



Doctoral Thesis

Structural Integrity-Management for the Maintenance of Urban Tracks

submitted in satisfaction of the requirements for the degree of
Doctor of Science in Civil Engineering
of the Vienna University of Technology, Faculty of Civil Engineering

Dissertation

Strukturelles Sicherheits-Management für die Instandhaltung von urbanen Gleisen

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

Dipl.-Ing. Edgar Fischmeister
Matr.Nr.: 7625928
In der Hagenau 9, 1130 Wien

Gutachter: Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Norbert OSTERMANN
Institut für Verkehrswissenschaften
Forschungsbereich für Eisenbahnwesen,
Verkehrswissenschaft und Seilbahn
Technische Universität Wien
1040 Wien, Karlsplatz 13/401

Gutachter: Ao.Univ.Prof. Dr.phil. Hans Peter ROSSMANITH
Institut für Mechanik und Mechatronik
Technische Universität Wien
1040 Wien, Wiedner Hauptstraße 8-10/325

Kurzfassung

Die Beanspruchung der Gleise durch den Rollkontakt der Fahrzeugräder verursacht eine Vielzahl von Schädigungen an den Schienen. Die Schienen versagen dabei im Allgemeinen nicht plötzlich, sondern die Schädigung erfolgt allmählich im Laufe der Belastungsgeschichte. Verschleiß, Plastifizierung und Materialzerrüttung der Schiene treten nie alleine auf, immer führt eine Kombination der Schädigung zu einer Einschränkung der Lebensdauer. Eine richtige Strategie in der technischen Überwachung der Gleise mit dem Einsatz modernster Geräte ermöglicht eine effiziente Inspektion und damit eine erfolgreiche Instandhaltung von sicheren U-Bahngleisen.

In dieser Dissertation werden an Hand der risikobasierten Inspektion und der Bruchmechanik auf den Grundlagen des Risswachstums und der linearen Schadensakkumulation die Inspektionsintervalle und die zulässige Risstiefe unter zyklischem Rollkontakt bestimmt. Die Arbeit gliedert sich in zwei Hauptteile:

- (a) Zuerst werden im Managementteil an Hand eines Best Practice die Grundlagen für ein Sicherheits-Managementsystem mit risikobasierter Inspektion dargestellt. Die Umsetzung des Sicherheits-Managementsystems für die Instandhaltung der Gleisinfrastruktur bei den Wiener Linien wird abschnittsweise erklärt. Durch die Erstellung und Bewertung der Risiken soll der Umgang mit Risiken und Gefahren bei der Instandhaltung der Gleisinfrastruktur bei den Wiener Linien erläutert werden und wie Maßnahmen abzuleiten sind, um eventuell hohe Risiken minimieren zu können.
- (b) Im zweiten, technischen Teil wird gezeigt, dass nicht nur Verschleiß Materialverlust bedeutet, sondern auch Materialermüdung zum Versagen von Anlagenteilen bei der Gleisinfrastruktur führen kann, wodurch die Lebensdauer der Schienen stark verkürzt wird. Mit Hilfe der Bruchmechanik für Langrisse wird untersucht, mit welchem Modell das Risswachstum in den Schienen modelliert werden kann, um die Lebensdauer der Schienen berechnen zu können. Dabei wurden für die Berechnung des K-Wertes fünf Modelle an der Rissspitze und des Risswachstums miteinander verglichen und bewertet. Ausgehend von einem Oberflächenanriss wird das Risswachstum unter zyklischer Zugbeanspruchung der Schiene berechnet.

Mit Hilfe der Formeln für die Geometriekorrekturfunktion nach Jeong (Jeong 2003) für das Ermüdungsrisswachstum in Schienen und der linearen Schadensakkumulation nach Richard (Richard et al. 2009) wird das Risswachstum eines Oberflächenanrisses zufolge Rollkontaktermüdung mit verschiedenen Reibungskoeffizienten, Biegebeanspruchung mit verschiedenen Lastbereichen und unter Eigenspannungen mit unterschiedlichen Annahmen berechnet. Schließlich werden die erforderlichen Inspektionsintervalle und die maximal zulässige Risstiefe für die Gleisanlagen der Wiener U-Bahn berechnet.

Abstract

The strain of railway tracks by the rolling contact of the vehicle wheels represents a wide range of damages of the rails. The rails do not fail thereby generally suddenly, but the damage takes place gradual in the course of load history. Wear, plasticity and material disorder of the rail arise never alone, always lead a combination of the damage to a restriction of the life cycle. The right strategy in the technical monitoring of the tracks with the employment most modern devices enables an efficient inspection and an integrity maintenance of underground tracks.

In this work the basis of the risk-based inspection and fracture mechanics on the basis of crack growth and the linear damage accumulation the inspection intervals and the permissible crack depth under cyclic rolling contact is determined. The work is divided into two main parts.

- (a) First will be presented in the management part on the basis of a Best Practice the bases for a integrity management system with risk-based inspection. The conversion of the safety management system for the maintenance of the track infrastructure with the Viennese lines is explained in this section. By handling risks and dangers is to be described during the maintenance of the track infrastructure in Viennese lines and like measures are derived by the production and evaluation of the risks in order to minimize possibly high risks.
- (b) The second, technical part presents that wear does not only mean progressive loss of material, but also fatigue leads to a substantial component of the failure of components of the track infrastructure because the life cycle of the rails are strongly limited. By means of continuum fracture mechanics for long cracks there will be examined, with which model crack growth in the rails can be modeled around the life cycle of rails, once an initial crack was initiated. Five models for the computation of the K-value at the crack front and crack growth are compared with one another and evaluated. On the basis of an one-sided surface incipient crack in a semi-infinite space, in an halfinfinite plate, bar, a round bar and a rail cross section following Jeong's study, in each case with the form factors, crack growth under cyclic tensile stress with the same material indices of the rail is computed.

By means of the model following the rail form formula by Jeong (Jeong 2003b, 2003c) and following the linear damage accumulation (Richard et al. 2009) the crack growth of a surface incipient crack is then computed according to rolling contact fatigue with different coefficient of friction, bending load with different loadings and under internal strains with different assumptions. Finally the necessary inspection interval and the maximal permissible crack depth are specified for the railway tracks of the Viennese underground.

Abkürzungsverzeichnis

Symbol	Beschreibung	Einheit
A	Verhältnis der Fläche des senkrechten Oberflächenrisses zur Fläche der Schienenkopfquerschnittsfläche A_a/A_H	%
A_a	Fläche des Oberflächenrisses	mm ²
A_H	Fläche des Schienenkopfquerschnittes	mm ²
a	Risstiefe	mm
a_0	Anfangsrisstiefe = 1 mm	mm
a_{th}	Anrisstiefe bei ΔK_{th}	mm
a_c	Kritische Rissgröße (-tiefe)	mm
a_{cr}	Kritische Rissgröße (-tiefe)	mm
a_{zul}	Zulässige Risstiefe	mm
da, Δa	Inkrementelles Risswachstum = $a_{i+1} - a_i$	mm
da/dN	Rissfortschrittsrate, Rissgeschwindigkeit	mm/Zyklus
B_{abcde}	Funktional Betrieb	-
b	Verschlechterungsrate	-
C	Bettungszahl bei der Lagerung von Gleisen	-
$C = C_p$	Ermüdungsrissfaktor im Paris-Gesetz für K in $Nmm^{-3/2}$	-
C_E	Ermüdungsrissfaktor im Erdogan-Ratwani-Gesetz für K in $Nmm^{-3/2}$	-
C_F	Ermüdungsrissfaktor im Forman-Gesetz für K in $Nmm^{-3/2}$	-
c	Halbe Rissbreite	mm
E	Elastizitätsmodul	N/mm ²
E_a	Ermüdungsvorrat	-
F_H	Horizontalkraft auf der Schienenflanke	kN
F_T	Längskraft auf der Schiene - horizontal tangentielle Radlast	kN
F_V	Vertikalkraft auf der Schiene	kN
F_N	Normalkraft auf die Schienenflanke	kN
F_Q	Vertikale Radkraft, Radlast	kN
F_Y	Seitenführungskraft, Querkraft	kN
K_c	Bruchzähigkeit (im ebenen Spannungszustand)	$Nmm^{-3/2}$
K_I, K_{II}, K_{III}	Spannungsintensitätsfaktor für Mode I, Mode II, Mode III	$Nmm^{-3/2}$
K_{Ic}	Bruchzähigkeit (im ebenen Dehnungszustand)	$Nmm^{-3/2}$
$K_{I,max}$	Maximaler oberer Spannungsintensitätsfaktors (Mode I)	$Nmm^{-3/2}$
$K_{I,min}$	Minimaler unterer Spannungsintensitätsfaktor (Mode I)	$Nmm^{-3/2}$
$K_{I,o}$	Oberer Spannungsintensitätsfaktor (Mode I)	$Nmm^{-3/2}$
$K_{I,B}$	Spannungsintensitätsfaktor (Mode I) zufolge Biegespannungen	$Nmm^{-3/2}$

Strukturelles Sicherheits-Management

$K_{I,N}$	Spannungsintensitätsfaktor (Mode I) zufolge Zugspannungen	$Nmm^{-3/2}$
$K_{I,R}$	Spannungsintensitätsfaktor (Mode I) zufolge residualer Spannungen	$Nmm^{-3/2}$
$K_{I,T}$	Spannungsintensitätsfaktor (Mode I) zufolge thermischer Spannungen	$Nmm^{-3/2}$
K_V	Vergleichspannungsintensitätsfaktor	$Nmm^{-3/2}$
k	Fließschubspannung	N/mm^2
ΔK	Zyklischer Spannungsintensitätsfaktor	$Nmm^{-3/2}$
ΔK_0	Initialer zyklischer Spannungsintensitätsfaktors	$Nmm^{-3/2}$
ΔK_{th}	Schwellwert des zyklischen Spannungsintensitätsfaktors	$Nmm^{-3/2}$
$\Delta K_{th,R}$	Schwellwert des zyklischen Spannungsintensitätsfaktors in Abhängigkeit des R - Wertes	$Nmm^{-3/2}$
ΔK_U	Unterer Schwellwert des zyklischen Spannungsintensitätsfaktors	$Nmm^{-3/2}$
$\Delta K_{V,ER}$	Zyklischer Vergleichspannungsintensitätsfaktor nach Erdogan-Sih	$Nmm^{-3/2}$
$\Delta K_{V,RI}$	Zyklischer Vergleichspannungsintensitätsfaktor nach Richard	$Nmm^{-3/2}$
$\Delta K_{V,TA}$	Zyklischer Vergleichspannungsintensitätsfaktor nach Tanaka	$Nmm^{-3/2}$
M_1	Geometriekorrekturfaktor (Jeong 2003b, 2003c)	-
M_G	Geometriekorrekturfaktor, der die Gradiente der Biegespannungen berücksichtigt (Jeong 2003b, 2003c)	-
m_E	Ermüdungsrissexponent im Erdogan-Ratwani-Gesetz	
m_F	Ermüdungsrissexponent im Forman-Gesetz	-
$m_P = m$	Ermüdungsrissexponent im Paris-Gesetz	-
N	Lastwechselzahl = Zahl der Beanspruchungszyklen	-
N_Z	Anzahl Lastkollektive = Anzahl der Züge	-
dN	Inkrementelle Lastwechselzunahme ($dN = N_{i+1} - N_i$ mit $i = 0 - n$)	-
p	Ermüdungsrissexponent im modifizierten Forman-Gesetz (Jeong 2003b, 2003c)	-
p_0	maximale Hertz´sche Kontaktspannung	N/mm^2
Q	Qualität	-
Q_0	Ausgangsqualität	-
$R_{q1,2}$	Parameter der Rauheitsverteilung der Materialoberflächen	-
R	Verhältnis der Unter- zur Oberlast (-spannung)	-
R_m	Zugfestigkeit	N/mm^2
R_{opqr}	Funktional Rad	-
r	Radius	mm
S_{ijkl}	Funktional Schiene	-
S	Schlupf	m/s^2
T	Gemessene Schienentemperatur	$^{\circ}C$
T_N	Neutrale Schienentemperatur	$^{\circ}C$
t	Zeit	Std.
ΔT	Temperaturdifferenz	$^{\circ}C$

Strukturelles Sicherheits-Management

V	Verschlechterungsvorrat	%
V_v	Verschleißvorrat	%
$v(S)$	Verschleißfunktion der Schiene	-
$V\{S_{ijkl}\}$	Verschlechterungsvorrat Schiene	-
$w(S)$	Verschleißrate der Schiene	$mm^2/a,$ $mm^2/Zyklus$
Y_I, Y_{II}, Y_{III}	Korrekturfaktor für Mode I, Mode II, Mode III	$Nmm^{-3/2}$
$Y = Y_I$	Korrekturfaktor für Mode I	$Nmm^{-3/2}$
$Y(a)$	Korrekturfunktion (-faktor), Geometriefaktor in Abhängigkeit der Risstiefe a	-
$Z\{B_{abcde}\}$	Zustandsfunktional Betrieb	-
$Z\{R_{opqr}\}$	Zustandsfunktional Rad	-
$Z\{S_{ijkl}\}$	Zustandsfunktional Schiene	-
$\Delta Z\{S_{ijkl}\}$	Inkrementelles Verschlechterungsfunktional Schiene	-
α	Linearer Temperatureausdehnungskoeffizient	$1/^\circ C$
α_J	Empirischer Abminderungsfaktor für die Eigenspannungen im Schienenkopf nach (Jeong 2003b, 2003c)	-
ε_x	Dehnung in x-Richtung	-
γ_0	Spezifische Oberflächenenergie	Jm^{-2}
μ	Reibbeiwert, Reibungskoeffizient, Reibungszahl, Kraftschlussbeiwert	-
φ, θ	Winkel	$^\circ$
σ	Spannung	N/mm^2
σ_a	Spannungsamplitude	N/mm^2
σ_A	Dauerfestigkeitswert für einen bestimmten R-Wert	N/mm^2
σ_D	Dauerfestigkeit	N/mm^2
σ_{max}	Maximale Spannung, Oberspannung	N/mm^2
σ_{min}	Minimale Spannung, Unterspannung	N/mm^2
σ_o	Oberspannung	N/mm^2
σ_u	Unterspannung	N/mm^2
σ_B	Biegespannung	N/mm^2
σ_K	Kontaktspannung	N/mm^2
σ_N	Normal- (Axial-)spannung	N/mm^2
σ_R	Eigen- (Residual-)spannung	N/mm^2
σ_{RR}	Eigen- (Residual-)spannung zufolge Richten	N/mm^2
σ_{RS}	Eigen- (Residual-)spannung zufolge Schweißen	N/mm^2
σ_T	Thermische Spannung	N/mm^2
$\sigma(t)$	Zeitlich veränderliche Spannung	N/mm^2
σ_{th}	Theoretische Bruchfestigkeit (Kohäsionsfestigkeit)	N/mm^2

Strukturelles Sicherheits-Management

σ_V	Vergleichsspannung	N/mm ²
σ_{zul}	Zulässige Spannung für den Werkstoff	N/mm ²
$\Delta\sigma$	Schwingbreite der Spannung, Spannungsschwingbreite	N/mm ²
τ	Schubspannung	N/mm ²

Fallweise werden Indizes im Text näher erläutert.

Akronyme

1-M-D	Ein-Mechanismus-Diagramm	-
2-M-D	Zwei-Mechanismen-Diagramm	-
3-M-D	Drei-Mechanismen-Diagramm	-
AS	Aufmerksamkeitsschwelle	-
EDZ	Ebener Dehnungszustand	-
EisbG	Eisenbahngesetz 1957 in der Fassung 2006 (Eisenbahngesetz)	-
ESZ	Ebener Spannungszustand	-
ES	Eingriffsschwelle	-
RPZ	Risikoprioritätszahl	-
SES	Soforteingriffsschwelle	-
SIF	Spannungsintensitätsfaktor	Nmm ^{-3/2}

Inhaltsverzeichnis

Kurzfassung	II
Abstract	III
Abkürzungsverzeichnis	IV
1. EINLEITUNG UND THEMENFESTLEGUNG	1
1.1 Allgemeines.....	1
1.2 Schienen- und Gleisschäden.....	1
1.3 Problematik.....	9
1.4 Ziel und Aufbau der Dissertation.....	9
2. SICHERHEITS-MANAGEMENT	11
2.1 Einleitung.....	11
2.2 Anwendungsgebiet.....	11
2.3 Strukturelle und funktionale Sicherheitsstrategie.....	11
2.4 Top-Strategie.....	13
2.5 Ursachen von Fehler und Schäden.....	13
2.6 Definition der Sicherheit für Eisenbahnunternehmen.....	14
2.7 Risikobasierte Instandhaltung.....	15
2.8 Durchführung der risikobasierten Instandhaltung.....	15
3. SICHERHEITS-MANAGEMENT FÜR DIE INSTANDHAL- TUNG VON URBANEN GLEISE	18
3.1 Sicherheits-Management und risikobasierte Inspektion (1).....	18
3.2 Anwendung der risikobasierte Inspektion (2).....	20
3.3 Sicherheits-Management - Kompetenzen und Verantwortung der Stre- cken- und Prozessteams (3).....	21
3.3.1 Organisation Abteilung Bahnbau.....	21
3.3.2 Linien- und Prozessverantwortung.....	22
3.3.3 Qualifikation der Mitarbeiter.....	24
3.4 Anlagendaten - System und Anforderungen (4).....	25
3.4.1 Fahrwegedatenbank.....	25
3.4.2 Anforderungen an die Anlagen.....	25

3.5	Analyse von Unglücksszenarien, Verschlechterungsmechanismen, Bewertung und Reihung des Risikos (5).....	27
3.5.1	Fehler- und Schadenhandbuch (Schienen- und Gleisschäden).....	29
3.5.2	Sicherheitsstufen – Toleranzhandbuch, Zustandskategorien.....	30
3.6	Inspektionsplan (6).....	32
3.7	Effektive und zuverlässige Inspektionen und Ergebnisse (7).....	36
3.7.1	Zustandserfassung – der Prozess der technischen Inspektion.....	37
3.7.2	Inspektionsmethoden.....	38
3.8	Analyse, Auswertung und Bewertung der Messungen (8).....	40
3.9	Planung und Durchführung der Instandhaltungsmaßnahmen und anschließende Rückmeldung (9).....	42
3.9.1	Effiziente Instandhaltungsprozesse (9a).....	42
3.9.2	Überarbeiten und optimieren der Prozesse, Anlagen und Lebenszykluskosten (9b).....	44
3.9.3	Gleiszustandsbericht (9c).....	44
3.10	Überarbeiten der Anlagendaten, Risikoanalyse und Inspektionsplan (10)	45
3.11	Evaluierung des strukturellen integrierten Sicherheits-Managements für die Instandhaltung von Urbanen Gleisen (11).....	46
4.	SCHIENENBRÜCHE ZUFOLGE ROLLKONTAKTERMÜDUNG	47
4.1	Fahrzeugtypen und Fahrzeuglasten.....	47
4.2	Beanspruchung der Schienen.....	49
4.2.1	Beanspruchung im Rad Schiene Kontakt.....	51
4.2.2	Beanspruchung zufolge Biegung.....	53
4.2.3	Beanspruchung durch Temperaturänderung.....	55
4.2.4	Beanspruchung durch residuale (Eigen-)Spannungen.....	57
4.2.5	Zusammenfassung und Übersicht der Beanspruchungen.....	59
4.3	Tribologie und Rollkontakt.....	59
4.3.1	Makro-Ebene.....	61
4.3.2	Meso-Ebene.....	64
4.3.3	Mikro-Ebene.....	67
4.4	Progressive Schädigung.....	69
4.4.1	Oberflächenrauheit.....	71
4.4.2	Oberflächenschädigung (Phase a).....	75

4.4.3 Ermüdung – Risswachstum und Ausbrüche unter dem Kontakt (Phase b).....	78
4.4.4 Ermüdung – Risswachstum durch Biegung und Bruch der Schiene (Phase c).....	80
4.5 Bruchmechanik.....	82
4.5.1 Stufen der Ermüdungsrissausbreitung.....	85
4.5.2 Ermüdungsrissausbreitung bei zyklischer Belastung.....	86
4.5.3 Schwellwert und Risszähigkeit der Schiene.....	91
4.6 Risswachstumsberechnung für die U-Bahnschiene.....	93
4.6.1 Belastungsarten.....	93
4.6.2 Belastungsfall 1 - Spannungsintensitätsfaktoren zufolge Rollkontaktermüdung.....	94
4.6.3 Belastungsfall 2 - Risswachstum zufolge zyklischer Zugbeanspruchung.....	96
4.6.4 Belastungsfall 3 - SIF K_I - Verläufe in Abhängigkeit von Biege-, Zugbeanspruchung und Eigenspannung.....	118
4.6.5 Belastungsfall 3 Risswachstum zufolge zyklischer Rollkontaktermüdung, zyklischer Biegebelastung mit zusätzlichen Eigenspannungsanteilen.....	124
4.7 Konzepte der Festigkeitslehre und Bruchmechanik.....	134
4.7.1 Einleitung.....	134
4.7.2 Theoretischer Bruchkontrollplan.....	136
4.8 Verschlechterungsmechanismus durch Verschleiß und/oder Risswachstum beim innerstädtischen U-Bahngleisnetz.....	138
4.8.1 Verschleiß.....	144
4.8.2 Rissbildung und Ausbreitung.....	146
4.9 Bruchkontrollplan für das innerstädtische U-Bahngleisnetz.....	148
4.9.1 Gleisbettung und Qualität der Bettung.....	149
4.9.2 Temperatureinfluss.....	154
4.9.3 Eigenspannungen.....	158
4.9.4 Periodische Überprüfung der Schienen nach Rissen und inneren Fehlern.....	160
4.9.5 Periodische Überprüfung des Schienenkopfes auf Oberflächenfehler.....	161
4.9.6 Systematische Dokumentation der Schienenbrüche.....	162
4.9.7 Einflüsse auf die Lebensdauer einer Schiene bei Risswachstum.....	162
4.9.8 Zulässige Risstiefe und Inspektionsintervall.....	163

5.	ERGEBNIS UND DISKUSSION	169
5.1	Schienenschäden , Verschleiß, Ermüdung und Reibung.....	169
5.2	Risswachstum.....	175
5.3	Ergebnisse und Diskussion der Berechnungen.....	176
5.4	Bruchmechanische Analyse und experimenteller Befund eines Ermüdungsbruches in einer Schiene.....	179
5.5	Best Practice – UITP-Studie „Technische Inspektionsintervalle an den Schienen“.....	183
6.	ZUSAMMENFASSUNG	184
7.	LITERATURVERZEICHNIS	187

ANHANG A – G

A)	Gesetze und Richtlinien.....	A-1
B)	Risikomanagement, Risikoübersicht und Beurteilung der Risiken bei der Instandhaltung der Gleisinfrastruktur (der Abteilung Bahnbau).....	B-1
C)	Organisation der Wiener Linien.....	C-1
D)	Fehler und Schäden an den Anlagen (Fehler- und Schadenshandbuch).	D-1
E)	Regelpläne und Abbildungen des Oberbaues der Wiener U-Bahn.....	E-1
F)	Messwagenauswertung.....	F-1
G)	Best Practice: Übersicht der Technischen Inspektion bei ausländischen U-Bahnbetreibern.....	G-1

1. EINLEITUNG UND THEMENFESTLEGUNG

1.1 Allgemeines

Die Wiener Linien transportieren jeden Tag insgesamt ungefähr 2,23 Millionen Fahrgäste, wobei ca. 600.000 Fahrgäste auf das Straßenbahnnetz mit 32 Linien und ca. 1,10 Million Fahrgäste auf das U-Bahnnetz mit 5 Linien entfallen. Diese Anzahl der Fahrgäste wird pro Tag mit speziellen U-Bahn-Garnituren während einer 20-stündigen bzw. 24-stündigen Betriebszeit (an den Wochenenden) befördert. Die Züge verkehren in Intervallen zwischen 2,5 und 10 Minuten. Das entspricht ca. 265 Zügen pro Tag, Linie und Richtung im gesamten Wiener U-Bahn Netz.

Bei den Wiener Linien arbeiten ca. 8000 Mitarbeiter, davon ca. 3000 als Straßenbahn- und U-Bahn-Fahrer. Weitere 1000 Mitarbeiter sind mit der Instandhaltung der Gleisinfrastruktur unmittelbar bzw. mittelbar beschäftigt und arbeiten im Gefährdungsbereich des Schienenbetriebes. Zusätzlich werden noch private Firmen durch die Wiener Linien beauftragt, Leistungen im Bereich der Gleisinfrastruktur zu erbringen. Die Verantwortung für einen sicheren Betrieb stellt somit eine hohe Anforderung an jeden Mitarbeiter. Nicht nur die Gesundheit und Sicherheit der Kunden und Mitarbeiter stehen im Zentrum der täglichen Verantwortung, sondern auch Dritte, wie zum Beispiel Fußgänger oder Lenker von privaten KFZ's, die den Gleisbereich von Straßenbahnen benutzen. Ebenso stellen die Schienenfahrzeuge, die täglich an die 290 Mio. Kilometer zurücklegen müssen, einen beträchtlichen Vermögenswert dar.

1.2 Schienen- und Gleisschäden

Die laufenden Inspektionen der Gleise der Wiener U-Bahn zeigen eine Reihe von verschiedenen Verschleiß- und Schädigungserscheinungen an den Schienen, Weichen und Kreuzungen. Schienenschäden und -verschleiß sind bereits seit Jahrzehnten aus der Literatur bekannt und wurden von mehreren Forschern und Bahnunternehmungen klassifiziert. Gewisse Kategorisierungen der Schienenfehler, bzw. der Risse findet man z.B. in Mädler (Mädler et al. 2008), UIC (UIC, 1979), Edel (Edel 2000), Valenta (Valenta et al. 2000), Heyder (Heyder 2001), Cannon (Cannon 2003) und auch bei den Wiener Linien (siehe Anhang A). In Fendrich (Fendrich 2007) werden die Schienenfehler eingeteilt in: Fehler bei der Schienenstahlerzeugung, Fehler bei der Schienenherstellung, Fehler beim Schienentransport und -verlegung, Fehler bei der Schienenbearbeitung und aus dem Betrieb. Fehler sind punktförmig, flächig oder ganzheitlich (als Verschleiß) verteilt. Brüche sind Fehler in der extremsten Form, bei denen die Schiene ihren Aufgaben als Träger, Fahrbahn und Spurführungselement nicht mehr gerecht werden kann. Die Fehler durch Beschädigung im Betrieb werden in zwei Kategorien eingeteilt, in äußere, also sichtbare und in innere Fehler. Bei den sichtbaren Fehlern unterscheidet man im Wesentlichen zwischen Verschleiß (Höhen- und Seitenverschleiß), plastischer Verformung (Überwalzungen, Riffeln, etc.) und Risse, Ausbrüche und Durchbrüche (shells, detail fractures, head checks, spalls, etc. (Schöch 2008, Heyder et al. 2008)). Die inneren Fehler entstehen durch Überlastung und Ermüdung, die zur Zerstörung der Gefügestruktur und zum Bruch der Schienen führen. Während äußere Fehler und deren Verschlechterungsmechanismen, wie z.B. Verschleiß durch Laserabtastung relativ einfach zu beherrschen sind, sind Kerben und Oberflächenrisse nur mit aufwändigeren Messsystemen zu

erkennen. Das Erkennen von inneren Fehlern und deren Verschlechterungsmechanismen gestaltet sich dagegen schon weitaus komplizierter.

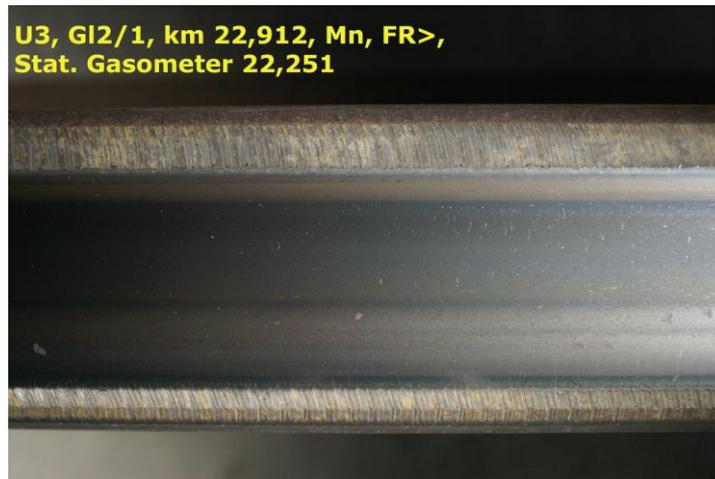


Abbildung 1-1: Oberflächentopografie einer wenig verschleißfesten R260-Schiene bei der Wiener U-Bahn

In **Abbildung 1-1** wird die Oberflächentopografie einer wenig verschleißfesten R260-Schiene gezeigt, wie sie im Netz der Wiener U-Bahn auf den meisten Strecken vorkommt. Diese R260-Schiene zeigt eine spiegelglatte Fahrfläche mit im Bild oben und unten klar erkennbaren Schleifrisfen, wie sie beim Schienenschleifen nach dem Entfernen von Riffeln und Schlupfwellen (siehe **Abbildung 1-2**) und Profilieren der Schienen entstehen. Klar zu erkennen ist in **Abbildung 1-1**, dass keine Schienenfehler an der Oberfläche oder an der Fahrkante des Schienenkopfes und nur gleichmäßiger Verschleiß im Bereich der Fahrfläche vorhanden sind. Vereinzelt kann man kleine Eindrücke auf der Fahrfläche erkennen, die vermutlich von Stahlspänen stammen und durch die Räder in die Oberfläche eingedrückt wurden. Schlupfwellen (siehe **Abbildung 1-2**) sind periodische Unebenheiten mit einer Wellenlänge von 30 bis 300 mm Wellenlänge und einer Tiefe von 0,1 bis 1,0 mm. Sie treten überwiegend am inneren Schienenstrang von Gleisbögen auf.

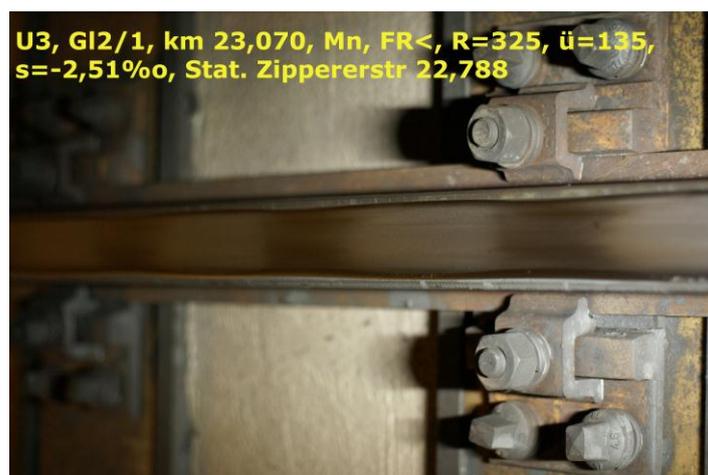


Abbildung 1-2: Schlupfwellen auf einer Innenschiene mit der Güte R260 in einem 325 m Gleisbogen bei der Wiener U-Bahn

Der seitliche Verschleiß entsteht durch das Anlaufen des Spurkranzes an der Fahrkante der Außenschiene (siehe **Abbildung 1-3**) und wird hauptsächlich durch die Spurführung der Radsätze verursacht.



Abbildung 1-3: Schienenprofil einer R260-Schiene mit seitlichem Verschleiß bei der Wiener U-Bahn

Ein weiterer sichtbarer bei der Wiener U-Bahn auftretender Schienenfehler, der im Zuge der technischen Überwachung beobachtet wurde, ist der ausgebrannte Schienenisolierstoß (siehe **Abbildung 1-4**). Durch Funkenschlag von der Schiene zum Rad kommt es zum „Materialabtrag“ am Schienenende vor der isolierenden Kunststoffeinlage und damit zu einer Delle im Bereich des Isolierstoßes. Das führt wiederum zu einem Aufschlagen der Räder auf das nachfolgende Schienenstück sowie zur Bildung von Headchecks und zu Ausbrüchen (siehe **Abbildung 1-4** unten links von der Kunststoffeinlage in der Mitte).

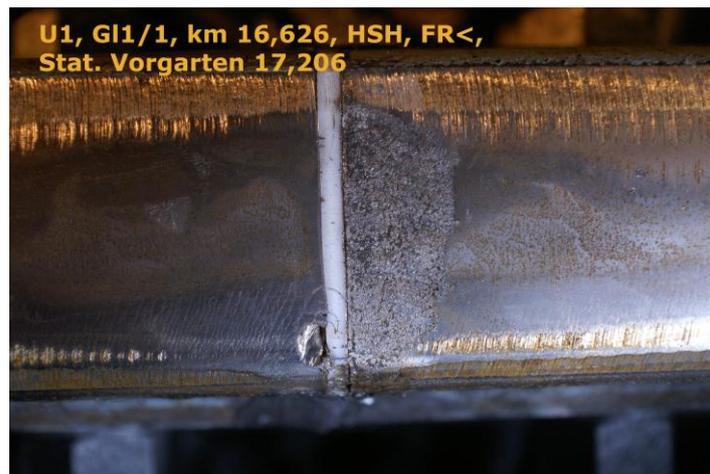


Abbildung 1-4: Ausgebrannter Schienenisolierstoß mit Headchecks bei der Wiener U-Bahn (R350HT Schiene, Fahrtrichtung von rechts nach links)

Schleuderstellen von durchdrehenden Rädern der Triebwagenzüge entstehen durch Defekte in der Vielfachsteuerung, wenn zwar ein ganzer Zug gebremst, ein Drehgestell bzw. eine Achse aber trotzdem weiter angetrieben wird. In der **Abbildung 1-5** ist die aufgehärtete Stelle mit dem aufgeschmolzenen Schienenmaterial auf der Schienenoberfläche deutlich zu sehen. Weiters ist im unteren Bildbereich in Fahrflächenmitte der geschädigte Bereich durch das sich noch durchdrehende und dabei bis zum Stillstand weiterbewegte Rad zu erkennen.



Abbildung 1-5: Schleuderstelle eines durchdrehenden Rades

Im Zuge der technischen Überwachung wurde auch Korrosion (siehe **Abbildung 1-6**) auf der Schienenoberfläche beobachtet. Zuzufolge der Gefügeänderung an der Oberfläche kommt es zu Dellenbildung und zu Ausbrüchen. Ausgehend von diesen Schienenschäden können ebenfalls Risse entstehen, die zu einem Schienenbruch führen.



Abbildung 1-6: Korrosion auf der Schienenoberfläche durch eindringendes Wasser von der Tunneldecke

In den letzten Jahren zeigten die regelmäßigen Überprüfungen der Gleise der Wiener U-Bahnen Zerstörungen an der Oberfläche der Schienen der Art, wie sie in der **Abbildung 1-7** und der **Abbildung**

1-8 gezeigt werden. Signifikant sind dabei die hellen Linien, die im Weiteren als weiße Linien bezeichnet werden. Diese weißen Linien verlaufen, wie in der **Abbildung 1-7** ersichtlich schräg (siehe **Abbildung 1-7**) oder senkrecht (siehe **Abbildung 1-8**) zur Fahrtrichtung und sind nahezu parallel. Wie in der **Abbildung 1-7** zu sehen ist, treten auch vereinzelt Ausbrüche zwischen den Linien auf. Wie Schliffbilder von Schienen zeigten, befinden sich unter jeder weißen Linie Risse. Die Tiefe der Risse und Ausbrüche beträgt ca. 2 mm.

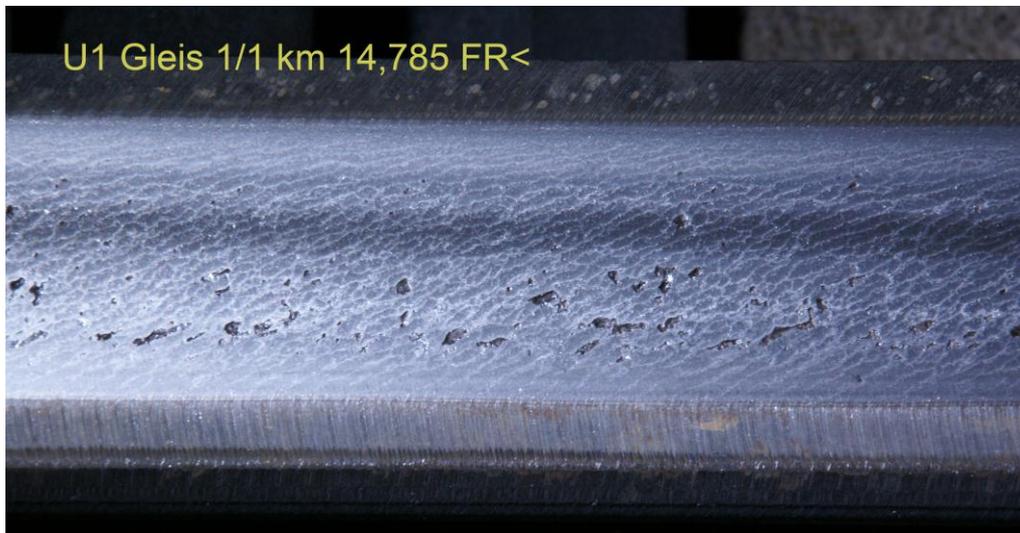


Abbildung 1-7: Schräg verlaufende weiße Linien auf der Fahrfläche (Fahrkante unten, Fahrtrichtung von rechts nach links)

Die Parallelität der Risse in der **Abbildung 1-8** ist nur innerhalb des Fahrspiegels der Schiene hinreichend gleichmäßig, denn zu den beiden Seiten hin verzweigen sich diese weißen Linien und fallen auch zusammen. Der Abstand dieser weißen Linien ist etwa 1-2 mm und nahezu gleich bei allen Stellen, an denen diese Linien gefunden wurden. Solche weißen Linien finden sich auf R350HT Schienen im Bereich von Gleisbögen mit Radien von 250 bis 1000 m auf der Außenschiene. Gelegentlich findet man sie jedoch auch auf geraden Streckenstücken. Ebenfalls interessant ist, dass diese Linien mit den Schleiffurchen nichts zu tun haben, denn diese weißen Linien treten auch auf Streckenstücken auf, die noch keiner Schleifung unterzogen wurden.



Abbildung 1-8: Weiße Linien verlaufen nahezu parallel quer zur Schiene und fallen oft an beiden Enden des Fahrspiegels zusammen

In weiterer Folge treten zwischen den weißen Linien balkenähnliche Ausbrüche auf, wie sie in der **Abbildung 1-9** erkennbar sind. Dieser neue Typus von Oberflächenschädigung mit starkem Potenzial zum Schienenbruch manifestiert sich durch optisch erkennbare weiße Linien.



Abbildung 1-9: Weiße Linien mit balkenähnlichen Ausbrüchen auf dem Fahrspiegel

Die balkenähnlichen Ausbrüche auf der Schienenfahrfläche sind in der Fachliteratur noch nicht eingehend behandelt worden und wurden in Wien zuerst an kopfgehärteten R350HT-Schienen gesichtet. Wie dem Autor bekannt ist, sind auch die U-Bahn- bzw. Eisenbahnnetze anderer europäischer Städte davon ebenfalls betroffen. Wie im Rahmen eines Besuches des Autors in Stockholm (siehe **Abbildung 1-10**) und von Heyder für die S-Bahn in Berlin (Heyder 2007) festgestellt, treten diese Schäden auch dort auf. Auch hier fanden sich diese Ausbrüche bzw. Balkenausbrüche vorwiegend in Gleisbögen.

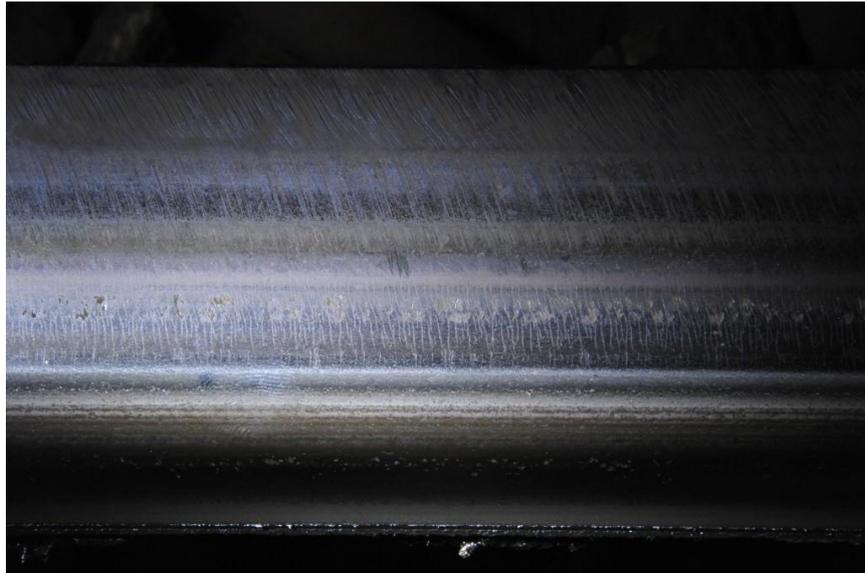


Abbildung 1-10: Weiße Linien mit Ausbrüchen auf dem Fahrspiegel bei der Metro in Stockholm

Die **Abbildung 1-11** zeigt den Fall wo sich ein langgestreckter Oberflächenriss in den Schienenkopf hinein ausgebreitet hat aber noch nicht zum Durchbruch der Schiene führte. Diese beschriebenen Schienenfehler sind nur teilweise aufgrund der eingeschränkten Beleuchtung in der U-Bahn durch visuelle Begutachtung zu erkennen.



Abbildung 1-11: Oberflächenfehler, der sich im Schienenkopf zu einem Riss ausgeweitet hat.

Wie sich ein Oberflächenriss in den Schienenkopf ausbreitet zeigt die **Abbildung 1-12**. Deutlich sieht man den Ermüdungsbruch an der dunklen Färbung, die während des Risswachstums durch Korrosion entstanden ist. Am Dunkel-hell-Übergang ist dann der Beginn des Gewaltbruches, der noch während des Betriebes aufgetreten ist, zu sehen (Meldung erfolgte durch die Betriebsleitstelle infolge der Unterbrechung des Signalstromes).



Abbildung 1-12: Ausbildung eines Durchrisses ausgehend von einem lang gezogenen Oberflächenfehler. Dieser Riss führte zum Bruch der Schiene.

Der Schienenbruch in **Abbildung 1-12** zeigt beispielhaft für eine große Anzahl von Schienenbrüchen im Netz der Wiener U-Bahn seit dem Jahr 2005 das Ermüdungsrisswachstum zufolge Oberflächenrisse und den restlichen Gewaltbruch. Speziell auf der U-Bahn-Linie U3 häuften sich diese Schienenbrüche in den Jahren 2005 bis 2007. Alle Brüche weisen eine ähnliche Bruchfläche auf wie in der **Abbildung 1-12** und **Abbildung 1-13** gezeigt. Alle Brüche traten bei Schienen der Güte R350HT auf.

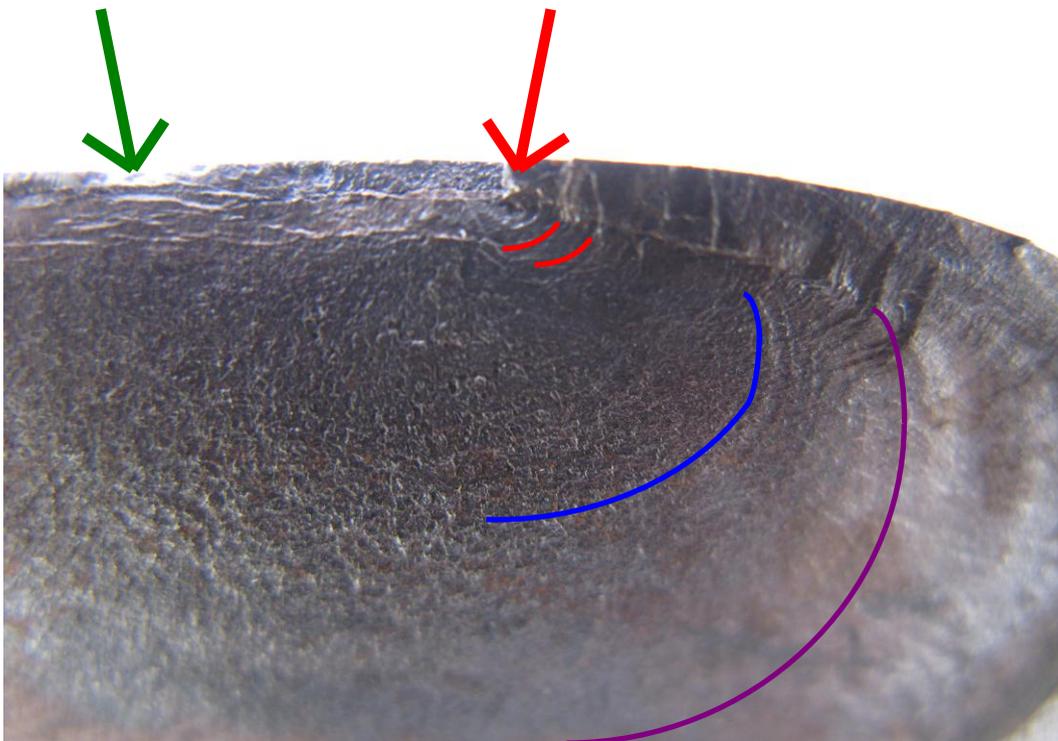


Abbildung 1-13: Ausbildung eines Risses im Schienenkopf ausgehend von einem lang gezogenen Oberflächenfehler. Dieser Riss führte ebenfalls zum Bruch der Schiene

Der Prozess der Ausbreitung eines Risses im Schienenkopf ist in der **Abbildung 1-13** ersichtlich. In der oberen linken Hälfte bis zur Mitte des Bildes (heller Bereich, grüner Pfeil bis roter Pfeil) erkennt man die Ausbreitung des Risses zufolge Rollkontaktermüdung bis ca. 1-2 mm Tiefe. Die rote Pfeilspitze markiert den Ursprung des Ermüdungsrisswachstums zufolge der Zugspannungen (Biegezugspannungen, Eigenspannungen) in Schienenlängsrichtung und die weitere Ausbreitung in den Schienenkopf hinein, zuerst kreisförmig (kleine roten Linien) dann ellipsenartig (blaue und violette Linie).

1.3 Problematik

Die ersten Untersuchungen ließen vermuten, dass die Entstehung der Headchecks durch unzureichende Schienenschleifarbeiten an kopfgehärteten Schienen (R350 HT) entstanden sein könnten. Die Begehungen ergaben, dass nur auf der Außenschiene von Gleisbögen und vor Stationen, also im Bremsbereich, diese Headchecks entstehen, obwohl beide Schienen geschliffen wurden. Weitere Begehungen erfolgten und es zeigte sich, dass Headchecks auch auf nicht geschliffenen Schienen entstehen und dass auch in Bereichen wo kein Bremsbereich vorhanden war, diese Headchecks zu finden sind.

Bei allen Bereichen bei denen Headchecks auf den Schienen auftraten, konnte jedoch keine auffällige Ursache für das Brechen der Schienen gefunden werden. In einigen Bereichen traten Schienenbrüche im Abstand von bis zu weniger als einem Meter zueinander auf, vor allem im Bereich der aluminothermischen Schweißverbindungen, in anderen Bereichen traten nur oberflächennahe Ausbrüche auf, ohne dass die ganze Schiene gebrochen ist.

Um die Gefahr von weiteren Schienenbrüchen zu verhindern wurden aus Sicherheitsgründen die gebrochenen Schienen ausgetauscht und die anderen Bereiche besonders überwacht. Durch den Tausch der Schienen nach ca. 10 Jahren wurde nicht nur der normale Lebenszyklus der Schienen von bis zu 30 Jahren nicht erreicht sondern es entstanden den Wiener Linien auch erhöhte Instandhaltungskosten.

Anhand der Auswirkung von Rissen auf der Fahrfläche und den dadurch erfolgten Schienenbrüchen bei der Wiener U-Bahn wird in dieser Arbeit versucht, ein Konzept für ein strukturelles Sicherheitsmanagement zu entwickeln und dies in die Instandhaltung der Gleisanlagen zu implementieren.

1.4 Ziele und Aufbau der Dissertation

Diese Dissertation soll die Basis für zukünftige Aspekte der Sicherheit von innerstädtischen Gleisanlagen sein. Durch jährlich zu erstellenden Auswertungen und Analysen der Inspektionen, der Überarbeitung der Anlagedaten, die Risikoanalyse und den Inspektionsplan sowie der Evaluierung des Sicherheitsmanagementsystems ist der Weg vorgegeben, in Zukunft einen kontinuierlichen Verbesserungsprozess in der Sicherheit der Instandhaltung von Gleisanlagen im innerstädtischen Schienennahverkehr zu beschreiten. Ein wesentlicher Bestandteil des integrierten Instandhaltungsmanagements ist der Bruchkontrollplan zur Vermeidung von unkontrolliertem Risswachstum und Schienenbrüchen.

Die allgemeine Systematik zur Schaffung eines Sicherheitsmanagements mit einer risikobasierten Inspektion wird im Kapitel 2 „Sicherheits- Management“ vorgestellt.

Im Kapitel 3 „Sicherheits-Management für die Instandhaltung von urbanen Gleisen“ wird die Umsetzung des Sicherheitsmanagements mit risikobasierter Inspektion am Beispiel der Instandhaltung der Gleisanlagen in der Abteilung Bahnbau der Wiener Linien erläutert. Dieses Kapitel befasst sich mit der Systematik eines Sicherheitsmanagementsystem, der Strategie der Instandhaltung, der Analyse von Schädigung mit deren Entstehung und Entwicklung, deren Risiken und mit der risikobasierten technischen Überwachung.

Das Kapitel 4 befasst sich mit den Bedingungen für Rollkontaktermüdung, der progressiven Schädigung der Schienenoberfläche, der Ermüdungsrissausbreitung ausgehend von Oberflächenanrissen in den Schienenkopf hinein und dem Bruch der Schiene bei Erreichen einer kritischen Rissgröße. Darin enthalten sind bruchmechanische Untersuchungen und Berechnungen sowie die Entwicklung eines Bruchkontrollplanes für die laufende Inspektion der Schienen.

Im abschließenden Kapitel 5 und 6 werden die Ergebnisse der Berechnung der Ermüdungsrissausbreitung diskutiert, punktuell kontrolliert und die Schlussfolgerungen gezogen.

Anhang

- A) Gesetze und Richtlinien
- B) Risikomanagement, Risikoübersicht und Beurteilung der Risiken bei der Instandhaltung der Gleisinfrastruktur (der Abteilung Bahnbau)
- C) Organisation der Wiener Linien

- D) Fehler und Schäden an den Anlagen (Fehler- und Schadenshandbuch)
- E) Regelpläne und Abbildungen des Oberbaues der Wiener U-Bahn
- F) Messwagenauswertungen
- G) Best Practice: Übersicht der Technischen Inspektion bei ausländischen U-Bahn-Betreibern

2. SICHERHEITS-MANAGEMENT

2.1 Einleitung

Mit Hilfe eines Sicherheits-Managements (Integrity Management) soll die Sicherheit der innerstädtischen Gleisanlagen von Eisenbahnunternehmen gemäß §39 Eisenbahngesetz 1957 gewährleistet und die Lebenszyklen wirtschaftlich gestalten werden können. Die Strategie umfaßt bzw. beinhaltet eine strukturelle und funktionale Sicherheit, eine risikobasierte Inspektion, eine optimale und wirtschaftliche Instandhaltung und einen Sicherheitsreport mit Evaluierung.

Für die Entwicklung des Sicherheits-Managements für die Instandhaltung und Instandsetzung des Gleisnetzes der Wiener Linien wurden dabei die Sicherheits-Managementsysteme bei Offshoreanlagen, Pipelines, geschweißten Brückenbauwerken und Schiffen als Vorbild genommen und für die Anforderungen für die Instandhaltung der Gleisanlagen adaptiert. Eine intensive Literaturstudie brachte nur Teilansätze dieser Systematik aber noch keinen Gesamtansatz in der Instandhaltung von innerstädtischen Gleisanlagen zutage. Die derzeitigen Instandhaltungsstrategien für Gleisanlagen stellen die Summe verschiedener Instandhaltungstheorien, wie Prozessmanagement, LCC-Management, Anti-Claim-Management, Projektmanagement, etc. für die jeweiligen Anlagenteile dar.

Im Rahmen dieser Dissertation soll deshalb eine umfassende Instandhaltungsstrategie nach dem Vorbild der "Best practice for risk based inspection as a part of plant integrity management" mit der Forderung nach Sicherheit und Wirtschaftlichkeit für die Gleisanlagen bei den Wiener Linien entwickelt werden.

2.2 Anwendungsgebiet

Das Sicherheitsmanagement soll auf die Instandhaltung des gesamten Gleisnetzes der Wiener Straßen- und U-Bahn angewendet werden (Aufgabengebiet und Verantwortung der Abteilung Bahnbau). Eine Erweiterung des Sicherheitsmanagements nach diesem Beispiel für andere Bereiche ist jederzeit möglich. Eine Ausdehnung auf die Sicherungstechnik und Stromversorgung oder auf die Ingenieurbauwerke kann darauf aufgebaut und durchgeführt werden.

Die Gleisanlagen bestehen aus dem Oberbau - den Schienen, Schienenbefestigungen, Schwellen, Weichen, Kreuzungen, Schienenauszugsvorrichtungen, Gleisabschlüsse, der Bettung - und dem Unterbau mit den Entwässerungseinrichtungen. Das strukturelle Sicherheitsmanagement schließt alle diese Anlagen ein. Das rollende Material sollte zwar auch miteinbezogen werden, würde aber den Umfang dieser Arbeit sprengen. Grundlegende Überlegungen die Interaktion Rad – Schiene betreffend werden jedoch angestellt.

2.3 Strukturelle und funktionale Sicherheitsstrategie

Das Ziel dieser Dissertation ist es Strategien und Wege für die Mitarbeiter und Anlagenverantwortlichen zu erarbeiten, die es ihnen ermöglichen, die Gleisanlagen bei den innerstädtischen Nahverkehrsbetrieben sicher und wirtschaftlich während der gesamten Lebenszyklen in Stand zu halten, die Risiken abzuschätzen und Fehler zu vermeiden.

Von den Instandhaltungsverantwortlichen eines Eisenbahninfrastrukturbetreibers wird ein sichererer Betrieb mit geringen Budgetmitteln für die Instandhaltung erwartet. Dabei wird vorausgesetzt, dass alle Risiken und Unsicherheiten bewertet werden können und die Überwachung der Infrastruktur diesen Anforderungen gerecht wird.

Sicherheitsfaktoren zur Abdeckung nicht berechenbarer Unsicherheiten sollen beim Überwachungsprozess das Versagensrisiko so niedrig wie möglich halten. Das soll dazu führen, dass die Inspektion und die Inspektionsintervalle im Versagensrisiko quantitativ und qualitativ erfasst sind.

Bei den Wiener Linien ereigneten sich seit dem Jahr 2006 vermehrt Schienenbrüche auf der U-Bahnlinie U3. Alle gebrochenen Schienen befanden sich im Tunnelbereich auf Fester Fahrbahn. Alle gebrochenen Schienen wiesen auf der Fahrfläche Risse quer zur Fahrriechtung als Folge von Rollkontaktermüdung auf und alle gebrochenen Schienen lagen im Außenstrang von mittleren Gleisbögen ($R = 250 - 1000\text{m}$) mit und ohne Leitschiene (Zwangsschiene).

Im Rahmen von Projekten mit der Technischen Universität Wien, mit dem Büro für angewandte Mathematik und Mechanik (BAMM) und mit dem Institut „Virtuelles Fahrzeug“ in Graz wurde und wird das Phänomen eingehend untersucht. Nicht eine einzelne Ursache führte zum Versagen des Gleises, nämlich Schienenbruch zufolge Rollkontaktermüdung, sondern es war das von Oberflächenfehlern ausgehende Ermüdungsrisswachstum in den Schienenkopf hinein, das letzten Endes zum Bruch der Schienen führte. Dabei kam es zum Zusammenwirken mehrere Effekte wie z. B. der ungünstigen Schienenlagerung, dem Auftreten residualer Spannungen und thermisch induzierte mechanische Spannungen (thermische Spannungen).

Das strukturelle Versagen von Gleisanlagen oder Fahrzeugen führte bereits bei vielen Bahnen zu schweren Unfällen mit hohen Sachschäden und sogar Verlust von Menschenleben. Dabei war nicht menschliches Versagen die Ursache der Unfälle, sondern strukturelles Versagen, zum Beispiel von Schienen oder Rädern, Gleisen oder Fahrwerken oder auch das nicht abgestimmte Zusammenspiel von Gleis und Fahrzeug. Darunter waren früher auch Fehler in den Materialien selbst oder einfach Fehler in der Ver- oder Bearbeitung von Materialien, wie zum Beispiel das Verschweißen von Schienen. Viele Anstrengungen wurden unternommen, diese Fehler zu erkennen und zu beseitigen. Neue Technologien und laufende Überwachungen während der Schienenherstellung halfen durch Materialfehler hervorgerufene Schienenbrüche zu vermeiden. Durch die laufende und regelmäßige Gleisüberwachung konnten gefährliche Risse in den Schienen aufgedeckt und damit Schienenbrüche vermieden werden. Laufende Instandhaltungsmaßnahmen wie z. B. Schienenschleifen dienen dazu, auftretende Oberflächenrisse zu beseitigen, um damit die Gefahr eines Ermüdungsrisswachstums und in weiterer Folge eines Schienenbruches zu vermeiden.

Die Gleisanlagen unterliegen neben den Beanspruchungen durch den Betrieb nicht nur dem Verschleiß und anderen Schädigungen, sondern auch der Alterung. Speziell die Schienen müssen sehr hohe lokale Lasten aufnehmen und über die Schienenbefestigung an die Schwellen bzw. Betonplatten in den Untergrund abtragen können.

Die Sicherheit und die Lebensdauer des Gleises hängen wesentlich von der Lagequalität des Gleises und der optimalen Qualität der verwendeten Materialien ab. Dazu ist die genaue Kenntnis der Anforderungen an das Gleis durch den Betrieb und die eingesetzten Fahrzeuge notwendig.

Die Sicherheit des Gleises während des Betriebes wird bestimmt durch die technische Überwachung bei den Inspektionen, die Qualität der Auswertung und Bewertung der Ergebnisse und durch die Qualität der Instandhaltung und -setzung.

Die Qualität der Instandhaltung des Gleises bestimmt in weiterer Folge die Lebensdauer des Gleises und damit auch die Kosten, die dafür aufzuwenden sind. Für eine optimale Instandhaltung ist jedoch eine genaue Kenntnis des Zustandes des Gleises und der Verschlechterungsmechanismen notwendig, um gezielt Maßnahmen setzen zu können.

Eine sichere und wirtschaftliche Instandhaltung setzt nicht nur ein gut ausgebildetes Team, sondern auch gut geplante Abläufe, die auf Grund der Auswertungen der Messungen und Begehungen entwickelt werden, voraus.

2.4 Top-Strategie

Bei der Entwicklung und Anwendung der strukturellen Sicherheitsstrategie sind zwei Aspekte zu beachten, die aus einer Top-Strategie entwickelt werden müssen. Alle Entscheidungen in der Instandhaltung basieren auf Messungen, Begehungen und Untersuchungen bzw. Daten, die im Zuge von Inspektionen, Begehungen und Untersuchungen im Gleis erhoben werden. Die Instandhaltungsmaßnahmen werden durch gezielte Analysen und Auswertungen dieser Daten abgeleitet, die in der Organisation von Mitarbeitern mit guter Ausbildung und hoher Qualifikation umgesetzt werden.

Eine Ähnlichkeit ergibt sich im kaufmännischen Softwaresystem SAP, in dem alle Buchungen in einer Datenbank gespeichert werden. Gut ausgebildete Mitarbeiter können entsprechend gezielte Auswertungen und Analysen durchführen damit geeignete kaufmännische Maßnahmen gesetzt werden können. Aber erst die Verbindung der technischen mit den kaufmännischen Auswertungen und Analysen ermöglicht den technischen Anlagenverantwortlichen gemeinsam mit den kaufmännischen Verantwortlichen wirtschaftliche Vorgehensweisen in der Instandhaltung der innerstädtischen Gleisanlagen zu veranlassen.

Für die Top-Strategie, die die Sicherheit lt. Eisenbahngesetz 1957 in der Fassung 2006 (EisbG; Eisenbahngesetz) als Ziel definiert, müssen in weiterer Folge organisatorische Maßnahmen getroffen werden. In

Abbildung 2-1 ist ein Prozessablauf für die Entwicklung eines strukturellen Sicherheitsmanagement dargestellt, mit dem das Sicherheitsrisiko des Eisenbahnbetriebes effizient minimiert werden kann.

2.5 Ursachen von Fehlern und Schäden

Das strukturelle Sicherheitsmanagementsystem umfaßt Messungen und Untersuchungen und soll grundlegende Fehler und Schäden vermeiden, wie zum Beispiel:

- Unzureichende Dimensionierung und Missachtung des betrieblichen Umfeldes,
- fehlerhafte Materialien,
- fehlerhafter Einbau von Materialien,
- fehlerhafte Wartung von Anlagenteilen,
- Verschleiß und Schädigung wie auch Materialermüdung von Anlagenteilen,
- Fehlfunktion von Diagnose- und Messsystemen,

- menschliche Faktoren und
- externe Einflüsse, wie z.B. Sturm, Unfälle, Gebrechen an externen Anlagen (Rohrleitungen), Feuer, etc.

Das strukturelle Sicherheitsmanagementsystem soll nicht nur Fehler und Schäden durch Inspektionen, Messungen und Untersuchungen erkennen, sondern es auch ermöglichen, die Ursachen zu erkennen um gezielte Maßnahmen ergreifen, das Sicherheitsmanagement verbessern sowie Schäden vermeiden zu können. Die Entwicklung der Schädigung kann wie z. B. bei der Rollkontaktermüdung so schnell fortschreiten, dass zusätzliche Überprüfungen und rasche Maßnahmen notwendig werden.

Es muss daher sichergestellt werden, dass beim Auftreten von ungewöhnlichen Schädigungen zusätzliche Inspektionen angeordnet werden, um die Risiken zu verringern. Das setzt voraus, dass alle betroffenen Mitarbeiter dahingehend gut ausgebildet sind, diese Risiken zu erkennen und entsprechende Gegenmaßnahmen einleiten zu können.

Laut österreichischem EisebG ist das Eisenbahnunternehmen verpflichtet, die Eisenbahnanlagen sicher instand zu halten. Deshalb haben Eisenbahnunternehmen Vorschriften zu erlassen, wie die Anlagen gewartet werden müssen, in welchen Intervallen die Anlagen zu inspizieren und bzw. wie die Wartungsarbeiten durchzuführen sind.

2.6 Definition der Sicherheit für Eisenbahnunternehmen

Der Begriff der Sicherheit ist für Eisenbahnunternehmungen im EisebG §19(1) folgendermaßen definiert: Ein zum Bau und zum Betrieb von Eisenbahnen berechtigtes Eisenbahnunternehmen ist verpflichtet, die Eisenbahn einschließlich der zugehörigen Eisenbahnanlagen, Betriebsmittel und des sonstigen Zugehör unter Berücksichtigung der Sicherheit, der Ordnung und der Erfordernisse des Betriebs der Eisenbahn und des Verkehrs auf der Eisenbahn zu bauen, zu erhalten, zu ergänzen und nach Maßgabe der Rechtsvorschriften und entsprechend der nach diesem Bundesgesetz erforderlichen Konzessionen, Genehmigungen und Bewilligungen zu betreiben und hat diesbezüglich die notwendigen Vorkehrungen zu treffen.

Im § 19a wird weiters verlangt, dass Eisenbahnunternehmungen, die über kein zertifiziertes Sicherheitsmanagementsystem verfügen, alle fünf Jahre überprüft werden, ob die Eisenbahnanlagen, Betriebsmittel und sonstigen Zugehör den Gesetzen und Verordnungen entsprechen (EisebG §19a).

Sollte die Sicherheit des Betriebes einer Eisenbahn nicht mehr gegeben sein, so hat die Behörde die gänzliche oder teilweise Einstellung zu verfügen (EisebG §19b).

Im §21(1) ist ein Betriebsleiter zu bestellen, der für die Sicherheit und Ordnung des Betriebes der Eisenbahn verantwortlich ist.

Erst im §39a wird auf den Begriff der Sicherheit näher eingegangen und wie mit Risiken umzugehen ist: Das Sicherheitsmanagementsystem soll die Kontrolle aller Risiken, die mit den Tätigkeiten eines Eisenbahnverkehrsunternehmens, einschließlich Instandhaltungsarbeiten, der Materialbeschaffung und Vergabe von Dienstleistungsaufträgen verbunden sind, berücksichtigen. Weiters sind quantitative und qualitative Ziele zur Erhaltung und Verbesserung der Sicherheit unter der Berücksichtigung neuester technischer und betrieblicher Verfahren und Methoden zu erstellen.

2.7 Risikobasierte Instandhaltung

Die risikobasierte Instandhaltung beginnt in der Errichtungsphase mit der Planung der Überwachung auf Basis der Information über mögliche Risiken und setzt sich während des Betriebes der Anlagen fort. In einer Risikoanalyse sind die potentiellen Gefahren und die Auswirkungen von Schäden oder Fehlern zu erheben. Die risikobasierte Überwachung umfasst die Inspektion, Auswertung und Analyse der Inspektionsergebnisse und deren Evaluation. Dabei sollen alle möglichen Untersuchungsmethoden, von der augenscheinlichen Begutachtung bis zur zerstörungsfreien und zerstörenden Untersuchung angewendet werden, um Schäden und Fehler zu entdecken und in weiterer Folge die Ursachen zu erheben und zu beseitigen. Für das Auffinden von Fehlern sollen unter Umständen auch Experten aus anderen Wissensgebieten beigezogen werden, um unklare Ursachen für Schäden oder Versagen von Anlagenteilen klären zu können. Durch diese Inspektionsmaßnahmen soll ein fortschreitendes Schädigungsverhalten rechtzeitig erkannt werden. Anschließend hat eine Bewertung der Ergebnisse in Bezug auf die Grenzwerte zu erfolgen. Damit ergeben sich die jeweiligen Instandhaltungsmaßnahmen, wie Reparatur, Austausch oder Erneuerung von einzelnen Anlagenteilen oder ganzen Anlagen.

Durch die risikobasierte Instandhaltung können potentielle Probleme schneller erkannt werden und sie erhöht die Chance, dass Maßnahmen rechtzeitig getätigt werden, um das Auftreten von gleichen Fehlern und Schädigungen zu vermindern bzw. zu verhindern.

2.8 Durchführung der risikobasierten Instandhaltung

Die risikobasierte Instandhaltung ist ein logischer und strukturierter Prozess für die Planung und Evaluation der Instandhaltung, wie er in der **Abbildung 2-1** in 11 Schritten dargestellt wird.

Die Notwendigkeit eines Sicherheitsmanagementsystems für Eisenbahnunternehmen wird im EisbG zwar nicht direkt gefordert, aber die Forderung im Eisenbahngesetzes die Eisenbahn unter der Berücksichtigung der „Sicherheit“ zu betreiben schließt auch ein, möglichst alle Risiken und Gefahren zu kennen und zu bewerten, die zu einem „unsicheren Betrieb“ führen könnten.

Im ersten Schritt ist zu bewerten, ob ein Sicherheitsmanagement erforderlich ist und wie es durchzuführen ist. Die Wiener Linien haben sich entschlossen ein solches einzuführen und im Kapitel 3 wird beschrieben wie es in der Instandhaltung der Gleisanlagen der Wiener Linien umgesetzt wird. Weiters sind die Gesetze, Vorschriften, Verordnungen und Regulierungen aufgelistet, die für die Instandhaltung maßgebend sind (Kapitel 3.1).

Der zweite Schritt definiert das System und die Grenzen des Systems für die Zuständigkeit der Abteilung Bahnbau sowie die erforderliche Ausstattung für ein strukturelles Sicherheitsmanagement (Kapitel 3.2).

Im dritten Schritt sind das Team und die Teammitglieder, die die Anlagen instand halten, deren Kompetenz sowie deren Verantwortung zusammenzustellen (Kapitel 3.3).

Strukturelles Sicherheits-Management

Alle Anlagendaten und die Anforderungen an die Anlagen, die der risikobasierten Instandhaltung von Gleisanlagen obliegen, werden in Schritt 4 zusammengefaßt (Kapitel 3.4).

Nachdem alle Anlagendaten und deren Anforderungen erhoben sind, sind im Schritt 5 Analysen von Unglücksszenarien und Verschlechterungsmechanismen, sowie Bewertungen und Reihungen der Risiken und der Schäden zu erheben (Kapitel 3.5).

Der Inspektionsplan berücksichtigt die vorangegangenen Datenerhebungen und legt im Schritt 6 das Inspektionsintervall, -umfang und –fristen für die Anlagen fest (Kapitel 3.6).

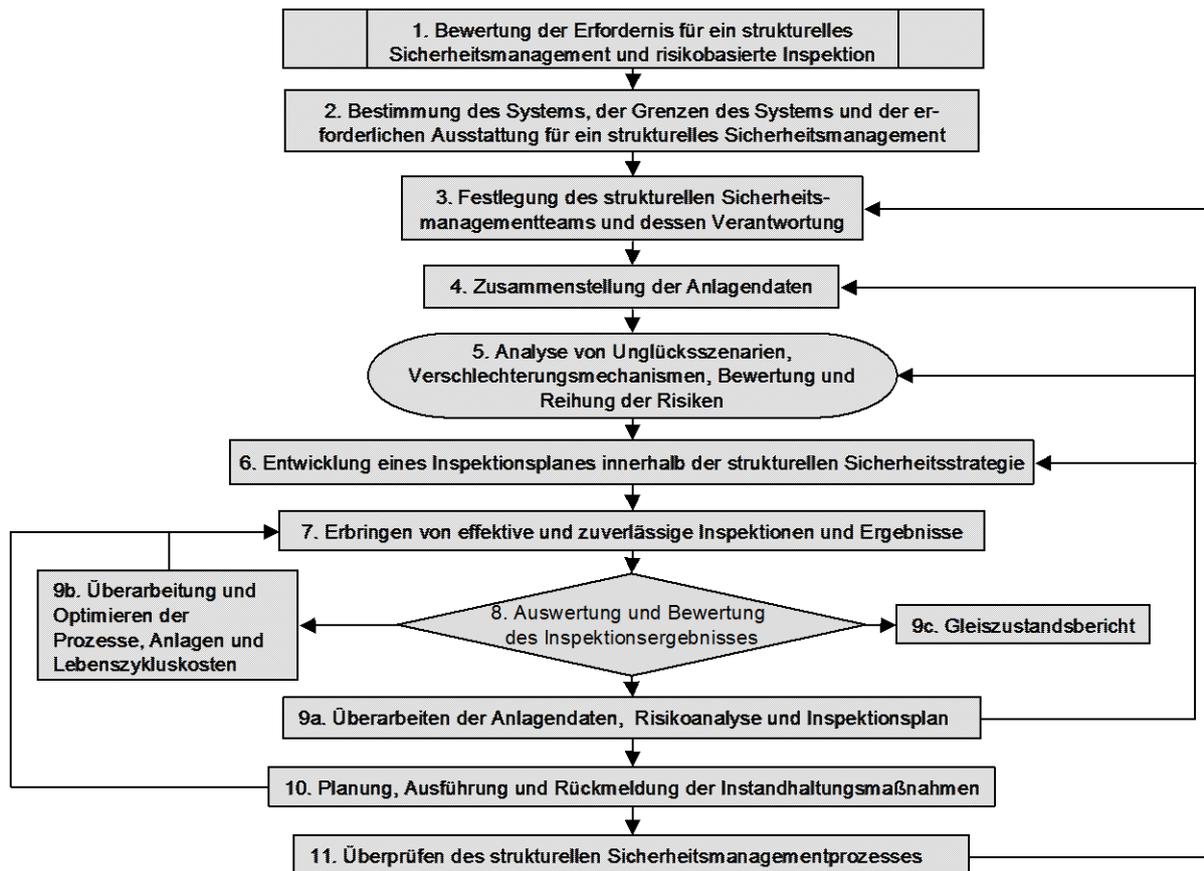


Abbildung 2-1: Prozessablauf für das strukturelle Sicherheitsmanagement für urbane Gleisnetze nach (Wintle et al. 2001)

Im Schritt 7 wird festgelegt, wie die Inspektion der Anlagen unter dem Gesichtspunkt der Effizienz und der Wirtschaftlichkeit zu erfolgen hat um alle möglichen Risiken zu erfassen (Kapitel 3.7).

Die Auswertungen, Bewertungen und Ergebnisse der Inspektionen stellen einen wesentlichen Teil im Schritt 8 dar (Kapitel 3.8). Sie sind die Grundlagen für die Überarbeitung der Anlagendaten, die Risikoanalyse und den Inspektionsplan (9a), die Optimierung der Prozesskosten und der Systemkomponenten der Fahrweganlagen und für die Optimierung der Lebenszykluskosten (9b), den Gleiszustandsbericht (9c) und für die Planung und Ausführung weiterer Instandhaltungs- und Erneuerungsmaßnahmen (10) im Schritt 9 (Kapitel 3.9).

Nach erfolgter Rückmeldung und Evaluierung der in den Schritte 4 bis 6 erfolgten Zusammenstellung der Anlagendaten, Analyse de Unglückszenarien und Anpassung des Inspektionsplanes nach

dem Schritt 9a erfolgt im Schritt 10 die Planung, Ausführung und Rückmeldung der Instandhaltungsmaßnahmen. Nach erfolgter Rückmeldung zum Schritt 7 erfolgt die Verbesserung der Inspektionen und ihrer Ergebnisse (Kapitel 3.10).

Um den Kreis der risikobasierten Inspektion der Anlagen zu schließen ist im Schritt 11 eine Evaluierung des Sicherheitsmanagementprozesses vorzunehmen und zu Schritt 3 rückzumelden (Kapitel 3.11).

Anhand dieses allgemeingültigen Prozessablaufes der risikobasierten Instandhaltung soll die praktische Anwendung des strukturellen Sicherheitsmanagements für die Instandhaltung von innerstädtischen Gleisanlagen der Wiener Linien angewendet werden und ein Instandhaltungs- bzw. Inspektionsplan erstellt werden (Kapitel 3).

Am Beispiel von Rollkontaktermüdungsrissen und Schienenbrüchen soll aufgezeigt werden wie mit zukünftigen Schäden umzugehen ist, um die Ziele eines Sicherheitsmanagements in der Instandhaltung in einem Nahverkehrsunternehmens erreichen zu können (Kapitel 4).

3. SICHERHEITS-MANAGEMENT FÜR DIE INSTANDHALTUNG VON URBANEN GLEISEN

Das Sicherheits-Management soll alle Erfordernisse für die Instandhaltung von urbanen Gleisen berücksichtigen und dafür eine nachhaltige und wirtschaftliche Vorgangsweise wählen. Diese besteht aus der Entwicklung einer Strategie, der Verteilung der Kompetenzen und Verantwortungen der Teams, dem Wissen über die Verschlechterungsmechanismen aus der Inspektion der Infrastrukturanlagen, der Auswertung und Analyse der Inspektionsdaten, dem Report (Gleiszustandsbericht) und der Evaluierung des Sicherheits-Managements für die Instandhaltung.

Das Instandhaltungsmanagement für die Gleisinfrastruktur von innerstädtischen Straßen- und U-Bahnnetzen erfordert die Sicherheits- und Zuverlässigkeitsmaximierung für ein Personennahverkehrssystem unter Berücksichtigung der Wirtschaftlichkeit, das heißt unter Beachtung der Kostenminimierung bzw. Gewinnmaximierung (Hierzer 2009). Die Herausforderung besteht dann darin, mit einem gerade noch notwendigen minimalen Budget die Sicherheit und Zuverlässigkeit zu gewährleisten, bzw. die technisch organisatorischen und die wirtschaftlichen Ziele zu verknüpfen. Der steigende Druck des Geldgebers erfordert vom Betreiber Wege zu finden, die Infrastruktur so instand zu halten, dass sie trotzdem den Anforderungen laut EisbG genügt.

In den folgenden Kapitelüberschriften bezieht sich die in Klammer gesetzte Zahl auf die einzelnen Schritte des Prozessablaufes (siehe **Abbildung 2-1**).

3.1. Sicherheitsmanagement und risikobasierte Inspektion (1)

Obwohl das bisherige Instandhaltungsmanagement einen sicheren Betrieb bei den Wiener Linien gewährleistet hat und noch immer gewährleistet, war es nicht leicht möglich, einen Nachweis für die sichere Instandhaltung zu führen. Abläufe, Risiken und Gefahren wurden nicht dokumentiert und wenn Schäden an der Gleisinfrastruktur durch die wechselnden und wachsenden dynamischen Belastungen auftraten, wurden sie zwar beseitigt und Verbesserungen in den Abläufen durchgeführt. Eine langfristige und dokumentierte Strategie in der Instandhaltung gab es nicht.

Mit Unterzeichnung der internationalen UITP-Charta im Jahr 2005 dokumentierten die Wiener Linien auch nach außen hin ihre Bereitschaft und ihr Engagement, an einer nachhaltigen Entwicklung des öffentlichen Verkehrs mitzuarbeiten. Die Wiener Linien bekennen sich in ihrem Tun zu den drei Säulen der Nachhaltigkeit: Wirtschaftliche, soziale und ökologische Aspekte sollen berücksichtigt und bestmöglich in Einklang gebracht werden. Qualität, Umwelt und Soziales haben für die Wiener Linien große strategische Bedeutung. Daher wird seit 2002 ein integriertes Qualitätsmanagementsystem nach ON EN 13816 betrieben, welches später mit den Aspekten Umwelt ON ISO 14001 und Sicherheit OHSAS 18001 (Nachhaltigkeitsbericht 2005) erweitert wurde. Außerdem konnte die Zertifizierung des Unternehmens nach ON EN 13816 2007 abgeschlossen werden.

Hand in Hand mit dem Service geht die Sicherheit. Schließlich sollen die Menschen ihr Ziel mit den öffentlichen Verkehrsmitteln nicht nur schnell und bequem, sondern vor allem auch sicher und unfallfrei erreichen. Optimales Service heißt daher auch – durch intensive und umfangreiche Sicherheitsschulung der Mitarbeiterinnen und Mitarbeiter der Wiener Linien, durch permanente Kontrolle und

Wartung der Fahrzeuge und Anlagen, durch absolute Kompromisslosigkeit bei der Qualität des verwendeten Materials und durch umfangreiche bauliche und betriebliche sicherheitstechnische Maßnahmen - für maximale Sicherheit zu sorgen. Diese werden laufend den modernsten Erkenntnissen angepasst und übersteigen meist weit die gesetzlichen Auflagen (Jahresbericht 2008). Im Jahre 2008 wurde das integrierte Qualitätsmanagement-System QSU (Qualität, Sicherheit, Umwelt) erfolgreich weitergeführt und auch das Risikomanagement-System nach §39 des EISbG zertifiziert.

Die Instandhaltungsstrategie ist abgeleitet vom Leitbild des Unternehmens und findet sich im Leitbild der Abteilung Bahnbau wieder, das in vier Stufen aufgebaut ist: Auftrag – Werte – Strategien – Visionen.

Das Ziel ist ein optimales Anlagenmanagement, der Weg dazu sind optimierte Investitions- und Instandhaltungsstrategien (Veit 2007). Das Erreichen des Zieles einer sicheren und wirtschaftlichen Instandhaltung zu erreichen, ist nur möglich, wenn alle Risiken des Systems bekannt und bewertet sind und die Investitions- und Instandhaltungsprozesse den LCC/RAMS-Kriterien folgen. Für die Instandhaltung des Gleisnetzes der Wiener Straßen- und U-Bahn bedeutet dies, dass die Lebenszykluskosten zu minimieren sind und die Qualität zu maximieren ist. Die Lebenszykluskosten sind nur durch Erhöhung der Lebenszyklen oder durch die Senkung der Kosten während des Lebenszyklus zu minimieren. *Für den Fahrweg gilt weiters, dass sich ein qualitativ guter Fahrweg besser verhält, d. h. geringeren Verschleißerscheinungen unterliegt, als ein qualitativ geringwertiger. Damit wird die aktuelle Verschlechterungsrate eines Fahrweges von seiner aktuellen Qualität bestimmt (Veit 2007).*

Für die Strategie der Instandhaltung des Fahrweges setzt dies voraus, dass auch die in (Veit 2007) beschriebenen Erkenntnisse in der Investitionsphase und auch in der Re-Investitionsphase Berücksichtigung finden muss. Die Investitionskosten stellen nur einen kleinen Betrag in den Lebenszykluskosten dar, der größere Anteil sind die Instandhaltungskosten, die durch die Qualität der Erstinvestition bestimmt werden.

Die Lebenszyklen im Bahnbereich sind mit ca. 30 Jahren und mehr extrem langlebig und da die Kosten für den Lebenszyklus nur am Ende abgerechnet und bewertet werden können, soll dieses Ziel in vier Schritten nach dem „PLAN – DO – CHECK – ACT“ erreicht werden. Unter der Voraussetzung, dass die Investition mit einer hohen Anfangsqualität ausgeführt wird, sind als erster Schritt die Prozesskosten der Instandhaltung zu erfassen und zu minimieren. Die Prozesskosten können für (fast) jeden Anlagenteil jährlich ausgewiesen und über mehrere Jahre verfolgt werden. Bei einer Optimierung der jährlichen Prozesskosten ergibt sich zwangsläufig ein positiver Effekt bei den Lebenszykluskosten bei vorausgesetzten gleichbleibenden Lebenszyklen. Als zweiter Schritt sollen aus den Erkenntnissen der Instandhaltungsprozesse die Systemkomponenten des Fahrweges optimiert werden, um die zukünftigen Instandhaltungskosten minimieren zu können. Dabei stellt das Know-how der Mitarbeiter einen wesentlichen Faktor dar. Aufgrund der Erfahrungen der Mitarbeiter in der täglichen Arbeit können Verbesserungsvorschläge eingebracht werden. Technische Verbesserungen und Weiterentwicklung der Systemkomponenten führen zu niedrigeren jährlichen Instandhaltungskosten und damit langfristig auch zu einer Minimierung der Lebenszykluskosten. Der dritte Schritt ist, das Gesamtsystem Rad und Schiene zu optimieren. Nur eine gemeinsame Betrachtung des Systems kann die Lebenszykluskosten beider Systeme langfristig minimieren, da sich diese gegenseitig beeinflussen. Maßnahmen im Fahrzeugbereich wirken sich unmittelbar in der Infrastruktur aus. Zwei kleine Beispiele dafür sind die Erhöhung der Achslasten und die Zulassung von hohl gelaufenen Rädern, die bei den Schienen und Anlagen zu größerer Schädigung und Verschleiß und damit zu höheren Instandhaltungskosten im Fahrweg führen. Dazu sind aber ein umfangreiches Know-how nicht nur im

Bau und der Instandhaltung der Eisenbahninfrastruktur, sondern auch bei der Konstruktion, der Herstellung und der Wartung des rollenden Materials, sowie die gegenseitige Beeinflussung unter Berücksichtigung der Unternehmensziele notwendig.

Das strukturelle Sicherheitsmanagement gewährleistet die Sicherheit des Betriebes, der Mitarbeiter und Kunden unter Berücksichtigung des Eisenbahnbetriebes und der Fahrzeug-Infrastruktur-Interaktion. Dies bedeutet weiters die Gewährleistung der Sicherheit und Zuverlässigkeit der technischen Anlagen und der damit zusammenhängenden Prozesse. Sie ermöglicht es den Verantwortlichen und Mitarbeitern, die Gefahren und Risiken laufend beobachten zu können und eine nachhaltige Entwicklung der Organisation in Zukunft zu gewährleisten.

Die Gesetze und Verordnungen geben die Rahmenbedingungen für den Betrieb des Schienenpersonennahverkehrssystems vor. Auf Grund der Gesetze, Verordnungen und technischen Normen sind Richtlinien zu erstellen, die die Abläufe des Instandhaltungsmanagements bei den innerstädtischen Nahverkehrsbetreibern regeln. Technische Normen und Publikationen stellen den „Stand der Technik“ dar und sind auch in den internen Richtlinien zu berücksichtigen. Im Anhang A sind die Gesetze, Verordnungen und Normen angegeben, die maßgebend für die Instandhaltung der innerstädtischen Gleisinfrastruktur sind und in den internen Richtlinien berücksichtigt werden müssen. Es genügt aber nicht, diese internen Richtlinien einmal zu erstellen, sie müssen regelmäßig überprüft und auf den neuesten Stand gebracht werden.

Nachdem das Unternehmen schon nach ÖNORM EN 13816 zertifiziert wurde. Haben die Wiener Linien im Jahr 2008 aufgrund der Änderung des Eisenbahngesetzes beschlossen ein Sicherheitsmanagementsystem lt. § 39 im Unternehmen einzuführen. Um dem Qualitätsmanagementsystem der Wiener Linien zu entsprechen, wurde das Handbuch für das Risikomanagement für betriebliche Risiken bei der Abteilung Bahnbau geschaffen und in die QM-Dokumentation eingegliedert (siehe Anhang B).

3.2. Sicherheitsmanagement - Grenzen und System (2)

Die risikobasierte Instandhaltung von Gleisanlagen beinhaltet die Inspektion, Auswertung, Bewertung und Analyse der Inspektionsergebnisse und Evaluierung der Überwachung, um die Betriebssicherheit der Gleisanlagen zu gewährleisten. Dabei sollen alle möglichen Untersuchungsmethoden, von der Begehung, Befahrung bis zur Laboruntersuchung angewendet werden, um Schäden und Fehler zu entdecken und in weiterer Folge die Ursachen für Schäden oder Versagen zu erheben und zu beseitigen.

Die risikobasierte Instandhaltung beginnt mit der Planung der Überwachung auf Basis der Information über ein bestehendes Risiko beim Betrieb der Gleisanlagen. In einer Risikoanalyse ist die potenzielle Gefahr und die Auswirkungen von Schäden oder Fehlern an den Gleisanlagen zu erheben. Die Überprüfungsmethoden beinhalten Befahrungen, Begehungen, Messungen und visuelle Kontrolle, sowie zerstörungsfreie und zerstörende Untersuchungen der und an den Gleisanlagen. Für das Herausfinden von Fehlern sollen unter Umständen auch Experten von anderen Wissensgebieten beigezogen werden um unklare Ursachen für Schäden oder Versagen von Anlagenteilen klären zu können.

Die risikobasierte Instandhaltung beinhaltet auch die Planung von Inspektionen und -fristen auf der Basis der Risikoanalyse von Anlagenteilen. Durch besondere Inspektionsmaßnahmen soll ein fortschreitendes Schädigungsverhalten rechtzeitig erkannt und Risiken vermindert werden. Die Analy-

se und die Auswertung der Inspektionsdaten und die Grenzwerte ergeben die Instandhaltungsmaßnahmen, wie Wartung, Reparatur, Austausch oder Erneuerung von einzelnen Anlagenteilen oder ganzen Gleisanlagen.

Durch die risikobasierte Instandhaltung können potenzielle Probleme schneller erkannt werden und die Chance, dass Maßnahmen getätigt werden um das Auftreten von gleichen Fehlern und Schädigungen zu vermindern bzw. zu verhindern, wird erhöht.

3.3. Sicherheits-Management - Kompetenzen und Verantwortung der Strecken- und Prozessteams (3)

Der § 39 des EisbG schreibt vor, dass ein Eisenbahnunternehmen ein Sicherheitsmanagement unter bestimmten Bedingungen einzuführen hat, aber es schreibt nicht vor, wie es umzusetzen ist. Dies wird dem Eisenbahnunternehmen bzw. den Anlagenverantwortlichen zur Entscheidung überlassen. Es gibt verschiedene Kriterien, nach denen ein Sicherheitsmanagement eingeführt werden kann. Dabei ist zu beachten, wie die Verantwortung für die Anlagen innerhalb des Unternehmens aufgeteilt ist. Weiters ist zu berücksichtigen, welche Anlagen einer risikobasierten Instandhaltung zu unterziehen sind und welche Anforderungen an sie gestellt werden.

Die Wiener Linien GmbH & Co KG sind eine 100% Tochter der Wiener Stadtwerke Holding AG zu der noch die Unternehmen Wien Energie GmbH, Wien Energie Stromnetz GmbH, Wien Energie Gasnetz GmbH, Fernwärme Wien GmbH, Wien IT EDV Dienstleistungsgesellschaft mbH & Co KG, Bestattung und Friedhöfe Wien GmbH und AG der Wiener Lokalbahnen gehören. Die Organisation der Wiener Linien ist im Anhang C) dargestellt und besteht aus 5 hierarchisch gegliederten Hauptabteilungen mit je 5 bis 9 Abteilungen mit getrennten Aufgabengebieten.

Die Abteilung Bahnbau ist für die Wartung und die Instandhaltung der gesamten Gleisanlagen bei den Wiener Linien verantwortlich und gehört zur Hauptabteilung Bau- und Anlagenmanagement wie weitere 7 Abteilungen, die zusammen die Planung, den Neubau und die Instandhaltung der Anlagen und Infrastruktur der Wiener Linien durchführen. Die Zuständigkeiten und Verantwortungen sind dabei streng voneinander getrennt.

3.3.1 Organisation Abteilung Bahnbau

Die Abteilung Bahnbau ist für die Gewährleistung der Bereitstellung störungsfreier und instand gehaltener Bahnbau-Infrastruktur für den Fahrbetrieb, sowie für den Neubau im Bereich der Straßenbahn zuständig. Der Schwerpunkt der Tätigkeiten liegt im Bereich der Anlagenerhaltung und -erneuerung, der technischen Inspektion und des Störungsdienstes der Gleisanlagen der Straßen- und U-Bahn, sowie für deren Erdbauwerke und Nebenanlagen wie Haltestelleninseln der Straßenbahn. Zu den Gleisanlagen zählen die Schienen, Weichen und Kreuzungen, Schienenauszugsvorrichtungen, die Schienenbefestigungen, die Schwellen und Bettung sowie die Gleisabschlüsse.

