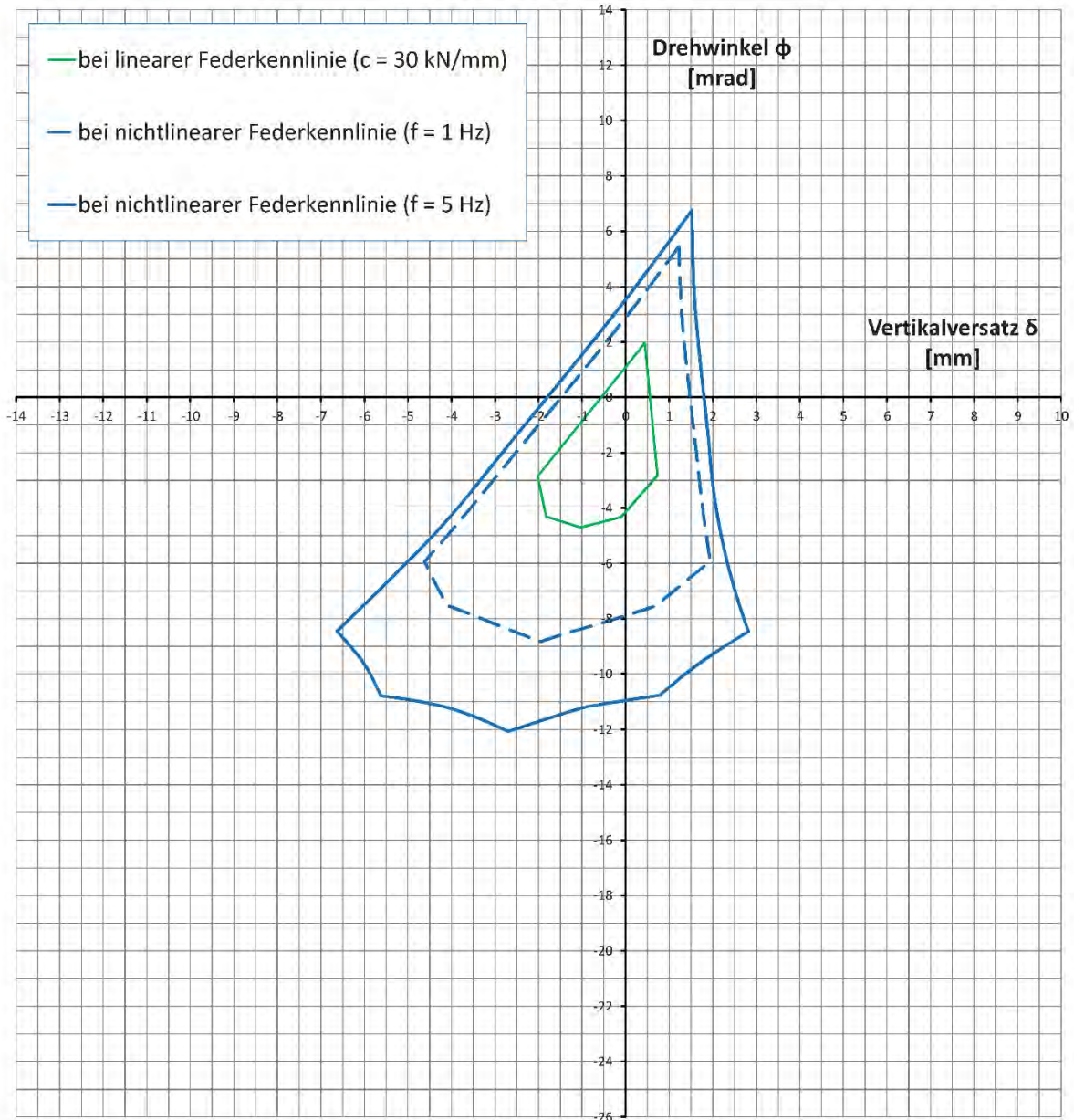


$T = +23^\circ\text{C}$ ;  $a = 650 \text{ mm}$ ;  $a_1 = 550 \text{ mm}$

Diagramme zur Bestimmung von Grenzlumen von vertikalen Schienenstutzpunktkraften

Diagrams for the determination of limits of vertical forces of the point supports of the rail

**$\phi$ - $\delta$ -Diagramme (druckende Stutzpunktkräfte)**  
**bei linearen und nichtlinearen Federkennlinien**  
 $a = 650 \text{ mm}$  ;  $a_1 = 450 \text{ mm}$

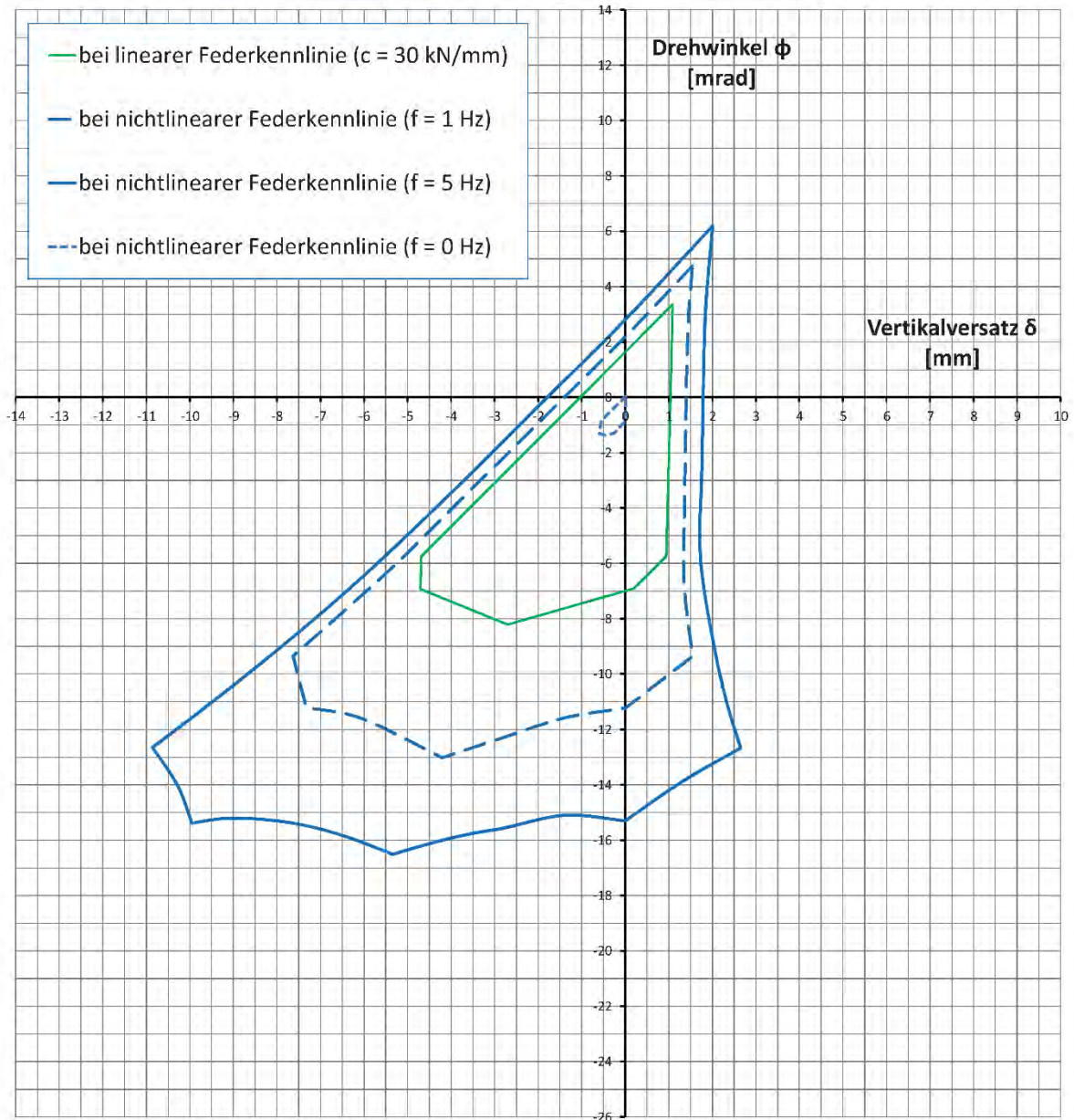


$T = +23^\circ\text{C}$ ;  $a = 650 \text{ mm}$ ;  $a_1 = 450 \text{ mm}$

Diagramme zur Bestimmung von Grenzlumen von vertikalen Schienenstutzpunktkraften

Diagrams for the determination of limits of vertical forces of the point supports of the rail

**$\phi$ - $\delta$ -Diagramme (druckende Stutzpunktkräfte)**  
**bei linearen und nichtlinearen Federkennlinien**  
 $a = 600 \text{ mm}$  ;  $a_1 = 650 \text{ mm}$

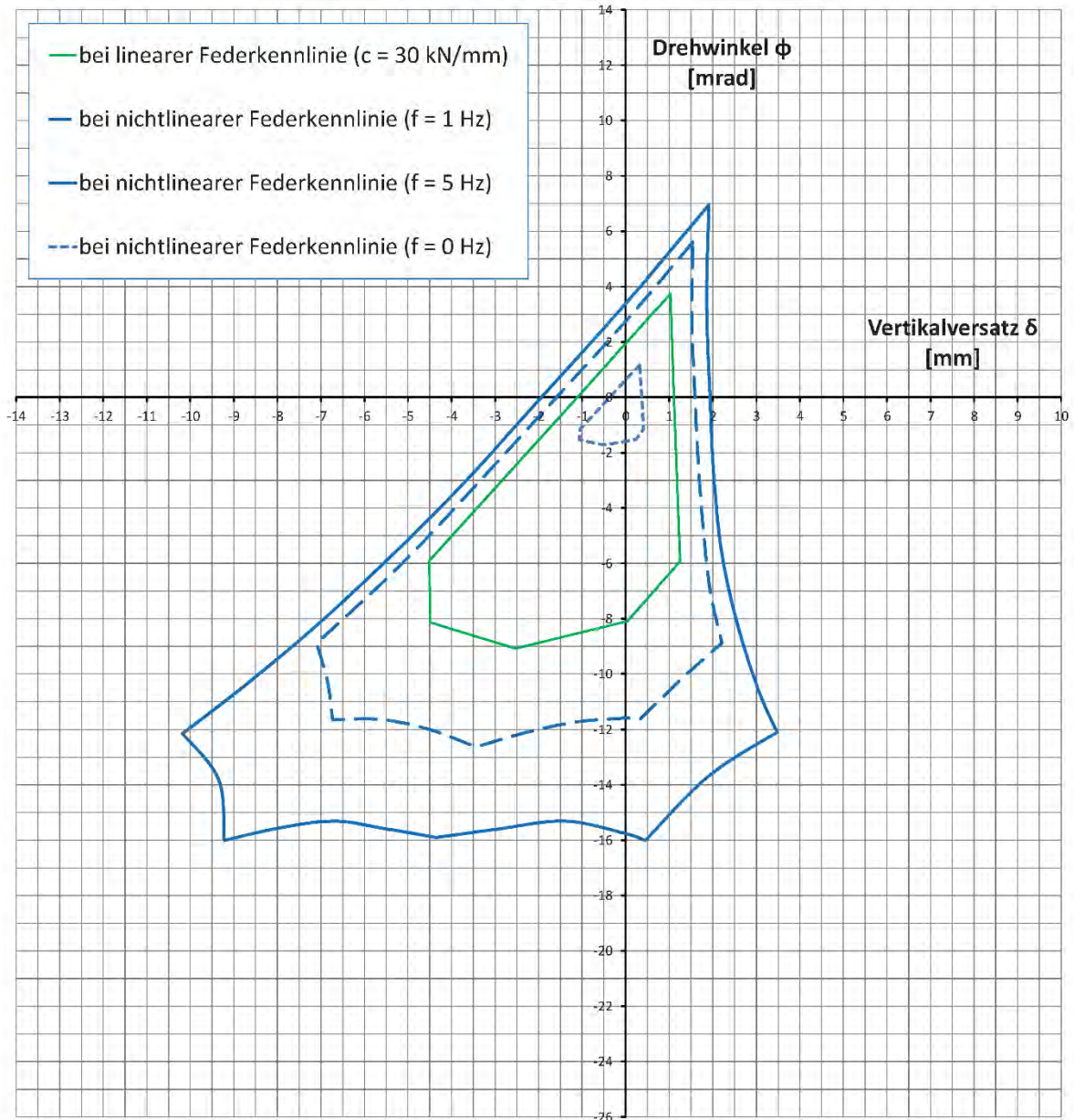


$T = +23^\circ\text{C}$ ;  $a = 600 \text{ mm}$ ;  $a_1 = 650 \text{ mm}$

Diagramme zur Bestimmung von Grenzlumen von vertikalen Schienenstutzpunktkraften

Diagrams for the determination of limits of vertical forces of the point supports of the rail

**$\phi$ - $\delta$ -Diagramme (druckende Stutzpunktkräfte)**  
**bei linearen und nichtlinearen Federkennlinien**  
 $a = 600 \text{ mm}$  ;  $a_1 = 550 \text{ mm}$

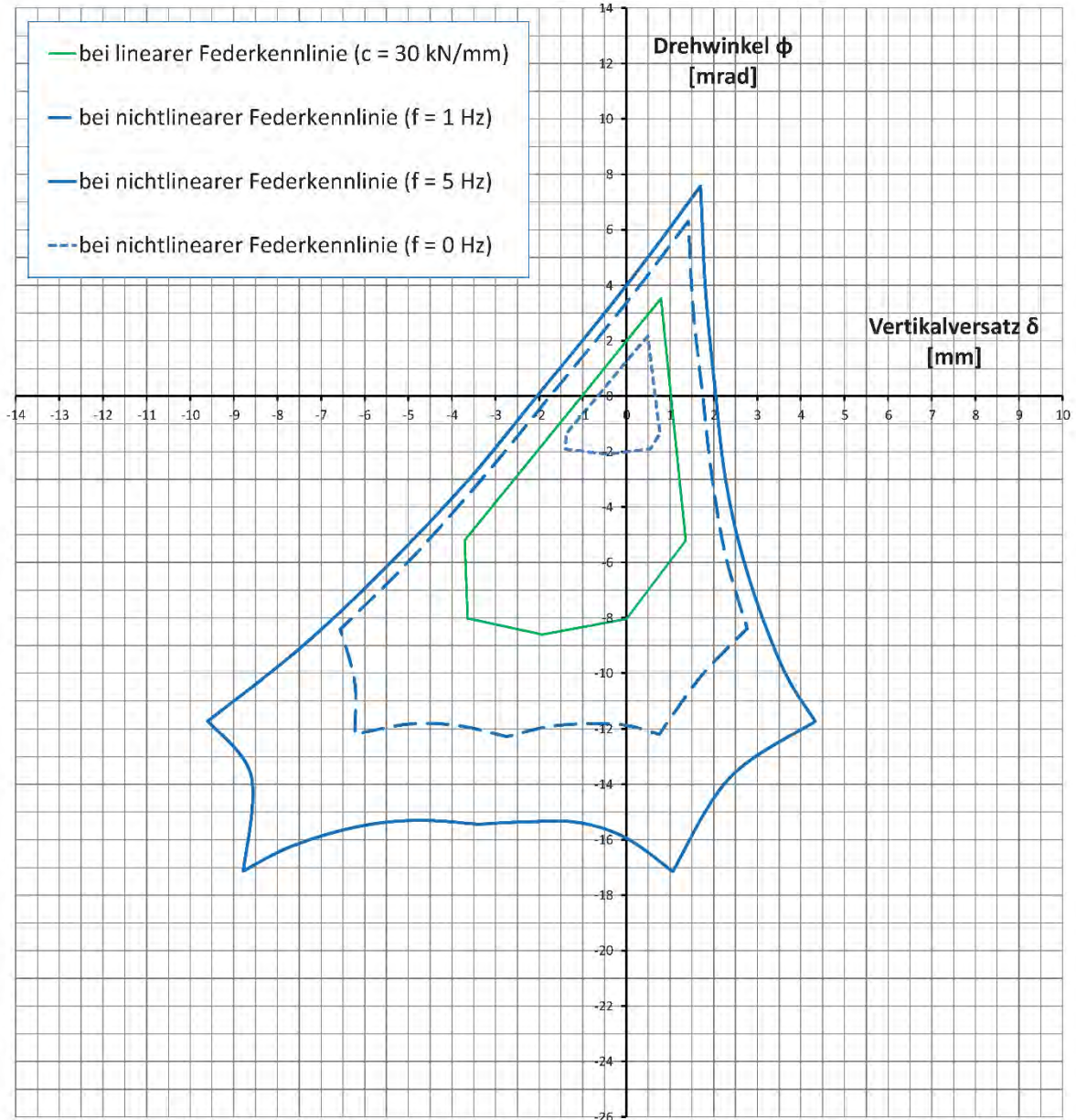


$T = +23^\circ\text{C}$ ;  $a = 600 \text{ mm}$ ;  $a_1 = 550 \text{ mm}$

Diagramme zur Bestimmung von Grenzlumen von vertikalen Schienenstutzpunktkraften

Diagrams for the determination of limits of vertical forces of the point supports of the rail

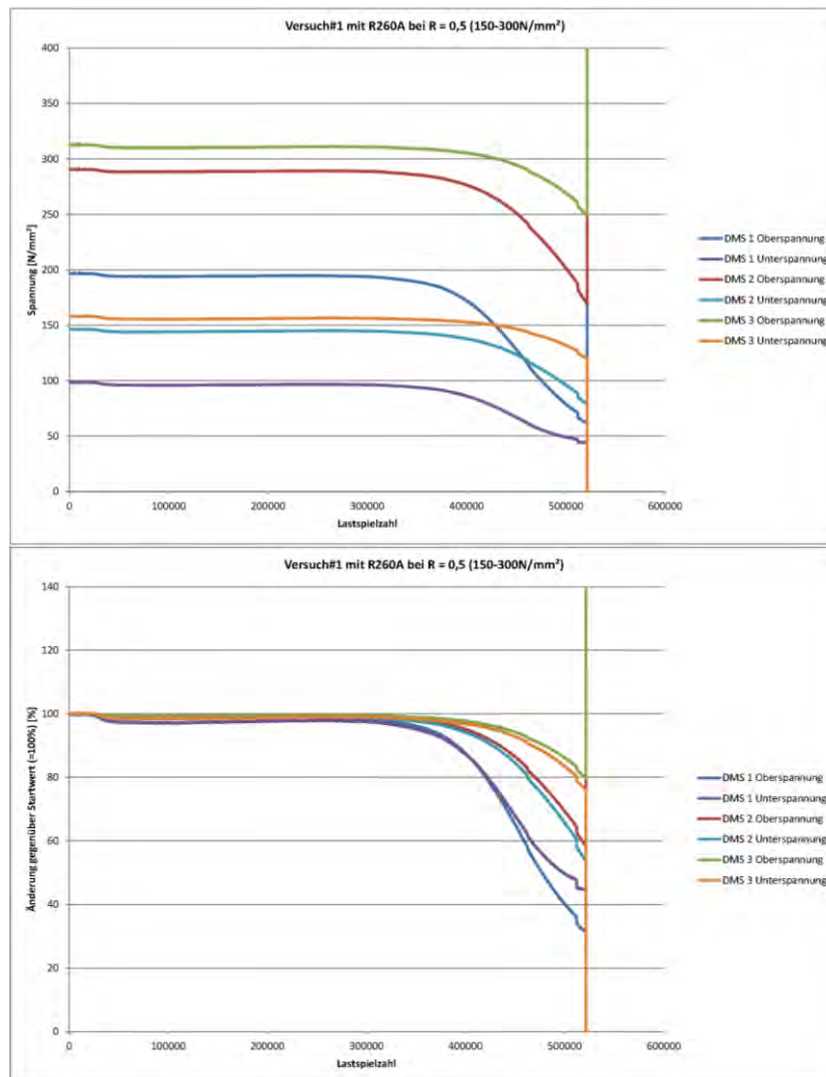
**$\phi$ - $\delta$ -Diagramme (druckende Stutzpunktkräfte)**  
bei linearen und nichtlinearen Federkennlinien  
 $a = 600 \text{ mm}$  ;  $a_1 = 450 \text{ mm}$



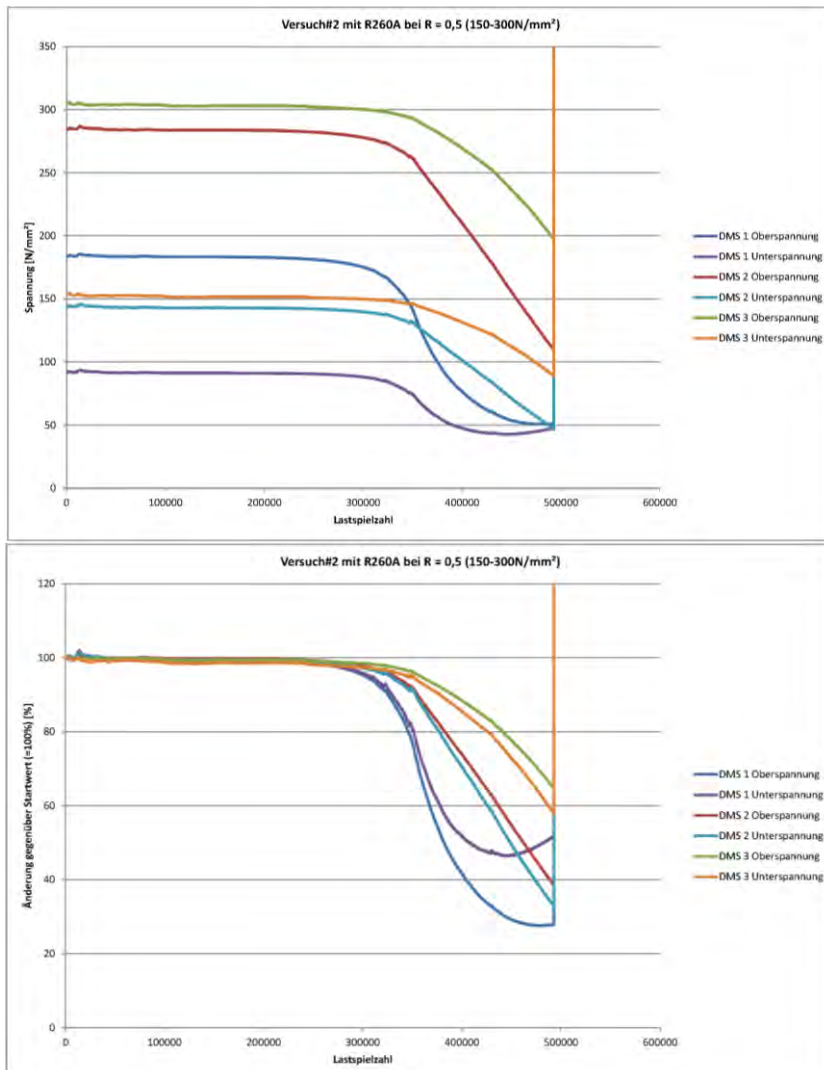
$T = +23^\circ\text{C}$ ;  $a = 600 \text{ mm}$ ;  $a_1 = 450 \text{ mm}$

## 2 Bruchflächen und Messwertaufzeichnungen der großmaßstäblichen Versuche Fatigue fracture surfaces and recorded measurement of of large scale tests