Die Abteilung ist gegliedert in eine Matrix-Organisation mit vier regionalen Gleisbaustrecken als Linienverantwortung - Nord, Ost, Süd, West – und in eine Prozessorientierung (siehe **Abbildung**

3-1 und **Abbildung 3-2**). Die Erfüllung dieser Aufgaben wird durch die folgenden Prozesse gewährleistet:

Prozess 1: Überwachung, Störungsbehebung und Wartung

Prozess 2: Instandsetzung, Erneuerung und Neubau

Prozess 3: Reinigung, Laubdienst und Winterdienst

Prozess 4: Werkzeug-, Maschinen-, Geräte- und Fahrzeuginstandhaltung (Supportprozess)

Prozess 5: Kommunikation und Mitarbeiterentwicklung (Managementprozess)

Prozess 6: Kaufmännische Abwicklung und Controllingschnittstelle (Managementprozess)

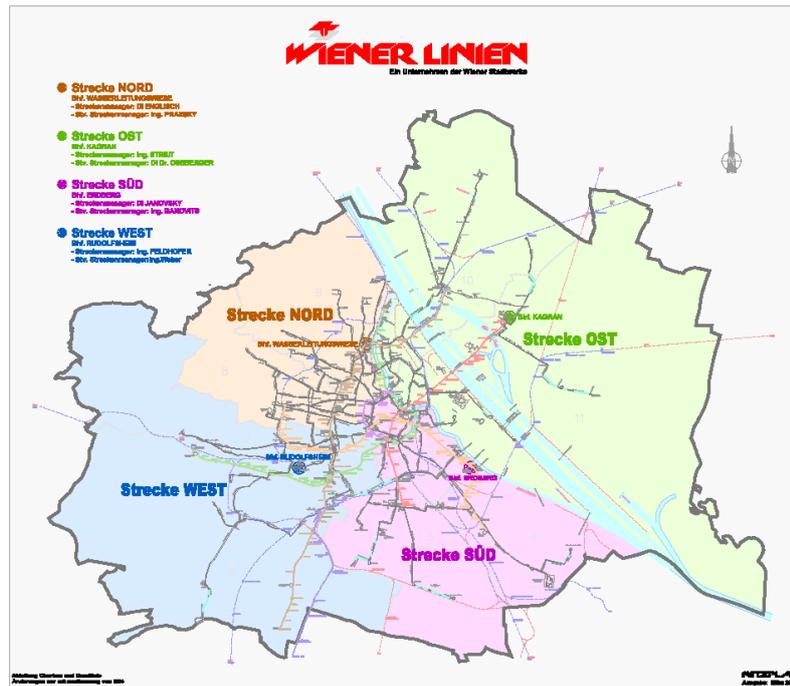


Abbildung 3-1: Regionale Gliederung der Abteilung Bahnbau in 4 Bahnbaustrecken – Strecke Nord, Ost, Süd und West

3.3.2 Linien- und Prozessverantwortung

Jede Strecke wird von einem Streckenmanager geleitet, der auch die §40 Befugnis lt. Eisenbahngesetz besitzt. Dieser Streckenmanager wird einerseits von einem Techniker vertreten, der gleichzeitig auch Prozessmanager ist, und andererseits von einem Oberbahnmeister und 3 Bahnmeistern in seinen Aufgaben unterstützt wird.

Strukturelles Sicherheits-Management



Funktionen und Besetzung				
Abteilungsleiter				
Streckenmanager	Nord	Ost	Süd	West
Prozessmanager 1: Überwachung, Störungsdienst, Wartung	P1	P1v	P1v	P1v
Prozessmanager 2: Instandsetzung, Erneuerung, Neubau	P2v	P2v	P2	P2v
Prozessmanager 3: Reinigung, Laub- und Winterdienst	P3v	P3v	P3v	P3
Prozessmanager 4: Werkzeug-, Maschinen-, Geräte-Instandhaltung, Sonderfahrzeuge, Transport, Beschaffung, Logistik, Material				
Prozessmanager 5: Kommunikation und Mitarbeiterentwicklung				
Prozessmanager 6: Kaufmännische Abwicklung/Controllingschnittstelle				

*Abbildung 3-2: Gliederung der Abteilung Bahnbau in vier Gleisbaustrecken als Lini-
enverantwortung und Prozessorientierung mit 3 Kernprozessen und 3 Management-
und Supportprozessen*

Die Einführung der prozessorientierten Matrixstruktur mit vier für das eigene Gebiet verantwortlichen Mitarbeitern und drei Kernprozessverantwortlichen stellte mit der Umstrukturierung der Abteilung Bahnbau im Jahr 2004 einen optimalen Kompromiss dar, da die Verantwortung eindeutig in der vertikalen und die Prozesssteuerung in der horizontalen Linie erfolgt. Durch die übergreifenden Prozessteambesprechungen erfolgt ein rascher Informations- und Wissensaustausch zwischen den Mitarbeitern der Bahnbau-Strecken innerhalb der Abteilung.

Für die Einführung einer risikobasierten Inspektion ist ein umfassendes Wissen und Erfahrung in verschiedenen technischen Gebieten notwendig. Daher wurde für die Einführung einer risikobasierten Inspektion ein Team zusammengestellt, das sowohl Wissen und Erfahrung im Bereich des Bahnbau-, -betriebes und der Fahrzeugtechnik als auch im Risikomanagement aufweisen kann.

Im Unternehmen ist der Betriebsleiter nach § 21 EisebG – neben der Unternehmensführung – die zentrale Person, die für Sicherheit der eigentlichen Betriebsabwicklung verantwortlich ist. Er hat das Eisenbahnunternehmen in diesen Angelegenheiten zu beraten und zu unterstützen. Der Betriebsleiter ist dabei vor allem nach innen für die MitarbeiterInnen und die Entscheidungsträger im Betrieb orientiert. Insbesondere hat er das Recht, dem Eisenbahnunternehmen bzw. den Entscheidungsträgern von sich aus schriftlich Vorschläge im Zusammenhang mit Entscheidungen die die Sicherheit und Ordnung des Eisenbahnbetriebes und des Eisenbahnverkehrs beeinflussen können, zu machen. Er hat keine Vertretungsbefugnis nach außen, es sei denn er ist gleichzeitig auch in einer Leitungsfunktion oder als Bevollmächtigter des Unternehmens eingesetzt (aus dem Organisationshandbuch der Wiener Linien).

Bei den Wiener Linien sind weiters fachlich zuständige Betriebsleiter für die jeweiligen Betriebszweige bestellt. Diese sind gemeinsam mit dem gesamtverantwortlichen Betriebsleiter verantwortlich für die Sicherheit und Ordnung des Betriebes und Verkehrs in ihrem Betriebszweig. Ihnen obliegt aufgrund der Delegation durch den und in Abstimmung mit dem Betriebsleiter die Wahrnehmung der unter Punkt B.8.1. im Organisationshandbuch genannten Agenden für Ihren Zuständigkeitsbereich.

Die Streckenmanager stellen als §40-Personen nach EisebG die operative Umsetzung des Sicherheitsmanagements innerhalb einer Gleisbaustrecke dar. Ihnen obliegen die Überwachung der Durchführung von Haupt- und Zwischenuntersuchungen sowie aller vorgeschriebenen Überprüfungen im betrieblichen und technischen Bereich sowie die Überwachung des betriebs sicheren Zustandes der Infrastruktur.

Tabelle 3-1: Funktion, Qualifikation und Verantwortlichkeit

Funktion	Qualifikation	Verantwortlichkeit
Abteilungsleiter, fachlich zuständiger Betriebsleiter	Abgeschlossenes Studium für Bauingenieurwesen, Vermessungskunde oder Kulturtechnik an einer technischen Universität, Fachhochschule bzw. HTL	Organisation und Prüfung der Umsetzung im Streckenbereich
Streckenmanager (§ 40-geführte Person)	Abgeschlossenes Studium für Bauingenieurwesen, Vermessungskunde oder Kulturtechnik an einer technischen Universität, Fachhochschule bzw. HTL Berufserfahrung von mind. 7 Jahren im Fachgebiet (siehe Eisenbahngesetz 1957 von 2006)	Organisation und Prüfung der Umsetzung im Streckenbereich
Stellvertretender Streckenmanager	Abgeschlossenes Studium für Bauingenieurwesen, Vermessungskunde oder Kulturtechnik an einer technischen Universität, Fachhochschule bzw. HTL	Organisation und Prüfung der Umsetzung im Streckenbereich
Oberbahnmeister	Bahnmeisterprüfung, abgeschlossene Bahnbauschule der Stufe 7	Organisation und Umsetzung der Instandhaltung im Streckenbereich
Bahnmeister	Bahnmeisterprüfung, abgeschlossene Bahnbauschule der Stufe 6	Gem. Beauftragung
Substitut	Substitutenprüfung, abgeschlossene Bahnbauschule der Stufe 5	Gem. Beauftragung
Selbständiger Monteur, Partieführer	Abgeschlossene Bahnbauschule in der jeweiligen Stufe	Gem. Beauftragung

Die laufenden Inspektionen sind gem. Beauftragung durch den jeweiligen streckenzuständigen Oberbahnmeister durchzuführen.

3.3.3 Qualifikation der Mitarbeiter

Nachdem es in Österreich keinen staatlichen Lehrberuf Bahnbaufacharbeiter außer bei den Österreichischen Bundesbahnen gibt, es aber Bedarf an qualifizierten Facharbeitern in der Abteilung Bahnbau gibt, wurde schon im Jahr 2002 ein Schulungsprogramm für neue Mitarbeiter entwickelt, das 2006 das erste Mal umgesetzt wurde. Die Anforderungen an die Mitarbeiter sind durch die Instandhaltungsarbeiten (Prozesse) sehr vielfältig. Benötigt werden Facharbeiter mit Ausbildung im Baugewerbe und Baunebengewerbe, KFZ-Facharbeiter, Schlosser bis Dreher und Mechatroniker. Für die Tätigkeit bei der Instandhaltung und der Instandsetzung der Bahnanlagen sind allerdings noch spezielle Fachkenntnisse erforderlich. Speziell bei den Inspektions- und Überprüfungsaufgaben von den Gleisanlagen müssen die Mitarbeiter zuverlässige Ergebnisse liefern, die umfassendes Wissen erfordert. Die Ausbildung für die Mitarbeiter findet in 6 Stufen aufbauend statt und ist den jeweiligen Anforderungen an die Mitarbeiter angepasst. Die Stufen reichen von Bahnbau-Helfer, Bahnbau-Arbeiter, Bahnbau-Facharbeiter, Bahnbau-Spezialfacharbeiter, Bahnbau-Vorarbeiter, Bahnbau-Aufsicht bis Bahnbau-Meister.

Mit jeder Ausbildungsstufe erwerben die Mitarbeiter zusätzliches Wissen, das bei der täglichen Arbeit erforderlich ist. So werden zum Beispiel die neuen Mitarbeiter bei ihrem Eintritt in das Unternehmen mit den erforderlichen Sicherheitsvorschriften im Bahnbetrieb vertraut gemacht. Mit positiver Absolvierung jeder Stufe steigt dadurch das Wissen und die Mitarbeiter können mit Aufgaben mit mehr Kompetenz und Verantwortung betraut werden.

3.4. Anlagendaten - System und Anforderung (4)

3.4.1. Fahrwegdatenbank

Um die Verantwortlichkeit klar abzugrenzen und keine grauen Bereiche zu hinterlassen, sind die Anlagen und deren Grenzen zu anderen Zuständigkeiten innerhalb der Organisation der Wiener Linien genau zu definieren. Zu den Gleisanlagen, die von der Abteilung Bahnbau instand gehalten werden, zählen:

- Oberbau: Schienen, Weichen und Kreuzungen
Kleineisen
Schienenbefestigungen
Schienenauszugsvorrichtungen
Gleisabschlüsse (Prellböcke)
Schwellen
Bettung - Schotterbett
- Unterbau: Dammkörper, Böschung
Entwässerungseinrichtungen
- Sonstige Anlagen: Haltestelleninseln bei Straßenbahnen
Flucht- und sonstige Wege (lt. Dokumentation)

Die Anlagen und deren Grenzen sind in eine Dokumentation aufzunehmen. Um eine möglichst große Übersichtlichkeit zu bekommen, ist es empfehlenswert, die Anlagen in einer Datenbank zu speichern und in einer grafischen Oberfläche zu verwalten.

3.4.2. Anforderungen an die Anlagen

Je nach Anforderung an die Anlagen ist der Inspektionsumfang zu gestalten. Daher ist es notwendig neben den Anforderungen die Anlagenkomponenten aufzulisten um die richtige Inspektionsmethode und den richtigen Inspektionsumfang zu wählen. In der **Tabelle 3-2** sind die Anforderungen an die einzelnen Infrastruktursystemkomponenten zusammengestellt.

Strukturelles Sicherheits-Management

Tabelle 3-2: Anforderung an die Infrastrukturkomponenten

Anlage	Komponente	Anforderung
Oberbau	Schiene	Spurführung Festigkeit – Lastabtragung Dauerfestigkeit Leitfähigkeit – Stromrückführung Ebenheit Gleichmäßigkeit
	Weiche	Festigkeit – Lastabtragung Dauerfestigkeit Spurführung
	Kreuzung	Festigkeit – Lastabtragung Dauerfestigkeit Spurführung
	Ausziehvorrichtung	Festigkeit – Lastabtragung Spurführung Längenbeweglichkeit
	Gleisabschlüsse	Festigkeit – Lastabtragung
	Schwelle	Festigkeit – Lastabtragung Witterungsbeständigkeit Spurführung
	Oberflächenbefestigung	Festigkeit – Lastabtragung KFZ, LKW, Bus Griffigkeit Ebenheit Sauberkeit
	Bettung – Schotterbett	Festigkeit – Lastabtragung
Unterbau	Dammkörper – Böschung	Festigkeit – Lastabtragung Wasserdurchlässigkeit
	Entwässerungseinrichtung	Festigkeit Gängigkeit Dichtheit
Sonstige Anlagen	Haltestelleninseln	Ebenheit Griffigkeit Sauberkeit

3.5. Risikobasierte Instandhaltung - Analyse von Unglücksszenarien, Verschlechterungsmechanismen, Bewertung und Reihung der Risiken (5)

Die risikoorientierte Instandhaltung erfordert für die Anlagenverantwortlichen eine Risikoanalyse des Systems und der Anlagen. Nachdem im vorangegangenen Kapitel die Verantwortung über die Anlagen und die Anforderungen an die Anlagen dargestellt wurden, kann nun die Risikoanalyse begonnen werden. Es gibt verschiedene Möglichkeiten eine Risikoanalyse durchzuführen. Für die Risikoanalyse der Gleisanlagen und der Nebenanlagen, die in der Verantwortung der Abteilung Bahnbau stehen, wurde das Regelwerk ONR 49000 verwendet.

Die Risikoanalyse umfasst dabei:

- Identifikation von Unglücksszenarien, die durch Fehler in den Anlagen entstanden sind,
- Identifikation von potenziellen Verschlechterungsmechanismen und Fehlerformen,
- Abschätzung von möglichen Fehlern,
- Abschätzung der Folgen, die durch einen Fehler der Anlagen entstehen können,
- Festlegung der Risiken durch einen Anlagenfehler und
- Klassifizierung und Einstufung der Risiken.

Für die Ermittlung der Risiken und Gefahren im Bereich der Gleisinfrastruktur wurde die „Failure Mode and Effects Analysis“ (FMEA) herangezogen. Mit Hilfe einer Gefahrenstrukturliste und in einem Brainstorming mit erfahrenen Mitarbeitern der Abteilung Bahnbau wurde der Verantwortungsbereich der Abteilung Bahnbau (lt. QM-Dokument PB-B63-001_01) in seine Komponenten, Funktionen und Prozesse zerlegt, die zu eventuell negativen Folgen bei der Anwendung des Systems führen können. Die Folgen des Versagens eines Systems oder deren Funktion wurden beschrieben und abgeschätzt. Das Risiko wurde in eine Risikoübersicht für die Abteilung Bahnbau B63 (siehe Anhang B) zusammengefasst und anschließend mit der Risikoprioritätszahl (RPZ) bewertet, die die Wahrscheinlichkeit des Eintretens und die Kosten für die Behebung berücksichtigt.

In Besprechungen mit Mitarbeitern wurden tabellarisch alle Gefährdungen identifiziert (siehe Anhang B). In der 5x5 Matrix wurden die betrieblichen Risiken nach deren Häufigkeit und deren Gewichtung zusammengefasst und bewertet (siehe **Abbildung 3-3**).

Die Folgeanalyse wurde im Formular der Risikobeurteilung „Ursachen - Auswirkung – Beziehungen für die Risiken“ zusammengefasst und bewertet. Damit war es möglich, Maßnahmen für die Beseitigung, bzw. Minderung der Risiken vorzuschlagen.

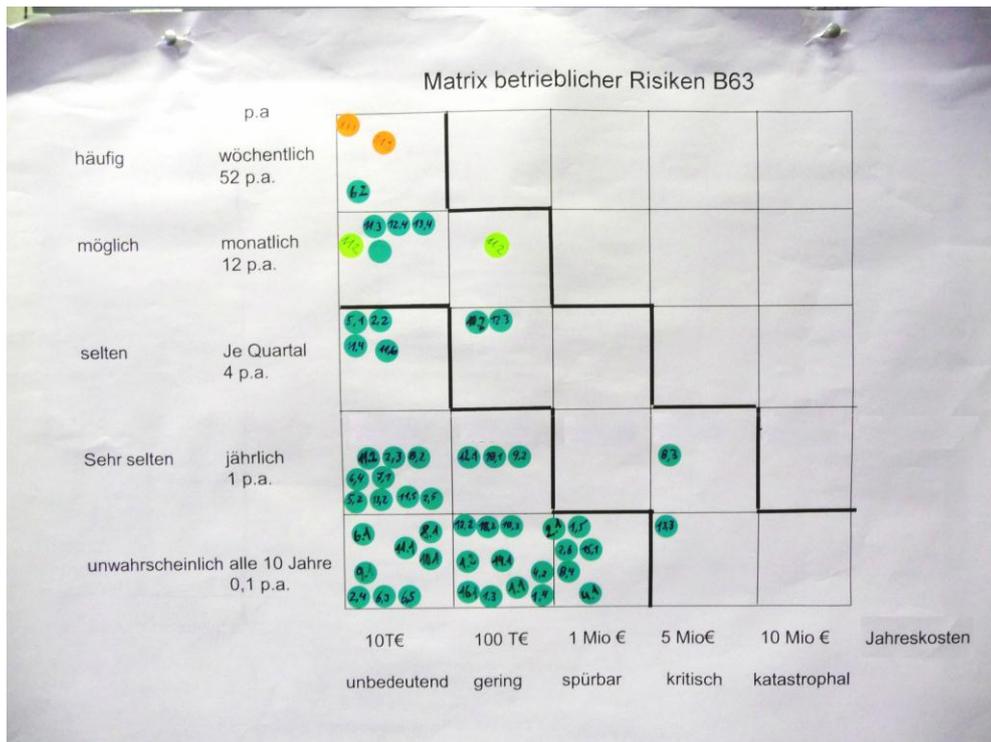


Abbildung 3-3: Beispiel einer Matrix betrieblicher Risiken bei der Abteilung Bahnbau (B63)

Als Beispiel wird in dieser Arbeit das Risiko eines Schienenbruches zufolge Rollkontaktermüdung herangezogen. Schienenbrüche können zu Betriebsbeeinträchtigungen, wie Langsamfahrstellen, bis zu kurzfristigen Betriebseinstellungen zur Durchführung von provisorischen Instandhaltungsmaßnahmen und letztendlich zu Entgleisungen (siehe Anhang B) führen, wenn sie nicht rechtzeitig im Zuge von Inspektionsmaßnahmen entdeckt werden. Die Rollkontaktermüdung auf der Schienenoberfläche alleine führt noch zu keinem Schienenbruch. Erst die Kombination von vorhandenen Rollkontakt-Ermüdungsrissen bzw. Anrissen und Kerben an der Schienenoberfläche und eine schlechte oder ungleichmäßige Gleislagerung kann unter anderem zu erhöhten Schienenspannungen im Bereich des Schienenkopfes und damit zu Ermüdungsrisswachstum und in weiterer Folge zum plötzlichen Bruch der Schiene führen. Nachdem dieses Ermüdungsrisswachstum von außen im Rahmen einer visuellen Inspektion nicht immer entdeckt werden kann, müssen die Entwicklungen, die zu einem Schienenbruch führen können, unter Kontrolle gebracht werden. Solange ein Schienenbruch ohne schwerwiegende Betriebsfolgen auftreten kann, der womöglich im Zuge der Zugbeeinflussung in der Leitstelle erkannt wird, ist das Risiko einer Entgleisung noch gering. Allerdings steigt das Risiko einer Entgleisung, wenn ein Schienenbruch mit Versetzung der Fahrkante eintritt und die Spurführungsaufgabe des Gleises nicht mehr erfüllt werden kann. Der Maßnahmenkatalog lt. Qualitätsmanagement der Wiener Linien soll das Risiko eines Schienenbruches vermindern helfen. Die Reihung dieser Maßnahmen erfolgte dabei von der einfachen Dokumentation bis hin zur besseren Erkennung und gezielten Maßnahmen sowie Projekten:

- Dokumentation der Schienenbrüche
- Analysen der möglichen Ursachen
- Begehungen mit geschultem Team
- Gestaltung von Checklisten
- Ultraschallmessungen

- Erkennen von Rollkontaktermüdung und Anrissen (im Zuge eines F&E-Projektes „fractIN-SPECT“ mit dem Austrian Institut of Technology)
- Verbesserte Kontrolle der Schweißstöße
- Ursache der Entstehung von Rollkontaktermüdung (im Zuge eines F&E-Projektes "RCF and Wear" mit dem Kompetenzzentrum „Das virtuelle Fahrzeug“ (ViF), Siemens und dem Schienenhersteller Voestalpine)
- Gezieltes Schmieren der Schienen (im Zuge eines F&E-Projektes "IonicRail" mit dem österreichischen Kompetenzzentrum für Tribologie).

3.5.1. Fehler- und Schadenhandbuch (Schäden und Fehler an Schienen und Gleisen)

Schäden und Fehler am Gleis und an den Schienen können zu einem Versagen des Gleises führen. Dazu ist es erforderlich, nicht nur durch technische Inspektionen der Gleise, Fehler und Schäden rechtzeitig zu entdecken bevor ein nicht tolerierbarer Betriebszustand eintritt, sondern es müssen die Mechanismen der Schädigung bis zum Versagen bekannt sein. Es ist aber auch erforderlich über die Entwicklung von Fehlern und Schäden im Verantwortungsbereich Bescheid zu wissen.

Schienenfehler werden nach (Fendrich et al. 2007) definiert als:

- *Fehler bei der Schienenstahlerzeugung*
- *Fehler bei der Schienenherstellung*
- *Fehler beim Schienentransport und bei der Schienenverlegung*
- *Fehler bei der Schienenverarbeitung und aus dem Betrieb*

Folgende Fehler bei der Schienenverarbeitung und aus dem Betrieb werden bei den Wiener Linien beobachtet (siehe Anhang D):

- Bearbeitungs- und Schweißfehler
- Verschleiß (horizontal, vertikal)
- Riffel und Welligkeit
- Verquetschungen
- Schienenbrüche
- Schleuderstellen
- Korrosion inkl. Streustromkorrosion
- Risse (Headchecks) an der Fahrkante und Fahrfläche (inkl. Ausbrüche)

Im lückenlos verschweißten Gleis bei den Wiener Linien können weitere Fehler auftreten:

- Spurerweiterung, Spurverengung
- falsche Gleislage, Gleisverwerfung
- lockeres Schotterbett
- defekte Schienenbefestigung
- defekte Schwellen
- unzureichende Entwässerung
- Grundbruch im Gleiskörper
- schadhafte Oberflächenbefestigung

Im Handbuch für Gleis- und Schienenfehler der Abteilung Bahnbau sind alle vorkommenden Schäden zu dokumentieren. Das Handbuch (siehe Anhang D) gliedert sich in Schäden an:

- Oberbau
 - Schienen, Weichen und Kreuzungen
 - Schienenauszugsvorrichtung
 - Gleisabschlüsse
 - Schienenbefestigung
 - Schwellen
 - Bettung (Schotterbett, etc.)
 - Gleiseindeckung
- Unterbau
 - Dammkörper
 - Böschung
 - Entwässerungseinrichtungen
- Bahnsteig und –kanten
- Sicherheitsraum und Lichtraum

Beispiele und Abbildungen aus dem Fehler- und Schadenshandbuch sind im Anhang D zu finden.

3.5.2. Sicherheitsstufen und Eingriffsschwellen

Jeder Gleisabschnitt unterliegt einem unterschiedlichen Verschlechterungsmechanismus zufolge Alterung, Ermüdung, Verschleiß, etc. durch den Schienen- oder Individualverkehr. Das bedeutet, dass sich ein neuwertiger Zustand ständig verschlechtert bis das Bauteil ausfallen würde, wenn keine Instandhaltungsmaßnahmen durchgeführt werden. Aber nicht nur jeder Gleisabschnitt unterliegt einem unterschiedlichen Verschlechterungsmechanismus, sondern auch die Einzelkomponenten in diesem Gleisabschnitt altern unterschiedlich. Um einerseits den Zeitpunkt des Ausfalls einer Systemkomponente zu kennen und andererseits den optimalen Zeitpunkt für die optimale Instandhaltungsstrategie auswählen zu können, ist für jede Systemkomponente der maximal zulässige Grenzwert anzugeben, bei der noch ein sicherer Betrieb gewährleistet ist und einen Schwellenwert, der den Zeitpunkt für den Einsatz der optimalen Instandhaltungsstrategie darstellt.

In Abhängigkeit des nach einer Inspektion gemessenen und festgestellten Zustandes der Anlagen werden in der EN 13848-5 verschiedene Eingriffsgrenzen definiert (siehe **Abbildung 3-4**), die Aufmerksamkeitsschwelle (AS), die Eingriffsschwelle (ES) und die Soforteingriffsschwelle (SES), die den Beginn der jeweiligen Zustände darstellen. Die SES stellt gleichzeitig den zulässigen Grenzwert (Sicherheitsgrenze) bzw. der festgelegte Mindestwert des Abnutzungsvorrates einer Systemkomponente dar, der nicht überschritten werden darf. Die ES gibt jenen Schwellenwert an, ab den die Systemkomponente besonders beobachtet werden muss und es ist dies auch jener Zeitpunkt, ab dem eine erforderliche Instandhaltungsmaßnahme unter wirtschaftlichen Gesichtspunkten zu planen ist.

Das Erreichen der SES bei den Gleisanlagen bedingt je nach der Art des Messwertes entweder eine Geschwindigkeitsbeschränkung, eine Instandhaltungsmaßnahme oder eine Gleissperre. Das Überschreiten der Sicherheitsschwelle ist mit den Grundprinzipien des ordnungsgemäßen und sicheren Betriebes unvereinbar (Beginn des roten Bereiches).

Eingriffsschwellen müssen einen ausreichenden Abstand zu den Sicherheitsschwellen aufweisen. Der Abstand muss so gewählt werden, dass die verbleibende Zeit bis zur Durchführung der notwendigen Maßnahme jedenfalls so groß ist, dass die Sicherheitsschwelle nicht überschritten wird. Die Zeit bis zur möglichen Durchführung der Instandhaltungsmaßnahme wird wesentlich von der Art des Betriebes abhängig sein und bei der Straßenbahn (im öffentlichen Verkehrsraum) wegen der Koordination der Tätigkeiten und erforderlichen Genehmigungen größer gewählt werden müssen als bei der U-Bahn. Bei der Festlegung von Eingriffsschwellen ist auch auf mögliche Lieferfristen für Ersatzteile Bedacht zu nehmen.

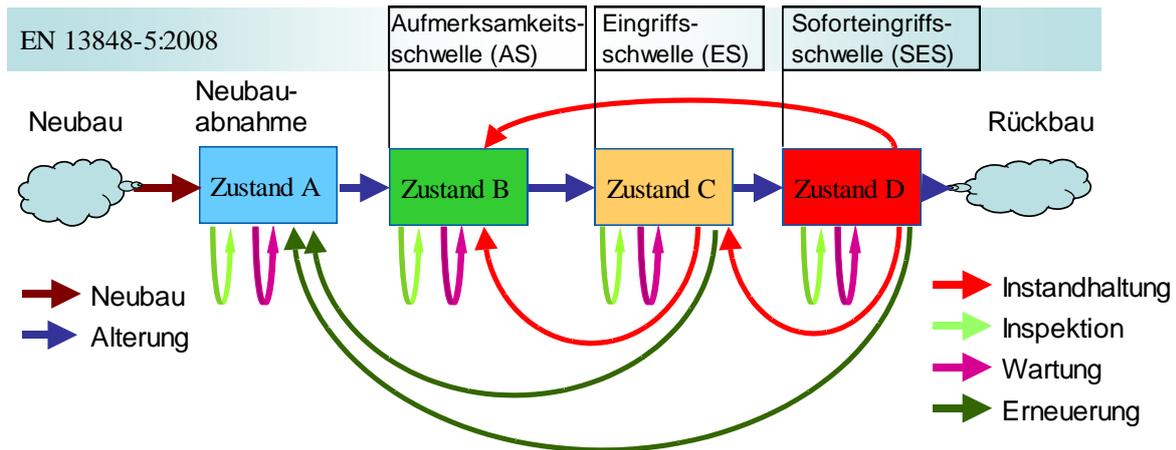


Abbildung 3-4: Systematischer Zusammenhang zwischen den Zuständen und den damit verbundenen Schwellenwerte und den Maßnahmen (Fischmeister et al. 2011)

In **Abbildung 3-5** ist modellhaft der Verschlechterungsmechanismus für einen Gleisabschnitt dargestellt. Ab dem Zeitpunkt $t = 0$ nach dem Neubau des Gleisabschnittes, der gleichzeitig 100% des Abnutzungsvorrates entspricht, verschlechtert sich der Zustand durch den Betrieb nach der Kurve $b(N)$. Die Inspektion I_1 zum Zeitpunkt $t = 1$ nach N_1 Überrollungen (Achsen) ergibt den Zustand Z_1 . Durch mehrere zeitlich hintereinander durchgeführte Inspektionen $I(t = 1, \dots, n)$ lässt sich die Verschlechterungskurve $b(N)$ und der Zeitpunkt des Ausfalls des Systems empirisch ermitteln. Da jedoch nach Überschreiten des zulässigen Zustandes Z_{zul} ein sicherer Betriebszustand nicht mehr vorhanden ist, muss vorher eine Instandhaltungsmaßnahme durchgeführt werden. Bei einer Erneuerung nach Variante 1 (qualitativ hochwertig und dem Ursprungszustand gleichwertig) kann ein dem Ausgangszustand zum Zeitpunkt $t = 0$ entsprechender Zustand wieder erreicht werden und der Verlauf der Verschlechterungskurve $b(V1, N)$ entspricht bei gleichbleibenden Bedingungen dem Verlauf der Kurve $b(N)$. Sollte jedoch durch eine "einfache" Instandhaltungsmaßnahme nicht der Ursprungszustand wie bei Variante 1 sondern nur der Zustand Z_2 erreicht werden, dann folgt der Verlauf der Verschlechterungskurve $b(V2, N)$ dem Verlauf der Kurve $b(N)$ ab dem erreichten Zustand Z_2 auf der Kurve $b(N)$. Das heißt, dass sich die Lebensdauer im Verhältnis zum Aufwand nicht wesentlich verlängert.

Je nach Verschlechterungsmechanismus bewirkt die Eingriffsschwelle (ES) bei den Wiener Linien im Bereich der Straßenbahn die Aufnahme in das 2-Jahres-Erneuerungsprogramm bzw. im Bereich der U-Bahn in das Einjahres-Erneuerungsprogramm (gelber/orangefarbener Bereich).

Als Aufmerksamkeitsschwelle (AS) ist jener Schädigungszustand (Verschleißwert, Verschleißvorrat) zu benennen, ab dem ein Gleisabschnitt die Vormerkung im Mehrjahres-Erneuerungsprogramm (Präliminar) erfordert (grüner Bereich).

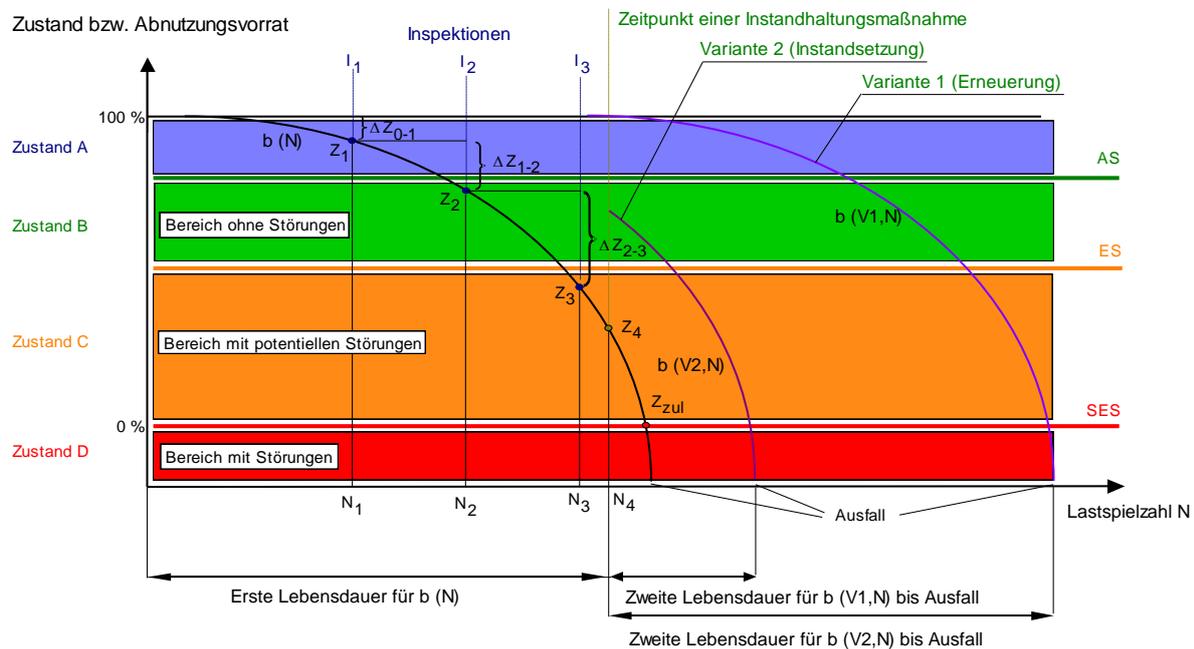


Abbildung 3-5: Modellhafter Verschlechterungsmechanismus bzw. Entwicklung des Abnutzungsvorrates mit Bereichseinteilung und mit Eingriffsgrenzen nach EN 13848-5 nach (Veit 2007 & Schönfelder 2011), b ... Verschlechterungskurve, I ... Inspektion, Z ... Zustand, AS ... Aufmerksamkeitsschwelle, ES ... Eingriffsschwelle, SES ... Soforteingriffsschwelle

3.6. Inspektionsplan (6)

Die technische Inspektion ist die einzige Möglichkeit, den Zustand der Gleisanlagen zu beurteilen und zu bewerten. Die wiederkehrende Inspektion erlaubt es die Veränderung des Zustands der Anlagen zu beobachten und ermöglicht den Anlagenverantwortlichen gezielt in die präventive Instandhaltung einzugreifen und sie zu planen. Die technische Inspektion stellt einen wesentlichen Teil des integrierten Sicherheitsmanagements dar. Im Inspektionsplan sind alle Anlagenteile anzuführen, die überprüft werden müssen. Dabei ist von der Risikoanalyse auszugehen, die Gesetze (z. B. Eisenbahngesetz und Straßenbahnverordnung) sind zu beachten und in den Überprüfungsintervallen zu berücksichtigen.

Die Festlegung des maximal möglichen Inspektionsintervalls kann nach verschiedenen Gesichtspunkten erfolgen:

- Historische Erfahrung
- Empfehlungen der Hersteller
- Restlebensdauer
- risikobasierter Ansatz

Auf Grund der historischen Erfahrungen sind die Intervalle der Überprüfung der Gleisinfrastruktur aus heutiger Sicht sehr konservativ festgelegt. Dies geschah aus verschiedenen Gründen und war in der

Vergangenheit (Unfälle) begründet. In der Zwischenzeit wurden die Qualitäten der Materialien und der Fabrikation verbessert, die Überprüfungsverfahren haben sich weiterentwickelt und der Betrieb hat sich auch den neuen Technologien angepasst.

Im §19a des Eisenbahngesetzes wird gefordert, dass im Verzeichnis gemäß § 40 geführte Personen in einem Zeitraum von jeweils 5 Jahren die Eisenbahnanlagen überprüfen, ob sie hinsichtlich der erlassenen eisenbahnrechtlichen Baugenehmigungs-, Bauartgenehmigungs- und Betriebsbewilligungsbescheiden noch entsprechen. Die Straßenbahnverordnung (auch U-Bahnen fallen im österreichischen Eisenbahngesetz unter Straßenbahnen) verlangt im § 61(3) vom Infrastrukturbetreiber, dass die Oberbauanlagen planmäßig wiederkehrend alle 5 Jahre einer Inspektion zu unterziehen sind. Allerdings wird im § 61(2) gefordert, dass sich die Wartung und Inspektion nach Bauart und Belastung der Betriebsanlagen zu richten hat. Welches Überprüfungsintervall ist also zu wählen, dass ein sicherer Bahnbetrieb gewährleistet wird? Denn täglich werden - wie oben erwähnt - ca. 2,23 Mio. Fahrgäste auf dem Schienennetz befördert.

Viele Hersteller geben für ihre Produkte maximale Überprüfungsintervalle an. Im Bereich der Eisenbahninfrastruktur werden viele Produkte miteinander kombiniert, so dass keine einheitlichen Überprüfungsintervalle angegeben werden können. Auch die Betriebsbelastungen sind unterschiedlich und können sich im Zuge der Lebensdauer ändern.

Die Berücksichtigung der Restlebensdauer für die Bestimmung der Inspektionsintervalle ist ein möglicher Ansatz und wird auch in vielen anderen Ingenieurbereichen angewendet. Dabei wird durch Messen des derzeitigen Zustandes unter Berücksichtigung der bisherigen Veränderung bzw. Verschlechterung auf eine zukünftige Veränderung hochgerechnet und die Restlebensdauer unter Einbeziehung von Toleranzen ermittelt. Dies setzt allerdings eine ausgezeichnete Datenqualität und eine Veränderungsfunktion für den Zustand der Infrastruktur voraus. Nach diesem Modell werden die Inspektionsfristen in Abhängigkeit der Lebensdauer immer in engeren Intervallen eingeteilt je näher der Austauschzeitpunkt herankommt. Dies setzt auch voraus, dass sich die Veränderungsfunktion bis zum Lebensende nicht ändert. Zu beachten ist in diesem Fall für die Eisenbahninfrastruktur, dass die Veränderungsfunktion für jeden Anlagenteil nicht gleich ist und sogar für den gleichen Anlagenteil unterschiedlich sein kann.

Der Schienenverschleiß lässt sich aus heutiger Sicht und mit den bestehenden Methoden für jeden Abschnitt sehr leicht messen und mittels Modellen für die Zukunft hochrechnen. Dadurch ergibt sich für jeden Abschnitt ein bestimmter Lebenszyklus und der Bedarf an Erneuerung der Schienen. Bei der Erfassung von inneren Schienenschädigungen gestaltet sich die Inspektion und Messung schon viel schwieriger, da sie technisch aufwendiger ist. Auch bei der Ermittlung der Restlebensdauer der Schienen sind umfangreiche Kenntnisse des Materials und Eigenschaften des Gleises notwendig um den Lebenszyklus und die Erneuerung der Schienen berechnen zu können.

Die Festlegung der Inspektionsintervalle aus der risikobasierten Sichtweise ist aus mehreren Gründen ein sinnvoller und notwendiger Ansatz für die Instandhaltung von urbanen Gleisen. Einerseits werden durch die aus Inspektionen resultierenden Maßnahmen die Risiken für das Eintreten eines relevanten Schadens gesenkt. Andererseits werden durch die Festlegung langer Inspektionsintervalle die Kosten gesenkt. Aus Sicht des Risikomanagements sollten die Inspektionsfristen sehr eng liegen, wenn das Risiko und die Auswirkungen sehr groß sind und die Intervalle dürfen sehr lang sein, wenn das Risiko und die Folgekosten sehr gering sind. Bei der Auswahl des Inspektionsintervalls ist

auf jeden Fall eine konservative Vorgehensweise zu wählen, um auch zukünftige, nicht berücksichtigte Risiken auszuschließen.

Die technische Inspektion für die Gleisinfrastruktur der Bahnen baut sich in mehreren Stufen auf. Die Inspektionsfristen sind lt. **Tabelle 3-3** festgelegt:

Tabelle 3-3: Inspektionsfristen

	Prüfintervall	Mindestabstand	Maximalabstand
12 x pro Jahr	Mind. Jedes Monat	3 Wochen	6 Wochen
8 x pro Jahr	Mind. Alle 6 Wochen	4 Wochen	9 Wochen
6 x pro Jahr	Mind. Alle 2 Monate	6 Wochen	12 Wochen
4 x pro Jahr	Mind. Alle 3 Monate	2 Monate	4 Monate
2 x pro Jahr	Mind. Alle 6 Monate	4 Monate	8 Monate
1 x pro Jahr *)	Mind. Alle 12 Monate	9 Monate	2 Monate
1 x in 5 Jahren *)	Mind. 1 x in 5 Jahren	50 Monate	71 Monate
1 x in 6 Jahre *)	Mind. 1 x in 6 Jahren	62 Monate	83 Monate

*) Überprüfung muss jedenfalls in den entsprechenden Kalenderjahren erfolgen (z.B. eine Prüfung im Jahr 2007, daher muss bei einer 6-Jahresfrist die nächste Prüfung 2013 erfolgen)

Nach besonderen Vorkommnissen sind zusätzliche Inspektionen bzw. Prüfungen vorzunehmen, um etwaige Beschädigungen an der Infrastruktur feststellen zu können.

Das Inspektions-(Prüf-)Intervall und die Prüfmethode ist in Abhängigkeit von der Bedeutung und den oberbautechnischen Gesichtspunkten der Infrastrukturanlagen zu bestimmen. Für das Gleisnetz der Wiener Linien werden die in der **Tabelle 3-4** Einteilungen vorgenommen. Auf Basis der Risikoanalyse sind das Intervall und der Umfang der technischen Inspektion festgelegt. Die Durchführung der technischen Inspektion wird nach der Rangeinteilung des Streckennetzes und/oder der Prüfzeiten eingeteilt.

Tabelle 3-4: Rangeinteilung des Streckennetzes

Rang	Art des Gleises	Art des Verkehrs	Hinweis
1	alle Tourengleise	Personenverkehr	Gleis 1 + 2, inklusive Gleisverbindungen
2	Neben-, Betriebsgleise	Betriebsverkehr	Alle Gleise ≠ 1 + 2, alle Gleise, die nicht mit Fahrgästen befahren werden
3	Anschlussgleise	Güterverkehr	Gleis mit Anschluss an ÖBB-Gleise

Das Ziel der technischen Überprüfung ist, dass das Intervall hinreichend eng, aber nicht unnötig zu eng ist, rechtzeitig Schäden oder Fehler zu finden, um sie ausbessern zu können und einen sicheren Betrieb zu gewährleisten. Für die Festlegung der Häufigkeit der technischen Überprüfung sind neben den gesetzlichen Auflagen auch das Alter und der Zustand der Anlagen, der Betrieb auf den Anlagen und Überwachungssysteme auf den Anlagen zu berücksichtigen.

Die Wahl der richtigen Inspektionsintervalle stellt auch einen bedeutenden Kostenfaktor dar. Gerade bei großen Netzen können bei sehr dichten Intervallen und unzureichenden Methoden ein hoher Personalbedarf und damit erhöhte Kosten entstehen. Deshalb ist es wichtig, die richtige Methode auszuwählen um die Sicherheit hoch und die Kosten möglichst gering zu halten. Dabei müssen die minimalen Überprüfungsintervalle lt. Straßenbahnverordnung eingehalten werden.

Die periodische Überprüfung der Gleisanlagen soll jedoch in möglichst gleichmäßigen Intervallen durchgeführt werden. Durch den Austausch und die Erneuerung von Anlagenteilen innerhalb des Gleisnetzes ist eine Mischung von verschiedenen Lebensaltern gegeben, die unterschiedliche Überprüfungsintervalle erfordern würde. Auch die Qualität und der Zustand der Anlagen ändern sich in Abhängigkeit des Ortes. Auf Grund der Erfahrungen der letzten Jahre und der Risikoanalyse sind die Inspektionsintervalle lt. **Tabelle 3-5** und **Tabelle 3-6** für die U-Bahn festgelegt worden. Sollte im Zuge der Inspektion, der Auswertung und der Analyse ein dichteres oder längeres Intervall für einen Streckenabschnitt oder Anlagenteil ergeben, sind diese Intervalle im Zuge der Evaluierung festzulegen. Die Prüfmethode (siehe **Tabelle 3-7**) werden in Kapitel 3.7.2 näher erklärt.

Tabelle 3-5: Durchführung der technischen Überprüfung für Gleisanlagen in der U-Bahn

Streckenrang	Prüfmethode / -durchführung	(Mindest-) Prüfintervall	Hinweis
1	Oberbaumesswagen	4x jährlich	Spurweite, Verwindung, Höhe, Schienenprofil
1	Visuelle Prüfung	2x jährlich	Lichtraum, Schotterbett, Schienenbefestigung, und nach Auswertung der Messwagenergebnisse Kontrolle der Spurweite, Verwindung, Höhe und Schienenabfahmung wenn erforderlich, bzw. Messwerte nicht nachvollziehbar bzw. an der Sicherheitsgrenze
1	Visuelle Prüfung	4x jährlich	Weichen und Kreuzungen, Schienenauszugsvorrichtung
1	Ultraschallmessung	1x jährlich	Fehler in und bei Schweißstößen
1, 2, 3	Visuelle Prüfung	1x jährlich	Brems- und feste Prellböcke
1, 2, 3	Hauptuntersuchung	Alle 5 Jahre	für Bremsprellböcke
2	Visuelle Prüfung	2x jährlich	Lichtraum, Schotterbett, Schienenbefestigung, Spurweite, Verwindung, Höhe und Schienenabfahmung
3	Visuelle Prüfung	1x jährlich	Lichtraum, Schotterbett, Schienenbefestigung, Spurweite, Verwindung, Höhe und Schienenabfahmung

Die technische Überprüfung dient auch zum Sammeln zuverlässiger Daten, die den Zustand der Gleisinfrastruktur widerspiegeln. Damit soll sichergestellt werden, dass Veränderungsfunktionen ermittelt werden können, um diese auch für die Bestimmung der Restlebensdauer verwenden zu können. Daher sollen auch Inspektionsmethoden ausgewählt und bevorzugt werden, die möglichst viele und zuverlässige Daten liefern können.

Sinnvollerweise sind Anlagenteile zusammenzufassen, die zum gleichen Zeitpunkt inspiziert bzw. untersucht werden sollen. Es ist dabei zu berücksichtigen, dass gleiche Anlagenteile jedoch unterschiedlichen Betriebsbedingungen ausgesetzt sind. Das bedeutet, dass gleiche Anlagenteile auch unterschiedliche Inspektionsintervalle haben können. Aus organisatorischen und/oder Kostengründen können aber auch engere Inspektionsintervalle bei der Zusammenfassung von Anlagenteile mit kürzeren Inspektionsfristen innerhalb der Gruppe vorhanden seien.

Die technischen Überprüfungen sind jeweils von den Verantwortlichen durchzuführen. Bei den Messwagen Fahrten ist mindestens die Anwesenheit eines Bahnmeisters erforderlich. Die Prüfprotokolle sind durch eine im EisbG § 40 - geführte Person stichprobenartig zu überprüfen. Die visuellen Prüfungen und Begehungen sind zu dokumentieren, allfällige Mängel, die nicht sofort behoben werden können, sind im Prüfprotokoll zu vermerken und dem Verantwortlichen zu melden.

Tabelle 3-6: Durchführung der technischen Überprüfung für sonstige Anlagen

Anlagenkomponente	Prüfmethode/-durchführung	Prüfintervall	Hinweis
Bahnsteigkanten, Haltestellen (Straßenbahn)	Visuelle Prüfung	2x jährlich	Vor und nach Wintersaison, Lichtraum und Beschädigung der Bahnsteigkante und Oberfläche
Fluchtwege	Visuelle Prüfung	2x jährlich	Vor und nach Wintersaison
Böschungen	Visuelle Prüfung	1x jährlich	Im Zuge der zweimal jährlichen Streckenbegehungen,

Das Intervall bzw. die Abstände zwischen den Befahrungen mit dem Oberbaumesswagen und den Begehungen sind so zu wählen, dass der zeitliche Abstand ca. 1,5 Monaten entspricht. Die technische Inspektion ist in einen Instandhaltungsplan einzutragen.

3.7. Effektive und zuverlässige Inspektionen und Ergebnisse (7)

In diesem Kapitel wird die Bedeutung der zuverlässigen Inspektion aufgezeigt. Die verfügbaren Inspektionstechniken für den innerstädtischen Schienenverkehr werden vorgestellt. Zuverlässige Inspektionen sind für den Schienenverkehr sicherzustellen. Dabei müssen die gesetzlichen Vorgaben erfüllt werden und es ist auf die Anforderungen des Rad-Schiene-Systems einzugehen.

Die Gleise haben sowohl die statischen und dynamischen Lasten aufzunehmen und in den Untergrund ohne große Verformungen weiterzuleiten als auch die Aufgabe der Spurführung zu erfüllen. Die Stationen und Haltestellen müssen einen sicheren Zu- und Abgang der Fahrgäste zu und von den Fahrzeugen gewährleisten. In der risikobasierten technische Inspektion der Gleisanlagen und deren Nebenanlagen sind geeignete Prozesse festgelegt um die Beurteilung der Anlagen feststellen zu können. Anschließend sind Maßnahmen rechtzeitig zu treffen, sie wirtschaftlich zu warten und instand zu halten und Risiken zu minimieren (siehe DIN 31051).

Um den Anforderungen des Eisenbahngesetzes und der Straßenbahnverordnung zu genügen und die Betriebssicherheit der Oberbauanlagen zu gewährleisten sind Inspektionen in einem regelmäßigen Intervall notwendig, damit Fehler und Schäden an den Oberbauanlagen rechtzeitig gefunden

und die Wartungsarbeiten ausgeführt werden können. Zur Inspektion der Gleisanlagen gehören regelmäßige Messwagenfahrten für die geometrische und Schienenprofilierung des Gleises, Ultraschallmessungen um Risse in den Schienen festzustellen, Oberflächenmessungen um Oberflächenunregelmäßigkeiten zu finden, regelmäßige händische Messungen und augenscheinliche Überprüfungen, Untersuchungen und Prüfungen an den Gleisen, Weichen und Kreuzungen. Dazu zählen auch die Qualifikation des Personals und die Klassifikation der Messungen.

Die technische Inspektion bei den Wiener Linien dient dazu, nicht nur Mängel, Fehler oder Schäden an den Infrastrukturanlagen aufzuzeigen, sondern auch die Qualität der Infrastruktur darzustellen. Falls bei der periodischen technischen Inspektion ungewöhnliche Fehler oder Schäden auftreten, sind besondere Inspektion oder Untersuchung durchzuführen. Bei Auftreten von Rollkontakt-Ermüdungsrissen muss ein Bruchkontrollplan erstellt werden. In diesem Bruchkontrollplan soll nicht nur die Lebensdauer der Anlagen durch das Vorhandensein von Rissen berücksichtigt werden, sondern es sollen weitere Maßnahmen gesetzt werden. Diese können z. B. zu intensiveren Inspektionen führen oder zur Auffindung der Ursachen für Verschlechterungen führen. Die Kosten für einen Austausch der fehlerhaften Schienen sollen den zusätzlichen Kosten für eine intensivere Inspektion oder Untersuchung gegenübergestellt werden.

Der Bruchkontrollplan basiert auf den Theorien der Bruchmechanik (unter anderem dem Risswachstumsgesetz von Paris), die bei wechselnder Beanspruchung und vorhandenen Rissen in Bauteilen angewendet werden (Barsom 2006). Im Bereich des konstruktiven Ingenieurbauwes, wie zum Beispiel bei Verkehrsbrückenbauwerken, Wasserbauwerken oder beim Kernkraftwerkbau und Flugzeugbau wird diese Theorie schon als „Stand der Technik“ angewendet. Im österreichischen Eisenbahnbau finden diese Theorien erst in geringem Umfang eine praktische Anwendung (in USA seit 1973, z.B. Orringer). Speziell Rollkontakt-Ermüdungsrisse auf der Schienenoberfläche können die Lebensdauer bzw. die sichere Funktion der Schiene ungünstig beeinflussen.

Am Beispiel des Bruchkontrollplanes soll aufgezeigt werden, wie mit zukünftigen Schäden umzugehen ist. Es genügt eben nicht, wie bereits angemerkt nur die Schäden zu beseitigen, es muss vielmehr auch untersucht werden, wie die Schäden entstanden sind und wie sie sich weiterentwickelt haben.

3.7.1. Zustandserfassung - der Prozess der technischen Inspektion

So wie alle Prozesse der Instandhaltung, so unterliegt auch die Technische Inspektion den wirtschaftlichen Gesichtspunkten. Das Eisenbahnunternehmen ist lt. § 19(1) verpflichtet die Anlagen unter der Berücksichtigung der Sicherheit, der Ordnung und der Erfordernisse des Betriebes auf der Eisenbahn zu erhalten und nach Maßgabe der Rechtsvorschriften zu betreiben und notwendige Vorkehrungen dafür zu treffen. Das bedeutet, dass durch geeignete Inspektion sicherzustellen ist, dass die Gleisanlagen diese Anforderungen erfüllen.

Weiters hat das Eisenbahnunternehmen lt. § 39c ein Sicherheitsmanagement einzuführen oder es muss lt. § 19(1) alle 5 Jahre von einem externen Begutachter überprüfen lassen, ob alle Anlagen noch den gesetzlichen Auflagen entsprechen.

Aufgrund der gesetzlichen Rahmenbedingungen ist nicht nur zu gewährleisten, dass die Anlagen die gesetzlichen Erfordernisse erfüllen, sondern es ist auch zu dokumentieren, dass die gesetzli-

chen Erfordernisse erfüllt werden. Die wiederkehrenden Prüfungen lt. § 19a müssen auch Vorschläge für die Beseitigung von festgestellten Mängeln umfassen. Daraus ist die Wartung, Reparatur, Instandsetzung und Erneuerung bzw. das Präliminar der Gleisanlagen zu entwickeln.

Auf Basis der Risikoanalyse soll die technische Inspektion der Gleisanlagen in erster Linie Fehler und Schäden an den Anlagen finden um rechtzeitig Wartungs- und Instandhaltungsmaßnahmen treffen zu können und Schäden an Personen, Fahrzeugen und Anlagen zu verhindern. Es müssen alle sichtbaren und noch nicht sichtbaren Schäden erkannt werden, die ein unzumutbares Risiko in sich bergen. Speziell innere Ermüdungsschäden, die von außen nur schwer zu erkennen sind, können wie in den vorangehenden Kapiteln ersichtlich, zu unerwarteten Bruchvorgängen führen und bei den Schienen ein hohes Risikopotenzial in sich bergen. Daher müssen auch dementsprechende Inspektionsmethoden (z. B. Ultraschall) eingesetzt werden, um die kritischen Bereiche rechtzeitig zu finden.

Um die risikobasierten Prinzipien anzuwenden, sind die Häufigkeit, die Art und der Umfang der Untersuchungen zu bestimmen. Dabei sollen folgende Informationen vorliegen:

- möglicher Verschlechterungsmechanismus in Abhängigkeit von der Belastung (des Betriebes),
- Anlagenteile, die anfällig für Abnutzung, Fehler und Verschleiß sind (Weichen, enge Gleisbögen),
- mögliche Arten von Abnutzung, Fehler, Verschleiß und Schädigung (Ermüdung zufolge wechselnder Belastung),
- Wahrscheinlichkeit von Schädigung durch den zukünftigen Betrieb (Erhöhung des Intervalls, Fahrzeuggewicht und –konfiguration),
- voraussichtlicher Trend (z.B. Ermüdungsversagen und Verschleiß),
- Auswirkung von Fehlern und
- Risikokategorie oder Risikoklassifizierung.

Vor Inbetriebnahme der Anlagen ist eine Abnahme (Abnahmeprotokoll) durchzuführen, die feststellt, dass alle Anlagenteile in einem mit den Lieferbedingungen konformen Zustand geliefert und eingebaut worden sind. Die Erstabnahme erfüllt auch den Zweck, den "Urzustand" zu dokumentieren um die zukünftigen Messungen mit der „Nullmessung“ vergleichen zu können.

Die erste Inspektion nach Inbetriebnahme ist besonders wichtig, da sie einen Maßstab für die Qualität der Anlagen unter Betrieb darstellt und alle folgenden Messungen mit dieser verglichen werden können und sollen.

3.7.2. Inspektionsmethoden

In der folgenden und für die Wiener Linien erweiterten **Tabelle 3-7** nach (Köstermann et al. 2007) sind für jeden Inspektionseinsatz die Prüfmethode mit der Prüfdurchführung, Prüfgeräte und die zu erkennenden Fehler aufgelistet. Dabei sollen vermehrt auch Diagnosesysteme zum Einsatz kommen, die die Funktionalität von Anlagenteile während des Betriebes dokumentieren können. Eventuell auftretende Fehler können dadurch rechtzeitig vor Betriebsausfall behoben werden.

Strukturelles Sicherheits-Management

Tabelle 3-7: Prüfmethode für die Gleisinfrastruktur

Prüf- methode	Prüfdurchführung	Prüfgeräte	Erkennbarer Fehler
Visuelle Prüfung	Gleisbegehung	Keine	Eingeschränkter Licht- und Sicherheitsraum, fehlende bzw. mangelhafte Schienenbefestigung, vermorschte Schwellen, fehlendes Schotterbett, rutschende Böschungen, Schäden an Oberflächenbefestigung (auch Haltestellen Straßenbahn), Entwässerungseinrichtungen, äußere Schienenschäden: Risse (speziell bei aluminothermischen Schweißungen), Abplatzungen, Ausbrüche, Korrosion, Verschleiß
	Gleisbegehung	Foto-, Videokamera	Äußere Schäden, Lichtraumprofil
	Gleisbegehung	Fernglas	Gleisgeometrie
	Gleisbegehung	Lupe	Oberflächenfehler
	Gleisbegehung	Wasserwaage	Überhöhung, Lage
Mechanische Messung	Gleisbegehung	kombinierte Spurlehre, Weichenlehre, Lehren	Spurweite, Rillenbreite, Rillentiefe, Aufkeilweite, Leitweite
	Gleisbegehung	Gleismessgerät,	Gleisgeometrie, Spurweite, Überhöhung
	Gleisbegehung	Drehmomentenschlüssel	Schienenbefestigung, Laschenverbindungen, Verschraubungen der Herzstücke
	Gleisbegehung	Schienenprofilmessgerät	Schienenkopprofil, Verschleiß, Überwalzung
	Gleisbegehung	Wirbelstrommessgerät	Oberflächennahe Fehler: Risse
	Gleisbegehung	Magnetpulverprüfung	Oberflächennahe Schienenfehler: Risse
	Gleisbegehung	Farbeindringprüfung	Risse, Oberflächenschäden
Mechanische Gleismessung	Gleisbefahrung	Gleismesswagen, Lasermessung, Inertialsystem	Verschleiß, Schienenprofil, Schienen-einbauneigung, Gleisgeometrie, Spurweite, Überhöhung, Verwindung
	Gleisbefahrung	Ultraschall	Innere Schienenfehler: Risse, Brüche
	Gleisbefahrung	Ebenheitsmessgerät	Äußere Schienenfehler: Riffeln, Schlupfwellen, Schweißstöße
	Gleisbefahrung	Videokamera	Lichtraumprofil, Gleisoberfläche
Diagnosesystem	Laufende Diagnose	Sensoren, Analysesoftware	Weichendiagnose
	Laufende Diagnose	Sensoren, Analysesoftware	Schienenanzugsvorrichtung
	Laufende Diagnose	Sensoren, Analysesoftware	Schientemperatur und -spannung

Laborunter-suchungen	Prüfung im Labor	Mikroskop, Elektro-nenmikroskop, Zug-versuch	Materialfehler, Herstellungsfehler, Verarbeitungsfehler
	Prüfung im Labor	Schwingversuche	Ermüdungsverhalten

In der nachfolgenden **Tabelle 3-8** sind die Vor- und Nachteile sowie die Wirtschaftlichkeit der jeweili-gen Inspektionsmethode aufgelistet:

Tabelle 3-8: Wirtschaftlichkeit der Prüfmethode

Prüfmethode	Prüf-durchführung	Vorteil / Nachteil, Messqualität	Wirtschaftlichkeit
Visuell	Gleisbegehung	Qualität abhängig vom Begeher	Zeit- und Personalintensiv
	Händische Mes-sungen	Nur im unbelastetem Zustand möglich	Zeit- und Personalintensiv
Gleismesswagen	Befahrung	Messung im belaste-ten Zustand, hohe Messqualität	Hohe Investitionskosten, schnelle Durchführung mit gleichzeitig viel Daten, eventu-ell Nachbearbeitung notwendig, bei Fremdvergabe nur laufende Kosten
Diagnosesysteme	Weichendiagno-sesystem	Schnell, genau, im belasteten und unbe-lasteten Zustand, zustandsbezogene Instandhaltung mög-lich	Event. hohe Investitionskosten

3.8. Analyse, Auswertungen und Bewertung der techni-schen Inspektion (8)

Den Abschluss der Technischen Inspektion bildet die Auswertung und Analyse der Messdaten und die Erstellung eines Reportes, der nach jeder technischen Inspektion zu erstellen ist. Die Ergebnisse der laufenden technischen Überprüfungen sollen den Istzustand der Gleisinfrastrukturanlagen liefern. Dafür müssen zuerst die Ergebnisse auf Plausibilität überprüft werden. Der Vergleich mit den Ergeb-nissen der letzten technischen Überprüfung zeigt die Veränderung seit der letzten Überprüfung. Das Ergebnis liefert die Grundlage für die Entscheidung, ob die Anlagen bis zur nächsten Überprüfung ohne Instandhaltungsmaßnahmen in Betrieb gelassen werden können oder ob Wartungs- oder In-standhaltungsmaßnahmen getroffen werden müssen.

Die Basis für die technische Inspektion des Gleises sind die Messungen des Gleismesswa-gens, der den Seitenverschleiß der Schienen, der den Höhenverschleiß der Schienen, die Spurbwei-chung, die Überhöhung und Verwindung, den Schienenflankenradius der Fahrkante, die Schienennei-gungen misst (siehe Anhang F, Abbildung F-2 bis F-8). Durch den anschließenden überlappenden Auswertungsprozess wird das Ergebnis für Gleisabschnitte von Station bis Station - z. B. für die Über-

sichtsdarstellung der Auswertung der Messergebnisse des U-Bahn-Abschnittes von der Station Landstraße bis zur Station Stubentor - (siehe **Abbildung 3-6**) von Station bis Station grafisch und farblich darstellt (siehe Anhang F, Abbildung F-1).

Speziell auf die Verschlechterungsmechanismen, die für das Rad-Schienen-System von großer Bedeutung sind, ist Augenmerk zu legen. Die Verschlechterung der Gleisanlagen durchläuft im Zuge des Betriebes verschiedene Zustandsbereiche (A bis D), die durch die AS, ES und SES begrenzt sind. Die Bereiche der Zustände werden in den vier Farben dargestellt: blau (Zustand A), grün (Zustand B) = Überschreitung der AS, gelb/orange (Zustand C) = Überschreitung der ES und rot (Zustand D) = Überschreitung der SES (siehe **Abbildung 3-4** und **Abbildung 3-5**). Diese vier Farben charakterisieren den Zustand jedes Gleisabschnittes. Aus der zeitlichen Entwicklung der Zustände lassen sich die Entwicklungen der Verschlechterungen rasch erkennen.



Abbildung 3-6: Ausschnitt aus einer Übersichtsdarstellung der Auswertung der Messergebnisse (siehe Anhang F) mit einer farblichen Zuordnung der Messwerte, grün (Zustand B) = Überschreitung der Aufmerksamkeitsschwelle (AS), gelb/orange (Zustand C) = Überschreitung der Eingriffsschwelle (ES) und rot (Zustand D) = Überschreitung der Soforteingriffsschwelle (SES)

Es kann z.B. aus den Schienenverschleißmessungen (siehe **Abbildung F-2** bis **Abbildung F-4** in Anhang F) der Bedarf der Schienenerneuerungen für die Folgejahre berechnet und grafisch ausgegeben werden (siehe **Abbildung 3-7**).

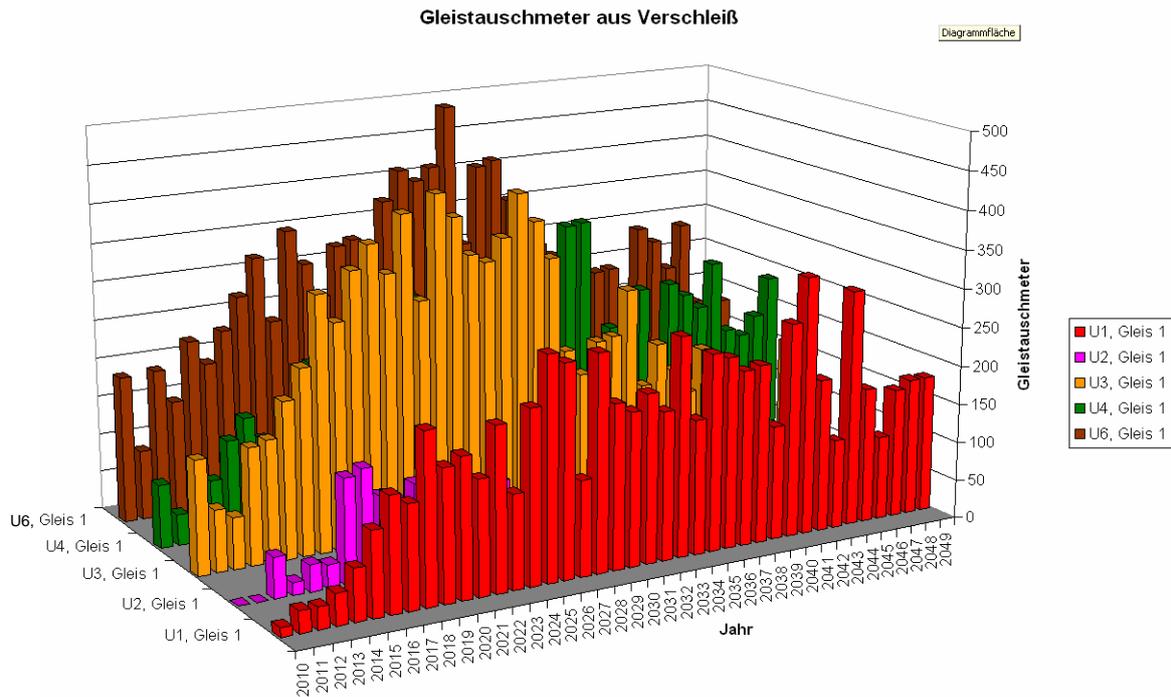


Abbildung 3-7: Übersicht über den Bedarf der Schienenerneuerungen des Gleises 1 der U-Bahn-Linien U1, U2, U3, U4 und U6

3.9. Planung und Durchführung der Instandhaltungsmaßnahmen und anschließende Rückmeldung (9)

3.9.1. Effiziente Instandhaltungsprozesse (9a)

Die Durchführung der Instandhaltungsmaßnahmen wie Wartung, Reparatur, Austausch oder Erneuerung ist das Ergebnis der Messungen der Inspektion und deren Bewertung. Diese Maßnahmen sind zeitmäßig so zu planen, dass sie vor Erreichen der Soforteingriffsschwelle (SES) bzw. des Zustandes D durchgeführt und abgeschlossen werden können (siehe **Abbildung 3-4** und **Abbildung 3-5**).

Wenn Reparatur- und Wartungsarbeiten durchgeführt werden, kann die Ausführung der Arbeiten unter Umständen ein zusätzliches Risiko darstellen. Die Ausführung der Arbeiten sollte daher mindestens dem Standard der Neuherstellung (Stand der Technik) entsprechen und von kompetenten Personen ausgeführt bzw. überwacht werden. Speziell bei Schweißarbeiten an den Schienen, Weichen und Kreuzungen ist besonders auf die Einhaltung der Schweißparameter, wie z.B. die Vorwärmung zu achten.

Der Austausch von Systemteilen muss mindestens den Anforderungen bei der Neuherstellung entsprechen. Alle Informationen, die sich auf die Reparatur oder Änderung bezieht, sollten in die Dokumentation einbezogen werden und für die Überprüfung durch das Prozessteam verfügbar sein. Diese Informationen sollte als ein Minimum Zeichnungen, Berechnungen, Werkstoffbescheinigungen, Schweißverfahren und Details von Gründen für Reparatur oder Änderung umfassen.

Das Sicherheits-Management für die Instandhaltung von Urbanen Gleisanlagen erfordert gut abgestimmte und geschulte Teammitglieder. Innerhalb des Teams sind die Kompetenzen und Verantwortung klar geregelt und abgegrenzt. Innerhalb der Abteilung Bahnbau bedeutet dies, dass die Verantwortung für die zeitliche Planung und Durchführung der Prozesse beim jeweiligen Streckenverantwortlichen (Bahnmeister, Oberbahnmeister, Streckenmanager) liegt. Die Koordinierung und strategische Planung der Prozesse erfolgt innerhalb der Abteilung durch den jeweiligen Prozessmanager, der gleichzeitig auch Stellvertreter des Streckenmanagers ist.

Voraussetzung für eine wirtschaftliche Instandhaltung ist die Umsetzung der LCC/RAMS-Theorie, die dem Regelkreis PLAN - DO - CHECK - ACT folgt. Erst die Betrachtung der Kosten über den gesamten Lebenszyklus eines Gleisabschnittes bestätigt den Erfolg oder Misserfolg der Instandhaltungsstrategie unter den jeweiligen Betriebsbedingungen. Diese Kosten beinhalten die Planungs-, Errichtungs-, Instandhaltungs- und die Ausbau- bzw. Erneuerungskosten einer Anlage. Dabei treten vor allem im Laufe der Lebensjahre immer höhere Instandhaltungskosten auf. Gerade hochbelastete Systemkomponenten verursachen verstärkte Instandhaltungsmaßnahmen und damit erhöhte Kosten. Andererseits können minderwertige Systemkomponenten, die eine geringere Lebensdauer aufweisen als die darüber eingebauten Hochwertigen, höhere Instandhaltungsmaßnahmen verursachen (altbrauchbare Holzschwellen unter HSH-Schienen).

Eine Senkung der Lebenszykluskosten lässt sich nur verwirklichen, wenn die Lebenszyklen der einzelnen Komponenten verlängert und aufeinander abgestimmt werden können. Es nützt z. B. nicht sehr viel, nur die Lebensdauer der Schienen zu erhöhen, wenn die Lebensdauer der Schwellen kürzer als die der Schienen ist und der Unterbau eine noch geringere Lebensdauer aufweist und in kürzeren Intervallen bearbeitet bzw. getauscht werden muss. Eine wesentliche Erhöhung der Lebensdauer der Bettung senkt allerdings erheblich die Lebenszykluskosten des Gesamtsystems Gleis, wenn auch die Schienen öfter zu erneuern sind. Wenn nun die Lebensdauer der Schienen durch geeignete Maßnahmen (Qualität, Schleifen und Reprofilieren) erhöht werden kann, werden natürlich die Lebenszykluskosten für das System Gleis dadurch auch verbessert.

Die Erfahrung nach (Veit 2007) für Fahrwege der Eisenbahn besagt, dass sich ein qualitativ guter Fahrweg besser verhält, d. h. geringeren Verschleißerscheinungen unterliegt, als ein qualitativ geringwertiger. Damit wird die aktuelle Verschlechterungsrate eines Fahrweges von einer aktuellen Qualität bestimmt. Dieser Zusammenhang lässt sich mit der einfachen Differentialgleichung

$$\frac{dQ}{dt} = -b \cdot Q \quad (3-1)$$

beschreiben. Die Lösung dieser Differentialgleichung ergibt einen exponentiellen Qualitätsverlauf

$$Q = Q_0 \cdot e^{-b \cdot t} \quad (3-2)$$

mit der aktuellen Qualität Q , der Qualität Q_0 zum Zeitpunkt $t = 0$ (entspricht der Ausgangsqualität, z. B. nach Abklingen der Anfangssetzungen), b der Verschlechterungskoeffizient und der Zeit t . Diese Zusammenhänge lassen sich auch im innerstädtischen Gleisnetz der Straßen- und U-Bahn beobachten.

Der klassische Regelkreis "PLAN - DO - CHECK - ACT" beginnt bei der Instandhaltung der Anlagen allerdings nicht mit "PLAN" sondern mit "CHECK", da zuerst der Zustand der Anlagen durch Inspektion beurteilt werden muss. Die Bedeutung und Ausführung dieses Schrittes wurde im Kapitel

3.6 bis 3.7 beschrieben. Der Schritt "ACT" kann mit dem Kapitel 3.8 gleichgesetzt werden, bei dem es um die Auswertung und Bewertung der gemessenen und umfangreichen Daten geht. PLAN heißt die Instandhaltungsmaßnahmen zu planen. Der prozessorientierte Ansatz, wie er in Kapitel 3.3 beschrieben wurde, hat sich schon seit Jahren bewährt. Das Planen der Instandhaltungsmaßnahmen erfordert viel Wissen der Mitarbeiter über die Anlagen. Diese Maßnahmen umfassen die Wartungen, Reinigungen, Reparaturen, Instandsetzungen und Erneuerungen (Präliminar) der Anlagen. Die Planung der Instandhaltungsmaßnahmen erfordert gerade im innerstädtischen Schienenverkehr hohe Flexibilität hinsichtlich erforderlicher Betriebseinschränkungen, Wünsche der Bezirke und Polizei sowie Kapazitäten bei eigenem Personal. Die Umsetzung ("DO") des Instandhaltungsmaßnahmenplanes erfolgt prozessorientiert und zustandsorientiert.

Voraussetzung für eine wirkungsvolle Steuerung der Instandhaltung ist die Auftragsrückmeldung und Dokumentation nach strukturierten Protokollen (Qualitätsmanagement) im Datenbanksystem. Die erfassten Daten im Hintergrund erlauben es in Zukunft, wenn die technischen mit den kaufmännischen Daten verknüpft sind, aussagekräftige Lebenszyklen und Lebenszykluskosten zu ermitteln. Durch Integration von Betriebsdaten und Fahrzeugdaten mit der Fahrwegdatenbank sollen in Zukunft Prognosen über die Restlebensdauer von Anlagenteile und Simulationen der Interaktion zwischen Fahrweg und Fahrzeug ermöglicht werden.

3.9.2. Überarbeiten und optimieren der Prozesse, Anlagen und Lebenszykluskosten (9b)

Obwohl die Aufgabe von Instandhaltungsarbeiten die Beseitigung von Fehler und Schäden an den Gleisanlagen ist, soll nicht darauf vergessen werden, dass durch jede Instandhaltungsarbeit auch eine Verbesserung der Lebenszykluskosten erzielt werden soll. Dabei soll auch die Reihenfolge diese Grundsätze beachtet werden:

- Optimierung der Prozesskosten,
- Optimierung der Systemkomponenten des Fahrweges,
- Optimierung der gesamten Lebenszykluskosten und
- Optimierung des Gesamtsystems durch Einbeziehung der Fahrzeugtechnik.

Damit soll die Effektivität und Zuverlässigkeit der Inspektionen und die Instandhaltungsmaßnahmen sowie ihrer Ergebnisse verbessert werden.

3.9.3. Gleiszustandsbericht (9c)

Nachdem im Rahmen des Sicherheitsmanagements der Zustand des Gleisnetzes erfasst, dokumentiert und bewertet wurde, muss, um den Regelkreis "CHECK - ACT - PLAN - DO" abschließen zu können, ein Gleiszustandsbericht (Report) ausgearbeitet werden. Mit diesem Gleiszustandsbericht soll nicht nur die Planung und Ausführung zukünftiger Instandhaltungs- und -setzungsmaßnahmen sowie umfangreiche Erneuerungsmaßnahmen optimiert werden können, sondern auch einen Überblick über den Zustand des Gleisnetzes aus Sicht eines Qualitätsmanagement- bzw. Sicherheitsmanagementsystems gegeben.

Der Gleiszustandsbericht, der aus drei Teilen besteht - die Grundlagen bzw. Rahmenbedingungen, der Gleiszustand und die Maßnahmen, soll einen umfassenden Überblick über den Zustand und eine Vorausschau über zukünftigen Erneuerungsmaßnahmen der Gleisanlagen geben. Der erste Teil soll die Grundlagen und Rahmenbedingungen, wie z.B. der Umfang des Gleisnetzes, die Belastungen, der Umfang und die eingesetzten Messmethoden, etc. Im zweiten Teil sollen die statistischen Größen des Netzes, der Umfang der Inspektionen (Messungen, Begehungen, etc.) aus dem Inspektionsplan, die Auswertungen von Messungen und Beurteilungen, die Veränderungen gegenüber dem Vorjahr und Bewertungen der Auswertungen dargestellt werden. Im dritten Teil sollen alle umfassende Maßnahmen aus dem Vorjahr und alle zukünftigen aus den Bewertungen der Auswertungen geplanten Maßnahmen zusammengestellt werden.

Ein Beispiel für den zweiten Teil des Berichtes zur Beurteilung der Gleisinfrastruktur der Wiener Linien bezüglich folgender Punkte kann sein:

- (1) Spurführung
- (2) Oberflächenbefestigung (Straßenbahn)
- (3) Trassierung
- (4) Oberbau (Tragfähigkeit, Erschütterung)
- (5) Weichen und Kreuzungen
- (6) Gleisabschlüsse
- (7) Schienenauszugsvorrichtungen
- (8) Lichtraum und Gefährdungsbereich
- (9) Entwässerungen
- (10) Böschungen und
- (11) Haltestellen.

Grobe Mängel sind mit Angabe des Umfanges, der Linienbezeichnung und Örtlichkeit anzugeben.

Im dritten Teil des Berichtes sind z. B. die vorgeschlagenen Instandsetzungs- und Erneuerungsmaßnahmen anzuführen, unter Angabe der:

- Linie
- Örtlichkeit
- von km bis km (Weichenummer, Querstraße oder Hausnummer)
- Geplante Maßnahme
- Gründe für die Maßnahme (Beseitigung von Mängeln)
- Dringlichkeit der Maßnahme (Beginn und Ende der geplanter Erneuerung) und
- letzten Maßnahmen (Instandhaltung, Erneuerung, Instandsetzung).

3.10. Überarbeiten der Anlagendaten, Risikoanalyse und Inspektionsplan (10)

Die Fahrwegdatenbank soll nach Instandhaltungsmaßnahmen, die Änderungen an den Anlagen bewirkt, aktualisiert werden. Dies ist wiederum die Basis für die nächste Risikobeurteilung, Inspektion und Instandhaltung. Dies soll jedenfalls erfolgen, wenn alte verschlissene durch höherwertige Systemkomponenten mit besseren Eigenschaften ersetzt werden.

Die Rückmeldung der Änderung der Anlagen in die Fahrwegdatenbank stellt wiederum die Basis für die neue Inspektion und Risikoanalyse dar. Der ganze Prozess kann nie als vollständig betrachtet werden und das laufende Management der Risiken während des Lebenszyklus der Anlagen stellt einen wesentlichen Bestandteil des Sicherheits-Managements dar.

3.11. Evaluierung des integrierten Sicherheits-Managements für die Instandhaltung von urbanen Gleisen (11)

Der Prüfung und Beurteilung der Ergebnisse und Betriebseignung folgend, sollte das Prozessteam sich laufend treffen und die von der Prüfung erhaltenen neuen Informationen überprüfen und das Risiko eines Schadens oder Ausfalls wieder beurteilen. In Betracht gezogen werden sollte die Wirkung von gemachten Reparaturen oder der vorgeschlagenen Änderungen an einer Systemkomponente der Betriebsanlagen.

Für den Nachweis eines effizienten Sicherheits-Managements für die Instandhaltung von urbanen Gleisen ist auch eine wiederkehrende Evaluierung des Prozesses Sicherheits-Managements notwendig (Schritt 3).

Das Prozessteam soll überprüfen, ob sich die Einschätzung der Risiken aufgrund einer Änderung des Zustandes der Anlagen geändert hat. Im Besonderen sollte das Team überprüfen, ob die Wirkung der ergriffenen Maßnahme infolge der vorherigen Inspektions- und Risikobeurteilungen, wie beabsichtigt gewesen ist.

Der Beurteilungsprozess des Risikos ist dann erfolgreich, wenn die eingeschätzten Auswirkungen durch die Maßnahmen eingetreten oder noch besser ausgeblieben sind. Wenn sich der Zustand bedeutend davon unterscheidet, dann sollte das Risiko neu bewertet und/oder andere Maßnahme getroffen werden.

Während der Evaluierung des Risikoprozesses ist es wesentlich, vorherige Inspektionsverfahren und Pläne zu überprüfen. Er erfolgt nach einem schriftlichen Plan, Berichte und Erfahrungen der Mitglieder sollen aufgenommen werden.

4. SCHIENENBRÜCHE ZUFOLGE ROLLKONTAKT-ERMÜDUNG

Die Beanspruchung der Gleise durch den Rollkontakt der Fahrzeuräder induziert eine Vielzahl von Schädigungen an und in den Schienen. Verschleiß, Plastifizierung, Schädigung durch Rollkontaktermüdung mit Materialzerrüttung und Ausbrüchen sowie Ermüdungsrissausbreitung treten nie alleine auf, immer führt eine Kombination dieser Schädigungen zu einer Verringerung der Lebensdauer.

Neben der Fahrzeugflotte, die bei der Wiener U-Bahn prinzipiell aus drei Fahrzeugtypen besteht, beeinflusst die Ausführung und die Instandhaltung der Gleisinfrastruktur das Schädigungsbild an den Schienen. In den folgenden Kapiteln wird daher auf die Einflüsse und der Mechanismen, die zur Rollkontaktermüdung und letztlich zum Schienenbruch führen näher eingegangen.

Zuerst werden im Kapitel 4.1 die Fahrzeugtypen und die Fahrzeuglasten der Wiener U-Bahn behandelt. Das Kapitel 4.2 befasst sich dann mit den verschiedenen Beanspruchungen der Schienen zufolge der Fahrzeuglasten.

Im Kapitel 4.3 wird ein kurzer Überblick über die Tribologie und den Rollkontakt zwischen Rad und Schienen gegeben. Das Kapitel 4.4 zeigt die progressive Schädigung der Schiene, von den ersten Rollkontakt-Ermüdungsrissen bis zu den Ausbrüchen an der Oberfläche und das Wachsen der Risse in den Schienenkopf hinein.

Mit Hilfe der linear-elastischen Bruchmechanik wird dann im Kapitel 4.5 das Wachstum eines Oberflächenrisses in den Schienenkopf hinein erklärt und im Kapitel 4.6 das Risswachstum anhand von 5 evolutionären Modellen berechnet. Aufbauend auf den Konzepten der Festigkeitslehre und der Bruchmechanik im Kapitel 4.7 und den Verschlechterungsmechanismen durch Verschleiß und/oder Risswachstum im Kapitel 4.8 wird in Kapitel 4.9 ein Bruchkontrollplan für das innerstädtische U-Bahnnetz erstellt.

4.1 Fahrzeugtypen und Fahrzeuglasten

Bei der U-Bahn in Wien werden Fahrzeuge vom Typ U, U2, U11 und V eingesetzt. Neben dem Design und der Ausstattung unterscheiden sie sich im Wesentlichen durch den Antrieb und die Radsätze im Drehgestell. Der Zugverband bei den Typen U, U2 und U11 besteht aus 3 Doppeltriebwagen mit Antrieben auf allen Achsen (siehe **Abbildung 4-1**).

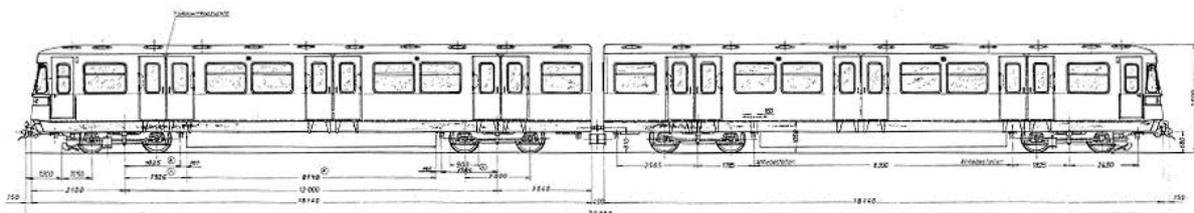


Abbildung 4-1: Doppeltriebwagen der Type U, U2 und U11 bei der Wiener U-Bahn

Strukturelles Sicherheits-Management

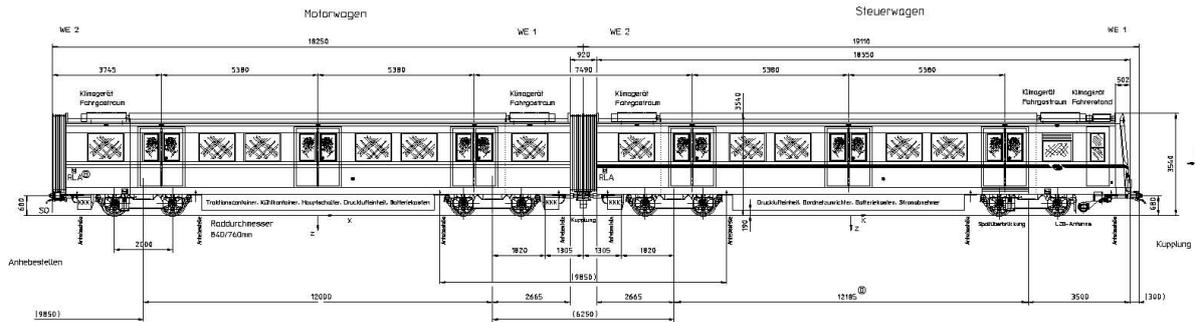


Abbildung 4-2: Motor- und Steuerwagen der Type V bei der Wiener U-Bahn

Die U- und U2-Fahrzeuge besitzen starre Radsätze im Drehgestell, während die U11-Fahrzeuge lenkbare Radsätze in den Drehgestellen (Scheffeldrehgestelle) besitzen. Die Gesamt- und Achslasten der Fahrzeuge sind aus **Tabelle 4-1** ersichtlich. Der U-Bahn-Zug der V-Type besteht aus 2 Steuerwägen an den Enden und 4 Motorwagen dazwischen mit lenkbaren Radsätzen in den Drehgestellen. Die Steuerwägen sind nicht angetrieben. (siehe **Abbildung 4-2**). Die Gesamt- und Achslasten der Fahrzeuge sind aus **Tabelle 4-2** ersichtlich:

Tabelle 4-1: Gesamtgewicht und Achslasten der Wagen der Type U, U2 und U1

		Gesamt [to]	Achse / Rad [to]
Halbwagen	Leer	29,00	7,25 / 3,63
Halbwagen	Max.	43,86	10,97 / 5,48
Halbwagen	Mittel	38,80	9,70 / 4,85

Tabelle 4-2: Gesamtgewicht und Achslasten der Wagen der Type V

		Gesamt [to]	Achse / Rad [to]
Steuerwagen	Leer	23,5	5,88 / 2,94
Steuerwagen	Max.	39,7	9,93 / 4,97
Steuerwagen	Mittel	34,3	8,58 / 4,29
Motorwagen	Leer	28,9	7,23 / 3,62
Motorwagen	Max.	45,8	11,45 / 5,73
Motorwagen	Mittel	40,17	10,04 / 5,02

Der Wiener U-Bahn-Betrieb ist so wie in den anderen internationalen Städten geprägt durch ein sehr dichtes Intervall, von bis zu 2 Minuten in den Stoßzeiten und bis zu 10 Minuten in den Morgen- und Abendstunden. Das führt zu einer sehr hohen Anzahl von Belastungskollektiven, von ca. 265 Zügen pro Tag, Linie und Richtung, dies entspricht ca. 96.725 Zügen pro Jahr. Mit 24 Achsen pro Zug führt das zu ca. 2,32 Mio. Lastwechsel (Achsen) und bis zu 23,21 Mio. Achstonnen pro Jahr. Zu diesen hohen Lastwechseln kommen noch die hohen und immer am gleichen Ort stattfindenden Beschleunigungen (1,0 m/s²) und Bremsverzögerungen (1,2 m/s²) und Geschwindigkeiten bis zu 80 km/h. Diese

verursachen hohen Verschleiß und Materialermüdung auf der Schienenoberfläche. Enge Bogenradien im innerstädtischen Bereich (bis zu 100 m Radius) führen zu starken Seitenverschleiß an den äußeren und zu Riffel- und Schlupfwellenbildung bzw. Höhenverschleiß an den inneren Schienen.

Die immer gleich bleibende Fahrzeugflotte und der immer gleich bleibende Betriebszustand verursacht im Kontaktgebiet zwischen Rad und Schiene Materialermüdung auf der Schienenoberfläche in Form von Head Checks an der Fahrkante aber auch Risse direkt auf dem Fahrspiegel am Schienenkopf, die in weiterer Folge zu Ausbrüchen aber auch zu Schienenbrüchen führen können.

Nicht nur die Belastung bzw. Beanspruchung der Fahrzeuge verursachen Verschleiß und Schädigung an den Schienen, sondern auch die Reaktion der Schienenbefestigung und die Lagerung des Gleises beeinflussen die Schädigungen und den Verschleiß an den Schienen. Auch an den Rädern der Fahrzeuge können Auswirkungen beobachtet werden.

4.2 Beanspruchung der Schienen

Die Beanspruchung der Schiene lässt sich in drei Arten zusammenfassen:

- Beanspruchung zufolge Zugsüberfahrt im Rollkontakt (= "Lokales Problem")
- Beanspruchung zufolge Zugsüberfahrt durch Biegung und Lagerung (= "Globales Problem")
- Beanspruchung zwischen den Zugsüberfahrten (= "Ruhezustand")

Diese drei Arten setzen sich aus verschiedenen Kombinationen folgender Beanspruchungen zusammen (Lichtberger 2003):

- durch die vertikale (statische und dynamischen) Radlast (Vertikalkraft F_V , siehe **Abbildung 4-3**),
- durch die Führungskraft (Querkraft F_Y , siehe **Abbildung 4-3**),
- durch die Längskraft infolge der Antriebs- und Bremskräfte (Längskraft F_T , siehe **Abbildung 4-3**)
- durch die dynamischen Schwingungen infolge der Zugsüberfahrt
- durch Witterungseinfluss (Rost, Schmierung),
- durch die Längskraft infolge thermisch induzierter mechanischer Spannung (thermischer Spannung),
- durch die Eigenspannungen (residualen Spannung) infolge des Walzens und Richtens der Schienen.
- durch die Eigenspannungen infolge des lückenlosen Verschweißens der Schienen

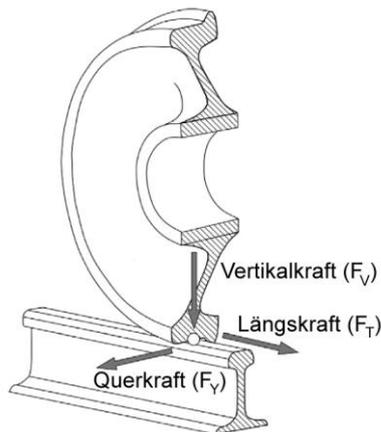


Abbildung 4-3: Kräfte, die vom Rad auf die Schiene übertragen werden nach (Zerbst et al. 2009)

Um die Auswirkungen der Beanspruchung der Schienen im Netz der Wiener U-Bahn zu erfassen, wurden Messungen im Gleis, Untersuchungen im Labor an Schienen bzw. Proben aus Schienen und Modellberechnungen durchgeführt.