### 2.1 R260A mit R = 0,5 – Versuch #1

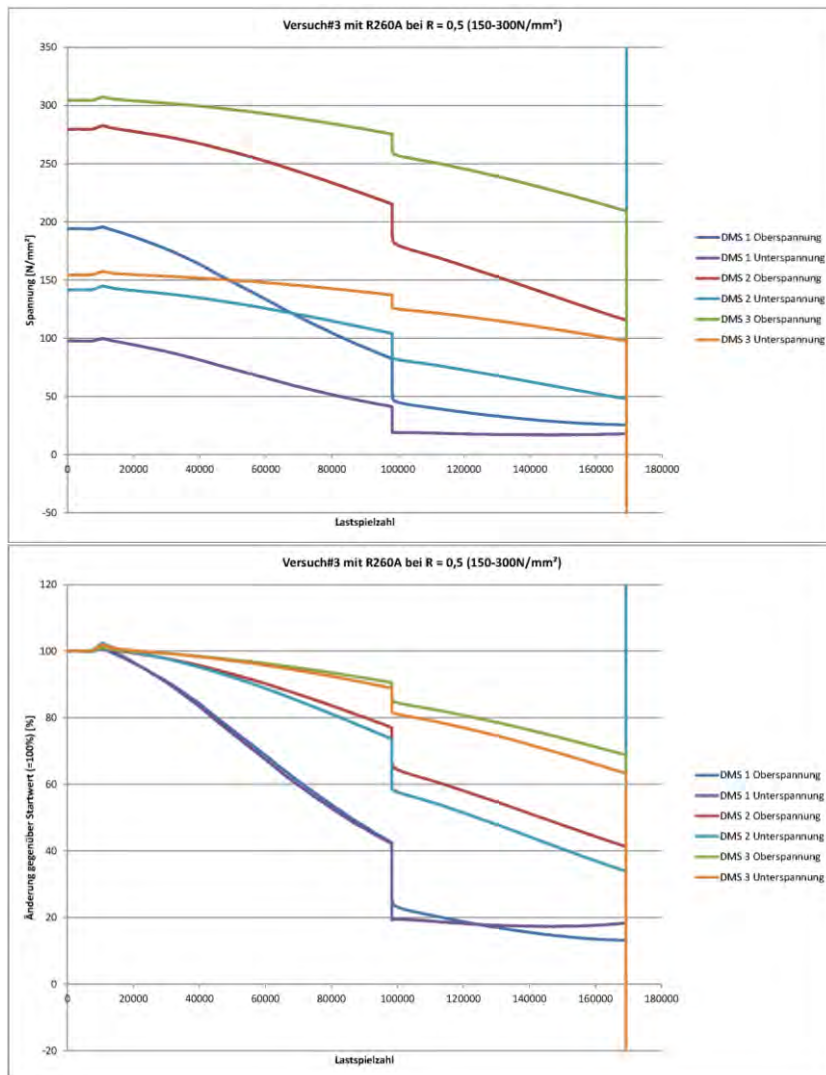


## 2.2 R260A mit R = 0,5 – Versuch #2

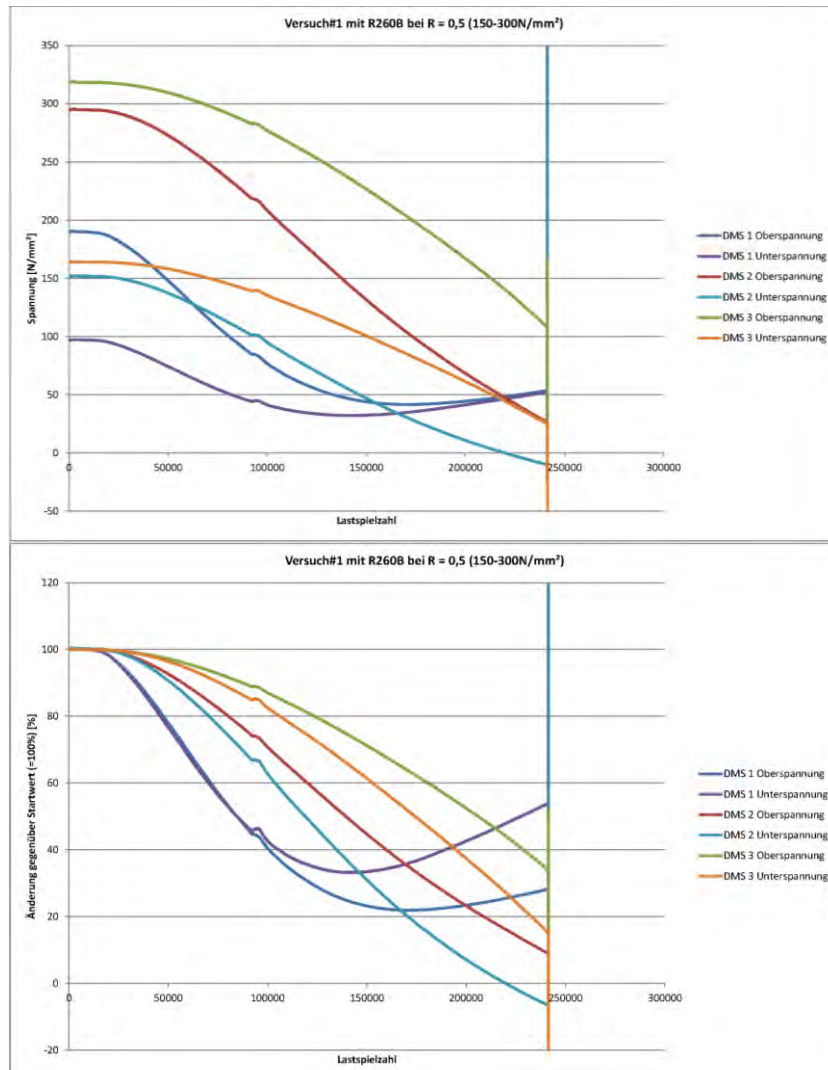




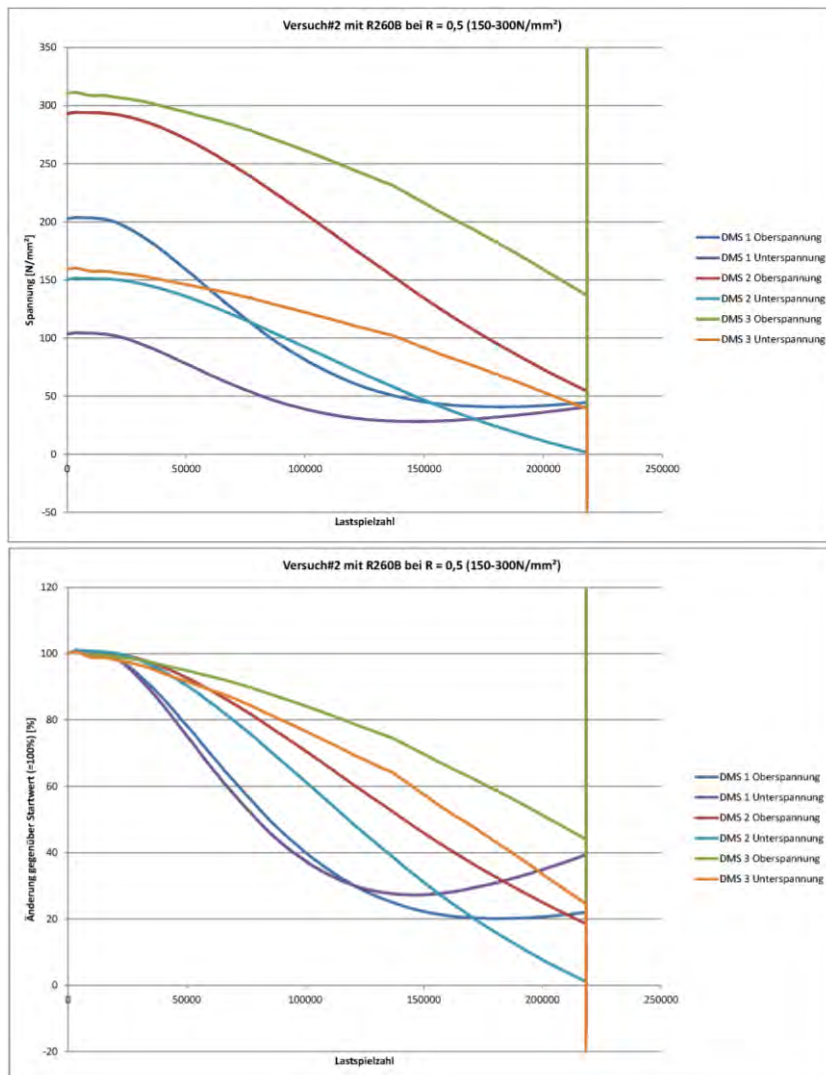
### 2.3 R260A mit R = 0,5 – Versuch #3



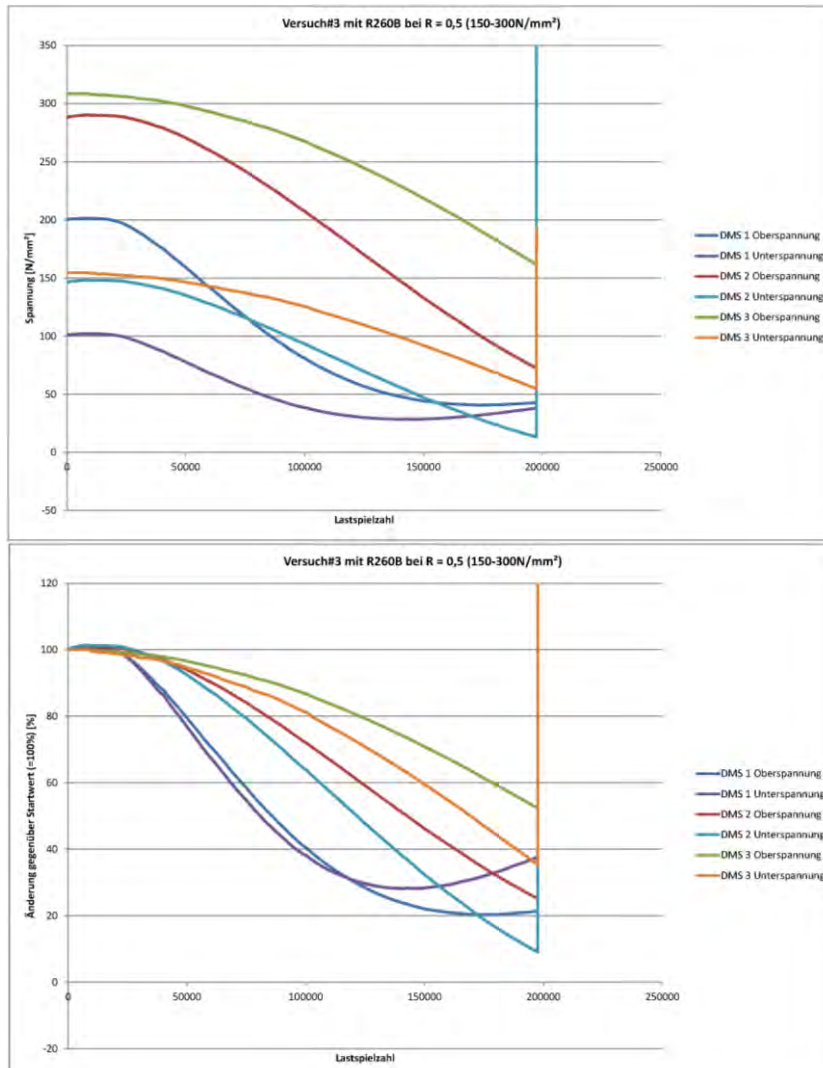
## 2.4 R260B mit R = 0,5 – Versuch #1



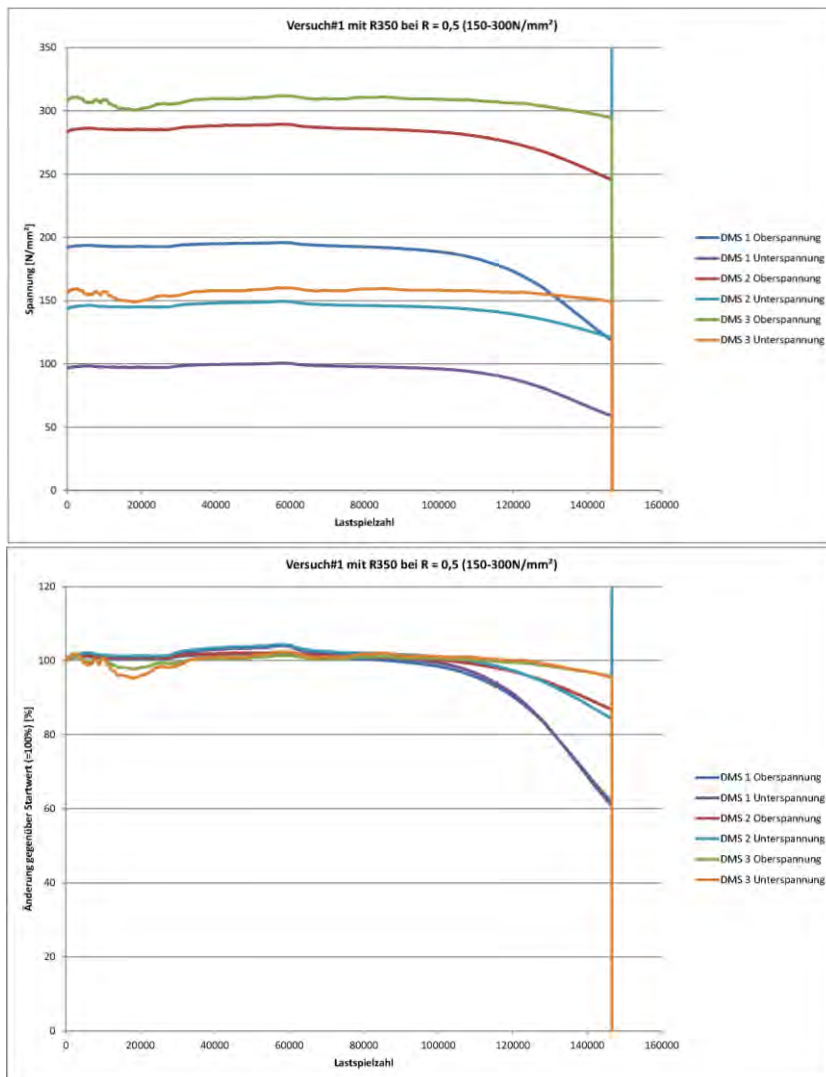
## 2.5 R260B mit R = 0,5 – Versuch #2



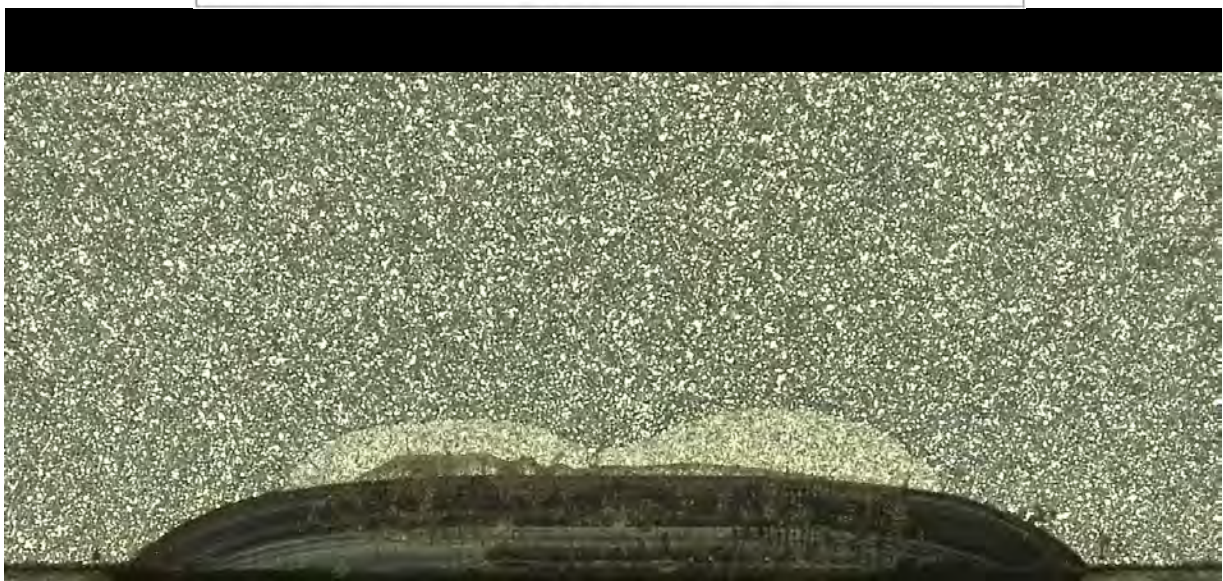
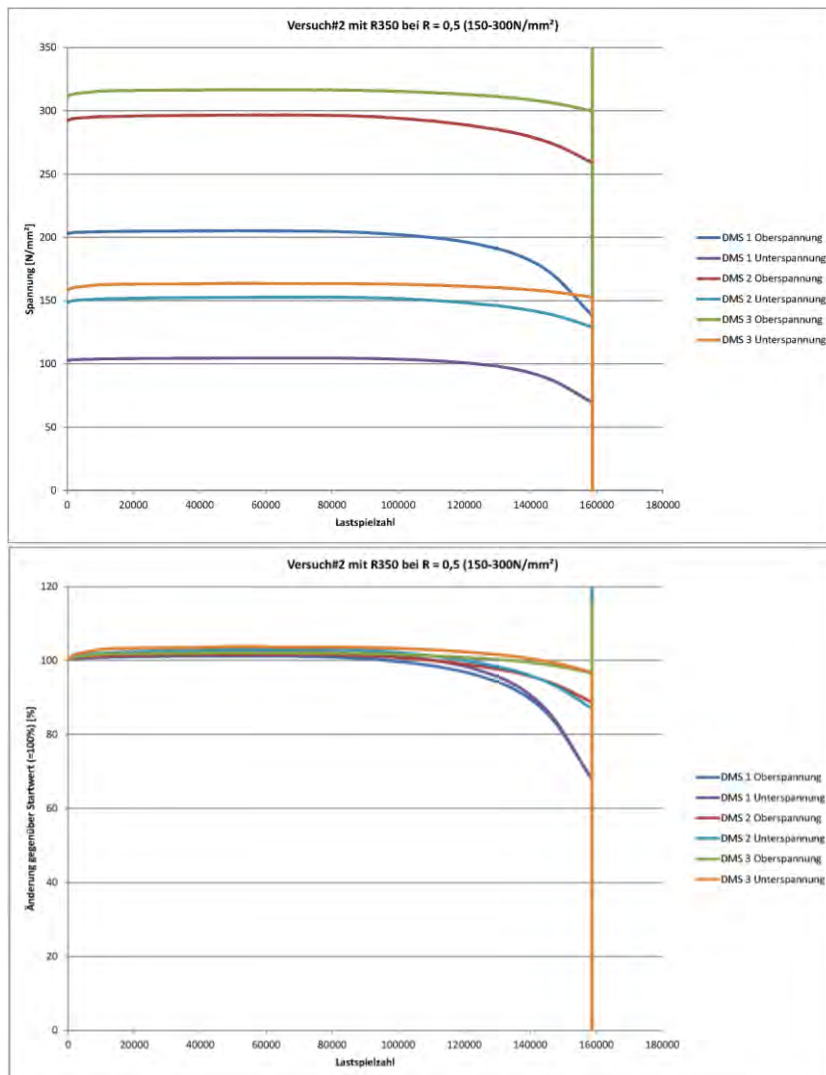
## 2.6 R260B mit R = 0,5 – Versuch #3



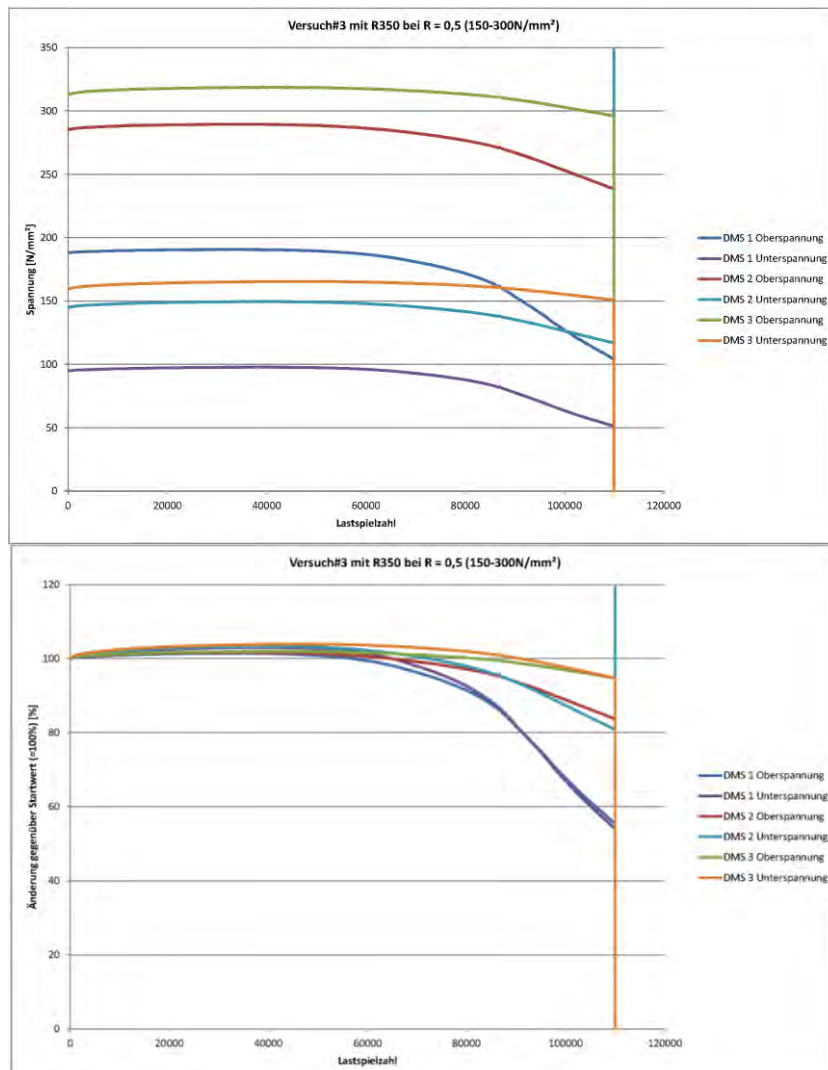
## 2.7 R350 mit R = 0,5 – Versuch #1



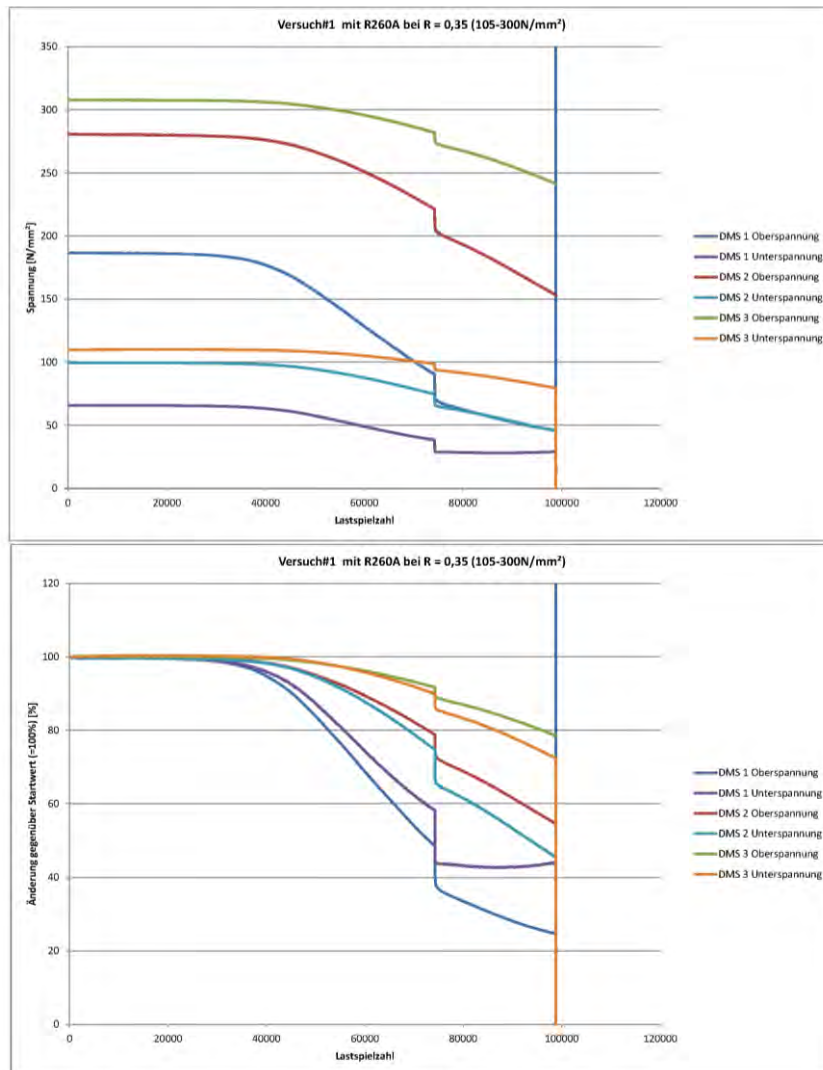
## 2.8 R350 mit R = 0,5 – Versuch #2



## 2.9 R350 mit R = 0,5 – Versuch #3

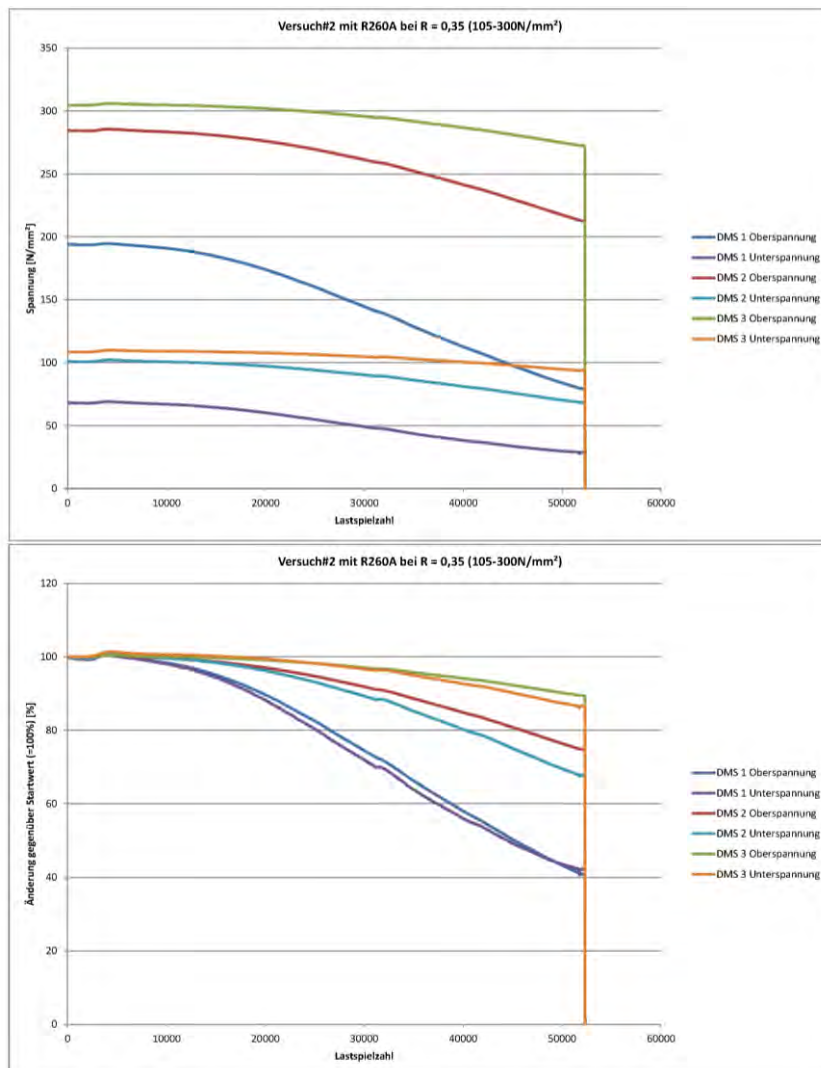


## 2.10 R260A mit R = 0,35 – Versuch #1

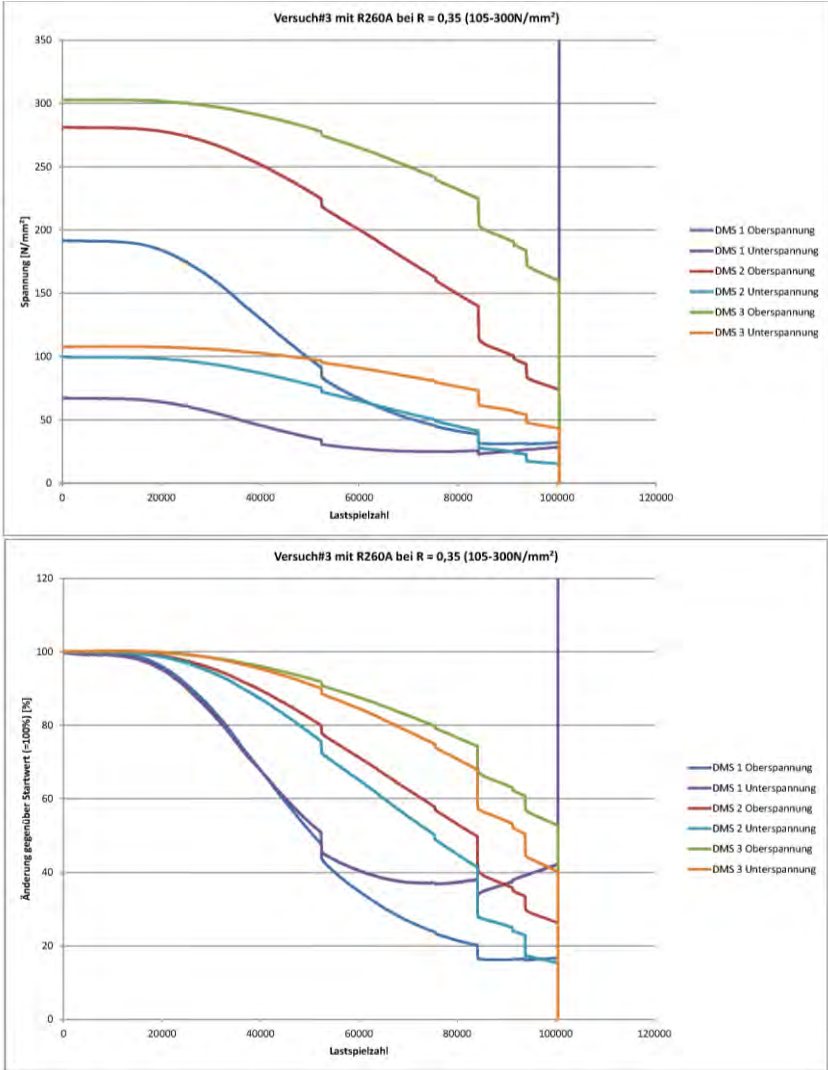




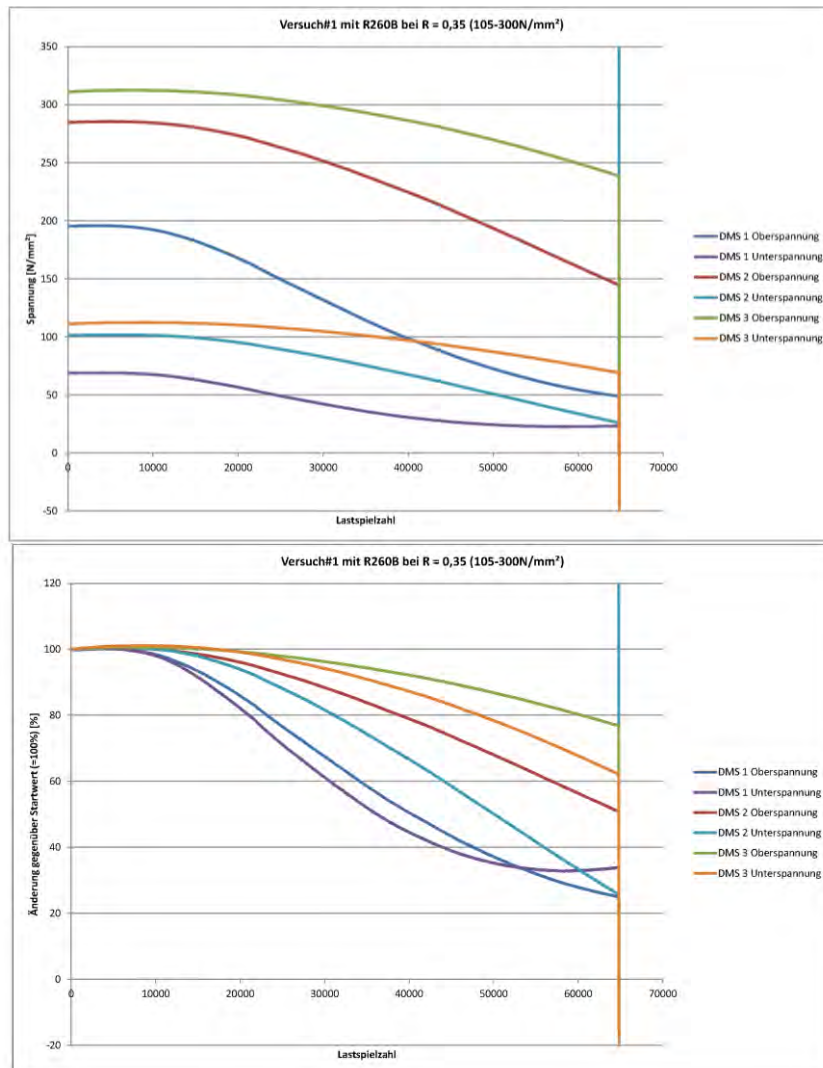
## 2.11 R260A mit R = 0,35 – Versuch #2



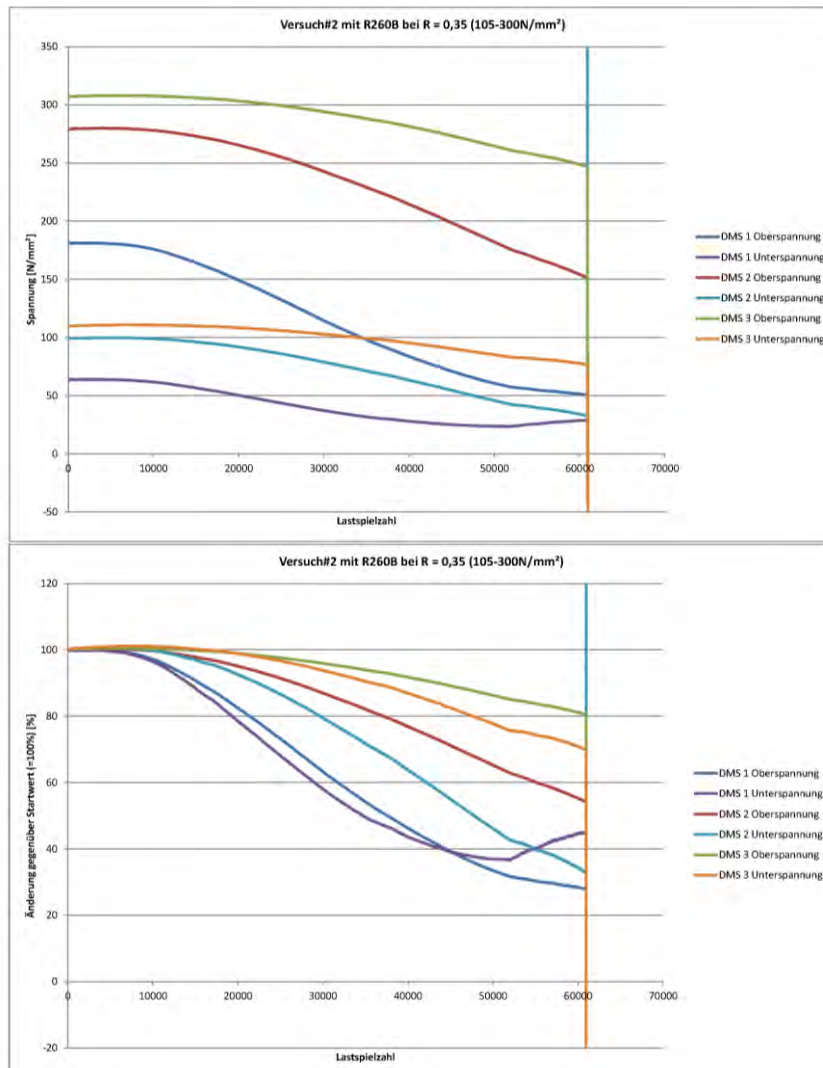
**2.12 R260A mit R = 0,35 – Versuch #3**



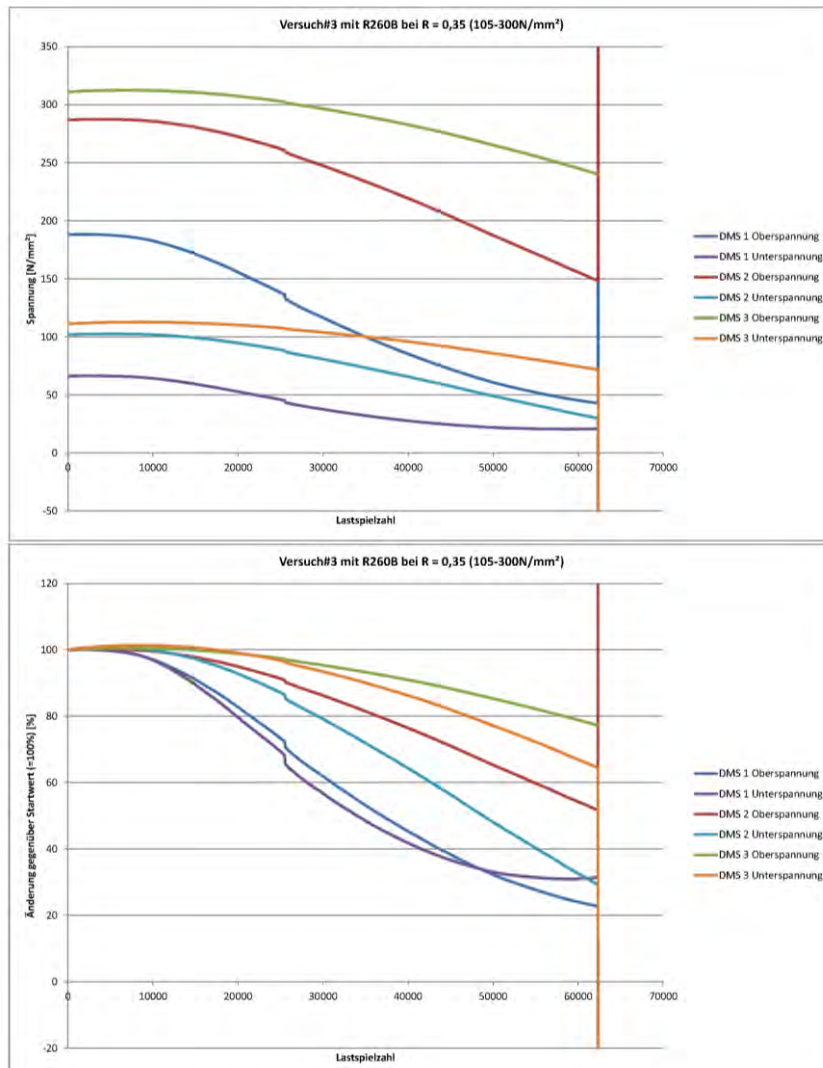
## 2.13 R260B mit R = 0,35 – Versuch #1



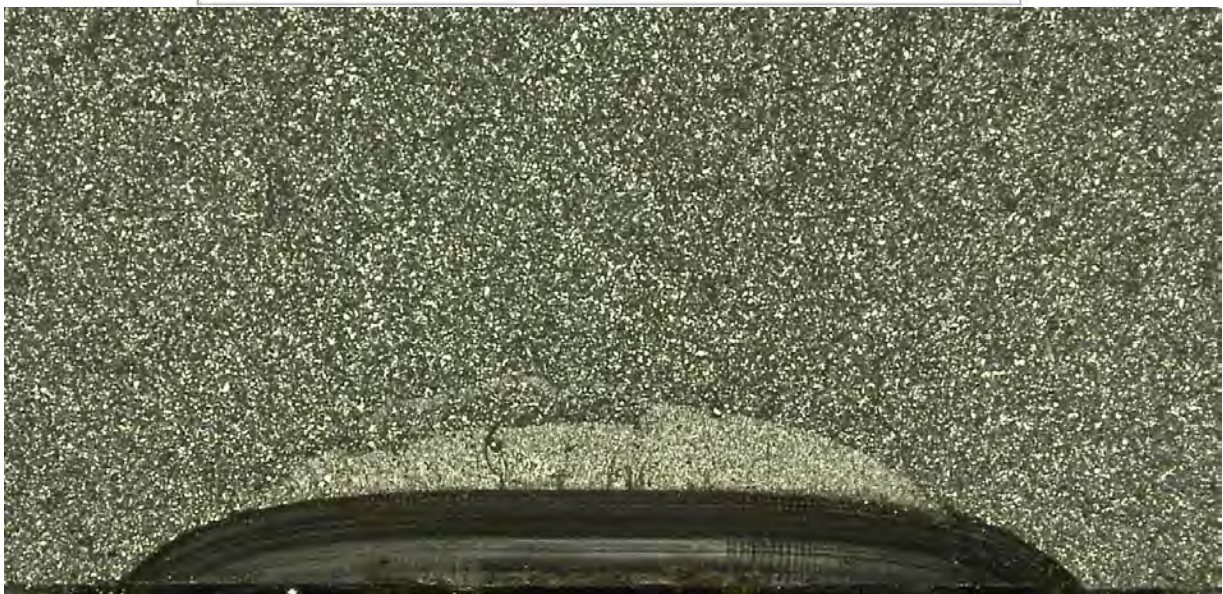
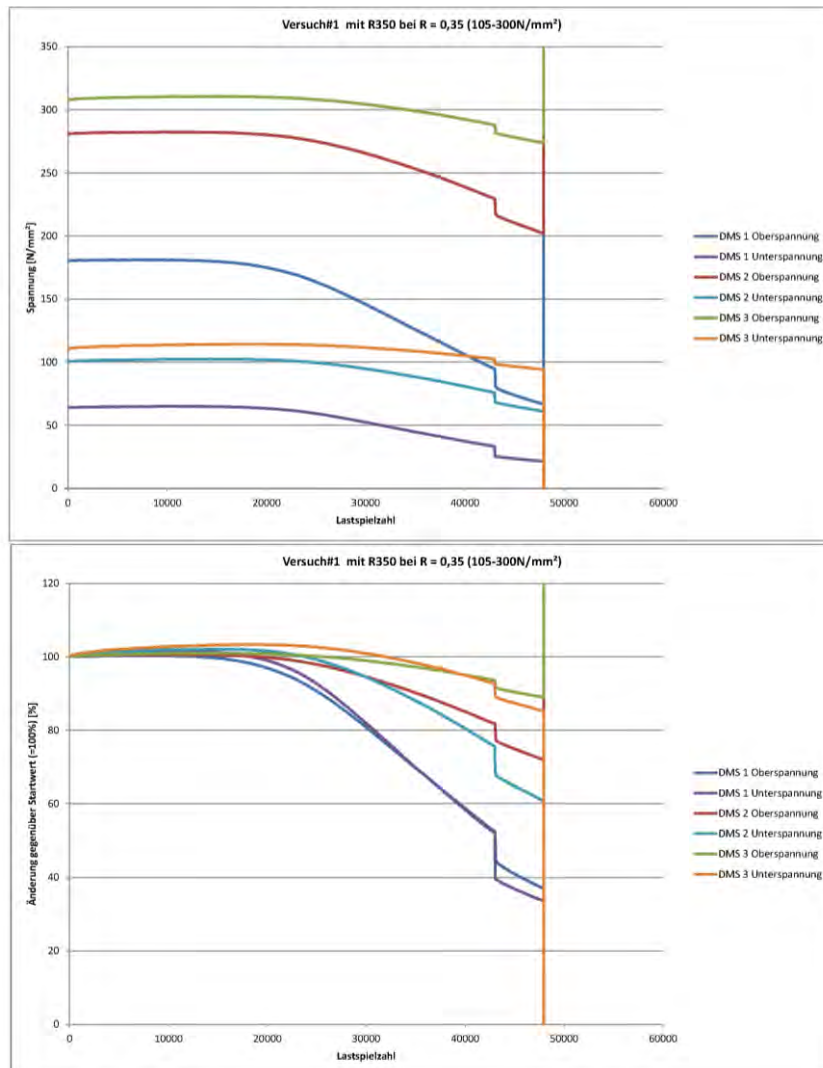
## 2.14R260B mit R = 0,35 – Versuch #2



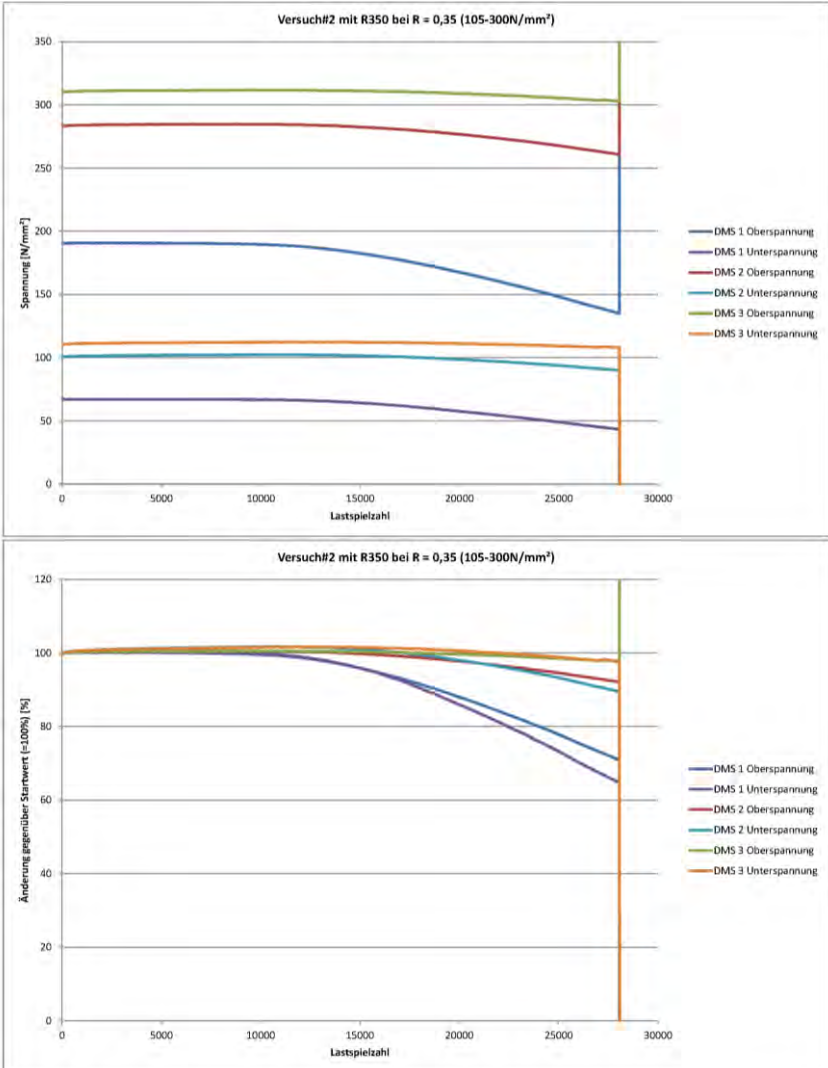
### 2.15R260B mit R = 0,35 – Versuch #3



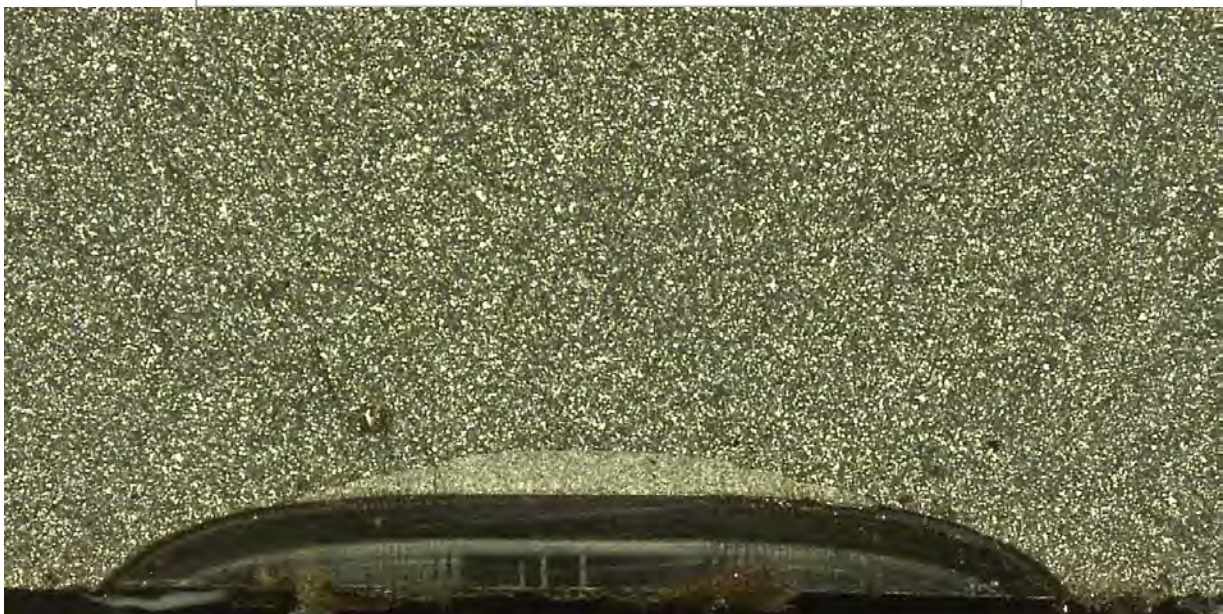
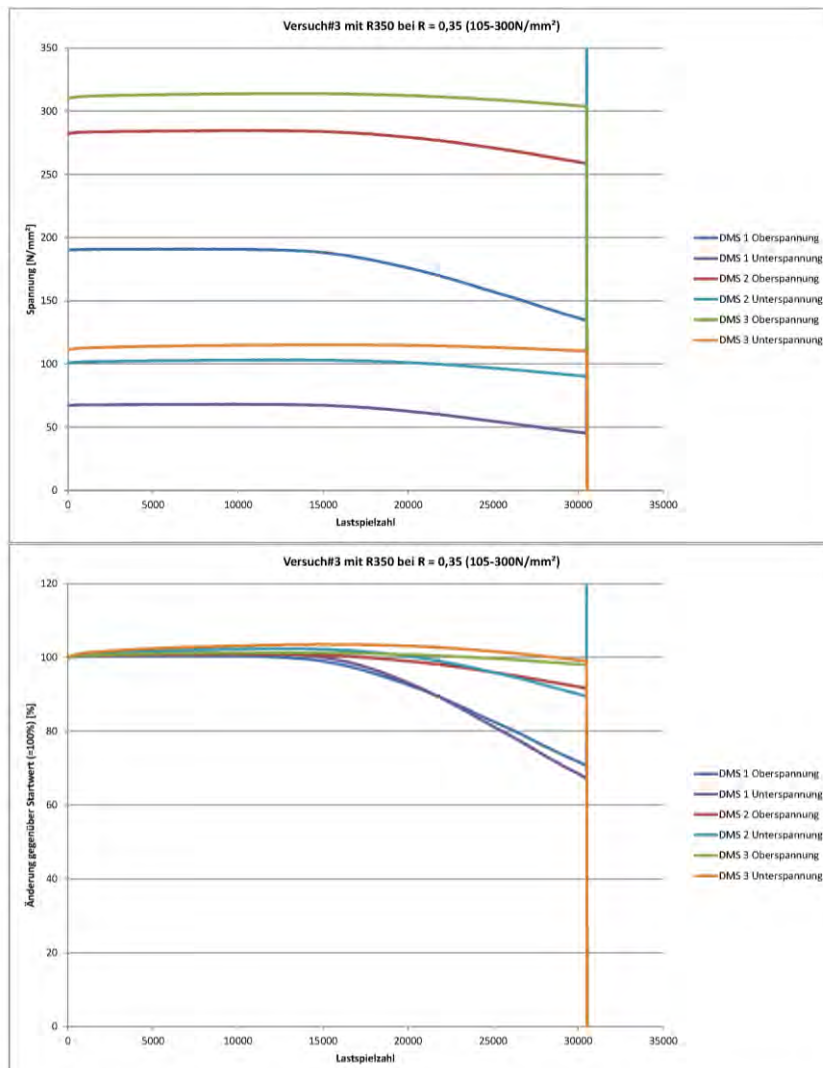
## 2.16R350 mit R = 0,35 – Versuch #1