Der Spannungszustand in einem beliebigen Punkt des Schienenkopfes kann durch den Spannungstensor (siehe **Formel (4-1)**) dargestellt werden. Bei der Zugsüberfahrt wird ein zeitlich variabler Spannungszustand induziert. Dieser setzt sich aus den Normal- und Schubspannungen zusammen. Diese sind:

- aus der Kontaktbeanspruchung im Rad-Schienen-(Hertz'schen-)Kontakt $\sigma_{K,ij}$,
- aus der Biegebeanspruchung $\sigma_{B,ij}$,
- aus der residualen Spannung $\sigma_{R,ij}$
- und aus der thermischen Beanspruchung $\sigma_{T,ij}$ zusammensetzen (siehe **Abbildung 4-4**)

$$\sigma_{ij} = \sigma_{K,ij} + \sigma_{B,ij} + \sigma_{R,ij} + \sigma_{T,ij} \quad (4-1)$$

Die Längsnormalspannung $\sigma_z = \sigma_{33}(t)$ besteht dabei aus (siehe **Abbildung 4-4**):

$$\sigma_{33}(t) = \sigma_K(t) + \sigma_B(t) + \sigma_R(t) + \sigma_T(t) \quad (4-2)$$

Je nach Örtlichkeit in der Schiene ist für die residuale Spannung σ_R die residuale Spannung zufolge Walzen und anschließendem Richten σ_{RR} oder die residuale Spannung zufolge Schweißen σ_{RS} einzusetzen, denn durch den Schweißvorgang werden die residuale Spannungen durch Walzen und Richten umgewandelt und es stellt sich ein neuer Eigenspannungszustand ein. Wenn die Beanspruchung der Schiene im Bereich eines Schweißstoßes berechnet werden soll, so ist die residuale Spannung, die durch den Schweißprozess entstanden ist, zu berücksichtigen. Der Spannungshaushalt in der Schiene ist durch die Form, Lage und Beanspruchung sehr komplex. Bei den weiteren Berechnungen werden nur die vereinfachten Spannungen in axialer (Längs-)richtung berücksichtigt.

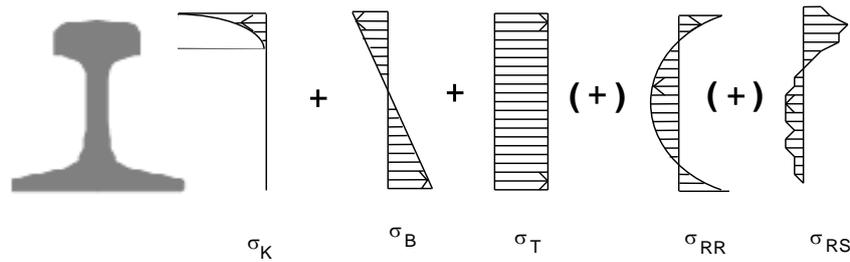


Abbildung 4-4: Schematische Darstellung der Längsspannungen in der Schiene, σ_K ... Spannungen im Schienenkopf zufolge Rollkontakt, σ_B ... Biegespannung, σ_T ... thermische Spannung, σ_{RR} ... residuale Spannung zufolge der Herstellung, σ_{RS} ... residuale Schweißspannung

4.2.1 Beanspruchung im Rad-Schiene-Kontaktgebiet

Die Kenntnis der Belastung der Schiene spielt eine wesentliche Rolle bei der bruchmechanischen Beurteilung der (Rest-)Lebensdauer. Während der Überfahrt eines U-Bahnzuges drückt das Rad mit der dynamische Vertikalkraft F_V und einer Tangentialkraft F_T auf die Schiene (siehe **Abbildung 4-5**).

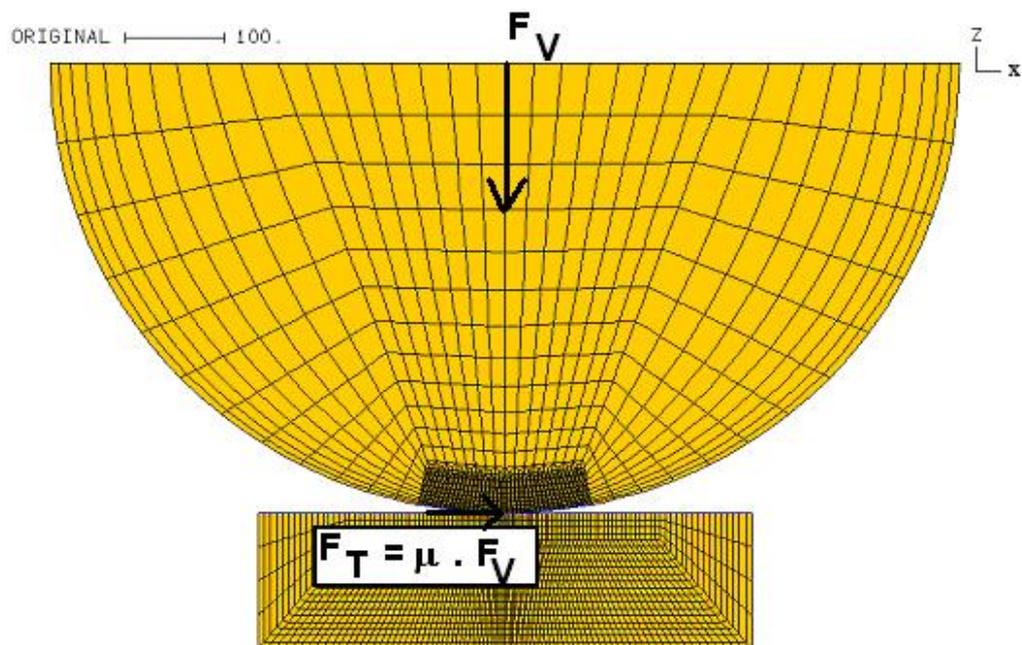


Abbildung 4-5: "Hybrid Modell" des statischen Rad-Schiene-Kontakts mit Normalkraft F_V und Tangentialkraft $F_T = \mu \cdot F_V$, μ ... Kraftschlussbeiwert (Linsbauer 2009)

Diese Kräfte können im Inneren der Schiene erhebliche Druckspannungen aufbauen (Czichos et al. 2010). Unter der Kontaktfläche Rad/Schiene besteht im Inneren des Schienenkopfes ein dreiachsiger Spannungszustand. Nach der Theorie einer senkrechten Einzelkraft auf einen Halbraum nach Boussinesq erhält man unter einer reinen senkrechten Einzelkraft F den Spannungstensor (Gross et al. 2011)

$$\bar{\sigma} = \begin{pmatrix} \sigma_{xx} & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ \sigma_{yx} & \sigma_{yy} & \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} & \sigma_{zy} & \sigma_{zz} \end{pmatrix}, \quad (4-3)$$

der sich zerlegen in einen Normal- und einen Schubspannungsanteil lässt:

$$\bar{\sigma} = \begin{pmatrix} \sigma_x & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_y & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_z \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} 0 & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & 0 & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & 0 \end{pmatrix}. \quad (4-4)$$

Der Spannungstensor setzt sich dann aus sechs unabhängigen Komponenten zusammen:

aus den drei Normalspannungen σ_x , σ_y und σ_z und

den drei Schubspannungen $\tau_{xy} = \tau_{yx}$, $\tau_{xz} = \tau_{zx}$ und $\tau_{yz} = \tau_{zy}$.

Bei einer vereinfachten zweidimensionalen Betrachtung mit einer Normalkraft lassen sich dann z. B. die Normalspannungen σ_x und σ_z , sowie die Schubspannung τ_{xz} zufolge der vertikalen Einzelkraft F_V berechnen. Bei Auftreten einer zusätzlichen Tangentialkraft F_T , z. B. durch eine Traktionskraft mit dem Reibungs-(Traktions-)koeffizient $\mu = F_T / F_V$ im Rad-Schiene-Kontakt muss diese zusätzlich zu den Normalspannungen σ_x und σ_z , sowie den Schubspannung τ_{xz} berücksichtigt werden. Dabei erhöhen sich nicht nur die Normalspannungen, sondern sie werden auch in Richtung der Oberfläche gezogen. Mittels vereinfachter FE-Berechnungen lässt sich dieser ebene Spannungszustand im Schienenkopf berechnen und daraus gewinnt man unter der Voraussetzung plastischen Werkstoffverhaltens die Vergleichsspannungen nach Tresca- und von Mises. In der **Abbildung 4-6** ist der Verlauf der Vergleichsspannung nach Tresca im Rad-Schiene-Kontakt für eine Normalkraft von 5000 kN und einem Kraftschlussbeiwert $\mu = 0,1$ in einem statischen Radmodell mit $R = 460$ mm dargestellt. Der Durchmesser der Kontaktfläche beträgt dabei ca. 15,0 mm. Die Berechnungen unter diesen Annahmen ergeben bereits die Vergleichsspannungen nach Tresca in der Größenordnung von ca. 370 N/mm² in ca. 5 mm Tiefe.

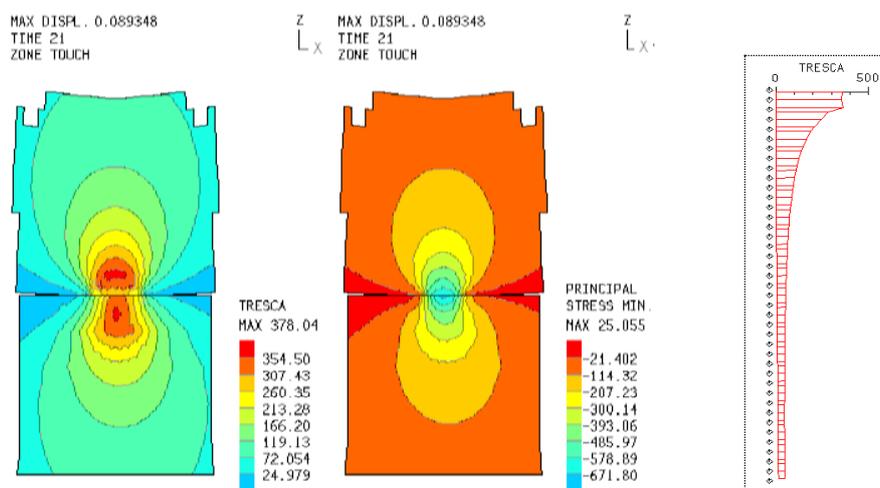


Abbildung 4-6: Verlauf der Vergleichsspannung nach Tresca im Rad-Schiene-Kontakt in Abhängigkeit des Kraftschlussbeiwertes von 0,1 (Linsbauer 2009)

4.2.2 Beanspruchung zufolge Biegung

Die U-Bahn-Schienen bei den Wiener Linien liegen in den offenen Abschnitten auf besohnten Betonschwellen im Schotterbett und im Tunnel auf Fester Fahrbahn auf Kunststoffschwellen in Gummischuhen auf elastisch gelagerten ca. 5 m langen Beton-Tragplatten (siehe **Abbildung 4-7**). Je nach Oberbau, verwendeten Schwellen und Qualität des Oberbaues beträgt die Bettungszahl zwischen 0,05 und 0,35 N/mm³. Hohllagen und Unstetigkeiten können die Belastung ungünstig beeinflussen und die Biegelinie der Schiene erheblich von einer "guten" Gleislagerung abweichen lassen. Im Unterschied zum Schotteroberbau, der im Regelfall homogene Lagerungsbedingungen aufweist, kann es bei der Festen Fahrbahn im Laufe der Zeit zu unterschiedlichen Verdrehungen und Einsenkungen der Gleistragplatten in Folge der Alterung der elastischen Bettung kommen. Dies manifestiert sich in unterschiedlichen Lagerungsbedingungen, die bei den Zugüberfahrten in Abhängigkeit vom Ort unterschiedliche Spannungen in der Schiene induzieren. Dehnungsmessungen an den Schienen vor Ort gestatten die Ermittlung von exakten Werten und daraus lassen sich die Spannungen berechnen. In **Abbildung 4-8** und **Abbildung 4-9** sind die aus Dehnungsmessungen in den Punkten M2 und M6 ermittelten Schienenlängsspannungen dargestellt. Beide Messpunkte (M2 und M6) zeigen den Schienenspannungsverlauf am Schienenkopfaußenrand. Beim Vergleich beider Abbildungen ist zu erkennen, dass nicht nur der Verlauf der Schienenlängsspannungen unterschiedlich ist, sondern sich auch die Zug- und Druckmaxima der Spannungsverläufe voneinander unterscheiden.

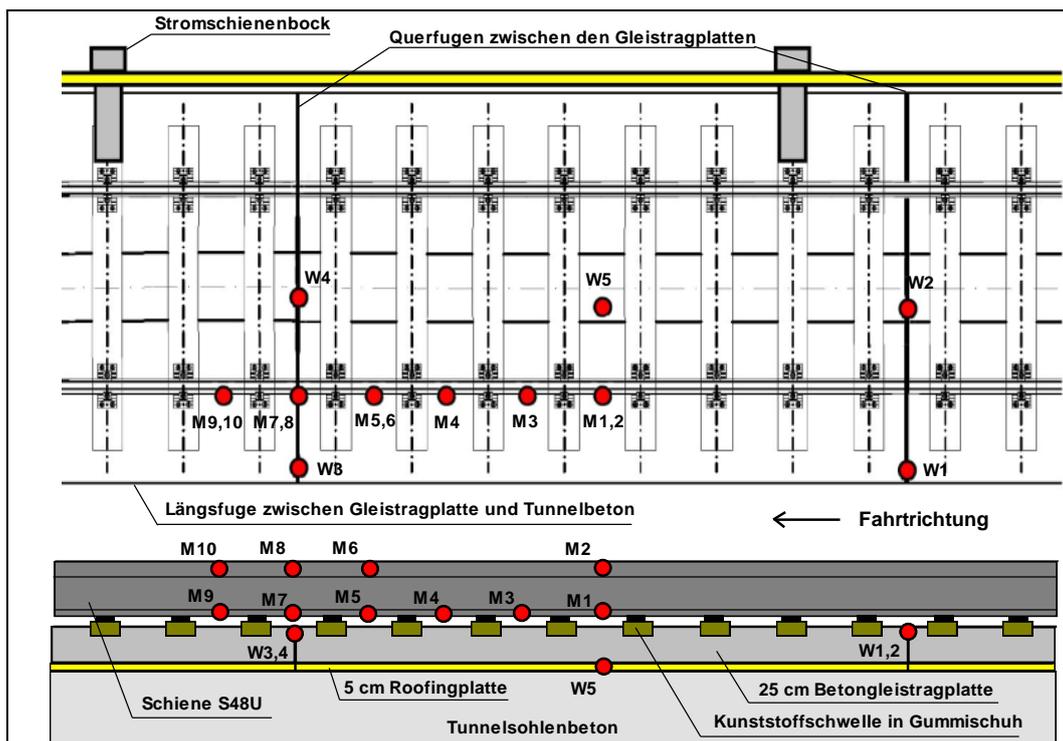


Abbildung 4-7: Position (bzw. Messpunkt) der Dehnungsmessstreifen M1 - M10 an der Schiene (Schienenkopfaußenrand und Schienenfußaußenseite) und Wegaufnehmer W1-4 zur Messung der Bewegung der Betongleisplatten zueinander und W5 zur Messung der Bewegung zur Tunnelsohle

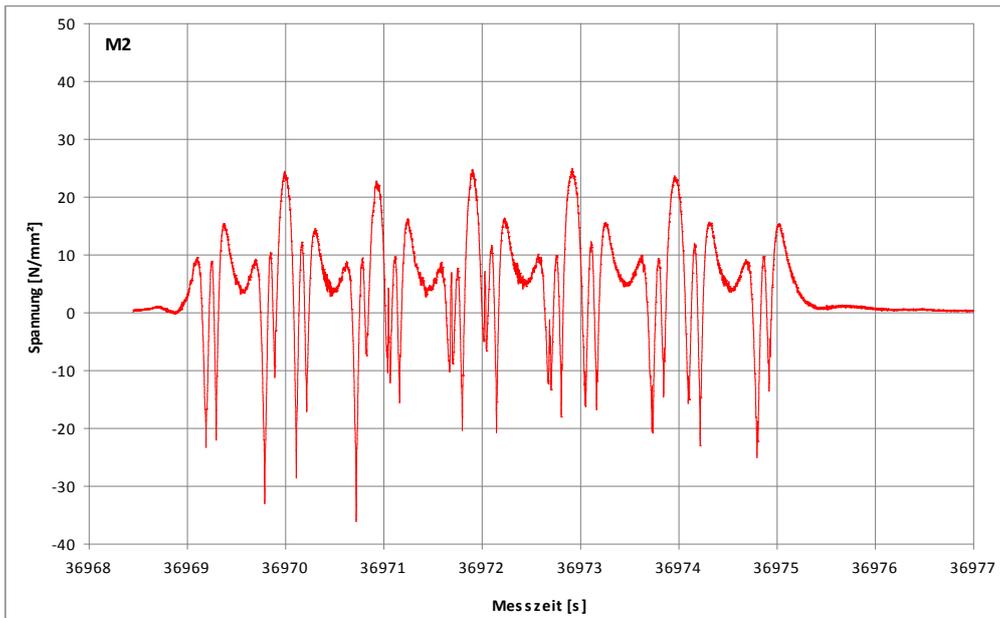


Abbildung 4-8: Aus Dehnungsmessung experimentell ermittelte Schienenlängsspannung am Schienenkopfaußenrand, Messpunkt M2

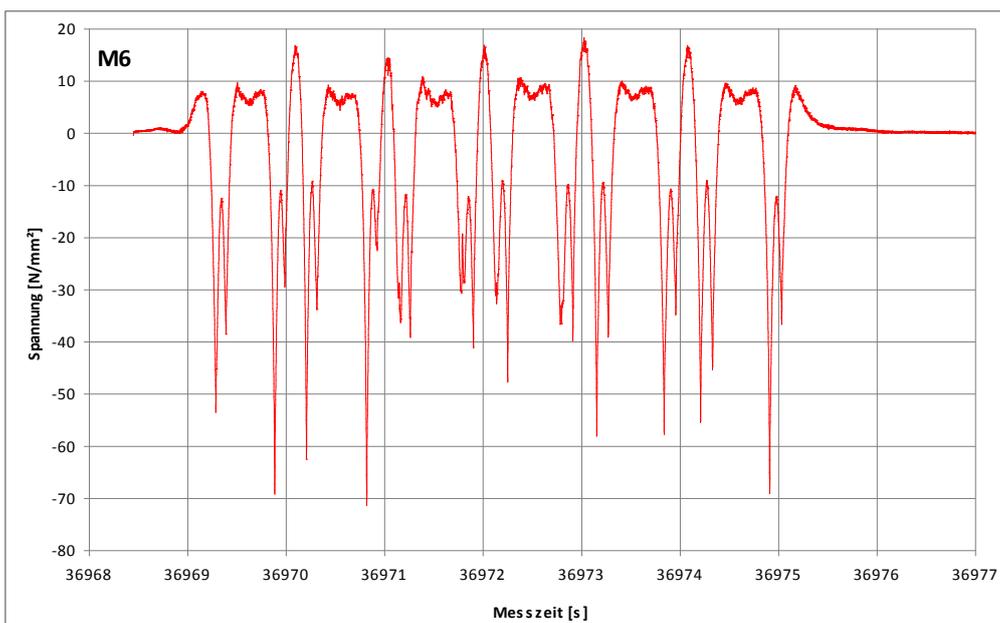


Abbildung 4-9: Aus Dehnungsmessung experimentell ermittelte Längsschienen-spannung am Schienenkopfaußenrand, Messpunkt M6

Vergleichsmessungen an verschiedenen U-Bahn-Linien und Gleisabschnitten ergaben, dass die Biegezugspannungen in der Gleislängsrichtung an der Schienenfahrfläche beim gleichen Oberbau in Abhängigkeit der Lagerungsbedingungen von ca. 15 bis 70 N/mm² schwanken können.

4.2.3 Beanspruchung durch Temperaturänderungen

In der lückenlos verschweißten Schiene entstehen zufolge des Witterungseinflusses thermische Spannungen durch die Temperaturdifferenz zwischen der "Neutralen Temperatur" und der Schienentemperatur. Die Neutraltemperatur ist jene Temperatur, bei der sich die Schienen im durchgehend verschweißten Gleis annähernd im thermisch spannungsfreien Zustand befinden. Sie wird auch als Verspannungstemperatur bezeichnet. Die thermische Spannung σ_T folgt aus dem eindimensionalen Hook'schen Gesetz nach folgenden Formel:

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E} \cdot \sigma_T + \alpha \cdot \Delta T \quad (4-5)$$

zu

$$\sigma_T = E \cdot \varepsilon_x - \alpha \cdot \Delta T \cdot E \quad (4-6)$$

wobei ε_x die Dehnung in Schienenlängsrichtung ist und α der lineare Temperatureausdehnungskoeffizient (für Schienenstahl $\alpha = 1,15 \cdot 10^{-5} / ^\circ\text{C}$) ist. $\Delta T = T - T_N$ ist die Temperaturdifferenz zwischen der gemessenen und der Neutral- (Referenz-)temperatur $T_N = 20$ bis $23 \text{ }^\circ\text{C}$ und der Elastizitätsmodul $E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$ ist.

Kann sich die Schiene im lückenlos verschweißten Gleis nicht ausdehnen, $\varepsilon_x = 0$, dann folgt:

$$\sigma_T = - \alpha \cdot E \cdot \Delta T \quad (4-7)$$

Für $\Delta T < 0$ folgt dann $\sigma_T > 0$ und vice versa. Dadurch können im offenen Gleisbereich (ungehinderter Temperatureinfluss) Zugspannungen im Schienenquerschnitt von bis zu 100 N/mm^2 (siehe **Tabelle 4-3**) auftreten.

Tabelle 4-3: Zugspannungen zufolge Temperatureinfluss in der lückenlos verschweißten Schiene

Neutrale Temperatur T_N [$^\circ\text{C}$]	20	20	20	20	20
Gemessene Temperatur T [$^\circ\text{C}$]	- 20	- 10	0	10	20
Temperaturdifferenz $\Delta T = T - T_N$ [$^\circ\text{C}$]	- 40	- 30	- 20	- 10	0
Thermische Spannung σ_T [N/mm^2]	100,8	75,6	50,4	25,2	0

In der **Abbildung 4-10** sind der Verlauf der Schientemperatur (blaue Linie) und der Lufttemperatur (rote Linie) vom 15.8.2009 bis 14.8.2010 dargestellt. Zu erkennen ist, dass im Sommer die maximale Schientemperatur bis ca. 45°C und die minimale im Winter bis -10°C beträgt. Das entspricht einer thermische Druckspannungen von $\sigma_T = -63 \text{ N/mm}^2$ im Sommer und einer Zugspannungen von $\sigma_T = 75,6 \text{ N/mm}^2$ im Winter. Die schwarzen Pfeile in der Abbildung zeigen einen Ausfall der Temperatursonden an.

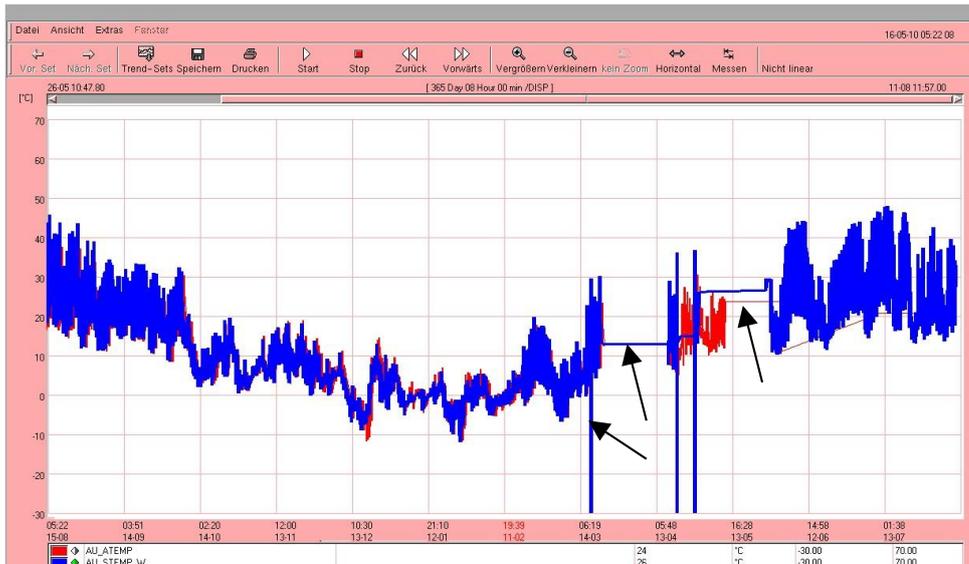


Abbildung 4-10: Gemessene Schienentemperatur (blaue Linie) und Lufttemperatur (rote Linie) an der Linie U4 im freien Bereich im Zeitraum eines Jahres vom 15.8.2009 bis 14.8.2010 (Messausfälle bei den schwarzen Pfeilen)

In der **Abbildung 4-11** ist der experimentell gemessene Verlauf der Schienentemperatur (blaue Linie) und der Lufttemperatur (rote Linie) auf der Linie U4 an einer anderen Stelle im freien Bereich vom 1.3.2010 bis 13.3.2010 zu sehen. Deutlich zu erkennen sind die Tagesschwankungen der Schienen- und Lufttemperatur von bis zu ca. 20°C zufolge der Sonneneinstrahlung während des Tages. Speziell in der kälteren Jahreszeit können markante Schienentemperaturschwankungen durch Sonneneinstrahlung während des Tages auftreten und zyklische Spannungen in den Schienen verursachen.

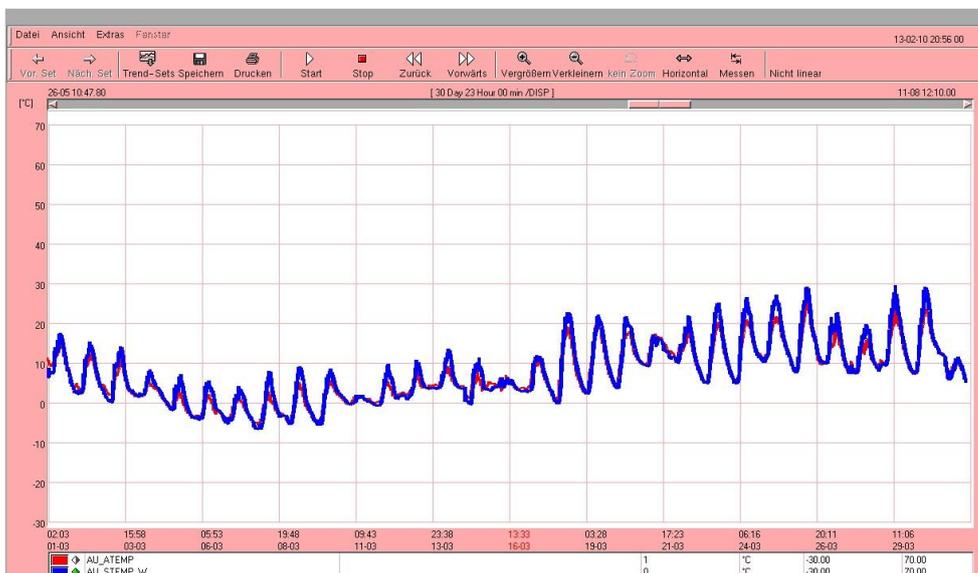


Abbildung 4-11: Gemessene Schienentemperatur (blaue Linie) und Lufttemperatur (rote Linie) an der Linie U4 im Zeitraum eines Monats vom 1.3.2010 bis 31.3.2010

Nachdem im Tunnel über das Jahr gesehen relativ konstante Temperaturen von ca. 15 - 20° C gemessen werden und die neutrale Temperatur bei den Schienen zwischen 15 und 20 °C angesetzt wird, können die Spannungen zufolge dieser Temperaturdifferenzen vernachlässigt werden. Allerdings

kann es in den Bereichen von Belüftungsschächten zu Temperaturänderungen speziell im Winter kommen, wo kalte Frischluft in den Tunnel geblasen wird und thermische Längszugspannungen in den Schienen induziert werden.

4.2.4 Beanspruchung durch residuale (Eigen-)Spannungen

Die ersten residualen Spannungen entstehen im Herstellungsprozess der Schienen während und nach dem Walzvorgang und anschließendem Abkühlen. Die Schiene wird aus einem auf ca. 1200°C aufgeheizten Block in aufeinanderfolgenden Walzgerüsten auf das gewünschte Schienenprofil gewalzt. Aufgrund des Schienenprofils mit großem Schienenkopf und schlankem Schienensteg und -fuß gibt es zeitlich unterschiedliche Erstarrungs- und Abkühlungsbedingungen und diese beeinflussen die Verformungen und die Spannungsverteilung. Durch das Richten der Schienen in einem Rollengerüst wird die Schiene gerade gebogen und durch die dabei entstehenden plastischen Verformungen werden wiederum Längsspannungen im Schienenquerschnitt erzeugt. Wie in der **Abbildung 4-12** und der **Abbildung 4-13** ersichtlich, können Zuglängseigenstressungen am Fahrspiegel bis zu $\sigma_R = 250$ N/mm² auftreten, die durch den Überrollvorgang in Druckeigenstressungen zufolge der plastischen Verformung an und unterhalb der Oberfläche umgewandelt werden. Im Inneren des Schienenkopfes verbleiben jedoch Zugeigenstressungen von bis zu 100 N/mm² (Zerbst et al. 2009).

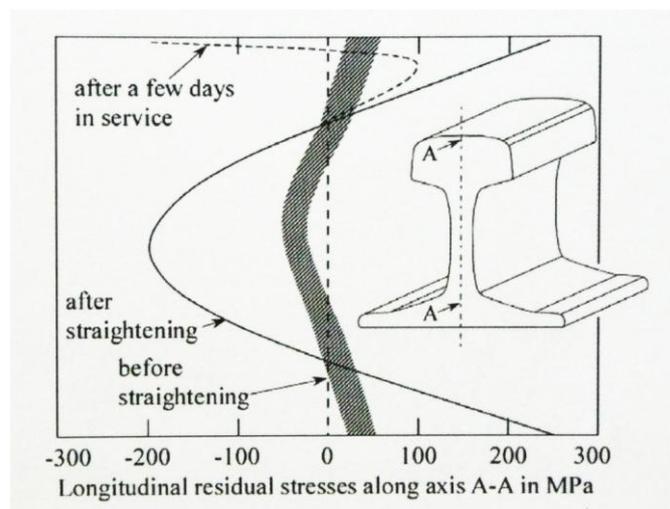


Abbildung 4-12: Verlauf der residualen Längsspannung zufolge Rollrichten und Verkehrsbelastung quer zur Schiene (Zerbst et al. 2009), grauer Bereich = Spannungsverlauf vor dem Rollrichten, schwarze durchgehende Linie = Spannungsverlauf nach dem Rollrichten, punktierte Linie = Spannungsverlauf nach ein paar Betriebstage

Die **Abbildung 4-13** zeigt den Verlauf der residualen Längsspannungen in Längsrichtung der Schienen für eine kopfvergütete Eisenbahnschiene R65 im Neuzustand in Abhängigkeit des Abstandes von der Schienenfahrfläche entlang der Symmetrielinie A-A und nach 100 Mio. Bruttotonnen Fahrbetrieb. Residuale Zugeigenstressungen sind über den gesamten Querschnitt verteilt und bilden mit den residualen Druckeigenstressungen ein Gleichgewichtssystem.

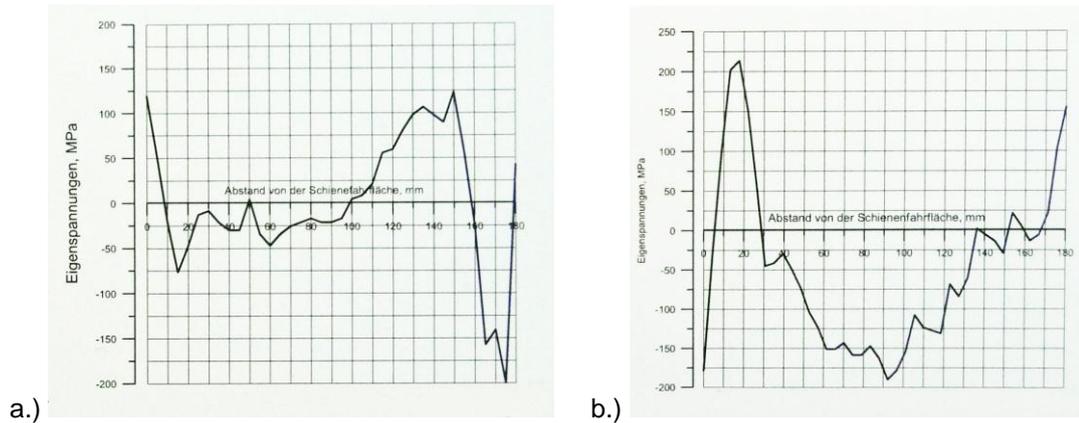


Abbildung 4-13: Verlauf der residualen Längsspannungen im Schienenquerschnitt entlang der Symmetrielinie A-A in einer kopfvergüteten Eisenbahnschiene R65 a.) im Neuzustand und b.) nach 100 Mio. Bruttotonnen (Budnitsky et al. 2000)

Jeong gibt in seiner Publikation (Jeong 2003) für die residualen Spannungen im Schienenkopf die Größenordnung von ca. 100 N/mm² Eigenspannung im Schienenkopf an (siehe **Abbildung 4-14**).

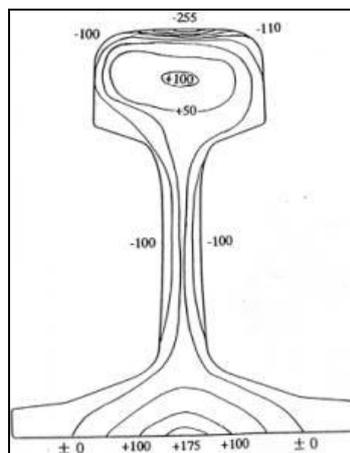


Abbildung 4-14: Gemessener Verlauf der residualen Spannungen in einer JIS 50 Schiene in [MPa] nach (Jeong 2003)

Durch die aluminothermischen Schweißung wird die bestehende Eigenspannungsverteilung erneut umgewandelt. So treten z. B. Längsdruckspannungen σ_{RS} von -300 N/mm² in der Mitte des Schweißstoßes im Schienenkopf auf, während im Schienenkopf oben in ca. 120 mm Entfernung von der Schweißnahtmitte Längszugspannungen von ca. 100 N/mm² vorkommen können (siehe **Abbildung 4-15**).

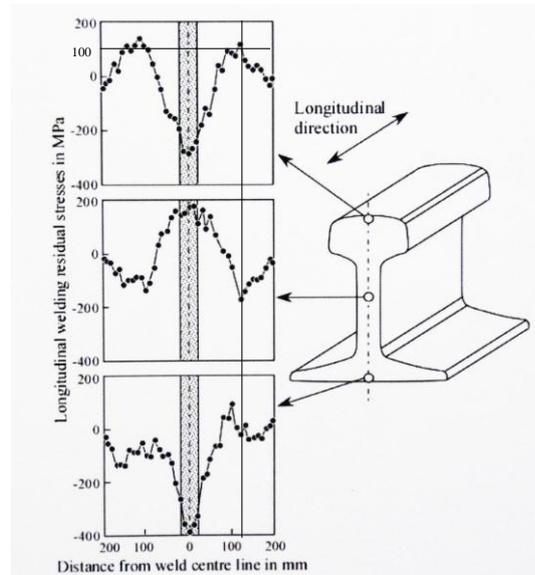


Abbildung 4-15: Verlauf der Spannungen entlang der Schienenlängsrichtung in der Symmetrieebene A-A im Bereich eines aluminothermischen Schweißstoßes (Zerbst et al. 2009)

Der anteilige Einfluss der Schweißspannungsverteilung an den Schienenbrüchen im Netz der Wiener U-Bahn für die letzten Jahre wird von den Wiener Linien auf ca. 80% geschätzt.

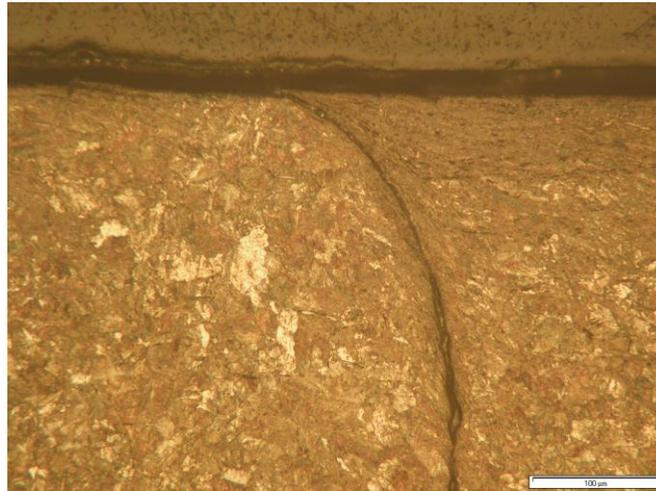
4.2.5 Zusammenfassung und Übersicht der Beanspruchungen

Die Beanspruchung einer U-Bahn-Schiene durch die Verkehrslasten ist sehr komplex. Durch den Rollkontakt entsteht im Schienenkopf zufolge der Einleitung der Radkräfte ein Spannungszustand mit Normal- und Schubspannungen. Zwischen den Radaufstandspunkten werden in den Schienen je nach Stellung der Räder Biegezugspannungen im Schienenkopf und Biegedruckspannungen im Schienenfuß verursacht. Residuale Spannungen ergeben sich zufolge des Herstellungsprozesses der Schiene, die zum Teil im Rollkontakt und durch die Rissausbreitung abgebaut werden und den Spannungshaushalt in der Schiene beeinflussen. Durch das lückenlose Verschweißen der Schienen entstehen zusätzliche Temperaturspannungen in den Schienen. Im Bereich des Schweißstoßes entstehen zusätzlich Zug- und Druckspannungen durch den Schweißprozess. Diese durch den wechselnden Charakter der Beanspruchungen induzierte Komplexität muss bei der Lebensdauerberechnung der Schiene berücksichtigt werden.

4.3 Tribologie und Rollkontakt

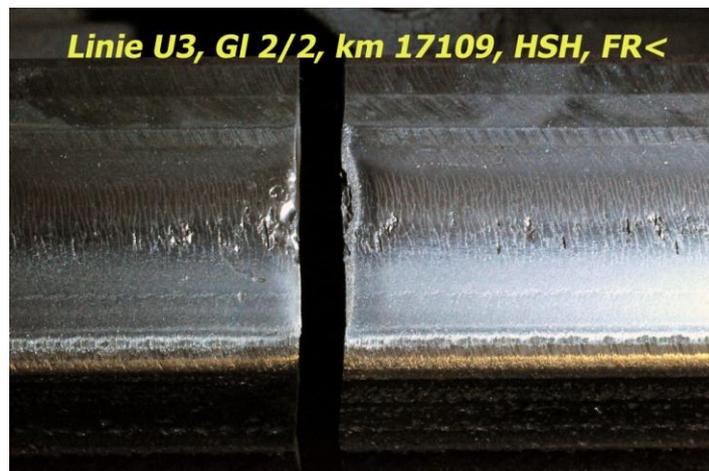
Wie schon in der Einleitung im Kapitel 1 dargestellt, traten auf der Linie U3 in bestimmten Gleisabschnitten (siehe **Abbildung D-1** im Anhang D und **Abbildung 4-17**) vermehrt Schienenbrüche auf, die auf Rollkontaktermüdung an der Schienenoberfläche zurückzuführen sind. Nachdem die ersten Schienenbrüche im Stellwerk durch die Unterbrechung des Signalstromes entdeckt worden waren, wurden vermehrt Begehungen durchgeführt und dabei weitere Risse entdeckt, die schon bis in den Schienenkopf hinein gewachsen waren. Alle Schienenbrüche traten bei Außenschienen mit der Güte R350HT von Gleisbögen mit einem Radius zwischen 250 und 1000 m auf. Nach dem Tausch der betroffenen Schienenabschnitte durch neue Schienen derselben Güte konnte zwar das Risikopotenzial

weiterer Schienenbrüche in diesen Abschnitten gebannt werden, jedoch blieb die Ursache der Schienenbrüche vorerst unbekannt.



*Abbildung 4-16: Mikroschliff durch den Schienenkopf in Längsrichtung
(Fahrtrichtung von rechts nach links)*

Deshalb wurden die geschädigten und gebrochenen Schienen zur Begutachtung an die TVFA der Technischen Universität geliefert. Nach der Anfertigung von Schliffen und mikrostrukturellen Betrachtung unter dem Mikroskop ließ sich erkennen, dass die Körner in der obersten Schicht hochgradig verformt waren. Der Mikroschliff in der **Abbildung 4-16** zeigt die hoch verformten Körner in der obersten Schienenrandzone. Die Fahrtrichtung ist von rechts nach links. Man erkennt die starke plastische Verformung der Oberflächenkörner in Fahrtrichtung. Wie in der **Abbildung 4-17** zu sehen ist, tritt diese Art der plastischen Verformung, die sich an der Oberfläche als weiße Linien präsentiert, in diesem Fall nur im Bereich der Schienenmitte auf.



*Abbildung 4-17: Gebrochene Schiene mit weißen Linien und Ausbrüchen auf der
Schienenoberfläche (Fahrtrichtung von rechts nach links, Fahrkante unten)*

Bei der Behandlung des Rad/Schiene-Rollkontakt-Ermüdungsproblems wird zwischen den physikalischen Vorgängen auf der Makro-Ebene, der Meso-Ebene und der Mikro-Ebene unterschieden (Fischmeister et al. 2010).

4.3.1 Makro-Ebene

Auf der Makro-Ebene werden die klassische Kontaktmechanik für glatte Oberflächen (Lösungen von Hertz, Carter, etc.) und die daraus abgeleiteten Kraftschlussgesetze verwendet und das Rollkontaktproblem gelöst. In der Kontaktfläche zwischen Rad und Schiene werden die Lasten des Fahrzeuges und die Führungskräfte auf die Schiene übertragen. Das Verhalten der Fahrzeuge im Gleisbogen während der Kurvenfahrt wurde schon von Heumann, Krugmann und Fredrich (z.B. Brandau 1999) eingehend untersucht und lässt sich für zweiachsige Fahrzeuge in vier Stellungen angeben: Freilauf, Spießgang, Außensehnenstellung und Innensehnenstellung (siehe **Abbildung 4-18**).

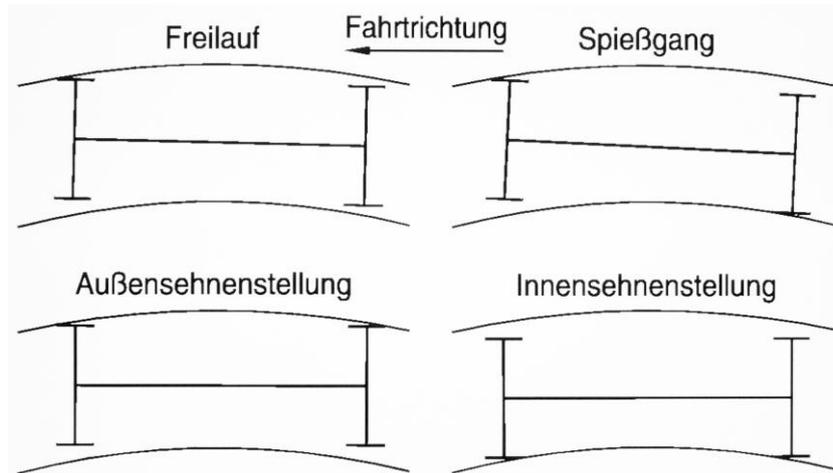


Abbildung 4-18: Die vier Extremstellungen eines steifachsigen Fahrwerks mit zwei Radsätzen bei der Kurvenfahrt nach (Brandau 1999)

Bei Fahrzeugen mit zwei Drehgestellen läuft meistens das erste äußere Rad an der Außenschiene an, die Räder der zweiten Achse bewegen sich durch den kurzen Achsabstand frei im Gleis (siehe **Abbildung 4-19** a) und b)). Dies ergaben die Schienenprofilmessungen in den betreffenden Gleisabschnitten, wo ein seitlicher Schienenverschleiß nur an den Außenschienen gemessen wurde, während die Innenschiene nur einen Höhenverschleiß aufweist. Die Innenschienen weisen keinen seitlichen Verschleiß auf. Je kleiner der Bogenradius und je größer der Achsabstand sind, um so eher tritt Spießgang im Bogen ein, wobei nicht nur das erste äußere Rad mit dem Spurkranz an die Außenschiene, sondern auch das zweite innere Rad mit dem Spurkranz an der Innenschiene anläuft. Dadurch entsteht auch auf der Innenschiene ein seitlicher Verschleiß.

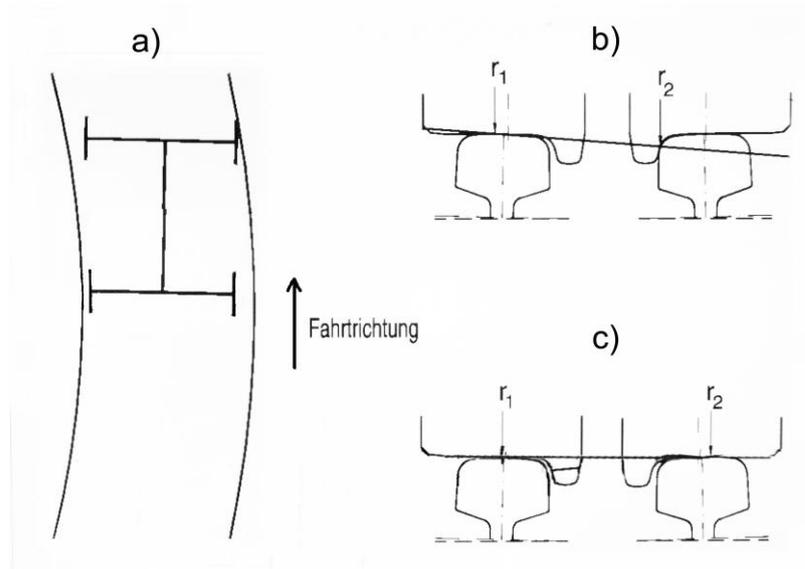


Abbildung 4-19: Stellungen eines starren Fahrwerks im Gleisbogen, a) freie Achsstellung im Gleisbogen, die erste Achse läuft mit dem ersten rechten Rad am äußeren Schienenstrang an, b) Rad-Schiene-Kontakt der ersten Achse, $r_1 < r_2$, c) Rad-Schiene-Kontakt der zweiten Achse $r_1 \approx r_2$

Gelenkte Achsen, wie bei der Wiener U-Bahn die Typen V und U11, können bis zu einem Bogenradius von ca. 100 m die Achsen radial einstellen, unter der Voraussetzung, dass genug Spurspiel vorhanden ist und sich genug Rollradiendifferenzen durch die Wahl des Radprofils aufbauen können. Im Zuge des Betriebes mit unterschiedlichen Fahrzeugtypen und Erhaltungszuständen ändert sich sowohl das Radprofil als auch das Schienenprofil durch Verschleiß und Verformung laufend. Dadurch kommt es auf der Schiene zu unterschiedlichen Rollkontaktgeometrien mit unterschiedlichen Fahrspiegeln und unterschiedlichen Schädigungsbildern an den Schienen.

Der kontinuierliche Verschleiß an Rad und Schiene führt zu einer laufend Veränderung der Kontaktsituation zwischen Rad und Schiene. Je nach Verschleißsituation der Radprofile ändern sich die Kontaktzonen auf der Schiene im selben Querschnitt (siehe **Abbildung 4-20** und **Abbildung 4-21**).

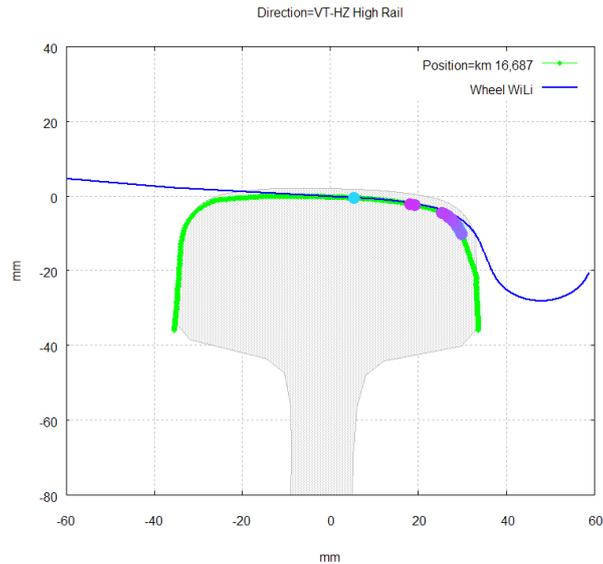
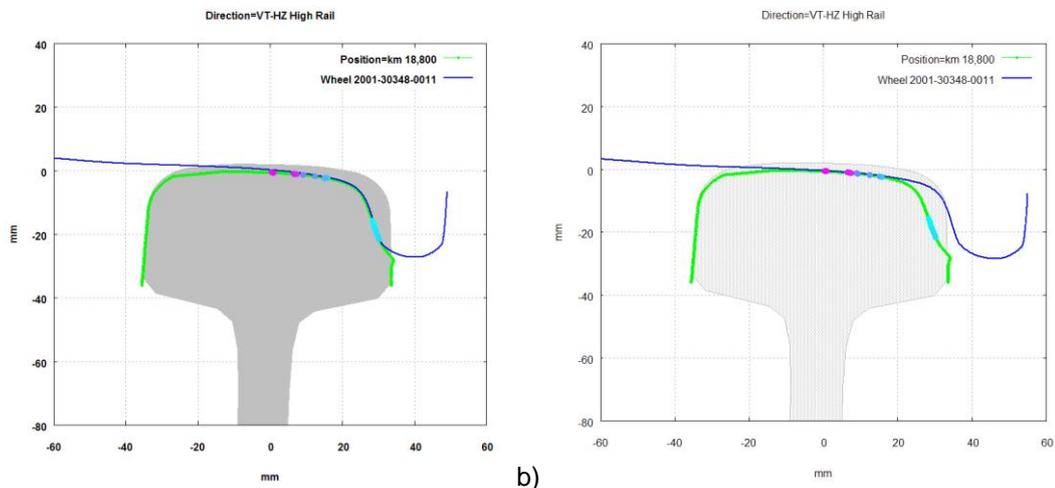


Abbildung 4-20: Möglicher Kontakt eines neuen anlaufenden Rades (blaue Linie) auf einer abgefahrenen Außenschiene (grüne Linie), der Mehrfachkontakt am Spurkranz und Fahrfläche ist an den Punkten zu erkennen (Fischmeister et al. 2010)

Zudem können hohl gelaufene Räder keine Radiusdifferenzen zwischen dem äußeren und inneren Rad aufbauen, um Gleisbögen zwangsfrei durchlaufen zu können, was auch zu vermehrter Schädigung sowohl am Rad als auch auf der Schiene führt.



a) **Abbildung 4-21: Rad-Schiene-Kontakt a) verschlissenes erstes (anlaufendes) Rad (blaue Linie) und abgefahrenere Außenschiene (grüne Linie) und b) zweiten (nachlaufenden) Rad (grüne Linie) und abgefahrenere Außenschiene (grüne Linie), deutlich zu sehen a) der Mehrfachkontakt am Spurkranz und Fahrfläche beim ersten Rad und b) der Mehrfachkontakt auf der Fahrfläche beim zweiten Rad (Fischmeister et al. 2010)**

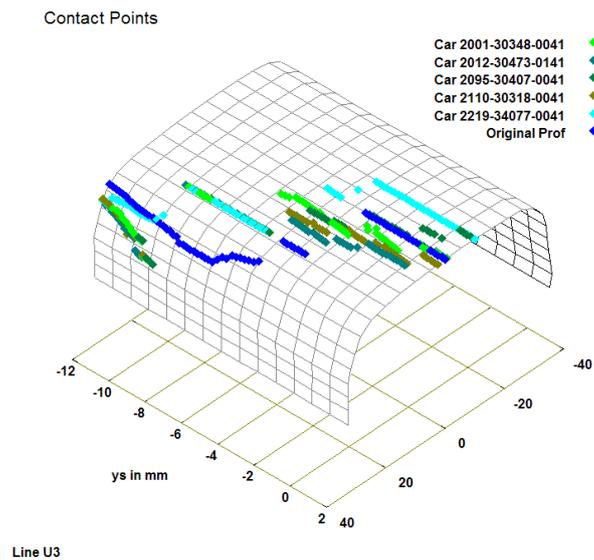


Abbildung 4-22: Kontaktgebietsverteilung von verschiedenen gemessenen Radprofilen an der abgefahrener Außenschiene, deutlich zu sehen der Mehrfachkontakt am Spurkranz und Fahrfläche (Fischmeister et. al. 2009)

Wenn man nun mehrere gemessene Radprofile von Wiener U-Bahn-Fahrzeugen mit einer abgefahrenen Außenschiene gegenüberstellt (siehe **Abbildung 4-22**), dann zeigen sich die unterschiedlichen Kontaktflächen als Mehrpunktberührung sowohl an der Spurkranzflanke als auch an der Fahrfläche (Fischmeister et al. 2009).

4.3.2 Meso-Ebene

Auf der Meso-Ebene werden die mechanischen Gleichungen (Erhaltungssätze des Impulses, des Drehimpulses und der Energie) und die Kraftschluss-Schlupf-Beziehungen auf der Basis der nominellen Kontaktflächen, der nominellen Spannungen formuliert.

In der Kontaktfläche zwischen Rad und Schiene werden alle Kräfte zwischen den Rädern und der Schiene übertragen, wobei hier die physikalischen und tribologischen Prozesse ablaufen, die einerseits das Fahrverhalten der Fahrzeuge als auch die Schädigungen auf der Schiene und am Rad beeinflussen (siehe **Abbildung 4-23**). Während der Bogenfahrt eines Schienenfahrzeuges kommt es zum Anlaufen des Spurkranzes des ersten äußeren Rades im Drehgestell an die äußere Schiene. Das Rad gleitet quer zur Gleisachse und je nach dem Reibungswert μ , der Geschwindigkeit und den Kräften auch in vertikaler Richtung. Zusätzlich wird durch die Zwanglenkung des Drehgestelles im Gleis ein Bohrmoment in der Radaufstandsfläche eingeleitet, das zu einem horizontalen Schlupf in Längsrichtung führt.

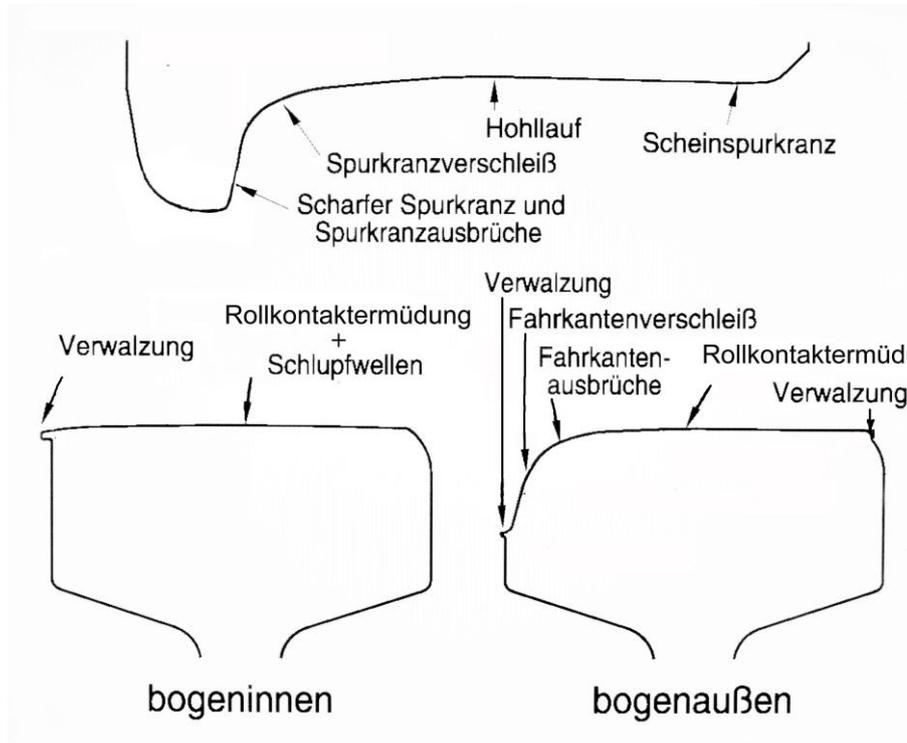


Abbildung 4-23: Schäden an den Schienen und Rädern bei der Wiener U-Bahn

Unter der Voraussetzung starrer Körper entsteht eine Flächenberührung (konformer Kontakt) an der Außenschiene (siehe **Abbildung 4-24**). Die Flächenberührung lässt sich vereinfacht in zwei resultierende Kräfte F_1 und F_2 zerlegen. Die Kraft F_2 des Rades an der Spurkranzflanke lässt sich in die Komponenten eines Vektors in Vertikalkraft F_{Q2} und Führungskraft F_Y auf der Radseite zerlegen. Diesen Kräften stehen auf der Schienenseite die Reaktionskraft $F_2^2 = F_N^2 + F_H^2$ gegenüber, wobei F_N die Normalkraft auf die Schienenoberfläche (Fahrkante) und die Querreibkraft $F_H = F_N \cdot \mu_2$ in der Tangentialebene wirkt. Die Kontaktkräfte sind in Abhängigkeit der tribologischen Verhältnisse für den Verschleiß und Oberflächenschädigung an der Fahrkante verantwortlich.

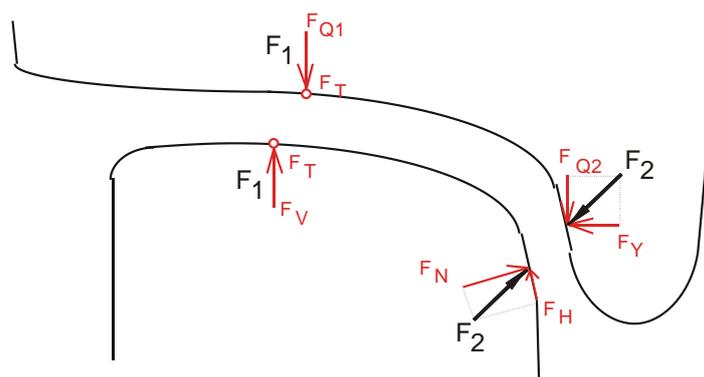


Abbildung 4-24: Schematische Darstellung der resultierenden Kräfte, die in den Kontaktflächen zwischen dem ersten äußeren anlaufenden Rad und der abgefahrenen Außenschiene übertragen werden, $F_V = F_{Q1}$, $F_T = \mu_1 \cdot F_V = \mu_1 \cdot F_{Q1}$,

$$F_2^2 = F_{Q2}^2 + F_Y^2 = F_N^2 + F_H^2, F_H = \mu_2 \cdot F_N$$

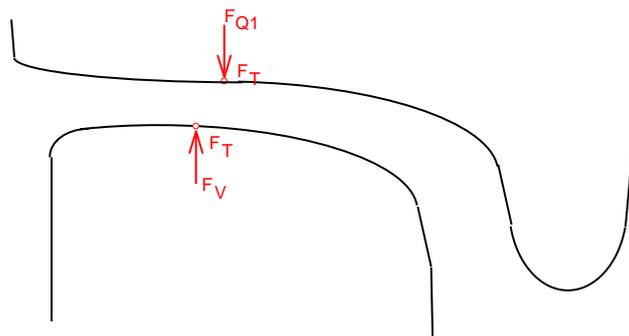
Die resultierende Kraft F_1 setzt sich aus der Vertikalkraft des Rades F_{Q1} und der Tangentialkraft F_T (Schlupfkraft) in Längsrichtung, die durch das Bohrmoment das Rades auf der Fahrfläche verursacht

wird, zusammen. Die resultierende Kraft F_1 lässt auf der Schienenseite in die Vertikalkraft F_V und Schlupfkraft $F_T = F_V \cdot \mu_1$ zerlegen wobei die Schlupfkraft in Abhängigkeit der tribologischen Verhältnisse unter anderem die Rollkontaktermüdung auf und unterhalb der Schienenoberfläche verursacht. Die Summe der Kräfte F_{Q1} und F_{Q2} ergibt die Radaufstandskraft F_Q .

Nachdem im Gleisnetz der Wiener U-Bahn verschiedene Fahrzeuge mit unterschiedlichen Betriebsalter (Laufleistung) eingesetzt werden, besitzen die Fahrzeuge auch Räder mit unterschiedlichen Profilen. So verkehren Fahrzeuge mit neuen Radprofilen neben Fahrzeugen mit verschlissenen Radprofilen, die bis zum Ausscheidemaß heranreichen können. In Abhängigkeit der Radprofile ändern sich auch die Kontaktflächen zwischen den Rädern und der Schiene und damit auch die zu übertragenden Kräfte. Noch mehr Unterschiede treten in der Übertragung der Kräfte zwischen dem ersten und zweiten äußeren Rad auf, da das zweite Rad nicht am Spurkranz anläuft (siehe **Abbildung 4-25**).

Jedes Radprofil, das jeden Tag im Zuge des Betriebes auch öfter über ein bestimmtes Schienenprofil darüber fährt verursacht eine bestimmte Schädigung auf dem Schienenkopf und alle Radprofile hinterlassen dann am Schienenkopf ein gesamtes Schädigungsbild (siehe auch **Abbildung D-30** im Anhang D, **Abbildung 1-8**, **Abbildung 1-10** und **Abbildung 4-39 b**), wo zwischen den Headchecks an der Fahrkante und den quer verlaufenden Rissen auch Risse in Längsrichtung zu sehen sind).

An der Bogeninnenschiene kommt es wie in **Abbildung 4-23** ersichtlich, zu Verwanzungen an der Außenkante der Schiene, zu Schlupfwellenbildung und Verschleiß auf der Fahrfläche.



*Abbildung 4-25: Kräfte, die in der Kontaktfläche zwischen dem zweiten äußeren Rad (siehe **Abbildung 4-19a**) auf die abgefahrene Außenschiene übertragen werden, $F_V = F_{Q1}$, $F_T = \mu_1 \cdot F_V = \mu_1 \cdot F_{Q1}$*

Speziell bei gummitgefederten Radreifen, wie sie auch bei der Wiener U-Bahn verwendet werden, kann durch die Seitenführungskraft F_Y ein Verschieben des Radreifens des bogenäußeren Rades gegenüber der Radscheibe auftreten. Dies bewirkt, dass eine Federkraft in den Gummielementen zwischen Radscheibe und Radreifen aufgebaut wird. Bei Erreichung der Rückstellkraft der Gummifederung im Radreifen wird der Radsatz in Richtung der Bogeninnenseite verschoben, wodurch es auf der Bogeninnenschiene zu einem Gleiten der Räder in Querrichtung zur Gleisachse kommt. Dadurch können sich bei hohen Reibwerten ebenfalls auf der Innenschiene Risse zufolge Rollkontaktermüdung bilden (siehe **Abbildung 1-7** in Kapitel 1.2).

Heyder (Heyder 2007) stellt eine Zweipunktberührung der vorlaufenden Räder an der Außenschiene in der Wendeanlage der S-Bahn in Stuttgart-Schwabstraße fest. An den vorlaufenden Radsätzen treten in beiden bogenäußeren Kontaktflächen und in der bogeninneren Kontaktfläche aufgrund der großen Anlaufwinkeln hohe Querschleppkräfte auf, die auf der Schienenoberfläche nach innen

wirken. An den nachlaufenden Radsätzen führen die fehlenden Rollradiendifferenzen zwischen bogeninnerem und bogenäußerem Rad zu hohen Längsschlupfkräften in den Kontaktflächen, die an der bogenäußeren Schiene nach vorne und an der bogeninneren Schien nach hinten wirken. Auch hier führten die hohen Schlupfkräfte und der Bohrschlupf zu den gleichen Rissmustern und Ausbrüchen auf der Fahrfläche der Außenschiene wie bei der Wiener U-Bahn.

In den Berührflächen laufen komplizierten Vorgängen ab. Durch die hohen Kontaktkräfte können die Körper nicht mehr als starr angesetzt werden, sie verformen sich elastisch und plastisch. Dieses elliptische Kontaktproblem von zwei verschiedenen gekrümmten Körpern mit den gleichen Werkstoffparametern wurde von HERTZ (Hertz 1881) exakt gelöst. Die in der Kontaktfläche ablaufenden tribologischen Vorgänge lassen sich auf der Mikro-Ebene weiterverfolgen.

4.3.3 Mikro-Ebene

In der Theorie werden die Oberflächen der kontaktierenden Rollpartner idealer weise als glatt angenommen und damit ergibt sich über dem dreidimensionalen Kontaktgebiet eine exakte parabolische Lastverteilung mit dem Maximum p_0 im Zentrum (Hertz 1881, Carter 1926). Auf der Mikro-Ebene (siehe **Abbildung 4-26**) werden Mikrorauheiten (im Bereich von charakteristischen Wellenlängen von 1 – 100 μm) und die realen Flächen der Asperiten, die lokalen Spannungen und der Wärmefluss, sowie die Randbedingungen am repräsentativen Mikroelement berücksichtigt und zustandsabhängige Reibungszahlen ermittelt.

Bei reinem Rollen des starren Körpers werden keine Horizontalkräfte übertragen und es treten keine Scherspannungen in der Kontaktzone auf. Beim Rollen nicht-starrer Körper ändern sich in Abhängigkeit von den Materialien, Reibbeiwerten und Rollgeschwindigkeiten die Gleit- und Haftzonen im Kontaktgebiet und es werden Horizontalkräfte übertragen. So kommt es zu unterschiedlichem Schädigungsverhalten im Kontaktgebiet (siehe **Abbildung 4-26**). In der Tribologie lassen sich die Reibungsmechanismen beim Kontakt zweier Körper in vier vereinfachten Darstellungen einteilen, die in praktischen Systemen sich allgemein überlagern und parallel auftreten:

- Adhäsion und Scheren
- Abrasiver Verschleiß und Furchung
- Tribochemische Reaktion
- Materialermüdung und plastische Deformation

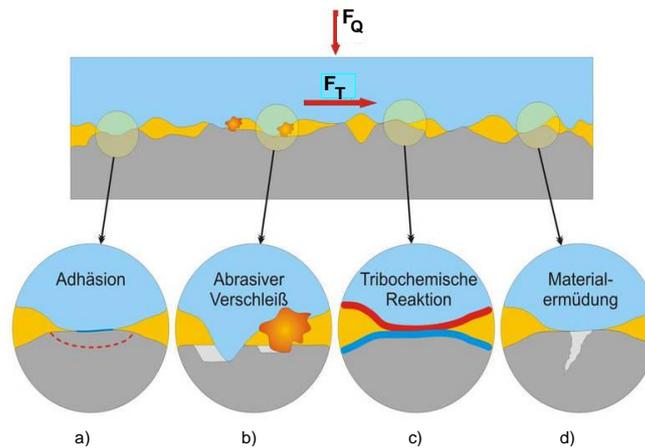


Abbildung 4-26: Reibungs- und Verschleißmechanismen (Czichos et al. 2010), a) Adhäsion, b) abrasiver Verschleiß, c) tribochemische Reaktion, d) Materialermüdung

Durch den Einsatz von Schmiermitteln können sowohl die Reibverhältnisse als auch der Verschleiß und Schädigung der kontaktierenden Körper stark beeinflusst werden. In Abhängigkeit von der geometrischen Gestaltung der Körper, der Oberflächenrauheit, der Schmierstoffmenge und Schmiermitteleigenschaften, der Geschwindigkeit und der Belastung ändern sich die Reibungszustände zwischen den Partnern, die der Stribeckkurve folgen (siehe **Abbildung 4-27**). Der Reibkoeffizient μ ist abhängig von der Viskosität h des Schmierstoffes, der Geschwindigkeit v und dem Anpressdruck p der beiden Körper. Durch eine optimierte Kombination aus Viskosität, Geschwindigkeit und Anpressdruck erreicht der Reibungskoeffizient ein Minimum. Wie in der **Abbildung 4-27** ersichtlich, ist der Reibungskoeffizient μ bei Festkörperreibung, wo die beiden Körper ohne Schmiermitteln miteinander kontaktieren, am größten. Bei Verwendung eines Schmiermittels kommt es zur Mischreibung, das heißt, dass sich nur mehr die Asperiten der Körper berühren und die Zwischenräume mit Schmiermittel aufgefüllt sind. Durch geeignete Schmiermitteln lässt sich der Reibungskoeffizienten erheblich reduzieren. Bei Flüssigkeitsreibung ist der Raum zwischen beiden Körpern vollständig mit Schmiermittel ausgefüllt.

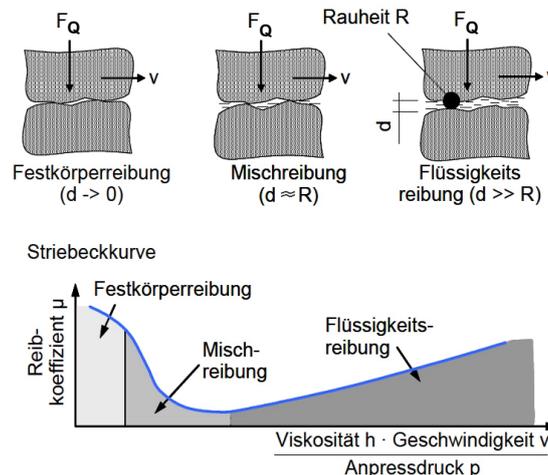


Abbildung 4-27: Stribeckkurve (Czichos et al. 2010)

Je nach Reibungszustand bzw. in Abhängigkeit des Reibungskoeffizienten können auch nur bestimmte Horizontalkräfte zwischen den Körpern übertragen werden, da der Reibungskoeffizient bei Stahl auf Stahl bei Trockenreibung zwischen 0,8 und 0,5 und bei Mischreibung bis 0,1 betragen kann.

Da es sich beim Rad-Schiene-Kontakt um zwei nicht-starre Körper handelt, beide Körper werden plastisch verformt, kommt es schon beim reinen Rollen, wie zum Beispiel im geraden Gleis, in der Kontaktfläche zu Haft- und Gleitgebieten in denen Horizontalkräfte übertragen und damit die Scherspannungen induziert werden. Diesen Horizontalkräften müssen noch zusätzliche Horizontalkräfte, die durch das Bremsen oder Beschleunigen verursacht werden, überlagert werden.

4.4 Progressive Schädigung

Die Druckspannungen werden durch die Normalkräfte der Räder auf die Schienen erzeugt. Die Reibkräfte zwischen den Rädern und den Schienen erzeugen die Scherspannungen an der und unterhalb der Schienenoberfläche. Die Zugspannungen werden durch die Durchbiegung der Schienen infolge der Gleislagerung verursacht. Dabei wird je nach der Steifigkeit (Bettungszahl) des Gleises und des Lasteinleitungspunktes die Schiene mit unterschiedlicher Amplitude nach oben und unten gebogen.

Eine wesentliche Rolle in der Oberflächenschädigung der Schiene spielen die Rollbewegungen des Rades, da hier sowohl Gleit- als auch Rollreibungskräfte übertragen werden. Jedoch sind die Rollreibungskräfte erheblich kleiner als die Gleitreibungskräfte. Durch einen makroskopischen Gleitanteil, dem so genannten Schlupf, tritt somit nicht reines Rollen auf, das auch als Wälzen bezeichnet wird.

Der Schlupf kann durch mehrere Faktoren, wie zum Beispiel geometrische Ursachen, Drehmomente (Bremsen, Beschleunigen), Schmiermittel oder Radschwingungen, zustande kommen bzw. beeinflusst werden. In Abhängigkeit von der Wechselwirkung der beiden kontaktierenden Körper und einem dazwischen liegenden Schmierfilm kann es zu unterschiedlichen Oberflächenversagen kommen. In der **Abbildung 4-28** sind die Grundformen der Verschleißmechanismen und ihrer Entstehungsprozesse im Wälzverschleiß dargestellt. Oberflächenzerrüttungen in der Form von Delamination und Ermüdung und die dabei entstehenden Schädigungspartikeln werden auch beim Rad-Schiene-Kontakt-Problem beobachtet.

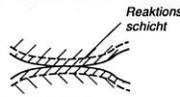
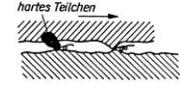
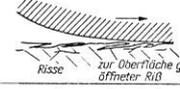
Verschleißmechanismus	Entstehungsprozeß	Partikel- form	Partikel- kennzeichnung
Tribochemische Reaktionen (+ Abtrennprozesse)	 Reaktions-schicht		pulverförmig bzw. amorph
Abrasion (Mikrospanen)	 hartes Teilchen		spiral- bzw. spanförmig
Oberflächenzerrüttung (Delamination)	 Risse zur Oberfläche geöffneter Riß		schuppen- bzw. lamellenförmig
Oberflächenzerrüttung (Ermüdung)	 Risse		splitterförmig
Kontaktdeformation Triboschmelzen	 Schmierstoff Riß zur Oberfläche		kugelförmig

Abbildung 4-28: Schematische Darstellung der Verschleißmechanismen, Verschleißpartikelformen (Czichos et al. 2010)

Die Schubspannungen bewirken lokale plastische Verformungen in der Form von Versetzungen, die sich an Hindernissen wie z.B. an Oxidschichten oder härteren Körnern aufstauen und zu Rissen führen können.

Die Schienentechnologie ermöglicht den Einsatz von "harten" Schienen, die den plastischen und abrasiven Beanspruchungen Großteils widerstehen können. Dadurch nimmt aber gleichzeitig das Vermögen der plastischen Verformung ab und es kann leichter zur Entstehung von Rissen kommen.

Die Entwicklung von Rissen im Schienenkopf lässt sich nach (Zerbst 2009) in drei Phasen einteilen (siehe **Abbildung 4-29**). Jede Phase wird von einem unterschiedlichen Mechanismus kontrolliert:

Phase a): durch die zeitliche Veränderung der Druck-, Zug- und Scherspannungen an der und unterhalb der Schienenoberfläche im Zuge der Radüberrollungen kommt es zu plastischen Deformationen, zu Verschleiß- und Materialschädigung und in der weiteren Folge zu Mikro- und Makrorissbildung.

Phase b): nachdem die Risse eine bestimmte Tiefe erreicht haben werden sie durch die Kontaktspannungen (Scherspannungen) weiter vorangetrieben. In der Tiefe nimmt der Einfluss der Kontaktspannungen ab und die Risse bleiben stehen. Fallweise kommt es zu oberflächennahen Ausbrüchen.

Phase c): Die Ausbrüche nehmen weiter zu. Kommen zu den normalen Betriebsbelastungen weitere erhöhte Biegezug- und Zugspannungen zufolge Lagerung, Temperatur und residualer Spannungen, dann kann es zu weiterem Rissfortschritt in die Tiefe kommen.

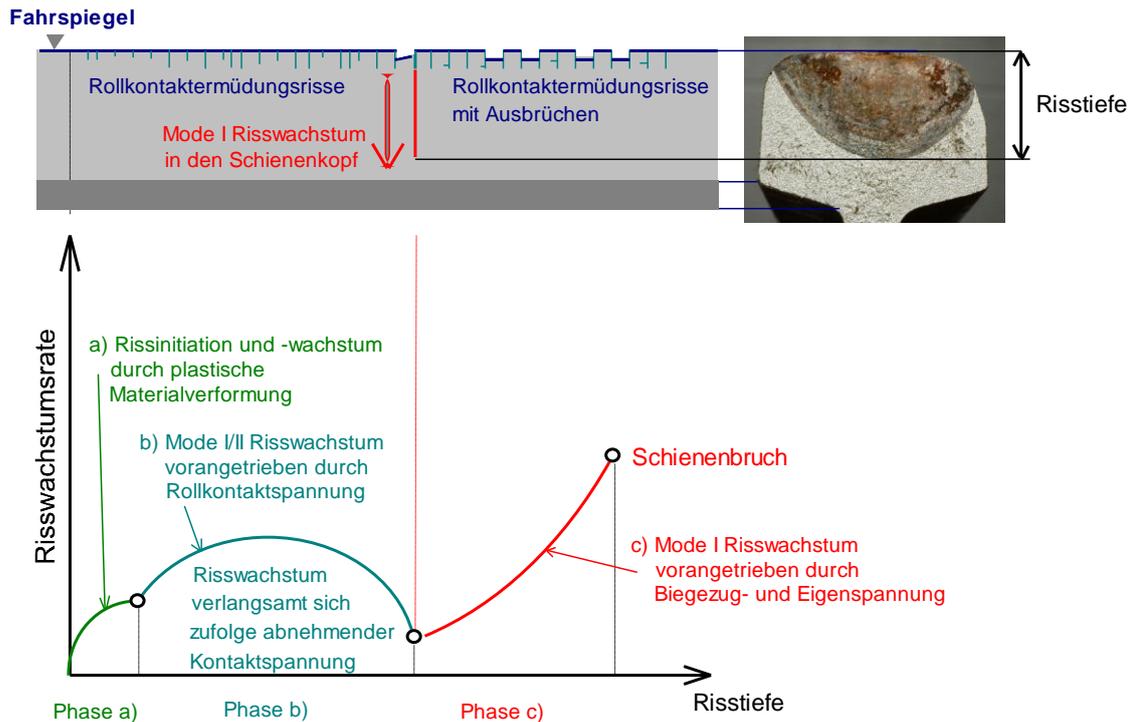


Abbildung 4-29: Schematischer stufenweiser Rissfortschritt zufolge Rollkontaktermüdigung, Zug-, Biegezug- und Eigenspannungen in den drei Phase a) – c)

4.4.1 Oberflächenrauheit

Für die Untersuchung der Rissanfälligkeit der Schienenoberfläche ist die Einbeziehung der Rauheit in das Kontaktproblem notwendig, denn die raue Oberfläche einer vom Walzwerk angelieferten Schiene besitzt eine bestimmte Topografie, welche eine bestimmte Verteilung von Asperiten und dazwischen liegenden Tälern aufweist. Schon durch den ersten Rollkontakt ändert sich die Schientopografie und erst recht beim oftmaligen Überrollen. Es ändert sich auch die Rauheit der Oberfläche. Wie aus der **Abbildung 4-30** ersichtlich, steigt der Reibungskoeffizient mit zunehmender Rauheit der Kontaktfläche. Die Kontaktflächen verzahnen sich auf den kleinen Kontaktflächen miteinander. Nimmt die Rauheit ab, vergrößert sich die Kontaktfläche und der Reibungskoeffizient sinkt. Bei Vergrößerung der Kontaktfläche und noch weiter Abnehmender Rauheit steigt wiederum der Reibungskoeffizient. Das bestätigten auch zum Teil die Tribometermessungen mit einem von der Association of American Railroad (AAR) verwendete Tribometer der Technischen Universität von Graz im Netz der Wiener U-Bahn im Jahr 2009. Frisch geschliffene Schienen mit deutlich sichtbaren Schleifriefen ergaben einen Reibwert von 0,45. Im Bereich einer Schmieranlage konnten auf der Oberfläche Werte um 0,33 und an der Fahrkante von 0,18 gemessen werden.

Beim Überrollen werden die anfänglich rauen Oberflächen von Rad und Schiene gegeneinander gepresst und ‚verzahnt‘ und dabei elasto-plastisch verformt, wobei es lokal zu sehr großen plastischen Verformungen kommen kann. Für das System Rad-Schiene kann sich das wahre Asperiten-Kontaktgebiet bei ‚glatten‘ Oberflächen bis auf 60% und bei ‚sehr rauen‘ Oberflächen bis auf 30% reduzieren (Knothe et al. 1996). Die sehr hohen lokalen Druckkräfte an den Flanken der Asperiten übersteigen dabei die Fließgrenze und bei Entlastung führt dies zu residualen Zugspannungen an den

Flanken der Asperiten. Da der (Asperiten-)Kontakt nur sehr kurzzeitig wirkt und andauert, ist die Leistungsdichte sehr hoch; es treten dabei im lokalen Bereich hohe Temperaturen auf, die an die Austenit-Martensit-Umwandlungsgrenze heranreichen und bei entsprechender rascher Abkühlung zur Werkstoffversprödung führen können. Damit wird die Möglichkeit der Inkubation und Initiation von Oberflächenrissen vergrößert.

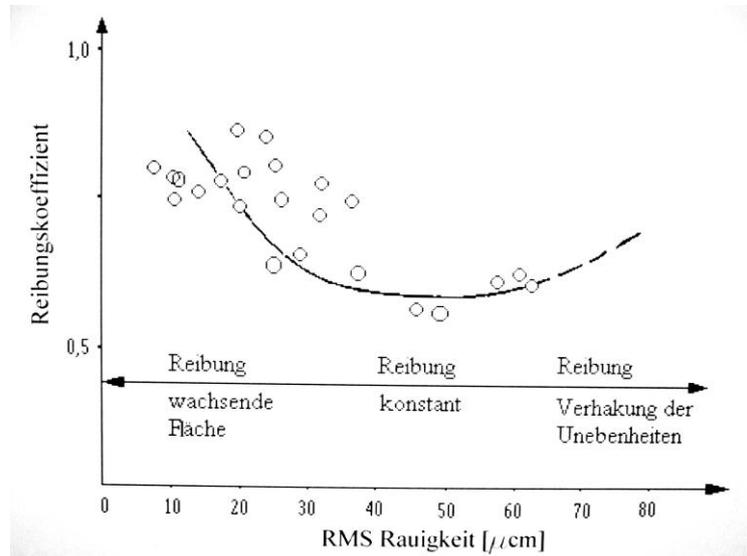


Abbildung 4-30: Abhängigkeit des Reibungskoeffizienten $\mu = F_T/F_V$ von der Oberflächenrauigkeit [μm] nach (Rabinowicz 1965)

In Abhängigkeit von der Fließgrenze und der Bruchzähigkeit wird beim Rollkontaktproblem nach **Abbildung 4-31** sehr unterschiedliches Werkstoffverhalten in den verschiedenen Zonen des Schienenkopfes beobachtet und kann in vier Bereiche eingeteilt werden:

- Bereich 1: ideal elastisch
- Bereich 2: elastisches Materialverhalten (elastic shakedown)
- Bereich 3: plastisches Materialverhalten (plastic shakedown)
- Bereich 4: unbegrenzte plastische Verformung (Versagen)

Der Bereich 1 entspricht dem ideal elastischen Werkstoffverhalten. Es treten zu keinem Zeitpunkt plastische Verformungen auf, die Spannungen und Dehnungen verschwinden vollständig beim Entlasten. Das Material verhält sich unter jeder Belastung elastisch.

Ideal elastisches Materialverhalten tritt beim Rollkontakt auch in der Anfangsphase nicht auf, denn bei der ersten Überrollung kommt es zufolge der Oberflächenrauheit sofort zur plastischen Verformung der Asperiten im Kontaktgebiet.

Weitere Überrollungen führen zur plastischen Hysterese in den einzelnen Asperiten. Sie folgt nach einer bestimmten Anzahl von Überrollvorgängen der Werkstoffkennlinie (zufolge der extremen Kaltverfestigung) und wird dann zu einer Geraden im Spannungs-Dehnungs-Diagramm und es kommt (nach einer anfänglich zugelassenen Plastifizierung) zu keinen weiteren plastischen Verformungen mehr (der Überrollvorgang wird also dann elastisch ertragen), so spricht man vom Einspielen (shakedown) des Werkstoffes, bzw. des Systems (Melan 1938 & Kapoor et al. 1994), bzw. in diesem Fall -

genauer - vom elastischen Einspielen (elastic shakedown, siehe **Abbildung 4-31** Bereich 2). Das Material verhält sich dann rein elastisch (Linie A-B-C in **Abbildung 4-32**).

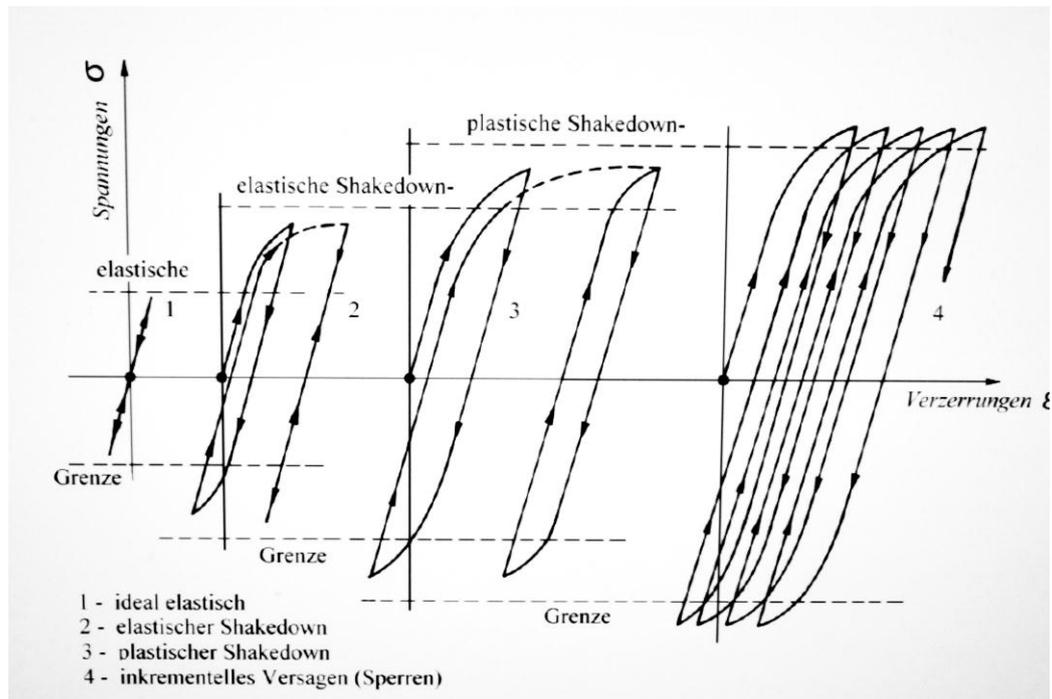


Abbildung 4-31: Die verschiedenen Beanspruchungsbereiche im Spannungs-Dehnungs-Diagramm für das Einspielen (shakedown) und der Akkumulation der plastischen Zerrüttung (ratchetting) nach (Kapoor & Williams 1991)

Folgt das Materialverhalten nach anfänglich plastischer Verformung einer plastischen Hysterese (mit null plastischer Nettodeformation, **Abbildung 4-31**), dann spricht man vom plastischen Einspielen (plastic shakedown); dies geschieht bei jeder Überrollung auf der Fahrfläche zufolge der großen Druckspannungen im Kontaktgebiet (Linie D-E-F in **Abbildung 4-32**). Da der Werkstoff auf der Oberseite des Schienenkopfes zufolge der seitlichen Behinderung nicht ausweichen kann, ist die plastische Verformung auf die Fahrfläche und der unmittelbaren Umgebung begrenzt.

Bei weiter steigender Belastung stehen zeitlich veränderliche Belastungsprozesse gegenüber, die bereits vor Erreichen der Traglastgrenze zum Versagen führen können. Wechseln während eines Belastungsprozesses die Inkremente der plastischen Dehnungen in einigen Punkten des Körpers ständig ihr Vorzeichen, dann spricht man von alternierender Plastizität. Der Körper fließt unaufhörlich, was schließlich zu einem lokalen plastischen Ermüden (Low Cycle Fatigue) führt (oberhalb der Linie D-E in der **Abbildung 4-32**).

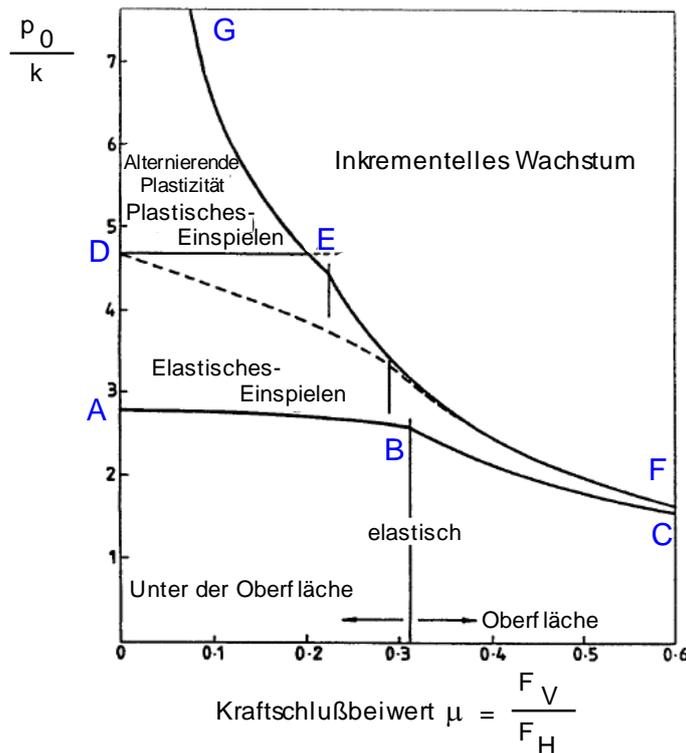


Abbildung 4-32: Einspieldiagramm (shakedown-map) für Schienenstahl (nach Pontner 1985), F_V ...Vertikalkraft, F_H ...Horizontalkraft, p_0 ... maximale Hertz'sche Kontaktspannung, k ...Fließschubspannung

Erfolgt aber bei jeder Überrollung eine weitere plastische Verformung (wie es z.B. beim Anlaufen des Rades an der Fahrkante passiert) und wird diese aufsummiert, dann spricht man von (unbegrenzter) plastischer Verformung (ratcheting, siehe **Abbildung 4-31** Bereich 4). Im letzteren Fall verschiebt sich die Hysterese-Schleife im Spannungs-Dehnungs-Diagramm unbegrenzt zu größeren plastischen Netto-Verformungen (also nach rechts) (Kapoor et al. 1991). Im Laufe der zyklischen Belastungen akkumulieren diese Verformungen derart, dass der Körper durch große Verformungen (= "Inkrementelles Wachstum") versagen wird (rechts der Linie G-E-F in der **Abbildung 4-32**).

Zusätzlich wird darauf hingewiesen, dass in der **Abbildung 4-32** das Gebiet zwischen der elastischen Linie B-C und der plastischen Linie E-F bei hohen Kraftschlussbeiwerten sehr eng ist und bei einer kleinen Überschreitung der elastischen Grenze schon zu plastischem Ermüden bzw. Versagen führen kann.

Wird das Rad beschleunigt oder abgebremst, dann treten im Kontaktgebiet zusätzliche Schubkräfte auf und die dort herrschenden Schubspannungen müssen der Schubverteilung zufolge der Normalkraft überlagert werden. Mit zunehmendem Reibbeiwert wird das 'Gesamtmaximum' der Schubspannungsverteilung zur Oberfläche hin gezogen, wobei der Reibungsbeiwert relativ groß ist (Pointner 2008). Das Carter'sche Modell berücksichtigt nur den Längsschlupf, der Querschlupf und das Bohrmoment aber bleiben dabei unberücksichtigt. Für die dreidimensionale Berechnung des Kontaktproblems muss z.B. die Theorie von Kalker herangezogen werden (Kalker 1990).