**2.17 R350 mit R = 0,35 – Versuch #2**

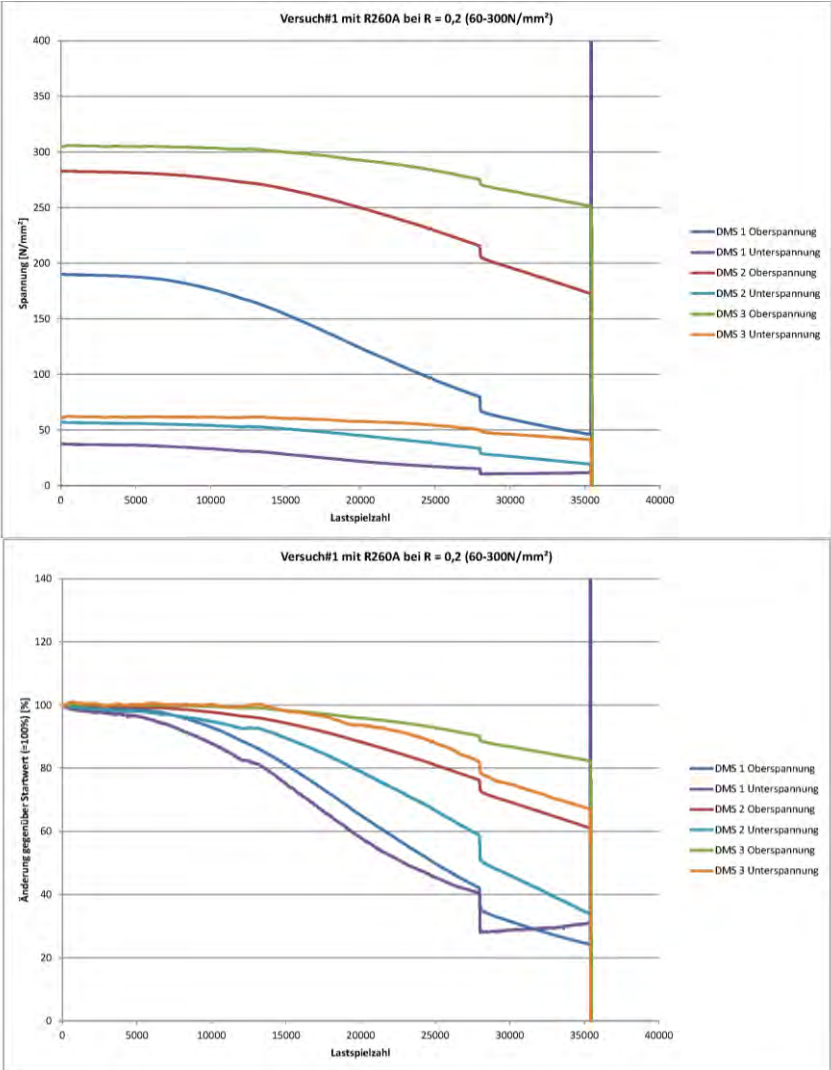


### 2.18 R350 mit R = 0,35 – Versuch #3

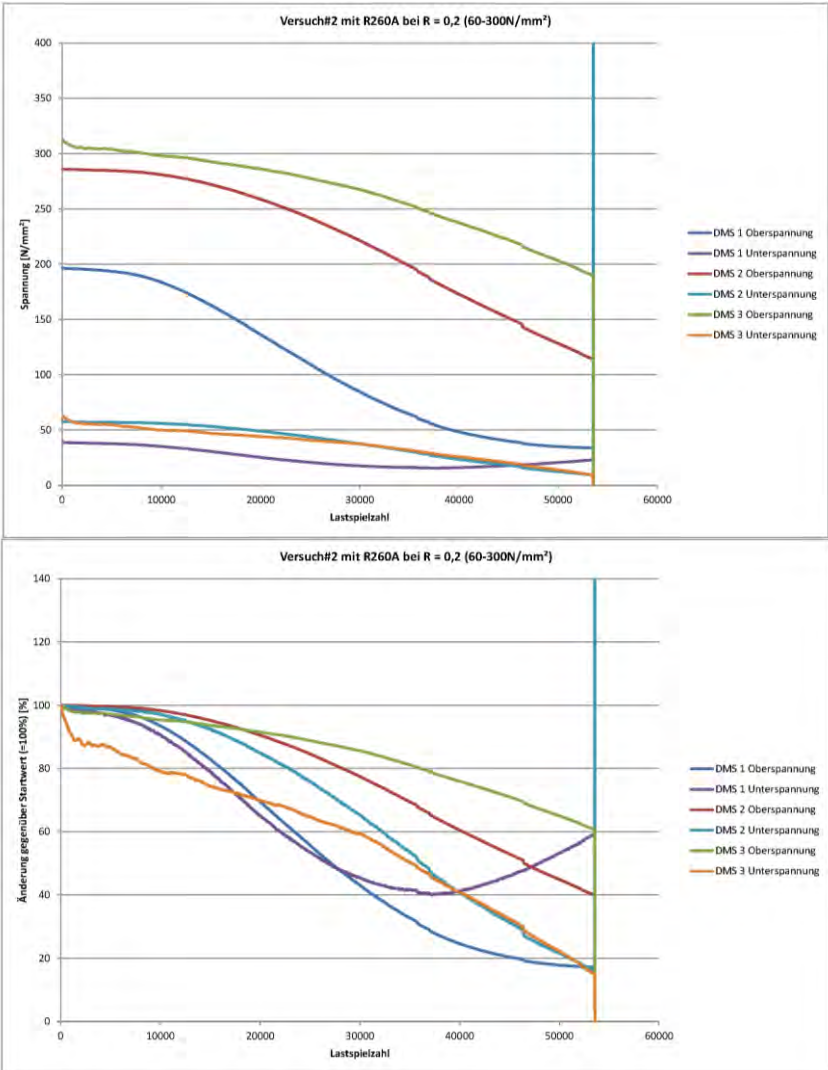




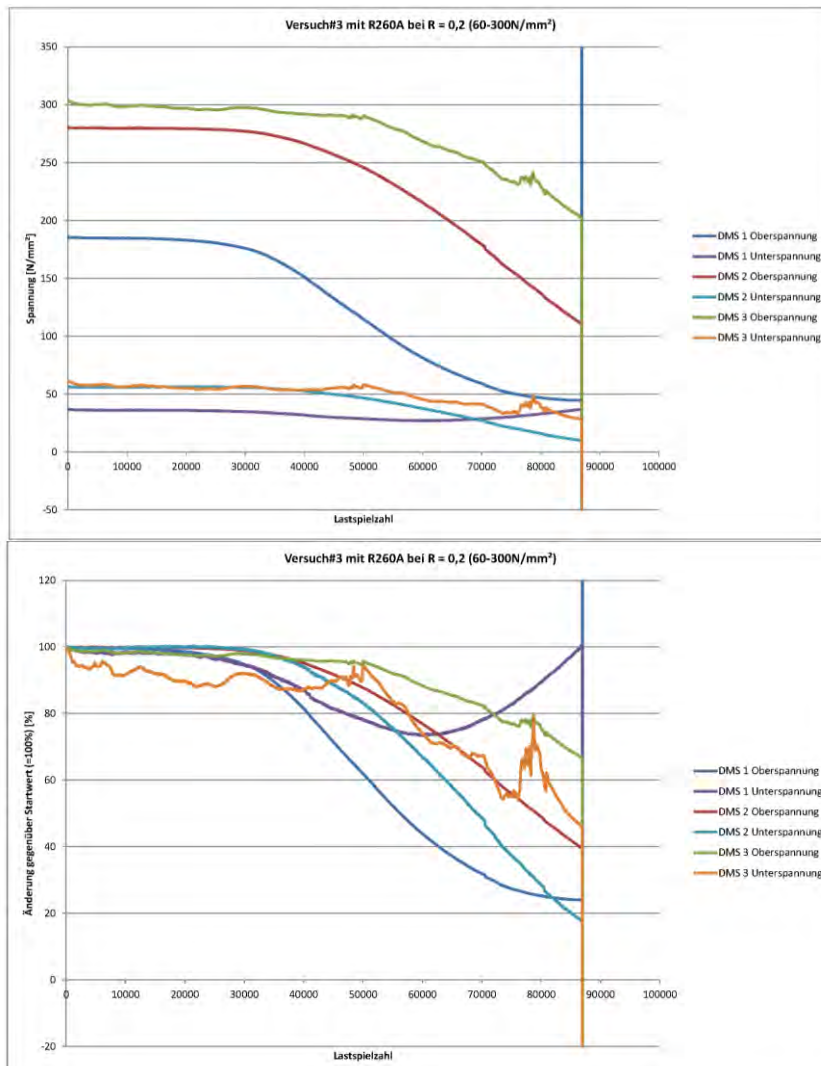
**2.19 R260A mit R = 0,2 – Versuch #1**



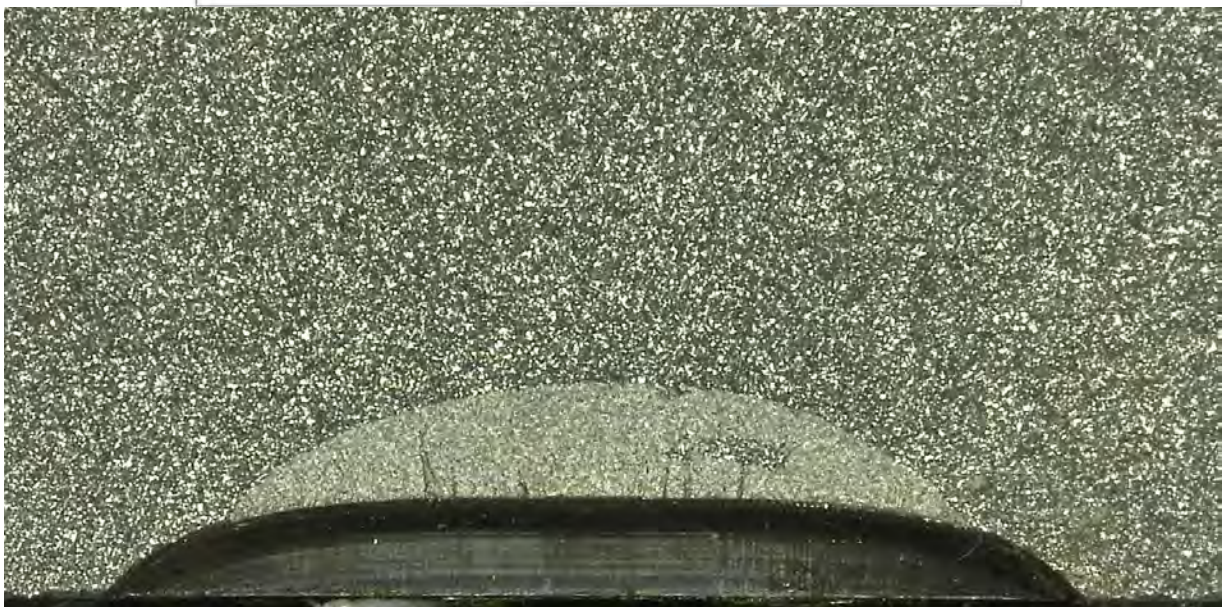
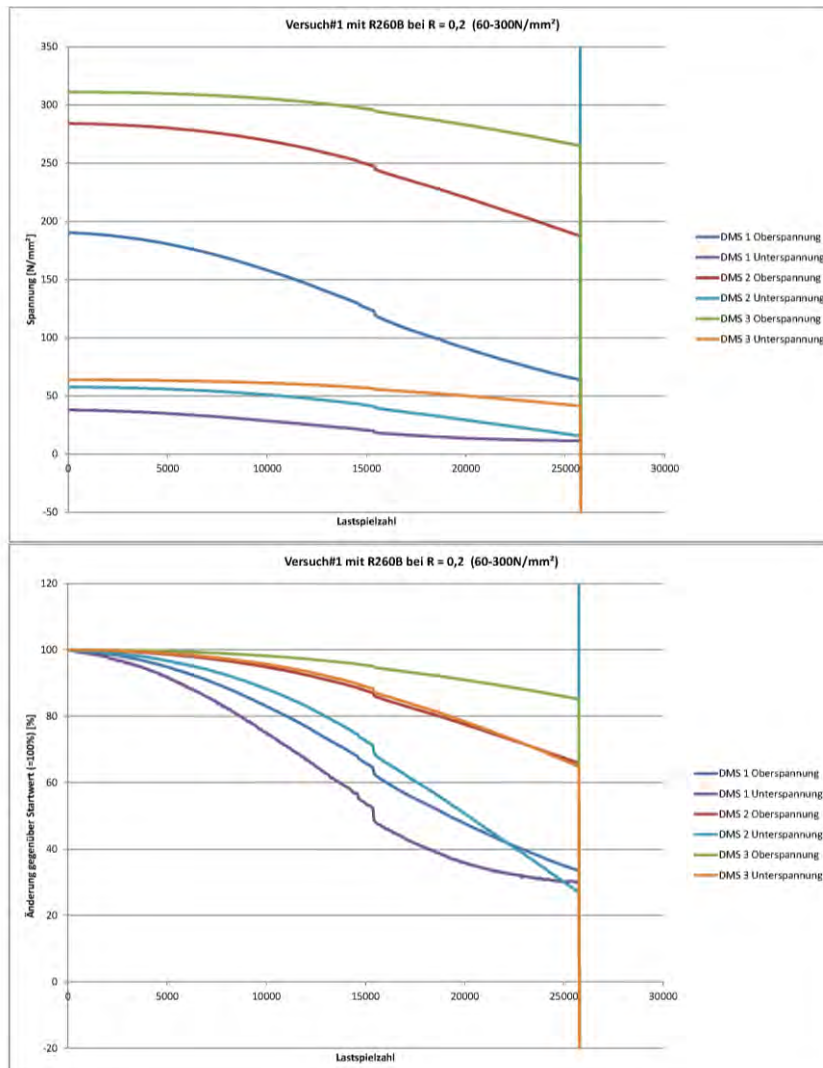
**2.20 R260A mit R = 0,2 – Versuch #2**



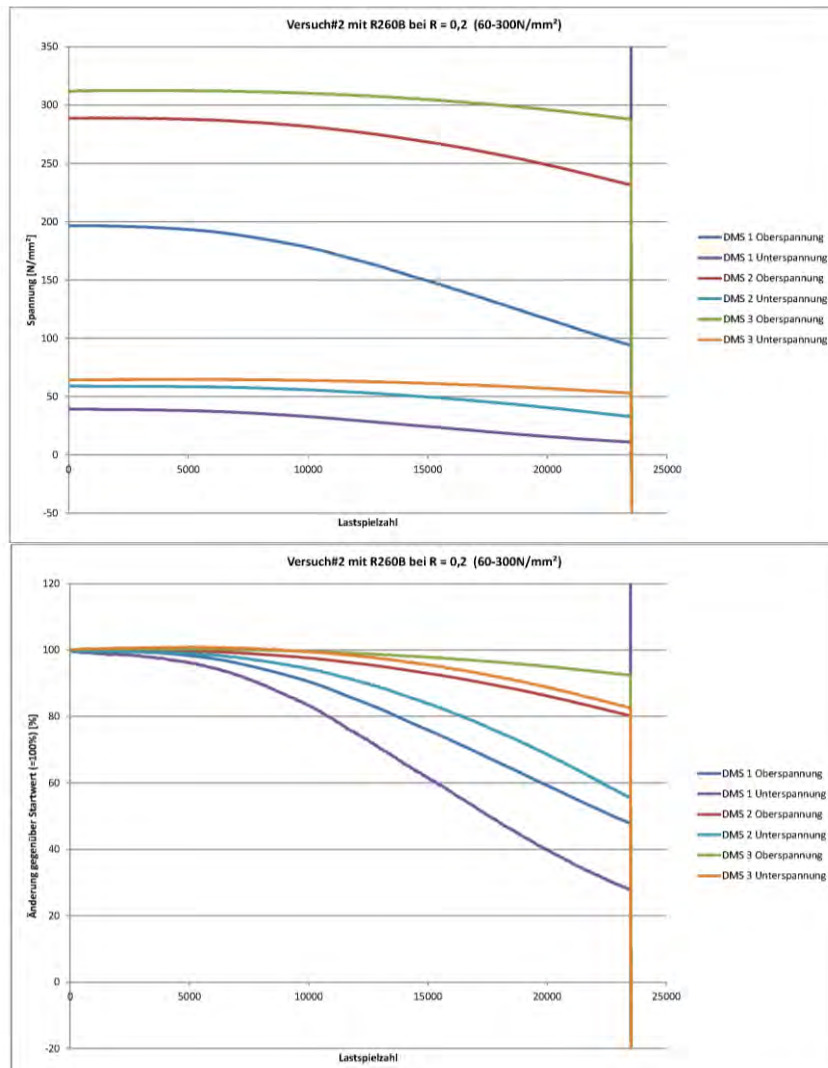
## 2.21 R260A mit R = 0,2 – Versuch #3



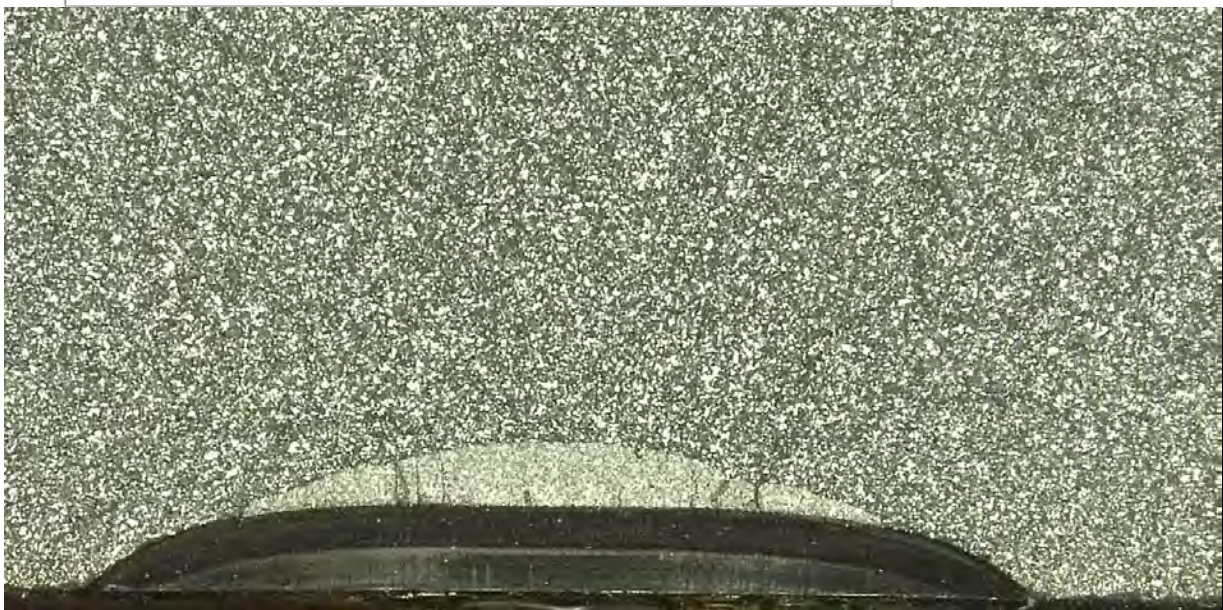
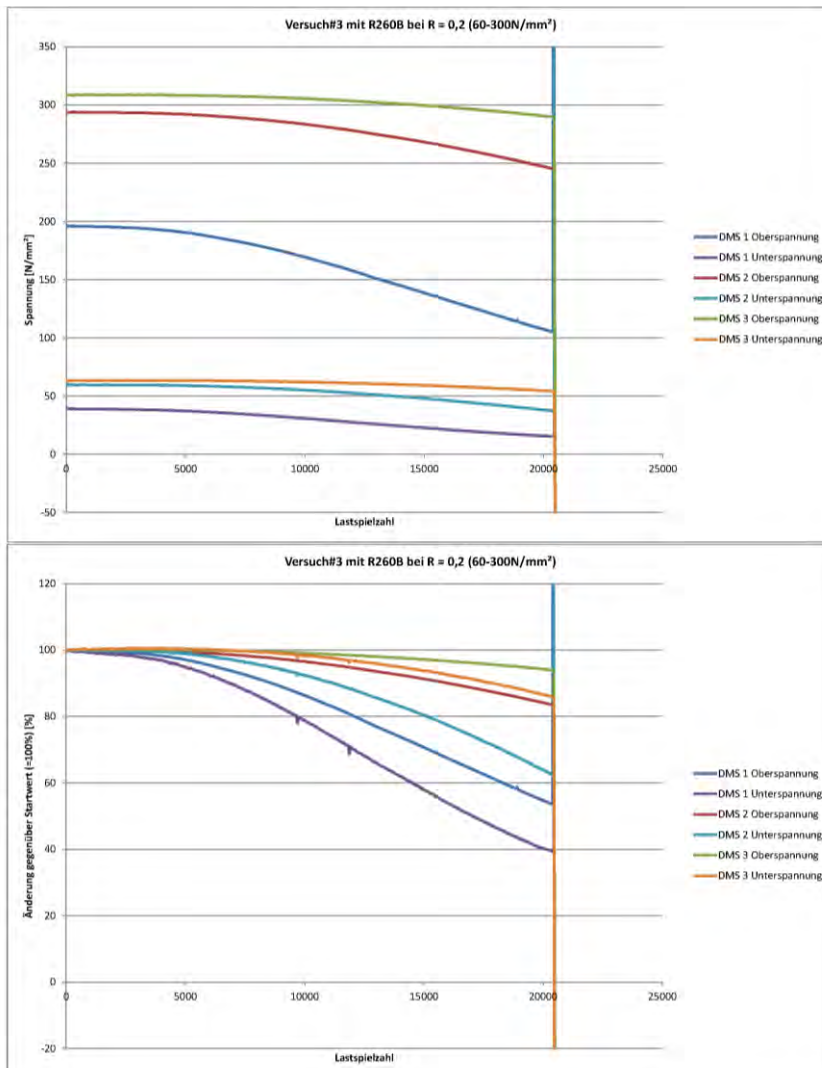
## 2.22 R260B mit R = 0,2 – Versuch #1



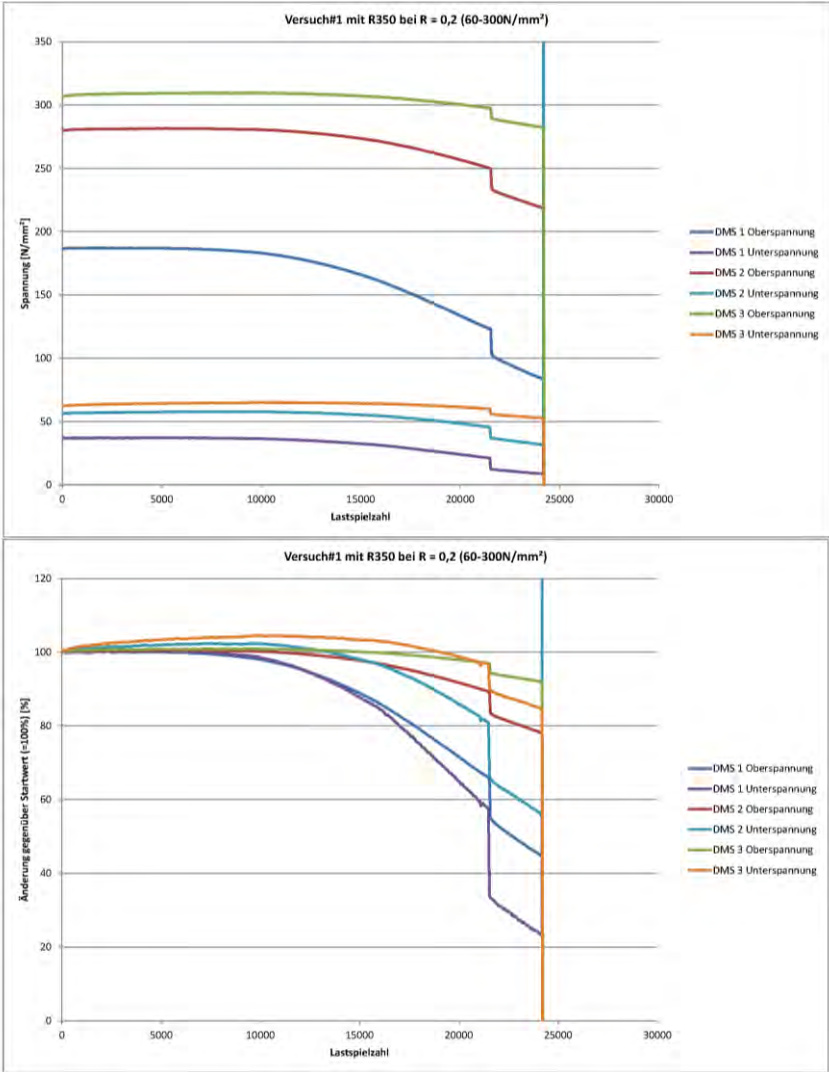
## 2.23 R260B mit R = 0,2 – Versuch #2



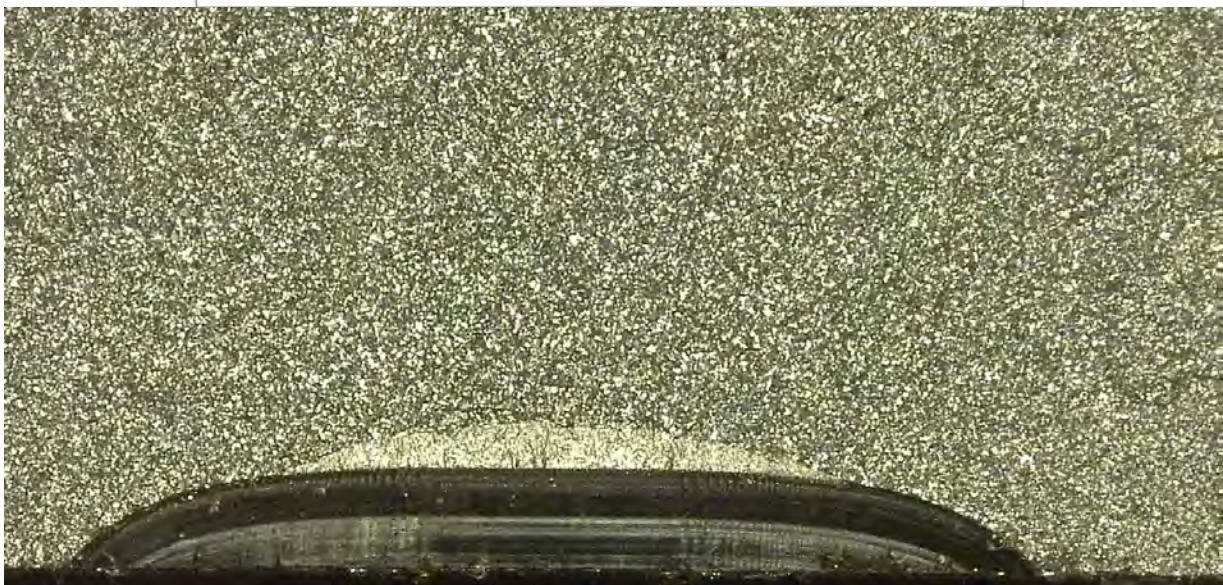
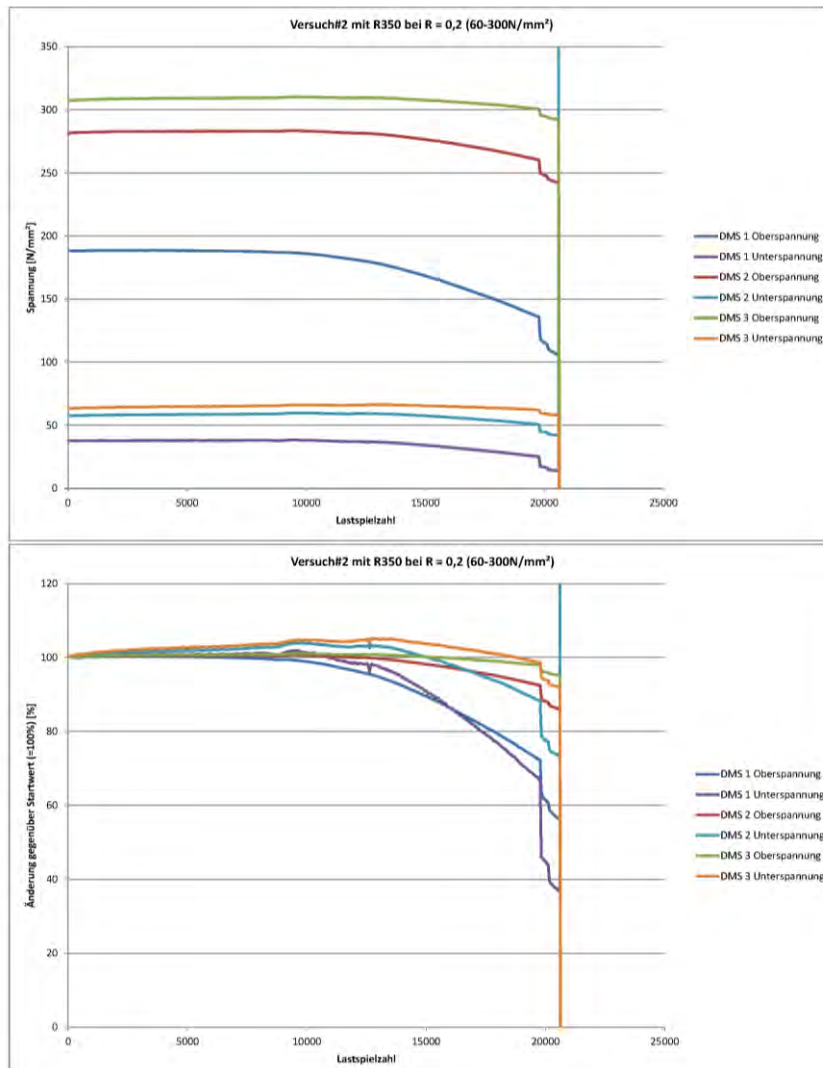
### 2.24R260B mit R = 0,2 – Versuch #3