4.4.2 Oberflächenschädigung (Phase a)

Die zeitliche Veränderung der Druck-, Zug- und Scherspannungen an der und unterhalb der Schienenoberfläche im Zuge der millionenfachen Radüberrollungen führt zu plastischen Deformationen, zu Verschleiß- und Materialschädigung und in der weiteren Folge zu Mikro- und Makrorissbildung (siehe **Abbildung 4-29**).

Für die Phase a) wird die Änderung der Oberflächentopografie und Mikrostruktur zufolge des Fahrbetriebes in Schliffbildern gezeigt. Man kann verschiedene Stadien unterscheiden:

Phase a) - Stadium 0:

Die Schiene ist noch nicht befahren, die Oberfläche hat die Rauigkeit R_0 , es sind keine sichtbaren Schäden an der Schienenoberfläche zu erkennen. Das in der **Abbildung 4-33** gezeigte Schliffbild zeigt die Mikrostruktur des Schienenwerkstoffes nahe der freien Oberfläche. Die Perlitkörner (dunkle Bereiche) sind noch komplett vom Ferrit umgeben. Der Ferrit besitzt eine höhere Zähigkeit und ist dadurch plastisch verformbarer als die Zementitlamellen.

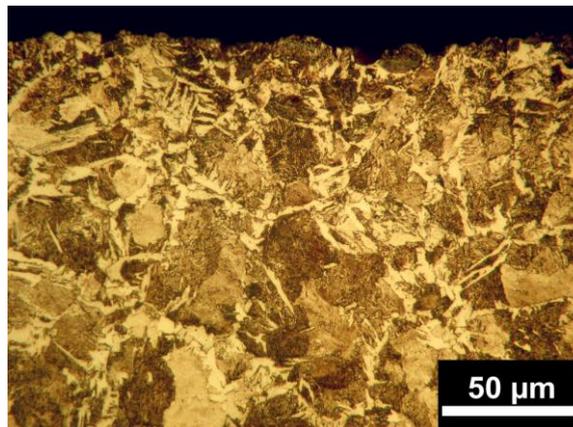


Abbildung 4-33: Mikrostruktur eines gefügeumwandlungsgehärteten Stahles mit perlitischen Bezirken, die von Ferrit umgeben sind; in der Nähe der noch nicht befahrenen Oberfläche.

Phase a) - Stadium I:

Im Stadium I in der Phase a) wird die virginale Oberfläche der Schiene von den Rädern überrollt, dadurch werden die Asperiten plastisch verformt und es ändert sich die Oberflächentopografie. Erste Roll- bzw. Wälzkontaktschäden zufolge von Normal- und Tangentialkräften treten an der Schienenoberfläche in Form von plastischen Verformungen (ratcheting) durch Schlupf und Reibung in der Kontaktfläche bzw. durch plastische Verformung unterhalb der freien Oberfläche auf. Dies führt in Abhängigkeit von der Belastung zur Verfestigung der randnahen Schichten bis zu einer Tiefe von ca. 1 bis 3 mm (siehe **Abbildung 4-34**). Erste Korngrenzen werden bis zu einer Tiefe von ca. 100 µm verformt (**Abbildung 4-34** und **Abbildung 4-35**). Die vollständige plastische Umbildung dieser Randschicht ist nach einer relativ kurzen Betriebszeit abgeschlossen und bleibt danach zyklisch stabil.

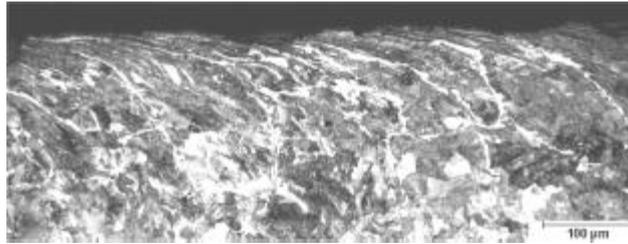


Abbildung 4-34: Oberflächennahe plastische Verformung nach dem Einlaufvorgang nach (Egry et al. 2006)

Durch den Einspielvorgang kommt es zur Umlagerung der Eigenspannungen in der obersten Randschicht des Schienenkopfes und zu einer Ausbildung eines zyklisch stabilen Druckeigenspannungszustandes an der Schienenoberfläche.

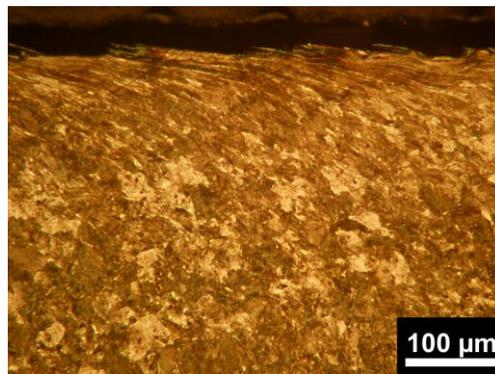


Abbildung 4-35: Durch Scherkräfte stark plastisch verformte randnahe (ca. 50-100 µm) dünne Schichten perlitischer Körner unter dem Fahrspiegel

Unter Mischreibungsbedingungen tragen wenige plastisch verformte Rauheitsspitzen (Asperiten) und der Schmierfilm die gesamte Last. Die Rauheitsspitzen sind bereits bei geringer äußerer Belastung hohen Pressungen unterworfen. Vor allem in der Einlaufphase können die Pressungen den plastischen Grenzdruck des Werkstoffs überschreiten. Durch plastische Deformation und Anpassungsprozesse verändert sich sowohl die Beanspruchung als auch das Werkstoffverhalten (z.B. durch Verfestigung, Bildung von Eigenspannungen). Diese zyklischen plastischen Verformungen (Shakedown-Effekte) verringern sich bis zum Ende der Einlaufphase und im Idealfall bleiben nach dem Einlauf nur die elastischen Anteile der Deformation übrig.

In Abhängigkeit von den Betriebsbedingungen (z.B. Belastung, Gleit- und Rollgeschwindigkeit, Gleitrichtung), der Oberflächen-Rauheit und den Schmierstoffeigenschaften, variieren die Schub-Druck-Oberflächenbelastungen. Dies führt auch zu weiteren unterschiedlichen Schädigungsverhalten. Beim Fehlen von Schmierstoffen (Grenzreibung) und Vorhandensein von hohen Druck-, Zug- und Scherspannungen kann es zu Verschleiß und Materialermüdung kommen. Durch den gezielten Einsatz von Schmiermitteln (Mischreibung) können die Druck- und Scherkräfte durch das Schmiermittel teilweise aufgenommen werden und es bleibt im Idealfall bei einem stabilen Druckeigenspannungszustand an der Schienenoberfläche mit wenig Verschleiß und Materialermüdung (**Abbildung 4-36**). In Abhängigkeit des Schmierfilmparameters (siehe **Abbildung 4-27**) lassen sich drei Reibungszustände mit unterschiedlichen Versagensmechanismen beschreiben. Für das Rad-Schiene-System treten durch die besonderen Anforderungen nur die Mischreibung und die Grenzreibung auf. Die Notwendigkeit Bremskräfte zu übertragen schließt eine Flüssigkeitsreibung mit hoher Schmierfilmdicke aus.

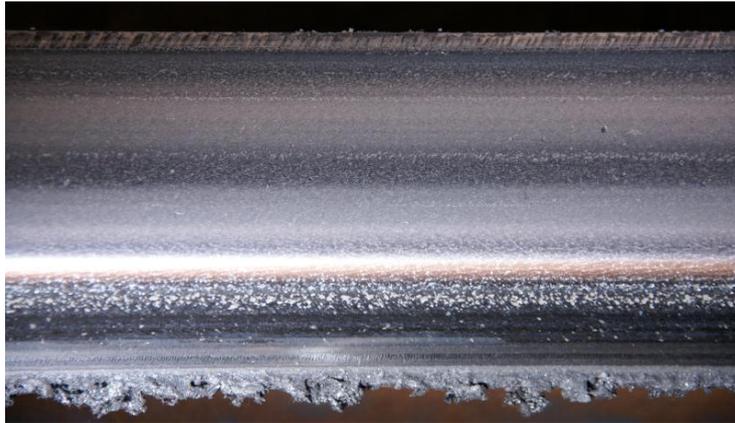


Abbildung 4-36: Fehlen von Schädigungen an der Schienenoberfläche (Fahrspiegel) einer Bogenaußenschiene der Güte R350HT mit ortsfester Schmieranlage in einem Gleisbogen mit 100 m Radius

Das Kreisdiagramm (**Abbildung 4-37**) zeigt die häufigsten Ausfallsursachen von Wälzlagern (Gleiß 2009). Nicht nur Materialfehler waren die Ursache, sondern Oberflächenermüdung und Verschleiß aufgrund unzureichender Schmierung und/oder Verschmutzung.

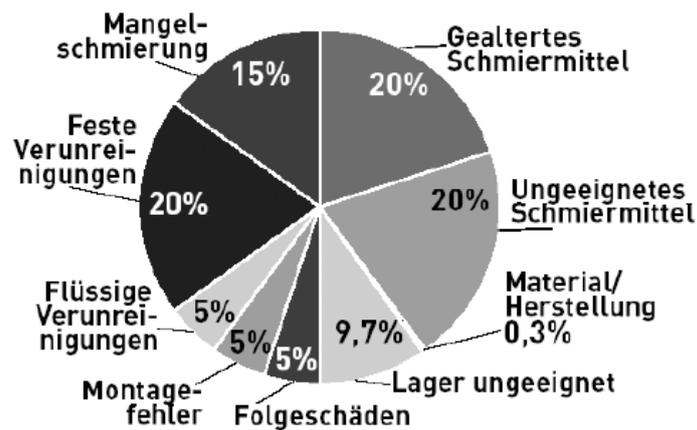


Abbildung 4-37: Ausfallsursachen von Wälzlagern (Gleiß 2009)

Insbesondere im Betrieb unter Mischreibungsbedingungen, bei hohen lokalen Kontaktspannungen und hohen lokalen Reibungskoeffizienten muss auch oberflächennahes Versagen berücksichtigt werden. Material und Herstellungsprozess machen nur 0,3% aller Lagerausfälle aus. 80% der Ausfälle haben ihre Ursache im Themenkomplex der Schmierung. Eine ausreichende Schmierung ist eine entscheidende Voraussetzung, um Frühausfälle zu vermeiden. Sie führt zu kurzen Lebensdauern und großen Streuungen in den Versuchsergebnissen. Die Ursache liegt in den hohen lokalen Spannungen an den Rauheitskontakten, die die Elastizitätsgrenze des Wälzwerkstoffs überschreiten und plastische Verformungen verursachen. Infolge der plastischen Verformungen verändert sich auch die Werkstoffstruktur und es entstehen zusätzliche Eigenspannungen. Oberflächenschäden können bereits nach kurzer Liegezeit der Schienen beobachtet werden. Sie führen nicht zum sofortigen Versagen, stellen jedoch eine potentielle Versagensart durch Veränderungen der Oberfläche (Mikropittings) oder durch Begünstigung anderer Versagensarten (Anrisse) dar.

Bei den „harten“ Schienen traten in den letzten Jahren jedoch Schäden an der Schienenoberfläche auf, was früher bei den „weicheren“ Schienen wegen des starken Verschleißes nie ein Problem für die Bahnbetreiber darstellte.

4.4.3 Ermüdung - Risswachstum und Ausbrüche unter dem Kontakt (Phase b)

Durch die hohe wechselnde Belastung der Schiene und hier ist darauf besonders hinzuweisen, dass es sich immer um zyklische Belastungen mit hoher Intensität (ca. 2,32 Mio. Lastwechsel pro Jahr bei der Wiener U-Bahn) handelt, wird das Material in der Schienenoberfläche stark beansprucht und entsprechend verändert.

Phase b) - Stadium I:

Ist der Verfestigungs-/Eigenspannungszustand in der Schiene nicht zyklisch stabil, so kommt es mit jedem weiteren Überrollvorgang zu zusätzlichen mikrostrukturellen Veränderungen im Bereich der Schienenoberfläche. Die auf die Schienenoberfläche einwirkenden Normal- und vor allem Scherkräfte erzeugen an und unterhalb der Oberfläche einen zeitlich quasiperiodischen Spannungszustand. Durch die zyklischen Beanspruchungen kann es zum Auftreten, Laufen und Anhäufen von Versetzungen kommen. Manche Körner widerstehen der plastischen Verformung und werden nur temporär elastisch verformt und werden als quasi-starre Partikel verschoben und gedreht. Die ersten Risse an den Korngrenzen entstehen durch Verdrehen und Verschieben der harten Körner. Diese Ermüdungsvorgänge führen zur Bildung von Mikrorissen (**Abbildung 4-39**), die von der Lauffläche der Schiene ausgehen und durch die weitere Beanspruchung zu Beginn unter 45° zur Oberfläche wachsen (**Abbildung 4-38**). Diese Oberflächenschädigung lässt sich auch in der **Abbildung 4-28** in der Zeile der Oberflächenzerrüttung (Delamination) erkennen.

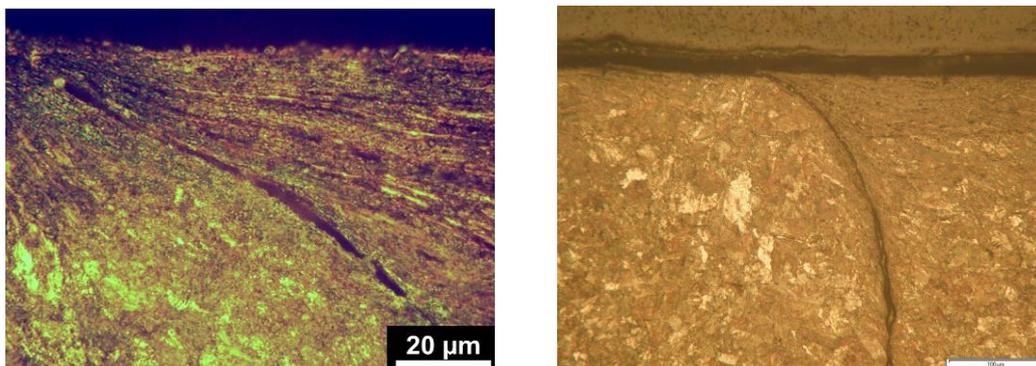


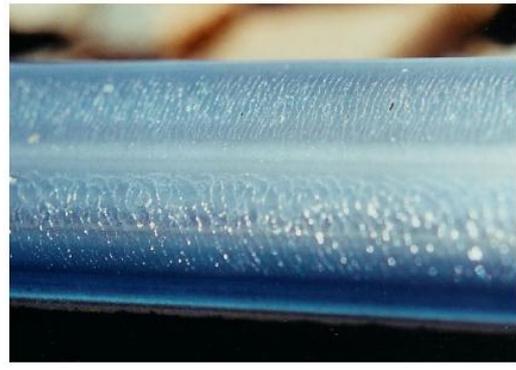
Abbildung 4-38: Mikroschliff durch eine deformierte Schienenoberfläche mit schrägem Riss (Detail aus **Abbildung 4-16**)

Phase b) - Stadium II:

Die Risse an den Korngrenzen wachsen durch die wechselnde Belastung und Ermüdung zusammen (**Abbildung 4-39**) und es kommt in weiterer Folge zu Rissmustern an der Oberfläche, unter denen die Risse bis zu 1 mm in die Tiefe wachsen (**Abbildung 4-16**).



a)



b)

Abbildung 4-39: a) auf einer kopfgehärteten R350HT-Schiene der Wiener U-Bahn Quasi-parallel quer zum Schienenkopf laufende weiße Linien, die sich am Rande teilweise vereinigen (die schrägen Risse am unteren Bild gelten als klassische Head Checks), b) Rissmuster auf einer Schiene zufolge unterschiedlicher Schlupfrichtung der vorlaufender und nachlaufender Achse (Fahrkante unten) (Magel et al. o.J.)

Durch die Belastung werden die Körner stark plastisch verformt und gequetscht bzw. geschert. Ein Riss verläuft in der **Abbildung 4-16** von der Mitte bzw. in **Abbildung 4-38** von links oben ausgehend nach rechts unten in einem Winkel von ca. 30° und biegt dann in einem Bogen senkrecht nach unten. Die stark verformte Schicht geht bis zu einer Tiefe von ca. 100 µm. Beachtenswert ist, dass die Körner rechts vom Riss geschert sind, jedoch unmittelbar links vom Riss keine grob plastische Verformung sichtbar ist.

Phase b) - Stadium III:

In den aktivierten vertikalen Rissen produzieren die durch die zyklischen Überrollungen im laufflächenrandnahen Bereich des Schienenkopfes zyklische Schubspannungen, die die Korngrenzen beanspruchen. In 1 bis 2 mm Tiefe führt dies zur Materialschädigung, wobei sich an den Korngrenzen Mikrorisse bilden. Im weiteren Verlauf wachsen horizontale Risse. Die vertikalen und horizontalen Risse wachsen zusammen und es entstehen die ersten Ausbrüche (siehe **Abbildung 4-40** und **Abbildung 4-41**) in der am stärksten belasteten Zone (siehe auch **Abbildung 4-28**). Auf der linken Seite von **Abbildung 4-40** erkennt man, dass der „Boden“ der Ausbrüche sägezahnartig ist und weiter in die Tiefe reichen kann. Die Fahrkante befindet sich auf der unteren Seite des Bildes und die Fahrtrichtung ist von links nach rechts an den verformten ausgebrochenen und teilweise überwalzten Balken erkennbar. Man erkennt, dass stark plastisch verformte Randbereiche des Fahrspiegels an das Gebiet der starken Ausbrüche grenzen. Die Mikroschliffbilder zeigen, dass die unter den balkenähnlichen Ausbrüchen ebenfalls Risse vorhanden sind. In der Bildmitte sind solche plastisch überrollte Balkenausbrüche gut erkennbar (roter Kreis).

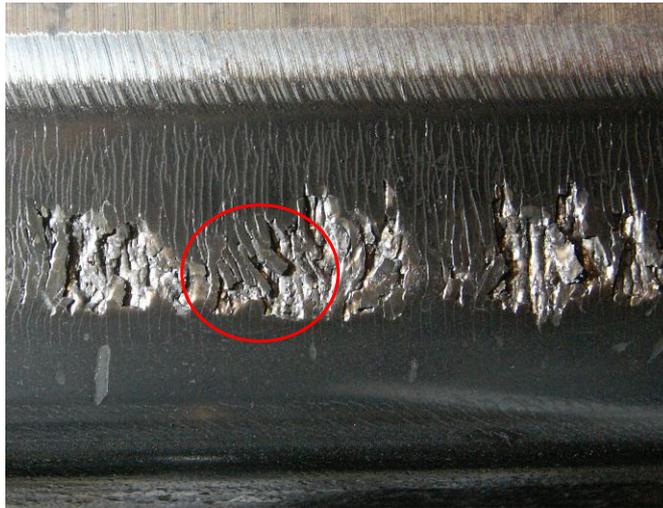


Abbildung 4-40: Stark geschädigter Schienenfahrspiegel mit weißen Linien und balkenförmigen Ausbrüchen an einer kopfgehärteten R350HT-Schiene der Wiener U-Bahn (Fahrkante am unteren Bildrand)

Das Maximum der Normal- und Scherbelastung wirkt dabei in etwa der Mitte des Kontaktgebietes, für jede Überrollung ist die Spurlinie des Druckmaximums jedoch eine andere. Daraus ergibt sich eine statistische Verteilung der Maxima des Kontaktdruckes der Überrollungen.

In der Phase b sind alle Risse und Ausbrüche durch die ständig wechselnde Belastung des Überrollvorganges der Räder (lokale Belastung) entstanden.

4.4.4 Ermüdung - Risswachstum durch Biegung bis zum Bruch der Schiene (Phase c)

Phase c) - Stadium I:

In dieser Phase c wächst ein Riss unter der wechselnden Biegebelastung (globale Belastung). Dabei müssen zusätzlich noch die Eigenspannungen, Temperaturspannungen oder Schweißspannungen berücksichtigt werden. Durch die zyklisch dynamische Belastung von den Fahrzeugen und durch die Lagerung der Schiene kommt es zu Biege- (Zug-)beanspruchung im Schienenkopf, die zu Ermüdungsrissbildung führen kann. Material- oder Instandhaltungsfehler in oder an der Schiene können die Rissentwicklung und -ausbreitung begünstigen.

Die in der **Abbildung 4-41** ersichtliche Mikroschliff-Panoramaaufnahme zeigt drei Mikroschliffe aus einem oberflächengeschädigten Stück einer kopfgehärteten R350HT-Schiene der Wiener U-Bahn. Die Mikroschliffe, die im Abstand von 10 mm parallel zur Längsrichtung der Schiene aus dem Fahrspiegel herausgeschnittenen wurden, wurden poliert und geätzt und dann im Lichtmikroskop fotografiert. Ganz deutlich sind die parallelen Risse in der Schienenoberfläche, wie in der **Abbildung 4-40** auf der Schienenoberfläche gezeigt, auch in den Mikroschliffen zu erkennen. Weiters erkennt man die mehr oder weniger horizontalen Risse, die zu den balkenähnlichen Ausbrüchen mit den teilweise rechteckigen Querschnitten von zwischen $1 \times 1 \text{ mm}^2$ und $2 \times 2 \text{ mm}^2$ führen.

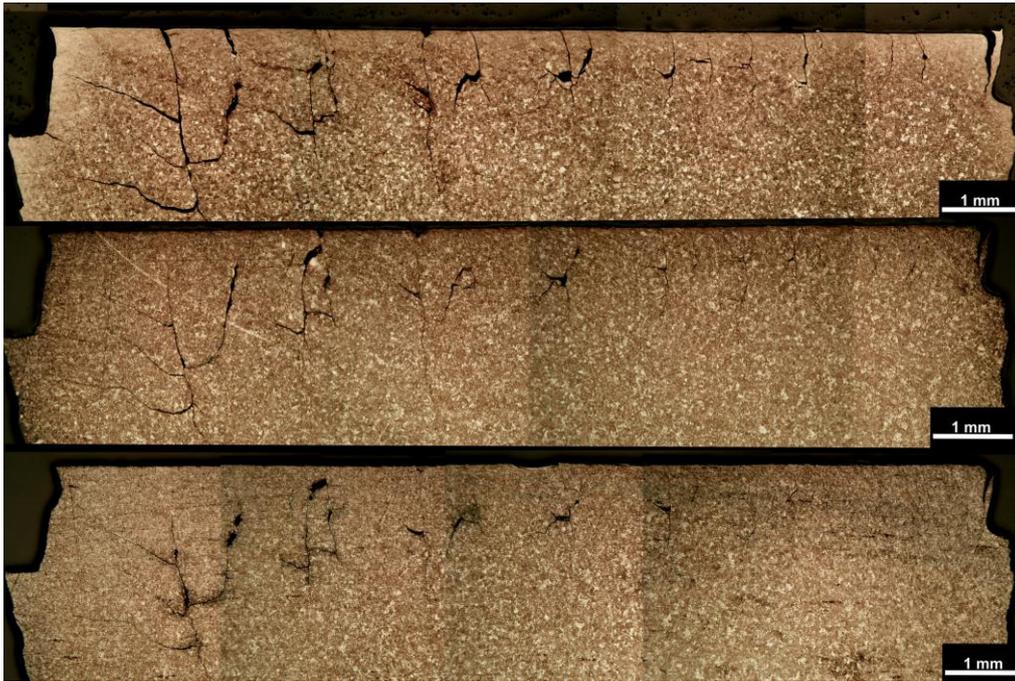


Abbildung 4-41: Mikroschliff-Panoramaaufnahme dreier paralleler Längsschnitte einer R350HT-Schiene der Wiener U-Bahn (Fischmeister et al. 2009)

Die in der Technischen Versuch und Forschungsanstalt der technischen Universität Wien (TVFA) durchgeführten Materialuntersuchungen lassen verschiedene Stufen der Entwicklung der Schädigung und der Risse unterscheiden. Dabei kommt es in R350HT-Schienen zu einer Art Wettbewerb zwischen der Ausbreitung der Randmikrorisse und der schubkraftinduzierten Werkstoffschädigung knapp unterhalb der Fahrfläche.

Phase c) - Stadium II:

Einzelne Ermüdungsrisse aus dem Stadium I haben eine Tiefe erreicht, bei der sich der Spannungszustand im Schienenkopf ändert. Unter diesem Spannungszustand zufolge erhöhter Beanspruchung durch Biegung, Temperatur und Eigenspannungen beginnt ein weiteres Wachstum einzelner untereinander konkurrierender Risse und setzt sich in einem stabilem Risswachstum (siehe *Abbildung 4-42*) fort.



Abbildung 4-42: Bruchfläche im Kopf einer R350HT-Schiene der Wiener U-Bahn, man erkennt die Delamination von Teilen der Fahrfläche und das anschließende Ermüdungsrisswachstum in den Schienenkopf hinein

Phase c) - Stadium III:

Ein stabiler Ermüdungsriss hat seine kritische Länge erreicht und es kommt zum Gewaltbruch der Schiene (siehe **Abbildung 4-43**).



Abbildung 4-43: Bruchfläche im Kopf einer R350HT-Schiene der Wiener U-Bahn, man erkennt die gesamte von Rost angegriffene Ermüdungsbruchfläche, der glänzende Teil ist die gewaltsam aufgebrochene Restbruchfläche

Bei abgefahrenen Schienen ist die kritische Risstiefe bei gleichen Bedingungen kleiner als bei neuen Schienen.

4.5 Bruchmechanik

In der linear-elastischen Bruchmechanik unterscheidet man drei Arten von Beanspruchungsarten. Die Normalöffnung des Risses wird in der Bruchmechanik als Mode I bezeichnet (**Abbildung 4-44 a**). Bei einer Scherbeanspruchung senkrecht zur Rissfront spricht man von Mode II (**Abbildung 4-44 b**) und bei einer Beanspruchung parallel zur Rissfront spricht man von Mode III-Beanspruchung (**Abbildung**

4-44 c). Diese Beanspruchungen können auch in Kombinationen auftreten und dann spricht man von Mixed-Mode-Beanspruchung.

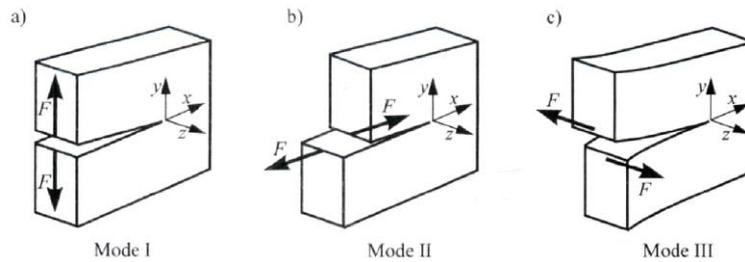


Abbildung 4-44: Die drei grundlegenden Rissbeanspruchungsarten der linear-elastischen Bruchmechanik (Richard et al. 2009), a) Normalbeanspruchung normal zur Rissfläche, b) Schubbeanspruchung senkrecht zur Rissfront, c) Schubbeanspruchung parallel zur Rissfront

Da Risse eine scharfe Materialtrennung darstellen und den Kraftfluss im Material stark stören, entsteht nach der Theorie der linear-elastischen Bruchmechanik an den Rissspitzen ein lokales singuläres Spannungsfeld mit theoretisch unendlich hohen Spannungen (siehe **Abbildung 4-45**), die keine physikalische Realität besitzen.

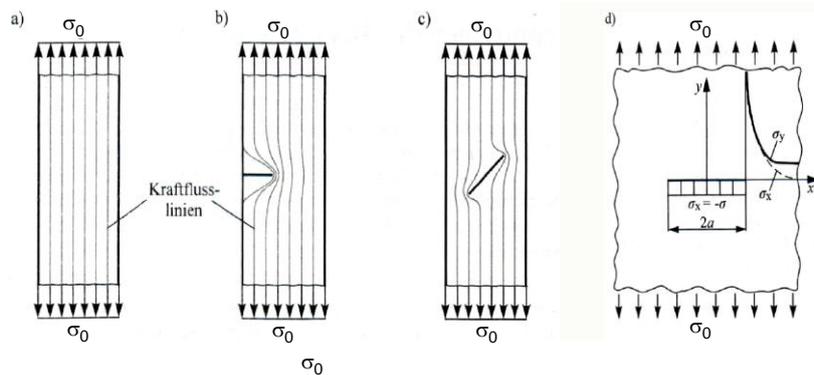


Abbildung 4-45: Störung des Kraftflussverlaufes durch Risse (Richard et al. 2009), a) Kraftfluss in einer Scheibe ohne Riss, b) Kraftflussverlauf an einem Randriss, c) Kraftflussverlauf an einem Innenriss, d) Spannungsverlauf an einem Innenriss mit der Risslänge $2a$ in einer unendlich ausgedehnten Scheibe

Die Spannungsintensitätsfaktoren (SIF's) sind ein Maß für die Intensität der singulären Spannungsfelder an der Rissspitze. Die SIF's sind abhängig von der äußeren Belastung, der Rissgeometrie, der Risslänge und Risttiefe, und der Geometrie des Bauteils. Für jedes Rissproblem gibt es die dazugehörigen SIF K_I , K_{II} und K_{III} , die in der folgenden allgemeinen Form angeschrieben werden können:

$$K_I = \sigma_0 \cdot \sqrt{\pi \cdot a} \cdot Y_I \quad (4-8)$$

$$K_{II} = \tau_0 \cdot \sqrt{\pi \cdot a} \cdot Y_{II} \quad (4-9)$$

$$K_{III} = \tau_{0z} \cdot \sqrt{\pi \cdot a} \cdot Y_{III} \quad (4-10)$$

Der SIF wird in $[\text{Nmm}^{-3/2}]$ angegeben, die Spannungen σ , τ und τ_z folgen aus der Belastung des Bauteils in $[\text{N/mm}^2]$ und a ist die Risslänge in $[\text{mm}]$. Der Geometriekorrekturfaktor Y , der dimensionslos ist, berücksichtigt die Geometrie des Bauteils, die Art und den Ort der Lasteinleitung und die Risslage sowie Rissgröße im Bauteil. Das grundlegende Mode I - Rissmodell in der Bruchmechanik stellt der Innenriss mit der Risslänge $2a$ in einer unendlich ausgedehnten Scheibe mit konstanter axialer Zugspannung senkrecht zur Rissfläche dar, bei der der Geometriefaktor $Y_I = 1$ ist (= Griffith-Riss, $Y_{II} = Y_{III} = 0$). Damit reduziert sich die **Formel (4-8)** in folgender vereinfachter Form:

$$K_I = \sigma_0 \cdot \sqrt{\pi \cdot a} \quad (4-11)$$

In der bruchmechanischen Literatur werden alle Größen auf den Spannungsintensitätsfaktor des Griffith-Risses bezogen. Für eine große Anzahl von Geometriefaktoren gibt es tabellarische Darstellungen wie zum Beispiel in (Murakami 1987).

In der Praxis treten Bauteilbelastungen auf, die sich für bruchmechanische Berechnungen in die drei Fälle zerlegen lassen. Je nach Situation können die grundlegenden SIF's des gleichen Mode superponiert werden (**Abbildung 4-46**) oder es müssen nach bestimmten Hypothesen Vergleichs-SIF's ermittelt werden.

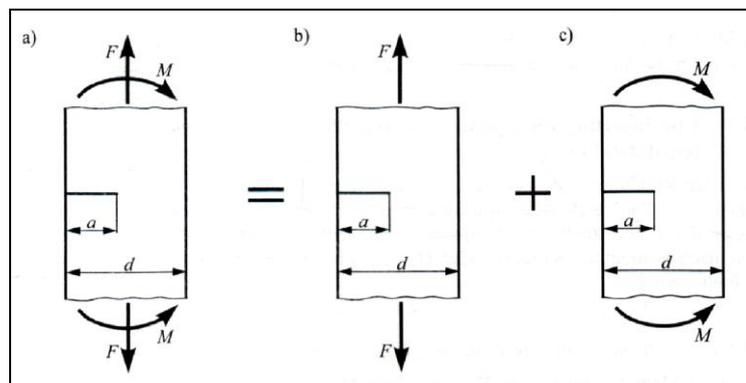


Abbildung 4-46: Superposition von SIF's (Richard et al. 2009), a) Scheibe mit Randriss unter überlagerter Zug- und Biegebeanspruchung, b) Scheibe unter reiner Zugbelastung, c) Scheibe unter Biegebelastung

Der SIF ist ein Maß für die „Gefährlichkeit“ eines Risses. Für reine Mode I - Beanspruchung an der Risspitze liefert das Bruchkriterium

$$K_I = K_{Ic} \quad (4-12)$$

dabei hat der SIF K_I den werkstoffspezifischen Wert K_{Ic} , die Bruchzähigkeit des Materials erreicht, die kritische Spannung bzw. die dazugehörige kritische Risslänge. Dabei erfolgt der Übergang in das instabile Risswachstum.

Wenn ein Mode I - Riss instabil wird, breitet er sich mit großer Geschwindigkeit meistens in Richtung des bisherigen Risses aus.

Das Versagen eines Werkstoffes bzw. Bauteiles unter Materialermüdung ist ein bekanntes Phänomen und tritt bei einer Beanspruchungsgröße weit unterhalb der statischen Festigkeit ein. Im Gegensatz zur statischen Belastung führt eine zyklische Belastung zu völlig anderen Versagensver-

halten von Bauteilen. Die Dauerfestigkeit bei Zug- und Druckbelastung für Stahl liegt zum Beispiel bei ca. 30 - 40% der jeweiligen Zugfestigkeit. Bei zyklischer Belastung bilden sich an Schädstellen wie z.B. bei Kerben oder Querschnittsübergängen kleine Anrisse. Im Zuge der weiteren zyklischen Belastung werden die Risse vergrößert bis schließlich der Restbruch eintritt.

Dieses Phänomen führte in der Vergangenheit zur katastrophalen Versagen von Bauwerken bzw. Anlagen wie z.B. Flugzeuge, Offshore Anlagen, Schiffen und Brücken. Auch die Entgleisung des Hochgeschwindigkeitszuges ICE der Deutschen Bahn bei Enschede im Jahr 1998 wurde durch einen Ermüdungsbruch eines Radreifens verursacht (Richard 2009).

Die Materialermüdung ist dabei zu einem wichtigen Forschungszweig mit dem Ziel geworden, Bauteilversagen während der Betriebsdauer zu vermeiden. Dies lässt sich nach zwei Strategien erzielen:

- "Safe life"-Strategie: Vermeidung von Ermüdungsschäden,
- "Fail safe"-Strategie: Wenn Anrisse nicht vermeidbar sind, ist sicherzustellen, dass Anrisse während der Betriebsdauer nicht zum Bruch führen können. Dies kann durch dementsprechende Inspektionsmaßnahmen und durch Austausch oder Reparatur des beschädigten Bauteils sichergestellt werden.

Nachdem Anrisse bei vielen Bauteilen nicht vermeidbar sind, müssen durch bruchmechanische Berechnungen die Inspektionsintervalle festgelegt werden, um ein Bauteilversagen rechtzeitig vorhersagen zu können. In den bruchmechanischen Berechnungen wird die Auswirkung von Rissen in einem Bauteil quantitativ untersucht. In die Berechnungen fließen dabei ein: rissartige Fehler, Werkstoffkennwerte, Lasteinleitung und das Lastkollektiv. Mit Hilfe der Bruchmechanik lässt sich dann die Rissausbreitung berechnen, aus dem sich das Inspektionsintervall ergibt, um einen eventuellen Austausch oder Reparatur des Bauteils rechtzeitig durchführen zu können.

4.5.1 Stufen der Rissausbreitung

Die Rissentwicklung lässt sich in 3 Entwicklungsstufen (siehe **Abbildung 4-47**) einteilen:

- Rissinkubation und -initiation,
- stabiler Rissfortschritt und
- instabiler Rissfortschritt.

Die Rissinkubation besteht bei plastisch verformbaren Werkstoffen aus der Versetzungsbewegung in den Gleitebenen mit Trennung der Körnung im Werkstoff, der Materialplastifizierung an der Oberfläche und der anschließenden Risskeimbildung, die an Kerben, Defekten wie Einschlüssen oder Imperfektionen erfolgt (siehe **Abbildung 4-44**).

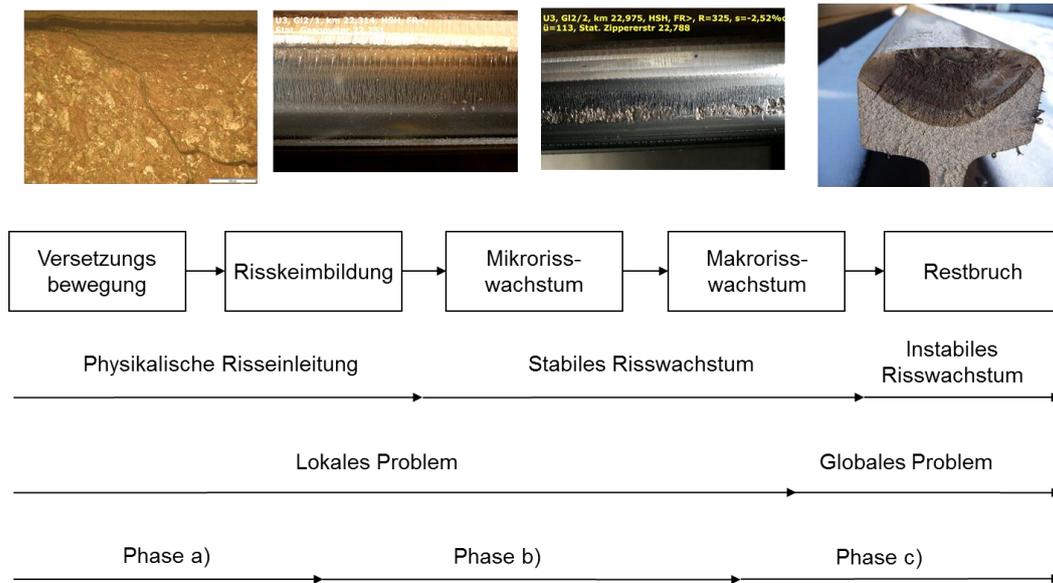


Abbildung 4-47: Stufen der Rissbildung und des Risswachstums bzw. Phasen der Schädigung in der Schiene zufolge Rollkontaktermüdung in Anlehnung an (Radaj 2007) und ergänzt mit Bildern von Schienen der Wiener U-Bahn

4.5.2 Ermüdungsrissausbreitung bei konstanter zyklischer Belastung

Die Beanspruchung von Bauteilen in Form von zyklischen Belastungen mit konstanten Amplituden, verursacht deutlich andere Risswachstumserscheinungen als zyklische Belastungen mit variabler Amplitude. Das Ermüdungsrisswachstum unter zyklischer Belastung findet schon bei Belastungsniveaus statt, deren zugeordneter Spannungsintensitätsfaktor weit unterhalb der Bruchzähigkeit K_{Ic} liegt. Das Risswachstum ist durch die Rissfortschrittsrate da/dN gekennzeichnet, wobei "da" der Risslängenzuwachs pro Lastwechselzahldifferenz $dN = N_{i+1} - N_i$ mit $i = 0$ bis n bezeichnet.

Bei einer zeitlich veränderlichen Belastung entsteht im Bereich der Risspitze auch ein zeitlich veränderliches Spannungsfeld, das durch die zyklische Spannungsintensität charakterisiert wird und in der Ermüdungsrissausbreitung eine entscheidende Rolle spielt. Die **Abbildung 4-48** zeigt die Zusammenhänge zwischen Bauteilbelastung und dem zyklischen SIF ΔK_I in einer harmonischen Mode I - Beanspruchung $\sigma(t)$ eines Bauteils mit einem Randschliff der Tiefe a .

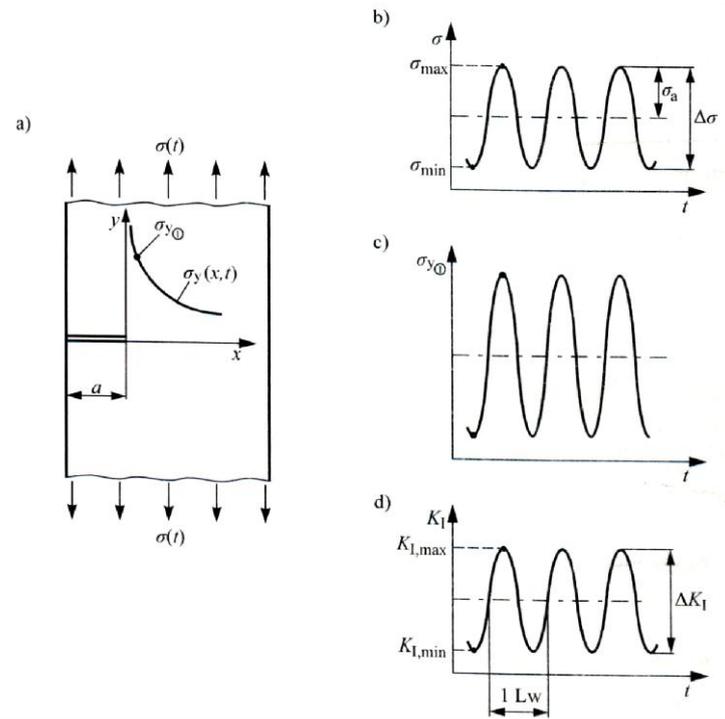


Abbildung 4-48: Zusammenhang zwischen Bauteilbelastung und zyklischem SIF (Richard et al. 2009), a) Bauteil mit Randriss der Länge a unter zeitlich veränderlicher Belastung $\sigma(t)$ und dadurch hervorgerufener Spannung $\sigma_y(x,t)$ in der Risspitzenumgebung, b) Belastung $\sigma(t)$ mit konstanter Amplitude $2\sigma_a$ bzw. konstanter Schwingungsbreite $\Delta\sigma = \sigma_{\max} (= \sigma_o) - \sigma_{\min} (= \sigma_u)$, c) Schwingungsbreite $\sigma_{y0}(t)$ in der Nähe der Risspitze, d) SIF $K_I(t)$ mit konstanter Spannungsschwankungsintensität $\Delta K_I = K_{I,\max} - K_{I,\min}$

In Anlehnung an die **Formel (4-8)** kann der zeitlich veränderliche SIF $K_I(t)$ folgendermaßen dargestellt werden:

$$K_I(t) = \sigma(t) \cdot \sqrt{\pi a} \cdot Y_I(a) \quad \text{wobei } a = a(t) \quad (4-13)$$

Dabei bedeutet $\sigma(t)$ die zeitlich veränderliche Spannung, a die Risstiefe und $Y_I(a)$ die Geometriekorrekturfunktion, die identisch mit der in der **Formel (4-8)** ist. Wenn man in **Formel (4-13)** den maximalen SIF $K_{I,\max}$ und den minimalen SIF $K_{I,\min}$ SIF einsetzt, kann man den zyklischen SIF ΔK_I berechnen:

$$\Delta K_I = K_{I,\max} - K_{I,\min} = (\sigma_o - \sigma_u) \cdot \sqrt{\pi a} \cdot Y_I(a) = (\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) \cdot \sqrt{\pi a} \cdot Y_I(a) = \Delta\sigma \cdot \sqrt{\pi a} \cdot Y_I(a) \quad (4-14)$$

Bei gleich bleibender zyklischer Spannungsamplitude zwischen σ_{\max} und σ_{\min} wird mit zunehmender Risstiefe auch der zyklische SIF größer (**Abbildung 4-49**). Wenn der zur Oberspannung σ_{\max} gehörende SIF $K_{I,\max}$ die Bruchzähigkeit K_{Ic} erreicht, tritt instabiles Risswachstum durch Gewaltbruch ein. Unter der Voraussetzung, dass man für das Risswachstum nur die Zuganteile heranzieht, wird bei der Unterspannungen $\sigma_{\min} \leq 0$ der dazugehörige SIF $K_{I,\min} = 0$ (siehe **Abbildung 4-49 b**)), damit wird auch $\Delta K_I = K_{I,\max}$ (mit dieser Annahme $\sigma_{\min} \leq 0$, ist auch eine Änderung des R-Wertes verbunden, auf die später noch eingegangen wird).

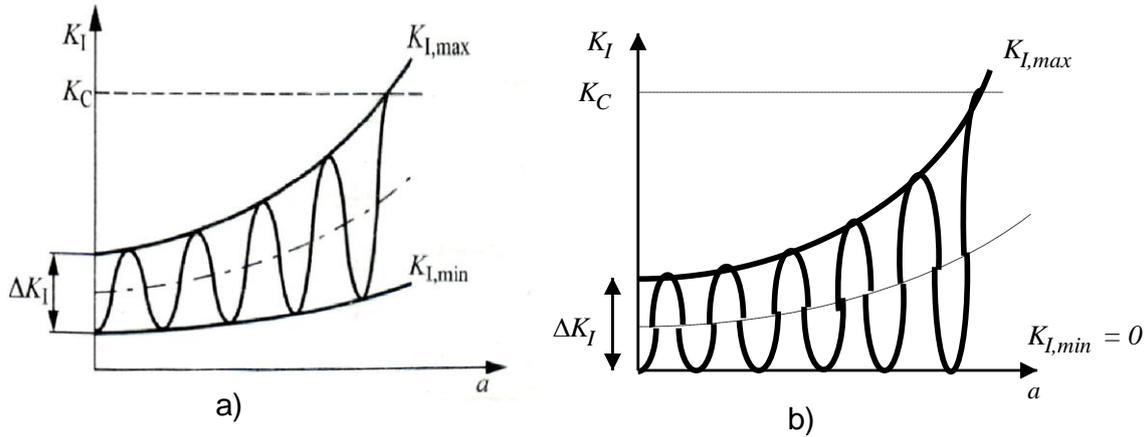


Abbildung 4-49: Zusammenhang zwischen dem zyklischem SIF ΔK_I und Riss-tiefe a (Richard et al. 2009), a) für $K_{I,min} > 0$, b) für $K_{I,min} = 0$

Für sprödebrüchiges d. h. linear-elastisches Werkstoffverhalten und auch in Fällen wo Shakedown Bedingungen nach erschöpfter Plastifizierung in rein elastisches Verhalten münden, kann unter Beachtung gewisser Bedingungen das bekannte Paris-Gesetz angewendet werden und sowohl der Zusammenhang zwischen Risslänge und Lastspielzahl (**Abbildung 4-50 a**) als auch den Einfluss des Lastniveaus auf das Ermüdungsrisswachstum (siehe **Abbildung 4-50 b**).

In der **Abbildung 4-50** sieht man, dass bei zunehmender Lastspielzahl und höherer Bauteilbelastung $\sigma_3 > \sigma_2 > \sigma_1$ die Rissgeschwindigkeit da/dN zunimmt und das instabile Risswachstum früher eintritt.

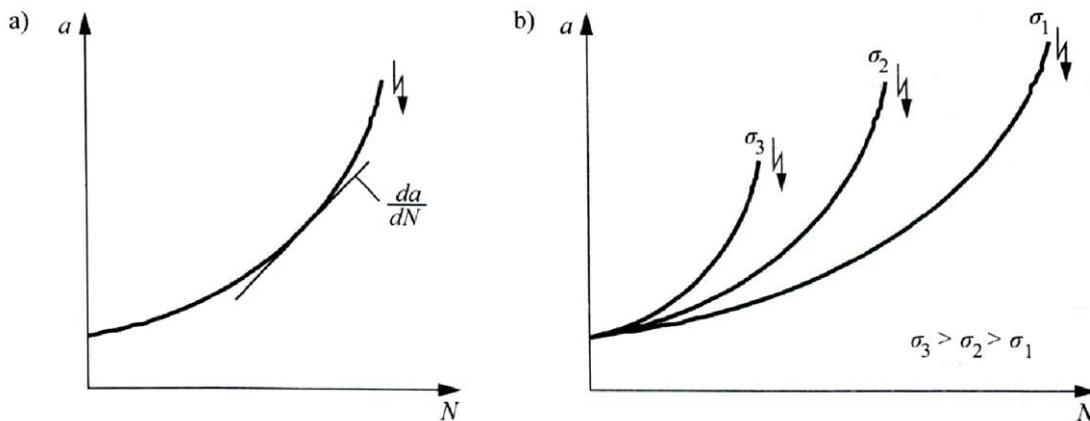


Abbildung 4-50: Risslängen-Lastspielzahl-Kurven beim Ermüdungsrisswachstum (Richard et al. 2009), a) ... Risslänge, N ... Lastspielzahl, da/dN ... Rissgeschwindigkeit, Rissfortschrittsrate, σ_1 , σ_2 , σ_3 ... Bauteilspannungen, a) Rissgeschwindigkeit als Ableitung der a - N -Kurve, b) Einfluss des Lastniveaus auf das Ermüdungsrisswachstum

Nach dem Paris-Gesetz gilt für die stabile zyklische Rissausbreitung da/dN (crack propagation rate) unter zyklischer Spannungsintensität die Formel

$$\frac{da}{dN} = C_P (\Delta K)^{m_P} \quad (4-15)$$

wobei N die Lastspielzahl ist, ΔK die Schwingbreite des Spannungsintensitätsfaktors K_I und C_P und m_P Werkstoffparameter sind, die experimentell ermittelt werden müssen. C_P und m_P geben die Lage und die Steigung der Geraden der Kurve im doppelt-logarithmischen Diagramm an. Im Bereich I (siehe **Abbildung 4-51**) tritt unter der zyklischen Spannungsintensität $\Delta K_0 = \Delta K_{th}$ (Belastung) kein Rissfortschritt für einen Langriss (ab 1 mm) auf. In diesem Fall gilt:

$$\frac{da}{dN} = 0 \quad (4-16)$$

Sehr wohl können unter diesem Wert Kurzrisse (short cracks) entstehen bzw. weiterwachsen, die nicht mehr mit der elastischen und elasto-plastischen Langriss-Bruchmechanik beschrieben werden können. Hier muss die Mikrogefügestruktur des Werkstoffes berücksichtigt werden. Im Bereich I spielt die Mikrostruktur eine sehr große Rolle.

Der Bereich III stellt den instabilen Restbruch dar, der nach dem Erreichen der kritischen Rissgröße erfolgt. Der Bereich III ist stark beeinflusst von der Mikrostruktur und der Bauteildicke (ebener Dehnungszustand (EDZ) oder ebener Spannungszustand (ESZ)).

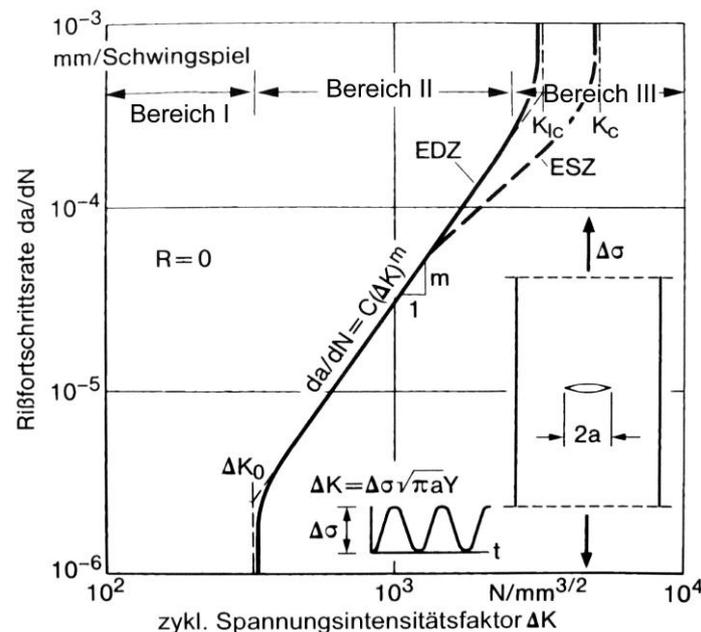


Abbildung 4-51: Rissfortschrittsrate von Langrissen als Funktion der zyklischen Spannungsintensität am Beispiel eines Innenrisses in einem einachsigen gezogenen Streifen, Bereiche I, II und III (schematische Darstellung nach (Radaj et al. 2007)), EDZ ... ebener Dehnungszustand, ESZ ... ebener Spannungszustand, ΔK_0 ... initialer zyklischer Spannungsintensitätsfaktor

Im Bereich II kann der zyklische Rissfortschritt mit der Rissfortschrittsrate nach der Parisgleichung (siehe **Formel (4-15)**) angegeben werden. Als untere Grenze der Geraden des Rissfortschrittes gilt der so genannte Schwellwert ΔK_{th} (threshold value); für Werte $\Delta K < \Delta K_{th}$ kommt es zu keiner Verlängerung des Langrisses; und die obere Grenze ist wiederum die Risszähigkeit K_{Ic} (für den ebenen Dehnungszustand) und K_{Ic} (für den ebenen Spannungszustand), bei der instabiler Gewaltbruch eintritt.

Die Bruchzähigkeit K_{IC} und der Schwellwert der zyklischen Spannungsintensität ΔK_{th} hängen vom Material und von der Umgebung ab und können nur durch aufwendige Versuche ermittelt werden. Der Schwellwert der zyklischen Spannungsintensität ist jener untere Grenzwert ΔK_{th} , bei der ein Langriss unter zyklischer Beanspruchung aufhört zu wachsen (siehe **Abbildung 4-52**).

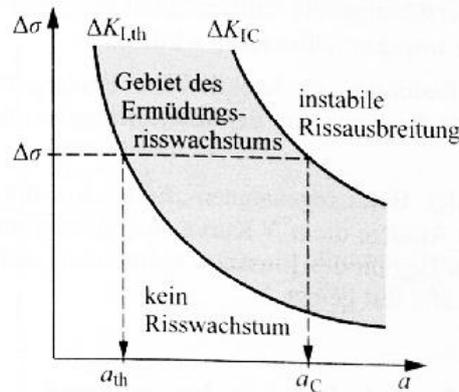


Abbildung 4-52: Schematische Darstellung des Gebietes der Ermüdungsrissausbreitung mit den Risslängen a_{th} und a_c für eine bestimmte zyklische Spannung $\Delta\sigma$ nach (Richard et al. 2009), a_{th} ... Anrissgröße (-tiefe), $a_c = a_{cr}$... kritische Rissgröße

Durch Integration der Gleichung (4-15) erhält man die Lastspielzahl ΔN , die erforderlich ist, um einen Anfangsriss a_0 auf die Rissgröße a anwachsen zu lassen:

$$\Delta N = N - N_0 = \int_{a_0}^a \frac{da}{C (\Delta K)^m} = \int_{a_0}^a \frac{da}{C \cdot (\Delta\sigma \sqrt{\pi \cdot a} \cdot Y(a))^m} \quad (4-17)$$

Wenn die Rissgröße a die kritische Rissgröße a_{cr} erreicht hat, tritt der Gewaltbruch ein. Stellt die Rissgröße a jene Rissgröße dar, die bei einer Inspektion festgestellt wurde, dann ist die Lastspielzahl $N_{AL}(a, a_{cr})$ jene Restlebensdauer bis zum Erreichen der kritischen Rissgröße. Die Restlastspielzahl bis zum Ende der Lebensdauer des Bauteils folgt somit aus der Gesamtlastspielzahl $N_{TL}(a_0, a_{cr})$ zu:

$$N_{RL}(a, a_{cr}) = N_{TL}(a_0, a_{cr}) - N_{AL}(a_0, a) \quad (4-18)$$

wobei $N_{AL}(a_0, a)$, die bis zum Zeitpunkt der Inspektion aufgetretenen Lastspielen darstellt. Durch Berücksichtigung des Spannungsverhältnisses, d. h. des R-Wertes

$$R = \frac{\sigma_u}{\sigma_o} = \frac{K_{min}}{K_{max}} \quad (4-19)$$

wurde die Parisformel durch die Forman-Formel erweitert:

$$\frac{da}{dN} = C_F \frac{(\Delta K)^m_F}{(1 - R)} \quad (4-20)$$

wobei m_F und C_F die mit dem Index 'F' (= Forman) bezeichneten charakteristischen Ermüdungsrisserausbreitungsparameter m und C sind.

Bei der zusätzlicher Berücksichtigung der beiden Bereiche I und III lässt sich eine wesentlich allgemeinere Formel für die Bereiche I bis III angeben. Da die Erweiterung auf verschiedene Weise erfolgen kann, sind eine Unzahl von Varianten in der Literatur zu finden, wobei eine der ältesten die in (4-21) dargestellte ist:

$$\frac{da}{dN} = C_E \frac{(\Delta K - \Delta K_{th})^m}{(1 - R) K_{Ic} - \Delta K} \quad (4-21)$$

ΔK_{th} wird als Schwellwert der Schwankung des Spannungsintensitätsfaktors bezeichnet, unter der kein Makrorisswachstum stattfinden kann. Die Erdogan-Ratwani-Formel (4-21) beschreibt - im Gegensatz zur Parisformel - den gesamten Verlauf der Rissfortschrittcurve. Während die Parisformel den mittleren Teil der empirischen Rissfortschrittcurve durch eine Gerade approximiert und dadurch zu einen sehr konservativen Rissfortschritt führt, beschreibt die Erdogan-Ratwani-Formel die Rissfortschrittcurve nichtlinear in allen drei Bereichen, also auch bei niederen ΔK -Werten, wo der Rissfortschritt langsam und bei höheren ΔK -Werten, wo der Rissfortschritt schneller erfolgt.

4.5.3 Schwellwert und Risszähigkeit der Schiene

Um das Risswachstum eines Oberflächenrisses im Schienenkopf nach den **Formeln (4-15), (4-20)** oder **(4-21)** berechnen zu können, müssen die Werte ΔK_{th} und K_{Ic} und die Parameter C und m , die entsprechend im richtigen Maßsystem eingesetzt werden müssen, bekannt sein. Dafür wurden an der Technischen Versuchs- und Forschungsanstalt der Technischen Universität Wien (TVFA) Schienenstücke, die durch Rollkontaktermüdung im Fahrspiegel Risse aufwiesen (**Abbildung 4-53**), untersucht und mehreren Werkstoffprüfungen unterzogen.

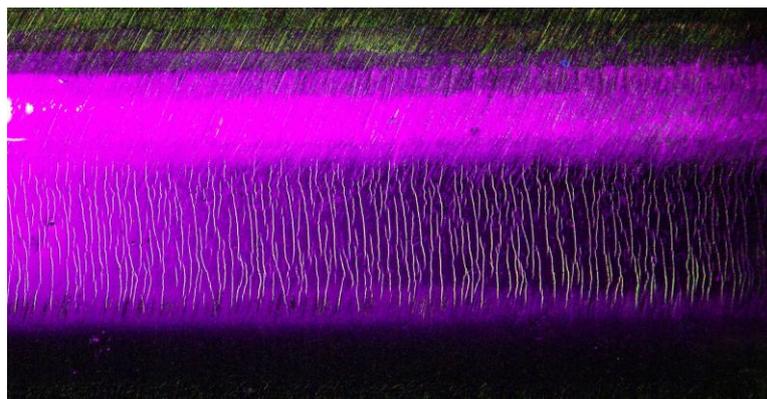


Abbildung 4-53: Ansicht einer in der TVFA (Technische Versuchs- und Forschungsanstalt der Technischen Universität Wien) Magnetpulver (MT) geprüften Schienenoberfläche mit Rollkontakt-Ermüdungsrissen unter UV-Licht

Für die R350HT-Schiene wurden im Labor durch Materialtests an 3-Punkt Biegeproben aus mit Rissen vorgeschädigten Schienen für die Risszähigkeit $K_{Ic} = 1223 \text{ Nmm}^{-3/2}$ und der Schwellwert der zyklischen Spannungsintensität $\Delta K_{th} = 248 \text{ Nmm}^{-3/2}$ ermittelt. Diese Werte werden auch von der Literatur bestätigt. Damit wurden der untere Grenzwert für das Wachstum eines langen Risses und der obere

Grenzwert, bei dem der unkontrollierte Gewaltbruch eintritt, ermittelt. Für die untersuchten Biegeproben mit einem Kantenriss wurden die Parameter $C = 4,2566 \cdot 10^{-8}$ und $m = 2,02342$ für die Erdogan-Ratwani-Ausgleichskurve aus den Ergebnissen der in der TVFA geprüften Proben ermittelt. Die rote Kurve in der **Abbildung 4-54** stellt diese Ausgleichskurve dar. Die roten, blauen, gelben und grünen Vierecke sowie Dreiecke stellen die Ergebnisse der drei Punkt Biegeprüfungen an sechs Proben (10 x 10 x 55 mm) mit Starterkerben (Kerbtiefe 1 mm, Kerbradius 0,08 mm) dar. Dabei stellt R das Verhältnis zwischen Unter- (σ_u) und Oberlast (σ_o) dar und wurde mit 0,1 für die Versuche festgelegt.

Außerdem sind in der Tabelle in der **Abbildung 4-54** noch weitere Möglichkeiten für eine Auswertung der Versuchsergebnisse enthalten, die teilweise für die weiteren Berechnungen herangezogen wurden (Paris-Erdogan-Tangente mit den Werten $C^* = 1,047 \cdot 10^{-18}$ und $n = 4,702$). Der n-Wert gibt die Steigung der Geraden auf der doppellogarithmischen Rissfortschrittskurve (da/dN vs. ΔK -Kurve) an. Der C^* -Wert gibt den Startwert der Geraden bei $\Delta K = 1$ an der Ordinate von da/dN an.

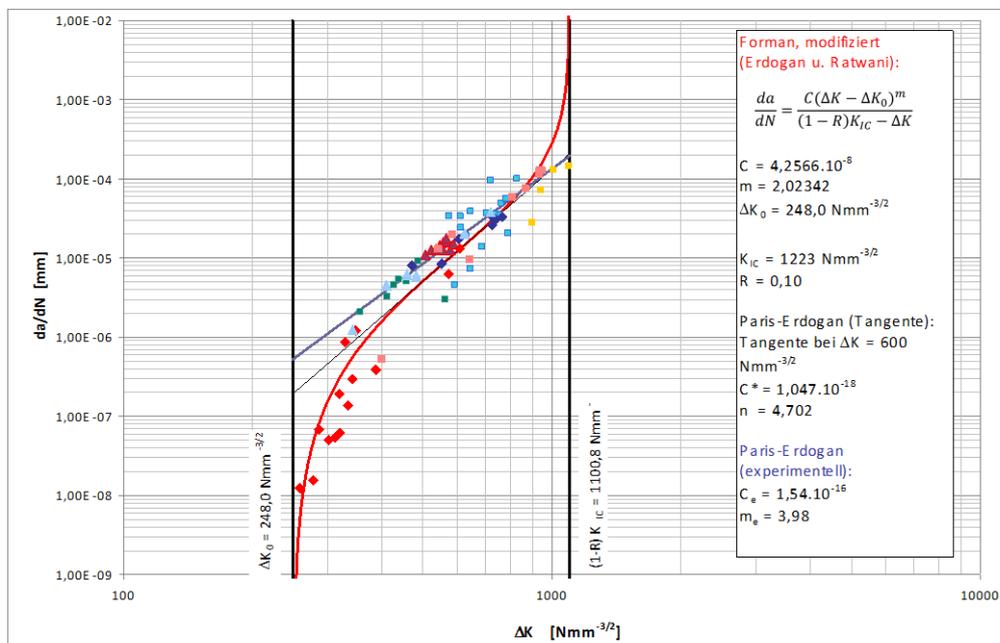


Abbildung 4-54: ermittelte Rissfortschrittsraten im Mode I für die Prüfkörper, die aus einer R350HT-Schiene in der TVFA geschnitten und getestet wurden

Der R-Wert wird aus versuchstechnischen Gründen bei der Ermittlung der Materialkennwerte mit 0,1 angenommen. Aus **Abbildung 4-55** ist ersichtlich, dass der R-Wert wesentlich das Aussehen der Rissfortschrittskurve beeinflusst.

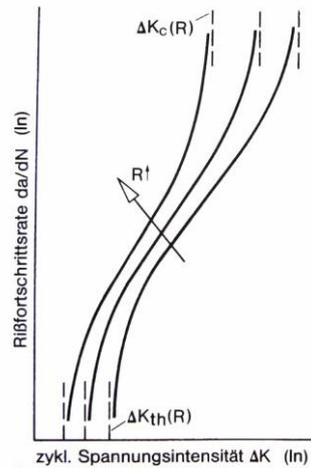


Abbildung 4-55: Ermüdungsrissausbreitungsdiagramm für ansteigende R-Werte

Diese Kurven verschieben sich nicht nur nach links, was den C-Wert ändert, sondern die Kurven werden auch steiler und damit ändert sich auch der m-Wert. Durch die Verschiebung der Kurven nach links und Drehung entgegen dem Uhrzeigersinn ändert sich auch der Schwellwert des SIF ΔK_{th} bei $R = 0$.

4.6 Risswachstumsberechnung für die U-Bahn-Schiene

4.6.1 Belastungsarten

In den folgenden Kapiteln wird das Risswachstum erst ab der Phase b ab Stadium III berechnet. In den Phasen davor wirken Mechanismen, die mit der Langriss-Bruchmechanik nicht beschrieben werden können und weiters nicht verfolgt werden.

Für die bruchmechanische Berechnung des Wachstums eines Oberflächen-Ermüdungsrisses werden ausgehend von den verschiedenen Belastungsfällen, die in den Phasen b und c der progressiven Schädigung auf die Schienen wirken, die folgenden Beanspruchungsfälle untersucht:

- BL 1: **lokales Problem** in der Phase b ab Stadium III, Risswachstum ($a > 1$ mm) zufolge Rollkontaktermüdung durch Zug- und Schubbeanspruchung im Rad-Schiene-Kontakt in Abhängigkeit der Reibungskoeffizienten (0,1 - 0,6),
- BL 2: **globales Problem** in der Phase c, Risswachstum ($a > 1$ mm) in der Schiene zufolge konstanter axialer zyklischer Zugbeanspruchung, Vergleich verschiedener Modelle ($\alpha - \varepsilon$), zusätzliche Betrachtung der konstanten zyklischen Biegebeanspruchung in Abhängigkeit von der Qualität der Gleislagerung für das Modell ε
- BL 3: **kombiniertes (lokales + globales) Problem** (BL 1 + BL 2) in der Phase b ab Stadium III und c, Risswachstum ($a > 1$ mm) zufolge Rollkontaktermüdung durch zyklischer Zug- und Schubbeanspruchung mit einem Reibungskoeffizienten $\mu = 0,6$ und zufolge zyklischer Biegezugbeanspruchung (in Abhängigkeit der Qualität der Gleislagerung) und durch die thermisch induzierten mechanischen axialen Spannungen (thermische Spannungen) und den Eigenspannungen in der Schiene.

Während der Phase b ab Stadium III erfolgt das Wachstum eines Oberflächenrisses abwechselnd durch die wechselnden Zug- und Schubbeanspruchung im und unter dem Rad-Schiene-Kontakt in Abhängigkeit von unterschiedlichen Reibungskoeffizienten (= lokales Problem). Für den Belastungsfall 1 soll zuerst nur das Risswachstum durch den Rad-Schiene-Kontakt berechnet werden. Es wird der Einfluss zufolge Zug- und Schubbeanspruchung in Abhängigkeit von 6 Werten des Reibungskoeffizienten untersucht. Ein eventueller Einfluss durch Biegung oder Eigenspannungen wird hier zuerst nicht berücksichtigt. Dieser Beanspruchungsfall wird im Kapitel 4.6.3 Belastungsfall 2 - Rollkontaktermüdung und Risswachstum behandelt.

Während der Phase c erfolgt das Wachstum des Oberflächenrisses zufolge Biegebeanspruchung und axiale Beanspruchung in Abhängigkeit der Qualität der Gleislagerung und der axialen Spannungen, die auf und in der Schiene wirken. Die wechselnden Zug- und Scherbeanspruchungen durch die Überrollungen haben keinen merkbaren Einfluss mehr auf das Risswachstum. Dieser Belastungsfall wird im Kapitel 4.6.3 Belastungsfall 2 - Risswachstum und Schienenbruch behandelt.

Der Belastungsfall 3 (Kapitel 4.6.4) behandelt das kombinierte Wachstum des Oberflächenrisses aus dem Belastungsfall 1 - Rollkontaktermüdung und Risswachstum durch die wechselnde Beanspruchung im Rollkontakt (lokales Problem) und dem Belastungsfall 2 - Risswachstum bis zum Schienenbruch aus dem globalen Problem mit den Variationsmöglichkeiten der Qualität der Gleislagerung und der residualen sowie thermischen Spannungen in der Schiene.

4.6.2 Belastungsfall 1 – Spannungsintensitätsfaktoren zufolge Rollkontaktermüdung

In diesem Kapitel wird das Wachstum eines einzelnen Risses zufolge der Rollkontaktbeanspruchung diskutiert und berechnet (lokales Problem). Die Rollkontaktbeanspruchung mit hohen Schlupfanteilen und Reibungskoeffizienten hat im Kontaktgebiet einen wesentlichen Einfluss auf die Rissentstehung und das Risswachstum. Wie laufende Beobachtungen an im Gleis liegenden Schienen und numerische Untersuchungen gezeigt haben, führt der Rollkontakt alleine nicht zu einem Risswachstum in den Schienenkopf hinein. Erst das Zusammenspiel zwischen Rollkontakt und Biegezug- und Zugbeanspruchung (globales Problem) lässt einen Oberflächenriss in den Schienenkopf hineinwachsen und kann zum Bruch der Schiene führen.

Für die folgende Untersuchung wurde die "klassische linear-elastische Bruchmechanik" angewendet. Der Einspielvorgang hat zum linear-elastischen Werkstoffverhalten (siehe Kapitel 4.4.1) geführt, die Starterrisstiefe hat die "Mindestrisstiefe" von $a_0 = 1$ mm erreicht und der Riss breitet sich unter dem Winkel von 90° zur Oberfläche in die Tiefe aus. Die numerische Simulation in einem zweidimensionalen FE-Modell zeigt die Entwicklung des vertikalen Einzelrisses in die Schienenoberfläche bis zu einer Tiefe von 5 mm. In der **Abbildung 4-56** ist die Situation schematisch dargestellt. Vereinfachend wurde die Flächenlast ($F_V = 45,45$ kN mit Herz'schem Kontakt $\varnothing = 10$ mm) als vertikale statische Einzel-(Rad-)last F_V im zweidimensionalen Problem im Abstand von 5 mm vom Riss statisch aufgebracht. Die horizontale Kraft $F_H = \mu \cdot F_V$ greift ebenfalls in diesem Punkt an. Die horizontale Kraft wurde für sechs Lastfälle mit $\mu = 0,0 - 0,6$ berechnet.

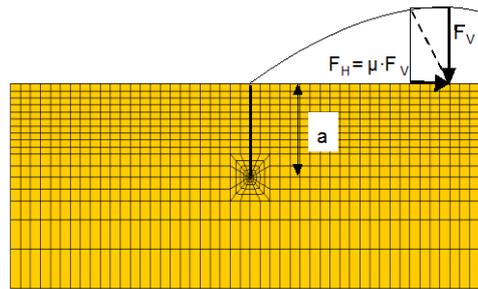


Abbildung 4-56: Schematische Darstellung der Lage der Lasteinleitung F_H und F_V auf einen Kantenriss mit der Tiefe a , nach (Linsbauer 2009)

Als erstes wurden die Spannungsintensitätsfaktoren K_I und K_{II} und der Rissausbreitungswinkel θ berechnet. An Hand von drei Modellen wurde dann die zyklischen Vergleichsspannungs-Intensitätsfaktoren ΔK_V ermittelt, miteinander verglichen und bewertet. Die drei Modelle sind:

- a) Erdogan & Sih (Modell A)

$$\Delta K_{V,ER} = \Delta K_I \cdot \cos^3\left(\frac{\theta}{2}\right) - 3 \Delta K_{II} \cdot \cos^2\left(\frac{\theta}{2}\right) \cdot \sin\left(\frac{\theta}{2}\right) \quad (4-22)$$

- b) Tanaka (Modell B)

$$\Delta K_{V,TA} = (\Delta K_I^4 + 8 \Delta K_{II}^4)^{1/4} \quad (4-23)$$

- c) Richard (Modell C)

$$\Delta K_{V,RI} = \frac{\Delta K_I}{2} + \frac{1}{2} \cdot \sqrt{\Delta K_I^2 + 5,336 \cdot \Delta K_{II}^2} \quad (4-24)$$

Alle drei Modelle liefern ähnliche Ergebnisse für die Vergleichsspannungsintensitätsfaktoren, wobei die Modelle B von Tanaka und C von Richard fast die identischen Ergebnisse liefern. Das Modell A nach Erdogan & Sih weicht von beiden anderen Modellen etwas ab. Aber alle Modelle zeigen, dass bei zunehmendem Reibungskoeffizienten der Vergleichsspannungsintensitätsfaktor zunimmt.

Die **Abbildung 4-57** zeigt die Vergleichsspannungs-Intensitäts-Faktoren nach dem Modell von Richard für die Risstiefen von 1 bis 5 mm in Schrittweiten von 1 mm in Abhängigkeit des Reibungskoeffizienten μ . Zu erkennen ist, dass sich bei zunehmendem Reibungskoeffizienten der Vergleichsspannungsintensitätsfaktor an der Risspitze vergrößert und mit zunehmender Risstiefe abnimmt. Bei einem Reibkoeffizienten $\mu = 0,6$ erreicht der SIF K_{VRI} bei einer Risstiefe von 3,5 mm für einen R350HT Schienenstahl den Schwellwert von $\Delta K_{th} = 248 \text{ Nmm}^{-3/2}$ (siehe Kapitel 4.5.3). Ab diesem Wert tritt kein Risswachstum mehr auf, der Riss steht still und wird zufolge Überrollung nicht mehr aktiviert. Jedoch kann dieser Riss zufolge des "globalen Problems" zur Re-Initiation angeregt werden.

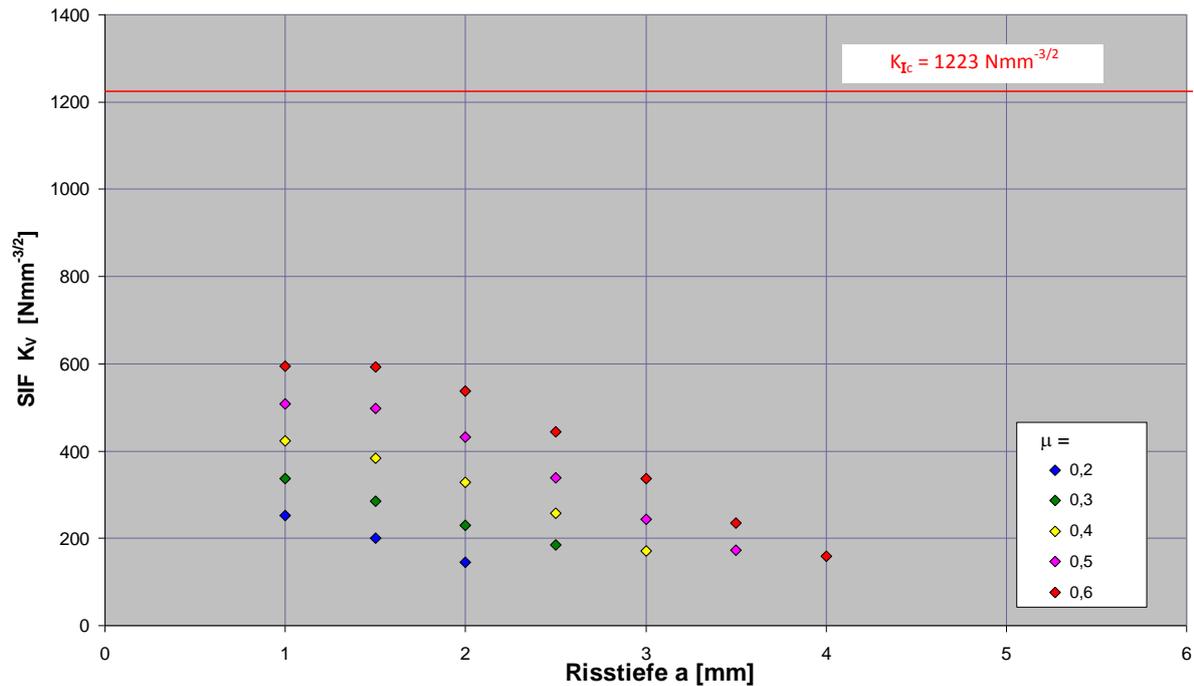


Abbildung 4-57: Vergleichspannungs-Intensitäts-Faktoren (SIF K_V) vs. Risstiefe in Abhängigkeit des Reibbeiwertes μ

4.6.3 Belastungsfall 2 - Risswachstum zufolge zyklischer Zugbeanspruchung

In diesem Abschnitt wird das globale Problem in der Phase c, Risswachstum ($a > 1$ mm) in der Schiene zufolge konstanter axialer zyklischer Zugbeanspruchung mit dem Vergleich verschiedener Modelle ($\alpha - \varepsilon$) und zusätzlicher Betrachtung der konstanten zyklischen Biegebeanspruchung in Abhängigkeit von der Qualität der Gleislagerung für das Modell ε behandelt.

Dabei wurde zuerst ein senkrechter halbkreisförmiger Oberflächenriss in den Modellen α , β , γ , δ , ε berechnet und die Ergebnisse miteinander verglichen (siehe **Abbildung 4-58**):

- I. halbkreisförmiger Oberflächenriss im Halbraum
- II. halbkreisförmiger Oberflächenriss in einer Platte nach Newman-Raju (Newman et al. 1981)
- III. halbkreisförmiger Oberflächenriss in einem Balken (Stab) nach Newman-Raju (Newman et al. 1981)
- IV. halbkreisförmiger Oberflächenriss in einem Rundstab nach Shiratori (Murakami 1987)
- V. halbkreisförmiger Oberflächenriss in einer Schiene nach Jeong (Jeong 2003b, 2003c)

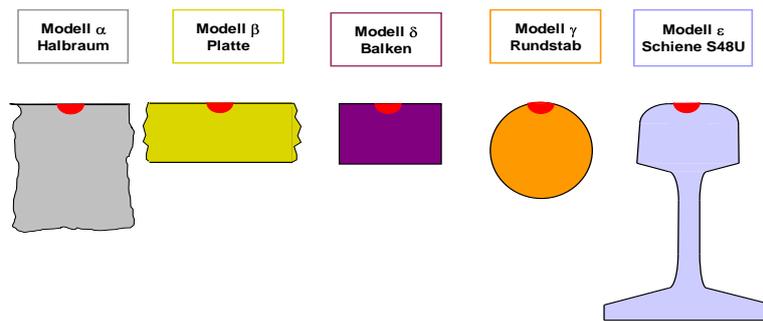


Abbildung 4-58: Senkrechter halbkreisförmiger Oberflächenriss in den evolutionären Modellen α , β , γ , δ , ε

Für die Rissausbreitung im Schienenkopf wird zuerst an Hand von den Modellen α , β , γ , δ , ε gezeigt, wie sich Ermüdungsrisse vergleichsweise in die Tiefe ausbreiten und welche Einflüsse die jeweilige Form (Y – Faktor) des Modells auf die K_I - Werte und die Rissausbreitung für das globale Problem hat. Eine genaue Untersuchung des Risswachstums bis zum eintretenden Gewaltbruch würde eine aufwendige Finite-Elemente-Berechnung erfordern und wurde nicht durchgeführt. An den fünf approximierten α , β , γ , δ , ε Modellen wird eine Annäherung des Problems der Ermüdungsrissausbreitung mit einem senkrechten halbkreisförmigen Oberflächenriss ($a/c = 1$) statt eines elliptischen Oberflächenrisses ($a/c \neq 1$) in der Schiene S48U gezeigt, da fast immer halbkreisförmige Schienenbrüche aufgetreten sind. Mit jedem Modell einer höheren Ordnung wird die Genauigkeit der Ergebnisse verbessert (siehe **Abbildung 4-59**).

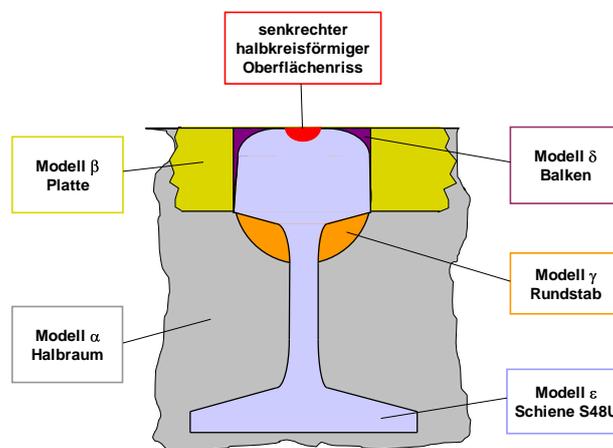


Abbildung 4-59: Vergleich der Modell α , β , γ , δ , ε mit einem senkrechten halbkreisförmigen Oberflächenriss

An Hand von den Modellen α , β , γ , δ , ε , die sich mit zunehmender Ordnung an die Schienenform annähern, wird die Bedeutung der Anfangsrissgröße und der kritischen Rissgröße, die den Übergang zum unkontrollierten Gewaltbruch aufgezeigt, sowie die dafür erforderlichen Lastspielzahlen berechnet und miteinander verglichen. Aus den Anriss- und den kritischen Rissgrößen und der Rissausbreitung soll die Restlebensdauer berechnet werden und damit im Kapitel 4.8 der Bruchkontrollplan mit den Inspektionsintervallen daraus entwickelt werden.

Die tatsächlich auftretenden Schienenspannungen in einem Schienenquerschnitt zufolge Belastung durch einen U-Bahn-Zug und die daraus resultierenden Lagerungskräfte auf die Schiene können nur an einer Messstelle exakt zum Messzeitpunkt über die gemessenen Dehnungen ermittelt werden. Die Übertragung der Messergebnisse auf einen anderen Ort birgt schon die Ungenauigkeiten der Lagerung des Gleises in sich. Deshalb wird als erster Schritt an Hand von fünf Modellen die Rissausbreitung als Funktion der Lastspielzahl unter dem Einfluss von verschiedenen konstanten Spannungsamplituden ermittelt und diskutiert.

Das Risswachstum wurde dabei in Schrittweiten von 0,5 mm nach dem Paris-Gesetz berechnet. Für alle Näherungsmodelle wurden in einem ersten Schritt die gleichen Werkstoffparameter $C = 1,54 \cdot 10^{-16}$ und $m = 3,98$ verwendet, um die Berechnungen und die Ergebnisse in den verschiedenen Modellen vergleichen zu können. In den Modellen α bis ε werden die Abmessungen und die Form variiert. Ziel dieser Berechnungen ist es, das Modell ε (Jeong 2003b, 2003c) auf seine Anwendbarkeit für die Wiener U-Bahn-Schiene zu überprüfen. Daher werden in den Modellen α bis ε die Anrisstiefen, die kritischen Risstiefen und die Rissausbreitungsgeschwindigkeit unter konstanter zyklischer Zugbeanspruchung berechnet. Anhand des Modells ε (Jeong 2003b, 2003c) soll dann die Rissausbreitung unter zyklischer Biegebeanspruchung mit überlagerter thermischer und residualer Spannung berechnet werden.

Dabei wird bei allen Näherungsmodellen der zyklische SIF ΔK_I für die Risstiefe a_i ($i = 0 - n$) an der tiefsten Stelle (Riss Spitze) eines halbkreisförmigen Oberflächenanrisses mit der Schrittweite $\Delta a = a_{i+1} - a_i = 0,5$ mm berechnet.

Der Geometriekorrekturfaktor $Y(a)$ wurde für die Modelle α bis δ aus der Literatur (Tada et al. 1999) entnommen, während im Modell ε der Formfaktor von Jeong (Jeong 2003b, 2003c) stammt. Für die Spannungsschwankungsamplitude $\Delta\sigma = \sigma_o - \sigma_u$ wurde bei allen Modellen vorerst eine zyklische axiale Zugspannung $\Delta\sigma_N$ (mit den Werten $\sigma_o = 50, 75, 100, 125, 150, 175, 200, 225, 250, 275$ und 300 N/mm², $\sigma_u = 0$ N/mm²) eingesetzt. Wenn die Schwankung des SIF den Schwellwert $\Delta K_{th} = 248$ Nmm^{-3/2} an der Riss Spitze erreicht, stellt die dazugehörige Risstiefe die Anrisstiefe a_{th} dar, ab der stabiler Rissfortschritt eintritt. Wenn der SIF den Wert der Risszähigkeit $K_{I,max} \leq K_{Ic} = 1223$ Nmm^{-3/2} an der Riss Spitze erreicht hat, stellt dies den Übergang des instabilen Rissfortschrittes dar. Die dazugehörige Risstiefe wird als kritische Risstiefe a_{cr} bezeichnet. Für die Ermittlung der Restlebensdauer wurden die Lastspielzahlen zwischen der Anfangsrisstiefe a_0 und der kritischen Risstiefe a_{cr} berechnet und in den Rissfortschrittsdiagrammen dargestellt.

Modell α : Halbkreisförmiger Oberflächenriss im Halbraum

Im ersten Modell (Modell α) werden die Spannungsintensitätsfaktoren für einem halbkreisförmigen senkrechten Oberflächenriss am freien Rand eines halbinendlichen Raumes (siehe **Abbildung 4-60**) (mit einem halbrunden Anfangsriss $a/c = 1$ und $a = 1$ mm) und einer senkrecht zur Rissebene wirkenden zyklischen axialen Zugspannung $\Delta\sigma = \text{const.}$ für 9 Spannungsschwankungsstufen ($\Delta\sigma = 50, 75, 100, 125, 150, 175, 200, 225, 250, 275$ und 300 N/mm²) nach den nachstehenden **Formeln (4-25)** und **(4-26)** berechnet. Für dieses Modell soll gezeigt werden, auf welche Art sich die Risstiefe von 1 bis 29 mm vergrößert.

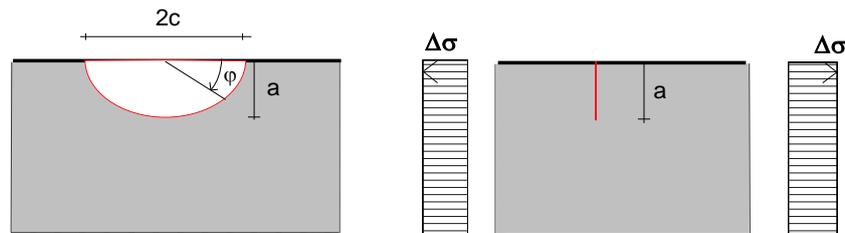


Abbildung 4-60: Halbraum mit einem senkrechten halbkreisförmigen Oberflächenanriss $a/c = 1$ und über den Querschnitt konstanter zyklischer Axialspannungsschwankung $\Delta\sigma_N = \sigma_o - \sigma_u$ mit $\sigma_u = 0 \text{ N/mm}^2$ senkrecht zur Rissebene

Der SIF K_I an der Risspitze eines senkrechten halbkreisförmigen Oberflächenriss wurde mit der folgenden Formel von Irwin-Tada (Tada et al. 1999) berechnet:

$$K_I = \frac{2}{\pi} \cdot \sigma \cdot \sqrt{\pi a} \cdot Y(\varphi) \quad (4-25)$$

Für den halbkreisförmigen Oberflächenriss lässt sich der Geometriekorrekturfaktor einsetzen:

$$Y(\varphi) = 1,211 - 0,186 \sqrt{\sin\varphi} \quad (4-26)$$

wobei mit $10^\circ < \varphi < 170^\circ$. φ der Winkel von der Oberfläche entlang der Rissfront gemessen wird (siehe **Abbildung 4-60**). Nach Einsetzen für $\varphi = 90^\circ$ in die Formel (4-26) ergibt der SIF $K_I (\pi/2)$

$$K_I (\pi/2) = 0,6525 \cdot \sigma \cdot \sqrt{\pi a} \quad (4-27)$$

und der Wert des SIF K_I im tiefsten Punkt ($\pi/2$) wurde berechnet. Durch Integration der Parisgleichung erhält man die Gleichung:

$$\Delta N = \frac{1}{C \cdot (\Delta\sigma)^m \cdot \pi^{m/2}} \cdot \int_{a_i}^{a_{i+1}} \frac{1}{a^{m/2} \cdot Y^m(a)} da \quad (4-28)$$

Die numerische Lösung des Integrals der Gleichung (4-28) ergibt:

$$\Delta N = \frac{da}{C} \cdot \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{1}{\Delta K_i^m} + \frac{1}{\Delta K_{i+1}^m} \right) \quad (4-29)$$

Damit lässt sich die Zunahme der Lastspiele ΔN für den Risszuwachs $da = 0,5 \text{ mm}$ mit den Faktoren $C = 1,54 \cdot 10^{-16} \text{ N/mm}^{3/2}$ und $m = 3,98$ (siehe **Abbildung 4-54**) in der Gleichung (4-29) berechnen:

$$\Delta N_i = \frac{0,5}{1,54 \cdot 10^{-16}} \cdot \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{1}{\Delta K(a_i)^{3,98}} + \frac{1}{\Delta K(a_{i+1})^{3,98}} \right) \quad (4-30)$$

Durch Aufsummieren aller Lastspiele ΔN_i für den jeweiligen Risszuwachs da_i von der Anfangsrisstiefe a_{th} bis zur kritischen Risstiefe a_{cr} lässt sich die Gesamt-Lastspielzahl berechnen, die den Riss bis zum Zeitpunkt des instabilen Risswachstums vorantreibt:

$$N = \sum_{i=1}^n \Delta N_i \quad (4-31)$$

Das Risstiefe vs. Lastspiel-Diagramm in Abhängigkeit von der jeweiligen konstanten zyklischen Spannungs-Schwingbreite $\Delta\sigma$ ($\sigma_u = 0 \text{ N/mm}^2$) für den Oberflächenriss im Halbraum ist in **Abbildung 4-61** ersichtlich. Speziell bei niederen Spannungs-Schwingbreiten wachsen die Risse zuerst langsam und dann exponentiell weiter.

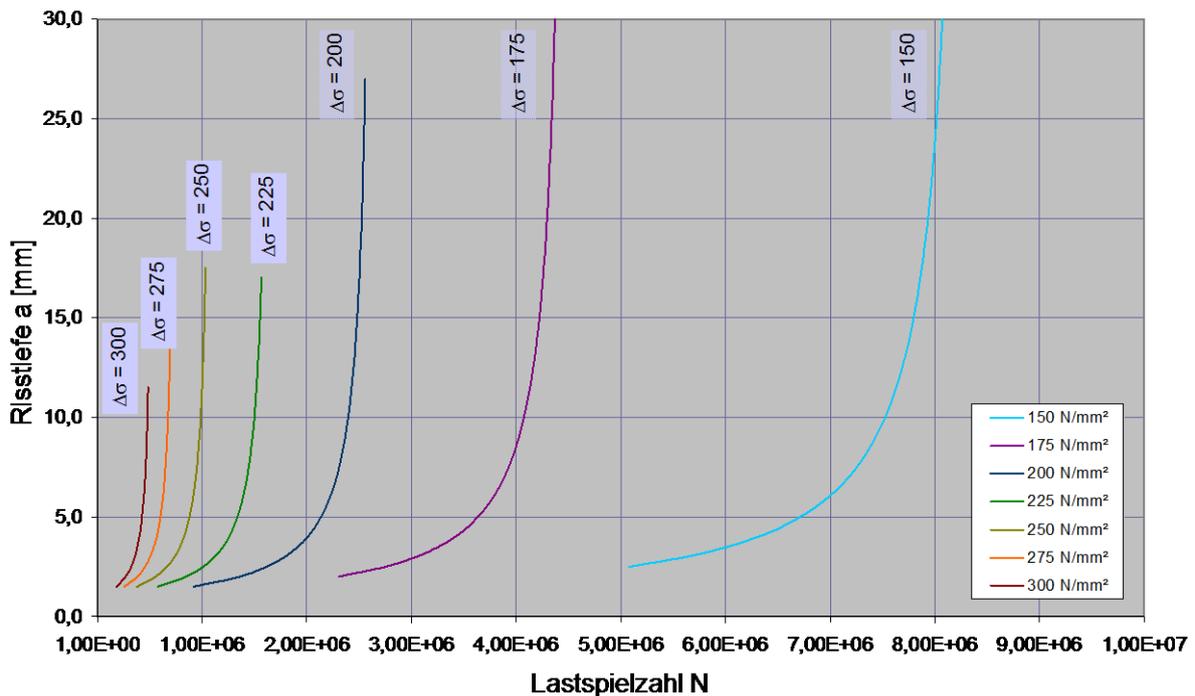


Abbildung 4-61: Risstiefe a vs. Lastspielzahl-Diagramm in Abhängigkeit der axialen Zugspannungs-Schwingbreite $\Delta\sigma_N = \sigma_o - \sigma_u$ mit $\sigma_u = 0 \text{ N/mm}^2$ für einen halbkreisförmigen Oberflächenriss im Halbraum

In der **Abbildung 4-62** sind die Lastspielzahlen in Abhängigkeit von ausgewählten Werten der auftretenden axialen Spannungs-Schwingbreite aufgetragen, die notwendig ist, um einen Oberflächenriss von der Anrisstiefe a_{th} (Schwellwert $\Delta K_{th} = 248 \text{ Nmm}^{-3/2}$) auf die kritische Risstiefe a_{cr} (Bruchzähigkeit $K_{Ic} = 1223 \text{ Nmm}^{-3/2}$) anwachsen zu lassen. Der rote Linienzug verbindet die einzelnen kritischen Risstiefen a_{cr} und der blaue die Anrisstiefen a_{th} für die jeweiligen konstanten Spannungs-Schwingbreiten. Zu erkennen ist, dass bei zyklischen Zugspannungen über 175 N/mm^2 ein Oberflächenanriss mit einer Risstiefe von $\leq 1,5 \text{ mm}$ weiterwächst und schon nach relativ geringen Lastspielen (weinrote Balken) die kritische Risstiefe a_{cr} erreichen kann.

Bei Spannungen unter 175 N/mm^2 müssen die erforderlichen Anrisstiefen a_{th} bereits größer als $1,5 \text{ mm}$ sein, damit der Riss weiter wachsen kann. Aussagen über die kritische Risstiefe und die

Gesamt-Lastspielzahl sind in diesem Bereich nicht möglich, da die Berechnungen nur bis zu einer Risstiefe von 29 mm durchgeführt wurden.

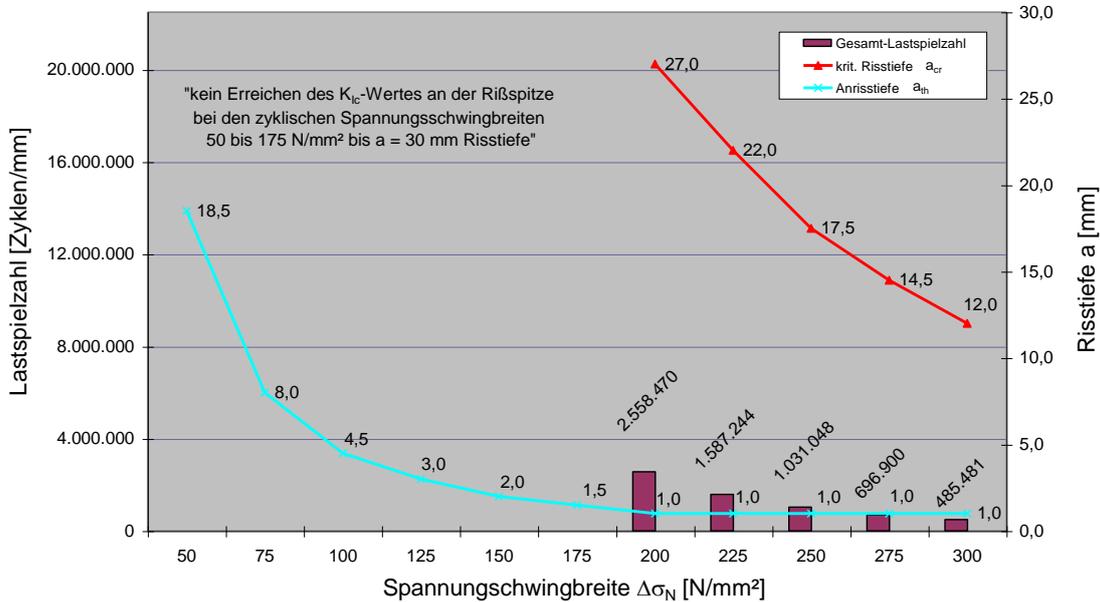


Abbildung 4-62: Lastspielzahlen (dunkelrote senkrechte Balken) von Anrisstiefe a_{th} (Schwellwert $\Delta K_{th} = 248 \text{ Nmm}^{-3/2}$) bis zum Erreichen der kritischen Risstiefe a_{cr} , (Bruchzähigkeit $K_{Ic} = 1223 \text{ Nmm}^{-3/2}$) in Abhängigkeit von den konstanten axialen Zugspannungs-Schwingbreiten $\Delta\sigma_N$ mit $\sigma_u = 0 \text{ N/mm}^2$ für den Oberflächenriss im Halbraum (ca. 2,32 Mio. Lastwechsel entsprechen einem Betriebsjahr)

Modell β : senkrechter halbkreisförmiger Oberflächenriss in einer Platte nach Newman-Raju (Newman et al. 1981):

Im zweiten Näherungsmodell (siehe **Abbildung 4-63**) wird ein halbkreisförmigen Oberflächenanriss $a = 1 \text{ mm}$ in einer Platte mit der Dicke $t = 41 \text{ mm}$ nach Newman-Raju unter dem Einfluss einer und über den Querschnitt konstanten zyklischen Axialspannungsschwankung (senkrecht zur Rissebene $\Delta\sigma = \text{const.}$ in Stufen von 50, 75, 100, 125, 150, 175, 200, 225, 250, 275 und 300 N/mm^2) für $\sigma_u = 0 \text{ N/mm}^2$ betrachtet.

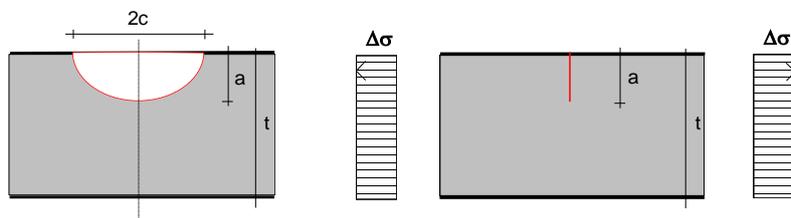


Abbildung 4-63: Platte mit einem senkrechte halbkreisförmigen Oberflächenanriss $a/c = 1$ unter konstanter zyklischer Zugspannungsschwankung $\Delta\sigma_N = \sigma_o - \sigma_u$ mit $\sigma_u = 0 \text{ N/mm}^2$ senkrecht zur Rissebene

Zur Ermittlung des zyklischen Spannungsintensitätsfaktors wurde wieder die Formel von Paris-Forman verwendet ($C = 1,54 \cdot 10^{-16}$, $m = 3,98$). Für den Formfaktor $Y(a)$ wurde nach Newman-Raju die Beziehung

$$Y(a) = \left[1,04 + 0,20 \left(\frac{a}{t} \right)^2 \right] \cdot 0,637 \quad (4-32)$$

verwendet. Darin bedeutet a den Radius des halbkreisförmigen Risses und t die Dicke der Platte, die mit der Schienenkopfhöhe (41 mm) gleichgesetzt wurde (siehe **Abbildung 4-63**).

Für die Rissausbreitung wurde wie im Modell α die Schrittweite für die Tiefe des Oberflächenrisses wieder mit $da = 0,5$ mm gesetzt. Damit wurden die konstanten zyklischen Spannungsintensitätsfaktoren nach den **Formeln (4-14)** und **(4-32)** berechnet und wie im Modell α die Werte für die Rissausbreitung nach den **Formeln (4-28)** bis **(4-31)** in die **Abbildung 4-64** eingetragen. Ein Vergleich der beiden Diagramme in **Abbildung 4-62** und **Abbildung 4-64** zeigt, dass bei diesen beiden Modellen α und β die erforderlichen Anrisstiefen in Abhängigkeit von den jeweiligen konstanten Spannungs-Schwingbreiten sehr ähnlich sind.

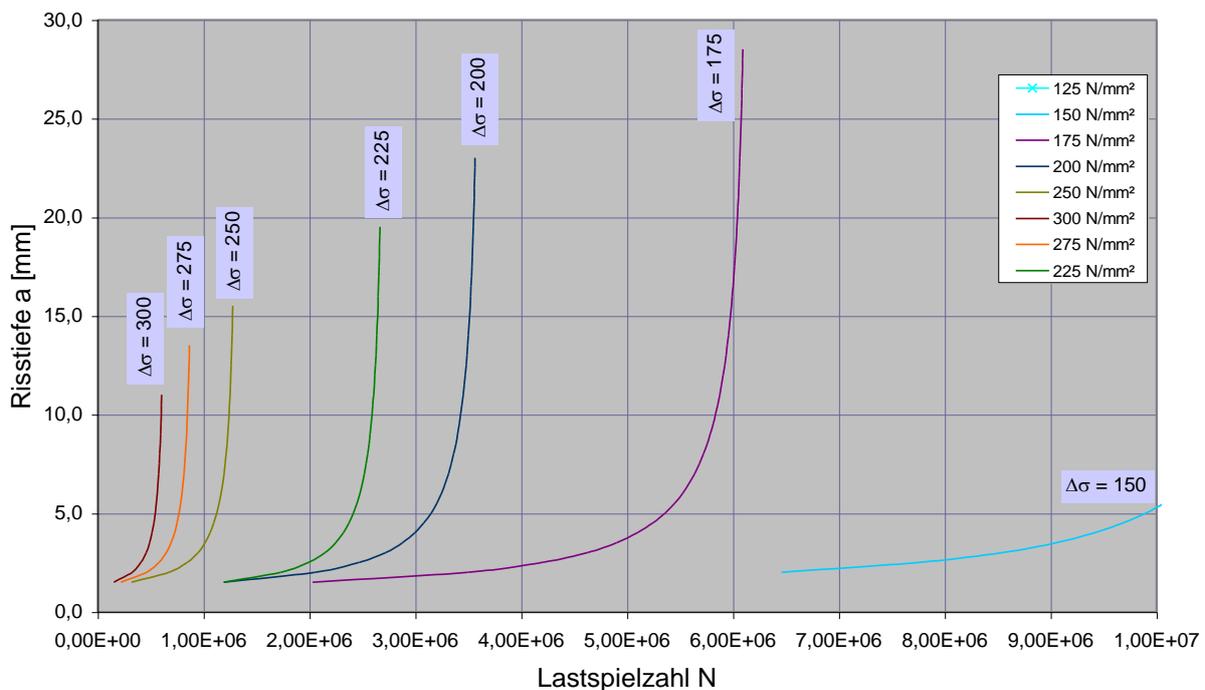


Abbildung 4-64: Risstiefe a vs. Lastspielzahl-Diagramm in Abhängigkeit der axialen Zugspannungs-Schwingbreite $\Delta\sigma_N$, $\sigma_u = 0$ N/mm² für einen halbkreisförmigen Oberflächenriss in einer Platte nach Newman-Raju (Newman et al. 1981)

In der **Abbildung 4-65** sind die Anrisstiefen a_{th} (blauer Linienzug) und kritischen Risstiefen a_{cr} (roter Linienzug) in Abhängigkeit von den konstanten Spannungs-Schwingbreiten 150 bis 300 N/mm² aufgetragen, bei denen aufgrund des Erreichens des Schwellenwertes $\Delta K_{th} \geq 250$ Nmm^{-3/2} der Riss durch weitere Lastzyklen vorangetrieben wird. Die roten Balken stellen die Lastwechsel von der Anrisstiefe bis zur kritischen Risstiefe dar. Bei hohen Spannungs-Schwingbreiten liegt die Anrisstiefe a_{th}

schon bei bzw. unter $a_0 = 1$ mm Tiefe. Bei mittleren Spannungs-Schwingbreiten wird die Anrisstiefe a_{th} von 1,5 bis 4,5 mm erreicht.

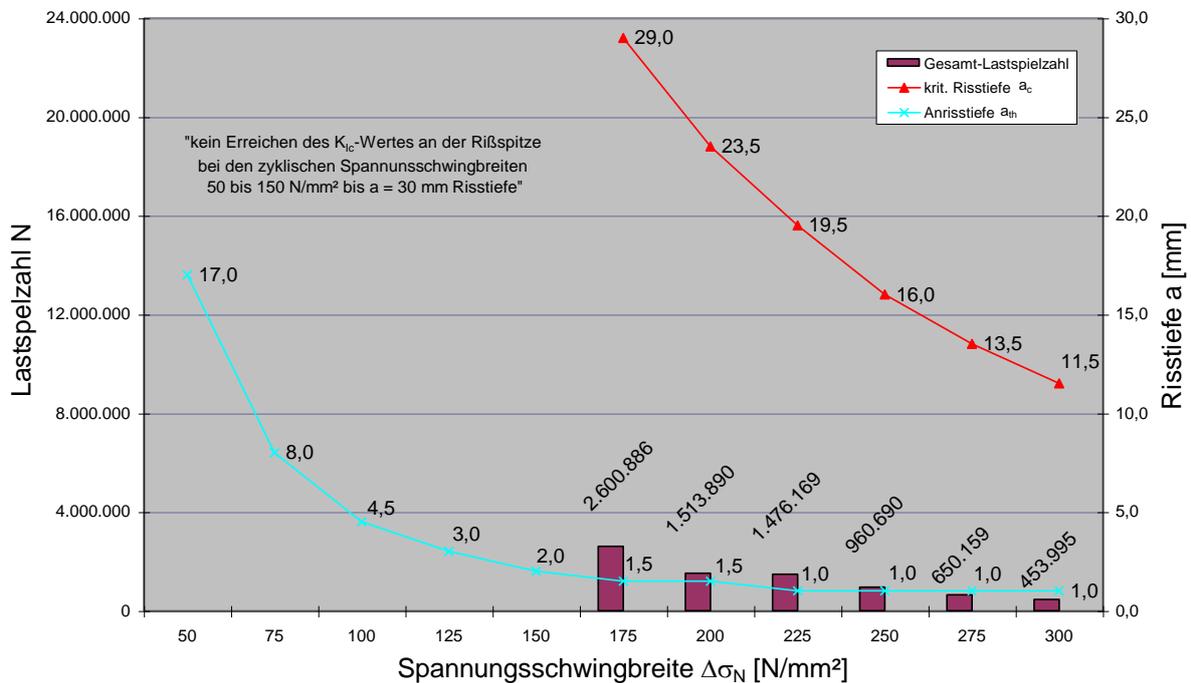


Abbildung 4-65: Lastspielzahlen (dunkelrote senkrechte Balken) von der Anrisstiefe a_{th} (blauer Linienzug) bis zum Erreichen der kritischen Risstiefe a_{cr} (roter Linienzug), (Bruchzähigkeit $K_{Ic} = 1223 \text{ Nmm}^{-3/2}$) in Abhängigkeit der konstanten axialen Zugspannungsschwingbreite $\Delta\sigma_N$, $\sigma_u = 0 \text{ N/mm}^2$ für einen senkrechten halbkreisförmigen Oberflächenanriss in einer Platte nach Newman-Raju (Newman et al. 1981), ca. 2,32 Mio. Lastwechsel entsprechen einem Betriebsjahr

Erreicht $K_{I,0}$ die Bruchzähigkeit $K_{Ic} = 1223 \text{ Nmm}^{-3/2}$, dann kommt es an der Rissspitze zum unkontrollierten Rissfortschritt und es tritt Gewaltbruch (kritische Risstiefe = roter Linienzug) ein. Dieser Zustand wird in diesem Modell bei Zugspannungen über 150 N/mm^2 erreicht. Wie zu erwarten, tritt auch hier schon nach geringen Lastwechseln (wie auch im Modell α) bei Spannungs-Schwingbreiten $\Delta\sigma$ von 250 bis 300 N/mm^2 und Anrisstiefen von $a_{th} \leq 1$ mm instabiles Risswachstum auf. Bei konstanten zyklischen Zugspannungen zwischen 50 und 175 N/mm^2 ist die erforderliche Anrisstiefe a_{th} größer als $1,5$ mm. Konstante Zugspannungsschwankungen $\Delta\sigma < 150 \text{ N/mm}^2$ führen auch bei sehr hohen Lastspielzahlen zu keinem Erreichen der für den Schienenkopf angenommenen kritischen Risstiefen von $a_{cr} = 30$ mm.

Modell γ : Senkrechter halbkreisförmiger Oberflächenriss in einem Balken nach (Newman et al. 1981):

Im nächstbesseren Näherungsmodell wird der Schienenkopf einer Vignolschiene im Modell γ durch einen Balken mit der Dicke t (Schienenkopfhöhe = 41 mm) und der Breite B (Schienenkopfbreite = 67 mm) und einem senkrechten halbkreisförmigen Oberflächenanriss ($a/c = 1$ und $a_0 = 1$ mm) modelliert und der SIF K_I nach der Formel von Newman-Raju berechnet, wie in **Abbildung 4-66** dargestellt.

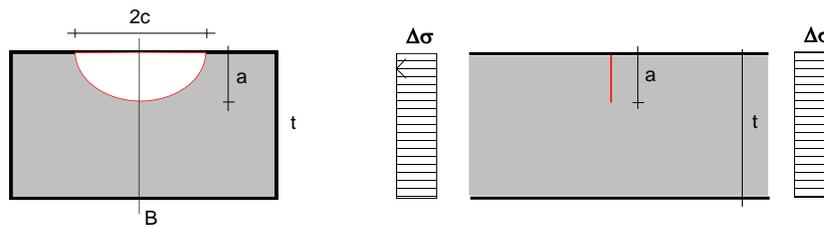


Abbildung 4-66: rechteckiger Balken mit einem senkrechten halbkreisförmigen Oberflächenanriss $a/c = 1$ unter konstanter zyklischer Zugspannungsschwankung $\Delta\sigma_N = \sigma_o - \sigma_u$ mit $\sigma_u = 0 \text{ N/mm}^2$ senkrecht zur Rissebene

Der SIF K_I wurde nach der **Formel (4-14)** von Paris-Forman berechnet. Für den Formfaktor $Y(a)$ wurden nach Newman-Raju die Beziehungen

$$Y(a) = \frac{F_S}{\sqrt{Q}} \quad (4-33)$$

$$F_S = [M_1 + M_2 \cdot \left(\frac{a}{t}\right)^2 + M_3 \cdot \left(\frac{a}{t}\right)^4] \cdot g \cdot f_\varphi \cdot f_w \quad (4-34)$$

$$M_1 = 1,13 - 0,09 \cdot \left(\frac{a}{c}\right) \quad (4-35)$$

$$M_2 = -0,54 + \frac{0,89}{0,2 + \frac{a}{c}} \quad (4-36)$$

$$M_3 = 0,5 - \frac{1}{(0,65 + \frac{a}{c})} + 14 \cdot \left(1 - \frac{a}{c}\right)^{24} \quad (4-37)$$

$$g = 1 + [0,1 + 0,35 \cdot \left(\frac{a}{t}\right)^2] \cdot (1 - \sin \varphi)^2 \quad (4-38)$$

$$f_g = \left[\left(\frac{a}{c}\right)^2 \cdot \cos^2 \varphi + \sin^2 \varphi \right]^{\frac{1}{4}} \quad (4-39)$$

$$f_w = \left[\frac{1}{\cos\left(\frac{\pi c}{B}\right) \sqrt{\frac{a}{t}}} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (4-40)$$

$$Q = 1 + 1,464 \cdot \left(\frac{a}{c}\right)^{1,65} \quad (4-41)$$

verwendet. Darin bedeutet $a = c$ der Radius des halbkreisförmigen Oberflächenrisses, φ der Winkel von der Oberfläche entlang der Rissfront gemessen (siehe **Abbildung 4-60**), t die Dicke und B die Breite des Balkens, der mit der Schienenkopfhöhe ($t = 41 \text{ mm}$) und Schienenkopfbreite ($B = 67 \text{ mm}$) gleichgesetzt wurde. Die Formeln nach Raju-Newman sind nur unter den nachfolgenden Bedingungen $0 \leq a/c \leq 1$, $2c/B \leq 0,5$, $0 \leq \varphi \leq \pi$ und $0 \leq a/t \leq 1$ gültig.

Der zyklische Spannungsintensitätsfaktor ΔK_I und die Rissausbreitung wurden nach den **Formeln (4-28) bis (4-31)** berechnet. Das Risstiefe vs. Lastspiel - Diagramm in Abhängigkeit von der jeweiligen konstanten Spannungs-Schwingbreite zeigt die Abbildung 4-67.

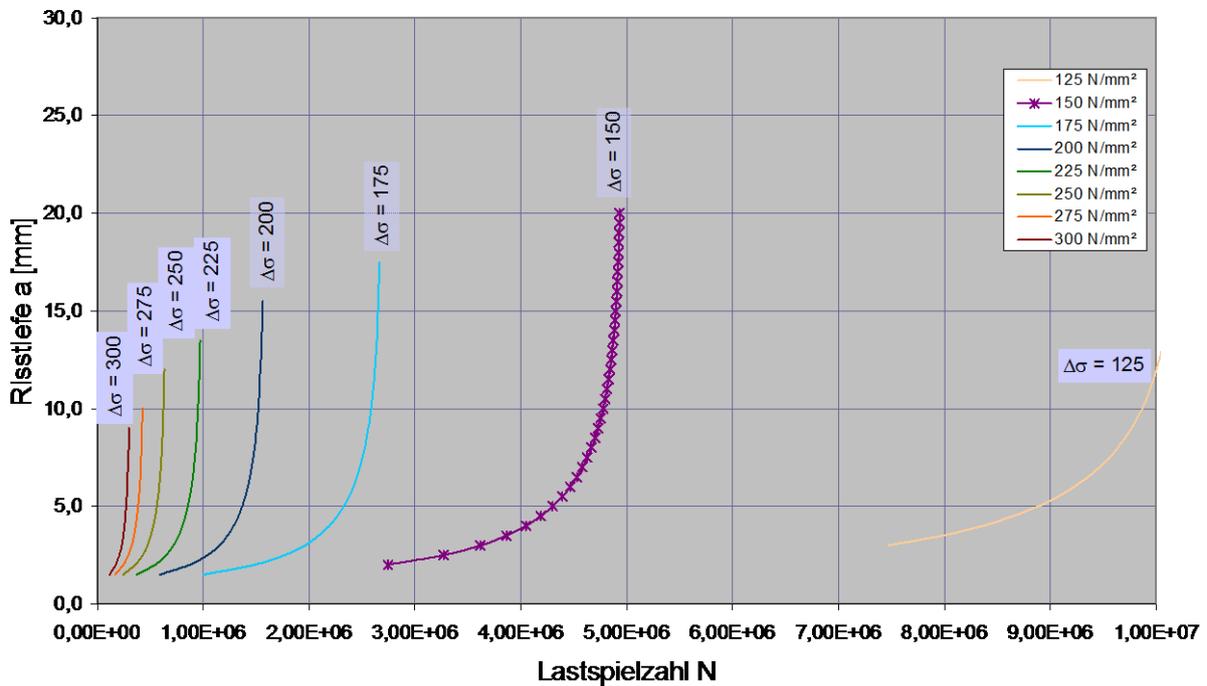


Abbildung 4-67: Risstiefe a vs. Lastspielzahl-Diagramm in Abhängigkeit der axialen Zugspannungs-Schwingbreite $\Delta\sigma_N$, $\sigma_u = 0 \text{ N/mm}^2$ für einen senkrechten halbkreisförmigen Oberflächenriss in einem Balken nach (Newman et al. 1981)

In der **Abbildung 4-68** sind die Lastspielzahlen (dunkelrote senkrechte Balken) aufgetragen, die notwendig sind, um einen halbkreisförmigen Oberflächenriss von der Anrisstiefe a_{th} ($\Delta K_{th} = 248 \text{ N/mm}^{2/3}$) auf die kritische Risstiefe a_{cr} ($K_{Ic} = 1223 \text{ Nmm}^{-3/2}$) voranzutreiben. Bei konstanten zyklischen Zugspannungen zwischen 50 und 150 N/mm^2 ist die erforderliche Anrisstiefe a_{th} größer als 1,5 mm. Wie zu erwarten, tritt auch hier wie auch im Modell α bei Spannungs-Schwingbreiten $\Delta\sigma$ von 250 bis 300 N/mm^2 und Anrisstiefen von $a_{th} \leq 1 \text{ mm}$ nach geringen Lastspielzahlen instabiles Risswachstum auf. Die Lastspielzahlen bei geringen Spannungs-Schwingbreiten können bei diesem Modell nur als theoretisch betrachtet werden, da die Formeln nur für Risse $a \leq 10,25 \text{ mm}$ gültig sind.

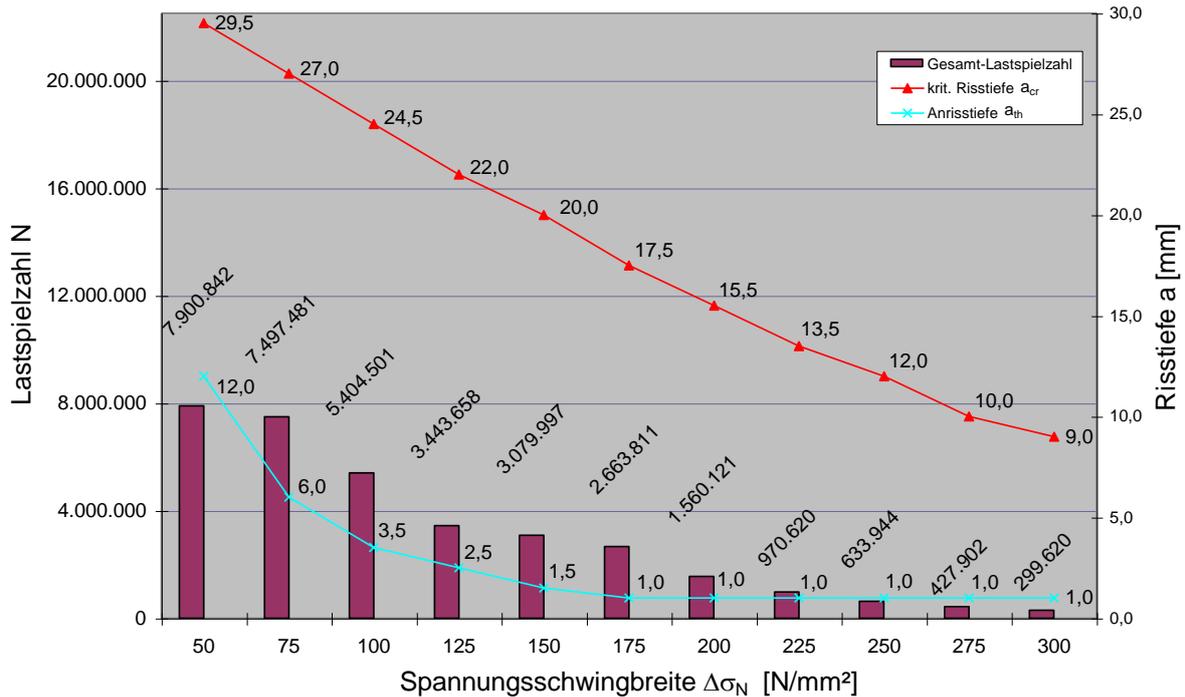


Abbildung 4-68: Lastspielzahlen (dunkelrote senkrechte Balken) von der Anrisstiefe a_{th} (blaue Linie) bis zum Erreichen der kritischen Risstiefe a_{cr} (rote Linie), (Bruchzähigkeitswert $K_{Ic} = 1223 \text{ Nmm}^{-3/2}$) in Abhängigkeit der axialen Zugspannungs-Schwingbreite $\Delta\sigma_N$ für einen senkrechten halbkreisförmigen Oberflächenriss in einem Balken mit rechteckigen Querschnitt (Newman et al. 1981)

Bei Zugspannungen unter 150 N/mm^2 beträgt die erforderliche Anrislänge etwa $1,5 \text{ mm}$ und sie steigt bei 50 N/mm^2 auf ca. 12 mm an. Bei diesem Modell fällt auf, dass die erforderliche Anrislänge von $a_{th} \leq 1 \text{ mm}$ für alle Zugspannungen größer als 175 N/mm^2 ist. Die Entwicklung der erforderlichen Anfangsrissgrößen entspricht sehr gut dem im Modell β und dient auch für das Modell ε als Grundlage.

Modell δ : Senkrechter halbkreisförmiger Oberflächenriss in einem Rundstab nach Shiratori (Murakami 1987)

Beim vierten Näherungsmodell wird der Schienenkopf durch einen Rundstab approximiert. Der Rundstab soll das Risswachstum mit einem halbkreisförmigen Oberflächenriss $c/a = 1$ in einem Rundstab mit den Durchmesser $2r = 65 \text{ mm}$ (\sim Schienenkopfbreite) lt. **Abbildung 4-69** nach der Formel von Shiratori, Miyoshi, Sakai und Zhang (Murakami 1987) unter konstanter zyklischer axialer Zugbelastung berechnet werden.

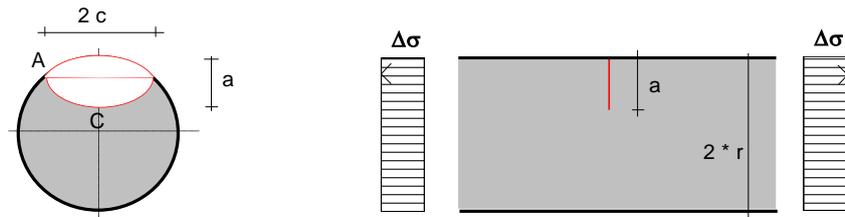


Abbildung 4-69: Rundstab mit einem senkrechten halbkreisförmigen Oberflächenriss $a/c = 1$ unter konstanter zyklischer Zugspannungsschwankung $\Delta\sigma_N = \sigma_o - \sigma_u$ mit $\sigma_u = 0$ N/mm² senkrecht zur Rissebene

Der SIF K_I wird nach der allgemeinen Formel

$$K_I = \sigma \cdot \sqrt{\pi a} \cdot Y(a/r) \quad (4-42)$$

berechnet. Der Geometriefaktor $Y_C(a/r)$ für axiale Zugspannungen am Punkt C an der tiefsten Stelle des Risses berechnet sich nach Shiratori (Murakami 1987):

$$Y_C(a/r) = 0,610273 + 0,412807 \cdot \left(\frac{a}{r}\right) - 0,648613 \cdot \left(\frac{a}{r}\right)^2 + 0,837921 \cdot \left(\frac{a}{r}\right)^3 \quad (4-43)$$

während sich der Wert des Korrekturfaktors $Y_A(a/r)$ für den Punkt A an der Stelle, an der der Riss an die Oberfläche kommt, sich nach der folgenden Formel berechnet:

$$Y_A(a/r) = 0,637077 + 0,991116 \cdot \left(\frac{a}{r}\right) - 1,72717 \cdot \left(\frac{a}{r}\right)^2 + 2,08058 \cdot \left(\frac{a}{r}\right)^3 \quad (4-44)$$

Aus den **Formeln (4-42)** bis **(4-44)** lassen sich die zyklischen Spannungsintensitätsfaktoren ΔK_A und ΔK_C für die Punkte A und C berechnen. Im Risslänge vs. Lastspielzahl – Diagramm (siehe **Abbildung 4-70**) sind die Lastspielzahlen für den Punkt C in Abhängigkeit von den konstanten Spannungsschwingbreiten $\Delta\sigma$ von 150 bis 300 N/mm² eingetragen.

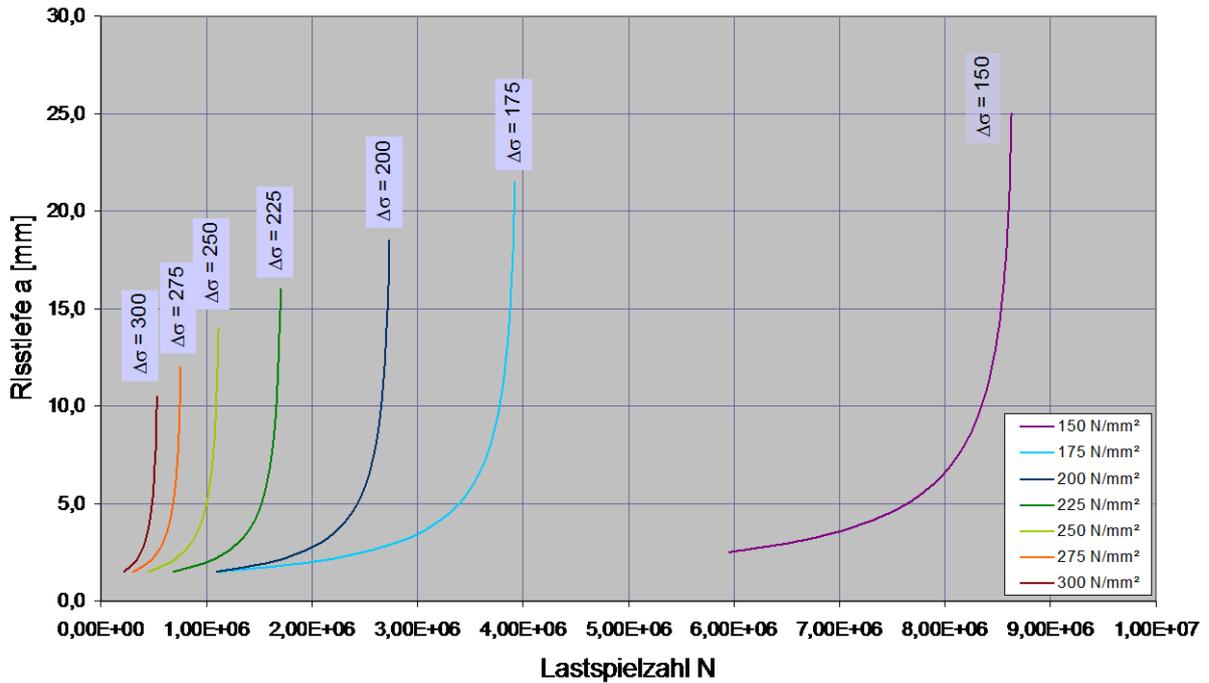


Abbildung 4-70: Risstiefe a vs. Lastspielzahl-Diagramm in Abhängigkeit der axialen Zugspannungs-Schwingbreite $\Delta\sigma_N$, $\sigma_u = 0 \text{ N/mm}^2$ für einen halbkreisförmigen Oberflächenriss in einem kreisrunden Stab (Radius $r = 32,5 \text{ mm}$) im Punkt C nach Shiratori (Murakami 1987)

In der **Abbildung 4-71** sind jene Lastspielzahlen (dunkelrote senkrechte Balken) für den Punkt C aufgetragen, die notwendigen sind, um den Riss von der Anrisstiefe a_{th} ($\Delta K_{th} = 248 \text{ N/mm}^{2/3}$) auf die kritische Risstiefe a_{cr} voranzutreiben. Bei den konstanten Zugspannungs-Schwingbreiten $\Delta\sigma_N$ von 200 bis 300 N/mm^2 ist die Anrisstiefe $a_{th} \leq 1,0 \text{ mm}$.

Die Lastspielzahlen, die notwendig sind um einen senkrechten Oberflächenanriss bis zur kritischen Risstiefe anwachsen zu lassen, sind bei diesem Näherungsmodell nur von theoretischer Natur, da die Gültigkeit für die Formeln für Risse mit $a \leq 10,25 \text{ mm}$ eingeschränkt ist.

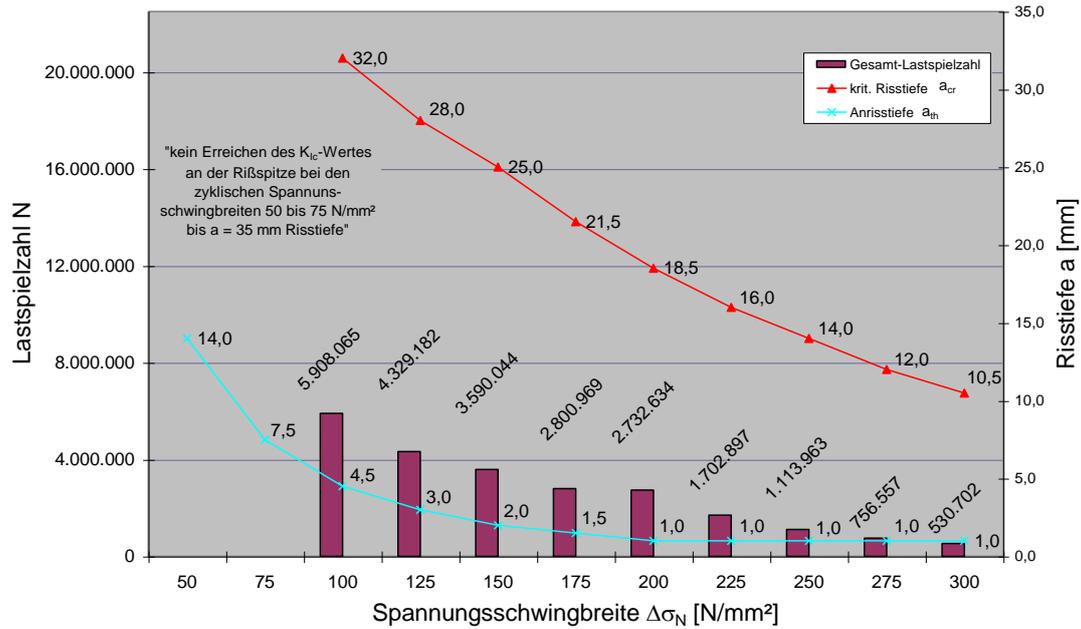


Abbildung 4-71: Lastspielzahlen (dunkelrot senkrechte Balken) von Anrisstiefe a_{th} (blaue Linie) bis zum Erreichen der kritischen Risstiefe a_{cr} (rote Linie), bei der der Bruchzähigkeitswert $K_{Ic} = 1223 \text{ Nmm}^{-3/2}$ erreicht wird in Abhängigkeit der axialen Zugspannungs-Schwingbreite $\Delta\sigma_N$, $\sigma_u = 0 \text{ N/mm}^2$ für einen halbkreisförmigen Oberflächenriss in einem kreisrunden Stab am Punkt C nach Shiratori (Murakami 1987)

Modell ε: Halbkreisförmiger Oberflächenriss in einer Schiene S48U nach (Jeong 2003b, 2003c)

In der fünften Näherung wird das Risswachstum nach (Jeong 2003b, 2003c) mit einem halbkreisförmigen Oberflächenanriss in einem Schienenquerschnitt mit den Abmessungen der im Wiener U-Bahnnetz eingesetzten Schienentyp S48U berechnet (siehe **Abbildung 4-72**).

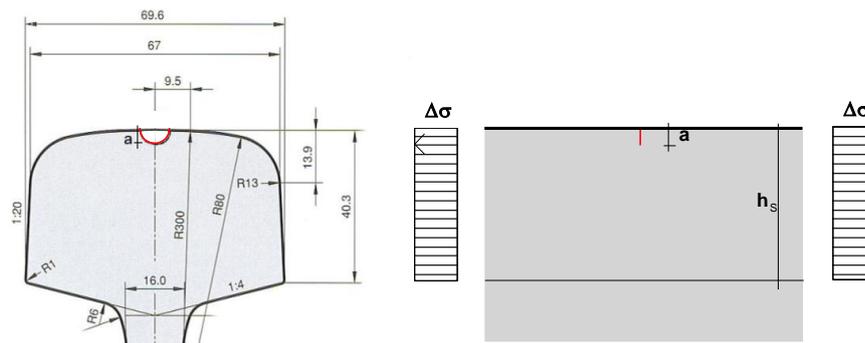


Abbildung 4-72: Schienenkopfquerschnitt S48U mit senkrechtem halbkreisförmigen Oberflächenanriss $a/c = 1$ unter konstanter zyklischer Zugspannungsschwingung $\Delta\sigma_N = \sigma_o - \sigma_u$ mit $\sigma_u = 0 \text{ N/mm}^2$ senkrecht zur Rissebene

Die Berechnung wird für eine konstante zyklische axiale Zugspannungsschwingung $\Delta\sigma = 50, 75, 100, 125, 150, 175, 200, 225, 250, 275$ und 300 N/mm^2 durchgeführt.

Die Berechnungen erfolgten nach den folgenden **Formeln (4-45) bis (4-50)**. Der SIF für einen halbelliptischen Oberflächenriss berechnet sich nach Jeong (Jeong 2003b, 2003c) zu:

$$K_I = 1,12 \cdot M_1 \cdot \sigma \cdot \frac{\sqrt{\pi a}}{E(k)} \quad (4-45)$$

wobei a die Tiefe des Risses ist, M_1 ein empirischer Faktor, der den Querschnitt der Schiene berücksichtigt. $E(k)$ ist das elliptische Integral von der Form:

$$E(k) = \int_0^{\frac{\pi}{2}} \sqrt{1 - k^2 \cdot \sin^2 \theta} \, d\theta \quad (4-46)$$

mit dem Parameter

$$k = \sqrt{1 - \left(\frac{a}{c}\right)^2} \quad (4-47)$$

Der Faktor 1,12 in der **Formel (4-45)** berücksichtigt den Effekt der Rissausbreitung für einen elliptischen Riss von der freien Oberfläche ausgehend (im Halbraum) mit dem Winkel θ von der freien Oberfläche entlang der Rissfront gemessen und σ ist die lokale Zugspannung σ_N in der äußersten Faser (Oberfläche). Für einen halbrunden Riss ($a/c = 1$) an der tiefsten Stelle ($\pi/2$), kann die **Formel (4-45)** analog der **Formel (4-27)** wie folgt angeschrieben werden:

$$K_I (\pi/2) = \sigma \sqrt{\pi a} \cdot Y(a) \quad (4-48)$$

mit $Y(a) = 0,6525 M_1$ für axiale Zugspannung σ_N und für Biegespannungen σ_B wird die Korrekturfunktion $Y(a)$ mit dem Faktor M_G erweitert. M_G ist ein empirischer Faktor, der die Gradienten der Biegespannung berücksichtigt (siehe **Abbildung 4-73**).

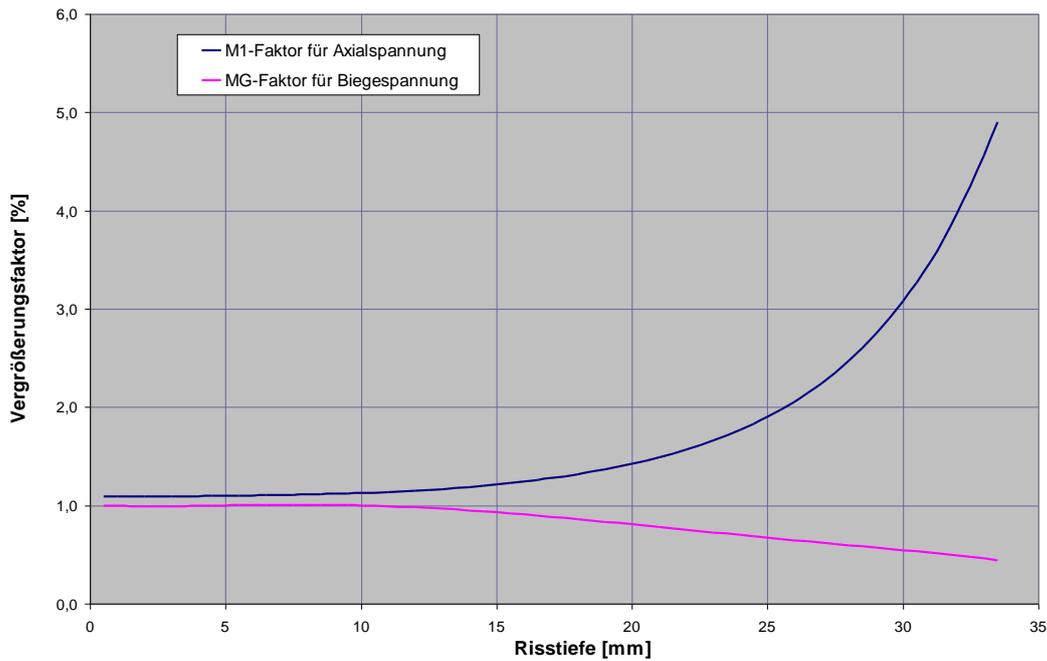


Abbildung 4-73: Empirische Faktoren für die Axial- und Biegespannung in Abhängigkeit der Risstiefe nach (Jeong 2003a, 2003b)

M_1 ist ein empirischer Faktor (siehe **Abbildung 4-73**), der den endlichen Schienenkopfquerschnitt berücksichtigt und empirisch nach der **Formel (4-50)** mit

$$\alpha = \frac{\pi \cdot A}{200} \tag{4-49}$$

dargestellt werden kann:

$$M_1 = \sqrt{\frac{1}{\alpha} \cdot \tan \alpha} \cdot \left(\frac{0,63 + 0,0202 \cdot A + 0,37 \cdot (1 - \sin \alpha)}{\cos \alpha} \right) \tag{4-50}$$

Dabei ist $A = A_a / A_H$ das Verhältnis der Fläche des Risses A_a zur Fläche des Schienenkopfquerschnittes A_H und wird in Prozenten [%] angegeben.

Damit lässt sich der Spannungsintensitätsfaktor SIF K_I für Zugspannungen an der tiefsten Stelle des Oberflächenrisses nach der **Formel (4-45)**

$$K_{I,N} = \sigma \sqrt{\rho a} \cdot 0,6525 \cdot M_1 = \sigma \sqrt{\pi a} \cdot Y_N(a) \tag{4-51}$$

und für Biegespannungen nach der Formel

$$K_{I,B} = \sigma \sqrt{\rho a} \cdot 0,6525 \cdot M_1 \cdot M_G = \sigma \sqrt{\pi a} \cdot Y_B(a) \tag{4-52}$$

berechnen. Danach erfolgte die Berechnung der Rissausbreitung nach der **Formel (4-30)** sowie bei den vorangegangenen Berechnungen mit der Schrittweite $da = 0,5$ mm und den Werkstoffkonstanten

$C = 1,536 \cdot 10^{-16}$ und $m = 3,98$. Das Risstiefe vs. Lastspiel - Diagramm in Abhängigkeit von der jeweiligen konstanten Spannungs-Schwingbreite zeigt die **Abbildung 4-74**.

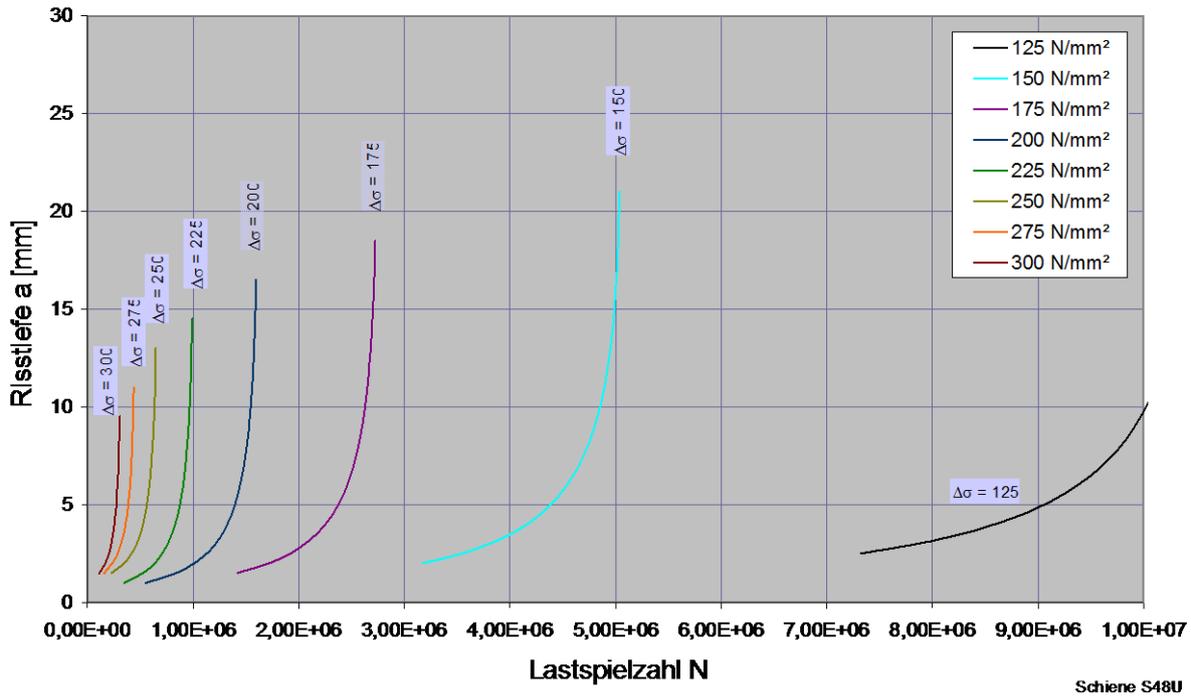


Abbildung 4-74: Risstiefe a vs. Lastspielzahl-Diagramm für die S48U-Schiene mit einem halbkreisförmigen Oberflächenriss unter dem Einfluss einer konstanten axialen zyklischen Zugspannung $\Delta\sigma_N = 125, 150, 175, 200, 225, 275$ und 300 N/mm², $\sigma_u = 0$ N/mm² in einer Schiene S48U (Jeong 2003b, 2003c)

In dem Diagramm (siehe **Abbildung 4-75**) sind die Gesamt-Lastspielzahlen (dunkelrote senkrechte Balken) in Abhängigkeit der konstanten Spannungs-Schwingbreiten $\Delta\sigma$ aufgetragen, die notwendig sind um einen Anriss a_{th} (bei $\Delta K_{th} = 248$ N/mm^{2/3}) bis zur kritischen Risstiefe a_{cr} (bei $K_{max} = K_{Ic} = 1223$ N/mm^{2/3}) voranzutreiben. Bei den Spannungs-Schwingbreiten zwischen 300 und 200 N/mm² liegt die Anrisstiefe a unter 1 mm. Das bedeutet, dass ein Anfangsriss von bereits $a_0 \leq 1$ mm genügt, um den Riss mit einer geringen Lastwechselzahl innerhalb eines Jahres auf die kritische Risstiefe zwischen 8,5 und 17,0 mm zu vergrößern. Unter $\Delta\sigma = 175$ N/mm² ist die Anrisstiefe $a \geq 1,5$ mm. Bei einer Spannungsschwankung von ca. $\Delta\sigma = 150$ N/mm² kann sich ein 1,5 mm langer Anriss innerhalb eines Jahres bis zu einer kritischen Risstiefe von 19,0 mm vergrößern. Bei Spannungsschwankungen zwischen 150 und 125 N/mm² können sich Anrisse von 2,0 bis 2,5 mm unter den entsprechenden Lastzyklen innerhalb von zwei Jahren bis zur kritischen Risstiefe von bis 21,5 und 23,5 mm ausweiten. Bei Erreichen der kritischen Risstiefe käme es unter diesen Bedingungen zum instabilen Risswachstum und damit zum Bruch der Schiene.

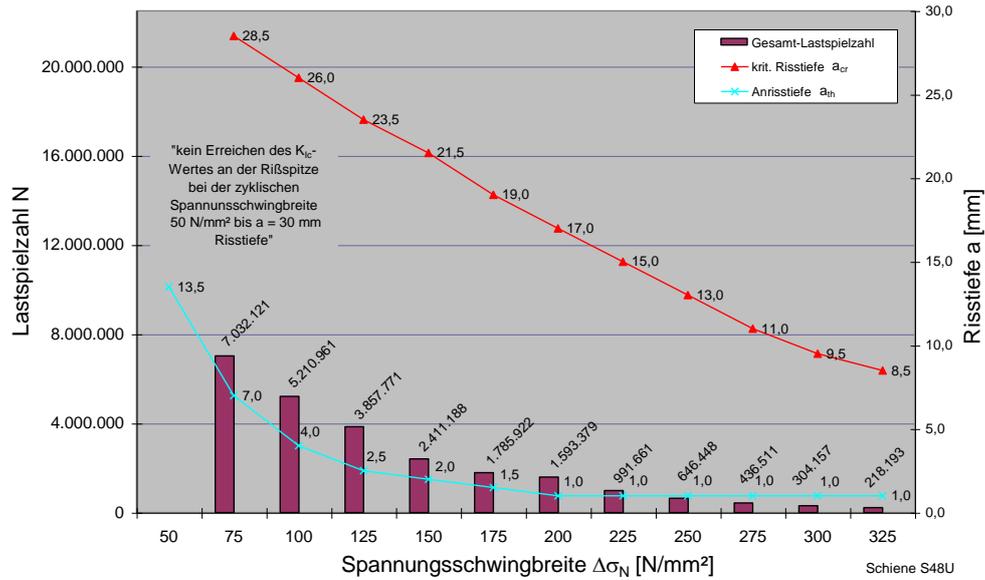


Abbildung 4-75: Gesamt-Lastspielzahlen (rote Balken) von Anrisstiefe a_{th} (blaue Linie) bis zum Erreichen der kritischen Risstiefe a_c (rote Linie), bei der der Bruchzähigkeitswert $K_{Ic} = 1223 \text{ Nmm}^{-3/2}$ erreicht wird in Abhängigkeit der axialen Zugspannungsschwingbreite (Zugspannung) $\Delta\sigma_N$ für den Schienenquerschnitt nach (Jeong 2003b, 2003c)

Nach dem Formalismus der Berechnungen für axiale Zugspannungen wurde die Ausbreitung eines halbkreisförmigen Oberflächenrisses unter dem Einfluss einer reinen konstanten zyklischen Biegespannung untersucht. Das Ergebnis ist in **Abbildung 4-76** und **Abbildung 4-77** zu sehen.

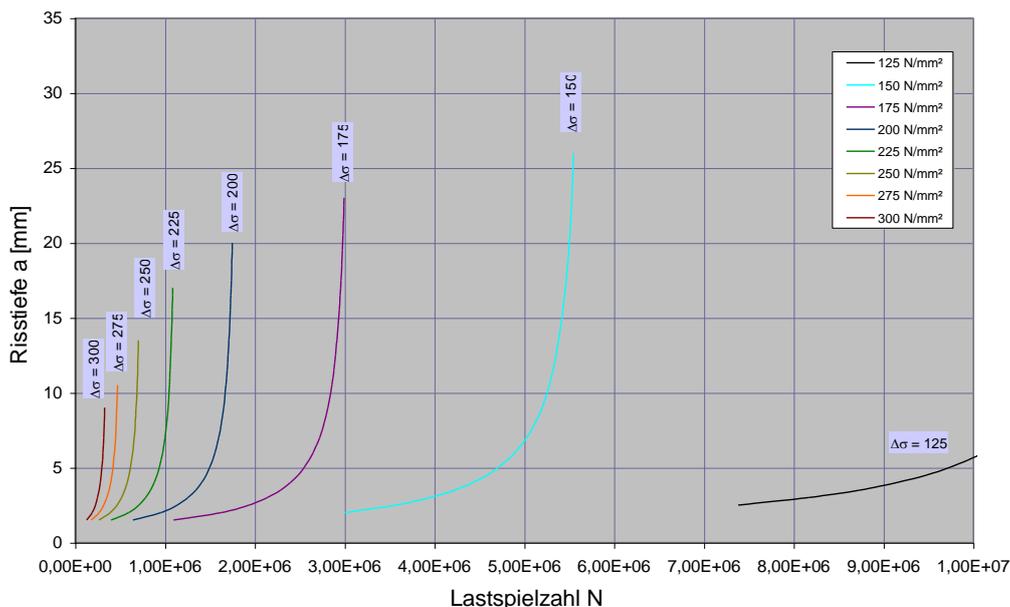


Abbildung 4-76: Risstiefe a vs. Lastspielzahl-Diagramm in Abhängigkeit einer zyklischen Biegespannungsschwankung $\Delta\sigma_B = \sigma_{Bo} - \sigma_{Bu}$ mit $\sigma_{Bu} = 0$ N/mm² und $\sigma_o = 125, 150, 175, 200, 225, 275$ und 300 N/mm² für einen halbkreisförmigen Oberflächenriss in der Schiene S48U nach (Jeong 2003b, 2003c)

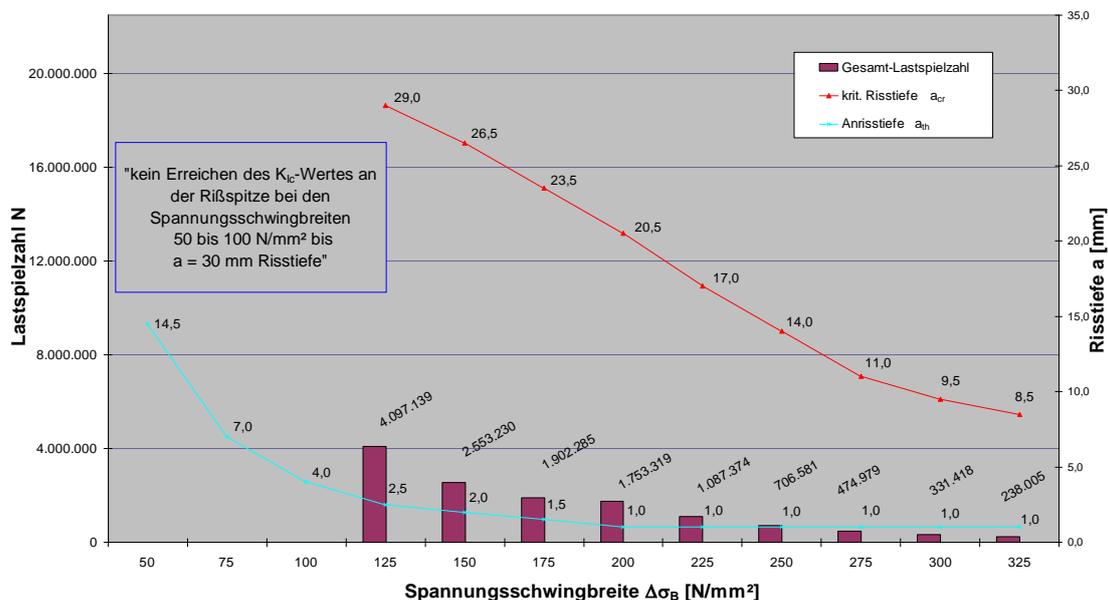


Abbildung 4-77: Gesamt-Lastspielzahlen (dunkelrote senkrechte Balken) von Anrisstiefe a_{th} (blauer Linienzug) bis zum Erreichen der kritischen Risstiefe a_{cr} (roter Linienzug), (Bruchzähigkeitswert $K_{Ic} = 1223$ Nmm^{-3/2} in Abhängigkeit der konstanten Biegespannungs-Schwingbreite $\Delta\sigma_B$, $\sigma_{Bu} = 0$ N/mm² für einen halbkreisförmigen Oberfläche in der Schienen S48U nach (Jeong 2003b, 2003c)

Wie in der **Abbildung 4-75** und **Abbildung 4-77** zu erkennen ist, sind die Lastspielzahlen bis zum Erreichen der kritischen Risstiefe bei konstanten zyklischen Zugspannungen größer als bei konstan-

ten zyklischen Biegespannungen. Dies ist dadurch erklärt, dass ein Riss in die Richtung der abnehmenden Biegelängszugspannung läuft.

Diskussion und Vergleich der Näherungsmodelle

Für alle Näherungsmodelle wurden in einem ersten Schritt die gleichen Werkstoffparameter $C = 1,54 \cdot 10^{-16}$ und $m = 3,98$ verwendet, um die Berechnungen und die Ergebnisse in den verschiedenen Modellen vergleichen zu können. Das Risswachstum wurde dabei in Schrittweiten von 0,5 mm nach dem Paris-Gesetz berechnet. In den Modellen α bis ε werden die Abmessungen und die Form variiert. Daher wurden in den Modellen α bis ε die Anrisstiefen, die kritischen Risstiefen und die Rissausbreitungsgeschwindigkeit unter konstanter zyklischer Zugbeanspruchung berechnet.

In der **Abbildung 4-78** werden die Ergebnisse dieser Berechnungen für den Zusammenhang Risstiefe vs. Lastspielzahl (kennzeichnend für das Risswachstumsverhalten) für die konstante Spannungs-Schwingbreite $\Delta\sigma = 100 \text{ N/mm}^2$ dargestellt. Deutlich ist zu erkennen, dass das inkrementelle Risswachstum bei der Näherung mit dem Balken nach Newman-Raju (gelbe Kurve) und der Schiene nach Jeong (rote Kurve) fast identisch sind. Das Risswachstum beim Modell α - Halbraum (blaue Kurve) benötigt rund ein Drittel höhere Lastspielzahlen gegenüber dem Modell γ und ε , um die gleiche Risstiefe zu erreichen. Es war zu erwarten, dass die Berechnungen des Modells γ (Balken) und ε (Schiene nach Jeong) sehr ähnliche Ergebnisse liefern würden, da die Abmessungen des Balkens mit dem des Schienenkopfes gut übereinstimmen.

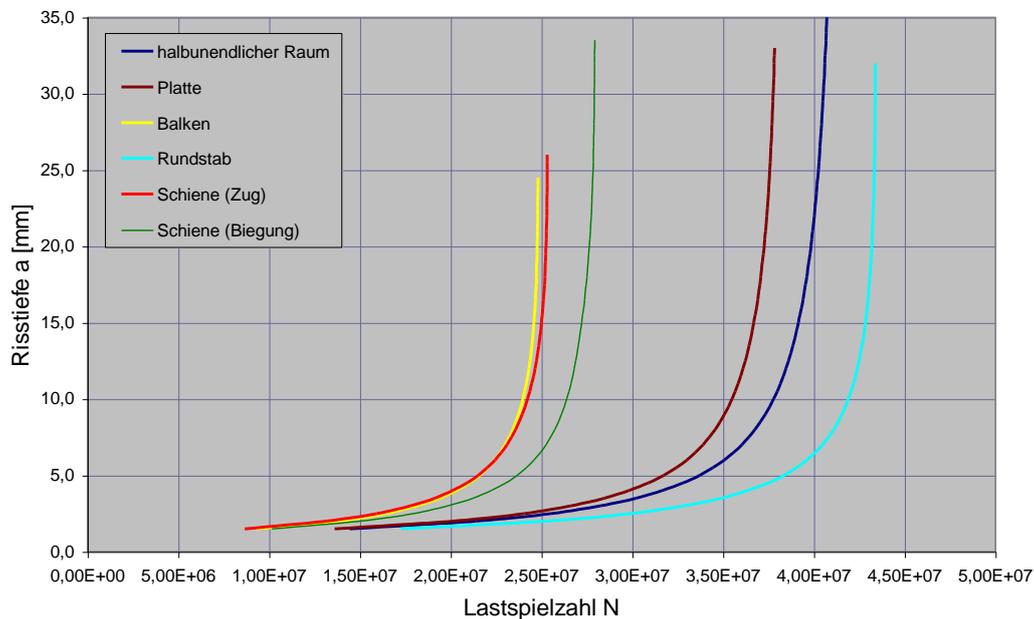


Abbildung 4-78: Vergleich des Risswachstums eines halbkreisförmigen Oberflächenriss in Abhängigkeit der Lastspielzahl für die Risstiefe a für die fünf Näherungsmodelle, Halbraum (blaue Kurve), Platte (braune Kurve), Balken (gelbe Linie), Rundstab (hellblaue Kurve) und Schiene (rote Kurve) unter dem Einfluss einer konstanten axialen Zugspannungs-Schwingbreite von $\Delta\sigma_N = 100 \text{ N/mm}^2$ und für konstante Biegezugs-Schwingbreite ($\Delta\sigma_B = 100 \text{ N/mm}^2$) für die U-Bahn-Schiene S48U (grüne Kurve)

In der **Abbildung 4-79** wird der Vergleich der SIF K_I in Abhängigkeit von der Risstiefe für alle Modelle dargestellt. Bei allen Modellen haben die SIF K_I bei einem ca. 1 mm tiefen Anriss annähernd die gleiche Größe. Sie nähern sich dem einfachsten Modell.

Bei größerer Risstiefe hat der Geometriefaktor in den verschiedenen Modellen einen wesentlichen Einfluss auf den Zusammenhang zwischen Risstiefe und SIF K_I . Wie in der **Abbildung 4-79** zu sehen ist, beträgt bei einer Risstiefe von $a = 20$ mm der K_I - Wert beim Halbraum (grüne Kurve) $518 \text{ Nmm}^{-3/2}$, bei der Platte (rosa Kurve) $549 \text{ Nmm}^{-3/2}$, beim Rundstab (blaue Kurve) $645 \text{ Nmm}^{-3/2}$, bei der Schiene auf Zug belastet (violette Kurve) $736 \text{ Nmm}^{-3/2}$ und beim Balken (gelbe Kurve) $815 \text{ Nmm}^{-3/2}$. Daraus lässt sich schließen, dass bei steigender Verbesserung des Näherungsmodells, das heißt, mit besserer Anpassung an die Querschnittsform der Schiene, der K_I - Faktor ansteigt. Unglücklicherweise führt jedes dieser Näherungsmodelle unter den getroffenen Annahmen zu einer Unterschätzung des bruchmechanischen Verhaltens und man könnte auf der nichtkonservativen Seite liegen. Ein gutes überprüfetes Näherungsmodell ist hier absolut erforderlich, das sich in der Praxis bewährt hat.

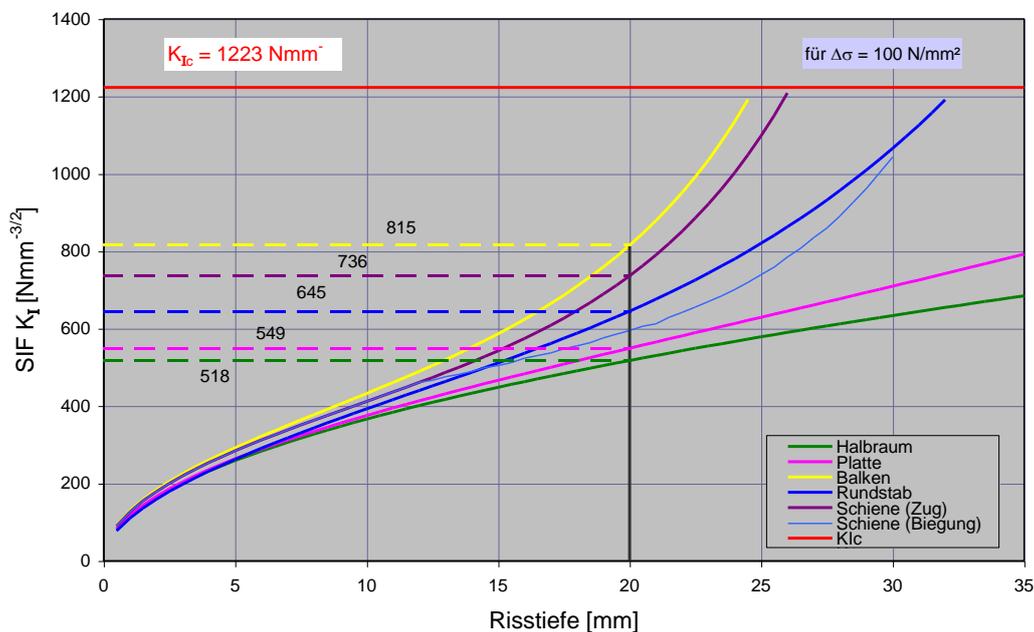


Abbildung 4-79: Vergleich der K -Faktoren für eine halbkreisförmigen Oberflächenrisses als Funktion der Risstiefe a für die Näherungsmodelle unter dem Einfluss einer Spannungsschwingbreite von $\Delta\sigma = 100 \text{ N/mm}^2$ ($\sigma_o = 100, \sigma_u = 0 \text{ N/mm}^2$)

Eine wesentliche Rolle bei der Ermüdungsrissausbreitung in einem Bauteil spielt die Anrisstiefe a_{th} , bei der ein Riss durch zyklische Beanspruchung weiterwächst bis er die kritische Risstiefe a_{cr} erreicht hat und es zum Versagen durch Bruch (Restbruch) kommt.

Um die Anriss- und kritischen Risstiefen vergleichen zu können, wurden alle Risstiefen in Abhängigkeit von den konstanten Spannungs-Schwingbreiten für die fünf Näherungsmodelle in einem Diagramm (siehe **Abbildung 4-80**) eingetragen und gegenübergestellt. Wie zu erkennen ist, beträgt die Anrisstiefe a_{th} bei hohen Spannungs-Schwingbreiten $\Delta\sigma = 150$ bis 300 N/mm^2 bei allen Modellen zwischen 1 und 2 mm.

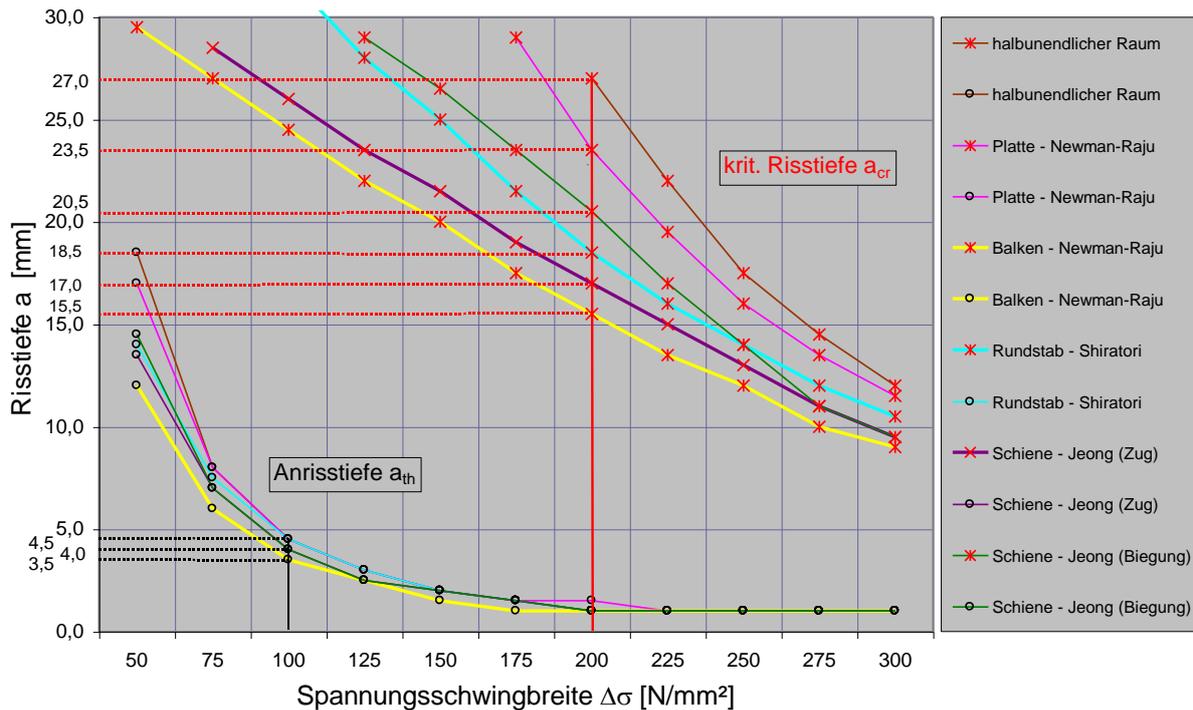


Abbildung 4-80: Vergleich der schwellenwertbezogenen Anrissrisstiefen a_{th} (Linienzug mit schwarzen Ringen) und kritischen Risstiefen a_{cr} (Linienzug mit roten Sternen) für die verschiedenen fünf Näherungsmodellen $\alpha - \varepsilon$

Bei $\Delta\sigma = 50 \text{ N/mm}^2$ weichen die Ergebnisse für die Anrissstiefe beim Halbraum ($a_{th} = 18,5 \text{ mm}$) gegenüber dem Balken ($a_{th} = 12,0 \text{ mm}$) bis zu 30 % ab. Der Unterschied zwischen dem Schienenmodell nach Jeong ($a_{th} = 13,5 \text{ mm}$ für Zug und $14,5 \text{ mm}$ für Biegung) und Balken nach Newman-Raju ($a_{th} = 12 \text{ mm}$) beträgt absolut 1,5 und 2,5 mm bzw. 10 und 17 %.

Bei einer Spannungs-Schwingbreite von $\Delta\sigma = 100 \text{ N/mm}^2$ betragen die erforderlichen Anrissstiefen a_{th} zwischen 3,5 und 4,5 mm. Die kritischen Risstiefen a_{cr} betragen bei einer Spannungs-Schwingbreite von $\Delta\sigma = 200 \text{ N/mm}^2$ je nach Näherungsmodell zwischen 15,5 (Modell γ) und 27,0 mm nach Model α), das einem Unterschied von ca. einem Faktor 2 entspricht. Vergleicht man jedoch die Modelle γ , δ und ε , dann beträgt der Unterschied ca. nur 16 % wobei das Modell ε (Näherungsmodell für die Schiene nach Jeong) genau in der Mitte liegt.

Ein Vergleich der kritischen Risstiefen a_{cr} ist allerdings nur bedingt möglich, da bei den Modellen die Formeln für den SIF K_I nur bis zu bestimmten Risstiefen angewendet werden dürfen. Für das Modell der Schiene nach Jeong wurden zwei Beanspruchungen (reine Zugspannungsschwankung $\Delta\sigma_Z = 100 \text{ N/mm}^2$ und reine Biegespannungsschwankung $\Delta\sigma_B = 100 \text{ N/mm}^2$) in die Berechnung einbezogen, und es zeigte sich, dass es bei den Anrissgrößen keinen nennenswerten Unterschied gab. Bei den kritischen Rissgrößen a_{cr} zeigten sich jedoch Unterschiede in den niederen Spannungsbereichen. Die kritischen Risstiefen werden bei der Zugbeanspruchung bei geringeren Lastspielzahlen erreicht als bei Biegebeanspruchung. Bei niederen Spannungs-Schwingbreiten zufolge Biegung ($\Delta\sigma_B = 50 - 100 \text{ N/mm}^2$) konnte in den Berechnungen die kritische Risstiefe a_{cr} nicht erreicht werden.

Auch bei der Gegenüberstellung in der **Abbildung 4-80** zeigte sich, dass das Modell von Jeong mit dem Modell Balken nach Newman-Raju vergleichbar ist. Die bisher durchgeführten Berechnungen mit konstanten Spannungs-Schwingbreiten entsprechen nicht dem täglichen Betrieb in der U-Bahn, da die Fahrzeuge ein Lastkollektiv mit unterschiedlichen Spannungsschwankungen verursachen. Dies wird in den folgenden Kapiteln berücksichtigt.

Der Vergleich der verschiedenen Modelle weist das Modell nach Jeong als gute Basis für die Berechnung des Risswachstums und der Restlebensdauer in der Schiene aus und um die Lebensdauer der Schiene für die Wiener U-Bahn abschätzen zu können.

4.6.4 Belastungsfall 3 – SIF K_I - Verläufe in Abhängigkeit der Biege-, Zugbeanspruchung und Eigenspannungen

Da es in der Praxis noch kein brauchbares dreidimensionales Modell für die Rissausbreitung in einer S48U-Schiene gibt, wurden mehrere approximierte zweidimensionalen Modelle verwendet, um die Problematik des Ermüdungsbruchverhaltens der Schiene aufzeigen zu können. In diesem Kapitel werden am Modell nach Jeong die SIF's K_I in Abhängigkeit von der Risstiefe für verschiedenen Spannungen und deren Kombinationen berechnet.

Der Belastungsfall 3 behandelt das kombinierte Risswachstum aus den beiden Belastungsfällen 1 und 2, also Rollkontaktermüdung und Risswachstum durch die wechselnde Beanspruchung im Rollkontakt (lokales Problem) und Risswachstum bis zum Schienenbruch zufolge Biegespannungen durch die unterschiedliche Gleislagerung und residuale und thermische Spannungen in der Schiene (globales Problem).

Am Beispiel eines senkrechten halbkreisförmigen Oberflächenrisses in der Fahrfläche der Schiene werden verschiedene Belastungsfälle miteinander kombiniert, die die Restlebensdauer der Schiene wesentlich beeinflussen können. Nach dem Grundgesetz der Langriss-Bruchmechanik wachsen Ermüdungsrisse nur dann weiter, wenn an der Rissfront der Wert des zyklischen Spannungsintensitätsfaktors ΔK_I den unteren Schwellwert ΔK_{th} überschreitet. Dieser Schwellwert beträgt für die Schiene S48U mit der Qualität R350HT $\Delta K_{th} = 248 \text{ Nmm}^{-3/2}$ (siehe Kapitel 4.5.3).

Für jede Belastungskonfiguration wird daher der Verlauf der Spannungsintensitätsfaktoren für einen halbkreisförmigen Oberflächenriss in der Schiene S48U berechnet und in den Diagrammen dargestellt. In der **Abbildung 4-57** sind die SIF K_I -Faktoren für einen halbkreisförmigen Oberflächenriss im Schienenkopf in Abhängigkeit der Risstiefe $a = 1$ bis 5 mm und des Reibbeiwertes μ aufgetragen. Zu erkennen ist, dass bei einem Reibbeiwert $\mu = 0,6$ die maximale Risstiefe von $a = 3,5$ mm bei einem K - Wert von $\Delta K_V = 248 = \Delta K_{th} \text{ N/mm}^{-3/2}$ erreicht wird. Da der Einfluss der Anfangsrisstiefe eine bedeutende Rolle spielt, wurde aus konservativen Überlegungen für die weiteren Berechnungen des Risswachstums nur mehr ein Kraftschlussbeiwert $\mu = 0,6$ weiter berücksichtigt.

In der **Abbildung 4-81** sind die SIF K_I - Werte für einen halbkreisförmigen Oberflächenriss mit der Anfangsrisstiefe $a_0 = 1$ mm in Abhängigkeit der Risstiefe a und für verschiedene Biegespannungen dargestellt. Zu erkennen ist, dass der Verlauf der K_I - Werte von der Höhe der Biegespannung σ_B abhängt. Je höher die Biegespannung umso steiler ist der Verlauf der K_I - Werte über der Risstiefe. Je

höher die Biegespannung umso kleiner wird die kritische Risstiefe a_{cr} , bei der die Bruchzähigkeit K_{Ic} erreicht wird und instabiles Risswachstum eintritt.

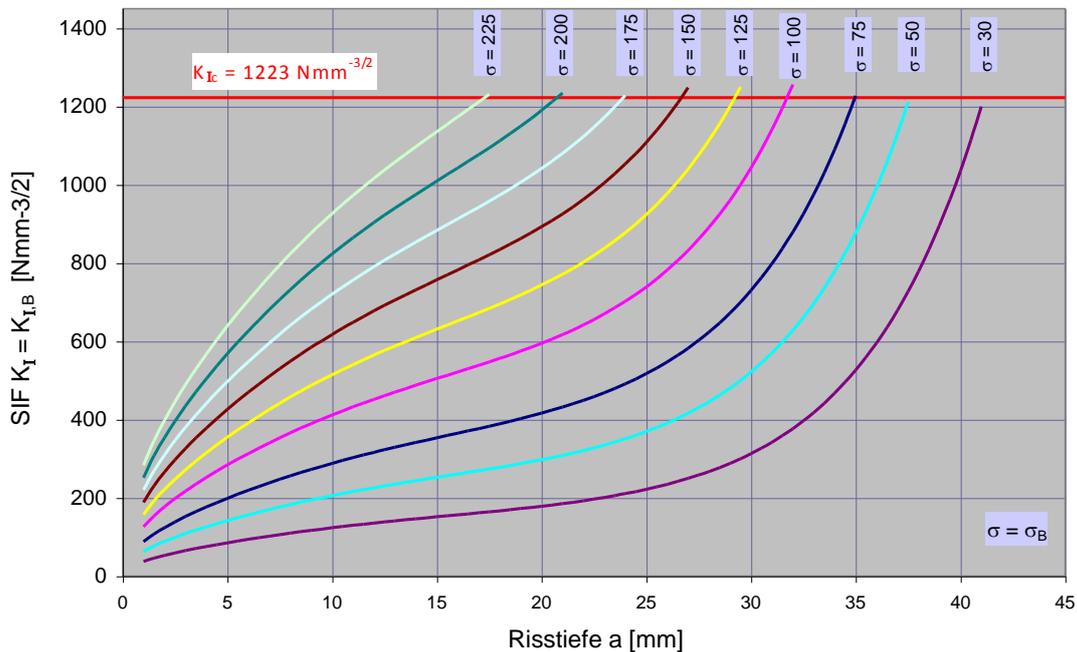


Abbildung 4-81: SIF K_I -Werte vs. Risstiefe a für einen senkrechten halbkreisförmigen Oberflächenriss für verschiedener Biegespannungen σ_B (Längszugspannungen im Schienenkopf)

Anzumerken ist, dass Biegespannungen in der Schienenkopfoberfläche über $\sigma_B = 70$ N/mm² im Netz der Wiener U-Bahn noch nicht gemessen wurden (Pichler et al. 2010). Bei Biegespannungen von 75 N/mm² beträgt die zugehörige Anrisstiefe 6 - 7 mm (siehe **Abbildung 4-80**), ab der es zu einem Rissfortschritt kommen kann. Die maximale Risstiefe der Oberflächenrisse zufolge des Rollkontaktes bei einem Reibungsbeiwert $\mu = 0,6$ beträgt allerdings nur 3,5 mm (siehe **Abbildung 4-57**). Daraus ergibt sich, dass weitere Zugspannungen (residuale und/oder thermische) in den Schienen der Wiener U-Bahn für die Schienenbrüche verantwortlich sein müssen.

In der **Abbildung 4-82** sind die SIF K_I - Werte für einen halbkreisförmigen Oberflächenriss in Abhängigkeit der Risstiefe und für verschiedene Zugspannungen σ_N aufgetragen.

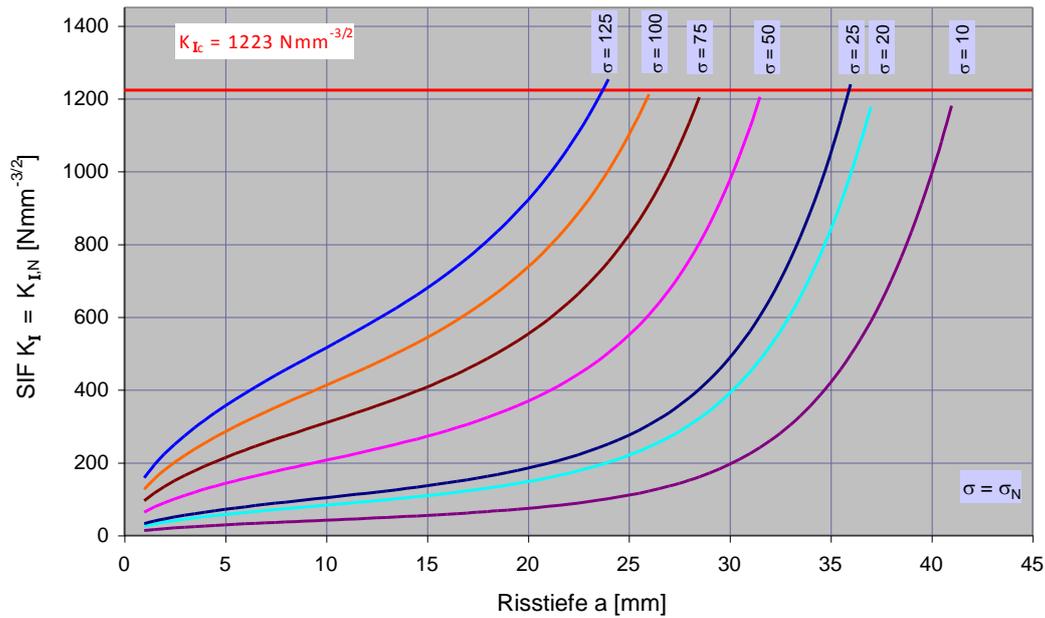


Abbildung 4-82: SIF K_I -Werte vs. Rissstiefe a für einen halbkreisförmigen Oberflächenriss für verschiedener Zugspannung σ_N (in axialer Richtung in der Schiene) z.B. thermische Spannungen

Durch die Anwendung eines weiteren Grundgesetzes der Bruchmechanik, dass die SIF's K_I mit gleichen Modus der unterschiedlichen Belastungen superponiert werden können, ergeben sich nicht nur andere Kurven für den Belastungsfall 3, sondern auch kürzere kritische Rissstiefen. In der **Abbildung 4-83** sind die Kurven der SIF K_I - Werte über der Rissstiefe aus den superponierten SIF K_I -Werten für unterschiedliche Anteilen von Biege- ($\sigma_B = 30, 50$ und $70 N/mm^2$) und Zugspannungen aus der thermischen Belastung ($\sigma_N = 0, 25, 50, 75, 100$ und $125 N/mm^2$) dargestellt.

Bei einem Vergleich der **Abbildung 4-83** mit der **Abbildung 4-81** und der **Abbildung 4-82** fällt auf, dass die Verläufe der SIF $K_{I,(B,N)}$ - Werte mit steigender Belastung deutlich steiler und die entsprechenden kritischen Rissstiefen kleiner werden.

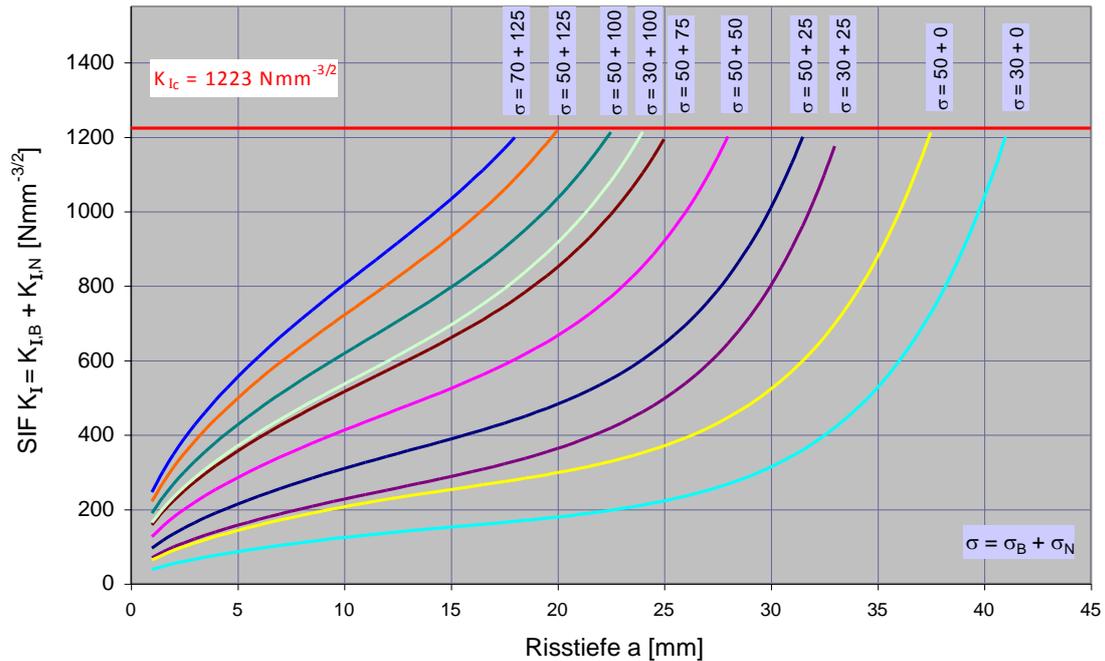


Abbildung 4-83: SIF K_I -Werte vs. Risstiefe a für einen halbkreisförmigen Oberflächenriss für verschiedene Biege- und axiale Zugspannungen ($\sigma = \sigma_B + \sigma_N$) in der Schiene

Da es im Rahmen dieser Dissertation nicht möglich war, genaue Unterlagen der Eigenspannungsverläufe zufolge Walzen und Richten für die Schiene S48U bzw. für die Umgebung von Schweißstößen zu bekommen, wurden diese aus der Literatur (Clayton et al. 1992, Jeong 2003b, 2003c) für diese Untersuchungen herangezogen und daraus die SIF's K_I berechnet. Bei einem vorgegebenen Eigenspannungsverlauf in die Tiefe des Bauteils ändert sich dieser mit wachsender Risstiefe. Der Eigenspannungsamplituden-Abminderungsfaktor α_j (nach Clayton et al. 1992) gibt an, um wie viel sich die Eigenspannungen als Funktion der Risstiefe abmindern (siehe **Abbildung 4-84**). Um genauere Aussagen machen zu können, müssten die tatsächlichen Eigenspannungen als Funktion der Risstiefe gemessen werden und der Abminderungsfaktor neu bestimmt werden.

Nachdem die Risswachstumsberechnung nur zweidimensional für einen Längsvertikalschnitt in der Schienenmitte durchgeführt, aber tiefenveränderlich angenommen wurde, wurde ein Verlauf in Querrichtung nicht berücksichtigt. In den nachfolgenden Berechnungen wurden die Maximalwerte der Eigenspannung $\sigma_R = 100, 150$ und 200 N/mm^2 an der Oberfläche jeweils mit dem Faktor α_j lt. **Abbildung 4-84** multipliziert und daraus die Verläufe der SIF's K_I (siehe **Abbildung 4-85**) in Abhängigkeit von der Risstiefe berechnet.

Bei einer genauen Kenntnis der Änderung des tatsächlichen Eigenspannungsverlaufes bei wachsendem Riss müsste der Zusammenhang zwischen $K_{I,R}$ und der Risstiefe a neu definiert werden. Dies ist nur eine erste Annäherung für den Einfluss der Eigenspannungsverlauf auf den SIF K_I .