**2.25R350 mit R = 0,2 – Versuch #1**

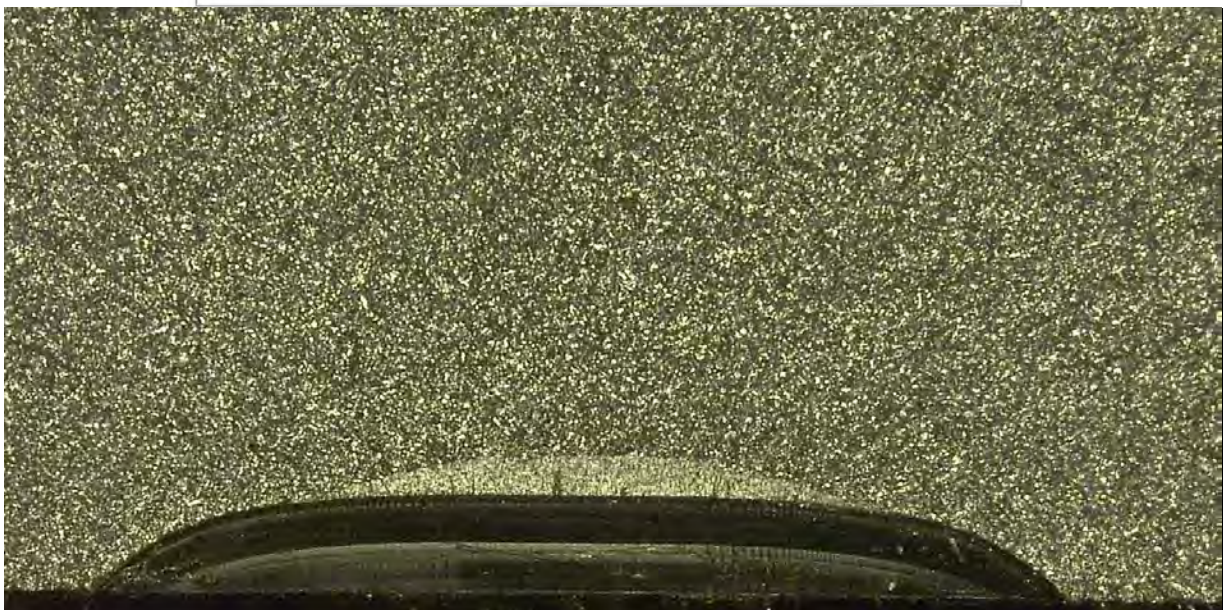
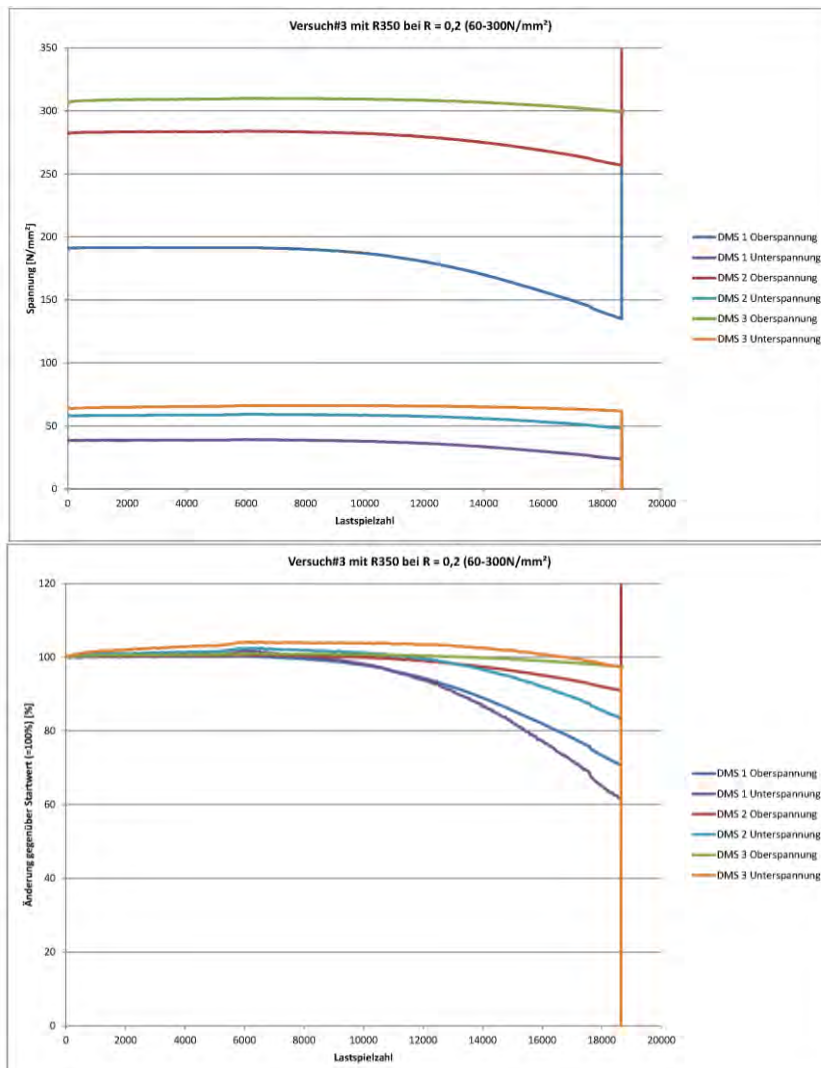


## 2.26R350 mit R = 0,2 – Versuch #2



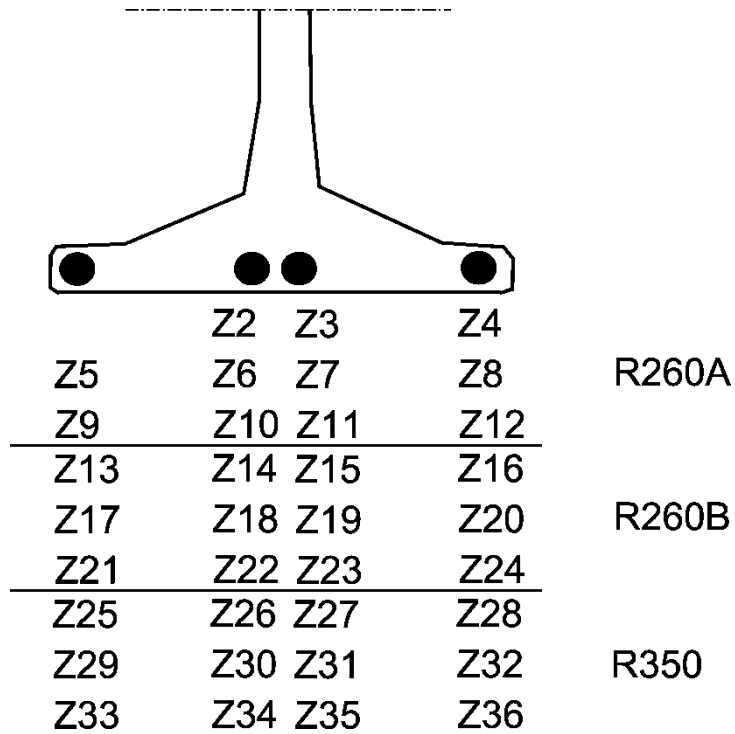


### 2.27 R350 mit R = 0,2 – Versuch #3

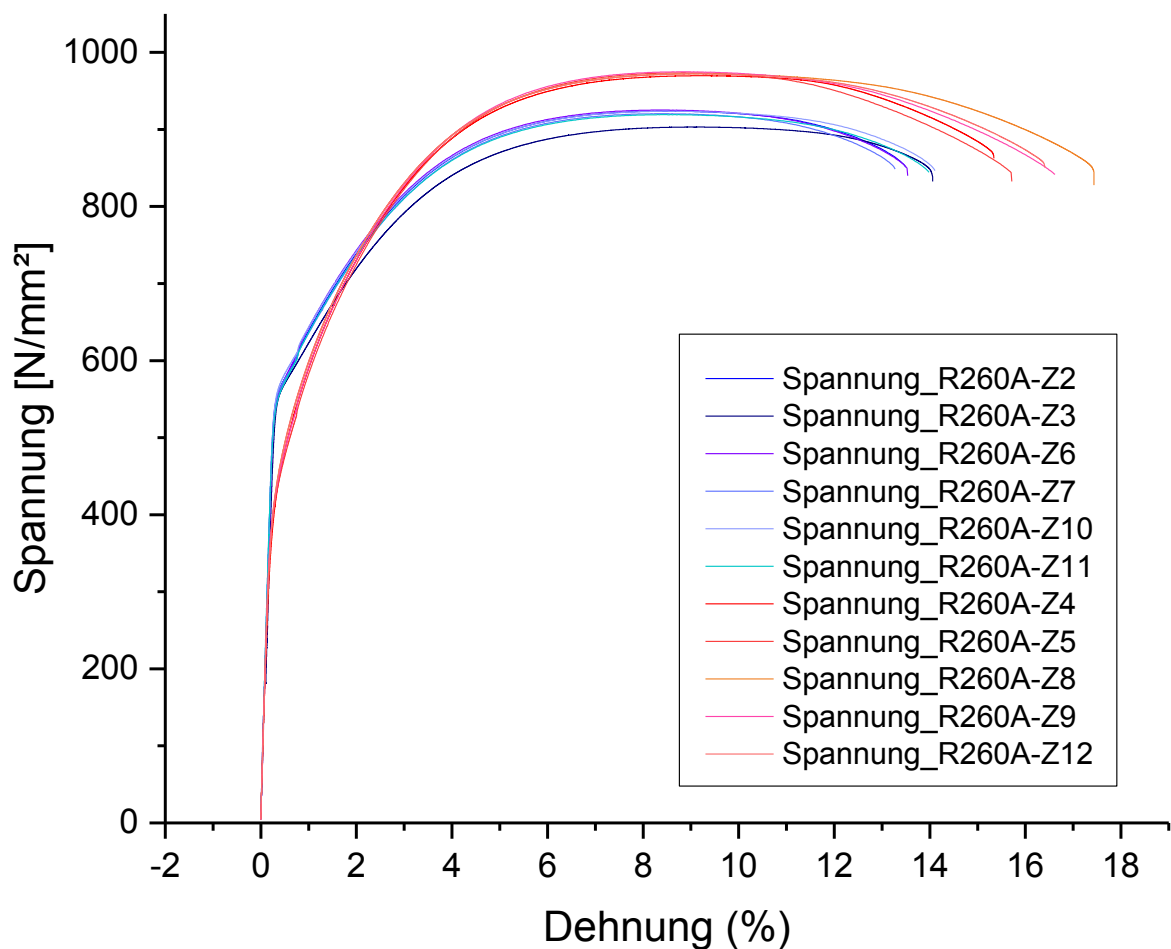


### 3 Ergebnisse der Zugversuche Results of the tensile tests

#### 3.1 Entnahmeorte und Zuordnung der Proben

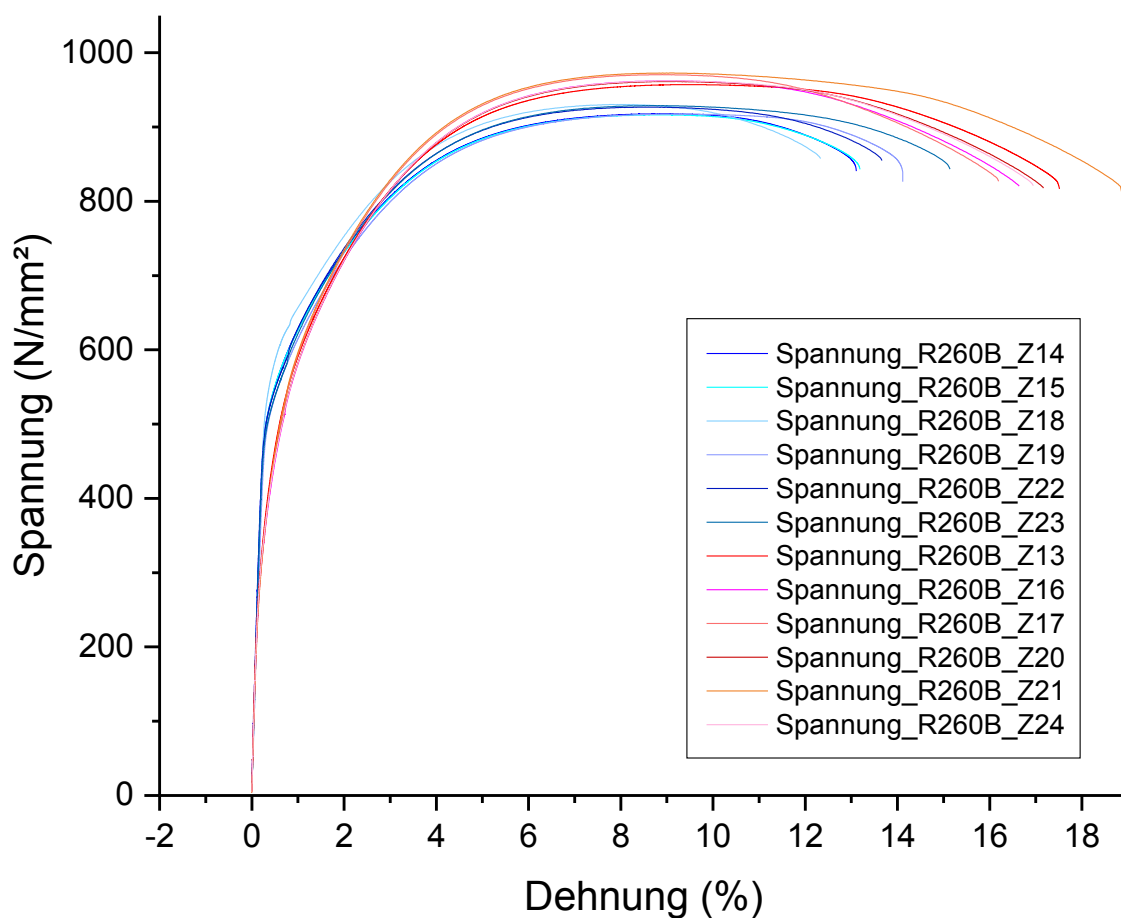


### 3.2 R260A



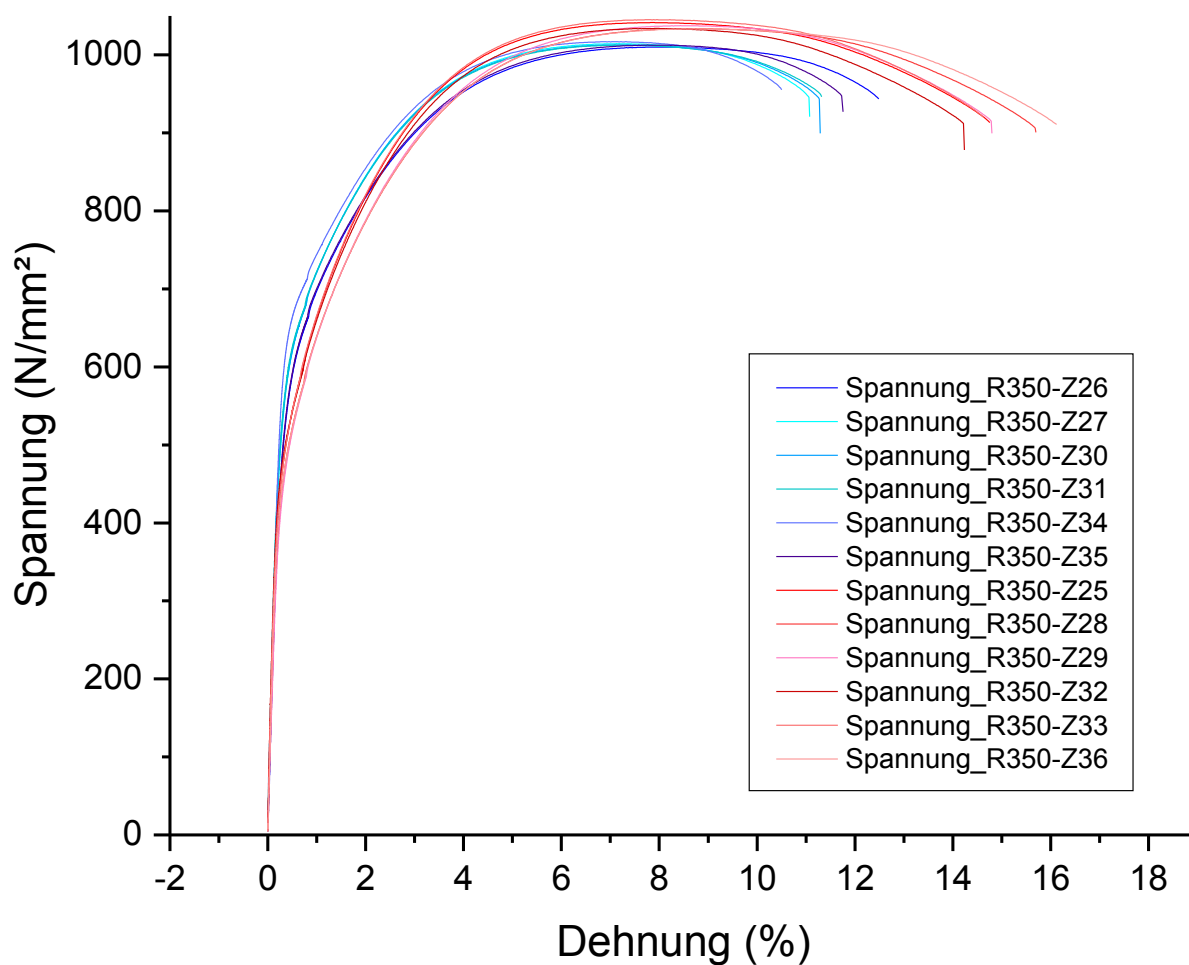
	R <sub>p0,2</sub> [MPa]	R <sub>m</sub> [MPa]	E-Modul [GPa]
R260A-Z2	571	924	226
R260A-Z3	569	903	208
R260A-Z4	459	970	202
R260A-Z5	454	974	205
R260A-Z6	571	925	210
R260A-Z7	571	921	216
R260A-Z8	469	972	209
R260A-Z9	459	975	214
R260A-Z10	578	924	220
R260A-Z11	565	919	225
R260A-Z12	468	972	215

### 3.3 R260B



	$R_{p0,2}$ [MPa]	$R_m$ [MPa]	E-Modul [GPa]
R260B-Z13	436	957	183
R260B-Z14	538	918	213
R260B-Z15	542	916	205
R260B-Z16	421	962	171
R260B-Z17	420	969	187
R260B-Z18	579	930	209
R260B-Z19	533	917	182
R260B-Z20	416	961	192
R260B-Z21	431	973	179
R260B-Z22	534	927	223
R260B-Z23	527	929	209
R260B-Z24	416	962	191

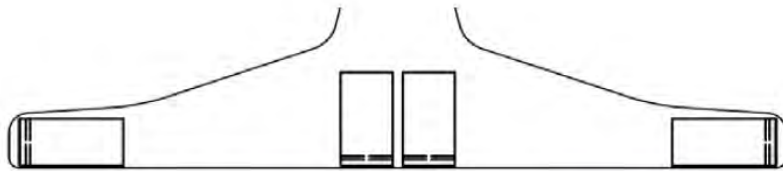
### 3.4 R350



	$R_{p0,2}$ [MPa]	$R_m$ [MPa]	E-Modul [GPa]
R350-Z26	590	1010	182
R350-Z27	504	1034	202
R350-Z28	505	1038	190
R350-Z29	588	1011	196
R350-Z30	497	1033	213
R350-Z31	517	1042	206
R350-Z32	608	1016	238
R350-Z33	604	1014	236
R350-Z34	521	1042	209
R350-Z35	607	1016	227
R350-Z36	517	1034	220
R350-Z37	659	1017	230

## 4 F-CMOD-Graphen und Bruchflächen der Bruchzähigkeitsversuche F-CMOD-graphs and fracture surfaces of the fracture toughness tests

### 4.1 Entnahmeorte und Probenzuordnung

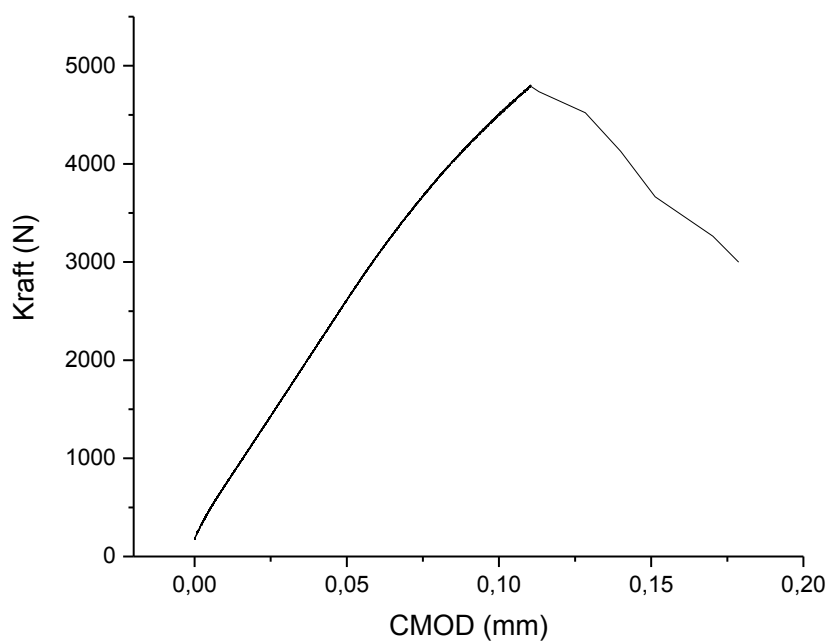
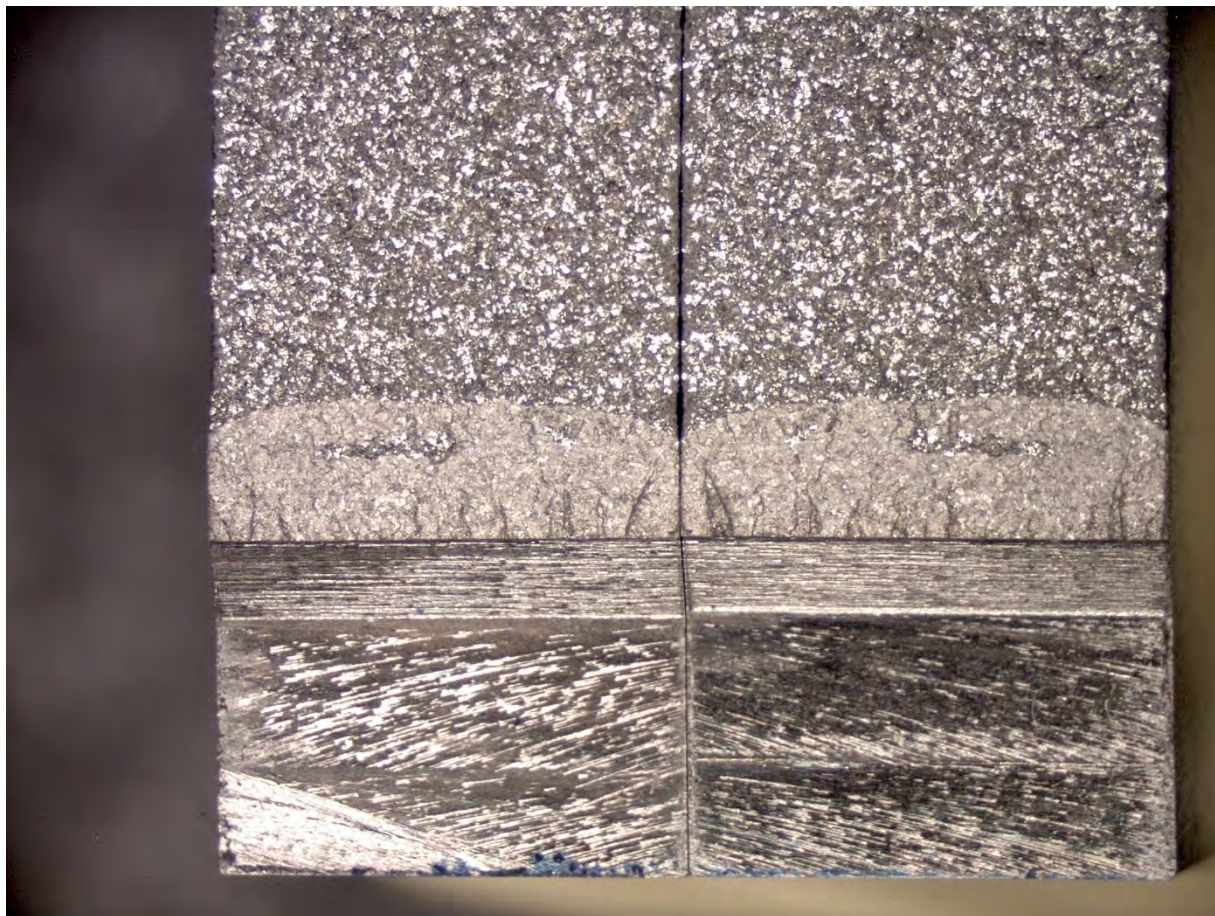


G01	1	2	3	4	R260A
G02	5	6	7	8	R260A
G03	9	10	11	12	R260A
G04	13	14	15	16	R260A
G05	17	18	19	20	R260A
G06	21	22	23	24	R260A
G07	25	26	27	28	R260A
G08	29	30	31	32	R260A
G09	33	34	35	36	R260A
G10	37	38	39	40	R260A
G11	41	42	43	44	R350
G12	45	46	47	48	R350
G13	49	50	51	52	R350
G14	53	54	55	56	R350
G15	57	58	59	60	R350
G16	61	62	63	64	R260B
G17	65	66	67	68	R260B
G18	69	70	71	72	R260B

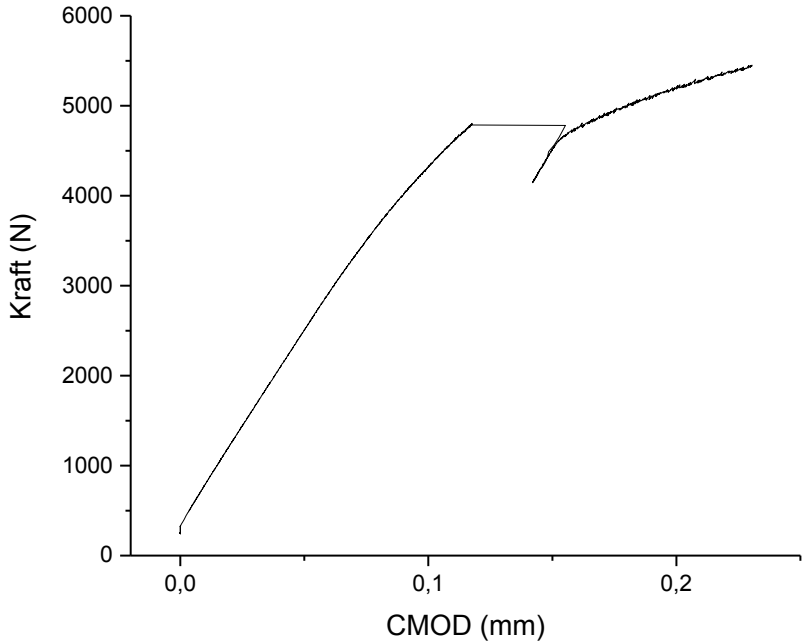
Grün markierte Proben stellen gültige Bruchzähigkeitsversuche dar. Nicht markierte Proben lieferten entweder ungültige Versuchsergebnisse, oder gehörten anderen Versuchsreihen an.