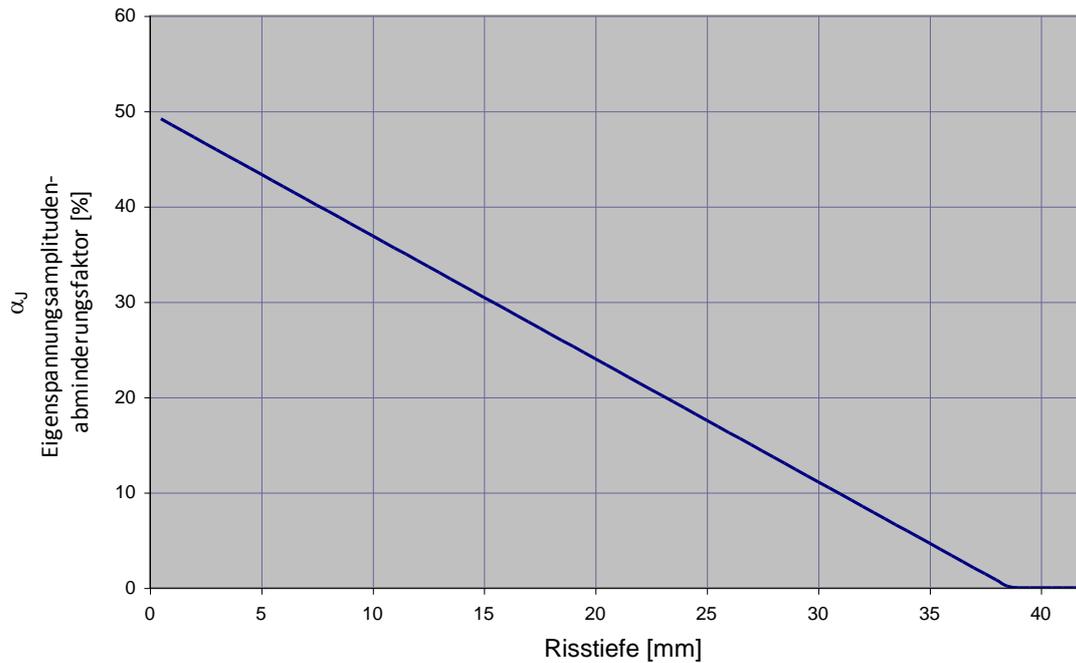


Abbildung 4-84: Empirischer Faktor α_J , welcher den Eigenspannungsamplituden-Abminderungsfaktor (= "Formfaktor") für axiale Eigennormalspannung in Abhängigkeit der Risstiefe angibt nach Clayton (Clayton et al. 1992)

Die Berechnung des SIF am tiefsten Punkt des halbkreisförmigen Oberflächenrisses erfolgte nach der **Formel (4-53)** von (Jeong 2003b, 2003c) und sie sind in der **Abbildung 4-85** dargestellt.

$$K_{I,R} = \sigma_J \cdot \alpha_J \sqrt{\pi \cdot a} \quad (4-53)$$

α_J ist der Eigenspannungsamplituden-Abminderungsfaktor (= "Formfaktor") für axiale Eigennormalspannung nach (Clayton et al. 1992) in Abhängigkeit der Risstiefe für die Schiene für einen halbkreisförmigen Oberflächenriss.

In der **Abbildung 4-85** ist in Abhängigkeit von maximalen residualen Spannungen an der Oberfläche der Zusammenhang zwischen dem SIF $K_{I,R}$ und der Risstiefe zu sehen. Die SIF $K_{I,R}$ - Werte steigen zuerst mit zunehmender Risstiefe bis ca. 12,5 mm an und fallen dann bei einer Risstiefe von 38,5 mm auf Null.

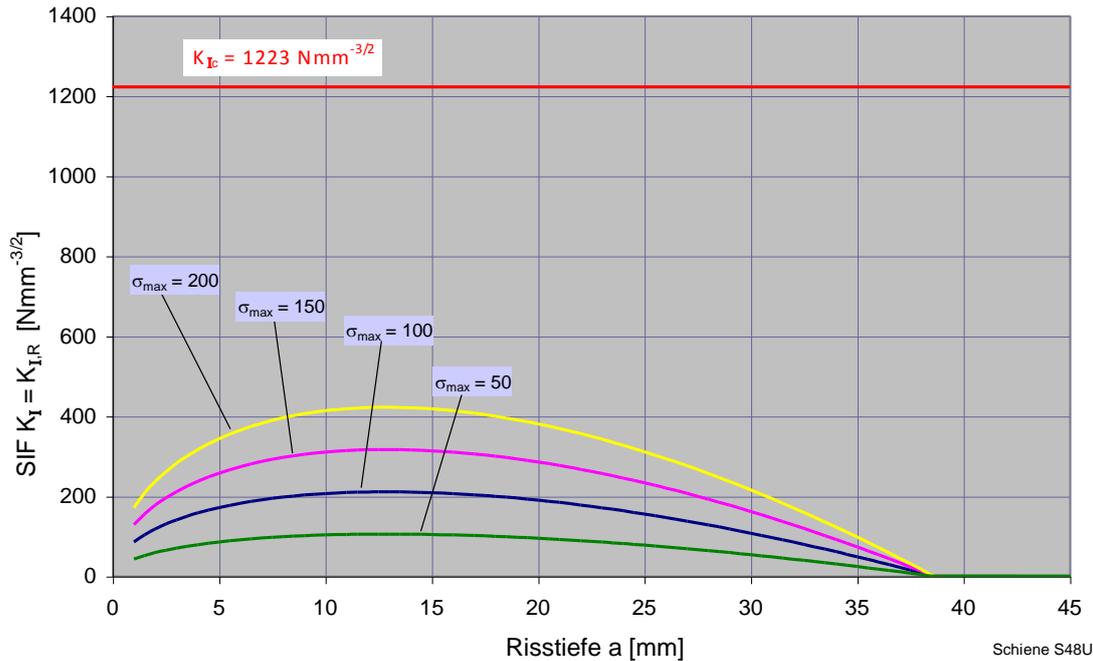


Abbildung 4-85: SIF K_I -Werte vs. Risstiefe a für einen halbkreisförmigen Oberflächenriss unter dem Einfluss einer axialen gleichförmigen Eigenspannung $\sigma_{R,max}$ an der Schienoberfläche mit dem α_J -Faktor gerechnet nach Clayton (Clayton et al. 1992)

Durch die Superponierung der SIF's K_I zufolge der axialen Eigenspannungen σ_R ($= 100, 150$ und 200 N/mm²) mit dem Abminderungsfaktor α_J und der SIF's $K_{I,B}$ zufolge der Maximalwerte der Biegespannungen $\sigma_{B,max}$ ($= 30, 50$ und 70 N/mm²) wird der Einfluss (noch ohne thermischen Spannungen) in der **Abbildung 4-86** dargestellt.

Bei einem Vergleich der **Abbildung 4-81** und **Abbildung 4-86** fällt auf, dass der Einfluss der Eigenspannungen auf den Verlauf des SIF K_I sehr wesentlich für das Anfangsrisswachstum ist. Bei geringen Biegebelastungen erhöht die residuale Spannung des SIF K_I bereits auf Werte, die über dem Threshold – Wert liegen mit $\Delta K_I = K_{I,0} - K_{I,u}$ und $K_{I,u} = 0$ und $K_{I,0} = K_{I,B} + K_{I,R}$ ergibt sich damit $K_{I,0} = \Delta K_I = \Delta K_{th}$. Das heißt, dass Risse mit einer Tiefe von $a = 1$ mm durch den residualen Anteil bereits bei geringer Biegebelastung zum Weiterwachsen angeregt werden können.

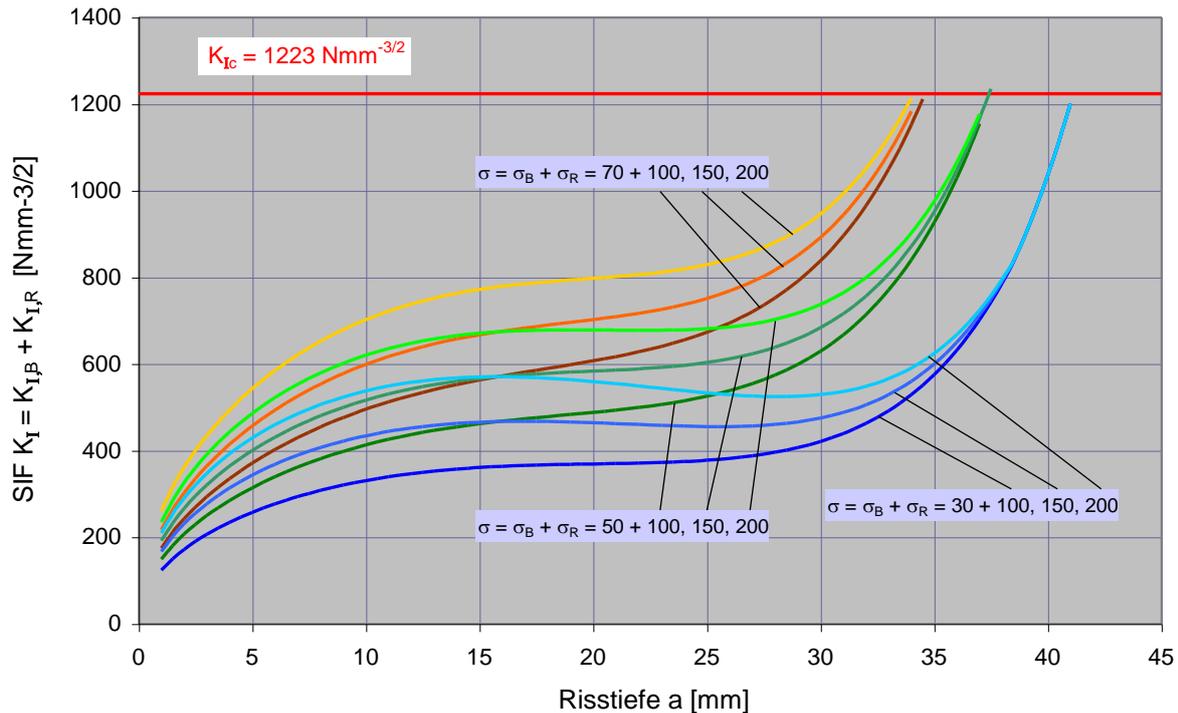


Abbildung 4-86: SIF K_I - Werte vs. Risstiefe a für einen halbkreisförmigen Oberflächenriss für verschiedene Kombinationen aus Biege- und residualer Spannung $\sigma = \sigma_B + \sigma_R$, ($\sigma_R = 100, 150$ und 200 N/mm^2 , $\sigma_B = 30, 50$ und 70 N/mm^2)

4.6.5 Belastungsfall 3 – Risswachstum zufolge zyklischer Rollkontaktermüdung, zyklischer Biegebelastung mit zusätzlichen Eigenspannungsanteilen

Wie schon in Kapitel 4.2.2 gezeigt, hängt die Beanspruchung der Schienen zufolge des Betriebes wesentlich von der Position im Gleis ab. In der **Abbildung 4-87** sind die aus in situ gemessenen Längsdehnungen ermittelten Spannungsverläufe am Schienenkopfaußenrand des 104-ten Zuges an den Messpunkten M2, M6, M8 und M10 dargestellt. Klar sind die unterschiedlichen Spannungsmaxima und -Minima zu sehen, die aus dem Einfluss der Lagerungsbedingung der Schiene auf der Festen Fahrbahn auf den Messpunkt herrühren.

Obwohl die Fahrzeugflotte nur aus drei verschiedenen Fahrzeugtypen besteht, verursacht sie doch unterschiedliche Spannungsverläufe an den vier gleichen Messpunkten (siehe **Abbildung 4-88**), auch der Besetzungsgrad spielt dabei eine große Rolle. Nicht nur die Spannungsspitzen, sondern auch die Spannungsamplituden zeigen diesen Einfluss.

Wie Durchbiegungsmessungen von Pichler (Pichler et al. 2010) ergaben, sind in Abhängigkeit des Messortes weitere Variationen von Spannungsspitzen und –amplituden möglich.

Strukturelles Sicherheits-Management

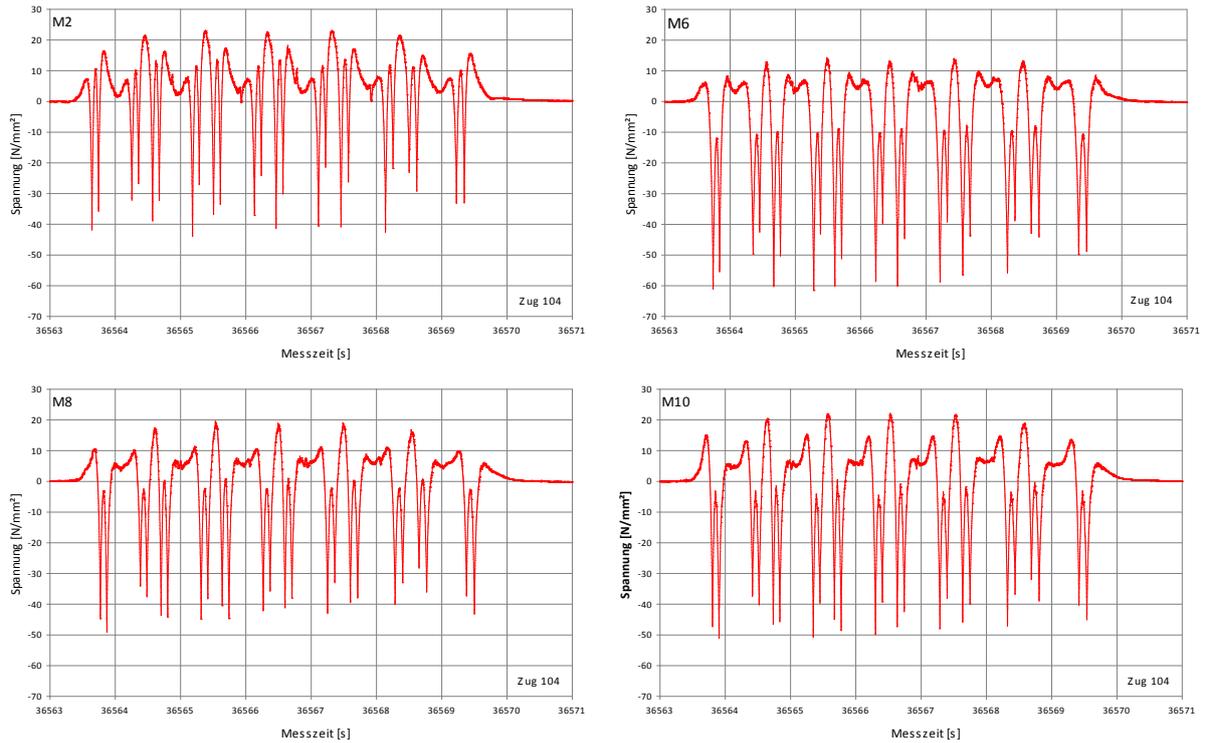


Abbildung 4-87: Aus in situ gemessenen Längsdehnungen ermittelte Spannungsverläufe [N/mm²] am Schienenkopfaußenrand des 104-ten Zuges an den Messpunkten M2, M6, M8 und M10

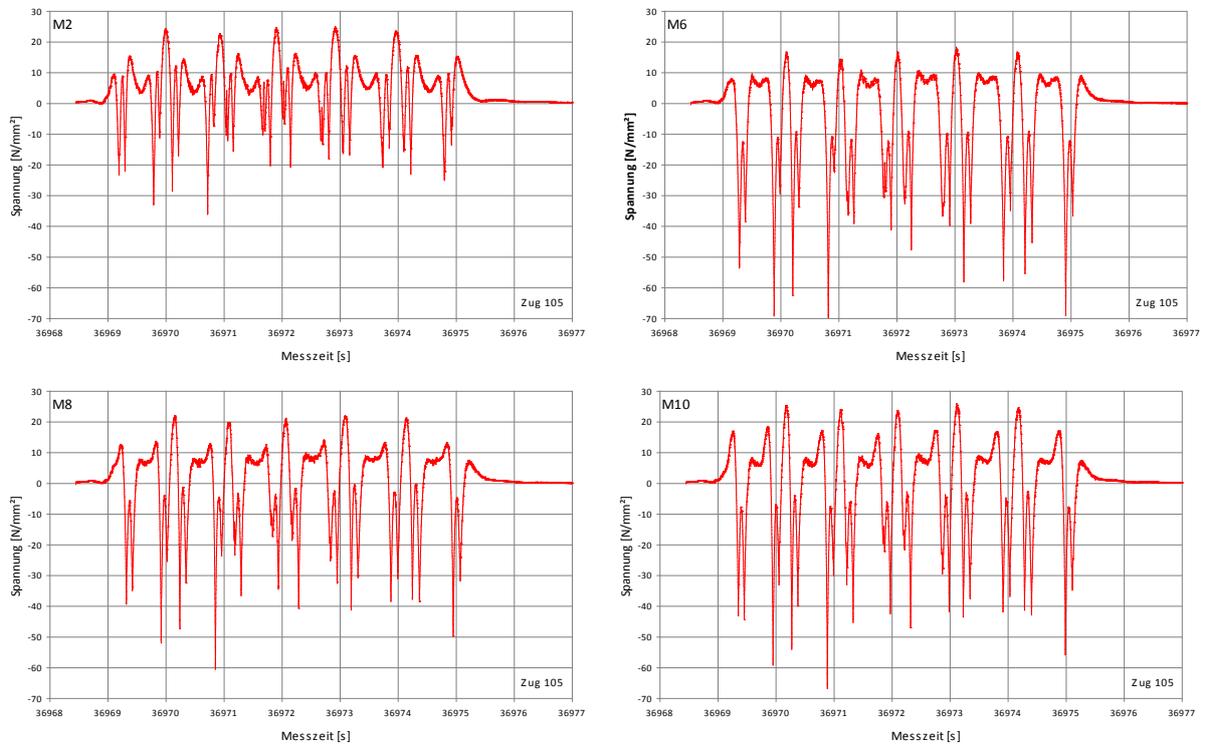


Abbildung 4-88: Aus in situ gemessenen Längsdehnungen ermittelte Spannungsverläufe [N/mm²] am Schienenkopfaußenrand des 105-ten Zuges an den Messpunkten M2, M6, M8 und M10

Um den Einfluss der unterschiedlichen Lagerungsbedingungen des Gleises und der unterschiedlichen Fahrzeugtypen mit unterschiedlichen Besetzungsverhältnissen auf die Biegespannungen im Schienenkopf an der obersten Faser zu berücksichtigen, werden auf der Grundlage der in situ gemessenen Längsdehnungen (TVFA) für den Zug 104 und der in situ vorgenommenen Einsenkungsmessungen (Pichler et al. 2010) ermittelten Spannungsverläufe drei Lastfälle zufolge maximal auftretender Biegebeanspruchungen untersucht. Dabei werden maximale Biegezugspannungen mit $\sigma_{B,max} = 30$ (geringe Schienenbeanspruchung zufolge Qualität der Gleislage, entsprechend den Messungen und Auswertungen durch die TVFA), $\sigma_{B,max} = 50$ (mittlere Schienenbeanspruchung zufolge der Qualität der Gleislage, entsprechend dem Mittelwert zwischen den Messungen und Auswertungen der TVFA bzw. Pichler) und $\sigma_{B,max} = 70$ N/mm² (starke Schienenbeanspruchung zufolge der Qualität der Gleislage, entsprechend den Messungen und Auswertungen durch Pichler) im Schienenkopf aus Dehnungsmessungen (TVFA) und Einsenkungsmessungen an verschiedenen Örtlichkeiten im Wiener U-Bahn-Gleisnetz herangezogen und in den Berechnungen berücksichtigt.

In der **Abbildung 4-89** sind beispielhaft die aus in situ gemessenen Dehnungen (M2, Zug 104) rechnerisch extrapolierten Spannungsverläufe an der Schienenkopfoberfläche dargestellt. Zu sehen ist, dass jede Zugsüberfahrt sowohl Spannungsspitzen im Druck- als auch Zugbereich verursacht. Die 24 Spannungsspitzen im Druckbereich entsprechen den Überrollungen der Räder am Messort. Die Spannungsspitzen im Zugbereich stellen die Biegezugspannungen im Schienenkopf dar. Alle Spannungswechsel zwischen Zug- und Biegespannungen zufolge einer Zugsüberfahrt werden im Folgenden als ein "Lastkollektivwechsel" bezeichnet (siehe **Abbildung 4-90**). Eine Zugsgarnitur mit 24 Achsen verursacht 24 Kontaktbeanspruchungen, wobei die Achsen und die Gleislagerung unterschiedliche Amplituden für die Biegespannungen in der Schiene erzeugen. Diese Biegelastwechsel im Zugkollektiv führen zu 25 Biegelastwechsel mit unterschiedlichen Zugspannungsmaxima und unterschiedlichen Druckspannungsmaxima im Schienenkopf.

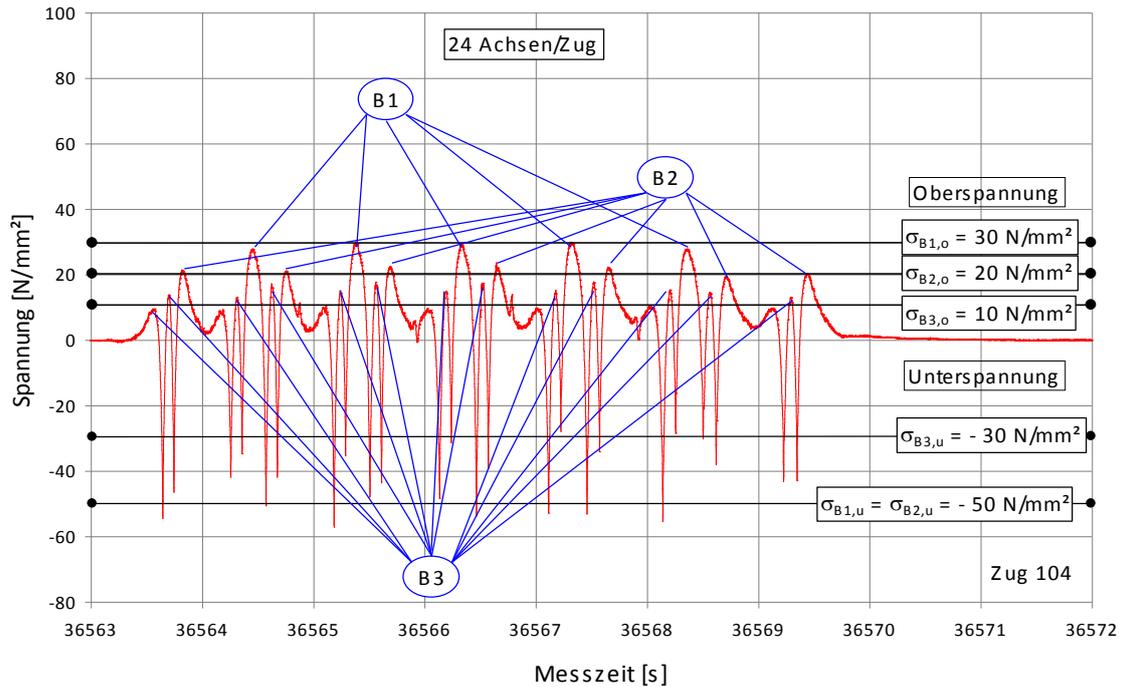


Abbildung 4-89: Aus in situ gemessenen Längsdehnungen ermittelte Spannungsverläufe [N/mm²] im Schienenkopf an der Fahrfläche

Für jedes Lastkollektiv ließe sich in weiterer Folge eine "Schädigung" ermitteln, die pro Zugsüberfahrt den Oberflächenanriss vorantreibt.

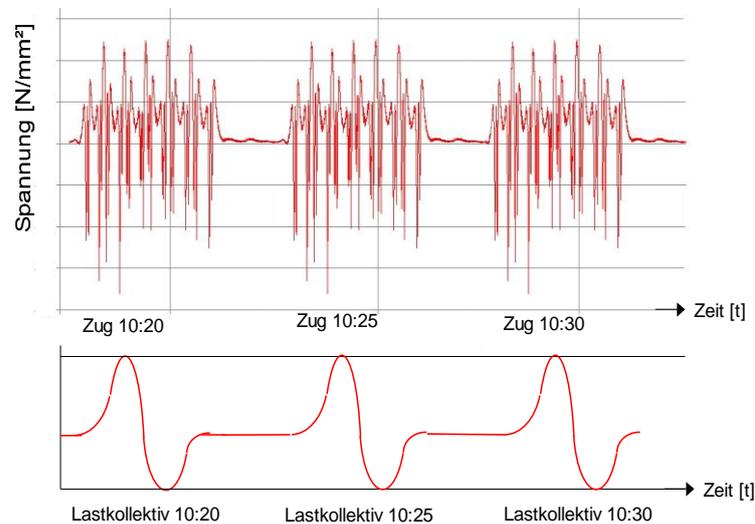


Abbildung 4-90: Ein Lastkollektiv (LK) besteht aus 24 Kontaktbeanspruchungen und 25 Biegelastwechsel

Für die weiteren bruchmechanischen Berechnungen werden nur die Zuganteile der Belastungswechsel herangezogen. Pro Zugsüberfahrt ergibt sich damit ein Lastkollektiv (LK a, siehe **Abbildung 4-90**) aus 24 Kontaktbeanspruchungen und 25 Biegelastwechsel (B1 + B2 + B3) mit den Oberspannungen $\sigma_{B,max} = 30$ (siehe **Abbildung 4-89**), 20 und 10 N/mm², die sich aus

- B1: 5 Biegebeanspruchungsschwankungen $\Delta\sigma_{B,1} = 80 \text{ N/mm}^2$ mit der Oberspannung $\sigma_{B,\max} = \sigma_{B1,0} = 30 \text{ N/mm}^2$ und der Unterspannung $\sigma_{B,1u} = -50 \text{ N/mm}^2$,
- B2: 7 Biegebeanspruchungsschwankungen $\Delta\sigma_{B,2} = 70 \text{ N/mm}^2$ mit der Oberspannung $\sigma_{B,2o} = 20 \text{ N/mm}^2$ und der Unterspannung $\sigma_{B,2u} = -50 \text{ N/mm}^2$,
- B3: 13 Biegebeanspruchungsschwankungen $\Delta\sigma_{B,3} = 40 \text{ N/mm}^2$ mit der Oberspannung $\sigma_{B,2o} = 10 \text{ N/mm}^2$ und der Unterspannung $\sigma_{B,2u} = -30 \text{ N/mm}^2$,

für das Lastkollektiv LK a zusammensetzt.

Wirken keine weiteren Belastungen und werden nur die Zuganteile für die Ermüdung berücksichtigt, so ergeben sich für B1 $\Delta\sigma_{B,1} = 30 \text{ N/mm}^2$, für B2 $\Delta\sigma_{B,2} = 20 \text{ N/mm}^2$ und für B3 $\Delta\sigma_{B,3} = 10 \text{ N/mm}^2$.

Aus den Messungen von Pichler hat sich bei einer Oberspannung von $\sigma_{B,\max} = \sigma_{B,1o} = 70 \text{ N/mm}^2$ (starke Schienenbeanspruchung zufolge der Qualität der Gleislage) eine Spannungsschwankung von $\Delta\sigma_{B,1} = 140 \text{ N/mm}^2$ mit der Unterspannung $\sigma_{B1,u} = -70 \text{ N/mm}^2$ ergeben. Daraus wurde in Anlehnung an den Messungen der TVFA bezüglich Aufteilung der Biegelastwechsel (B1, B2 und B3) und der dazugehörigen Schwankungen ein Lastkollektiv LK c zusammengestellt:

- B1: 5 Biegebeanspruchungsschwankungen $\Delta\sigma_{B,1} = 140 \text{ N/mm}^2$ mit der Oberspannung $\sigma_{B,\max} = \sigma_{B1,0} = 70 \text{ N/mm}^2$ und der Unterspannung $\sigma_{B1,u} = -70 \text{ N/mm}^2$,
- B2: 7 Biegebeanspruchungsschwankungen $\Delta\sigma_{B,2} = 130 \text{ N/mm}^2$ mit der Oberspannung $\sigma_{B,2o} = 60 \text{ N/mm}^2$ und der Unterspannung $\sigma_{B,2u} = -70 \text{ N/mm}^2$,
- B3: 13 Biegebeanspruchungsschwankungen $\Delta\sigma_{B,3} = 100 \text{ N/mm}^2$ mit der Oberspannung $\sigma_{B2,\max} = \sigma_{B2,0} = 50 \text{ N/mm}^2$ und der Unterspannung $\sigma_{B2,u} = -50 \text{ N/mm}^2$,

Das Lastkollektiv (LK b) ergibt sich aus einer Mittelung der beiden Lastkollektive LK a und LK c bezogen auf eine Oberspannung von $\sigma_{B,\max} = \sigma_{B,1o} = 50 \text{ N/mm}^2$ (mittlere Schienenbeanspruchung zufolge der Qualität der Gleislage) und setzt sich folgendermaßen zusammen:

- B1: 5 Biegebeanspruchungsschwankungen $\Delta\sigma_{B,1} = 110 \text{ N/mm}^2$ mit der Oberspannung $\sigma_{B,\max} = \sigma_{B1,0} = 50 \text{ N/mm}^2$ und der Unterspannung $\sigma_{B1,u} = -60 \text{ N/mm}^2$,
- B2: 7 Biegebeanspruchungsschwankungen $\Delta\sigma_{B,2} = 100 \text{ N/mm}^2$ mit der Oberspannung $\sigma_{B,2o} = 40 \text{ N/mm}^2$ und der Unterspannung $\sigma_{B,2u} = -60 \text{ N/mm}^2$,
- B3: 13 Biegebeanspruchungsschwankungen $\Delta\sigma_{B,3} = 70 \text{ N/mm}^2$ mit der Oberspannung $\sigma_{B,2o} = 30 \text{ N/mm}^2$ und der Unterspannung $\sigma_{B,2u} = -40 \text{ N/mm}^2$,

Ausgehend von der Ausgangsrisstiefe a_0 kann die Restlebensdauer N_R bis zur instabilen Rissausbreitung auch durch eine numerische Integration der Parisgleichung erfolgen. Für die Bestimmung der Restlebensdauer werden die Beanspruchungen aus der Biegung (LK a bis LK c) mit einer angenommenen Variation der Eigenspannungen $\sigma_{R,\max} = 100, 150 \text{ und } 200 \text{ N/mm}^2$ (siehe Kapitel 4.2) überlagert und das Risswachstum in Abhängigkeit der Lastkollektive N_Z (U-Bahn-Züge) berechnet (Jeong 2003b, 2003c):

LK a1-3: Biegespannungen $\sigma_{B,\max} = 30 \text{ N/mm}^2$ und Eigenspannungen in der Schiene

$$\sigma_{R,\max} = 100, 150 \text{ und } 200 \text{ N/mm}^2$$

LK b1-3: Biegespannungen $\sigma_{B,\max} = 50 \text{ N/mm}^2$ und Eigenspannungen in der Schiene

$$\sigma_{R,max} = 100, 150 \text{ und } 200 \text{ N/mm}^2$$

LK c1-3: Biegespannungen $\sigma_{B,max} = 70 \text{ N/mm}^2$ und Eigenspannungen in der Schiene

$$\sigma_{R,max} = 100, 150 \text{ und } 200 \text{ N/mm}^2$$

Die Berechnung des Risswachstums in Abhängigkeit der Anzahl der Lastkollektive (U-Bahn-Züge) in einer Schiene, ausgehend von einem halbkreisförmigen Oberflächenriss mit einer Anfangsrisstiefe $a_0 = 1 \text{ mm}$ bis zur kritischen Risstiefe a_{cr} (Ende der farbigen Kurvenverläufe) erfolgte nach dem Berechnungsschema in **Abbildung 4-91**. Dabei verursacht jede Zugsüberfahrt in einem Lastwechselkollektiv aus 24 Überrollungen (Achsen) 24 Rollkontaktbelastung $\Delta\sigma_K$ und 25 Biegebeanspruchungsschwankungen $\Delta\sigma_B$, mit der Variation der maximalen Oberspannung $\sigma_{B,max} = 30$ (LK a), 50 (LK b) und 70 N/mm^2 (LK c).

Die Berechnung des Risswachstums erfolgt nach der Theorie der "Linearen Schadensakkumulation" (Richard et al. 2009) und wurde mit der Erdogan-Ratwani-Formel berechnet. In der Formel wurden für die Faktoren $C_E = 4,2566 \cdot 10^{-08}$ und $m_E = 2,02342$ aus den Versuchen der TVFA eingesetzt. Diese Theorie basiert auf der Annahme, dass die Belastungswechsel unabhängig voneinander sind und sich nicht gegenseitig beeinflussen.

Zuerst werden die Schwankungen der SIF's ΔK_V für die Rollkontaktermüdung (mit einem Reibungskoeffizienten $\mu = 0,6$) und dann getrennt für die Lastkollektive LK a1 bis LK c die Schwankungen der SIF's $\Delta K_I = \Delta K_{I,B} + \Delta K_{I,R}$ zufolge der Biegelastwechsel (mit den drei Biegespannungsschwankungen mit den drei Oberspannungen σ_{B1} , σ_{B2} und σ_{B3}) und den überlagerten Eigenspannungen (σ_N) berechnet.

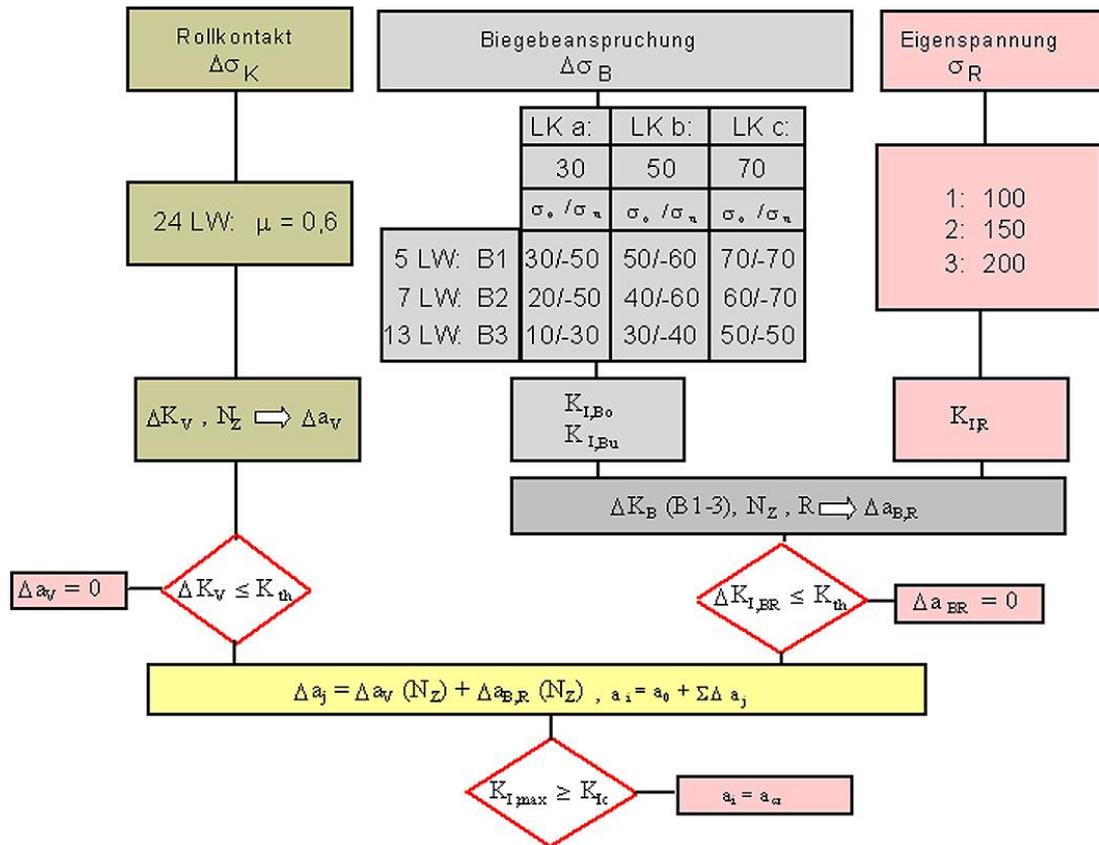


Abbildung 4-91: Berechnungsschema für das Risswachstum $\Delta a_j = \Delta a_V(N_Z) + \Delta a_{B,R}(N_Z)$, aus $\Delta a_V(N_Z)$... Risswachstum zufolge Rollkontaktbeanspruchung $\Delta\sigma_K$ für die Lastkollektive N_Z , $\Delta a_{B,R}(N_Z)$... Risswachstum zufolge der zyklischen Biegebeanspruchung $\Delta\sigma_B$ und Eigenspannung σ_R für die Lastkollektive N_Z , N_Z ... angepasste Anzahl der Lastkollektive (U-Bahn-Züge) für eine Rissfortschrittsberechnung $\Delta a_j < 0,5$ mm für $j = 1$ bis n , $i = 0$ bis n

Die Berechnung des Risswachstums da/dN erfolgte blockweise (N_Z). Aus jedem Block wurde der Rissfortschritt Δa_j berechnet. Zum Beispiel besteht ein Block (N_Z) aus 100 Lastkollektiven ($Z = 100$ Zügen), die aus $100 \times 24 = 2.400$ Kontaktlastwechsel, $100 \times 5 = 500$ Lastwechsel mit $\Delta\sigma_{B1}$, $100 \times 8 = 800$ Lastwechsel mit $\Delta\sigma_{B2}$ und $100 \times 12 = 1.200$ Lastwechsel mit $\Delta\sigma_{B3}$ bestehen. Aus jedem j-tem Block (hier mit z.B. 100 Lastkollektiven) wurde der Rissfortschritt $\Delta a_j = \Delta a_V(N_Z) + \Delta a_{B,R}(N_Z)$ berechnet und die neue Risstiefe ermittelt. Die dabei für jedes Belastungskollektiv ermittelten Werte wurden aufsummiert:

$$a_i = a_0 + \sum_j \Delta a_j \quad (4-54)$$

wobei $a_0 = 1$ die Größe des Ausgangsrisses und Δa_j die Rissinkremente (für N_Z Lastkollektive) sind. Der halbkreisförmige Oberflächenriss ist der Ausgangsriss und der inkrementelle Risszuwachs Δa_j per j-tem Kollektiv wird nach der Erdogan-Ratwani-Formel berechnet:

$$\frac{\Delta a_j}{dN} = \frac{C_E \cdot (\Delta K(a_j) - \Delta K_{th,R})^m}{(1 - R) \cdot K_{IC} - \Delta K(a_j)} \quad (4-55)$$

Darin sind $C_E = 4,2566 \cdot 10^{-8} \text{ Nmm}^{-3/2}$ und $m_E = 2,0234$ jeweils die Materialkennwerte in der Erdogan-Ratwani-Formel (ermittelt in Versuchen an der TVFA) und R das Verhältnis zwischen Unter- und Oberspannung. Die R - Abhängigkeit des unteren Schwellwertes des SIF's wird nach McEvily und Ritchie (Radaj et al. 2007) ermittelt:

$$\Delta K_{th;R} = \Delta K_{th} \cdot \sqrt{\frac{1-R}{1+R}} \quad (R \geq 0) \quad (4-56)$$

Dabei stellt $\Delta K_{th} = 248 \text{ Nmm}^{-3/2}$ den unteren Schwellwert des SIF's bei $R = 0,1$ dar, ab welchem ein Risswachstum erfolgt, $K_{Ic} = 1223 \text{ Nmm}^{-3/2}$ ist die Bruchzähigkeit und $\Delta K(a_j)$ die Schwankung des zyklischen SIF an der Rissspitze für das j -te Lastkollektiv. Wenn der SIF $K_{I,max}$ die Bruchzähigkeit K_{Ic} erreicht hat, tritt instabiles Risswachstum $a = a_{cr}$ ein.

In der **Abbildung 4-92** ist der Einfluss des R - Wertes (siehe **Formel (4-56)**) auf den unteren Schwellwert des SIF's $\Delta K_{th,R}$ dargestellt, ab welchem ein Risswachstum erfolgt. Dadurch sinkt auch die Anrisstiefe a_{th} und die Risswachstumsgeschwindigkeit nimmt zu.

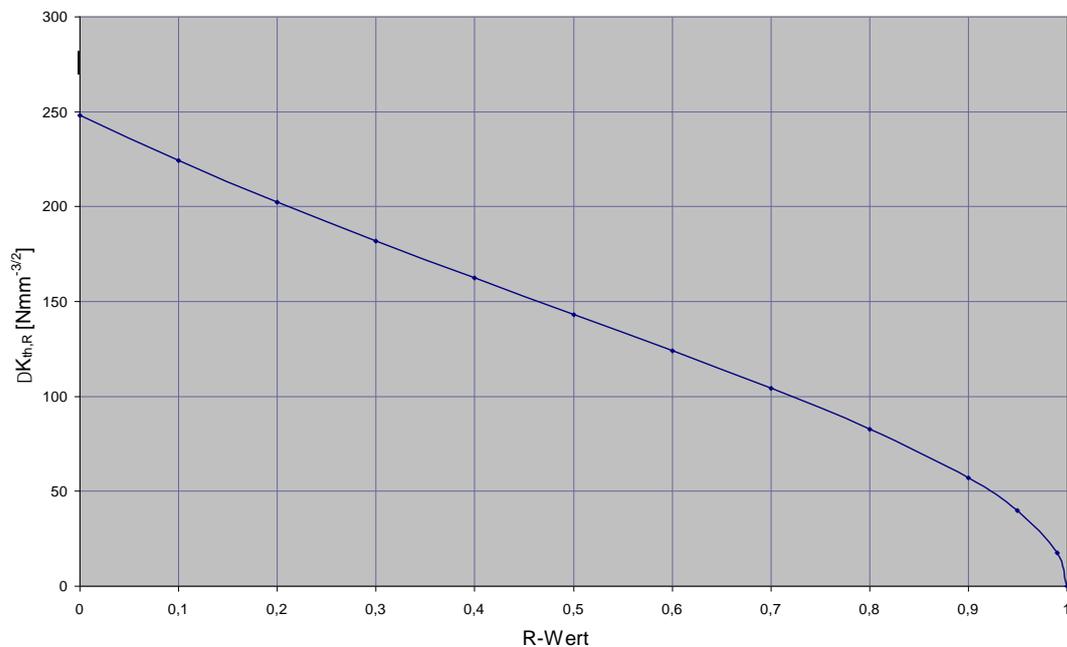


Abbildung 4-92: Einfluss des R - Wertes auf den unteren Schwellwert des SIF's $\Delta K_{th,R}$

Da für die Berechnung bis jetzt nur die Zuganteile der zyklischen Belastungen herangezogen wurden, ergab sich für R der Wert Null. Bei zusätzlicher Beanspruchung durch z. B. residualer Spannung kann sich der R -Wert (siehe **Abbildung 4-93**) mit zunehmender Risstiefe ändern.

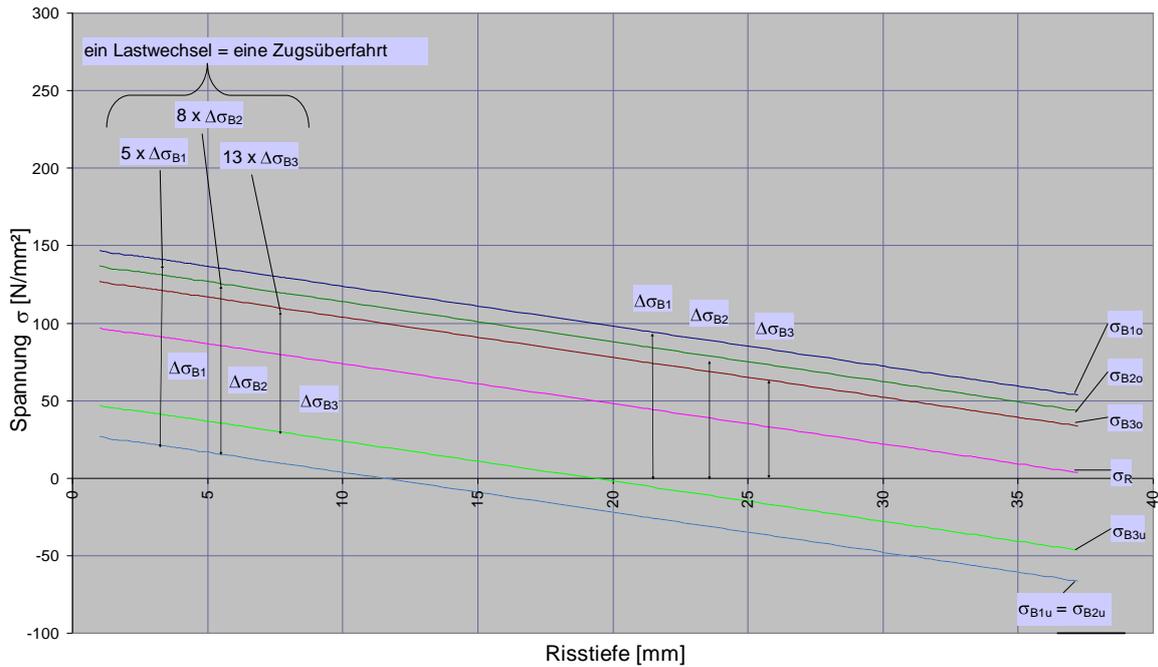


Abbildung 4-93: Beispiel für den Zusammenhang der Schwankung $\Delta\sigma_B$ der Biegebeanspruchung mit einer maximalen Oberspannung $\sigma_{B1o} = 50 \text{ N/mm}^2$ (LKb) und des Eigenspannungsverlaufes $\sigma_{\max,R} = 100 \text{ N/mm}^2$ in Abhängigkeit der Risstiefe

In der **Abbildung 4-94** sind die Ergebnisse der Berechnung des Risswachstums eines halbkreisförmigen Oberflächenrisses unter dem Einfluss der Belastung infolge Radkontakt, Biegung und Eigenspannungen (Lastkollektive LK a1-3 bis LK c1-3) nach der Theorie der "Linearen Schadensakkumulation" aufgetragen. Die letzte Zahl bei der Bezeichnung der Lastkollektive steht für das Maximum der berücksichtigten Eigenspannung σ_R (siehe **Abbildung 4-91**).

Die Steigungen der verschiedenen farbigen Kurven stehen für das Verhältnis da/dN und stellen damit das Risswachstum für ein gegebenes Lastkollektiv dar. Das schnellste Risswachstum erfolgt beim Lastkollektiv LKc3 mit der Biegeoberspannungen von $\sigma_{B,o} = 70 \text{ N/mm}^2$ und maximaler Eigenspannung $\sigma_{R,\max} = 200 \text{ N/mm}^2$ an der Schienenoberfläche. Hier wird der restliche Ermüdungs- (Gewalt-)bruch bei der Risstiefe $a_{cr} = 34,2 \text{ mm}$ und nach 174.190 Lastkollektiven (Zugsüberfahrten) erreicht, was ca. 1,8 Betriebsjahre entspricht. Beim Lastkollektiv LKb3 mit der Biegeoberspannungen von $\sigma_{B,o} = 50 \text{ N/mm}^2$ und Eigenspannungen $\sigma_{R,\max} = 200 \text{ N/mm}^2$ an der Schienenoberfläche erfolgt der Restbruch bei einer Risstiefe von $a_{cr} = 37,4 \text{ mm}$ und nach 375.200 Zugsüberfahrten, was ca. 3,9 Betriebsjahre entspricht. Beim Lastkollektiv LKa1 mit der Biegeoberspannungen von $\sigma_{B,o} = 30 \text{ N/mm}^2$ und Eigenspannungen $\sigma_{R,\max} = 100 \text{ N/mm}^2$ erfolgte nur ein Risswachstum nur bis ca. 3,4 mm. Dieses Risswachstum wird aber nur durch die Rollkontaktermüdung hervorgerufen.

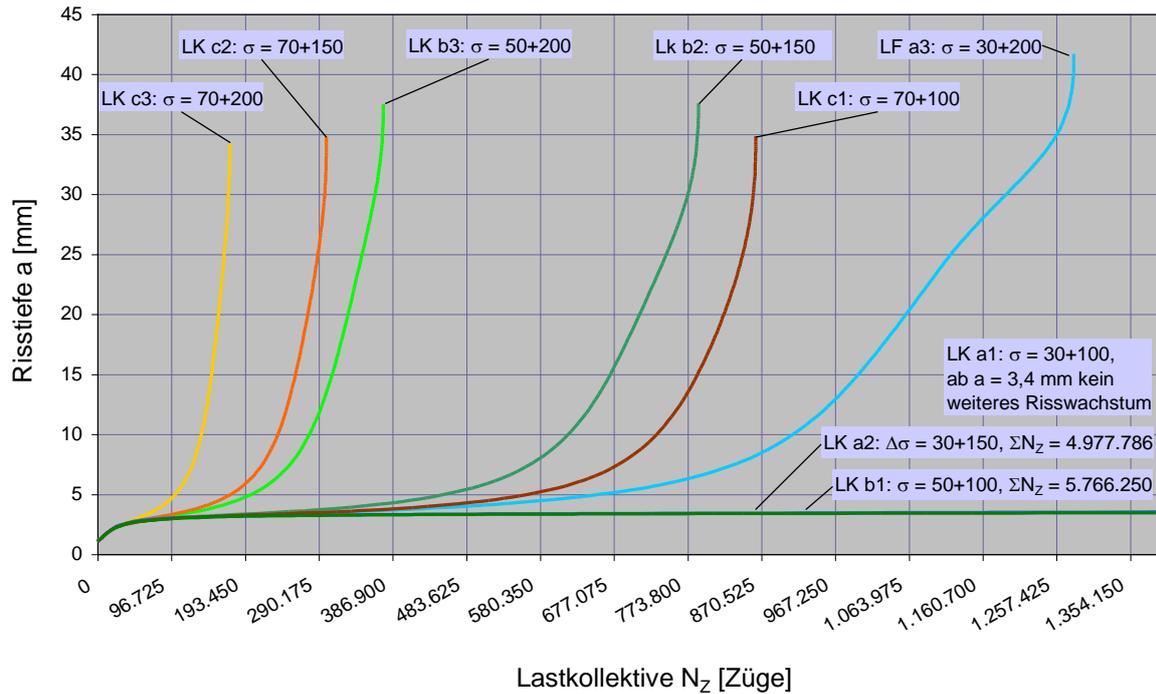


Abbildung 4-94: Risstiefe a vs. Lastspielzahl-Diagramm in Abhängigkeit von den zyklischen Belastungen durch die Lastkollektive (siehe Abbildung 4-91) für einen halbkreisförmigen Oberflächenriss LKa1-3: $\sigma = \sigma_{B1,0} + \sigma_R = 30 + 100, 150, 200$; LKb1-3: $\sigma = \sigma_{B1,0} + \sigma_R = 50 + 100, 150, 200$; LKc1-3: $\sigma = \sigma_{B1,0} + \sigma_R = 70 + 100, 150, 200$ N/mm² (ca. 96725 U-Bahn-Züge entsprechen einem Betriebsjahr)

In der **Tabelle 4-4** sind die Gesamtlastzyklen ΣN_z bzw. die Betriebsjahre in Abhängigkeit der Lastkollektive tabellarisch dargestellt, die erforderlich sind, bis ein halbkreisförmiger Oberflächenriss mit der Anrisstiefe $a_0 = 1$ mm die kritische Risstiefe a_{cr} zu erreichen.

Tabelle 4-4: Übersicht der Gesamtlebensdauer in Anzahl der Lastkollektive ΣN_z (Züge) von der Anfangsrisstiefe $a_0 = 1$ mm bis kritische Risstiefe a_{cr} in Abhängigkeit der Lastkollektive (Rollkontaktspannungen σ_K bei $\mu = 0,6$, Biegespannungsschwankungen $\Delta\sigma_B$ und Eigenspannungen σ_R)

Lastkollektiv		kritische Risstiefe a_{cr} [mm]	Gesamtlastzyklen Züge ΣN_z	entspricht Betriebsjahre
LK a1	30 + 100	-	∞	∞
2	30 + 150	41,0	4.977.786	51,5
3	30 + 200	41,2	1.280.770	13,2
LK b1	50 + 100	38,1	5.766.250	59,6
2	50 + 150	37,5	788.650	8,1
3	50 + 200	37,4	375.200	3,9
LK c1	70 + 100	34,8	863.760	8,9
2	70 + 150	34,7	300.710	3,1
3	70 + 200	34,2	174.190	1,8

4.7 Konzepte der Festigkeitslehre und der Bruchmechanik

4.7.1 Einleitung

Die Dimensionierung eines Bauteils erfolgt generell auf der Grundlage von Tragfähigkeitsnachweisen, wobei zu gewährleisten ist, dass die einwirkende Beanspruchung einen Grenzwert der Beanspruchbarkeit des Werkstoffes nicht überschreitet. Die Beanspruchung kann durch Spannungen, Dehnungen, Traglasten oder Formänderungen charakterisiert werden, während sich die Beanspruchbarkeit aus den mit genormten Prüfverfahren ermittelten Werkstoffkennwerten ergibt. Am häufigsten wird der Nennspannungsnachweis angewandt. Er beruht auf der Gegenüberstellung der aus der Belastung ableitbaren Nennspannung σ_N und einer vom Werkstoffverhalten bestimmten zulässigen Spannung σ_{zul} in der Form

$$\sigma_N \leq \sigma_{zul} = \frac{\text{Werkstoffkennwert}}{\text{Sicherheitsbeiwert}} = \frac{\sigma_{mat}}{S} \quad (4-57)$$

wobei der Sicherheitsbeiwert S größer als 1 ist (Blumenauer 1993).

Bei der Dauerfestigkeitsberechnung eines Bauteiles (siehe **Abbildung 4-95**) werden aufgrund der Betriebsbelastungen die wirksamen Spannungsamplituden σ_a bestimmt und den für den Werkstoff zulässigen Spannungen $\sigma_{a,zul}$ (σ_A , σ_D) mit einem Sicherheitsbeiwert gegenübergestellt und damit gegen Versagen dimensioniert. Daraus werden die zulässigen Belastungen, der erforderliche Werkstoff und die vorhandene Sicherheit bestimmt.

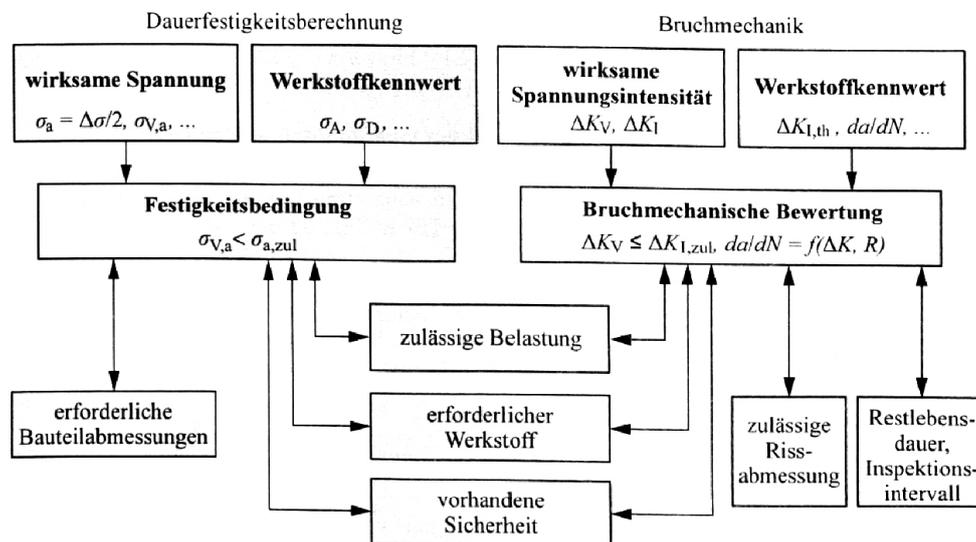


Abbildung 4-95: Zusammenwirkung von Dauerfestigkeitsberechnungen und Bruchmechanik bei zyklischer Belastung (Richard et al. 2009), σ_a ... Spannungsamplitude, σ_A ... Dauerfestigkeitswert für einen bestimmten R-Wert, σ_D ... Dauerfestigkeit, $\sigma_{v,a}$... Vergleichsspannungsamplitude

Wechselnde Belastungen verursachen vollkommen andere Versagensarten als ruhende Belastungen. Bei statischen bzw. ruhenden Belastungen, wie sie z. B. beim Hochbau vorkommen, führt die Überschreitung der Materialfestigkeit zum Versagen eines Bauteils. Um ein Versagen des Bauteils auszu-

schließen werden die zulässigen Spannungen σ_{zul} mit einem Sicherheitsfaktor S abgemindert und der Festigkeitsnachweis erbracht. Die maximal auftretenden Spannungen im Bauteil dürfen nun nicht größer werden als die zulässigen Spannungen. Je höher das Risiko und je größer die Folgeschäden bei Versagen eines Bauteils sind, umso größer ist der Sicherheitsfaktor. Bei wechselnder Belastung kann ein Versagen des Bauteils schon weit unterhalb der Festigkeitsgrenze erfolgen. Die **Abbildung 4-96** enthält die prinzipielle Darstellung einer Wöhlerlinie, die aus Dauerschwingversuchen ermittelt wird, mit den Bereichen statische Festigkeit, Zeitfestigkeit und Dauerfestigkeit.

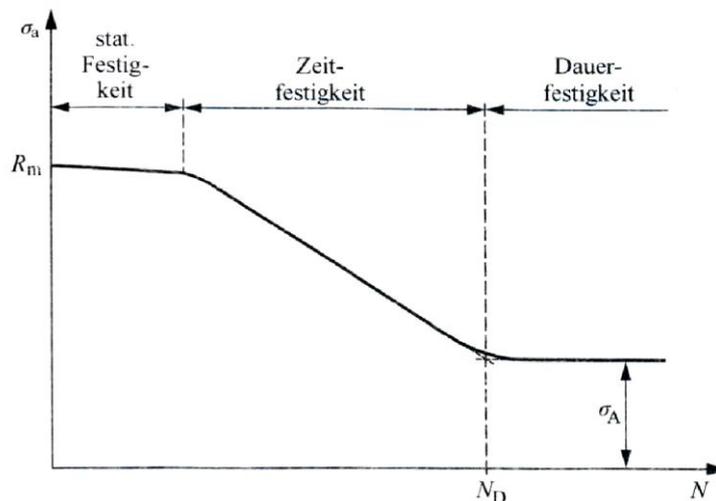


Abbildung 4-96: Prinzipielle Darstellung einer Wöhler-Linie; σ_a ... Spannungsausschlag, σ_A ... Dauerfestigkeit des Materials, R_m ... Zugfestigkeit des Materials, N ... Anzahl der Belastungszyklen (Schwingspiele), N_D ... Dauerschwing-Spielzahl (Richard et al. 2009)

Für komplexe Strukturen mit höherem Bruchgefährdungspotenzial und bei zyklischen Beanspruchungen wie zum Beispiel bei Brücken, Rohrleitungen, Schiffen, Bohrinseln oder Druckbehältern werden bruchmechanische Bewertungsmethoden bei der Konstruktion und zur Berechnung der Lebensdauer der Bauteile angewendet (siehe **Abbildung 4-95**).

Bei vorhandenen Fehlern und kleinen Rissen in Bauteilen unter wechselnder Belastung kann trotz einem Dauerfestigkeitsnachweis Versagen eintreten. Dies ist damit begründet, dass an Fehlern und kleinen Rissen der Spannungsfluss umgeleitet wird (siehe Kapitel 4.5) und hohe Spannungsspitzen an den Risspitzen entstehen. Dieses Problem kann dann nur mit Hilfe der Bruchmechanik gelöst werden.

Bei der bruchmechanischen Bewertung des Bauteils werden die sich aus der wechselnden Belastung ergebenden SIF K_I - Schwankungen ΔK_I mit den entsprechenden Lastkollektiven den Werkstoffkennwerten K_{Ic} , ΔK_{th} und dem Risswachstumsverhalten da/dN des Werkstoffes gegenübergestellt und daraus die zulässigen Belastungen, erforderlichen Werkstoffe, zulässigen Rissabmessungen, die Restlebensdauer und Inspektionsintervalle sowie die vorhandene Sicherheit bestimmt. In der **Abbildung 4-97** sind die Gültigkeitsbereiche der Berechnung nach Konzepten der klassischen Festigkeitslehre und der statischen elastischen Bruchmechanik vereinfacht dargestellt.

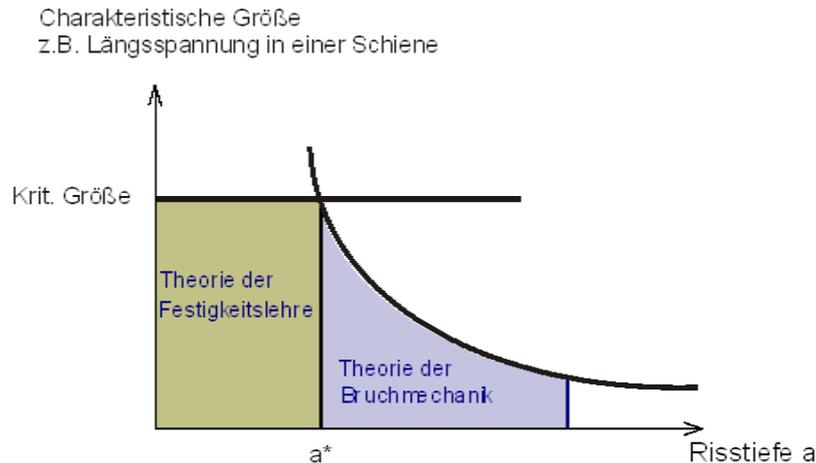


Abbildung 4-97: Verdeutlichung des Zweikriterienkonzepts anhand eines charakteristischen Größe vs. Risstiefe - Diagramms, a ... Risstiefe, a^* ... Übergangrisstiefe

4.7.2 Theoretischer Bruchkontrollplan

Mit Hilfe eines Bruchkontrollplanes, soll ein sicherer Betrieb während der gesamten Einsatzzeit mit hoher Materialökonomie und niederen Fertigungskosten erreicht werden. Im Allgemeinen werden in einem Bruchkontrollplan die Bereiche Planung und Konstruktion, Materialwahl, Inspektionen und laufender Betrieb behandelt. Dabei sind vier Grundsätze enthalten (Barsom et al. 1999 & Blumenauer 1993):

- (1) Es sind alle Faktoren, die zu einem Bruch einer Konstruktion oder von Konstruktionsteilen führen können, zu erfassen. Dabei sind der Anlagenzustand und die Beanspruchungen zu analysieren und einzubeziehen.
- (2) Die Bedeutung jedes einzelnen dieser Faktoren für das betrachtete Objekt, die zu einem Versagen führen können, ist zu bewerten.
- (3) Die dem Stand der Technik entsprechende Dimensionierungsmethode ist für die höchste Bruchsicherheit auszuwählen.
- (4) Weiters sind Kriterien für Werkstoffauswahl, Herstellung, Fertigung und Prüfung auszuwählen, die die Sicherheit und Verfügbarkeit des Objektes gewährleisten.

Aus der Sicht der Bruchmechanik sind für einen Bruchkontrollplan drei Hauptfaktoren sorgfältig zu analysieren nach (Blumenauer 1993):

- (a) Bauteilbeanspruchung inklusive Eigenspannungen
- (b) Größe, Form und Lage von Rissen und Inhomogenitäten
- (c) Bruchzähigkeit bzw. das Risswachstumsverhalten der eingesetzten Werkstoffe in Abhängigkeit von den Umgebungsbedingungen

Im ersten Schritt (a) muss die Bauteilbeanspruchung aus allen Belastungsmöglichkeiten erhoben werden, die während der gesamten Betriebszeit auftreten können. Meistens werden die Belastungsannahmen in Normen oder Regelwerken definiert, die bei der Bemessung zu berücksichtigen sind. Aus bruchmechanischer Sicht müssen dabei auch die Lastwechsel und die Amplituden der Belastungen

Eingang finden, die während der Lebensdauer auftreten können. Dabei können auch Messungen vor Ort erforderlich werden, die die Betriebsbelastungen direkt erfassen. Weiters müssen die Eigenspannungen und Spannungen zufolge der Witterung berücksichtigt werden.

Für die Gewährleistung eines sicheren und zuverlässigen Betriebes ist es wichtig, in einem zweiten Schritt (b) die Größe, die Form und die Lage von Rissen und Inhomogenitäten zu erfassen, die in den Inspektionen gefunden werden.

Im dritten Schritt (c) sind die Bruchzähigkeit bzw. das Risswachstumsverhalten der eingesetzten Werkstoffe in Abhängigkeit von den Umgebungsbedingungen auszuwählen und zu optimieren.

Der Sicherheitsbereich für das Risswachstum lässt sich aus Sicht der Bruchmechanik zwischen dem Auffinden eines Risses mit der Ausgangsgröße $a(t)$ zum Zeitpunkt t und dem Erreichen der instabilen Rissausbreitung führenden kritischen Rissgröße a_{cr} bestimmen. Dieser Sicherheitsbereich lässt sich durch drei Maßnahmen beeinflussen:

- ✓ Reduzierung der Betriebsspannung,
- ✓ Erhöhung der Werkstoffzähigkeit,
- ✓ Gewährleistung der Auffindung von möglichst geringen Ausgangsfehlergrößen ($a(t)$).

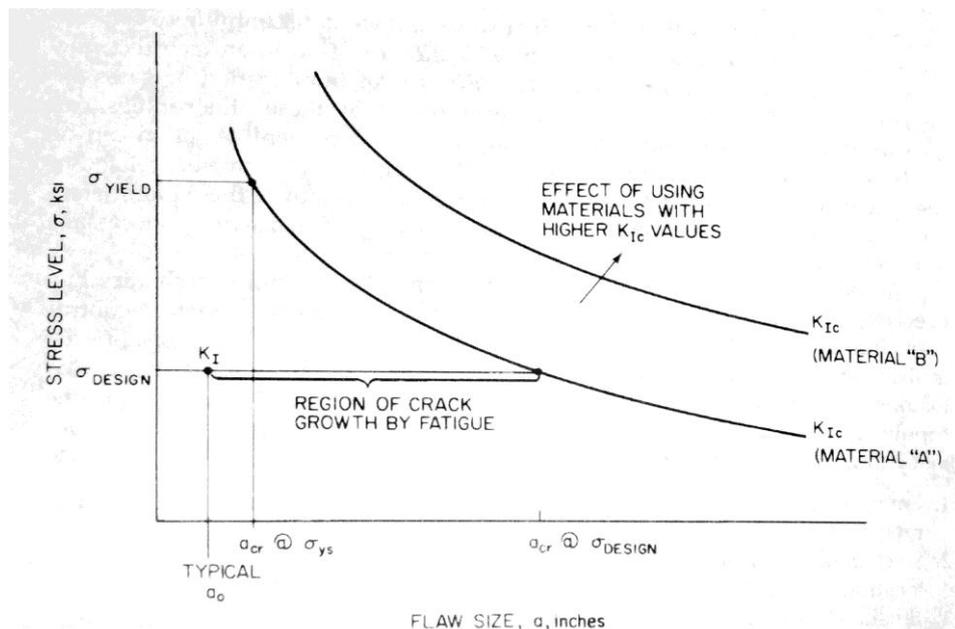


Abbildung 4-98: Schematischer Zusammenhang zwischen Spannung σ , kritische Rissgröße a_{cr} und Bruchzähigkeit K_{Ic} (Barsom 1999), (yield stress ... Fließspannung, flaw size ... Rissgröße)

Wie in der **Abbildung 4-98** ersichtlich kann auf der einen Seite durch die Reduzierung des Spannungsniveaus (stress level) bis zur Entwurfsspannung (σ_{Design}) der Bereich des Risswachstums durch Ermüdung (region of crack growth by fatigue) von der Anrissgröße a_0 bis zur kritischen Rissgröße a_{cr} bedeutend vergrößert werden. Auf der anderen Seite ist zu kontrollieren ob die Betriebsspannung reduziert werden kann.

Durch den Einsatz von Werkstoffen (Material) mit höherer Bruchzähigkeit $K_{Ic}(B) > K_{Ic}(A)$ und besserem Risswachstumsverhalten lässt sich sowohl die kritische Rissgröße a_{cr} bedeutend vergrößern als auch die Anzahl der ertragbaren Lastwechselzahlen noch weiter verbessern. Die Umgebungsbedingungen, die Materialeigenschaften wesentlich ändern können, werden hier nicht weiter betrachtet.

Da Ermüdungsrisse mit zunehmender Größe bei gleich bleibender Belastung auch schneller wachsen und die kritische Rissgröße schneller erreichen, sollte aus Gründen der Sicherheit ein Riss möglichst früh gefunden werden.

4.8 Verschlechterungsmechanismen durch Verschleiß und/oder Risswachstum beim innerstädtischen U-Bahn-Gleisnetz

Im Gegensatz zu komplexen Strukturen, wie in Kapitel 4.8.1 bereits erwähnt, stellt das Gleis bzw. die Schiene eine einfache Struktur dar, die jedoch durch die größere Ausdehnung in der Länge eine Vielzahl von unterschiedlichen Eingangsparametern besitzt. Die Belastung der Gleise stellt gerade im innerstädtischen U-Bahn-Gleisnetz eine homogene Situation durch die einheitliche Fahrzeugflotte mit geringer Variation dar. Da die Gleisstrecken nur von Personenzügen befahren werden, stellt nur der Besetzungsgrad der Fahrzeuge eine Belastungsvariation dar, die Achslasten schwanken im Bereich von maximal $\pm 25\%$ bezogen auf einen mittleren Besetzungsgrad. Durch die beengten innerstädtischen Verhältnisse und den damals am Beginn des U-Bahn-Zeitalters eingeschränkten Baumethoden wurden für die kleinen Tunnelprofile kleine Fahrzeuge ähnlich der Straßenbahn mit geringem Gewicht mit ca. 8 - 10 Tonnen Achsgewicht und bei neueren U-Bahnnetzen größere Fahrzeuge mit ca. 20 Tonnen Achslast eingesetzt. Die Fahrzeuge erreichen eine Höchstgeschwindigkeit zwischen 60 und 120 km/h bei einer Beschleunigung von ca. 1 m/s^2 und einer Bremsverzögerung von ca. $1,2 \text{ m/s}^2$.

Das Sicherheits-Management für die Instandhaltung von urbanen Gleisen soll die funktionale Sicherheit der Gleisanlagen gewährleisten. Mit Hilfe des Instandhaltungsplanes (siehe Kapitel 3.6, 3.7) sollen alle Teile der Gleisanlagen innerhalb der festgelegten Inspektionsintervalle auf ihre Funktion überprüft und bewertet werden. Der Vergleich der Zustände zu verschiedenen Zeitpunkten liefert die Verschlechterungsraten, aus denen die zu setzenden Maßnahmen abgeleitet werden. Bei klar erkennbaren Verschlechterungstendenzen, wie zum Beispiel beim Verschleiß, können zeitgerecht Maßnahmen gesetzt werden. Bei Materialermüdung, die progressiv fortschreitet und zum Versagen führt, besteht die Herausforderung, die notwendig zu treffenden Maßnahmen hier auch rechtzeitig zu treffen.

Ausgehend von den Anforderungen eines sicheren Eisenbahnbetriebes nach dem Eisenbahngesetz 1957 in der Fassung von 2006 und nach EN 13306 sind für die Instandhaltung von urbanen Gleisen nach der EN 13848-5 in Abhängigkeit des festgestellten Zustandes verschiedene Schwellenwerte zu definieren (siehe Kapitel 3). Diese Schwellenwerte (Aufmerksamkeits-, Eingriffs- und Sicherheitsschwelle) sind demnach auch für Risse in Schienen zu definieren. Dabei darf ein Zustand, der die Sicherheitsgrenze (Soforteingriffsschwelle) überschritten hat, nicht erreicht werden. Daher müssen die Inspektionsmethoden und die Inspektionsintervalle so gewählt bzw. gesetzt werden, dass Schäden an den Gleisanlagen rechtzeitig erkannt werden, um Gefahren beseitigen zu können.

Der Verschleiß der Schienen und die Gleisgeometrie werden bei den Wiener Linien mit einem Gleismesswagen sechs Mal pro Jahr vermessen. Für jeden Messwert wird ein Aufmerksamkeits-schwellenwert (AS), Eingriffsschwellenwert (ES) und Soforteingriffs-Schwellenwert (SES) definiert. Dadurch kann der Zustand der Gleisanlagen in Abhängigkeit der Schwellenwerte in die verschiedenen Bereiche (blau - grün - gelb - rot) eingeteilt werden (siehe **Abbildung 4-99**). In Abhängigkeit dieser Schwellenwerte sind dann die Instandhaltungs- bzw. Erneuerungsmaßnahmen durchzuführen. Durch die Auswertung von zeitlich aufeinanderfolgenden Messergebnissen lässt sich ein Verschlechterungsmechanismus für jeden Gleisabschnitt bestimmen und es können rechtzeitig Maßnahmen geplant werden, damit die Sicherheitsschwelle nicht erreicht bzw. überschritten wird.

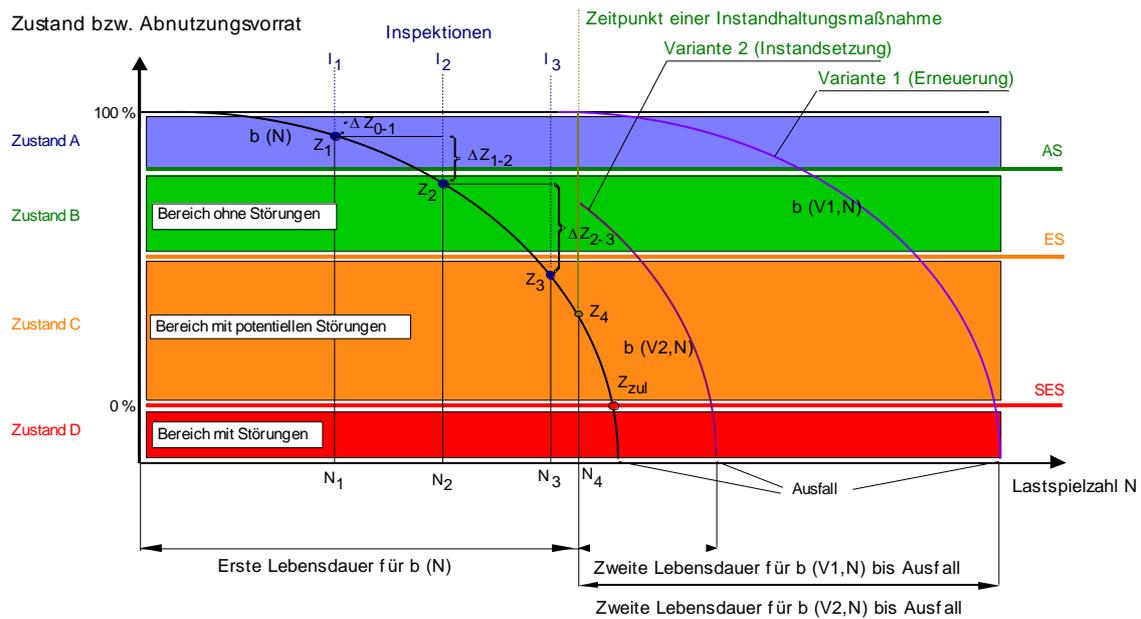


Abbildung 4-99: Modellhafter Verschlechterungsmechanismus bzw. Entwicklung des Abnutzungsvorrates mit Bereichseinteilung und mit Eingriffsgrenzen nach EN 13848-5 nach (Veit 2007 & Schönfelder 2011), $b(N)$, $b(V1,N)$, $b(V2,N)$... Verschlechterungskurven, I ... Inspektion zum Zeitpunkt N , Z ... Zustand zum Zeitpunkt N

Mittels Videoaufzeichnung bzw. visueller Begehung lassen sich Risse und Ausbrüche an der Schienoberfläche erfassen. Mittels Ultraschalluntersuchung können Risse im Schienenkopf entdeckt werden. Ob die Risse oder Ausbrüche schon ein Risiko für einen sicheren Betrieb darstellen, kann erst beantwortet werden, wenn der Verschlechterungsmechanismus bekannt ist und wenn die Aufmerksamkeits-, Eingriffs- oder Sicherheitsschwellenwerte definiert wurden.

Bei Schienen – und ebenso bei Rädern – treten Ermüdung und Verschleiß immer gemeinsam, aber im Allgemeinen mit unterschiedlicher Stärke auf. Sie hängen von der jeweiligen Paarung der Rad- und Schienenmaterialeigenschaften, von der Belastung und den Anlagenverhältnissen ab.

Überwiegt der Ermüdungsanteil, dann wachsen die von der Oberflächenschädigung ausgehenden Risse schneller in den Schienenkopf, als durch Verschleiß (v) Schienenmaterial von der Oberfläche abgetragen werden kann und in diesem Fall gilt:

$$da/dN > dv/dN$$

(4-58)

d.h. die Länge/Tiefe eines einmal initiierten Oberflächenrisses kann durch eine entsprechend große Abtragung v verkürzt werden und seine Rissausbreitungsgeschwindigkeit erniedrigt werden. Es handelt sich hier um zwei kompetitive Vorgänge, die Ermüdungsrisswachstum und der Verschleiß. Mathematisch lässt sich dies derart behandeln, dass man – im Bereich der Gültigkeit des Gesetzes von Paris die Rissausbreitungsgeschwindigkeit entsprechend reduziert.

Im umgekehrten Fall, wo die Verschleißrate dv/dN größer als die Rissausbreitungsgeschwindigkeit da/dN ist,

$$da/dN < dv/dN \quad (4-59)$$

d. h., wird jeder kleine Anriss durch den Verschleiß im Anfangsstadium entfernt und es kann nicht zur Ermüdungsrissausbreitung kommen. In diesem Fall „unterliegt die Ermüdung dem Verschleiß“ und die Schiene ist zumindest aus dieser Sicht nicht bruchgefährdet.

Jeder Schienenabschnitt besitzt zufolge seiner eigenen Geometrie, den spezifischen Lagerungsbedingungen, den Materialeigenschaften, der Beanspruchung, etc. eine unterschiedliche Lebensdauer. Für die allgemeine Darstellung der Lebensdauer einer Eisenbahnschiene unter Berücksichtigung der unterschiedlichen Belastung und Verschlechterungsmechanismen lässt sich das Drei-Mechanismen-Diagramm (3-M-D) nach **Abbildung 4-100** verwenden (Rossmann 2008).

Ausgehend von einem Anfangszustand zum Zeitpunkt $t = 0$ (Neubau bzw. Erneuerung) entwickelt sich ein unterschiedlicher Schädigungsmechanismus und führt zu unterschiedlichen Lebensdauern. Die Schiene erfährt Verschleiß, plastische Verformung (im Schwerlastbereich) und Ermüdungsrisswachstum und diese beeinflussen die Lebensdauer unterschiedlich. Dabei können diese drei Schädigungsmechanismen kombiniert (gleichzeitig, zeitlich hintereinander oder getrennt voneinander) auftreten.

Die **Abbildung 4-100** zeigt das (3-M-D) für eine Schiene. Auf jeder Achse ist die Lebensdauer der Schiene unter der alleinigen Wirkung des entsprechenden Mechanismus' gezeigt: die $N(a)$ -Achse gibt die Lebensdauer zufolge Ermüdungsrissausbreitung, die $N(v)$ -Achse gibt die Lebensdauer des Bauteiles zufolge der alleinigen Wirkung des Verschleißes und die $N(p)$ -Achse gibt die Lebensdauer zufolge der alleinigen Wirkung der plastischen Verformung an. Die zu einer Risslänge a zugehörige Überrollzahl ist $N(a)$, die zum Verschleiß v (Höhen- und Seiten-, Flächenverschleiß) gehörende Überrollzahl ist $N(v)$, und die zur plastischen Verformungsarbeit gehörende Überrollzahl ist $N(p)$.

Baut man auf den Werten $[N(a), N(v), N(p)]$ eine räumliche Fläche zum Zeitpunkt t nach entsprechenden Gesetzen auf, dann erhält man aktuelle Zustandsfläche. Baut man auf den kritischen Werten $[N(a), N(v), N(p)]$ eine Fläche nach entsprechenden Gesetzen auf, dann erhält man die kritische Versagensfläche. In der Instandhaltungssprache nennt man dies die Soforteingriffsschwelle (SES), die gleichzeitig die Lebensdauerfläche des Schienenabschnittes darstellt. Für sicheren Betrieb gilt es, diese kritische Fläche nicht zu erreichen. Ein kritischer Zustand, zum Beispiel eine kritische Risstiefe a_{cr} oder ein kritischer Verschleißzustand v_{cr} oder eine kritische plastische Verformung p_{cr} oder eine beiderseitige Kombination $(N(a, SES), \text{ usw.})$ darf dabei nicht erreicht werden.

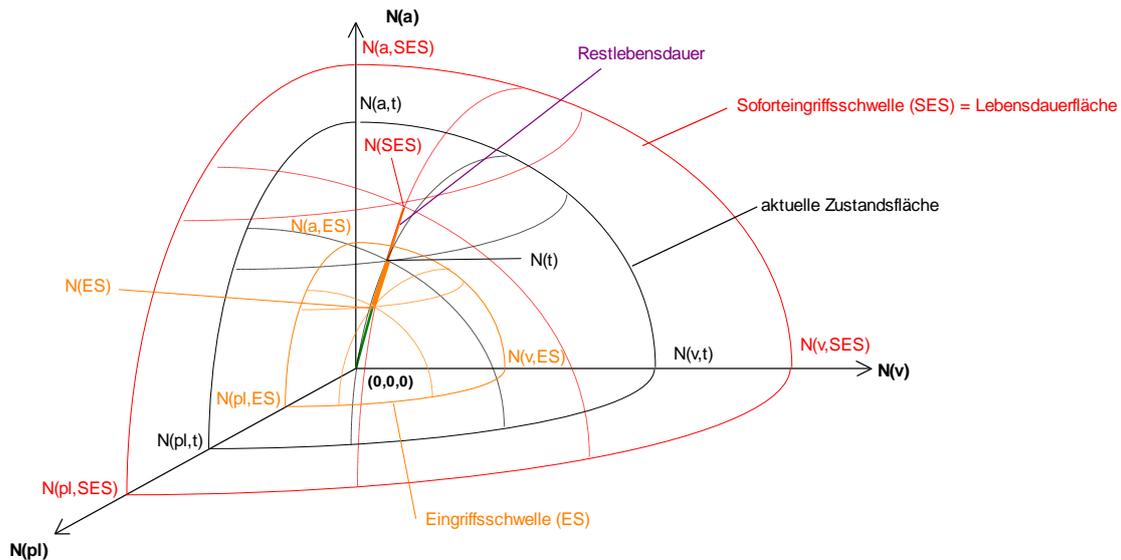


Abbildung 4-100: Diagramm zur Darstellung der Lebensdauer und der Restlebensdauer eines Bauteiles (Eisenbahnschiene), welches der gleichzeitigen Wirkung der drei Mechanismen Ermüdung, Verschleiß und plastische Verformung unterworfen ist (nach Rossmanith 2008).

In der **Abbildung 4-100** charakterisiert der dicke grüne Strich vom Ursprung $(a,v,pl) = (0,0,0)$ weg die Entwicklung des Schienenzustandes bis zum Beginn des orangenen Bereiches (= Eingriffsschwelle ES). Da auf den Achsen die Anzahl N der jeweiligen individuellen unabhängigen Überrollungen aufgetragen sind, ist der Verlauf der ‚Lebenslinie‘ der Schiene im Allgemeinen keine Gerade (wie hier der Einfachheit halber gezeichnet), sondern kann eine nahezu beliebige – jedoch für alle drei Parameter a , v , und pl monoton zunehmende – räumliche Kurve sein.

Die Distanz zwischen der aktuellen Zustandsfläche (schwarz) und der Soforteingriffsschwelle = kritische Versagensfläche charakterisiert die Restlebensdauer. Dabei sind die einzelnen Abschnitte auf den Achsen jeweils die Restlebensdauer für die alleinige Wirkung des jeweiligen Schädigungsmechanismus‘.

Die Hauptschwierigkeit bei der Anwendung dieser Methode in der Praxis bei Vollbahnen ist die Berechnung der gegenseitigen Abhängigkeit der drei Mechanismen, bzw. deren Zusammenspiel und der zeitliche Schädigungsmechanismus. Dieser Zusammenhang kann nur durch Messungen vor Ort und aus den bekannten Statistiken des Fahrbetriebes gewonnen werden.

Eine Vereinfachung des 3-M-D stellt das Zwei-Mechanismen-Diagramm (2-M-D) (siehe **Abbildung 4-101**) dar, indem man die plastische Verformung gegen Null gegen lässt. Diesen Fall kann man bei der Wiener U-Bahn ansetzen, da es durch die "geringen" Achslasten (bis max. 12,5 Tonnen) im Gegensatz zu Erzbahnen (bis max. 40 Tonnen) fast keine nennenswerte plastische Verformungen ($p(N) \neq 0$) auf dem Schienenkopf mit der Mindestgüte R260 auftreten. Dadurch ist die Lebensdauer der Schiene nur mehr von der Ermüdung ($a(N) > 0$) und dem Verschleiß ($v(N) > 0$) abhängig.

Wenn in einem Schienenabschnitt nur geringes Risswachstum auftritt, dann ist die Lebens- bzw. Restlebensdauer $N(v)$ nur mehr vom Verschleiß abhängig (Linie Z1 in **Abbildung 4-101**). Treten

vorwiegend Rissermüdung und geringer Verschleiß in einem Schienenabschnitt auf, dann folgt die Lebensdauerkurve der Linie Z2 in **Abbildung 4-101**.

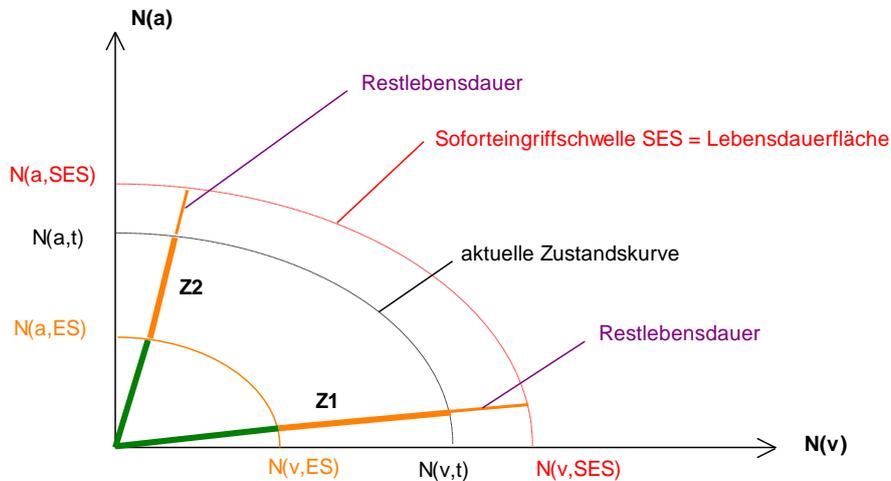


Abbildung 4-101: Zwei-Mechanismen-Diagramm zur Darstellung der Lebensdauer und der Restlebensdauer eines Bauteiles (Schiene), welches der gleichzeitigen Wirkung der zwei Mechanismen Ermüdung und Verschleiß unterworfen ist (nach Rossmann 2008)

Die Schienennetze der U-Bahnen (wie auch der Vollbahnen) weisen eine große Palette von verschiedenen Schienenzuständen auf, d.h. einzelne Gleis- oder Schienenabschnitte haben einen unterschiedlichen Erhaltungs- bzw. Schädigungszustand.

In einem neuen Gesamtnetz, in dem die Schienen sehr unterschiedliche Qualitäten (z.B. kopfgehärtete Schienen (R350HT), gewöhnliche Mangan-Schienen (R260)) aufweisen, werden sich nach entsprechender Betriebszeit unterschiedliche Abnutzungs- und Rissinkubations- bzw. Rissinitiationszustände einstellen. Zu jedem beliebigen Zeitpunkt erhält man eine Netzzustandskarte, welche die Qualität der Schienen und sonstige relevante Parameter aufzeigt.

Jedes Schienenstück S von einer bestimmten Länge (z. B. der Länge 1m bis 100m; ein ganzer Schienenabschnitt in einem Gleisbogen) lässt sich im U-Bahn-Liniennetz mit den Parametern eindeutig zuordnen:

$$S_{ijkl} = S[i=\text{Linie}; j=\text{Gleis}; k=\text{Strang}; l=\text{Kilometer}] \quad (4-60)$$

Jedes (eingeschweißte) Schienenstück lässt sich außerdem durch den Parameter P_S der horizontalen, vertikalen und kombinierten Gleisgeometrie, durch die Qualität oder Güte Q_S der Schiene beschreiben. Weiters spielen die Qualität der Bettung B_S und der Einfluss der Temperatur T_S eine Rolle. Damit lässt sich jedes Schienenstück in der folgenden symbolischen Form charakterisieren:

$$S_{ijkl} = S[S_i/S_j/S_k/S_l; P_S; Q_S; B_S; T_S] \quad (4-61)$$

Während des Fahrbetriebes erfahren die einzelnen Schienenstücke des Gesamtnetzes unterschiedliche Abnutzungen und Schädigungen. Da für die Schienenstücke auch andere Schädigungen als Ermüdungsrissausbreitung, Verschleiß und plastische Verformung in Frage kommen, wie z.B. Biegung der Schienen durch Bruch der Gleistragplatte, Setzung des Untergrundes oder Eigenspannungen

(welche allerdings bruchmechanisch eingebaut werden können), wird der aktuelle Zustand (Lagequalität) durch zusätzliche Parameter L_1, L_2, \dots, L_n berücksichtigt. Zudem ist u. U. dabei auch ein Parameter einer ortsfesten Schienenschmieranlage zu berücksichtigen:

$$Z\{S_{ijkl}\} = F\{S[S_i/S_j/S_k/S_l; P_S; Q_S; B_S; T_S; L_1; L_2; \dots; L_n]\} \quad (4-62)$$

Bei der symbolischen **Formel (4-62)** handelt es sich um ein so genanntes Funktional, da der aktuelle Zustand eines Elementes des Schienennetzes bzw. des gesamten Schienennetzes nicht nur von der augenblicklichen Veränderung des Zustandes, sondern von der gesamten Vorgeschichte abhängt. Mit anderen Worten: das Schienennetz ändert sich in jedem Schienenstück anders und damit ist der aktuelle Schienenzustand, bzw. der gesamte Netzzustand höchst inhomogen und natürlich zeitabhängig.

In der Betriebspraxis lässt sich nachweisen, dass das Verhalten der einzelnen Schienenstücke nicht voneinander unabhängig ist. Da zwei benachbarte Schienenstücke meist durch einen Schweißstoß miteinander gekoppelt sind, ist auch ihr qualitativer Zustand nicht voneinander völlig unabhängig, sondern in gewissem Maße gekoppelt. Solche Koppelungseffekte erfolgen im Allgemeinen nur über kurze Distanz und betreffen im Allgemeinen nur die unmittelbaren beidseitigen Nachbarn. Damit lässt sich die **Formel (4-62)** zu

$$Z\{S_{ijkl}\} = FK\{[S_i/S_j/S_k/S_l; P_S; Q_S; P_1; P_2; \dots; P_n]; Z\{S_{i+1,jkl}\}; Z\{S_{i-1,jkl}\}\} \quad (4-63)$$

erweitern, wobei FK darauf hindeutet, dass es sich um ein gekoppeltes Funktional handelt.

Wie schon vorher erwähnt, ist jedes Schienenstück einer unterschiedlichen Abnutzung und Schädigungen unterworfen, die durch die Fahrzeuge bzw. Räder hervorgerufen werden. Um diesen Einfluss zu beschreiben kann man den Faktor R (Rad) einführen, der so wie bei der Schiene die Situation des Fahrzeuges bzw. Rades auf die Schiene darstellt.

$$R_{opqr} = R[o=\text{Fahrzeugtype}; p=\text{Drehgestell}; q=\text{Achse}; r=\text{Einbauposition}] \quad (4-64)$$

Dieses Rad lässt sich außerdem beschreiben durch die Qualität Q, durch die Radtype T und durch den Parameter P der abhängig ist vom Zustand des Rades und des Fahrzeuges. Damit lässt sich jedes Rad in der Form darstellen:

$$Z\{R_{opqr}\} = R[R_o/R_p/R_q/R_r; P_R; T_R; Q_R] \quad (4-65)$$

Wie nun die Schiene durch das Rad beansprucht wird, lässt sich durch das Funktional B (Betrieb) darstellen. Dieses beschreibt die Belastung des Gleisabschnittes und beinhaltet Geschwindigkeit, Beschleunigung, Intervall, Beladung und Betriebszeiten.

$$B_{abcde} = B[a=\text{Linie}; b=\text{Betriebszeit}; c=\text{Intervall}; d=\text{Geschwindigkeit}; e=\text{Beschleunigung}] \quad (4-66)$$

Zusammen mit den eingesetzten Fahrzeugtypen F, deren Beladung (inkl. Eigengewicht) L und einem äußeren Einflussfaktor H lässt sich das symbolische Funktional, das den Betriebsablauf auf jeder U-Bahn-Linie wiedergibt, wie folgt darstellen:

$$Z\{B_{abcde}\} = B[B_a/B_b/B_c/B_d/B_e; F_B; L_B; H_B] \quad (4-67)$$

Die drei Zustandsfunktionale $Z\{S_{ijkl}\}$, $Z\{R_{opqr}\}$, $Z\{B_{abcde}\}$ ergeben in Kombination miteinander die Zustände der einzelnen Schienen und Räder unter bestimmten bzw. veränderlichen Betriebsbedingungen und ermöglichen dadurch statistische Verknüpfungen und Auswertungen, die im Rad-Schiene-Problem zu Lösungen führen.

Aus mehreren Auswertungen der Zustandsfunktionale der Schiene $Z\{S_{ijkl}\}$ in Abhängigkeit der Funktionale des Betriebes B_{abcde} und Rades R_{opqr} lassen sich z. B. Verschlechterungen der Schiene $\Delta Z\{S_{ijkl}\}$ in einem Zeitintervall oder Lastspielzahlintervall ermitteln. Bei zeitlich hintereinanderliegenden Messungen lassen sich z. B. die Zustände der Schiene $Z_0\{S_{ijkl}\}$ zum Zeitpunkt $t = 0$, $Z_n\{S_{ijkl}\}$ zum Zeitpunkt $t = n$ und damit das Verschlechterungsfunktional $\Delta Z_{\Delta t}\{S_{ijkl}\}$ in einem Zeitraum $\Delta t = n - 0$ berechnen:

$$\Delta Z_{\Delta t}\{S_{ijkl}\}(t) = Z_n\{S_{ijkl}\} - Z_0\{S_{ijkl}\} \quad \text{für } t = 0 \dots n \quad (4-68)$$

Durch Extrapolation von kombinierten Zustandsdaten soll letztendlich eine Vorausschau auf die Schienen- und Radzustände ermöglicht werden, um die Restlebensdauer $N_R\{S_{ijkl}\}$ der Schiene in Abhängigkeit des Funktionales Betriebe B_{abcd} und Rades R_{opqr} berechnen zu können. Anders ausgedrückt, welcher Verschlechterungsvorrat $V\{S_{ijkl}\}$ steckt noch in dieser Restlebensdauer der Schiene bis zum Ausfall $Z_{cr}\{S_{ijkl}\}$ bzw. bis zum Erreichen eines zulässigen Zustandes $Z_{zul}\{S_{ijkl}\}$. Das Funktional lautet dann:

$$Z_{zul}\{S_{ijkl}\} = \frac{Z_{cr}\{S_{ijkl}\}}{S} - \Delta Z_{\Delta t}\{S_{ijkl}\} \quad \text{für } t = 0 \dots n \quad (4-69)$$

Wobei S der Sicherheitsfaktor ($S > 1$) ist.

Die zentrale Frage bei der Instandhaltung des Schienennetzes ist: Wann müssen gewisse Arbeiten, wie Schienenschleifen durchgeführt werden, wobei als Nebenbedingung die wirtschaftliche und sicherheitstechnische Optimalität auftreten. Die Beantwortung dieser Frage erfordert genaue Kenntnis der Ergebnisse der 3-M-D bzw. 2-M-D.

Zentrales Kernstück dabei ist die Aufnahme des qualitativen Ist-Zustandes des Netzes und dessen periodische Überprüfung nach entsprechenden Richtlinien. Da eine kontinuierliche Qualitätszustandsüberwachung und –messung des gesamten Schienennetzes zwar theoretisch möglich - aber praktisch nicht sinnvoll - ist, müssen solche Ist-Zustandsmessungen der Schienen- bzw. der Netzqualität in quasiperiodischen festgelegten Zeitabständen erfolgen. Dass diese Überprüfungen auch für verschiedene Netzteile nicht gleichzeitig und gleich oft erfolgen werden ist klar, denn eine weniger stark befahrene Strecke mit wenig Kurven wird weniger stark verschlissen als eine sehr kurvenreiche und stark befahrene Strecke.

4.8.1 Verschleiß

Aus den Ergebnissen des Messwagens lässt sich zum Beispiel der Verschleiß der Schienen in den Gleisabschnitten sehr gut darstellen. Neue Schienen erleiden erst nach einer gewissen Überrollungen

fast konstanten Verschleiß, der dann nur mehr vom Gleisbogenradius, der Güte der Schiene und deren Wartung abhängig ist. Bei gleichbleibenden Betriebsverhältnissen, d. h. bei konstantem Funktional B_{abcde} und gleichbleibenden Fahrzeugverhältnissen, d. h. bei konstantem Funktional R_{opqr} ergeben sich unterschiedliche Zustände, die nur vom Funktional $\Delta Z\{S_{ijkl}\}$ bestimmt werden. Dadurch reduziert sich das 2-M-D auf ein Ein-Mechanismus-Diagramm (1-M-D). Die Verschlechterung bzw. Schädigung der Schiene ist dann nur mehr entweder von der Ermüdung (Risswachstum) oder vom Verschleiß abhängig.

Die Gesamtlebensdauer $\Sigma N\{S_{ijkl}\}$ bzw. Restlebensdauer $N_R\{S_{ijkl}\}$ einer Schiene durch Verschleiß $v(S_{ijkl},t)$ für $t = 0 \dots n$ lässt sich einerseits in einem horizontalen und vertikale Verschleiß [mm] bzw. Flächenverschleiß [mm²] darstellen. Unter der Verwendung des modellhaften Verschlechterungsmechanismus' in **Abbildung 4-99** lässt sich beispielhaft der Flächenverschleiß in **Abbildung 4-102** darstellen:

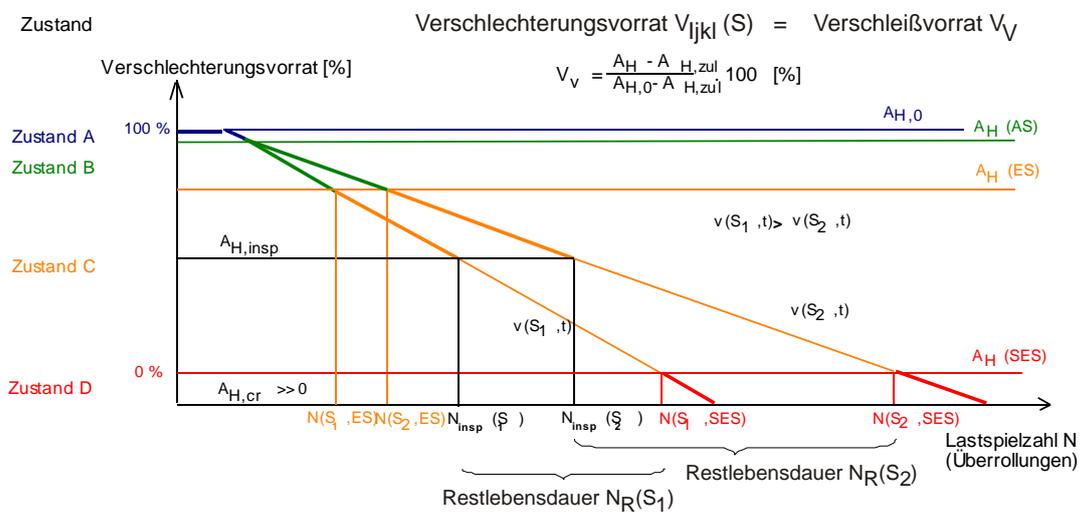


Abbildung 4-102: Lebensdauer und Restlebensdauer einer Schiene unter Betrieb mit unterschiedlichem Verschleißverhalten $v_1(S,t)$, $v_2(S,t)$, $A_H \dots$ gemessene Schienenkopfquerschnittsfläche, $A_{H,0} \dots$ neue unbefahrene Schienenkopfquerschnittsfläche, $A_{H,zul} = A_H(SES) \dots$ zulässige Schienenkopfquerschnittsfläche, $A_{H,insp} \dots$ im Zuge einer Inspektion gemessene Schienenkopfquerschnittsfläche zum Zeitpunkt t

In der **Abbildung 4-102** ist auf der Ordinate der zeitlich veränderliche verschleißbedingte Verschleißvorrat V_v [%] bzw. der Zustand (siehe auch **Abbildung 4-99**) der Schiene aufgetragen. Die minimal zulässige Schienenkopfquerschnittsfläche $A_{H,zul} = A_H(SES)$ ergibt sich aus den maximalen Flächenverlust des Schienenkopfes von 1200 mm² bzw. den an der Fahrkante unter 45° gemessenen Verlustes von 16 mm für die Wiener U-Bahn-Schienen und stellt gleichzeitig den Grenzwert für den Verschleißvorrat $V_v = 0$ % (Beginn des roten Bereichs) dar. In Abhängigkeit der Schwellenwerte (siehe Instandhaltungsplan für Anlagen der Abteilung B63 2011) befindet sich die im Zuge einer Inspektion gemessene Schienenquerschnittsfläche $A_{H,insp}$ im blauen, grünen oder orangen Bereich. Die kritische Schienenquerschnittsfläche $A_{H,cr}$ darf dabei in keinem Fall erreicht bzw. unterschritten werden. Auf der Abszisse des Diagrammes wird die Zahl der Überrollungen N (Achsen bzw. Züge) aufgetragen.

Aus mehreren im Zuge von Inspektionen durchgeführten Messungen zum Zeitpunkt $t = 1$ bzw. $t = 2$ lässt sich der Verschleiß

$$\Delta v(S, \Delta t) = \Delta Z_{\Delta t}\{S_{ijkl}\} = Z_2\{S_{ijkl}\} - Z_1\{S_{ijkl}\} \quad [\text{mm}^2] \quad (4-70)$$

in diesem Zeitraum und weiters die Verschleißrate $w(S_{ijkl})$ in mm^2 pro Jahr $[\text{mm}^2/\text{a}]$ oder pro Überrolung $[\text{mm}^2/\text{Zyklus}]$ für jeden Schienenabschnitt ablesen.

$$w(S_{ijkl}) = \frac{\Delta v(S, N)}{\Delta t} \quad [\text{mm}^2/\text{a}] \quad \text{bzw.} \quad w(S_{ijkl}) = \frac{\Delta v(S, N)}{\Delta N} \quad [\text{mm}^2/\text{Zyklus}] \quad (4-71)$$

Bei annähernd gleich bleibendem Fuhrpark und Betriebsverhältnissen ergibt sich, wie durchgeführte Messungen im Netz der Wiener U-Bahn zeigen, annähernd lineare Verschleißraten w $[\text{mm}^2/\text{Zyklus}]$ für einen bestimmte Gleisbogen (Gleisabschnitt) unter gleich bleibenden Betriebsbedingungen. Die Gesamtlebensdauer $\Sigma N = N_{\text{insp}} + N_R$ bis zum Erreichen der zulässigen Lebensdauer $N(\text{SES})$ der Schiene lässt sich dann bis zum Erreichen der minimalen tolerierbaren Schienenkopfquerschnittsfläche I_t . **Abbildung 4-102** $A_H(\text{SES}) < A_{\text{cr}}$ aus der Lebensdauer N_{insp} vom Einbau bis zum Zustand der Inspektion und der Restlebensdauer N_R des noch vorhandenen Verschleißvorrates der Schiene berechnen. Je nach Qualität bzw. Güte der Schiene (R260, R350, R350HT, etc.), Vorhandensein von ortsfesten oder an Fahrzeugen eingebauten Schienenschmieranlagen, etc. beträgt der horizontale und/oder vertikale Schienenkopfverschleiß im Durchschnitt ca. 0,5 bis 2 mm pro Jahr, der in etwa den unter 45° an der Fahrkante gemessene Verschleiß. Daraus ließe sich auch in Abhängigkeit von der Verschleißrate das maximale Inspektionsintervall festlegen, um einen nicht mehr zulässigen Verschleißvorrat rechtzeitig zu finden bzw. durch Erneuerung der Schiene beseitigen zu lassen.

4.8.2 Rissbildung und Ausbreitung

Die Überwachung und Festlegung von Grenzwerten für Anrisse und Ermüdungsrisssausbreitung der Schienen auf Risse und Brüche gestaltet sich hier schon etwas schwieriger. Andererseits weiß man aus der bruch- und schadensmechanischen (leidvollen und finanziellen) Erfahrung, dass Bauteile (hier das Schienennetz) überwacht und kontrolliert werden müssen. Eine wirtschaftliche und technische Überwachung von Risse in den Schienen des U-Bahnnetzes ist derzeit nur mit Ultraschallmessfahrzeugen in möglichst großen Intervallen möglich bzw. anzustreben, die auf der Basis von bruchmechanischen Kriterien festzulegen sind.

Bei der bruchmechanischen Behandlung, Bewertung, Kontrolle und Überwachung eines rissartigen Fehlers in einer Komponente oder Struktur werden nach entsprechenden Methoden Inspektionsintervalle bestimmt. Diese müssen derart gelegt sein, dass zum Zeitpunkt der Überprüfung ein Riss die um einen Sicherheitsfaktor reduzierte kritische Risslänge noch nicht erreicht haben darf. Obwohl dieser Vorgang recht einfach klingt, treten in der Praxis große Schwierigkeiten auf, da im Risslängen versus Lastspielzahl-Diagramm die einzelnen, durch die Belastungs- bzw. Spannungsschwankung $\Delta\sigma$ bestimmten Kurven unterschiedliche Verläufe und sehr große Streuungen beinhalten.

Die **Abbildung 4-103** veranschaulicht dies an einem schematischen Bild aus der Bruchmechanik. Die zu einer Lastspielzahl N_{insp} gemessene Risstiefe a_{insp} kann sich unterschiedlich weiterentwickeln, denn die Gleichung der Kurve lautet:

$$\frac{da}{\Delta N} = C \cdot \Delta K^m = C \cdot [\Delta\sigma \cdot \sqrt{\pi \cdot a} \cdot Y(a)]^m \quad (4-72)$$

Bei gleichen Materialkennwerten C und m und Formfaktor $Y(a)$ hängt die Ermüdungsrisswachstumsgeschwindigkeit von der Spannungsschwankung $\Delta\sigma$ ab. Je größer die Spannungsschwankung $\Delta\sigma_1 > \Delta\sigma_2$ umso schneller wächst der Riss und die kritische Risstiefe a_{cr} wird früher mit geringeren Lastwechseln erreicht (siehe **Abbildung 4-103**). Allerdings hängt die kritische Risstiefe wiederum von der auftretenden Oberspannung ab.

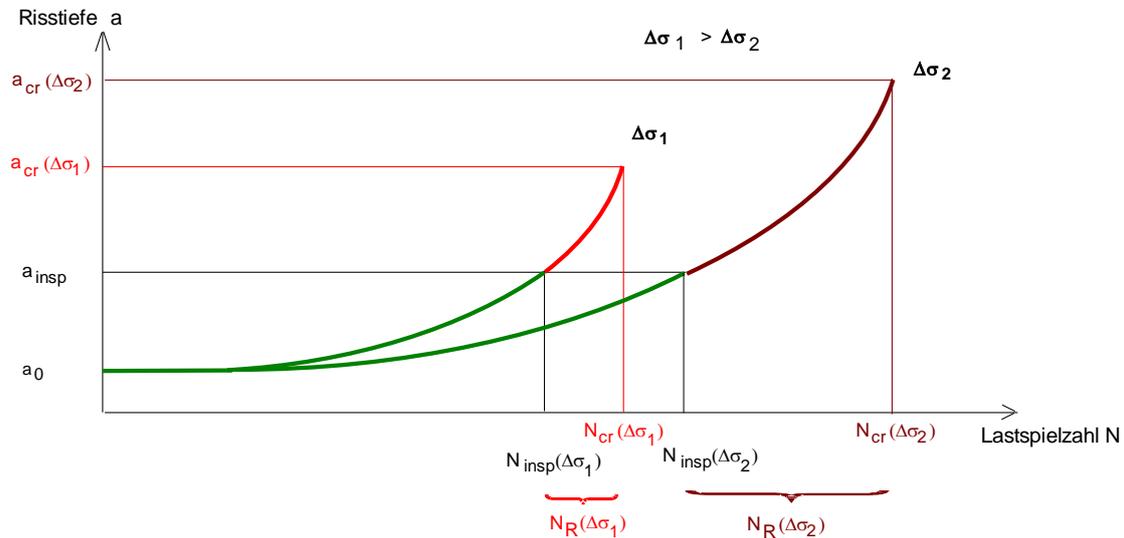


Abbildung 4-103: Schematisches Risstiefe-versus-Lastspielzahl (Überrollungen) Diagramm für die Ermüdungsrissausbreitung für unterschiedliche konstante Spannungsschwankungen $\Delta\sigma_1 > \Delta\sigma_2$, N_R ... Restlastspielzahl

Die Restlebensdauer N_R für die Kurve $\Delta\sigma_2$ ist größer als die der Kurve $\Delta\sigma_1$. Da bei nicht genau bekannter Anrissgröße a_0 und Spannungsschwankung $\Delta\sigma$ die kritische Rissgröße a_{cr} nicht erreicht werden darf, müssen sich die Inspektionen an die schnellere Risswachstumsgeschwindigkeit der Kurve $\Delta\sigma_1$ orientieren. Dies stellt zwar einen unwirtschaftlichen bzw. konservativen Weg dar, dieser muss aber aus Gründen der Sicherheit in einem Personennahverkehrsunternehmen beschriftet werden.

Allerdings ist bei der Schiene auch meistens der Zeitpunkt der Rissinkubation nicht bekannt, wenn man nach der Theorie der klassischen Langriss-Bruchmechanik ($a_0 > 1$ mm) die Restlebensdauer berechnen will. In den meisten Fällen ist es daher nicht möglich, einerseits einen genauen Wert für die Spannungsschwankung $\Delta\sigma$ anzugeben und andererseits dann bei einer gemessenen Risstiefe bzw. -größe die Restlebensdauer zu berechnen. Erst wenn bei einer zweiten Inspektion nach einer bekannten Überrollungszahl die Risstiefe wieder gemessen wird, kann das Risswachstum und damit die Restlebensdauer berechnet werden. Auf eine mögliche Streuung der Werte wurde in dieser Arbeit nicht eingegangen, da dies schon bei der Auswahl der Lastkollektive berücksichtigt wurde.

Wie in der **Abbildung 4-103** auch ersichtlich, erfolgt das Risswachstum nicht linear wie beim Verschleiß (siehe **Abbildung 4-102**) sondern exponentiell. Mit einer einzigen Messung zum Zeitpunkt $t = 1$ lässt sich nur sehr schwer abschätzen, wie sich das Risswachstum bis zur nächsten Inspektion weiterentwickelt. Nur durch eine zweite Messung lässt sich das zukünftige Risswachstum abschätzen, wenn die Bedingungen auch in Zukunft seit der ersten Messung gleich geblieben sind.

Die Restlebensdauer N_R einer Schiene lässt sich nun analog wie beim Verschleiß (siehe **Abbildung 4-104**) schematisch und grafisch darstellen. Die Berechnung erfolgt nach folgender Formel:

$$N_R = \sum_{i=1}^n N_i - N_{\text{insp}} \quad (4-73)$$

In der **Abbildung 4-104** ist auf der Ordinate der Zustand (A - D) bzw. der zeitlich veränderliche Risswachstumsvorrat V_a [%] der Schiene aufgetragen. Die maximal zulässige Risstiefe wird mit $a_{\text{zul}} = a(\text{SES}) = 0$ % (Bereich unter der roten Linie, Beginn des Bereichs mit Störungen) und die gemessene Risstiefe zum Zeitpunkt t mit $a_{\text{insp}}(t)$ nach $N(t)$ Überrollungen bezeichnet.

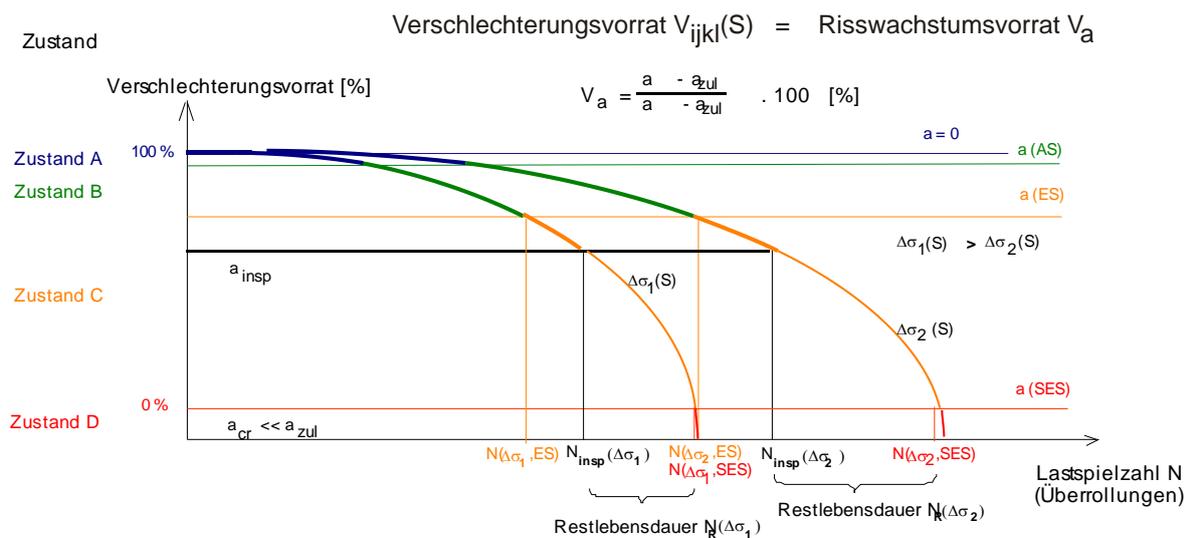


Abbildung 4-104: Lebensdauer und Restlebensdauer einer Schiene unter Betrieb mit unterschiedlichem Risswachstumsverhalten zufolge unterschiedlicher Spannungsschwankungen $\Delta\sigma_1 > \Delta\sigma_2$, $a \dots$ Risstiefe, $a_{\text{zul}} = a(\text{SES}) \dots$ zulässige Risstiefe

In Abhängigkeit der Schwellenwerte befindet sich die gemessene Risstiefe a_{insp} dann im blauen, grünen oder orangen Bereich. Die zulässige Risstiefe $a_{\text{zul}} = a(\text{SES})$ darf dabei in keinem Fall erreicht bzw. überschritten werden. Auf der Abszisse des Diagramms wird die Zahl der Lastspielzahl N (Achsen bzw. Züge) aufgetragen.

4.9 Bruchkontrollplan für das innerstädtische U-Bahn-Gleisnetz

Der Rollkontakt zwischen Rad und Schiene bei den schienenengebundenen Fahrzeugen verursacht auf der Schiene wie auch auf den Rädern Schäden verschiedenster Art. Die beiden häufigsten Schadensarten sowohl bei den Schienen als auch bei den Rädern sind der Verschleiß und Schädigung durch Oberflächenrissbildung. In den folgenden Kapiteln wird ein Bruchkontrollplan für urbane Gleisnetze entwickelt und vorgestellt, der im Sicherheits-Management für die Instandhaltung von urbanen Gleisen integriert ist und der angibt wie die Risse in den Schienen im Instandhaltungsplan der Gleise zu berücksichtigen sind. So wie die Überwachung des Verschleißes und die Alterung der Systemkomponenten bei der Infrastruktur schon auf dem Stand der Technik sind, muss auch die Materialermü-

dung der Systemkomponenten in den Instandhaltungsplan bei der Wiener U-Bahn aufgenommen werden.

Es erheben sich also die Fragen: Wie sollen die Inspektionszeitpunkte, bzw. die Intervalle für die gemeinsame Inspektion aller Schienen gelegt werden, damit wirtschaftlichen und sicherheitstechnischen Kriterien entsprochen wird und wie müssen die Schwellenwerte, Aufmerksamkeitsschwelle, Eingriffsschwelle und Soforteingriffsschwelle gesetzt und in welcher Zeit müssen Maßnahmen (Verlassen von gerissenen Schienen oder Einbau eines Passstückes) bei aufgetretener unzulässigen Risstiefe (= Soforteingriffsschwelle) getroffen werden.

Um die Anforderungen eines Sicherheitsmanagements für die Instandhaltung von urbanen Gleisen zu erfüllen, müssen aus der Sicht eines Bruchkontrollplanes z.B. Barsom (Barsom et al. 1999), übertragen auf die Schiene, folgende Maßnahmen getroffen werden, die dazu dienen, in einem innerstädtischen Nahverkehrsnetz ein unkontrolliertes Risswachstum und damit ein Versagen der Schienen rechtzeitig zu vermeiden:

1. Einteilung der Gleise nach der Bettungsart in Schotterbettung und Fester Fahrbahn mit Festlegung der Qualität der Bettung
2. Einfluss der Temperatur auf die Schienen
3. Einfluss der Eigenspannungen (Herstellung und Schweißen von Schienen)
4. Periodische Überprüfung der Schienen auf Risse und innere Fehlern
5. Periodische Überprüfung der Oberfläche des Schienenkopfes zur Detektierung von Oberflächenfehlern wie z. B. Rollkontakt-Ermüdungsrissen
6. Systematische Dokumentation der Schienenbrüche mit Fotos der Bruchflächen
7. Einflüsse auf die Lebensdauer einer Schiene bei Risswachstum
8. Zulässige Risstiefe und Inspektionsintervall

In den folgenden Kapiteln (mit abgekürzten Überschriften) wird auf diese acht Maßnahmen unter Einbeziehung des Berechnungsschemas für das Risswachstum (siehe **Abbildung 4-91**) mit Berücksichtigung des Rollkontaktes, der Biegebeanspruchungen und Eigenspannungen näher eingegangen. Die Berücksichtigung der thermischen Spannungen erfolgt im Kapitel 4.9.3. Dabei werden in allen Fällen die Formfaktoren nach Jeong (Jeong 2003b, 2003c) verwendet.

4.9.1 Gleisbettung und Qualität der Bettung

Obwohl die Fahrzeugflotte sehr ähnlich ist, verursacht sie doch unterschiedliche Beanspruchung der Schienen, weil die Qualität der Bettung der Gleise in den Schienen unterschiedlich Spannungen hervorruft. Dies tritt auch im Zuge der Betriebes ein, wenn sich die Steifigkeit des Schotterbettes oder bei der Festen Fahrbahn die elastischen Zwischenschichten ändern oder bei Unstetigkeiten zum Beispiel beim Übergang von Brücken auf Schotterbett oder bei Kanalquerungen im Schotterbett eintreten. Für ein Schottergleis können mit der Formel von Zimmermann bzw. Eisenmann die Spannungen im Schienenkopf und -fuß berechnet werden (Fendrich et al. 2007, Lichtberger 2003). Der Einfluss der Fahrgeschwindigkeit der Fahrzeuge, der Gleislage, der Oberbauzustand und der Erhaltungszustand der Räder haben ebenso eine große Bedeutung für die Größe der Zug- bzw. Biegezugspannungen in

den Schienen und werden als Beiwert bzw. Zuschlag zur statischen Radlast berücksichtigt. Dabei darf nicht nur die Biegezugspannung an der Schienenfußunterseite oder Schienenfußrand betrachtet werden, sondern es müssen auch die Biegezugspannungen im Schienenkopf betrachtet werden. Die maximal auftretenden Biegezugspannung an der Schienenfußunterseite oder am Schienenkopf dürfen aus Sicht des Dauerfestigkeitsnachweises die maximal zulässigen Spannungen nicht überschreiten, bei eventuell vorhandenen Fehlern wie z. B. kleinen Anrissen müssen bruchmechanische Nachweise geführt werden, die nachweisen, dass kein Versagen der Schienen eintritt (**Abbildung 4-97**). Bei Unstetigkeiten können diese Verfahren allerdings nicht verwendet werden.

Die zulässigen Dauerbiegezugspannungen dürfen maximal $\sigma_{zul} = 180 \text{ N/mm}^2$ in Schienenfußmitte einer durchgehend verschweißten korrodierten Schiene S49 betragen (Jörg 2004). Beim Schottergleis können dabei die Biegespannungen nach dem Rechenmodell nach Zimmermann ermittelt werden, in dem die Steifigkeit der Bettung und des Untergrundes durch einen Bettungsmodul ausgedrückt wird. Die Ermittlung der Schienenspannungen bei Gleisen auf Fester Fahrbahn bzw. bei Unstetigkeiten müssen mit anderen Berechnungsmethoden, z. B. der Methode der Finiten Elemente berechnet werden. Dabei ist auch auf die Qualität der Bettung zu achten und in den berechneten Spannungen in den Schienen zu berücksichtigen, da dadurch die Biegezugspannungen gegenüber einer "guten Bettung" vergrößert werden können. Bei Gleisen auf fester Fahrbahn in Form von Gleis-tragplatten ist darauf zu achten, dass der Einfluss der gegenseitigen Plattenbewegungen keinen un-günstigen Verlauf der Biegezugspannungen hervorruft.

Auch Orringer (Orringer et al. 1988) gibt an, dass die vertikale Steifigkeit des Gleises, bestehend aus Typ der Schwellen (Holz, Beton, Stahl), Abstand der Schwellen, Lagerung im Schotterbett und auf dem Untergrund, das Risswachstum beeinflusst wird. **Die Abbildung 4-105** zeigt den Einfluss der vertikalen Steifigkeit des Gleises (k hier in ksi, $1 \text{ ksi} \approx 6,89475 \text{ N/mm}^2$) auf die Lebensdauer des Risswachstum in Megatonnen (MGT). Zu erkennen ist, dass bei einer Steifigkeit von $2 \leq k \leq 4 \text{ ksi}$ ($13,7895 \leq k \leq 27,759 \text{ N/mm}^2$) die Lebensdauer des Risswachstums um bis zu $\pm 20 \%$ gegenüber eines gut gewarteten Gleises mit Holzschwellen vom Grundwert (Baseline) abweicht. Bei einem gut gewarteten Gleis mit Betonschwellen ($k = 10 \text{ ksi} \approx 68,9475 \text{ N/mm}^2$) verzögert sich das Risswachstum um bis zu 50% . Je höher die vertikale Steifigkeit des Gleises, umso geringer ist die Biegebeanspruchung der Schienen und umso langsamer das Risswachstum bzw. umso mehr Lastwechsel können ertragen werden (Crack Growth Life MGT).

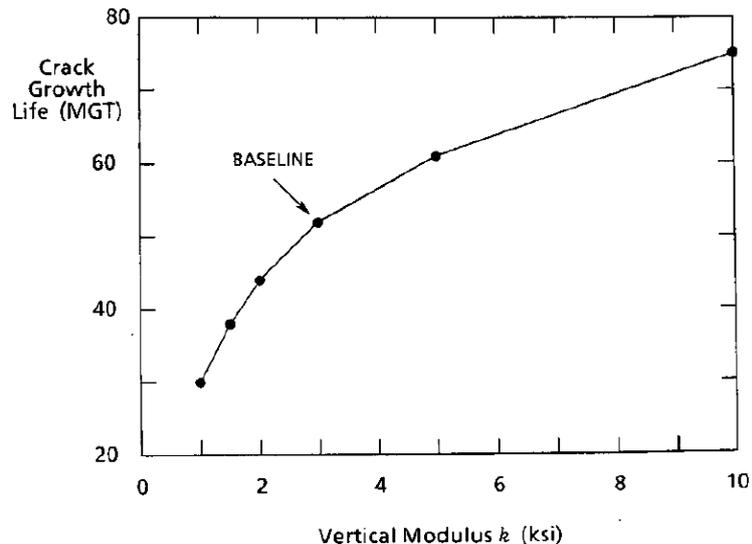


Abbildung 4-105: Einfluss des Steifigkeitsmoduls der Bettung (Vertical Modulus) auf das Risswachstum (Crack Growth Life) in MGT (Megatonnen) (Orringer et al. 1988)

Ob diese Erkenntnisse auch auf die Gegebenheiten der Wiener Linien übertragbar sind, müssten durchzuführende Dehnungsmessungen im Gleis bestätigen. Dadurch wäre es möglich, dass die Modellannahmen bestätigt oder nachgebessert werden müssen. Die bis dato durchgeführten Dehnungsmessungen an Schienen auf Fester Fahrbahn bei den Wiener Linien ergaben Biegezugspannungen am Schienenkopf von 23,0 bis 67,0 N/mm² und Biegedruckspannungen von -58,0 bis -73,0 N/mm² (Pichler et al. 2010).

Die Qualität der Bettung verursacht nicht nur eine Variation in der Schwankungsbreite der Biegezugspannungen sondern auch eine Variation der Ober- und Unterspannungen, die zusätzliche Einflüsse für das Risswachstum und die kritische Rissgröße werden im Folgenden in Form der Variation der Biegespannungen (Lastkollektive LK a2, LK b2, LK c2) darstellen.

Die **Abbildung 4-106** zeigt den Vergleich der SIF K_I - Verläufe für einen halbkreisförmigen Oberflächenriss in Abhängigkeit der Risttiefe für die Oberspannung entsprechend den Lastkollektiven LK a-c (mit den maximalen Oberspannungen $\sigma_{B1} = 30, 50$ und 70 N/mm², die die Qualität der Bettung berücksichtigen, mit einem maximalen Eigenspannungsverlauf $\sigma_R = 150$ N/mm² und den Kontaktspannungen σ_K bei $\mu = 0,6$) in einer Wiener U-Bahn-Schiene.

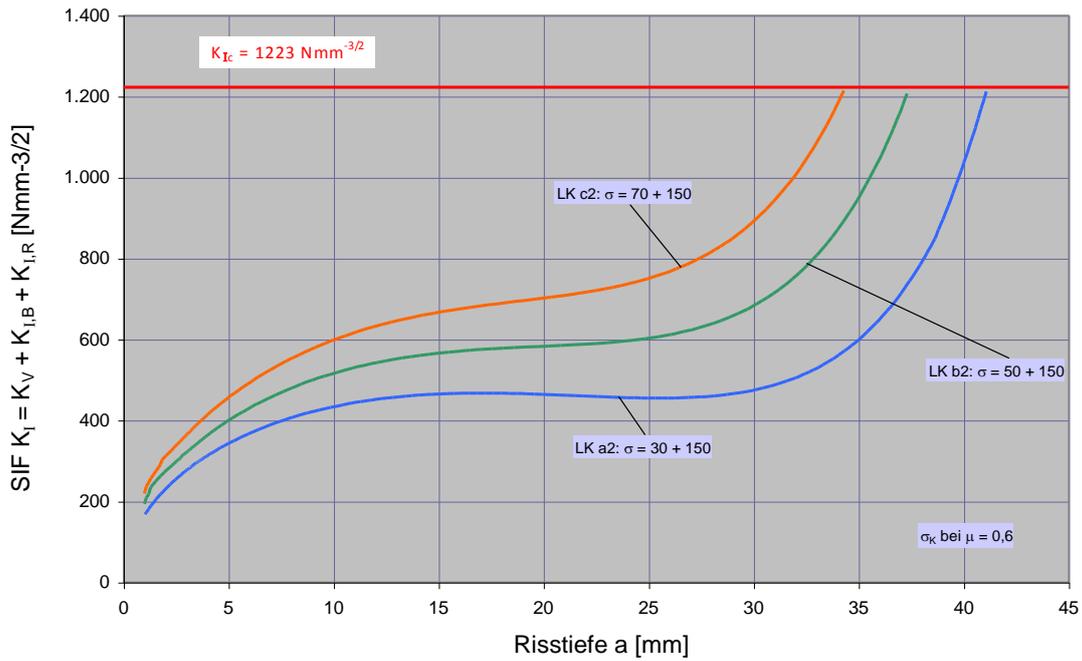


Abbildung 4-106: SIF K_I – Werte vs. Risstiefe a für einen halbkreisförmigen Oberflächenriss für die Oberspannung entsprechend den Lastkollektiven LK a2, LK b2 und LK c2 (Biegespannung mit maximaler Oberspannung $\sigma_{B1} = 30, 50$ und 70 N/mm^2 , Eigenspannungsverlauf $\sigma_R = 150 \text{ N/mm}^2$ und Kontaktspannung σ_K bei $m = 0,6$)

Die **Abbildung 4-107** zeigt die Abhängigkeit der Risstiefe von der Anzahl der Lastkollektive N_Z für die Lastkollektive LK a2, LK b2 und LK c2 (Biegespannung mit maximaler Oberspannung $\sigma_{B1} = 30, 50$ und 70 N/mm^2 , Eigenspannung $\sigma_R = 150 \text{ N/mm}^2$ und Kontaktspannung σ_K bei $\mu = 0,6$), gerechnet nach der Theorie der "Linearen Schadensakkumulation" mit der Erdogan-Ratwani-Formel für einen halbkreisförmigen Oberflächenriss. Zu erkennen ist, dass die kritische Risstiefe a_{cr} in Abhängigkeit der Oberspannungen in den Lastkollektiven zwischen 34 und 41 mm beträgt.

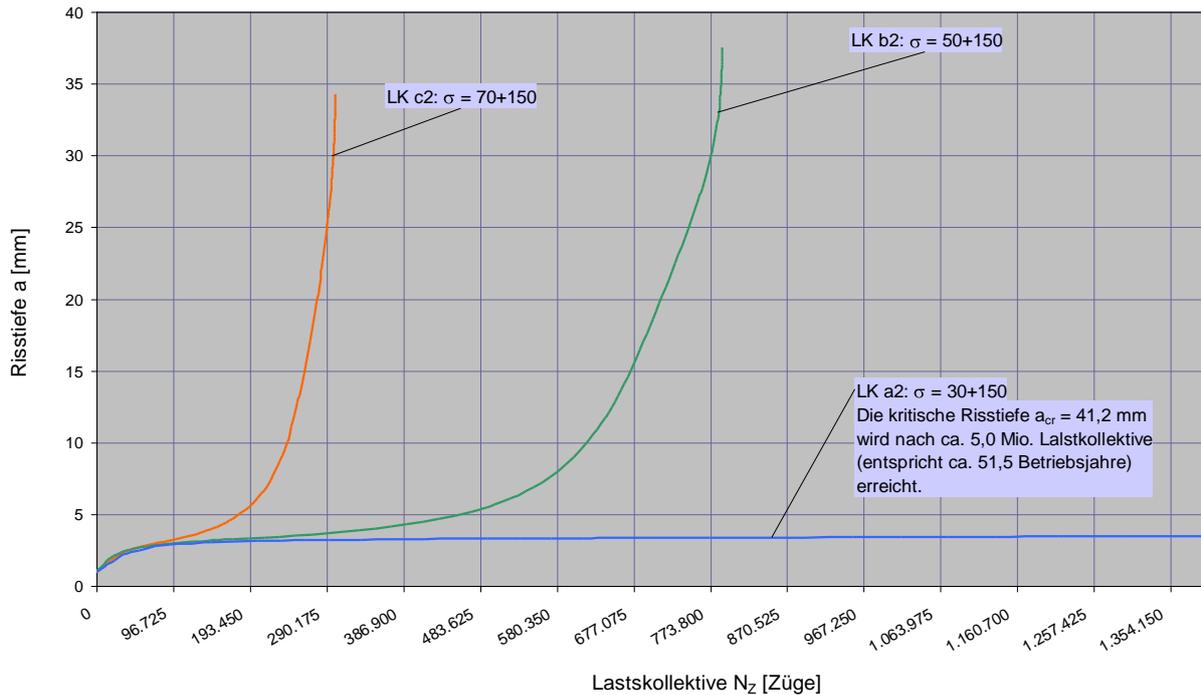


Abbildung 4-107: Risstiefe a vs. Lastkollektive-Diagramm für eine halbkreisförmigen Oberflächenriss in Abhängigkeit der Anzahl N_z der Lastkollektive LK a2, LK b2 und LK c2 (zyklische Biegespannung mit maximaler Oberspannung $\sigma_{B1} = 30, 50$ und 70 N/mm², Eigenspannungsverlauf ausgehend von der Oberfläche $\sigma_R = 150$ N/mm² und der Kontaktspannung σ_K bei $\mu = 0,6$)

In der **Abbildung 4-106** und **Abbildung 4-107** ist der Einfluss der Qualität der Bettung in Form der Schwankungsbreite der Biegezugspannungen mit verschiedenen Oberspannungen und den in den Lastkollektiven (LK a2, LK b2 und LK c2) entsprechenden Unterspannungen dargestellt.

Die Steigungen der verschiedenen farbigen Kurven stehen, wie auch in den vorhergehenden Diagrammen, für das Verhältnis da/dN_z und stellen damit das Risswachstum für ein gegebenes Lastkollektiv N_z dar. Zu erkennen ist, dass die kritische Risstiefe a_{cr} gleich bleibt, die ja nur abhängig von der Oberspannung ist und nicht variiert wurde (siehe **Abbildung 4-106** SIF K_I - Verlauf für LK b2). Im unteren Bereich, bei einer Risstiefe bis ca. 5 mm, ergeben sich gravierende Unterschiede im Risswachstum. Im oberen Bereich ist das Risswachstum für alle Lastkollektive in etwa gleich.

Die **Abbildung 4-108** zeigt den Vergleich des Risswachstums eines halbkreisförmigen Oberflächenriss in Abhängigkeit der Risstiefe und der Anzahl der Lastkollektive N_z für das Lastkollektiv LK b2 (zyklischen Biegebeanspruchung mit der Oberspannungen $\sigma_{B1} = 50$ N/mm², mit einem maximalen Eigenspannungsverlauf $\sigma_R = 150$ N/mm² und den Kontaktspannungen σ_K bei $\mu = 0,6$) mit einer Variation der Biegespannungsschwingungsbreite (ca. $\pm 10\%$) durch Erhöhung bzw. Absenkung der Unterspannung um 10 N/mm².

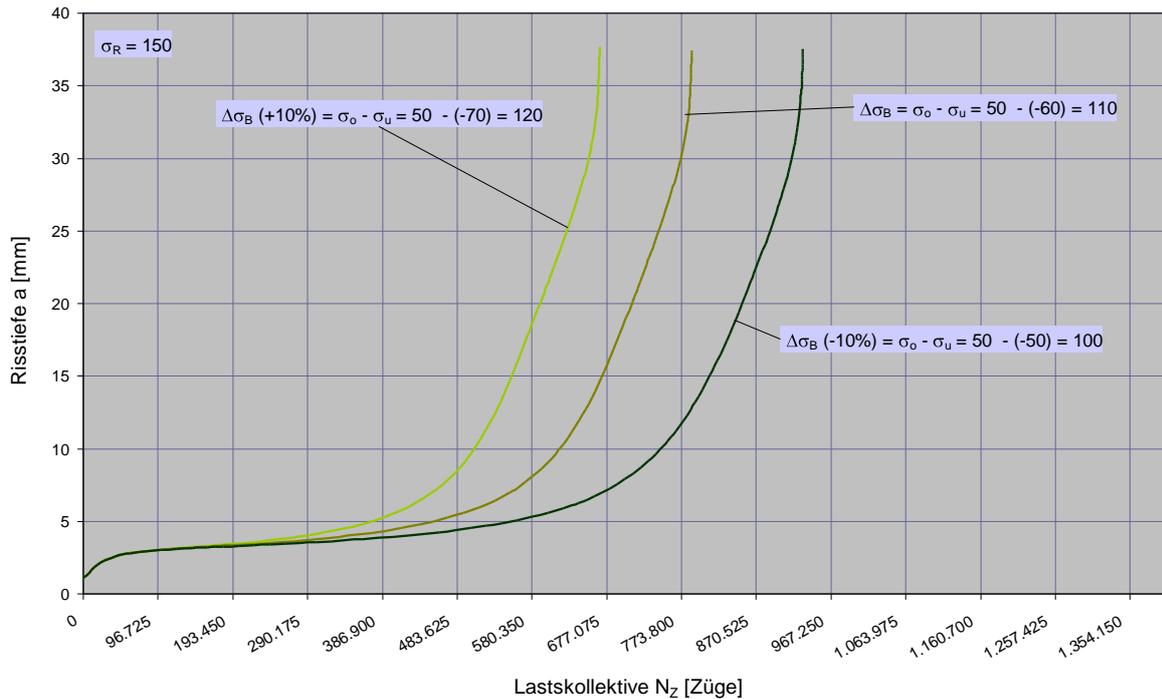


Abbildung 4-108: Risstiefe a vs. Lastkollektive-Diagramm für eine halbkreisförmigen Oberflächenriss in Abhängigkeit der Anzahl N_z der Lastkollektive LK b2 (zyklische Biegespannung mit maximaler Oberspannung $\sigma_{B1} = 50 \text{ N/mm}^2$, Eigenspannungsverlauf $\sigma_R = 150 \text{ N/mm}^2$ und Kontaktspannung σ_K bei $\mu = 0,6$) mit einer Variation der Spannungs-Schwingbreite (ca. $\pm 10\%$) durch Erhöhung bzw. Absenkung der Unterspannungen um 10 N/mm^2

4.9.2 Temperatureinfluss

Der Einfluss der Temperatur auf das Gleisnetz spielt im Freien eine große Rolle. Im Freien und bei Tunnelportalen können Temperaturunterschiede von 50°C in den Schienen auftreten, die zu zusätzlichen Zugspannungen (thermischen Spannungen) in den Schienen in der kalten Jahreszeit führen können. Dies kann zu Schienenbrüchen im Winter und zu Gleisverwerfungen im Sommer führen.

Das Gleisnetz ist auch dahin zu untersuchen, ob Abschnitte einer Sonneneinstrahlung ausgesetzt sind oder nicht, da bei abgeschatteten Gleisbereichen die Neutraltemperatur herabgesetzt werden kann und damit wiederum in der kalten Jahreszeiten die temperaturbedingten Zugspannungen in den Schienen vermindert werden können.

Die durch die tiefe Temperatur verursachten Zugspannungen verursachen nicht nur eine Erhöhung der Zugspannungen im Schienenkopf, sie verursachen bei dynamischer Belastung auch eine Erhöhung der Mittelspannung. Es ändert sich dadurch das Verhältnis der Unterspannung zur Oberspannung und damit ändert (erhöht) sich der R - Wertes. Dies führt in weiterer Folge zu beschleunigtem Risswachstum und damit zu kürzerer Restlebensdauer der Schienen (siehe **Abbildung 4-92** Seite 90 Bild Ermüdungsrissausbreitungsdiagramm für ansteigende R - Werte).

Die **Abbildung 4-109** zeigt die aus gemessenen Längsdehnungen am Schienenkopf ermittelten Schienenspannungen an der Fahrfläche (siehe **Abbildung 4-88**) bei der neutralen Schienentem-

peratur von 20°C. Die schwarzen Pfeile markieren einen relevanten Lastwechsel im Zugspannungsreich (13 Spannungsspitzen pro Zugüberfahrt) für die Risswachstumsberechnung.

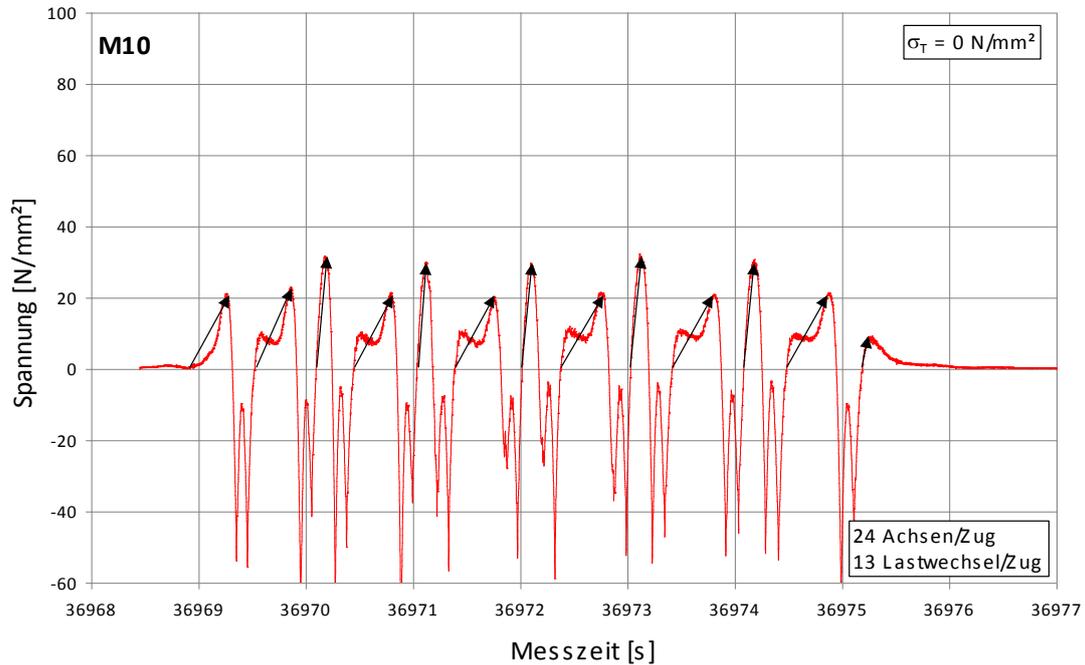


Abbildung 4-109: Aus gemessenen Längsdehnungen am Schienenkopf ermittelte Schienenspannungen an der Fahrläche bei der neutralen Schienentemperatur (20°C)

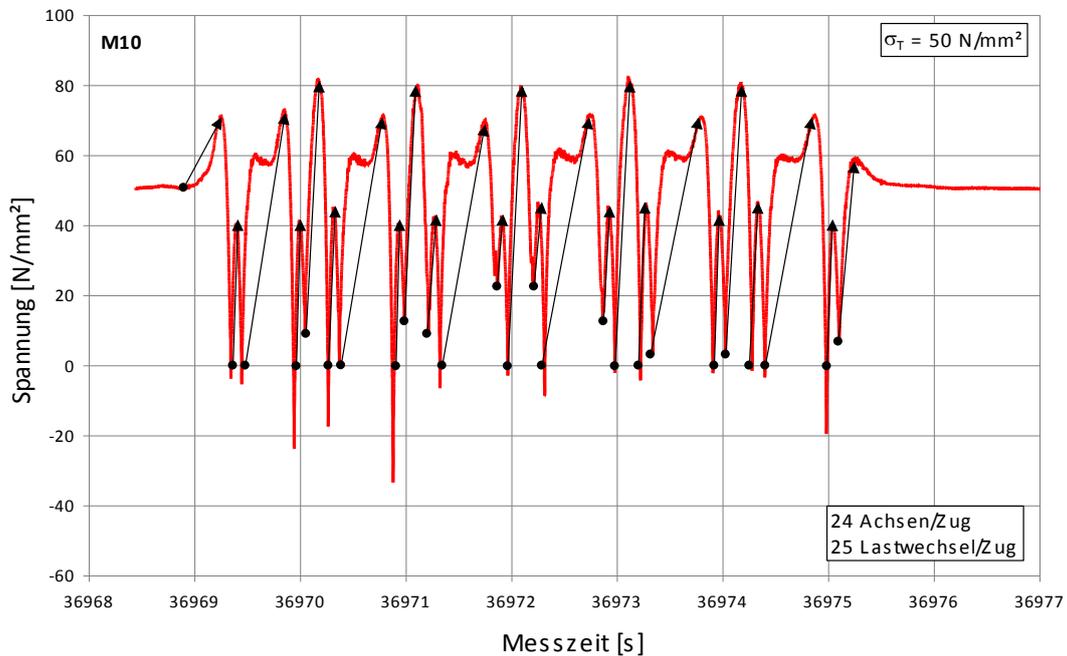


Abbildung 4-110: Aus gemessenen Längsdehnungen am Schienenkopf ermittelte Schienenspannungen mit überlagerten Zugspannungen $\sigma_T = 50 \text{ N/mm}^2$ bei einer Schienentemperatur von 0°C

Bei einem Vergleich der **Abbildung 4-109** und **Abbildung 4-110** sieht man die Auswirkung des Temperatureinflusses auf die Schienenspannungen im Kopf an der Fahrläche einer durchgehend ver-

schweißten Schiene. Es haben sich nicht nur die Spannungsspitzen erhöht sondern es haben sich auch die Anzahl der Lastwechsel pro Zugsüberfahrt (schwarze Pfeile) vermehrt. Aus bruchmechanischer Sicht erhöhen sich die 13 Lastwechsel bei neutraler Temperatur auf 25 Lastwechsel bei einer Temperatur von 0°C bei gleich bleibenden Achsenzahl pro Zug. Eine zusätzliche Erhöhung der Unterspannung von 0 auf 10 bzw. 20 N/mm² erhöht die Mittelspannung und somit den R-Wert und vermindert dadurch die Lebensdauer. Ein weiterer Abfall der Temperatur auf -20 °C bedeutet eine weitere Steigerung der Temperaturspannung auf $\sigma_T = 100$ N/mm² und damit auch eine Zunahme des R-Wertes (siehe **Abbildung 4-111**) bei nun gleich bleibenden Lastwechseln pro Lastkollektiv.

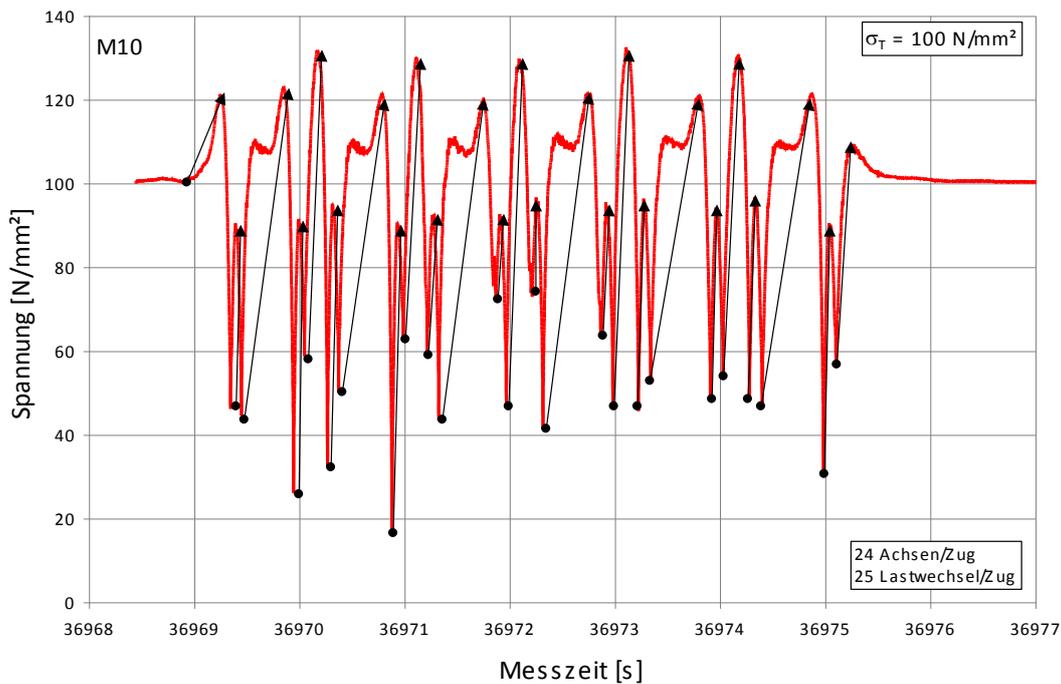


Abbildung 4-111: Aus gemessenen Längsdehnungen am Schienenkopf ermittelte Schienenspannungen an der Fahrfläche mit überlagerten Zugspannungen $\sigma_T = 100$ N/mm² bei einer Schienentemperatur von -20°C

Der Einfluss der Temperatur auf die Spannungserhöhung und weiters aus bruchmechanischer Bedeutung zeigt die **Abbildung 4-112**. Das Diagramm zeigt den Zusammenhang der SIF K_I - Werte in Abhängigkeit der Risstiefe für die Oberspannung $\sigma_{B1,0} = 50$ N/mm² und einer axialen residualen Spannung $\sigma_R = 150$ N/mm² (Lastkollektiv LK b2) mit einer Variation der axiale Temperaturspannungen σ_T (= -25, 0, 25, 50, 75 und 100 N/mm²), gerechnet nach der Theorie der "Linearen Schadensakkumulation" mit der Erdogan-Ratwani-Formel. Die Variation der Temperaturspannungen ergibt sich aus den Temperaturdifferenzen zwischen einer möglich auftretender Lufttemperatur (ZAMG 2011), die der Schienentemperatur T (= +30, +20, +10, 0, -10 und -20°C) entspricht, und der neutralen Schienentemperatur $T_N = 20$ °C.

Wie zu erwarten, sinkt mit abnehmender Temperatur die kritische Risstiefe a_{cr} bei einer Temperatur $T = T_N$ von 37,3 mm auf 17,7 mm bei einer Temperatur $T = -20$ °C. Bei einer Temperatur von 30°C kommt der Ermüdungsriss zufolge abnehmender Rollkontaktermüdung nach 3,4 mm zu stehen und es erfolgt kein weiteres Risswachstum in den Schienenkopf hinein.

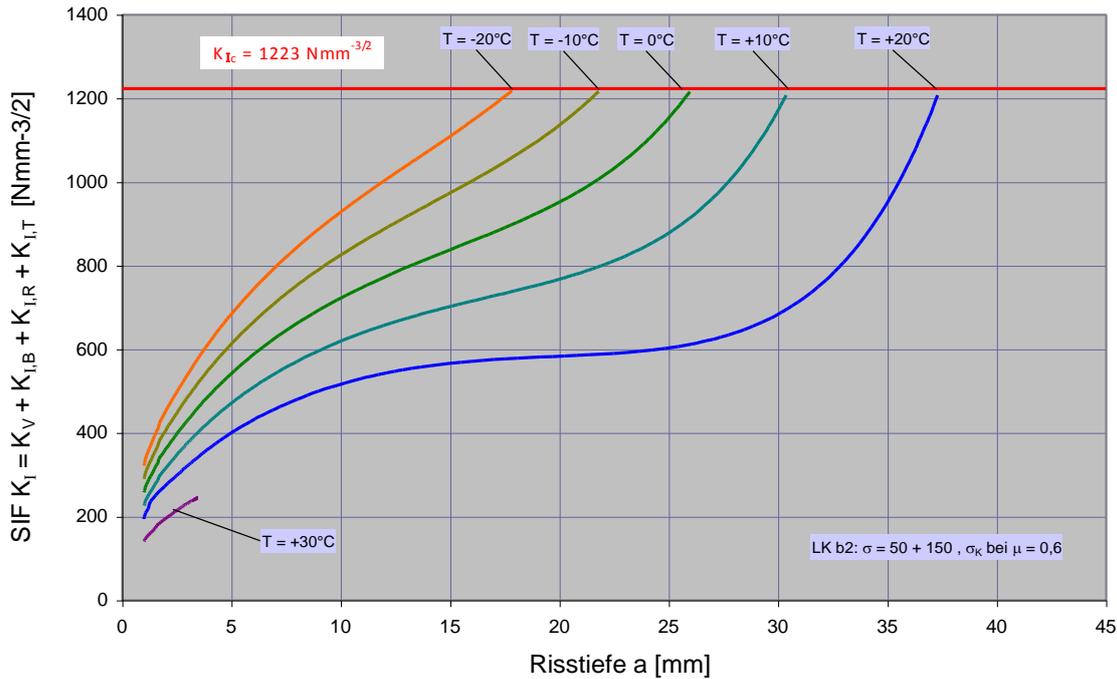


Abbildung 4-112: SIF K_I -Werte vs. Risstiefe a für einen halbkreisförmigen Oberflächenriss für die Oberspannung entsprechend dem Lastkollektiv LK b2 (einer Biegebeanspruchung mit der Oberspannung $\sigma_{B1,0} = 50 N/mm^2$, einem axialen Eigenspannungsverlauf $\sigma_R = 150 N/mm^2$ und Kontaktspannung σ_K bei $\mu = 0,6$) und den axialen thermischen Spannungen σ_T ($= -25, 0, 25, 50, 75$ und $100 N/mm^2$) entsprechend einer Schienentemperatur T ($= +30, +20, +10, 0, -10$ und $-20^\circ C$)

In der **Abbildung 4-113** ist die Risstiefe vs. der Anzahl der Lastkollektive LK b2 (für die zyklischen Biegebeanspruchung mit einer Oberspannung $\sigma_{B1,0} = 50 N/mm^2$, den axialen residualen Spannungsverlauf $\sigma_R = 150 N/mm^2$ nach (Clayton et al. 1992) und der Kontaktspannung σ_K bei $\mu = 0,6$) mit einer Variation der axiale Temperaturspannungen σ_T ($= -25, 0, 25, 50, 75$ und $100 N/mm^2$) dargestellt, gerechnet nach der Theorie der "Linearen Schadensakkumulation" mit der Erdogan-Ratwani-Formel. Die axialen Temperaturspannungen beeinflussen nicht nur die Größe der kritische Risstiefe negativ, sondern auch die Anzahl der Lastkollektive.

Die Berechnung der Lebensdauer in Form des Risswachstums pro Anzahl der Lastkollektive muss hier als theoretisch betrachtet werden, da sich die Temperatur über das Jahr laufend ändert und damit auch der Einfluss auf den SIF K_I . Das bedeutet, dass bei zunehmender Risstiefe und sich ändernder Temperatur auch der SIF K_I neu berechnet werden muss.

Wie zu erwarten ist, wird mit sinkender Temperatur die kritische Risstiefe kleiner. Das bedeutet, dass ein vorhandener Riss, der noch nicht kritisch ist, durch sinkende Temperatur kritisch werden kann.

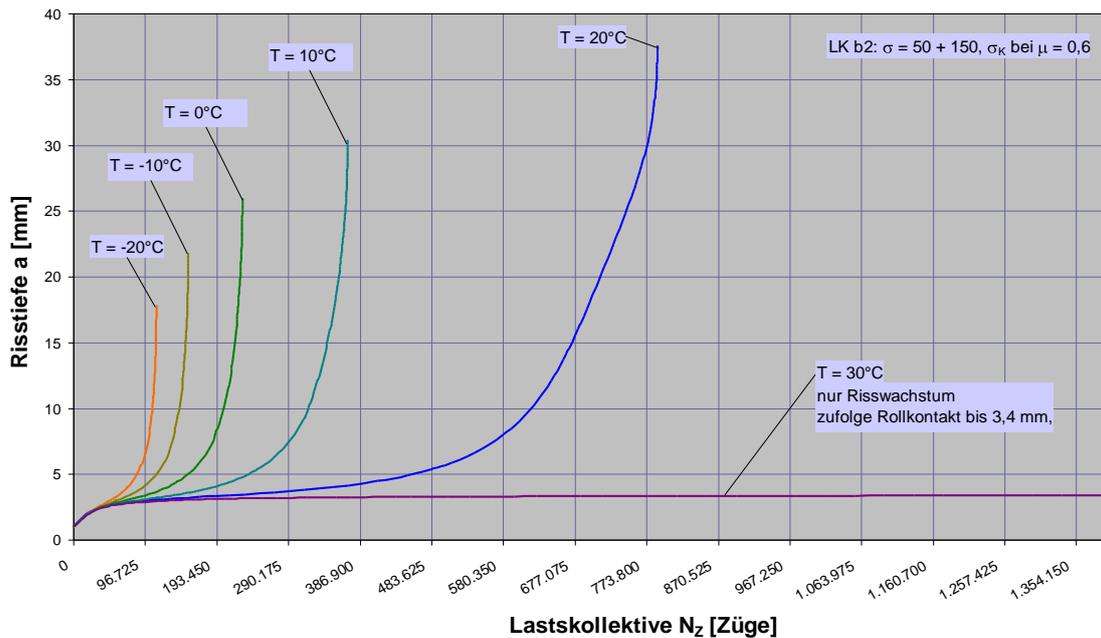


Abbildung 4-113: Risstiefe a vs. Lastkollektiv-Diagramm für einen halbkreisförmigen Oberflächenriss in Abhängigkeit der Risstiefe und Anzahl der Lastkollektive LK b2 (zyklische Biegespannung mit der Oberspannung $\sigma_{B,0} = 50 \text{ N/mm}^2$, einer axialen Eigenspannung $\sigma_R = 150 \text{ N/mm}^2$ und Kontaktspannung σ_K bei $\mu = 0,6$) und axialer Temperaturspannung σ_T ($= -25, 0, 25, 50, 75$ und 100 N/mm^2), entspricht einer Schienentemperatur T ($= +30, +20, +10, 0, -10$ und -20°C)

4.9.3 Eigenspannungen

Die Schienen werden im Allgemeinen lückenlos miteinander verschweißt. Dies geschieht meistens mittels des aluminothermischen Schweißvorganges. Nicht sorgfältig ausgeführte aluminothermische Schienenstöße können nicht nur Fehler und kleine Risse aufweisen (siehe Anhang D), die zu möglichem Risswachstum führen, sie können auch zusätzliche Eigenspannungen in den Schienen bewirken. Werden diese mit den Zug- bzw. Biegezugspannungen überlagert, ergibt sich ein schnelleres Risswachstum und damit ein früherer Schienenbruch. Die Schweißstöße sind deshalb nicht nur sorgfältig auszuführen, das heißt, dass Kerben und Risse bei der Herstellung zu vermeiden sind, aber auch dass die Schienen ausreichend vorgewärmt werden, um die Eigenspannungen zu verringern.

Je nach Örtlichkeit im Verlauf der Schiene ist für die residuale Spannung σ_R die residuale Spannung zufolge Walzen und anschließendem Richten σ_{RR} oder die residuale Spannung zufolge Schweißen σ_{RS} einzusetzen, denn durch den Schweißvorgang werden die residuale Spannungen durch Walzen und Richten teilweise umgewandelt und es stellt sich ein neuer Eigenspannungszustand ein. Wenn die Beanspruchung der Schiene im Bereich eines Schweißstoßes berechnet werden soll, so ist die residuale Spannung, die durch den Schweißprozess entstanden ist, zu berücksichtigen. Ca. 50% der bisher angesprochenen Schienenbrüche bzw. visuell gefundene Risse im Schienenkopf befanden sich etwa 15 cm beiderseits von einem Schweißstoß entfernt bzw. traten im Schweißstoß auf. Um einen wesentlichen Einfluss auf das Weiterwachsen von Oberflächenrissen zu vermeiden ist der Herstellungs- und Überwachungsprozess hinsichtlich der Erzeugung von Eigenspannungen zu überarbeiten.

Auch Orringer (Orringer et al. 1988) führt an, dass Eigenspannungen einen großen Einfluss auf das Ermüdungsrisswachstum haben. Eigenspannungen können die Lebensdauer um bis zu 70% verringern.

Die Eigenspannungen im Schienenkopf beeinflussen die maximalen Zugspannungen und damit die kritische Risstiefe. Da die Verteilung der Eigenspannungen in der Schiene sehr unterschiedlich sein kann, wird in dieser Arbeit, mit den in der Literatur angeführten Spannungsverteilungseinfluss (Clayton et al. 1992) gerechnet, um hier auf der sicheren Seite zu bleiben.

In der **Abbildung 4-114** sind die SIF K_I - Werte eines halbkreisförmigen Oberflächenrisses in Abhängigkeit der Risstiefe für die Oberspannung entsprechend der Lastkollektive LK b1-3 (zyklische Biegebeanspruchung mit einer Oberspannung $\sigma_{B1,0} = 50 \text{ N/mm}^2$, der Variation der axialen residualen Spannungen $\sigma_R = 100, 150$ und 200 N/mm^2 nach (Clayton et al. 1992) und der Kontaktspannung σ_K bei $\mu = 0,6$) dargestellt, gerechnet nach der Theorie der "Linearen Schadensakkumulation" mit der Erdogan-Ratwani-Formel.

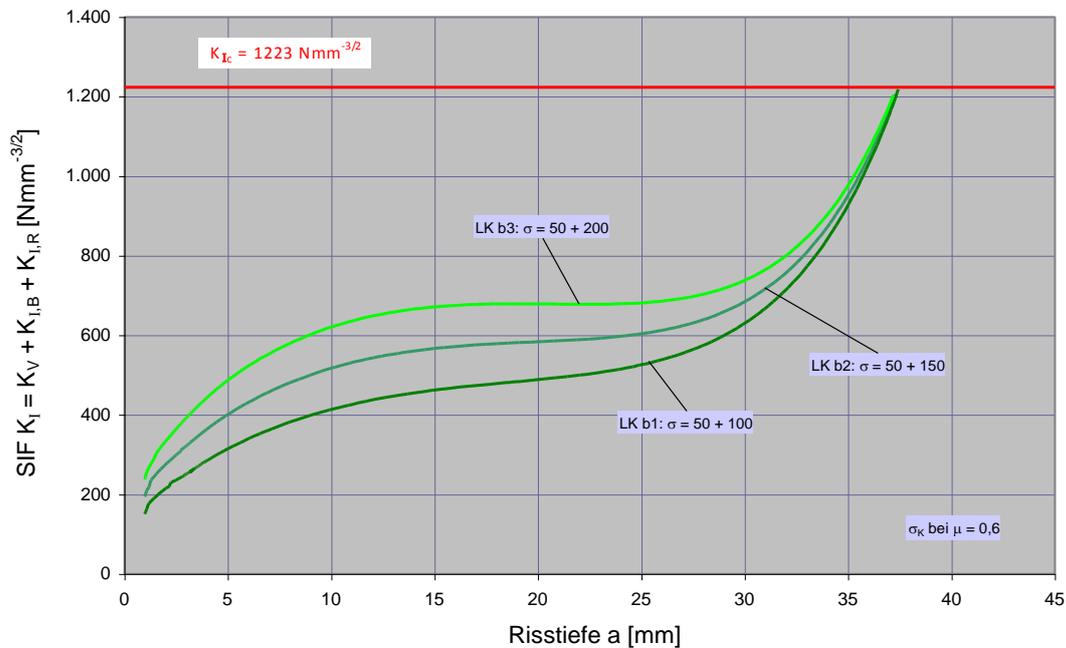


Abbildung 4-114: SIF K_I - Werte vs. Risstiefe a für einen halbkreisförmigen Oberflächenriss für die Oberspannung entsprechend dem Lastkollektiv LK b1-3 (einer Biegebeanspruchung mit der Oberspannung $\sigma_{B1,0} = 50 \text{ N/mm}^2$, axialen residualen Spannung $\sigma_R = 100, 150$ und 200 N/mm^2 und Kontaktspannung σ_K bei $\mu = 0,6$)

In der **Abbildung 4-115** ist das Risswachstums vs. Lastkollektive für einen halbkreisförmigen Oberflächenriss in Abhängigkeit der Lastkollektive LK b1-3 (der zyklischen Biegebeanspruchung mit einer Oberspannung $\sigma_{B1,0} = 50 \text{ N/mm}^2$, der Variation der axialen residualen Spannungen $\sigma_R = 50, 100, 150$ und 200 N/mm^2 nach (Jeong 2003b, 2003c) und der Kontaktspannung σ_K bei $\mu = 0,6$) dargestellt, gerechnet nach der Theorie der "Linearen Schadensakkumulation" mit der Erdogan-Ratwani-Formel. Zu erkennen ist, dass bei allen drei Kurven die kritische Risstiefe $a_{cr} = 38,1 \text{ mm}$ beträgt, was vom Verlauf des Einflusses der Eigenspannungen auf den SIF K_I abhängig ist (siehe **Abbildung 4-85**). Der Verlauf

und die Höhe der Eigenspannungen beeinflussen aber sehr wohl die Anzahl der Lastkollektive unterschiedlich.

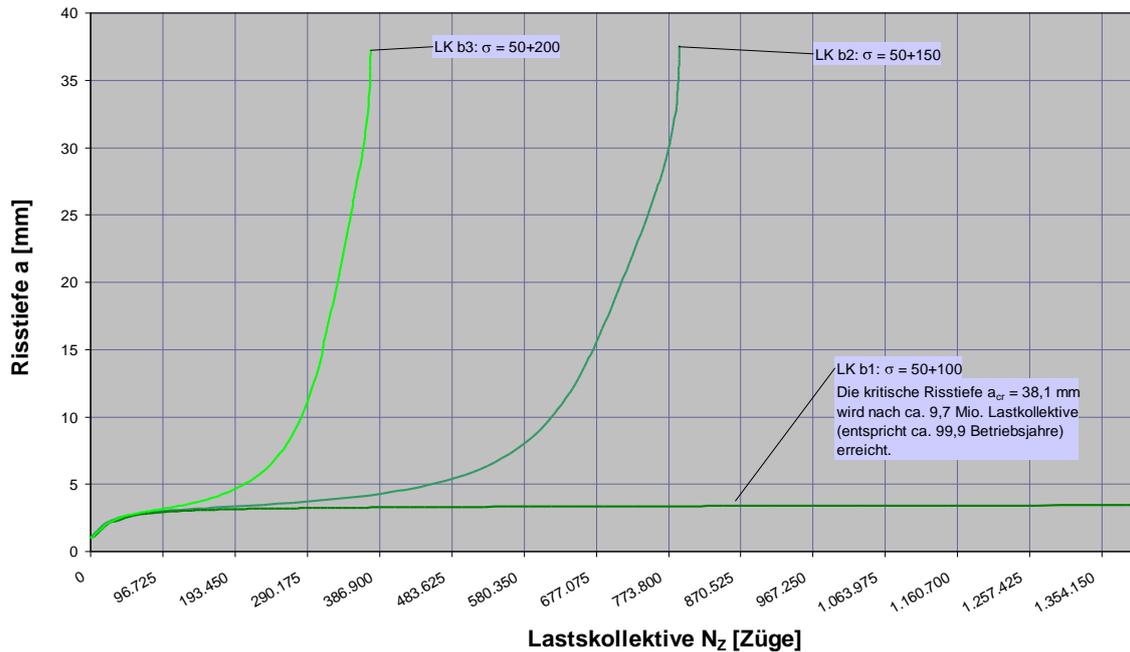


Abbildung 4-115: Risstiefe a vs. Lastkollektive-Diagramm für einen halbkreisförmigen Oberflächenriss in Abhängigkeit der Anzahl der Lastkollektive LK b1-3 (zyklische Biegespannung mit maximaler Oberspannung $\sigma_{B1,0} = 50$ N/mm², Eigenspannungsverlauf $\sigma_R = 100, 150, 200$ N/mm² und Kontaktspannung σ_K bei $m = 0,6$)

4.9.4 Periodische Überprüfung der Schienen auf Risse und innere Fehlern

Das Gleisnetz der Wiener Linien wird regelmäßig mit Hilfe eines Gleismesswagens befahren um den Verschleiß der Schienen und die Gleisgeometrie und Abweichungen von den Sollwerten zu messen. Die dazugehörige weiterentwickelte Software gibt den Zustand des Gleisnetzes automatisch wider. Die Inspektion der Schienen nach Fehlern im Inneren ist nur mit erhöhtem Aufwand möglich.

Für das Auffinden von Rissen in den Schienen stehen nach heutigem Stand der Technik verschiedene Methoden zur Verfügung:

- Visuelle Inspektion
- Magnetpulverprüfung
- Lichtschnittverfahren
- Ultraschalluntersuchung
- Wirbelstromprüfung

Je nach dem Grad der Schädigungen der Schienenoberfläche durch Risse können verschiedene Methoden für das Auffinden von Rissen und Fehlern verwendet werden:

- a) Bei der visuellen Inspektion der Oberfläche der Schiene können nur Oberflächenrisse entdeckt werden. Die Längen der Risse lassen allerdings keine Rückschlüsse auf die Tiefe und damit der Gefahr eines Schienenbruches zu. Diese Methode kann nur dazu eingesetzt werden, um gefährdete Schienenabschnitt festzustellen und mit anderen Untersuchungsmethoden zu prüfen. Dabei ist zu berücksichtigen, dass die visuelle Methode nur für Schäden, die von der Oberfläche ausgehen, verwendbar ist, denn Fehler in der Schiene können damit nicht entdeckt werden.
- b) Magnetpulverprüfungen sind so wie visuelle Inspektion sehr zeitaufwändig. Mit dieser Methode können auch nur Oberflächenfehler entdeckt werden. Da die Fehler mit dieser Methode besser sichtbar gemacht werden, ist hier eine höhere Zuverlässigkeit der Entdeckung gegeben.
- c) Lichtschnittverfahren können so wie die vorangegangenen Methoden auch nur Schienenoberflächenfehler entdecken, jedoch minimieren sie den menschlichen Faktor, einen Fehler auf Grund von schlechten Sichtbedingungen zu übersehen, da eine automatisierte Bildauswertung erfolgt.
- d) Ultraschallprüfungen werden bei Schienen zum Auffinden von Rissen mit Erfolg verwendet und stellen den Stand der Technik dar. Die Schienen der Wiener U-Bahn werden seit 2009 einmal pro Jahr mit Hilfe von Ultraschall auf innere Fehler und Risse überprüft.

4.9.5 Periodische Überprüfung des Schienenkopfes auf Oberflächenfehler

Rollkontakt-Ermüdungsrisse waren ein Auslöser für zahlreiche Schienenbrüche im Wiener U-Bahnnetz. Oberflächenrisse an den Schienen können durch die wechselnde Belastung weiterwachsen und zu Schienenbrüchen führen. Die senkrecht und schräg zur Schienenachse verlaufenden Risse am Fahrkopf und Risse an der Fahrkante (auch Headchecks genannt) treten im ganzen U-Bahnnetz in unterschiedlicher Form und Größe auf (siehe auch Kapitel 1).

Das Auffinden von Rollkontakt-Ermüdungsrisse an Schienen im innerstädtischen Schienen-nahverkehr ist derzeit nur durch genaue visuelle Begehung oder mittels Videoaufzeichnung möglich. Ob Anrisse schon in die Tiefe gewachsen sind, lässt sich mit dieser Methode nicht feststellen. Dies kann nur durch Ultraschalluntersuchungen festgestellt werden.

Um die Qualität der Schienenüberprüfung zu verbessern, wurde gemeinsam mit dem Austrian Institute of Technology (AIT) an einem gemeinsamen Forschungsprojekt, Oberflächenschäden und -fehler am Schienenkopf mit einem visuellen Messverfahren automatisch zu finden und zu bewerten, gearbeitet. Dadurch ist es jedoch nicht möglich, die Tiefe der Oberflächenrisse zu messen und dadurch die Gefährlichkeit eines Risses zu bewerten. Durch diese Überprüfungsmethode soll es in Zukunft auch möglich sein, die Entwicklung der Oberflächenrisse zu beobachten und geeignete Maßnahmen zu treffen, die Entstehung von Rissen zu vermeiden.

Die **Abbildung 4-116** zeigt die farbliche Klassifizierung der Schienenoberfläche, die mittels hochauflösender Zeilenkamera aufgenommen wurde und anschließend ausgewertet wurde. Die Muster an der Schienenoberfläche (Risse, Schleifriefen, Ausbrüche, etc.) wurden klassifiziert und verschiedenen Farben zugeordnet.

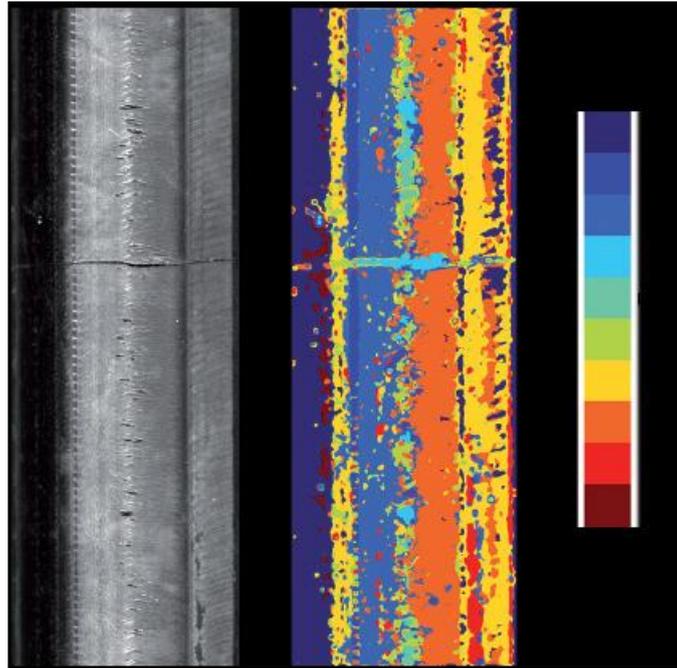


Abbildung 4-116: Farbliche Klassifizierung einer Schienenoberfläche, links Foto der Schienenoberfläche, rechts Farbcodierung der Oberfläche (Fischmeister et al. 2011)

4.9.6 Systematische Dokumentation der Schienenbrüche

Schienenbrüche stellen ein hohes Risiko für den Betrieb eines innerstädtischen Verkehrsunternehmens dar. Gebrochene Schienen können nicht nur ein Grund für Entgleisungen sein, sie verursachen auf jeden Fall Betriebsunterbrechungen zur sofortigen Behebung des Fehlers. Die vorläufige Absicherung erfolgt durch eine Verlaschung der gebrochenen Schienenenden, oder wenn dies nicht möglich ist, muss ein Passstück eingesetzt werden, um wieder einen sicheren Betrieb zu ermöglichen. Daher muss getrachtet werden, dass die Ursachen für die Schienenbrüche gefunden werden. Dies kann nur geschehen, wenn die Schienenbrüche in einer Datenbank dokumentiert und mit Fotos hinterlegt werden. Die Datenbank hat mindestens zu umfassen: Linie, Gleis, Strang, Ort (km), Schienenform, Schienengüte, Schwellenart, Oberbauform, Gleisgeometrie, Einbaujahr, Walzjahr, Art der Schweißung, Datum der Auffindung und Foto der Bruchfläche.

4.9.7 Einflüsse auf die Lebensdauer einer Schiene bei Risswachstum

Die **Abbildung 4-117** zeigt den Einfluss verschiedener Faktoren auf die Lebensdauer (in Megatonnen) einer Schiene bei Risswachstum. Einer der größten Einflussfaktoren stellt die Temperaturschwankung (temperature differential) in der Schiene dar. Ausgehend von einer Basislebensdauer von 52 Megatonnen kann die Lebensdauer auf 15 Megatonnen verkürzt werden bzw. ohne Temperatureinfluss kann die Lebensdauer auf 155 Megatonnen erhöht werden. Weiters beeinflussen die Achslasten (axle load), der Berührungskontakt (center of contact), der Steifigkeitsmodul des Gleises (track modulus) und die Eigenspannung (residual stress) die Lebensdauer der Schiene. Die Eigenspannung hat so wie die Temperatur einen wesentlich negativen Einfluss auf das Risswachstum. Auch der Typ des

Gleisabschnittes (rail section), der Bogenradius (curvature), die Fahrzeugdynamik (vehicle dynamics) und der Ort des Ausgangsrisses (flaw center location) beeinflussen die Lebensdauer der Schienen bei Risswachstum negativ.

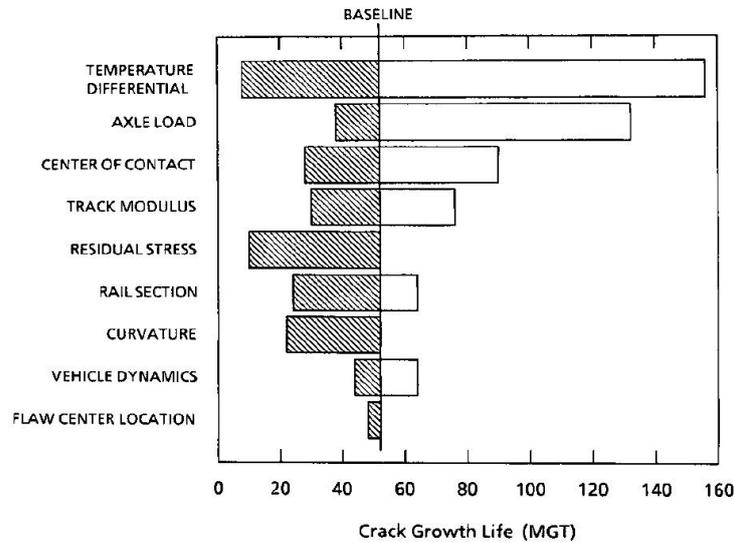


Abbildung 4-117: Einfluss verschiedener Faktoren auf das Risswachstum (Orringer 1988)

4.9.8 Zulässige Risstiefe und Inspektionsintervall

Die Festlegung von Inspektionsintervallen ist ausschließlich mittels bruchmechanischer Methoden möglich, die ausgehend von einem detektierbaren Fehler die Restlebensdauer bestimmen. Die Größe eines detektierbaren Fehlers und damit das Inspektionsintervall hängen entscheidend vom Verfahren der zerstörungsfreien Prüfung ab. Ausgehend von einer sicher nachweisbaren Fehlergröße wird die Restlebensdauer bis zum Versagen des Bauteils bestimmt (siehe **Abbildung 4-118**).

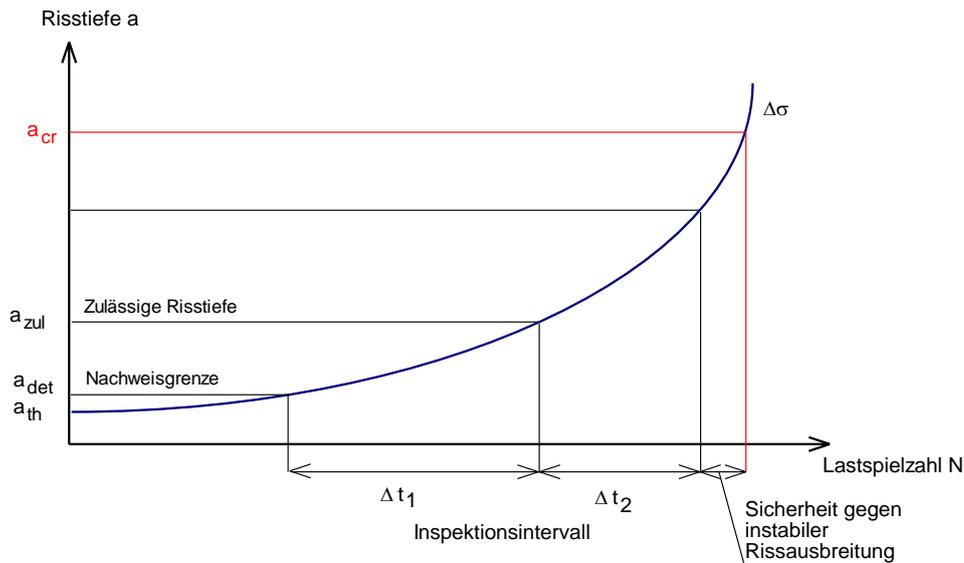


Abbildung 4-118: Bestimmung des Inspektionsintervalls anhand einer Risslängen-Lastspielzahl-Kurve nach (Richard et al. 2009), a_{cr} ... kritische Risstiefe, a_{insp} ... zulässige Risstiefe im Zuge einer Inspektion, a_{det} ... kleinste detektierbare Risstiefe, a_{th} ... Anrrisstiefe

Die Restlebensdauer, reduziert um einen Sicherheitsabstand zur instabilen Rissausbreitung, stellt den Inspektionszeitraum dar. In diesem Inspektionszeitraum können dann Inspektionsintervalle definiert werden, wobei die Intervalle äquidistant $\Delta t_1 = \Delta t_2$ oder variabel $\Delta t_1 \neq \Delta t_2$ gewählt werden können. In jedem Fall ist jedoch zu gewährleisten, dass selbst wenn ein Fehler übersehen wird, dieser bei einer nächsten Inspektion sicher entdeckt wird. Dabei dürfen nicht die kleinsten Fehler, sondern es darf nicht der größte Fehler während der Inspektion übersehen werden (Richard et al. 2009).

Da das Alter der Schienen im Gleisnetz der Wiener U-Bahn sehr unterschiedlich ist und vorausgesetzt werden muss, dass Risse unterschiedlicher Größe in den Schienen immer vorhanden sind, muss eine regelmäßige Inspektion mit möglichst gleichen Intervallen gewählt werden.

Das heißt, dass erstens der Grenzwert für eine im Zuge einer Inspektion gefundenen Risstiefe $a < a_{zul} < a_{cr}$ und zweitens das Inspektionsintervall festgelegt werden muss. Allerdings hängen die zulässige Risstiefe und das Inspektionsintervall voneinander ab. Wenn die zulässige Risstiefe a_{zul} zu groß ist, kann es passieren, dass ein Riss im ersten Inspektionsintervall noch innerhalb der zulässigen Risstiefe liegt, aber bis zur nächsten Inspektion die kritische Risstiefe a_{cr} erreichen würde. Dieser Prozess lässt sich nur iterativ lösen. Zuerst soll die kritische Risstiefe bestimmt werden und weiters überprüft werden, ob das Inspektionsintervall ausreichend ist.

Die kritische Risstiefe ist abhängig von der maximalen während des Betriebes auftretenden Oberspannung $\sigma_{o,max}$. Sie ergibt sich aus einer Kombination der maximalen Biegespannung $\sigma_{B,max}$, der maximalen axialen residualen Spannung $\sigma_{R,max}$ und der maximalen axialen Temperaturspannung $\sigma_{T,max}$. Da die kritische Risstiefe mit zunehmender Oberspannung kleiner wird, obwohl die Betriebsbelastung gleich bleibt, ändert sich laufend die kritische Risstiefe. Das bedeutet, dass die kritische Risstiefe in der Winterperiode nicht nur kleiner als in der Sommerperiode ist sondern sich mit schwankender Temperatur laufend ändert. Dies muss - abweichend von der klassischen Bruchmechanik - berechnet und berücksichtigt werden. Nach jeder Saison muss die kritische Risstiefe (und damit die zulässige Risstiefe) neu berechnet werden.

Weiters ändert sich der K_{Ic} - Wert in Abhängigkeit von der Temperatur. Im Rahmen dieser Dissertation wurde in einer ersten Näherung $K_{Ic} \approx K_{Ic-Sommer} = K_{Ic-Winter}$ gesetzt. Dies sollte für neue Schienenwerkstoffe überprüft werden.