## 4.2 Proben

### 4.2.1 G02-06

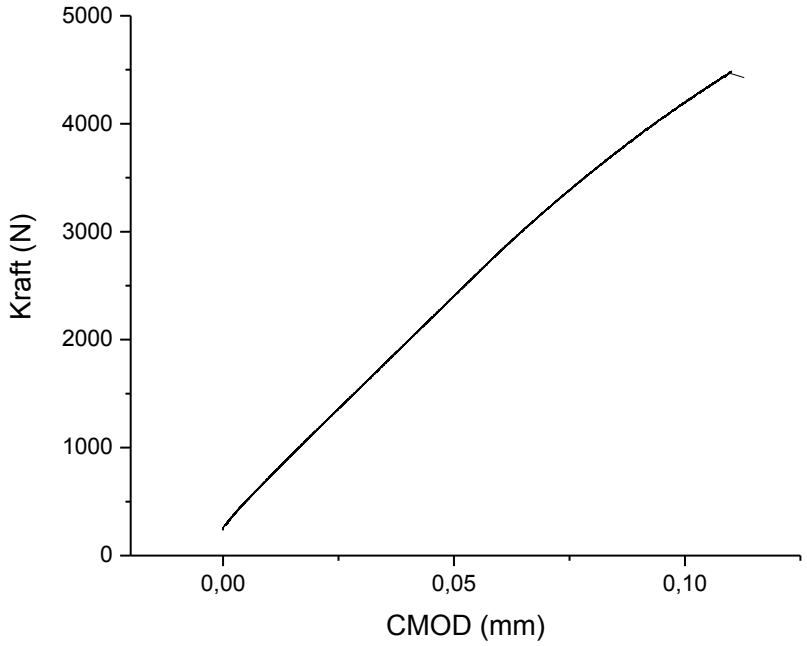


4.2.2 G02-08

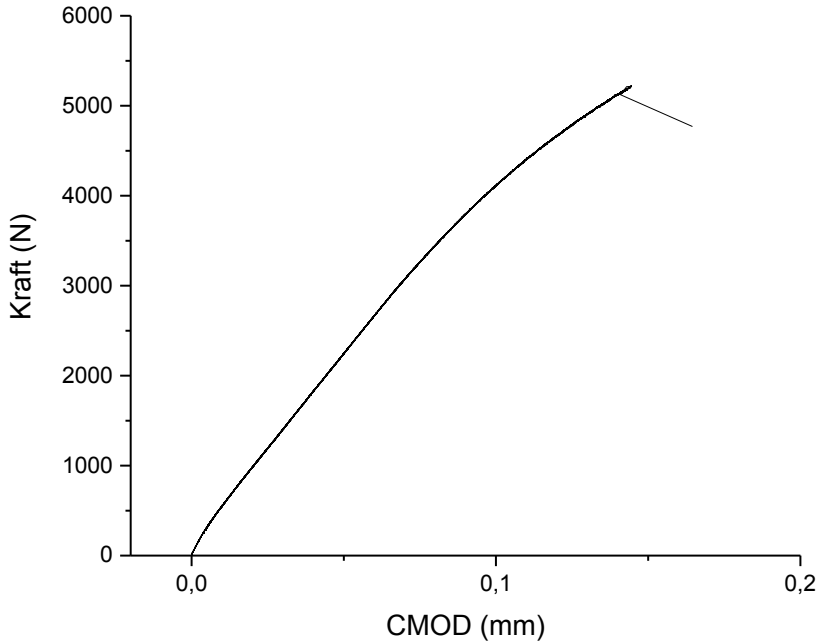
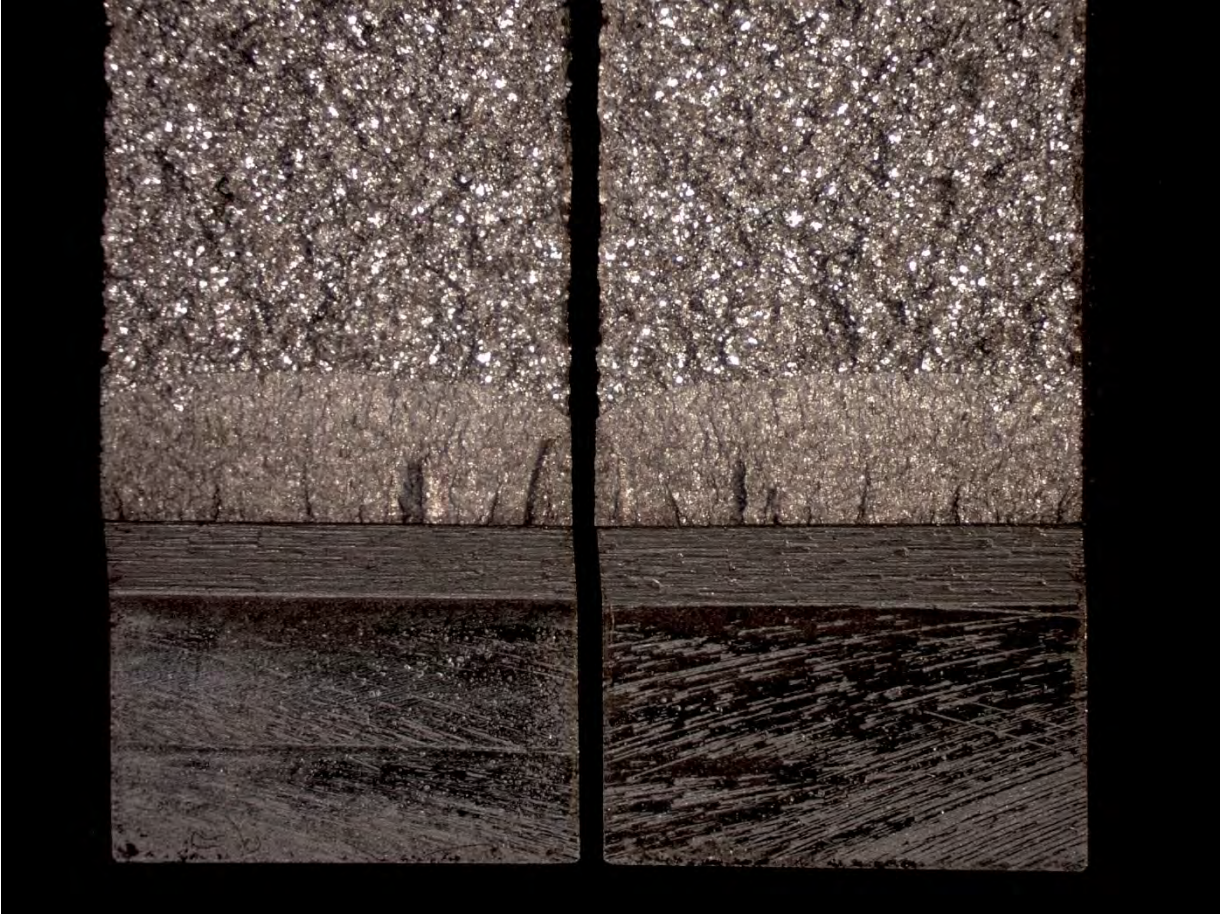




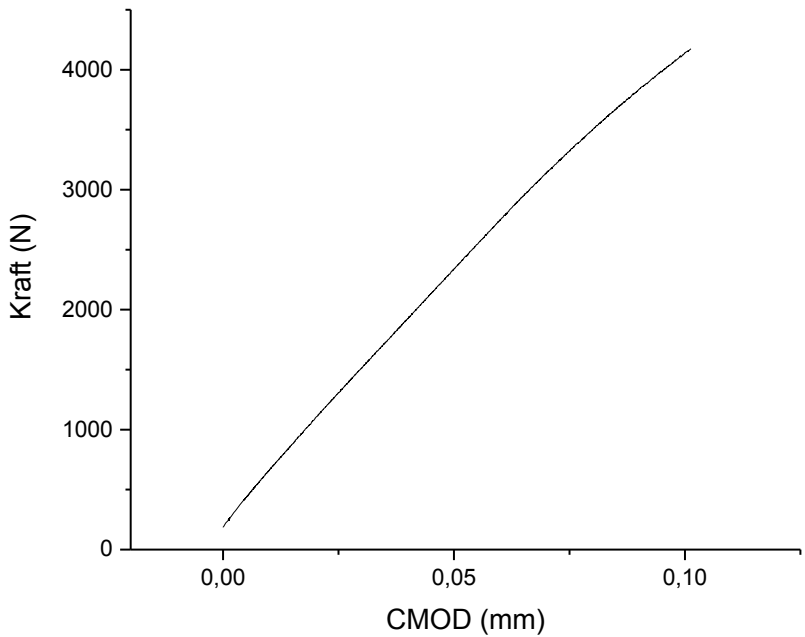
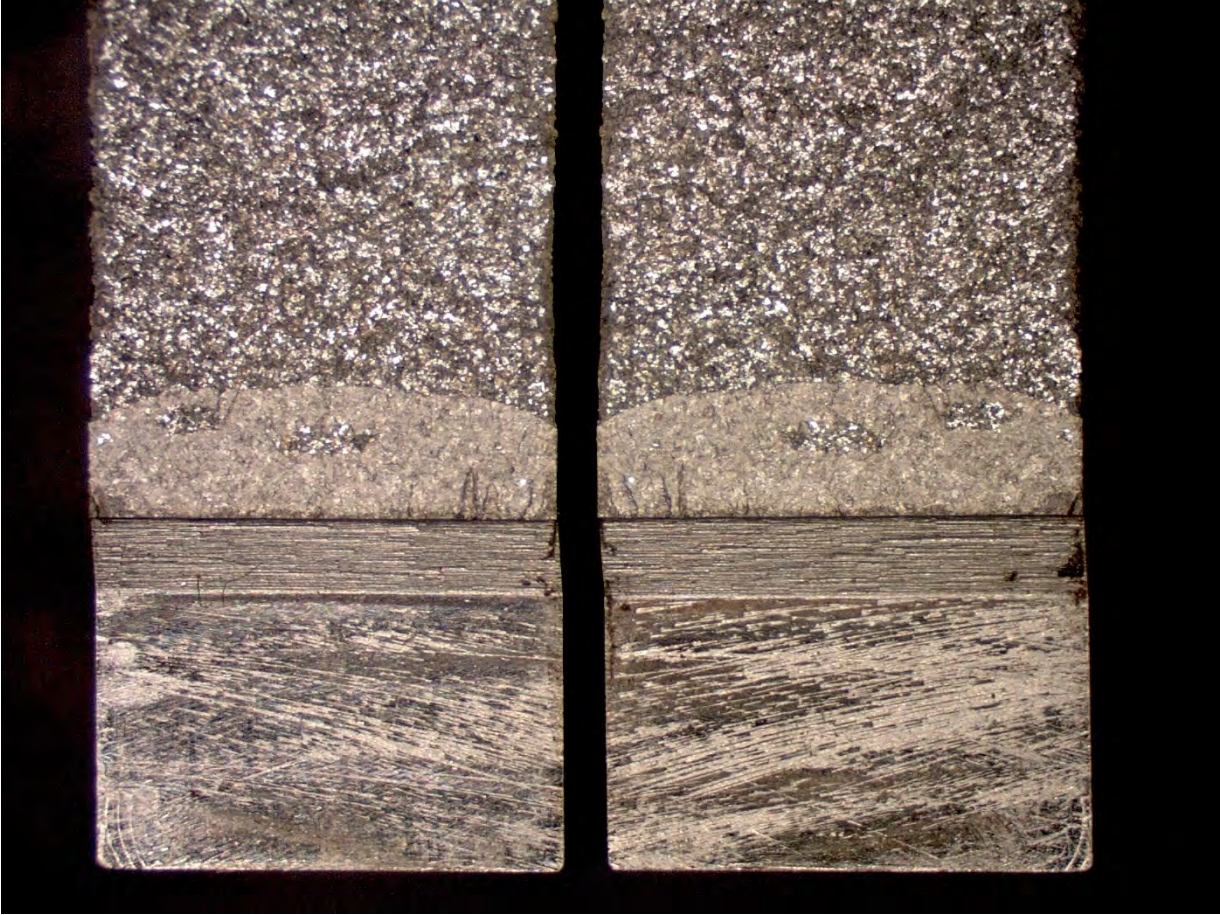
4.2.3 G03-09



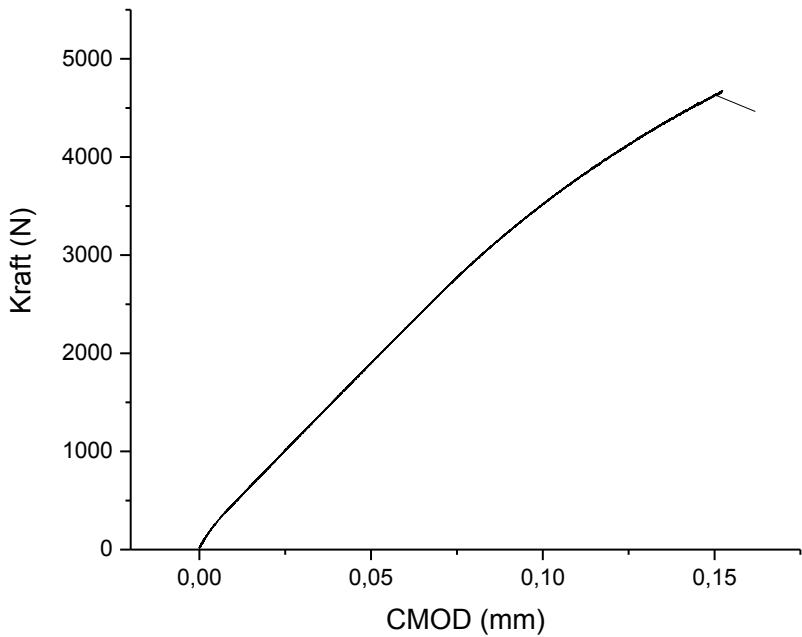
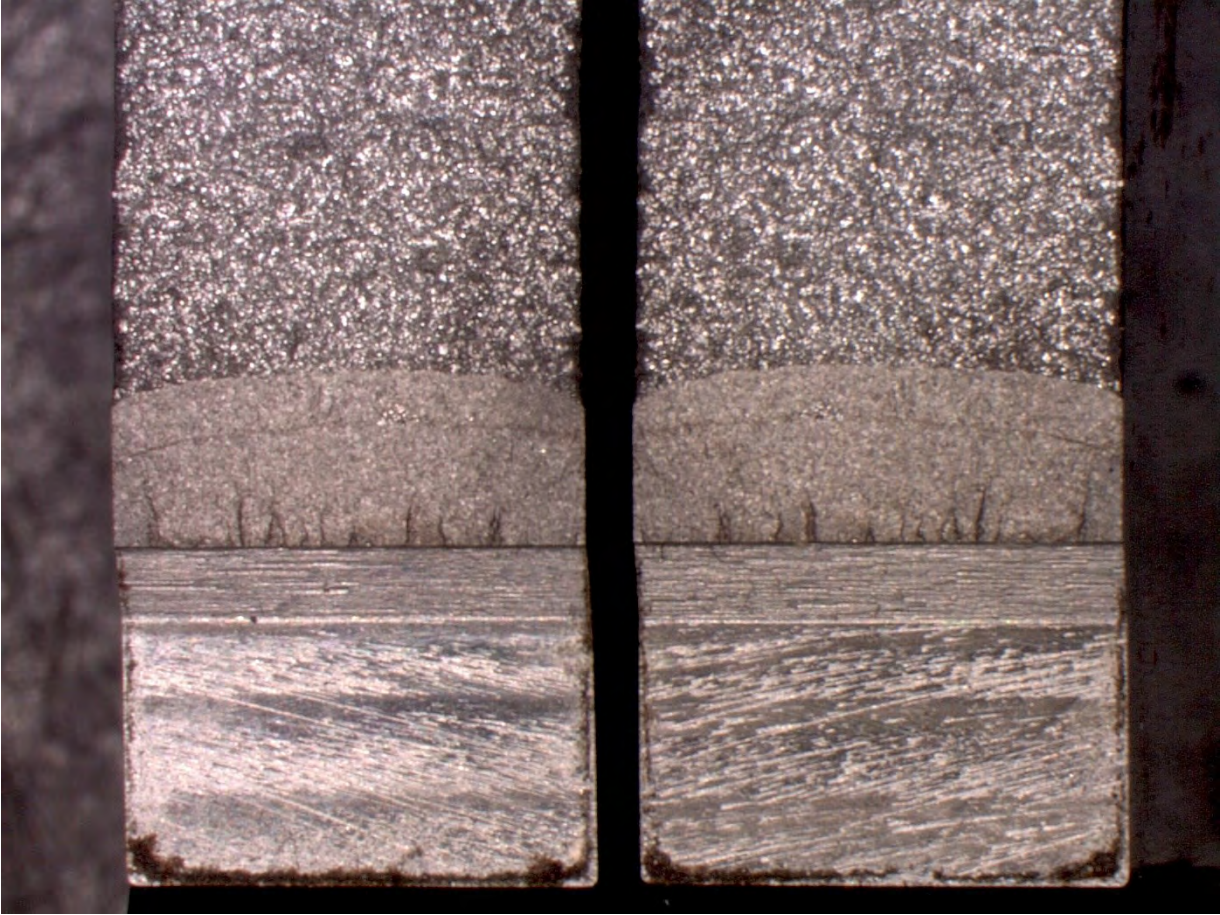
4.2.4 G03-10



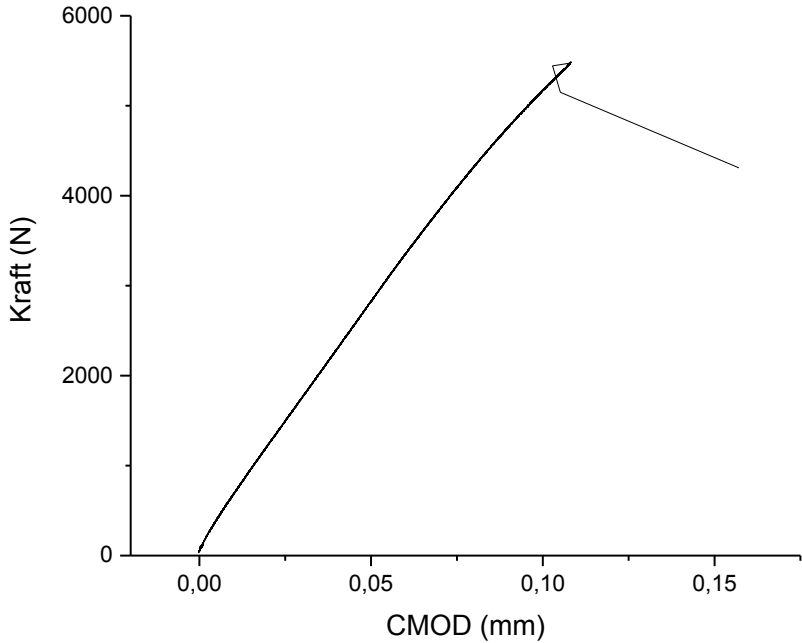
4.2.5 G03-11



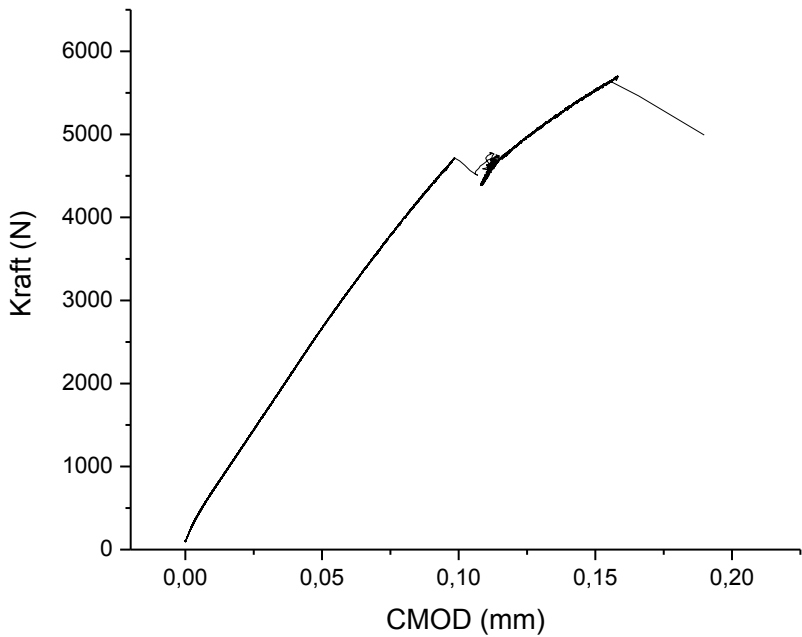
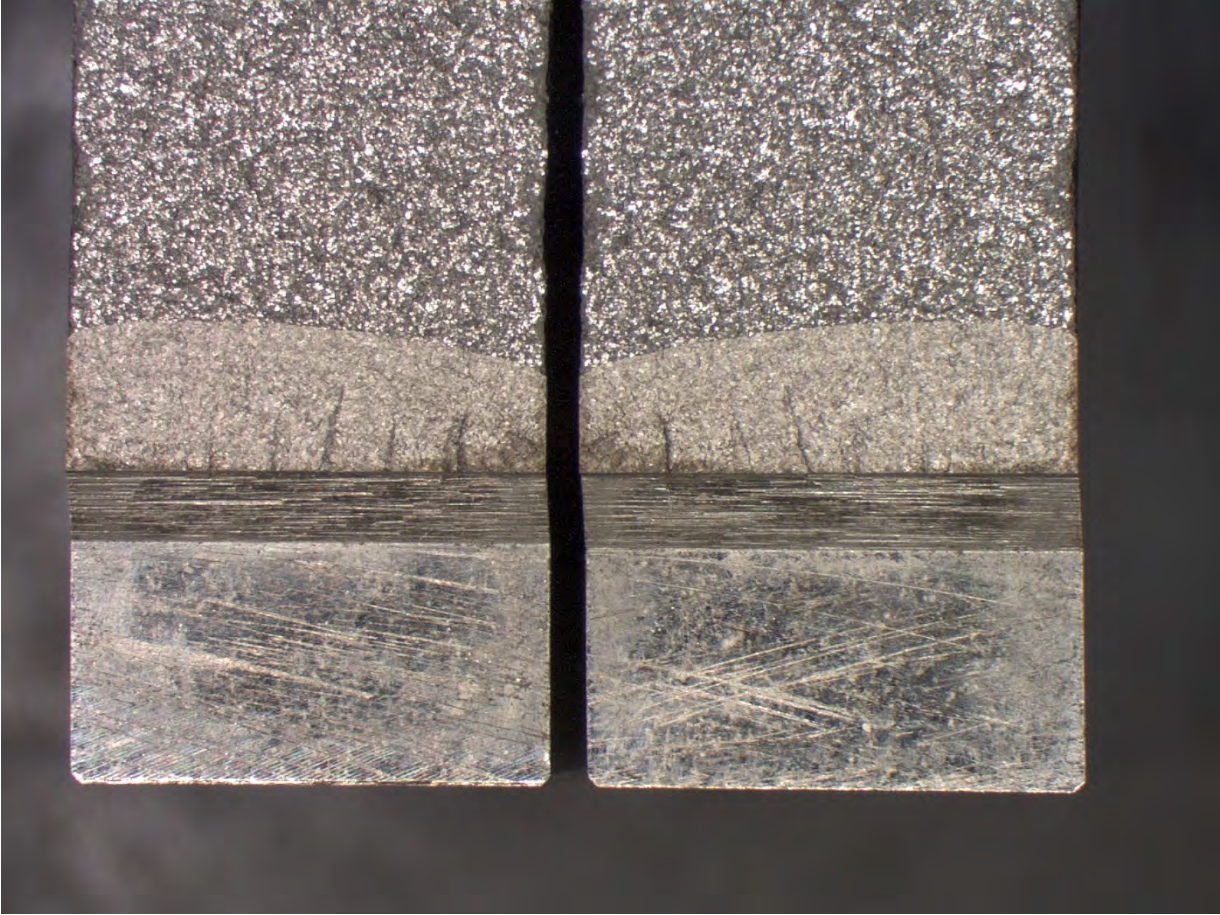
4.2.6 G03-12



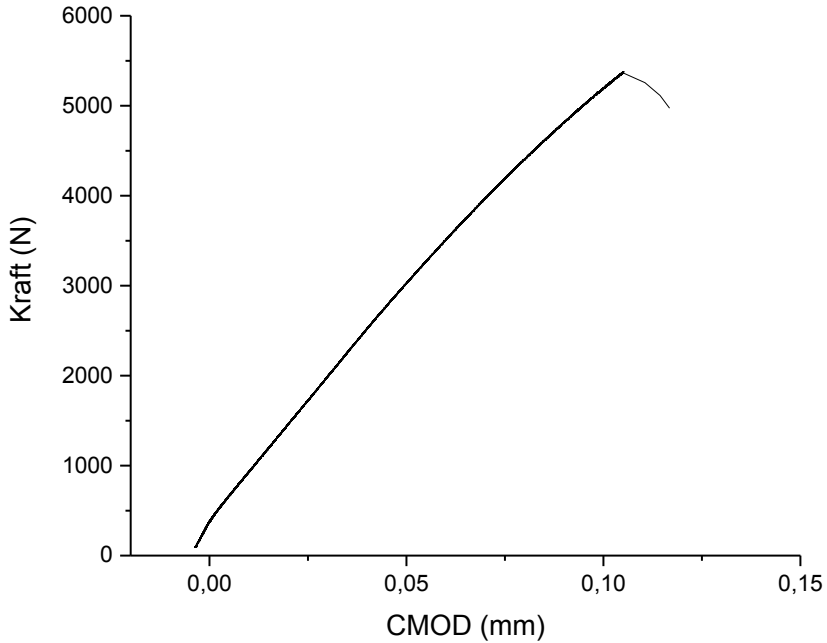
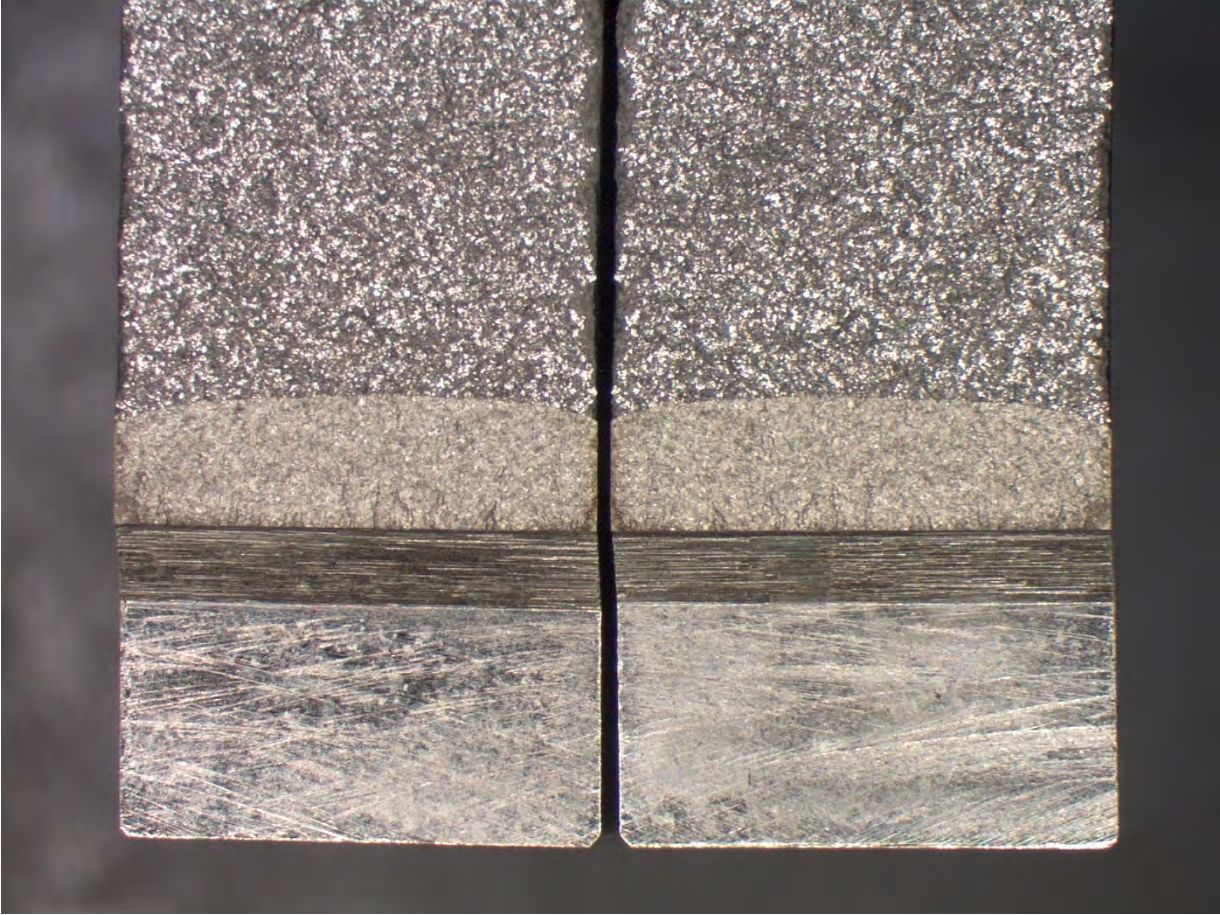
4.2.7 G09-35



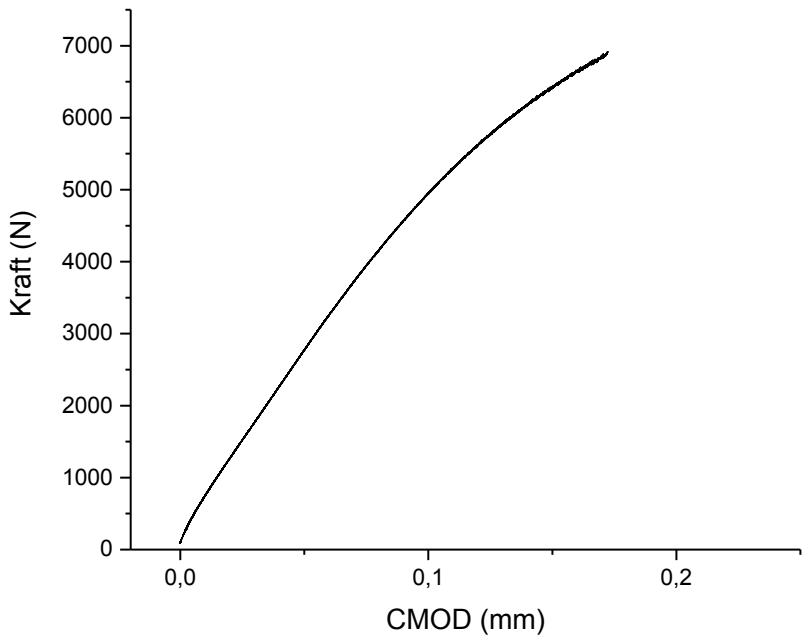
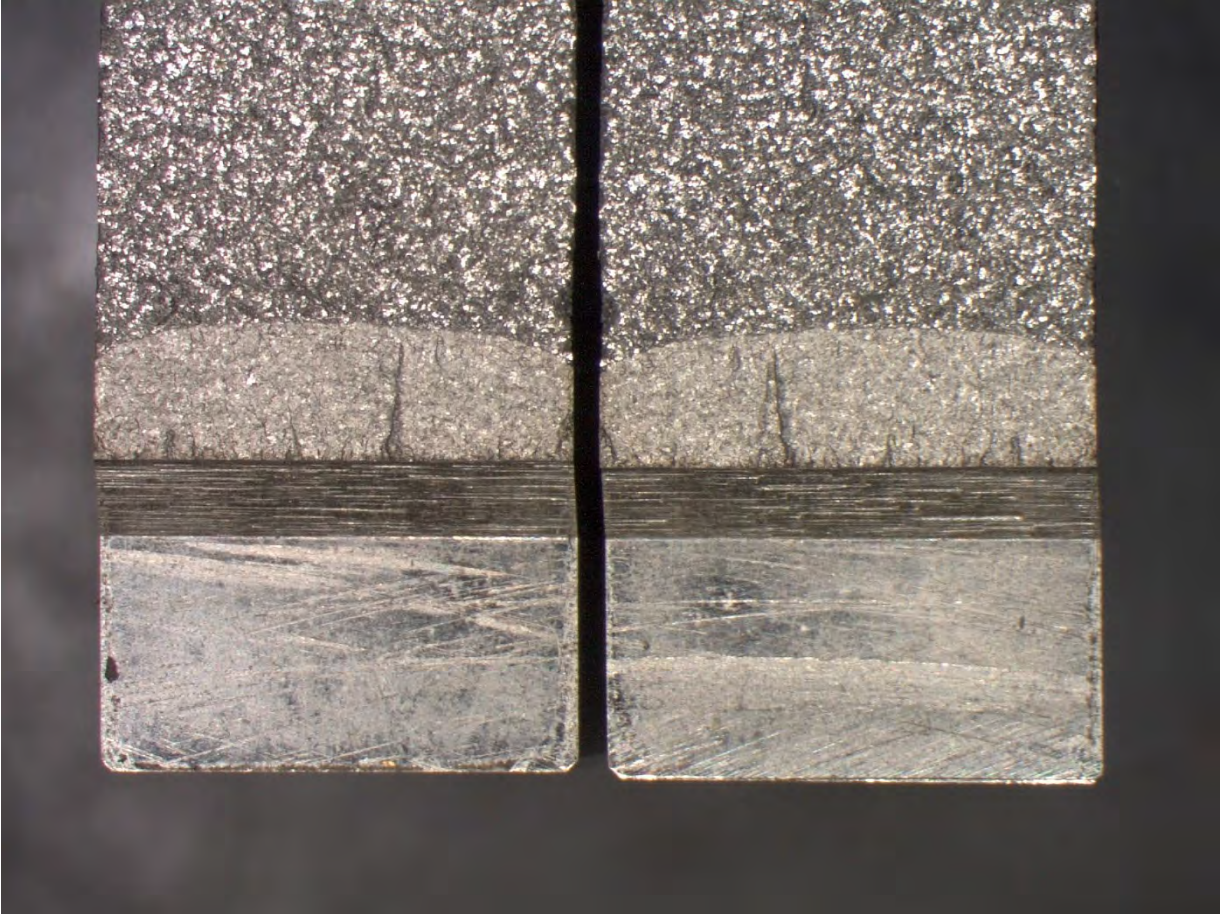
4.2.8 G09-36



4.2.9 G10-37

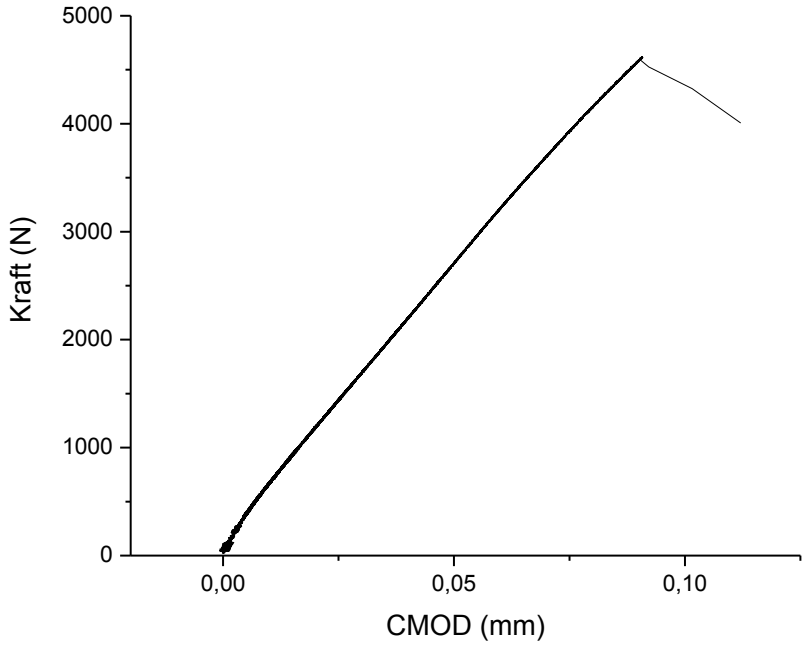
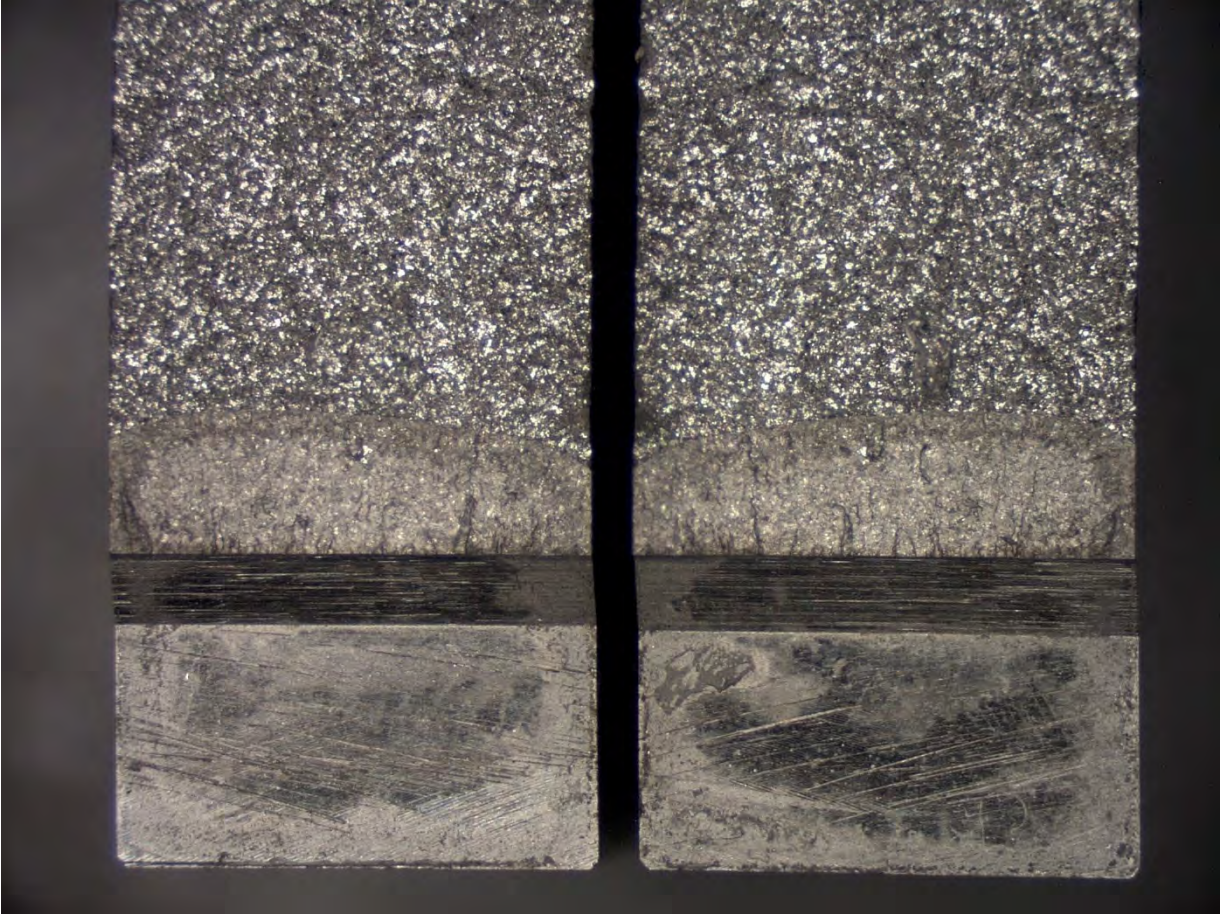


4.2.10 G10-38

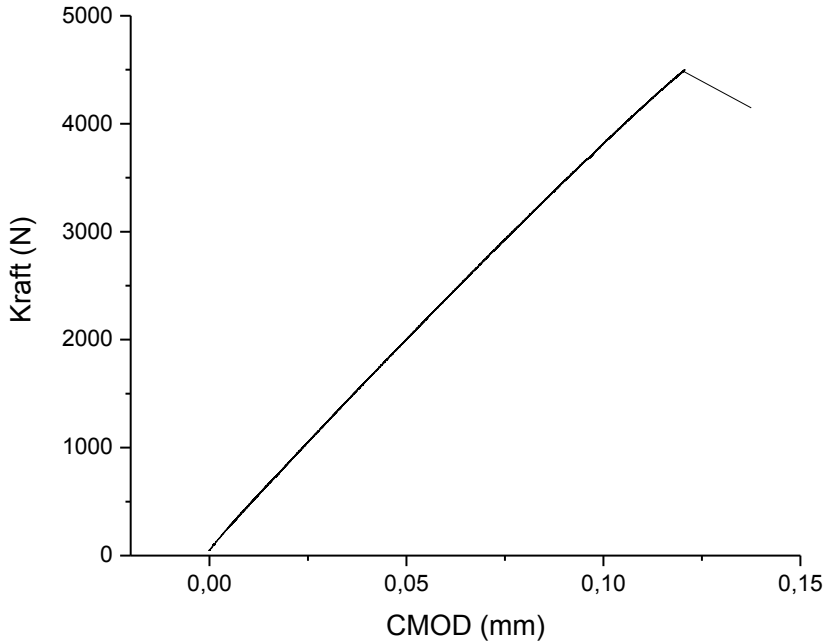
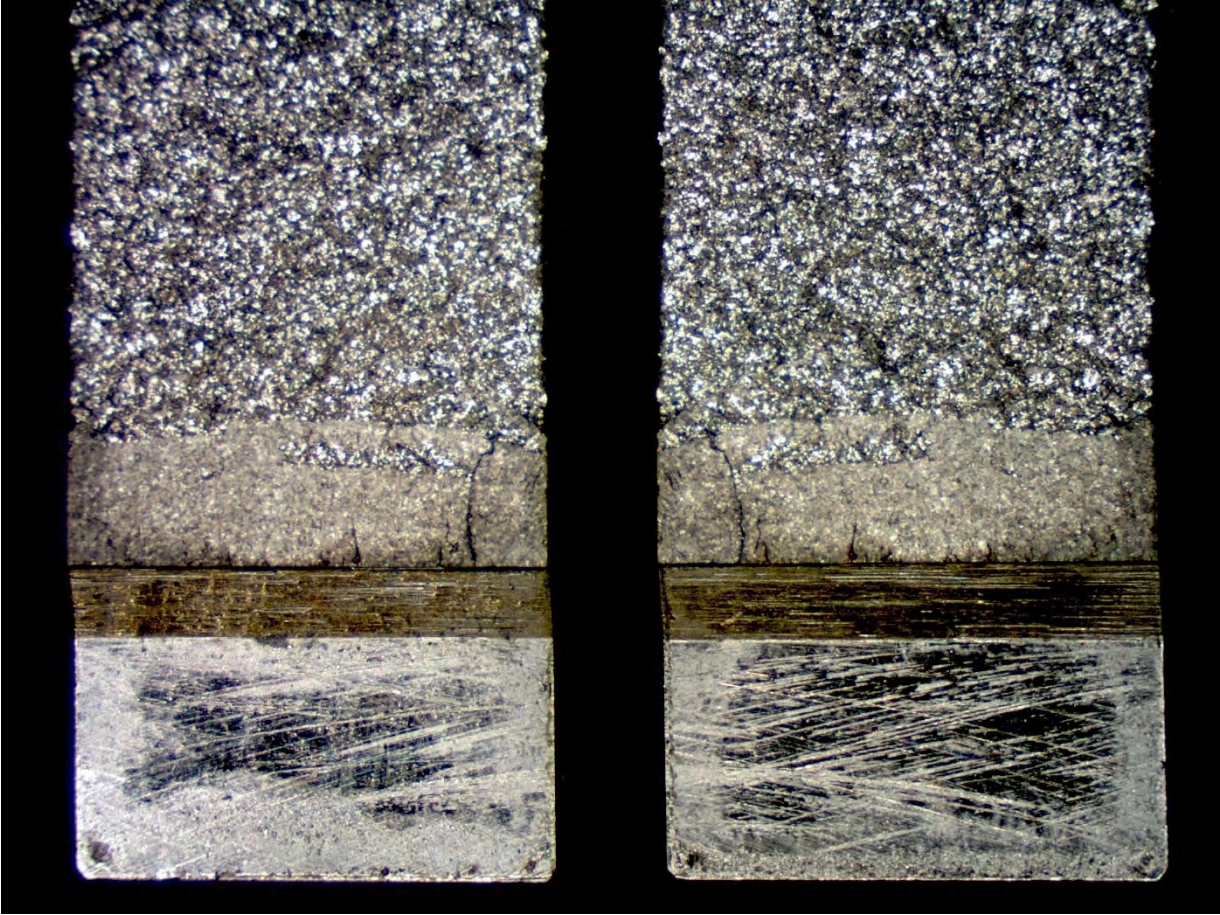




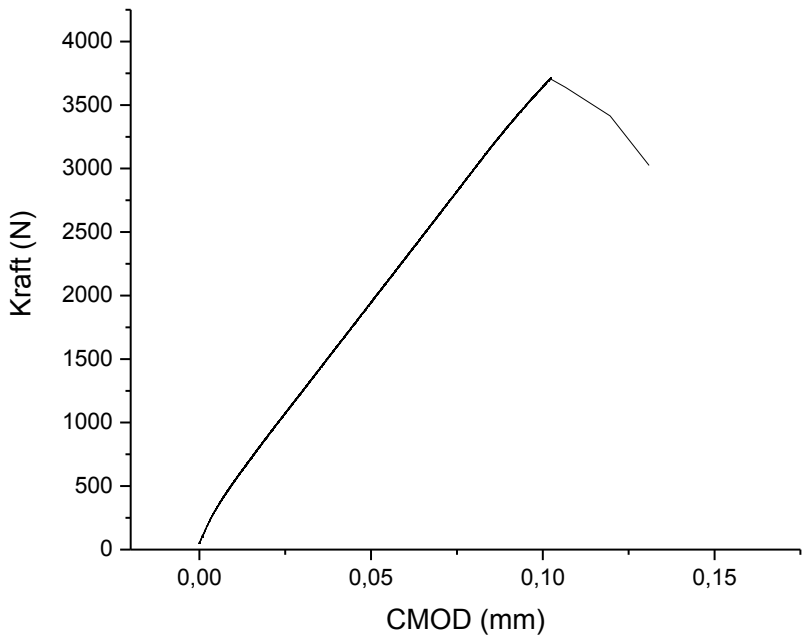
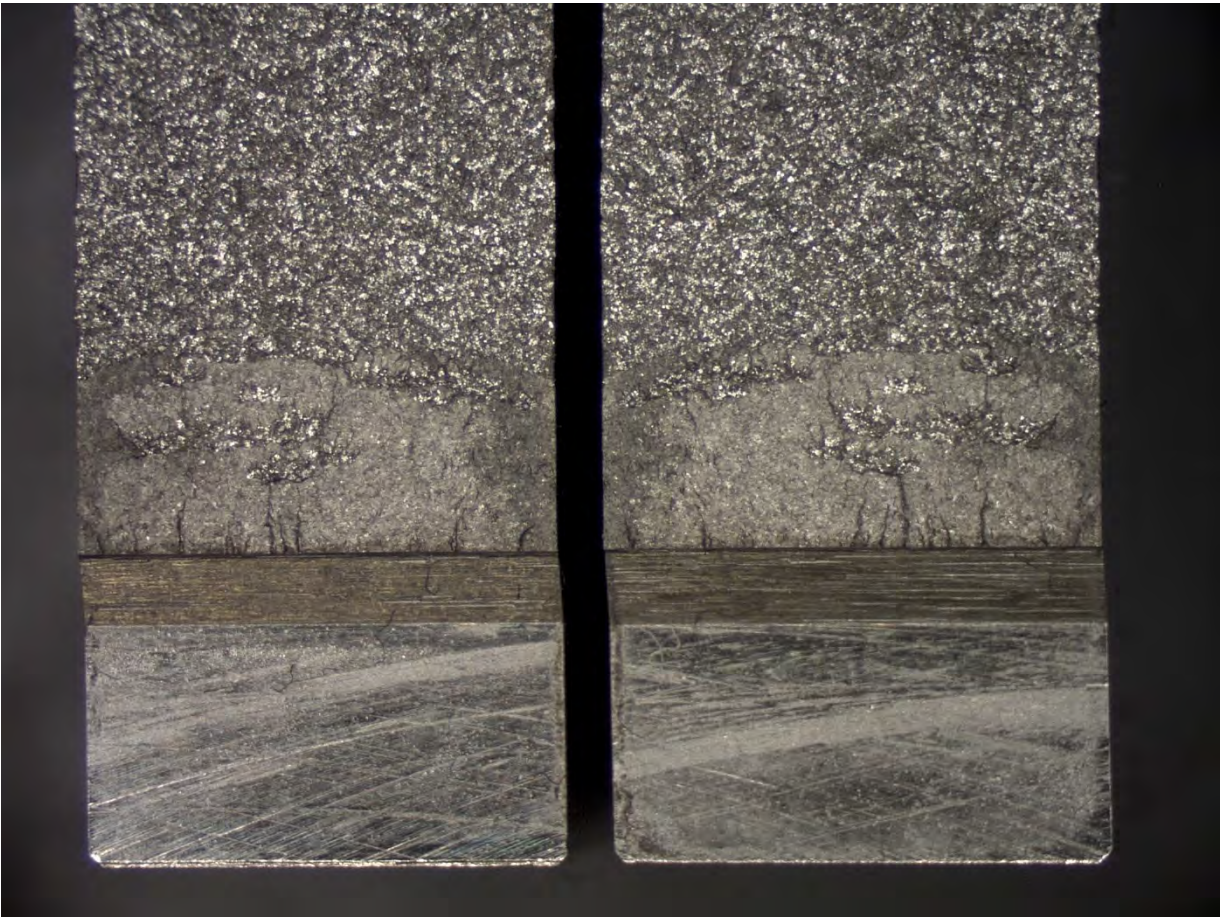
4.2.11 G10-39



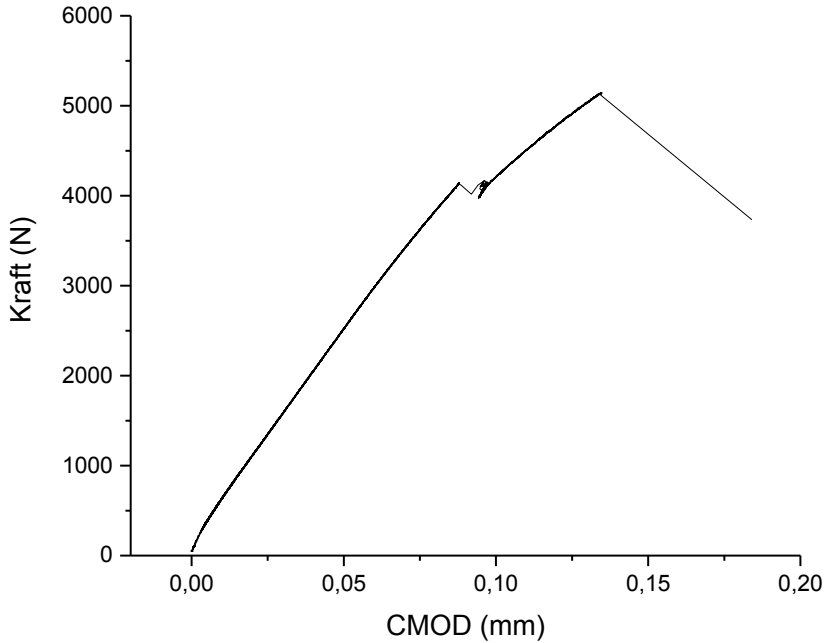
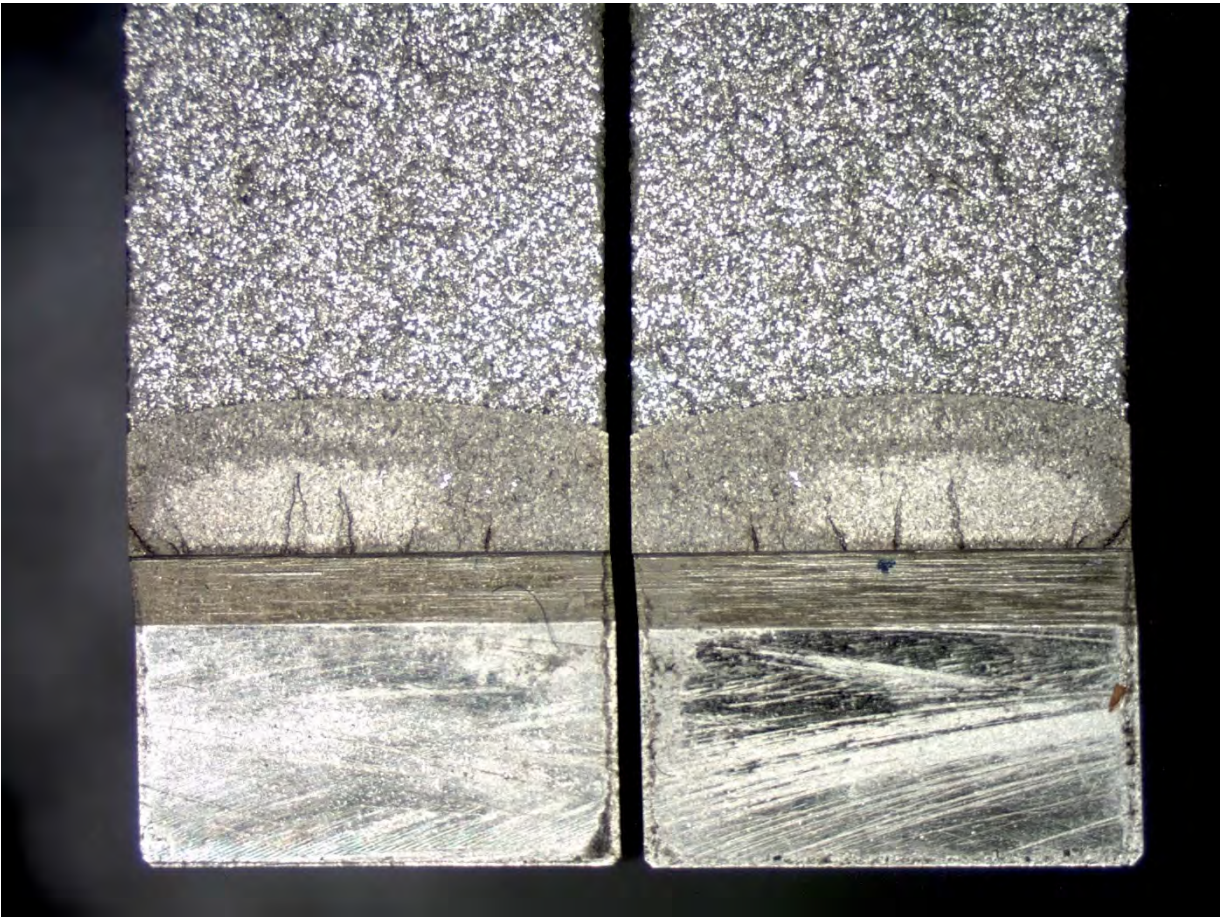
4.2.12 G11-42



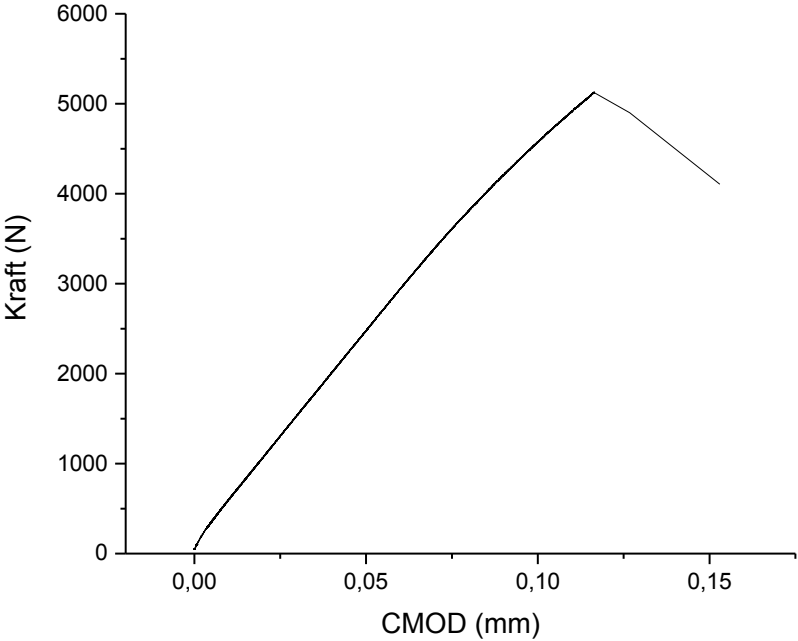
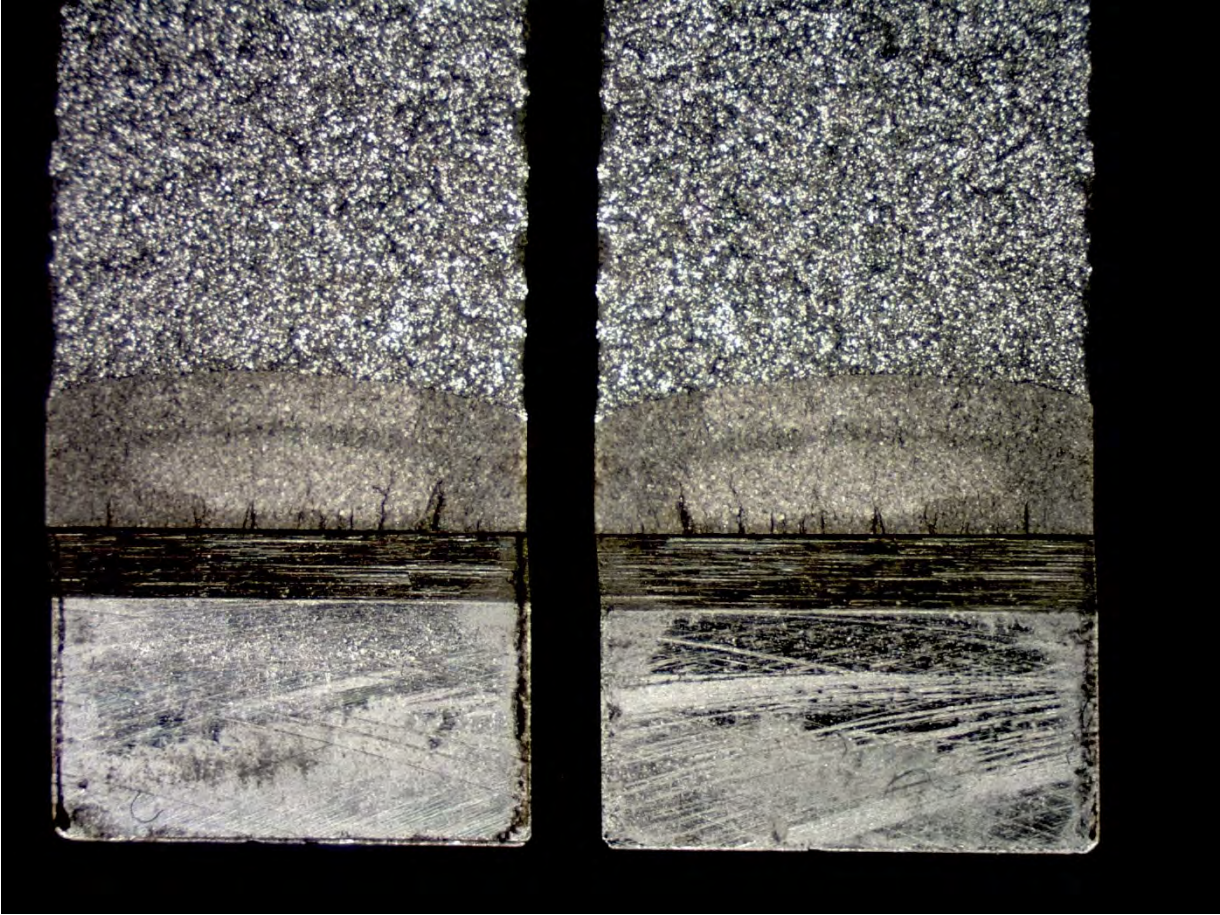
4.2.13 G11-43



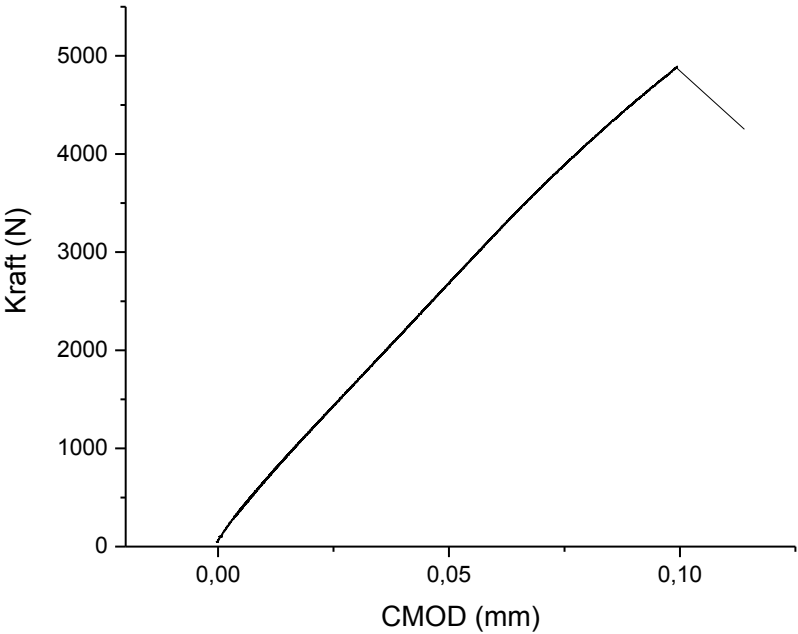
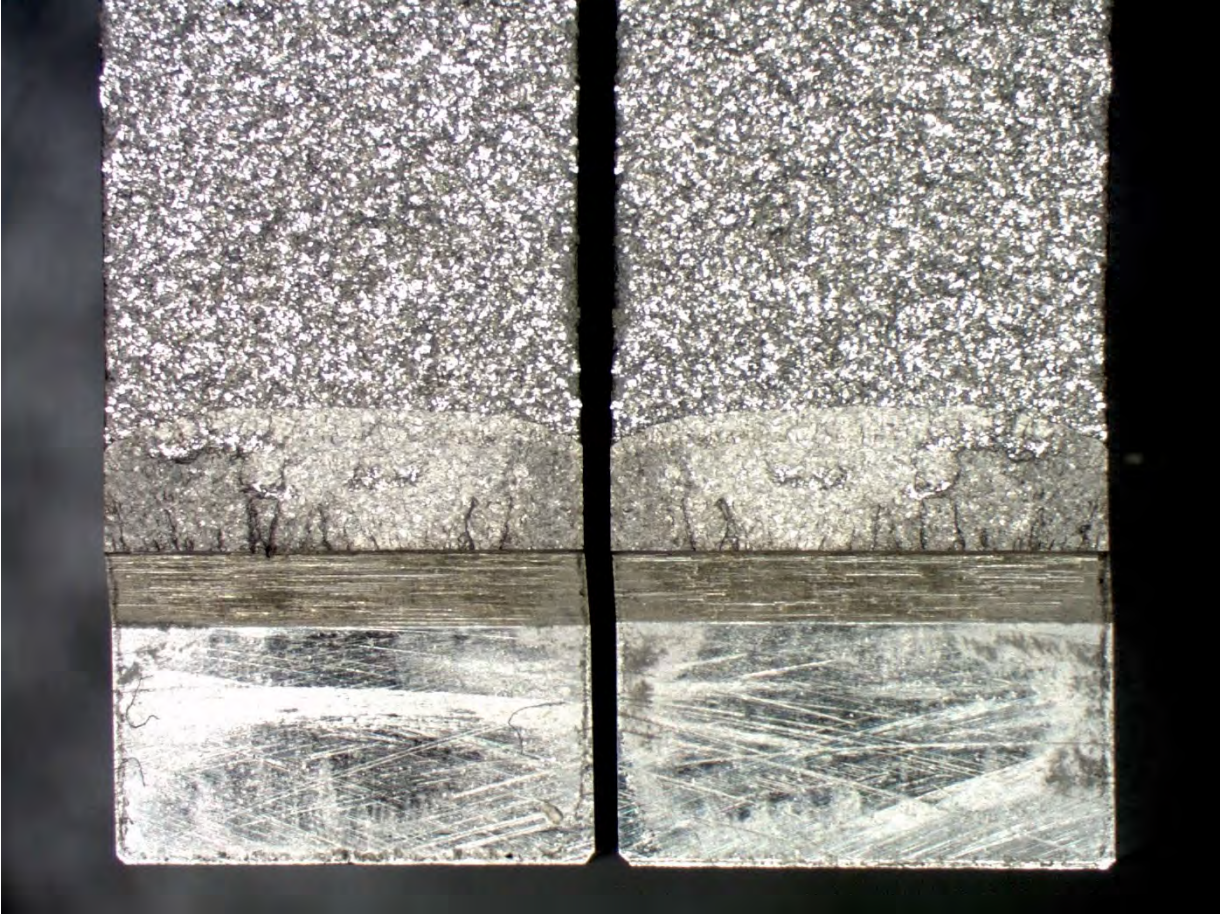
4.2.14 G11-44



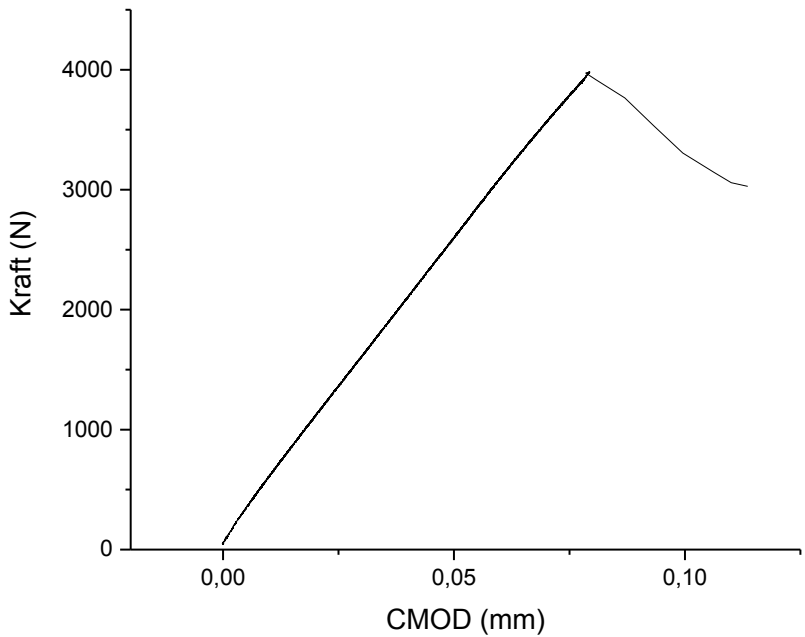
4.2.15 G12-45



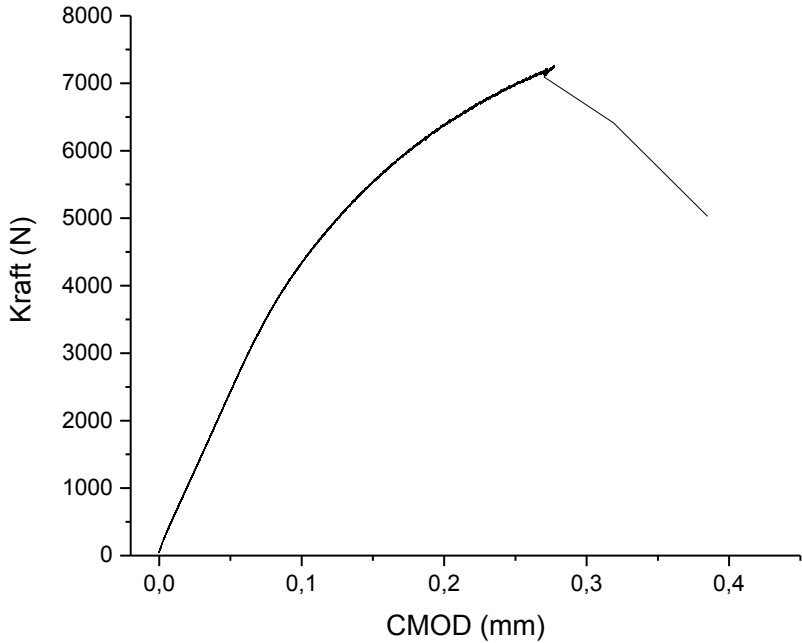
4.2.16 G12-46



4.2.17 G15-58

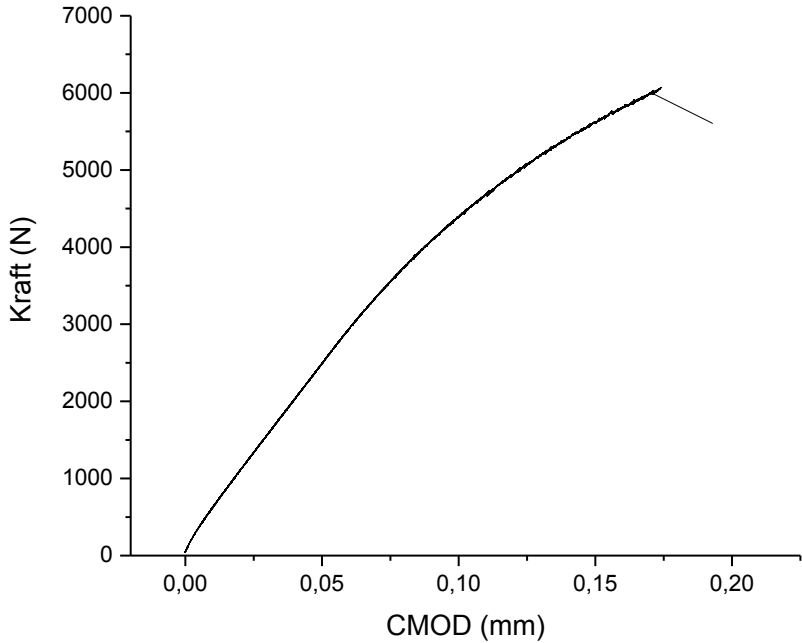
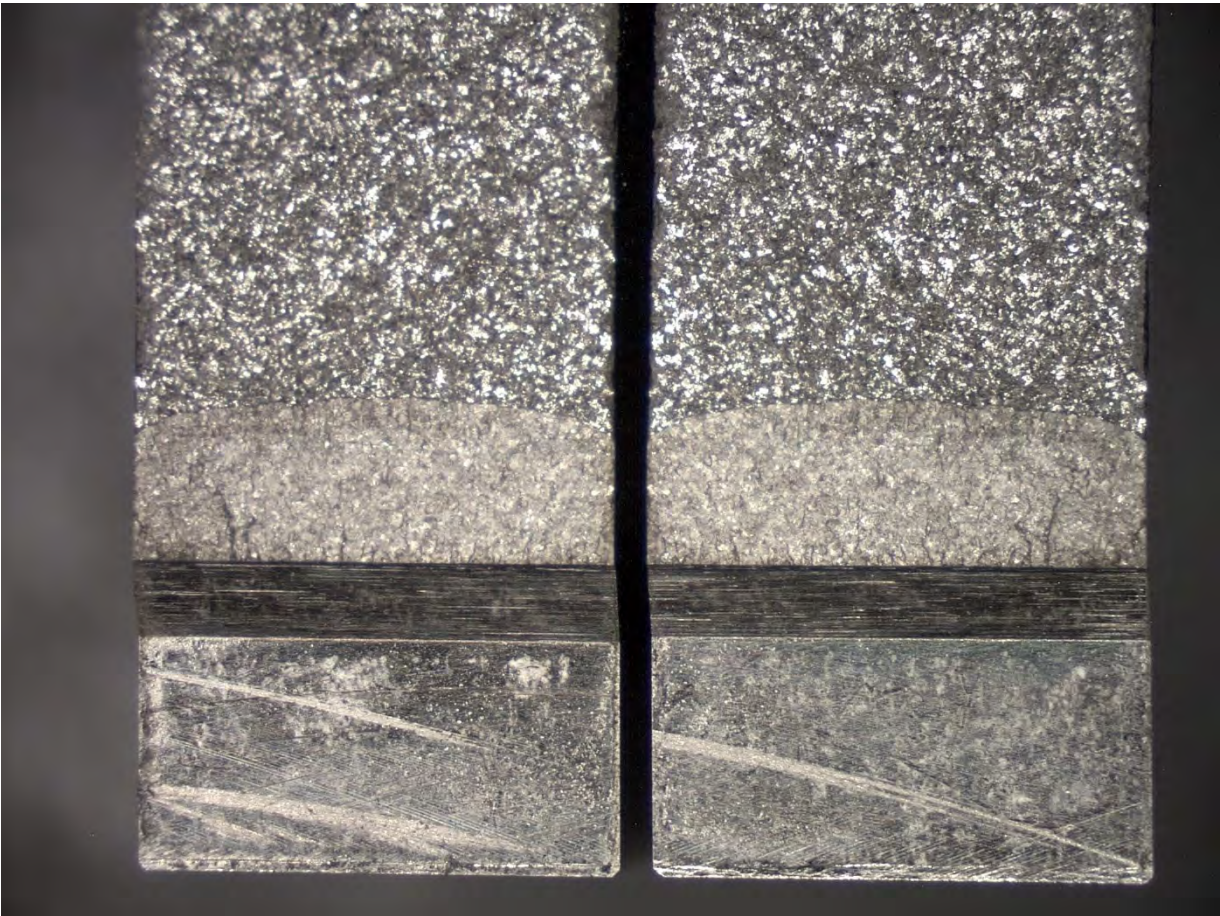


4.2.18 G17-65

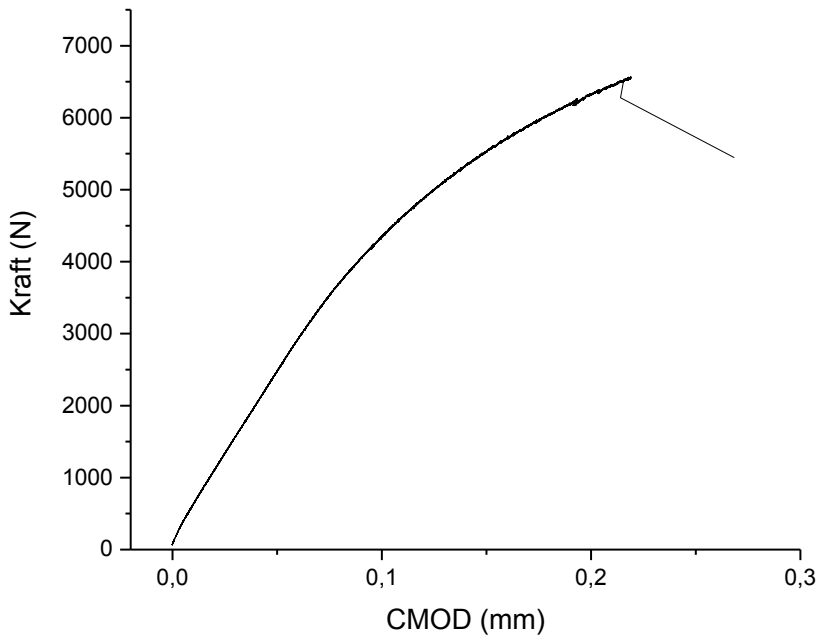
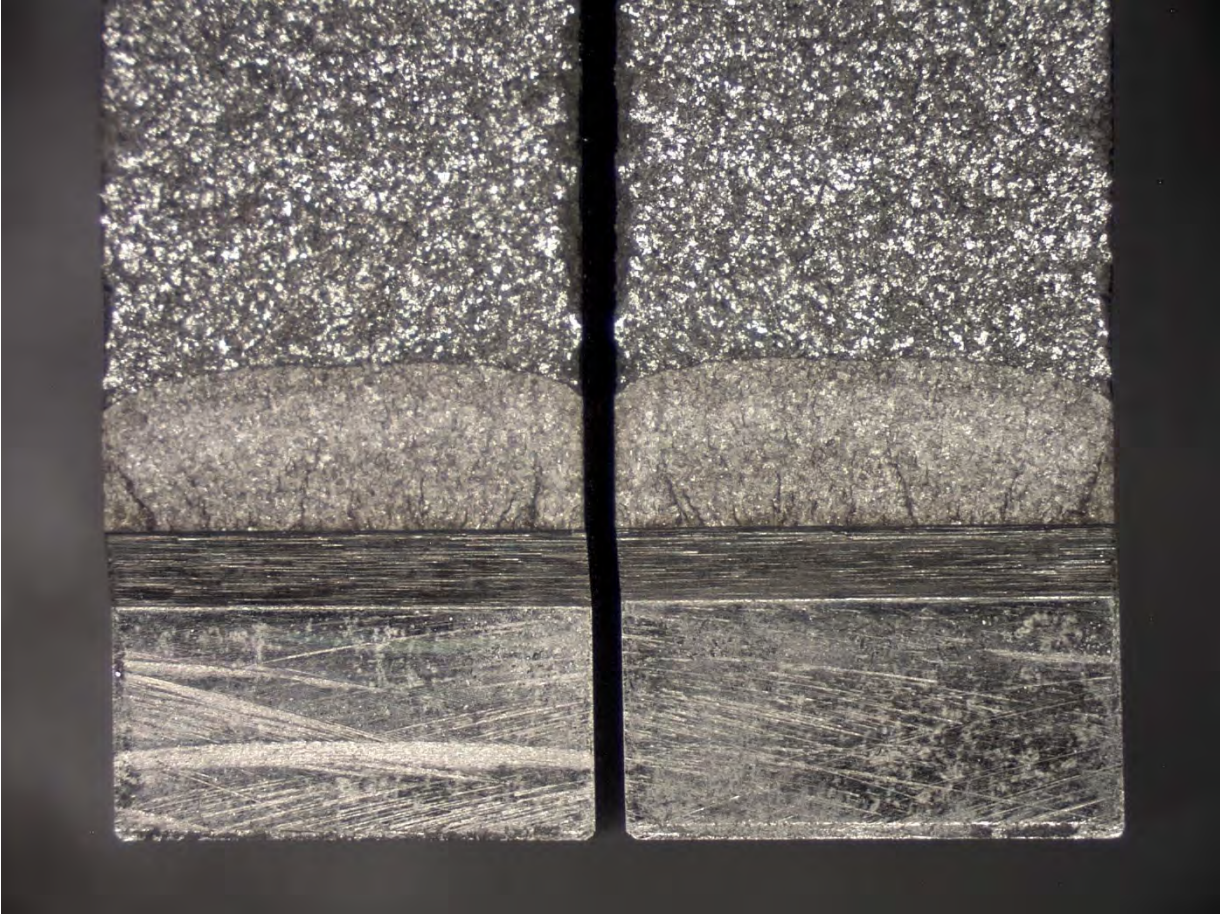




4.2.19 G17-66



4.2.20 G18-71



4.2.21 G18-72