Um die bei Inspektionen (Ultraschalluntersuchungen) maximal zulässige gemessene Risstiefe (-größe) a_{zul} definieren zu können, muss die kleinste mögliche kritische Risstiefe aus dem Lastkollektiv ermittelt werden. Da es nicht möglich ist, die kritische Risstiefe für jedes Lastkollektiv im Voraus zu berechnen, werden drei Modellszenarien betrachtet um die kritische Risstiefe zu berechnen. Bei allen Szenarien wird das Lastkollektiv LK b2 (zyklische Biegebeanspruchung mit einer Oberspannung $\sigma_{B1} = 50 \text{ N/mm}^2$, axiale residuale Spannungen $\sigma_R = 150 \text{ N/mm}^2$ und der Kontaktspannung σ_K bei $\mu = 0,6$) angenommen:

- a) **„Reiner Winterbetrieb“**: Es wird angenommen, dass konstant tiefe Temperaturen herrschen und die Eigenspannungen über den Schienenquerschnitt gleichmäßig verteilt sind. Dies führt zwar zu einem sehr konservativen Ergebnis, aber im Hinblick auf die Sicherheit muss dieser Weg beschritten werden. Das heißt, es treten maximale Temperaturspannungen $\sigma_{T,max} = 75 \text{ N/mm}^2$ ($T = -10^\circ\text{C}$), auf. Statt der tiefsten mit der für die Verspannungstemperatur tiefsten gerechneten Temperatur von -30°C , wird hier mit einer durchschnittlich minimalen Temperatur von -10°C gerechneten, die in den letzten Jahren in Wien aufgetreten sind (Zamg 2011). *Wenn der Extremwert der Temperaturbeanspruchung dem bruchmechanischen Haltbarkeitsnachweisen zu Grunde gelegt wird, wird ein großer Anteil rissgeschädigter Eisenbahnschienen in unrealistischer Art und Weise „kaputt“ gerechnet* (siehe auch Schnitzer et al. 2004). In diesem Fall wird die kritische Risstiefe bei $a_{cr,W} = 22,2 \text{ mm}$ erreicht (siehe **Abbildung 4-119**).
- b) **„Reiner Sommerbetrieb“**: Es wird angenommen, dass konstant hohe Schienentemperaturen ($+ 30^\circ\text{C}$) herrschen, die Temperaturspannungen $\sigma_T = -25 \text{ N/mm}^2$ (Druckspannungen!) gleichmäßig verteilt sind. In diesem Szenario wird keine kritische Risstiefe $a_{cr,T}$ erreicht.
- c) **"Tunnelbetrieb"**: Die Temperaturen haben keinen Einfluss, die Temperatur ist über das ganze Jahr konstant und ist gleich der Verspannungstemperatur $T = T_N$ der Schienen, die Temperaturspannungen $\sigma_T = 0 \text{ N/mm}^2$ und die Eigenspannungen sind über den Schienenquerschnitt gleichmäßig verteilt. Erwähnt werden muss, dass bei den Tunnelportalen und Belüftungsschächten die Lufttemperatur sehr wohl einen Einfluss auf die Schienentemperatur haben kann. In diesen Bereichen ist dann mit "reinem Winterbetrieb" zu rechnen. Die kritische Risstiefe beträgt $a_{cr,S} = 37,6 \text{ mm}$.

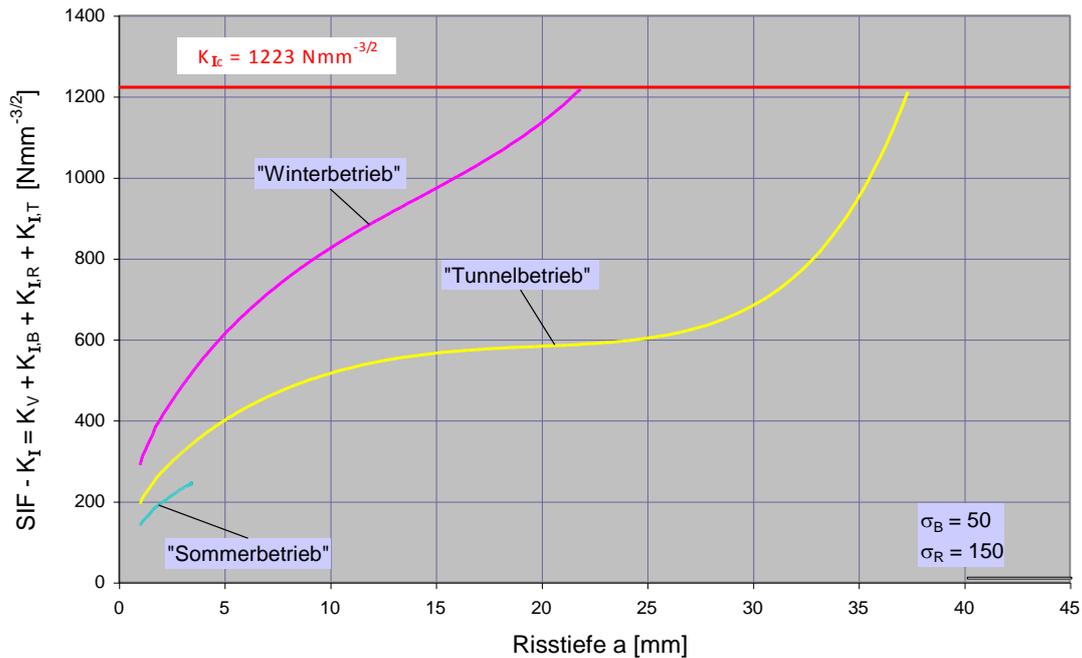


Abbildung 4-119: SIF K_I - Werte vs. Risstiefe a für einen halbkreisförmigen Oberflächenriss für die Oberspannung entsprechend dem Lastkollektiv LK b2 (Biegebeanspruchung mit der Oberspannung $\sigma_{B1,0} = 50 \text{ N/mm}^2$, axialen residualen Spannung $\sigma_R = 150 \text{ N/mm}^2$ und Kontaktspannung σ_K bei $\mu = 0,6$) bei a) "reinen Winterbetrieb" ($\sigma_{T,max} = 50 \text{ N/mm}^2$, $T = -10^\circ\text{C}$), b) "reinen Tunnelbetrieb" ($\sigma_{T,max} = 0 \text{ N/mm}^2$ ($T = T_N$)), c) "reinen Sommerbetrieb" ($\sigma_{T,max} = -25 \text{ N/mm}^2$, $T = 30^\circ\text{C}$)

Das bedeutet, dass für die Winter- und Sommerperiode sowie in Tunnelabschnitten ohne Sommer-Winter - bedingten Temperatureinfluss unterschiedliche kritische Risstiefen relevant sind. Um nach einer Ultraschallmessung noch genügend Zeit (Sicherheit gegen instabilem Risswachstum, siehe **Abbildung 4-118**) zu haben, sind geeignete Maßnahmen zu treffen. Es darf die gemessene Risstiefe a_{insp} in keinem Fall die zulässige Risstiefe $a_{zul} = a_{cr} / S$ erreicht werden. Der Sicherheitswert S soll 1,75 und 2,00 betragen (Richard et al. 2009).

Unter der Voraussetzung eines „reinen Winterbetriebes“ beträgt bei einem Sicherheitsfaktor von $S = 2,00$ die zulässige Risstiefe a_{zul} bei einer Inspektion im Winter bzw. vor der Winterperiode und fallenden Temperaturen, die bei einer Ultraschalluntersuchung gefunden werden darf $a_{insp} \leq a_{zul} < a_{cr}$:

$$a_{insp,W} \leq a_{zul;W} = \frac{\min(\text{Winter}) a_{cr}}{S} = \frac{22,0}{2,00} = 11,0 \text{ [mm]} \quad (4-74)$$

Für Inspektionen in Tunnelbereichen beträgt die maximal gemessene Risstiefe $a_{insp} < a_{zul}$:

$$a_{insp,T} \leq a_{zul;T} = \frac{\min(\text{Tunnel}) a_{cr}}{S} = \frac{37,6}{2,00} = 18,8 \text{ [mm]} \quad (4-75)$$

Da unter den getroffenen Annahmen, im Sommerbetrieb ab einer Risstiefe von $a = 3,4 \text{ mm}$ kein weiteres Risswachstum auftritt, wird die zulässige Risstiefe für den Tunnelbetrieb und auch für den Sommerbetrieb angewendet.

Es erhebt sich nun die Frage, welches Inspektionsintervall gewählt werden muss? Bei einer jährlichen Ultraschalluntersuchung der Schienen, wie es bei der Vollbahn und einigen Nahverkehrsbahnen (siehe Anhang G) schon praktiziert wird, wäre nun zu untersuchen, ob ein Riss die kritische Risstiefe innerhalb der Inspektionsintervalle erreichen würde. Dazu wird angenommen, dass ein Riss $a < a_{zul} = 11 \text{ mm}$ im Zuge einer Ultraschalluntersuchung identifiziert wurde und er deshalb bis zur nächsten Untersuchung nicht die kritische Risstiefe erreichen darf. Dazu wird für all jene Lastkollektive LK a - c untersucht, ob die Restlebensdauer N_R von der zulässigen Risstiefe $a_{zul} = 11 \text{ mm}$ bis zur kritischen Risstiefe a_{cr} größer ist als die Anzahl der Lastkollektive N_Z (Züge) bis zur nächsten Untersuchung. Dabei wird angenommen, dass während einem Betriebsmonat (entspricht ca. 8.060 Züge/Monat) die Lufttemperatur $T = 10^\circ\text{C}$, ein Monat $T = 0^\circ\text{C}$ und ein Monat $T = 10^\circ\text{C}$ beträgt und dadurch axiale Temperaturspannungen $\sigma_T = 25 - 50 \text{ N/mm}^2$ verursacht. In der **Abbildung 4-120** ist das Ergebnis dieser Berechnung dargestellt. Die Restlebensdauer N_R für die Lastkollektive LK c3, c2 und b2 ist kleiner als das vorgesehene Inspektionsintervall, die Risse erreichen in dieser Zeit die kritische Rissgröße. Für diese Lastkollektive dürfte das Inspektionsintervall höchstens zwischen ein und zwei Monate betragen. Dazu muss aber angemerkt werden, dass diese Lastkollektive die Überlagerung der Extremwerte sowohl aus der Biegebeanspruchung als auch der Eigenspannungen beinhalten.

Für alle anderen Lastkollektive (LK a1-3, LK b1-2 und LK c1) kann das einjährige Inspektionsintervall als ausreichend betrachtet werden.

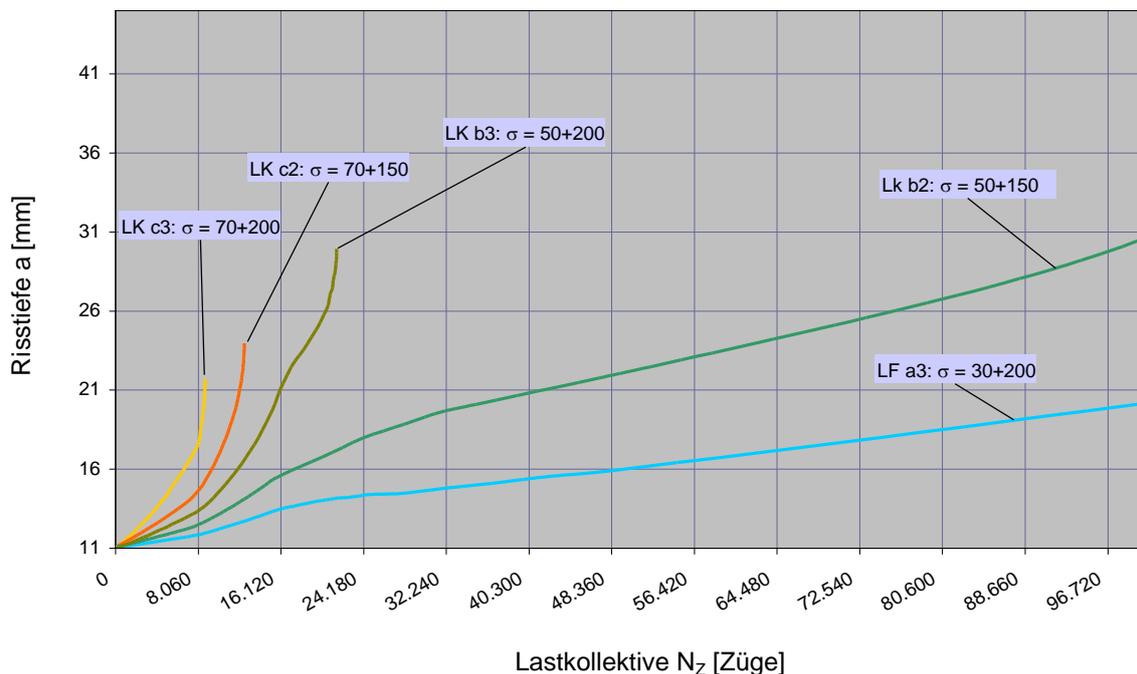


Abbildung 4-120: Risstiefe a vs. Lastkollektiv-Diagramm für eine Riss mit der Tiefe $a = 11 \text{ mm}$ in Abhängigkeit der Anzahl der Lastkollektive LK a - c (zyklische Biegespannung mit maximaler Oberspannung $\sigma_{B,max} = 30, 50$ und 70 N/mm^2 , Eigenspannungsverlauf $\sigma_R = 150, 200 \text{ N/mm}^2$ und Kontaktspannung σ_K bei $m = 0,6$) und axialer Temperaturspannung $\sigma_T = 25, 50$ und 25 N/mm^2 , pro Monat entspricht ca. 8.060 Züge) für einen offenen Abschnitt

Weiters soll noch das Inspektionsintervall für den Tunnelbetrieb untersucht werden. Dabei wird, wie oben betrachtet, nach welcher Gesamtanzahl ΣN_z für die Lastkollektive LK c3 - b2 die kritische Riss-tiefe erreicht wird. In der **Abbildung 4-121** ist der Vergleich des Risswachstums eines Risses mit der Tiefe $a = 11$ mm in Abhängigkeit der Anzahl N_z der Lastkollektive LK c3 - b2 dargestellt. Auch für die Lastkollektive LK c3, c2 und b3 ist das einjährige Inspektionsintervall nicht ausreichend. Bei allen an-deren Lastkollektiven wird die kritische Risstiefe nach frühestens einem Jahr erreicht.

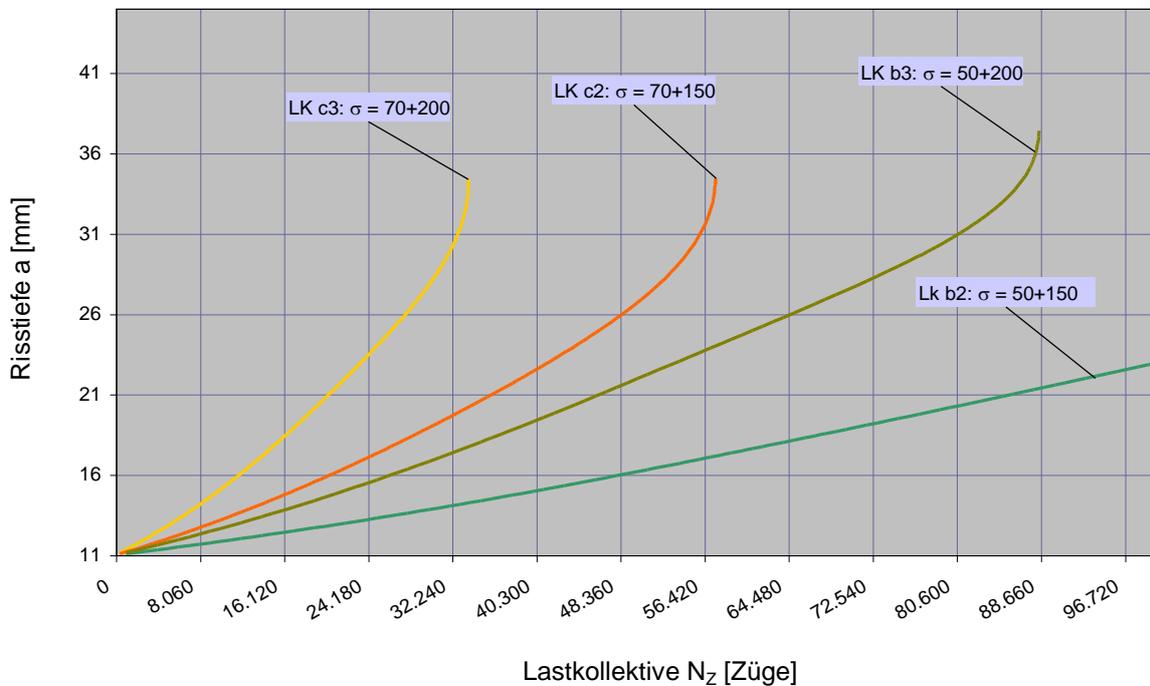


Abbildung 4-121: Risstiefe a vs. Lastkollektiv-Diagramm für einen Riss mit der Tiefe $a = 11$ mm in Abhängigkeit der Anzahl der Lastkollektive LK b - c (zyklische Biegespannung mit maximaler Ober-spannung $\sigma_{B,max} = 50$ und 70 N/mm², Eigenspannungsverlauf $\sigma_R = 150, 200$ N/mm² und Kontaktspan-nung σ_K bei $m = 0,6$) ohne axialer Temperaturspannung $\sigma_T = 0$ N/mm²) für einen Tunnelabschnitt

Diese Berechnungen wurden nur für Risse ab 1 mm Tiefe, die durch Rollkontaktermüdung auf der Fahrfläche der Schienen entstanden sind, durchgeführt. Die Berechnungen, die mit bestimmten An-nahmen durchgeführt worden sind, zeigten doch auf, dass die Überwachung der Schienen der Wiener U-Bahn hinsichtlich Risse in den Schienen unbedingt notwendig ist.

Die Schienen der Wiener U-Bahn müssen regelmäßig mindestens einmal im Jahr mittels Ult-raschall auf Risse überprüft werden. Zwar wurde aufgezeigt, dass unter bestimmten Annahmen das einjährige Untersuchungsintervall nicht ausreichend sein könnte, aber es konnte auch gezeigt werden, dass viele Risse rechtzeitig entdeckt werden könnten. Die Ergebnisse aller Prüfung sind zu dokumen-tieren, um auch in Zukunft Risse in der Schiene besser bewerten zu können.

5. ERGEBNIS UND DISKUSSION

Um die Ergebnisse dieser Dissertation aufzuzeigen, werden die wesentlichen Punkte noch einmal dargestellt und offene Fragen für weitere Untersuchungen gestellt.

Wie in den vorangegangenen Kapiteln aufgezeigt, können mehrere Ursachen Risse an der Schienenoberfläche induzieren und mehrere Einflussfaktoren diese Risse zum Weiterwachsen anregen. Oberflächenschäden auf der Fahrfläche der Schienen können Anrisse verursachen, die sich durch die wechselnde Belastung der Räder in die Schienen fortpflanzen können. Risse werden auch in Zukunft in den Schienen entstehen und sich nur schwer vermeiden lassen. Vermieden muss allerdings werden, dass sie sich in den Schienen unkontrolliert ausbreiten und Schienenbrüche entstehen und damit ein Sicherheitsrisiko darstellen. Durch die wechselnden Belastungen entstehen an den Risspitzen bzw. -flanken Spannungsspitzen, die den Riss vorantreiben lassen.

5.1 Schienenschäden, Verschleiß, Ermüdung und Reibung

Die Beanspruchung der Gleise durch den Rollkontakt der Fahrzeugräder induziert eine Vielzahl von Schädigungen an und in den Schienen. Verschleiß, Plastifizierung, Schädigung durch Rollkontaktermüdung mit Materialzerrüttung und Ausbrüchen sowie Ermüdungsrissausbreitung treten nie alleine auf, immer führt eine Kombination dieser Schädigungen zu einer Verringerung der Lebensdauer. Die richtige technische Überwachung der Gleise mit dem Einsatz modernster Geräte soll einen sicheren Betrieb gewährleisten und eine effiziente Instandhaltung und optimale Lebenszykluskosten der Straßen- und U-Bahngleise ermöglichen.

Die Schienenentwicklung stand in den letzten Jahrzehnten im Zeichen der Qualitätsverbesserung, d. h. Vermeidung von Fehlern in der Stahlherstellung, beim Walzvorgang und der Wärmebehandlung zur Erhöhung der Festigkeit (Härte) und damit zur Reduktion des Schienenverschleißes. Durch Verbesserung der Qualitätskontrolle während und nach der Herstellung konnten Fehler in und an der Schiene vermieden werden, die früher im laufenden Betrieb zu Ermüdungsschäden führten. Der Schienenverschleiß konnte durch höhere Stahlgüten gesteigert und durch weitere Nachbehandlung der Schienen nach dem Walzen verbessert werden (R350HT). Die Entwicklung von kopfgehärteten Schienen ist längst bekannt und die Vorteile werden bei den Bahnen erfolgreich eingesetzt. Auch die Wiener Linien profitierten von diesem Trend. Gerade im innerstädtischen U-Bahnnetz mit den engen Radien kam es zu hohem seitlichen Verschleiß an den Außenschienen, was dem oftmaligem Tausch der Schienen erforderte, und damit zu kurzen Lebenszyklen und hohen Lebenszykluskosten führte. Durch den Einsatz von kopfgehärteten Schienen konnte die Lebensdauer wesentlich erhöht werden. Durch die Qualitätsverbesserung bei der Schienenherstellung konnte auch eine Verbesserung der Risszähigkeit erreicht werden, wobei noch versucht werden sollte, die Minimalanforderung nach oben zu verbessern, um eine große Streubreite zu vermeiden.

Durch den Einsatz von ortsfesten Schmieranlagen konnte der Verschleiß sogar noch weiter reduziert werden. Der positive Effekt der Schienenschmierung brachte weitere Vorteile durch Vermei-

dung des Kurvenquietschens der Räder und Schienen, was durch das Anlaufen des Spurkranzes an die Schienenflanken hervorgerufen wird.

Die Schadensmechanismen des Materialermüdens in der Form von Rissentstehung, Risswachstum, Oberflächenausbrüche bis zum Schienendurchbruch konnten in den Bereichen mit ausreichender Schienenschmierung nicht gefunden werden. Es liegt hier die Vermutung nahe und es würde den Umfang dieser Arbeit erheblich vergrößern, dass eine ausreichende Schienenschmierung die Oberflächenzerrüttung hintanhält. Der tribologische Mechanismus zwischen zwei aneinander reibender und schlupfender Körper wird und kann durch Schmiermittel positiv beeinflusst werden. Die Argumentation, dass ein "ausreichender" Verschleiß (= "magic wear rate") die Entstehung von Oberflächenrissen verhindert, kann als gegeben angesehen werden, stellt aber noch nicht die technisch beste Lösung für das Rad-Schiene-System dar, da dadurch nicht verhindert werden kann, dass sich ein Riss schnell in die Tiefe ausbreitet und nicht durch reguläres Schleifen entfernt werden kann. Bei der bis heute positive Entwicklung der Schienenherstellung sollte nicht übersehen lassen, dass eine weitere Entwicklung notwendig ist. Das Abschleifen der Schienen, um die Head Checks zu entfernen und um damit die Gefahr von Risswachstum und Schienenbrüchen zu entgehen, sollte nur eine vorübergehende Instandhaltungsmaßnahme darstellen. Die Technik sollte eine erfolgreiche Evolution des Rad-Schiene-Systems ermöglichen.

Die verbesserte Gesamtbeurteilung des Schädigungsverhaltens der Schienenoberfläche bzw. des Bereiches im Schienenkopf unterhalb der Oberfläche sollte das Ziel von weiteren Untersuchungen sein. Die Schienenhersteller versuchten in den vergangenen Jahren den Verschleiß durch gezielte Qualitätssteigerungen des Stahlgefüges zu senken und dadurch die Lebensdauer zu erhöhen. Die höhere Nutzungsdauer lässt sich aber nur dadurch auch gewährleisten, wenn die Materialschädigung durch den Rollkontakt reduziert wird. Zwischen abrasiven Verschleiß auf der Schienenfahrfläche und der Entstehung von Rissen im Zuge der Rollkontaktermüdung sollte sich ein Gleichgewicht einstellen, das als „magic wear rate“ (Magel et al. o.J.) bezeichnet wurde und damit die Entstehung von gefährlichen Anrissen durch Verschleiß verhindert. Diese „magic wear rate“ ("MWR") soll das optimale Verhältnis zwischen Verschleiß und Materialschädigung und gleichzeitig die optimale Nutzungsdauer darstellen.

Durch die unterschiedlichen Radprofile, die unterschiedlichen Drehgestelltypen (U11, U2, V) und der häufigen Überrollungen treten an einem Schienenquerschnitt eine Unzahl von Kontaktflächen auf, die unterschiedliche Schädigungen auf der Schiene verursachen können. So treten am gleichen Schienenquerschnitt Verschleiß, Materialermüdung und Plastifizierung gleichzeitig (siehe *Abbildung 5-1*, Foto a)), aber in verschiedenen Bereichen (**Ia**, **Ib**, **II**, **III**, **IV**) des Schienenquerschnittes (Marte 2011) auf. Im Bereich **Ia** tritt geringer Verschleiß und Rissbildung auf, im Bereich **Ib** geringer Verschleiß, Rissbildung und Ausbrüche, im Bereich **II** nur geringer Verschleiß, im Bereich **III** Head Checks und Verschleiß und im Bereich **IV** Verschleiß und Plastifizierung. Das Foto b) in der *Abbildung 5-1* zeigt die Rollkontaktverhältnisse der Räder von drei verschiedenen Drehgestelltypen U11 (mit gelenkte Achsen alter Bauart), V (mit gelenkten Achsen neuer Bauart) und U2 (starre Achsen) auf der Schiene mit den Tangentialspannungsverteilungen.

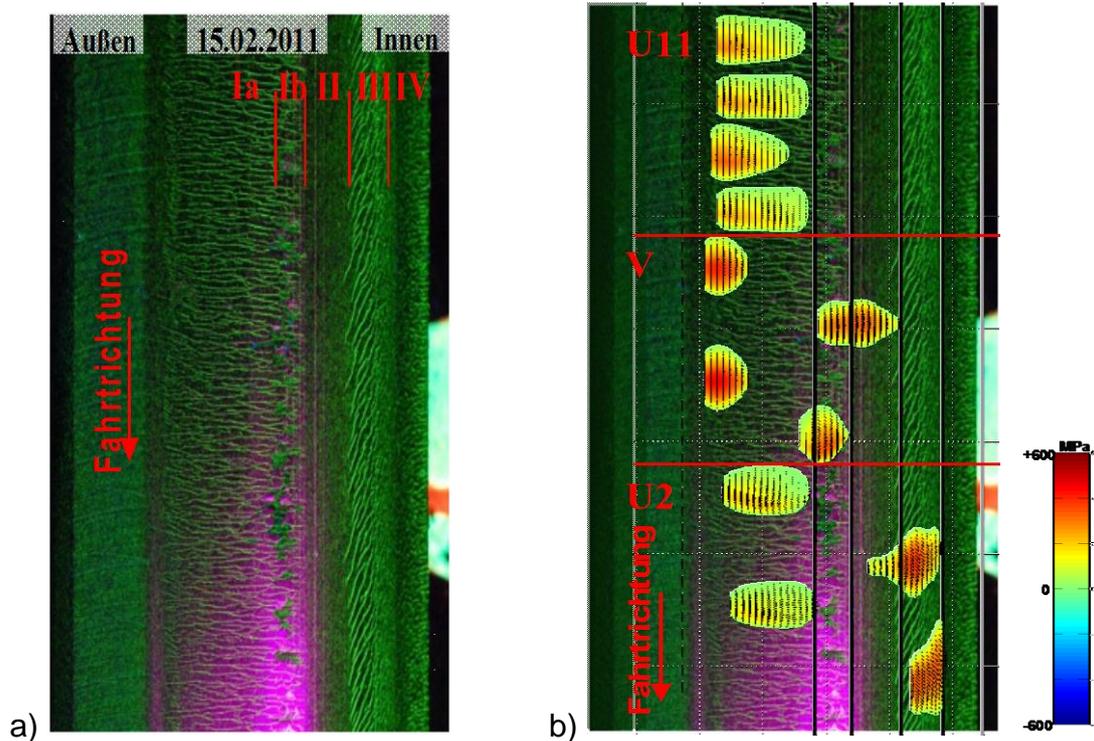


Abbildung 5-1: Magnetpulverprüfbild der Oberfläche einer Außenschiene (301 m Radius), a) Bereiche mit unterschiedlicher Schädigung (Ia Rissbildung, Ib Rissbildung mit Ausbrüche, II ohne Risse, III Head Checks, IV Verschleiß), b) Rollkontaktverhältnisse mit Tangentialspannungsverteilung der Räder von drei verschiedenen Drehgestelltypen (U11 ... gelenkte Achsen alter Bauart, V ... gelenkte Achsen neuer Bauart, U2 ... starre Achsen), (nach Marte 2011)

Die Reibung, der Verschleiß, die Materialzerrüttung und Ermüdungsrisssausbreitung sind die wichtigsten Parameter für das Systemverhalten Rad und Schiene. Die Reibung ist ein Maß für den Widerstand, der zu überwinden ist, um zwei Oberflächen gegeneinander zu verschieben. Quantitativ wird sie durch die Reibungszahl μ beschrieben. Sie hängt wesentlich von der Oberfläche der beiden Körper und deren Wechselwirkung ab. Generell führt eine niedrige Reibungszahl zu weniger Verschleiß. Die Anforderung im Bahnsystem ist allerdings eine hohe Reibungszahl, um speziell die Bremskräfte übertragen zu können.

Den Einfluss der Belastung auf das Schädigungsverhalten zeigt das Shakedown-Diagramm (siehe **Abbildung 4-32** in Kapitel 4 und **Abbildung 5-2**). In der **Abbildung 5-2** ist klar zu erkennen, dass bei hohen Kraftschlussbeiwerten $\mu = F_T/F_N$ zwischen 0,4 und 0,6 und dem Belastungsverhältnis (load faktor p_0/k , maximale Hertz'sche Kontaktspannung p_0 , Fließschubspannung k) 1,5 und 2,5 der Spielraum zwischen der elastischen (elastisches Einspielen) und plastischen Grenze (unbegrenzter plastischen Verformung) sehr eng ist. Demgegenüber wird bei niederen Kraftschlussbeiwerten $\mu < 0,3$ und hohem Belastungsverhältnis die elastische Einspielgrenze (elastic limit) später erreicht, was letztendlich auch zu geringer Materialbeanspruchung führen würde. In dem Diagramm sind Ergebnisse aus Zwei-Scheiben-Versuche eingetragen, die den Verschleißübergang mit unterschiedlichen Belastungsverhältnissen und Schmiermitteln auf BS11 Schienenstahl darstellen ("*" Öl, "." Silikon, "o" Wasser, "Δ" Heptane, "o" trocken, "*" trocken auf 1% Chromstahl). Diese Ergebnisse sollten zu weiteren Untersuchungen führen, da daraus zu schließen ist, dass der Verschleiß und die Materialermüdung

durch Zugabe von Schmiermitteln positiv beeinflusst werden kann. Dies kommt nicht nur der Schiene zugute, sondern auch die Schädigung der Räder kann dadurch positiv beeinflusst werden.

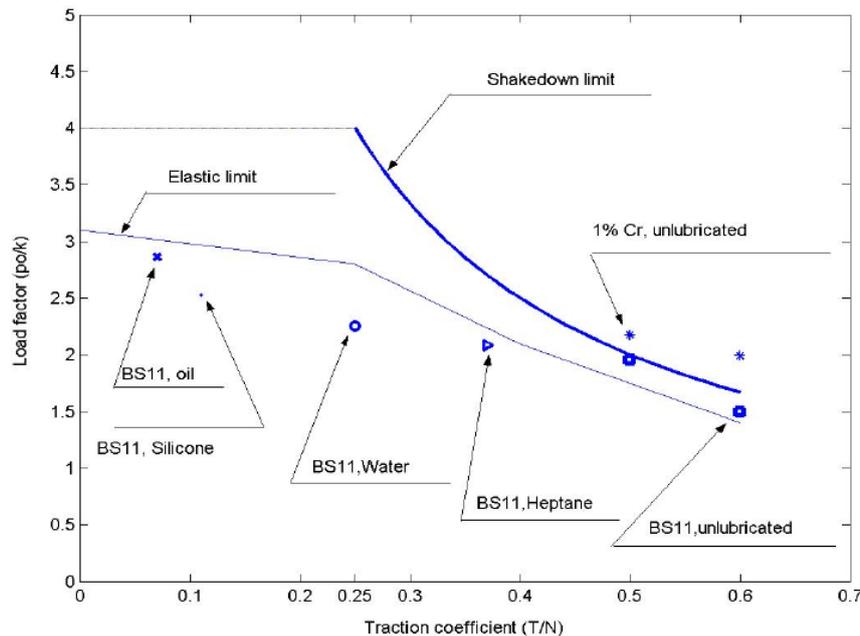


Abbildung 5-2: Shakedown-Diagramm in Abhängigkeit des Belastungsverhältnisses (load factor p_0/k) und des Kraftschlussbeiwertes (traction coefficient T/N) mit eingezeichneten Ergebnissen aus Zwei-Scheiben-Versuchen mit unterschiedlichen Kraftschlussbeiwerten durch verschiedene Schmiermittel auf BS11 Schienenstahl nach (Voung 2007), p_0 ...maximale Hertz'sche Kontaktspannung, k ...Fließschubspannung, T ... Tangentialkraft ($= F_T$), N ... Normalkraft ($= F_N$)

Die Lösung "Anrisse und weiteres Risswachstum durch Schienenschleifen mit der "MWR" zu verhindern, stellt nur einen künstlichen Verschleiß der Schienen dar, wenn mit andern Maßnahmen nicht gewährleistet ist, dass Oberflächenfehler (Schleifriefen) und Rollkontaktermüdrisse entstehen können. Bei der Erzeugung eines optimalen Kontaktes (durch Reprofilierung von Rad und Schiene) und mit gezieltem Reibungskoeffizienten (durch ortsfeste und/oder Schmiersysteme in den Fahrzeugen) sollte das Wachstum von Rollkontaktermüdrissen verlangsamt oder vielleicht sogar vermieden werden können.

Die Entstehung von Rollkontaktermüdrissen stellt ein bruchmechanisches Problem in der Tribologie dar. Hohe Scherkräfte lassen die induzierten Anrisse weiterwachsen. Rechtzeitiges Schienenschleifen kann nur Mikrorisse in der Schienenoberfläche entfernen (künstlicher Verschleiß), jedoch müsste getrachtet werden, die hohen Scherkräfte zu senken. Dies kann nur dadurch erreicht werden, dass die Reibung zwischen Rad und Schiene auf ein minimal notwendiges Maß herabgesetzt wird. Dadurch soll sichergestellt werden, dass die Anfahr- und Bremskräfte vom Fahrzeug auf das Gleis übertragen werden können ohne die Schienen zu schädigen bzw. zusätzlichen Instandhaltungsmaßnahmen zu erfordern. Denn einmal induzierte Risse verringern die Restlebensdauer einer Schiene erheblich.

Neu eingebaute Schienen weisen zu Beginn meist eine "raue" Oberfläche mit Fehlern auf. Durch das präventive Schienenschleifen werden schon vorhandene Oberflächenfehler vor der Inbe-

triebnahme entfernt (Lichtberger 2003). Nach dem Schleifen besteht diese Oberfläche aus Riefen und Asperiten. Durch das Überrollen der Räder werden zuerst die Asperiten plastisch verformt und abgetragen bis sich eine glatte Oberfläche (Fahrspiegel) einstellt. Die anfänglich sehr raue Oberfläche des Schienenkopfes und die glatten Schienenräder verursachen einen niederen Reibungskoeffizienten (siehe Kapitel 4). Durch die Verformung und Abtragung der Asperiten nimmt die Kontaktfläche jedoch zu und der Reibungskoeffizient steigt (Rabinowicz 1965). Durch die Zunahme der Scherkräfte kommt es zu Rissbildung an den Korngrenzen. Durch das erneute Schienenschleifen wird dieser Mechanismus zwar unterbrochen, da nach dem Schleifen der Kontakt nur an den Asperiten stattfindet und damit einen niederen Reibungskoeffizienten existiert aber durch weitere Überrollungen fängt dieser Prozess wieder von vorne an. Dass dieser Mechanismus unterbrochen werden kann, soll der Vergleich der zwei folgenden Bilder (**Abbildung 5-3** und **Abbildung 5-4**) von zwei verschiedenen Schienenoberflächen zeigen.

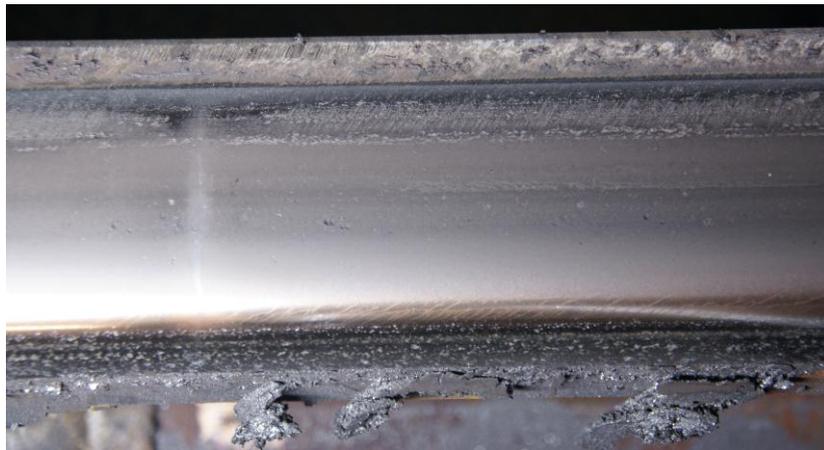


Abbildung 5-3: Fahrfläche einer Außenschiene in einem Gleisbogen mit Radius $R = 100$ m mit ortsfester Schmieranlage auf der Strecke



Abbildung 5-4: Fahrfläche einer Außenschiene in einem Gleisbogen mit Radius $R = 300$ m ohne ortsfester Schmieranlage auf der Strecke

Wie zu erkennen ist, weist die Schienenoberfläche nach **Abbildung 5-3** keine Risse auf der Schienenoberfläche, außer an der Fahrkante, auf, während die Schienenoberfläche nach **Abbildung 5-4** mit Rissen und Ausbrüchen übersät ist. Beide Schienen weisen die gleiche Schienengüte auf. Die Schiene in **Abbildung 5-3** wird auf der Strecke mit ortsfesten Schmieranlagen geschmiert (wie an den Schmierrückständen zu erkennen ist), die Schiene in **Abbildung 5-4** wird nicht geschmiert. Die Kontaktbedingungen dürften hier eine wesentliche Rolle im Schädigungsverhalten der Schienen spielen

und sollten ebenfalls optimiert werden, um auch in diesen Situationen die Gesamtlebensdauer der Schiene zu verlängern, um die Erhaltungskosten senken zu können.

Die *Abbildung 5-5* zeigt den Einfluss einer Schienenschmierung auf den Verschleiß (Querschnittsfläche pro Megatonnen [mm^2/MGT]) einer geschmierten und ungeschmierten Außenbogenschiene (High Rail) in Abhängigkeit des Bogenradius und des Betriebes (Reddy 2007). Deutlich zu sehen ist, dass die Verschleißrate bei ungeschmierten Schienen in Abhängigkeit des Bogenradius gegenüber geschmierten Schienen deutlich ansteigt. Dadurch können die Erhaltungskosten deutlich gesenkt und die Lebensdauer der Schiene erheblich verlängert werden.

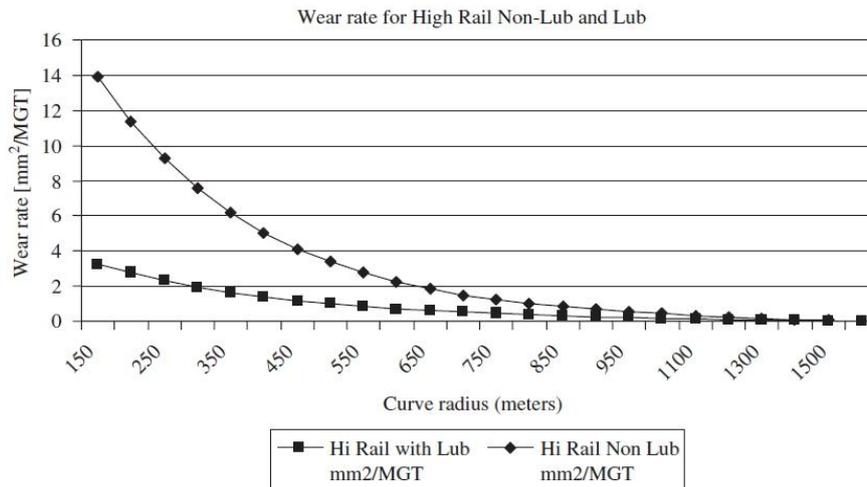


Abbildung 5-5: Verschleißrate einer geschmierten und ungeschmierten Außenbogenschiene in Abhängigkeit des Bogenradius und Betriebes (Reddy 2007)

Welche Bedeutung der Zustand der Oberfläche für die Lebensdauer der Schiene spielt soll auch die **Abbildung 5-6** darstellen. Die **Abbildung 5-6** zeigt eine Übersicht der Gesamtlebensdauer und die einzelnen Lebensdauerphasen in Abhängigkeit des Ortes der Rissentstehung (Czichos 2010).

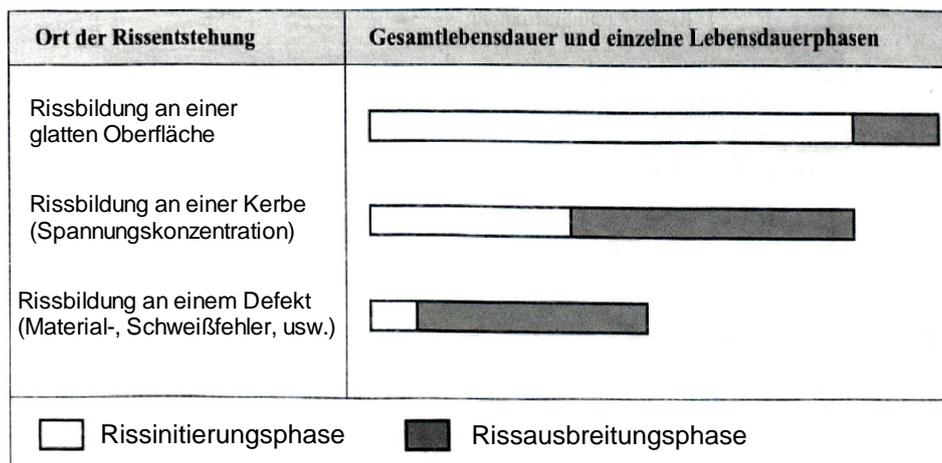


Abbildung 5-6: Übersicht der Gesamtlebensdauer und der einzelnen Lebensdauerphasen in Abhängigkeit des Ortes der Rissentstehung nach (Czichos 2010)

Klar zu sehen ist, dass die Phase der Rissausbreitung nach der Rissbildung an einer glatten Oberfläche am längsten ist und nach der Rissbildung an Defekten, wie sie Ermüdungsrisse an der Schie-

nenoberfläche darstellen, am kürzesten ist. Es müsste daher getrachtet werden, die Glattheit der Schienenoberfläche möglichst schnell zu erreichen und lange zu erhalten.

5.2 Risswachstum

Ist einmal ein Oberflächenriss durch Rollkontaktermüdung entstanden, so kann er in Abhängigkeit von den Spannungszuständen im Schienenkopf durch die weiteren zyklischen Biegebeanspruchungen weiterwachsen. Der Riss beginnt weiterzuwachsen, wenn der zyklische Spannungsintensitätsfaktor ΔK_I den Schwellwert ΔK_{th} überschreitet. Die Eigenspannungen im Schienenkopf und besonders an und unterhalb der Fahrfläche sowie die Temperaturspannungen lassen den Schwellwert des zyklischen Spannungsintensitätsfaktor ΔK_{th} durch den Einfluss des R-Wertes ($\Delta K_{th,R} < \Delta K_{th}$) weiter sinken, was zu einem früheren Beginn des Risswachstums führen kann.

Bei reinen Biegespannungsschwankungen ohne zusätzliche Zugspannungen in axialer Richtung (z. B. Eigenspannungen und thermische Spannungen) und bei den bekannten angegebenen Materialeigenschaften kann es zu keinem gefährlichen Risswachstum und damit zu einem Schienenbruch kommen. Wie die Berechnungen (siehe **Abbildung 4-77** in Kapitel 4.6.3) gezeigt haben, liegt der Schwellwert des zyklischen SIF $\Delta K_{th} = 248 \text{ Nmm}^{-3/2}$ zufolge einer Spannungsschwankung $\Delta\sigma = 75 \text{ N/mm}^2$ bei einer Anrisstiefe $a_{th} = 7 \text{ mm}$. Ein Anfangsriss müsste auch bei einer Spannungsschwankung zufolge "starker" Schienenbeanspruchung zufolge der Qualität der Gleislage ($\sigma_{B,o} > 70 \text{ N/mm}^2$, siehe (Pichler et al. 2009) die mindestens "gefährliche" Tiefe von $a_{th} = 7 \text{ mm}$ haben.

Erst die Kombination von Eigenspannungen und/oder thermischen Zugspannungen mit den zyklischen Biegespannungen können den Schwellwert des zyklischen SIF $\Delta K_{th,R}$ schon bei Anrisstiefen $a_{th} < 1 \text{ mm}$ erreichen bzw. überschreiten lassen.

Für eine möglichst genau Berechnung des Risswachstums und der Bestimmung der Restlebensdauer nach dem Auffinden eines Risses (z. B. nach der Inspektion mittels Ultraschalls), ist eine genaue Kenntnis des Spannungshaushaltes in der Schiene notwendig. Die Lagerungsbedingungen beeinflussen die Biegezugspannungen im Schienenkopf bzw. an der Fahrfläche und damit den zyklischen Spannungsintensitätsfaktor, der einen Anfangsriss weiterwachsen lassen kann, aber nicht in der Größenordnung wie die Eigenspannungen und/oder thermischen Zugspannungen..

Zusätzliche Zugeigenspannungen in Längsrichtung im Schienenkopf und speziell an der Oberfläche vergrößern den zyklischen Spannungsintensitätsfaktor. Erreicht ein Oberflächenanriss den Bereich von Zugeigenspannungen im Schienenkopf, dann genügen geringe Biegezugspannungen, um den Riss voranzutreiben. Ist der Riss einmal durch diesen Bereich durchgewachsen, kann er sogar zum Stillstand kommen (da der Schienensteg unter Druckspannung steht), wenn die Biegezugspannungen den SIF nicht über den Schwellwert ansteigen lassen.

Treten zusätzliche Zugspannungen durch die Temperatur auf, dann kann dieser Effekt die Spannungsintensitätsfaktorschwankung weiter vergrößern und das Risswachstum beschleunigen. Je besser die Kenntnis über die vorhandenen Zugspannungen in der Schiene ist, desto genauer können das Risswachstum und damit die Lebensdauer berechnet werden.

Die maximal zulässige Risstiefe für Oberflächenriss, die bei einer Ultraschalluntersuchung gefunden werden darf, wurde vorerst festgelegt. In den Berechnungen für die zulässigen Risstiefen wurden vorerst Szenarien berücksichtigt und Instandhaltungsmaßnahmen abgeleitet. Besonders notwendig ist es, den Einfluss der Eigenspannungen auf den Rissfortschritt zu bewerten und zu berücksichtigen. Für die Optimierung in Anbetracht der Lebenszykluskosten unter Berücksichtigung der Sicherheit müssen weitere Messungen und Berechnungen durchgeführt werden, um die maximalen zulässigen Risstiefen festzulegen und ob die berechneten mit der tatsächlichen (Rest-)Lebensdauer übereinstimmen.

5.3 Ergebnisse und Diskussion der Berechnungen

Im Rahmen dieser Arbeit wurden verschiedene Annahmen getroffen, die in Zukunft durch die Praxis bestätigt werden müssen. Die dafür notwendige detaillierte Dokumentation von Schienenbrüchen, wie sie in Zukunft bei den Wiener Linien geplant ist, soll zeigen ob die verwendeten Modelle und Annahmen die tatsächlichen Betriebsbedingungen widerspiegeln.

Als erstes Beispiel einer möglichen Evaluierung werden zwei während des Betriebes aufgetretene Schienenbrüche näher untersucht.

Erstes Beispiel eines Schienenbruches

Mit Hilfe des Formfaktors nach Jeong (Jeong 2003b, 2003c) wurden in einer ersten Abschätzung die SIF K_I – Wert für verschiedene Risstiefen in Abhängigkeit verschiedener Spannungskombinationen für die Schiene S48U bei den Wiener Linien herangezogen. An Hand der Lastkollektive wurde mit Hilfe der Erdogan-Ratwani-Formel das Risswachstum in den Schienenkopf hinein berechnet.

Die Rollkontaktermüdung spielt eine entscheidende Rolle bei der Risseinleitung und trägt am Beginn auch zum Risswachstum bei. Die Rollkontaktermüdung bei Reibbeiwerten von $\mu = 0,6$ erzeugt Risse bis ca. 3,5 mm, die mit Hilfe der Langriss-Bruchmechanik berechnet wurden. Berücksichtigt man noch die Biegebeanspruchung, so führt dies zu weiterem Risswachstum und in Kombination mit den Eigenspannungen wird dieser Effekt noch weiter verstärkt. Erst die Kombination aller drei Beanspruchungen, das heißt, Rollkontaktermüdung, Eigenspannungen im Schienenkopf und Biegebeanspruchung führen zu Risswachstum in den Schienenkopf hinein.

Der Verlauf der Eigenspannungen im Schienenkopf spielt eine bedeutende Rolle bei der Rissausbreitung unter der Biegebeanspruchung. Je höher die residualen Spannungen an der Schienoberfläche sind, desto schneller erfolgt das Risswachstum in die Tiefe. Nachdem durch den Eigenspannungsverlauf eine große Bandbreite des Risswachstums verursacht wird, sind aus heutiger Sicht genaue Untersuchungen über den Verlauf der Eigenspannungen notwendig, bzw. sollten hohe Eigenspannungen vermieden werden. Welche Rolle die Eigenspannungen auf die Rissausbreitung spielten, soll an Hand des Bruches in der **Abbildung 5-7** gezeigt werden. Die Abbildung zeigt das Foto einer Bruchfläche einer S48U-Schiene mit der Güte R350HT mit eingezeichnetem Verlauf der Ermüdungsrissfronten. Bis zu einer Tiefe von $a = 42$ mm ist der Ermüdungsbruch gewachsen, der durch den dunklen Bereich gekennzeichnet ist. Der helle Bereich stellt den restlichen Gewaltbruch dar, der allerdings nach Ausbau dieses Schienenstückes im Labor erfolgte. Das heißt, dass die Risstiefe a nicht mit der kritischen Risstiefe a_{cr} gleichgesetzt werden darf. Jedoch ist davon auszugehen, dass die kriti-

sche Risstiefe $a_{cr} > a = 42$ mm unter gleichbleibenden Belastungsbedingungen gewesen wäre. Wie aus den vorangegangenen Diagrammen ersichtlich ist, würde der mindestens erforderliche Restbruch, unter der Annahme, dass dieser Bruch unter Betriebsbedingungen erfolgt, bei einer maximalen Biegeoberspannung von $\sigma_{B,max} = 25$ N/mm² frühestens eintreten. Die dazugehörige Lastkollektivzahl würde die Lebensdauer einer Schiene (ca. $\gg 50$ Jahre) weit übersteigen. Im Zuge der Rissentwicklung und -ausbreitung müssen hier in der Anfangsphase des Risswachstums höhere Belastungen gewirkt haben. Höhere Biegespannungen, die durch eine inhomogenere Gleislagerung verursacht wurden, können sich im Laufe der Betriebsbelastung konsolidieren. Außerdem könnten Eigenspannungen ein Grund für dieses Verhalten sein.



Abbildung 5-7: Foto einer Bruchfläche infolge einer Ermüdungsrissausbreitung (die dunkle Fläche stellt die Ermüdungsrissausbreitung dar und die helle Fläche den restlichen Gewaltbruch)

Zweites Beispiel eines Schienenbruches

In der **Abbildung 5-8** ist die Bruchfläche einer Schiene der Form S48U der Güte R350HT zu sehen. Deutlich zu erkennen ist die dunkle schon korrodierte halbkreisförmige Bruchfläche mit dem Übergang zum Gewaltbruch (helle noch nicht korrodierte Bruchfläche). Der Ermüdungsriss nahm seinen Ausgang wahrscheinlich im Zentrum der zwei fast elliptischen Bögen 5 mm unter der Schienenkopfoberfläche und pflanzte sich bis 31 mm tief in den Schienenkopf fort. Der helle Bereich stellt den restlichen Gewaltbruch dar. Der Fahrspiegel der Schienenoberfläche war durch kleine schuppenartige Risse, verursacht durch durchdrehende Räder, geschädigt worden. Die Tiefe der Anrisse war ca. $a_0 = 1$ mm. Die kritische Rissgröße a_{cr} , die den Übergang zum unkontrollierten Gewaltbruch darstellt, beträgt, wie in der Abbildung zu sehen ist, ca. 31 mm.

Die Schiene wurde im Jahr 2006 eingebaut, der Streckenabschnitt ging im Herbst 2006 in Betrieb. Im Jänner 2009 erfolgte der Bruch und die Schiene musste mit einer Notverbandlasche gesichert werden und wurde in der Nacht von 7. auf 8. 1. 2009 getauscht. Die Lufttemperatur in Wien sank lt. Jahrbuch 2009 der Zentralanstalt für Meteorologie und Geodynamik (Zamg 2012) auf ca. -5°C . Dabei ergibt sich auf Grund der Lufttemperatur eine thermische Spannung σ_T in den Schienen von ca. 60 N/mm².

Wann die Schleuderspuren auf der Schiene entstanden, konnte nicht mehr rekonstruiert werden.



Abbildung 5-8: Bruchfläche und Oberfläche einer S48U-Schiene der Güte R350HT

Die Berechnung der kritischen Risttiefe a_{cr} erfolgt iterativ mit dem Formfaktor nach Jeong (Jeong 2003b, 2003c) und ergibt sich aus:

$$\sigma_{cr} = \frac{K_{Ic}}{Y(a_{cr}) \cdot \sqrt{\pi \cdot a_{cr}}} \Rightarrow a_{cr} = f(K_{Ic}, Y). \quad (5-1)$$

Bei einer maximalen axialen Oberspannung $\sigma_o = 60 \text{ N/mm}^2$ wird allerdings die kritische Risttiefe a_{cr} schon bei 30 mm erreicht. Dies bedeutet, dass schon die maximale Oberspannung in Form der thermischen Spannung ausgereicht hat, den Ermüdungsrisse (dunkle Bruchfläche) instabil werden zu lassen. Allerdings beträgt die maßgebende Anrisstiefe für eine zyklische Spannung mit dieser maximalen Oberspannung mindestens 7 mm. Das heißt, dass ein 1 mm großer Anriss nicht alleine durch die zyklischen Belastungen des Fahrbetriebes sondern durch andere Einflüsse wie z. B. Bettung und residuale Spannungen weitergewachsen ist.

Dieses Beispiel zeigt auch deutlich die Schwierigkeit, eine Lebensdauerberechnung für Schienen mit Oberflächenrissen durchzuführen. In jedem Schienenabschnitt ändern sich die Spannungen zufolge Überrollung durch die Fahrzeuge, da die Lagerungsbedingungen und die Eigenspannungen sehr unterschiedlich sein können. Temperaturen unter der Verspannungstemperatur können speziell im Winter zusätzlich thermische Zugspannungen in den Schienen erzeugen und schon vorhandene Risse instabil werden lassen.

Neben dieser Analyse dieser Schienenbrüche mit anschließender Simulation und Berechnung, ist es notwendig für aktuell verwendete Schienenwerkstoffe, die bruchmechanischen Kenngrößen unter möglichst betriebsnahen Bedingungen zu ermitteln, wie zum Beispiel die ersten Untersuchungen an der TVFA gemacht wurden.

5.4 Bruchmechanische Analyse und experimenteller Befund eines Ermüdungsbruches in einer Schiene

Ein ausgebautes Schienenstück (siehe **Abbildung 5-10**), das durch Rollkontakt-Ermüdungsrisse geschädigt war, wurde einer 4-Punkt-Schwingungsprüfung unterzogen (siehe **Abbildung 5-9**). An den Schienenkopfseiten wurde je ein Dehnmessstreifen aufgeklebt um die Beanspruchung der Schiene zu messen. Die Belastung erfolgte durch zyklische Beanspruchung mit einer Oberspannung von $\sigma_o = 300$ N/mm² und einer Unterspannung von $\sigma_u = 30$ N/mm² ($R = 0,1$). Die auftretenden Zugspannungen an der Schienenkopfoberseite (SOK) müssen mit ca. 20 % höher angesetzt werden als an den Dehnmessstellen und betragen damit $\sigma_{o,SOK} = 360$ und $\sigma_{u,SOK} = 36$ N/mm².



Abbildung 5-9: 4-Punkt-Auflage der Schwingungsprüfung einer S48U-Schiene der Güte R350HT mit Rollkontakt-Ermüdungsrissen am Fahrspiegel wie in Abbildung 5-10 ersichtlich

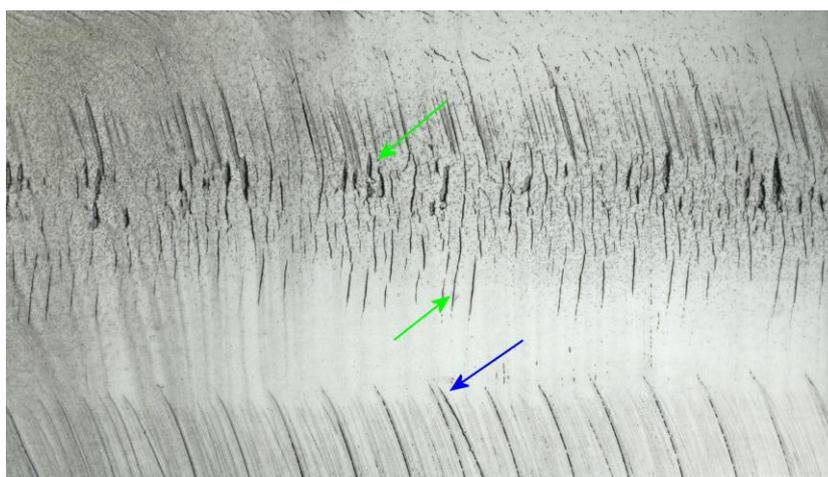


Abbildung 5-10: Fahrspiegel eines mit Rollkontakt-Ermüdungsrissen (grüne Pfeile) geschädigtes Schienenstück und mit noch sichtbaren Schleifriefen (blauer Pfeil)

Nach 158.000 Lastzyklen trat der Gewaltbruch (siehe **Abbildung 5-11**) ein. Wie in **Abbildung 5-11** zu erkennen ist, betrug die Anrisstiefe ca. 1 mm (bläuliche unregelmäßige Fläche direkt unterhalb der Schienenoberfläche) und die kritische Risstiefe zufolge der Ermüdung ca. 7 mm. Deutlich ist die Abgrenzung des hellen Halbkreises des stabilen Ermüdungsfortschrittes gegenüber dem Gewaltbruch mit der rauen Oberfläche zu erkennen. Der Headcheck an der Fahrkopfseite (brauner Fleck links oben in der **Abbildung 5-11**) spielte bei der Ermüdungsrissausbreitung keine Rolle und liegt schon im Bereich des Gewaltbruches. Weiters ist zu erkennen, dass sich die Ermüdungsrissausbreitung formähnlich etwa halbkreisförmig in den Schienenkopf ausbreitete.

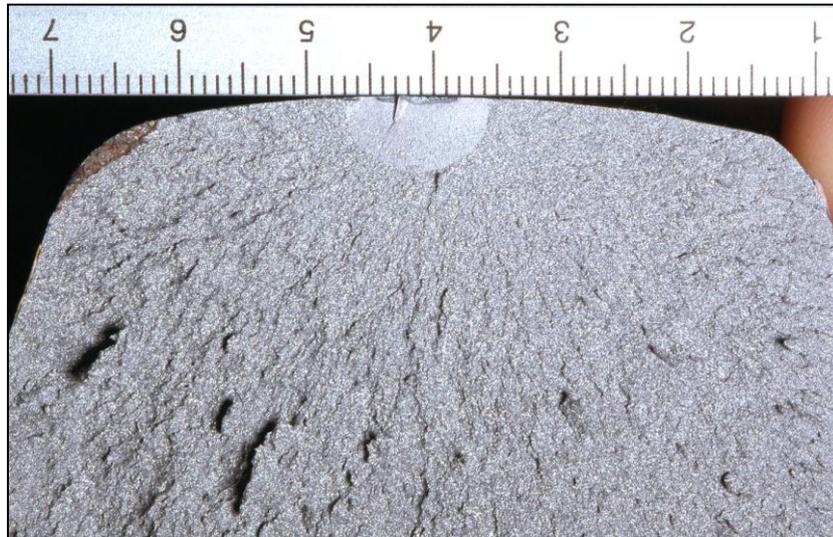


Abbildung 5-11: Bruchfläche der getesteten R350HT - Schiene

Ein Vergleich mit der theoretischen Berechnung für den Lastbereich $\Delta\sigma = 360 \text{ N/mm}^2$ nach der Formel von Jeong ergibt nahezu die gleichen Ergebnisse, wie sie in **Abbildung 5-12** zu sehen sind und im Labor erreicht wurden. Die Gesamt-Lastspielzahl von der Anrisstiefe $a_0 = 1 \text{ mm}$ bis zur kritischen Risstiefe $a_c = 7 \text{ mm}$ beträgt $N = 154.234$ Lastwechsel.

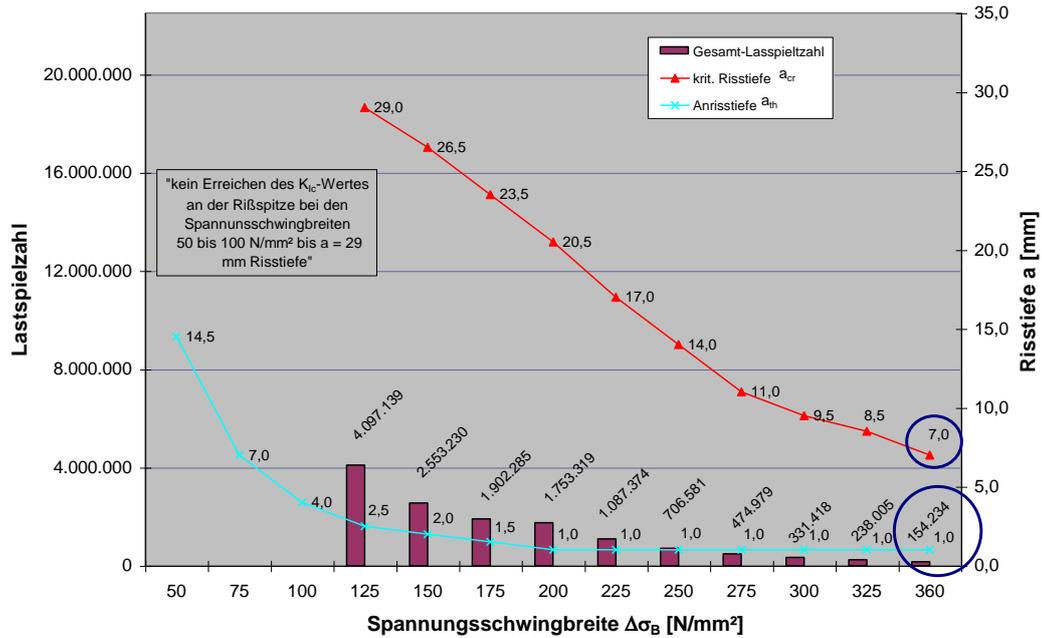


Abbildung 5-12: Lastspielzahl als Funktion der Spannungsschwingbreite zufolge Biegung $\Delta\sigma_B$ von Anrisstiefe a_{th} bis zum Erreichen der kritischen Risstiefe a_{cr} für einen halbkreisförmigen Oberflächenriss für die Schiene S48U nach (Jeong 2003b, 2003c), im blauen Kreis für die Biegespannung $\Delta\sigma_B = 360 \text{ N/mm}^2$ mit einer Anrisstiefe $a_{th} = 1,0 \text{ mm}$ und krit. Risstiefe $a_{cr} = 7,0$ und Gesamt-Lastspielzahl von $N = 154.234$, $K_{Ic} = 1223 \text{ Nmm}^{-3/2}$, ca. 2,32 Lastwechsel/Jahr)

In der Literatur werden verschiedene Kennwerte C [$\text{N/mm}^{3/2}$] und m für den Schienenstahl (siehe **Tabelle 5-1**) angegeben (Jeong 2003b, 2003c, Radaj et al. 2007).

Tabelle 5-1: Ermüdungsrissausbreitungsrelevante Kennwerte C und m für Schienenstähle

		C für K_I in [$\text{N/mm}^{3/2}$]	m	
0	R350HT-Schienenstahl (nach Paris-Erdogan lt. Messung TVFA)	$1,536 \cdot 10^{-16}$	3,98	
1	Martensitischer Stahl	$5,71 \cdot 10^{-11}$	2,25	
2	Ferritisch-perlitischer Stahl	$2,17 \cdot 10^{-13}$	3,0	
3	austenitischer Stahl	$0,75 \cdot 10^{-13}$	3,25	
4	R350HT-Schienenstahl (nach Paris-Erdogan = Wendetangente) lt. Messung TVFA)	$1,047 \cdot 10^{-18}$	4,702	
5	"Plain Carbon Rail Steel" nach Jeong und Scutti (Jeong 2003b, 2003c)	$1,74 \cdot 10^{-16}$ ($1,74 \cdot 10^{-13} \text{ MPam}^{-3/2}$)	$p = 4$	$q = 1,63$
6	R350HT-Schienenstahl nach Erdogan-Ratwani (bei $R = 0,1$)	$4,2566 \cdot 10^{-8}$	2,02342	

Im Rissausbreitungsdiagramm in der **Abbildung 5-13** eingetragen. Die schwarze senkrechte Gerade in der **Abbildung 5-13** stellt den unteren Grenzwert des SIFs $\Delta K > \Delta K_{th} = 248 \text{ N/mm}^{3/2}$ für den Schienenstahl R350HT dar, unter der kein Risswachstum erfolgen kann. Die rote senkrechte Gerade stellt den oberen Grenzwert $\Delta K < K_{Ic} = 1223 \text{ N/mm}^{3/2}$ für den Schienenstahl R350HT dar, bei der dann der Gewaltbruch eintritt. In Abhängigkeit von der Materialgüte können diese Grenzwerte andere Werte

annehmen. Im Bereich zwischen diesen Geraden erfolgt die stabile Rissausbreitung. Die grünen Punkte in der Abbildung stellen die Ergebnisse aus den Materialtests dar. Deutlich zu erkennen ist, dass die Risswachstumsgeschwindigkeit der Proben hinsichtlich der Risswachstumsgeschwindigkeit schwanken. Bei niederen Spannungsschwankungsamplituden erfolgt das Risswachstum langsamer als bei hohen Spannungsschwankungsamplituden. Die Ergebnisse der Materialtests wurden mit der Erdogan-Ratwani-Formel approximiert und daraus die Materialkonstanten C und m ermittelt, die nur in dieser Formel gültig sind. Für die Paris-Erdogan-Formel wurden andere Kennwerte C und m lt. **Tabelle 5-1** ermittelt und in die Berechnungen der vorangegangenen Modelle eingesetzt. Je steiler die Geraden im Diagramm sind, desto schneller erfolgt das stabile Risswachstum, je flacher desto langsamer.

Die dunkelblau strichlierte Gerade in der **Abbildung 5-13** stellt die Wendetangente der Erdogan-Ratwani-Kurve dar, wobei die C und m Werte für die Paris-Erdogan-Formel umgerechnet wurden.

Der Vergleich der verschiedenen Kurven (Geraden) im Risswachstumsdiagramm zeigt, dass die Paris-Erdogan-Formel mit den Kennwerten für den R350HT-Schienenstahl (grüne Gerade = "0") fast identisch ist mit der Forman-Formel mit den Kennwerten für "Plain-Carbon-Steel" nach Jeong (gelbe Gerade = "5"). Die auf der Paris-Erdogan-Formel basierenden Bereiche mit den Kennwerten für martensitischen Stahl (rosa Gerade = "1"), ferritisch-perlitischen Stahl (violette Gerade = "2") und austenitischen Stahl (orange Gerade = "3") wurden nicht weiter verfolgt.

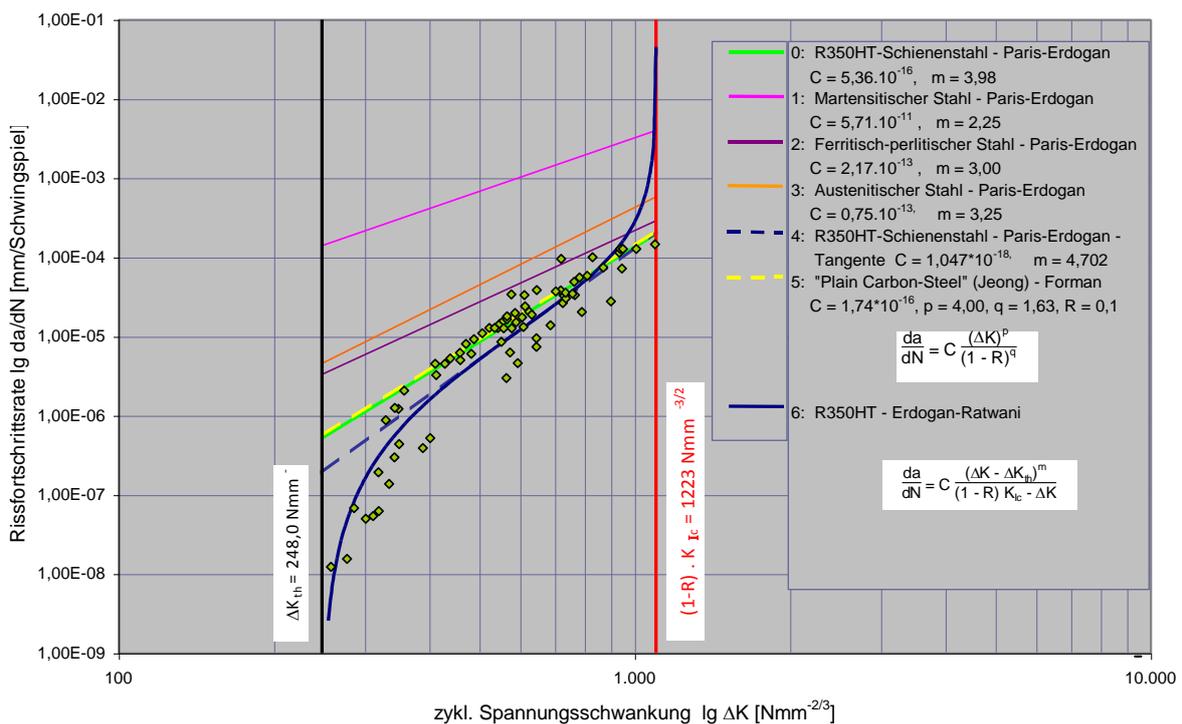


Abbildung 5-13: Rissausbreitungsdiagramm: Vergleich der verschiedenen Ausgleichskurven bzw. –geraden für Stähle mit verschiedenen Materialkennwerten (siehe Tabelle 5-1)

5.5 Best Practice – UITP-Studie über Inspektionsintervalle an Schienen

Um den Stand der Technik in der technischen Inspektion im internationalen Vergleich der innerstädtischen U-Bahnbetreiber zu erheben wurde ein Fragebogen weltweit an 15 U-Bahnbetreiber verschickt. Darin wurde nach Inspektionsintervall, -methode und -umfang für die Infrastrukturanlagen der Gleise, Weichen und Kreuzungen gefragt. Je nach Größe des U-Bahnnetzes werden Gleismessfahrzeuge, händische Messungen und Begehungen zur Inspektion der Gleise eingesetzt (siehe Anhang G).

Das Ergebnis der Antworten der von 11 Betreibern beantworteten Fragebögen zeigt, dass alle Betriebe mindest einmal im Jahr die Schienengeometrie messen. Auch die Schienenprofile werden mindestens einmal im Jahr gemessen. Bei den meisten U-Bahnbetreibern wird die Schiene mittels Ultraschall untersucht, hier reicht das Intervall von je nach Erfordernis über alle 3 Monate bis einmal im Jahr bis alle 2 Jahre. Drei Betreiber verwenden die Technik der Wirbelstromuntersuchung an. Die meisten Betriebe messen die Ebenheit der Schienenoberfläche. Ein Betrieb verwendet noch dynamische Messungen, um Unregelmäßigkeiten im Gleis feststellen zu können. Die Messungen werden noch durch visuelle Inspektionen, auch durch Video ergänzt.

6. ZUSAMMENFASSUNG

Die Schieneninfrastruktur der Wiener Linien ist sehr umfassend und hat eine große Bedeutung für die Fahrgäste und deren Mobilität in der Stadt Wien. Die Lebensdauer der Gleisanlagen ist im Allgemeinen, wenn man von verschleißintensiven Bereichen wie exponierte Weichen und Kreuzungen und enge Gleisbögen absieht, sehr lange. Mangelnde Instandhaltung zeigt zunächst kaum Folgen. Die Folgen werden erst später mit weitaus größeren und vor allem finanziellen Konsequenzen sichtbar. Ein erfolgreiches Instandhaltungsmanagement besteht nicht nur aus der Lösung von technischen Problemen, sondern in der Entwicklung und Umsetzung von entsprechenden Strategien für eine nachhaltige Instandhaltung der Gleisinfrastruktur bei den Wiener Linien.

Das Sicherheits-Management stellt umfangreiche Methoden für eine erfolgreiche und langfristige Strategie zur Verfügung, um die Gleisinfrastruktur der Wiener Linien nicht nur sicher sondern auch wirtschaftlich betreiben zu können. Die Instandhaltung orientiert sich an der risiko-basierten Inspektion mit einer umfassenden Risikoanalyse der Kernprozesse innerhalb der Abteilung Bahnbau und folgt einer vorgegeben Systematik, die schon bei der Instandhaltung von Bohrrinseln, Druckbehälter oder Kernkraftwerken erfolgreich angewendet wird.

Im Zuge des strukturellen Sicherheits-Managements sollen Fehler und Schäden nicht nur ausgebessert, sondern die Ursachen für die Fehler und Schäden gefunden werden. Neben der Risikoabschätzung von Schäden an den Gleisinfrastrukturanlagen ist die Ursachenforschung ein wesentlicher Bestandteil im Sicherheitsmanagement. Erst durch das Wissen über Schädigungsmechanismen lassen sich die Risiken im Auge behalten und minimieren. Mit dem Beispiel der Ermüdungsrissoausbreitung von der Entstehung der ersten Mikrorisse bis zum Schienenbruch wird ein Lösungsweg aufgezeigt, wie mit Problemen zukünftig umzugehen ist.

Die wirtschaftliche Instandhaltung wird durch die Umsetzung des LCC-Managements mit der Lebenszykluskostenbetrachtung und in der Anwendung der prozessorientierten Betrachtungsweise der Instandhaltungsaufgaben gewährleistet. Durch die Optimierung der Prozesskosten als ersten Schritt und anschließend durch die Optimierung der Systemkomponenten in der Gleisinfrastruktur können die Lebenszykluskosten laufend optimiert werden. Eine weitere Optimierung kann nur mehr durch die Gesamtbetrachtung des Rad-Schiene-Systems mit einer besseren Abstimmung zwischen dem rollenden Material und der Infrastruktur erfolgen wird.

Neben dem Verschleiß stellt die Materialermüdung und Ermüdungsrissoausbreitung einen wesentlichen Schädigungsmechanismus an der Schieneninfrastruktur dar, die zu einem plötzlichen Versagen der Schiene führen kann. Während der Verschleiß leicht mit den vorhandenen Mess-techniken überwacht werden kann, kann die Materialermüdung nur an der Schienenoberfläche visuell begutachtet und bewertet werden. Den Grad der Materialermüdung in den Schienen zu messen und zu bewerten ist nur mit erhöhtem Aufwand möglich.

Bei vorhandenen Fehlern und kleinen Rissen in Bauteilen unter wechselnder Belastung kann trotz einem Dauerfestigkeitsnachweis Versagen eintreten. Dies ist damit begründet, dass an Fehlern und kleinen Rissen der Spannungsfluss umgeleitet wird (siehe Kapitel 4.5) und hohe Spannungsspitzen an den Risspitzen entstehen. Dieses Problem kann dann nur mit Hilfe der Bruchmechanik gelöst werden.

Mit Hilfe der Methoden der Bruchmechanik konnte in dieser Arbeit das Risswachstum zufolge Rollkontaktermüdung quantitativ erfasst werden. Dabei wurden als erstes 5 aufsteigend komplexere Modelle für die Berechnung des K_I - Wertes an der Rissspitze miteinander verglichen und bewertet. Ausgehend von einem senkrechten halbkreisförmigen Oberflächenriss in einem Halbraum, in einer Platte, einem Balken, einem Rundstab und einem Schienenquerschnitt S48U nach Jeong, wurde jeweils mit den dazugehörigen Formfaktoren das Risswachstum unter zyklischer Zugbeanspruchung mit den entsprechenden Materialkennwerten berechnet. Dabei konnte gezeigt werden, dass sich das Modell nach Jeong für die Ermittlung des SIF's in einer Schiene am besten für eine weitere Berechnung des Risswachstums für die Schienen der Wiener U-Bahn mit unterschiedlichen Beanspruchungen eignet.

Die Beanspruchung einer U-Bahnschiene durch die Verkehrslasten ist sehr komplex. Durch den Rollkontakt entsteht im Schienenkopf zufolge der Einleitung der Radkräfte ein Spannungszustand mit Normal- und Schubspannungen. Zwischen den Radaufstandspunkten werden in den Schienen je nach Stellung der Räder Biegezugspannungen im Schienenkopf und Biegedruckspannungen im Schienenfuß verursacht. Residuale Spannungen ergeben sich zufolge des Herstellungsprozesses der Schiene, die zum Teil im Rollkontakt und durch die Rißausbreitung abgebaut werden und den Spannungshaushalt in der Schiene beeinflussen. Durch das lückenlose Verschweißen der Schienen entstehen zusätzliche Temperaturspannungen in den Schienen; und im Bereich des Schweißstoßes Zug- und Druckspannungen durch den Schweißprozess. Die durch den wechselnden Charakter der Beanspruchungen induzierte Komplexität muss bei der Lebensdauerberechnung der Schiene berücksichtigt werden.

Im Bewusstsein, dass alle Messungen mit Streuungen behaftet sind, die Erfassung der Streubereiche mit einem sehr hohen Aufwand verbunden ist und gegenseitige Beeinflussungen vorhanden sind, wurde daher das System der Lastkollektive (siehe **Abbildung 4-91** in Kapitel 4.6.5) als Abdeckung der äußersten Grenzen dieser Streuungen gewählt.

Mit verschiedenen Lastkollektiven in denen die Variation der Biegespannungen zufolge der Qualität der Gleisbettung, Eigenspannungen und thermischen Spannungen mit der Rollkontaktermüdung an der Schienenoberfläche wurde die Berechnung des Risswachstums eines senkrechten halbkreisförmigen Oberflächenanrisses im Schienenkopf durchgeführt und miteinander verglichen.

Die Berechnung des Risswachstums erfolgt nach der Theorie der "Linearen Schadensakkumulation" (Richard et al. 2009) und mit der Erdogan-Ratwani-Formel. In der Formel wurden für die Faktoren $C_E = 4,2566 \cdot 10^{-08}$ und $m_E = 2,02342$ aus den Versuchen der TVFA eingesetzt. Diese Theorie basiert auf der Annahme, dass die Belastungswechsel unabhängig voneinander sind und sich nicht gegenseitig beeinflussen.

Die Berechnung des Risswachstums da/dN erfolgte blockweise (N_Z). Aus jedem Block wurde der Rissfortschritt Δa_j berechnet. Zum Beispiel besteht ein Block (N_Z) aus 100 Lastkollektiven ($Z = 100$ Zügen), die aus $100 \times 24 = 2.400$ Kontaktlastwechsel, $100 \times 5 = 500$ Lastwechsel mit $\Delta\sigma_{B1}$, $100 \times 8 = 800$ Lastwechsel mit $\Delta\sigma_{B2}$ und $100 \times 12 = 1.200$ Lastwechsel mit $\Delta\sigma_{B3}$ bestehen. Aus jeden j-tem Block (hier mit z.B. 100 Lastkollektiven) wurde der Rissfortschritt $\Delta a_j = \Delta a_v(N_Z) + \Delta a_{B,R}(N_Z)$ berechnet und die neue Risstiefe ermittelt. Die dabei für jedes Belastungskollektiv ermittelten Werte wurden aufsummiert.

Im Rahmen dieser Arbeit wurden verschiedene Annahmen getroffen, die in Zukunft durch die Praxis bestätigt werden müssen. Die dafür notwendige detaillierte Dokumentation von Schienenbrüchen, wie sie in Zukunft bei den Wiener Linien geplant ist, soll zeigen ob die verwendeten Modelle und Annahmen die tatsächlichen Betriebsbedingungen widerspiegeln. Als erste Evaluierung dieser Berechnungsmethodik wurden in Kapitel 5.3 zwei während des Betriebes aufgetretene Schienenbrüche näher untersucht. Dabei zeigte es sich, dass die getroffenen Annahmen und Berechnungsformalismen gut mit den Schadensbildern übereinstimmen.

Mit Hilfe eines Bruchkontrollplanes, soll ein sicherer Betrieb während der gesamten Einsatzzeit mit hoher Materialökonomie und niederen Fertigungskosten erreicht werden. Im Allgemeinen werden in einem Bruchkontrollplan die Bereiche Planung und Konstruktion, Materialwahl, Inspektionen und laufender Betrieb behandelt.

Um die Anforderungen eines Sicherheit-Managements für die Instandhaltung von urbanen Gleisen zu erfüllen, müssen aus der Sicht eines Bruchkontrollplanes die Gleise nach der Bettungsart eingeteilt werden, da sie für das Risswachstum von entscheidender Bedeutung ist. Weitere Größen sind die residualen und thermischen Spannungen durch die Herstellung und die Witterung. Weiters gehören dazu periodische Prüfungen der Oberfläche des Schienenkopfes, periodische Überprüfung der Schienen auf Risse und innere Fehlern und ihre systematische Dokumentation. Durch die Ermittlung der zulässigen Risttiefe für Oberflächenrisse und die Festlegung der Inspektionsintervalle wurde der Bruchkontrollplan abgeschlossen.

Die risikobasierte Instandhaltung, die in der Errichtungsphase mit der Planung der Überwachung auf Basis der Information über mögliche Risiken beginnt und sich während des Betriebes der Anlagen fortsetzt, wurde durch den Bruchkontrollplan für die Gleisinfrastruktur bei der Wiener U-Bahn ergänzt und abgeschlossen. Dabei wurden alle möglichen Untersuchungsmethoden, von der augenscheinlichen Begutachtung bis zur zerstörungsfreien und zerstörenden Untersuchung angewendet, um Schäden und Fehler zu entdecken und in weiterer Folge die Ursachen zu erheben und zu beseitigen. Durch die Inspektionsmaßnahmen und -intervalle sowie Festlegung der Eingriffsschwellen sollen ein fortschreitendes Schädigungsverhalten rechtzeitig erkannt werden bevor ein unzulässiger Zustand erreicht wird.

7 LITERATURVERZEICHNIS

- Barsom John M., Stanley T. Rolfe (1999): Fracture and Fatigue Control in Structures; ASTM 1999
- Blumenauer H., Pusch G. (1993): Technische Bruchmechanik; Deutscher Verlag für Grundstoffindustrie Leipzig, Stuttgart
- Braband J. (2007): Funktionale Sicherheit in Fendrich L.; Handbuch Eisenbahninfrastruktur; Springer-Verlag Berlin
- Brandau J. (1999): Einsatz unsymmetrischer Schienenprofile im Nahverkehr; Hannover
- Boudinski G., Edel K. O. (2000): Spannungsintensitätsfaktoren für Risse in Schienen; in Tagungsbericht Internationales Symposium über Schienenfehler, 16. und 17. November 2000 in Brandenburg an der Havel, FH Brandenburg, FH Brandenburg
- Budnitsky G., Shur E., Trusowa T. (1992): Proximate test method to determine innerresidual stresses in rails, Residual stresses - III; Science and technology, 14955 - 15000, Elsevier science publishers 1992
- Catharin, G.H. Gürtlich (2006): Eisenbahngesetz, Kommentar samt ökonomischen und rechtlichen Grundlagen der Eisenbahnen, Stand 1.12.2006; Linde
- Czichos H., Habig K.H. (2010): Tribologie-Handbuch, Tribometrie, Tribomaterialien, Tribotechnik; Vieweg+Teubner 2010
- Clayton J., Y.H. Tang (1992): Detail fracture growth rates in curved track at the facility for accelerated service testing (37 - 56) in Residual Stress in Rails - Effects on Rail Integrity and Railroad Economics - Volume I, Field Experience and Test Results herausgegeben durch O. Orringer, J. Orkisz, Z. Swiderski; Cluver Academic Publishers, Niederlande
- Cannon, D.F. (2003): An international cross reference of rail defects. 2nd Edition, UIC.
- Connor R. J., Dexter R., Mahmoud H. (2005); Inspection and Management of Bridges with Fracture-Critical Details; Transportation Research Board; Washington
- Danzer P. (2000): Prognose der Lebenszykluskosten von Fahrbahnkomponenten am Beispiel der Vignolschiene; Internationales Symposium „Schienenfehler“; Brandenburg 2000
- Edel K. O. (2000): Systematisierung der Schienenfehler; in Tagungsbericht Internationales Symposium über Schienenfehler, 16. und 17. November 2000 in Brandenburg an der Havel, FH Brandenburg
- Egly T., Lang K.-H., Löhe D. (2006): Kontaktermüdung im Rad-Schiene-System; Institut für Werkstoffkunde I an der Universität Karlsruhe
- Fendrich L. (Hrsg.) (2007): Handbuch Eisenbahninfrastruktur, Springer-Verlag Berlin
- Fischmeister E., Linsbauer H.N., Loibnegger F., Mittermayr P., Oberhauser A., Rossmannith H.P. (2010): Schäden an Schienen zufolge Rollkontaktermüdung im Wiener U-Bahnnetz; ETR 2010 - 2011
- Fischmeister E., Rossmannith H.P., Linsbauer H.N., Loibnegger F., Mittermayr P., Oberhauser A. (2009): From Surface Cracks to Rail Breacks - Recent Investigations and Results of Research at the Wiener Linien Metro System; Proceedings Contact Mechanics and Wear of Rail/Wheel Systems Florenz 15. - 18. September 2009
- Fischmeister E., Weinzing G. (2005): Kostenoptimierter Fahrweg durch prozessoptimierte Instandhaltung; 3. Wiener Eisenbahnkolloquium; Wien 10. - 11. März 2005
- Fischmeister E., Weinzing G. (2006): Der Lebenszyklus als Managementgrundlage; ÖVG-Tagung 2006, Band 72

- Fischmeister E. (2008): Prozessorientiertes Qualitätsmanagement im operativen Einsatz bei der Wartung und Instandhaltung von urbanen Schienennetzen; Fachtagung Moderne Straßenbahnen am 14. und 15. Februar 2008 in Berlin
- Fischmeister E. (2010): Schienenschäden zufolge Rollkontaktermüdung im Wiener U-Bahnnetz; 8. Wiener Eisenbahnkolloquium; Wien 11. - 12. März 2010
- Fischmeister E., A. Oberhauser, R. Huber-Mörk, M. Nölle, B. Ömer, M. Rubik (2011): Optischer Scanner zur Detektion von Schienenoberflächenfehler; EI-Eisenbahningenieur September 2011,
- Fischmeister E., Weinzinger G. (2011); 145 Jahre Schieneninfrastruktur in Wien - RAMS/LCC-orientiertes Instandhaltungsmanagement; in Fachtagung "Management der Betriebsqualität bei alternde Anlagen" der TU-Dresden 28./29. September 2011
- Forman R. G. (1967): Numerical Analysis of Crack Propagation in Cycling-Loaded Structures
- Franz J. (2007): Beanspruchung von Gleisen und Weichen in Fendrich L.; Handbuch Eisenbahninfrastruktur; Berlin Springer 2007
- Gleiß M. (2009): Wälzkontaktermüdung bei Mischreibung, Dissertation an der Fakultät Maschinenbau der Otto-von-Guericke Universität Magdeburg
- Gross D., T. Seelig (2011): Bruchmechanik; Springer
- Handbuch Risikomanagement für betriebliche Risiken B63, interne und unveröffentlichte Dokumentation
- Structural Integrity Strategy; Health and safety executive hazardous installations directorate offshore division; HSE 2005
- Heyder, R. (2001): Der neue Schienenfehlerkatalog der UIC. Eisenbahningenieur 52(9) 2001
- Heyder, R. (2007): Untersuchungen zum Schädigungsverhalten von Schienen auf engen Gleisbögen. Eurailpress,
- Heyder, R. & Grohmann H.D. (2008): Schleifversuch Würzburg – Erarbeitung von Spezifikationen zur Vermeidung von head checks. ZEV Rail Glasers Annalen 132:386-395 2008
- Hertz, H. (1881): Über die Berührung fester elastischer Körper; Journal für die reine und angewandte Mathematik 92, (156 - 171)
- Hierzer R. (2009): Instandhaltungsmanagement für den ÖPNV; Wien
- Hinkel W. J., Treiber K., Valenta G., Liebsch H. (2004): U-Bahnen gestern-heute-morgen von 1863 bis 2010; Wien 2004
- Hong, H. (2002): Microstructure and residual stress state in the contact zone of rails and wheels. Dissertation Technische Universität Berlin.
- Instandhaltungsplan für Anlagen der Abteilung Bahnbau B63; interne und unveröffentlichte Dokumentation; Wien 2011
- Instandhaltungsplan Oberbauablagen der ÖBB Infrastruktur Bau; interne und unveröffentlichte Dokumentation; Wien 2009
- Jahresbericht 2008; <http://www.jahresbericht2008.wienerlinien.at/de/wiener-linien.html>
- Jeong d. Y. (2003): Analytical Modelling of Rail Defects and its Applications to Rail Defect Management; U.S. Department of Transportation Cambridge
- Jeong d. Y. (2003): Correlations Between Rail Defect Growth Data and Engineering Analysis, Part I: Laboratory Tests; U.S. Department of Transportation Cambridge
- Jeong d. Y. (2003): Correlations Between Rail Defect Growth Data and Engineering Analysis, Part II.: Field Tests; U.S. Department of Transportation Cambridge
- Jeong D.Y., Tang Y.H., Orringer O., Perlman A.B. (1988): Propagation Analysis of Transverse Defects Originating at the Lower Gage Corner of Rail; U.S. Department of Transportation

- Jörg A. (2004): Ermüdungsfestigkeit von Eisenbahnschienen; TU-Graz
- Jörg A. (2006): Anwendung neuer Erkenntnisse bei der Schienenbemessung, ZEVrail (Glasers Annalen 130 - 2006)
- Journet B. (1983): Fatigue Properties of Rail Steels; Massachusetts Institute of Technology
- Kalousek J., Magel E, (1997): Achieving a Balance: The Magic Wear Rate. Railway Track and Structures
- Kämpfer B., Semrad F., Six K., Friedl N. (2008): Verschleiß- und Schädigungserscheinungen an Schienenfahrzeugrädern; in Glasers Annalen 132 2008
- Kapoor, A. & D.I. Fletcher (2006): Post Hatfield rolling contact fatigue – The effect of residual stress on contact stress driven growth in rail – Literature review, NewRail Report No. WR061106-1, November.
- Kalker J.J. (1971): A minimum principle for the law of dry friction with application to elastic cylinders in rolling contact J. Appl. Mech.
- Knasmillner R. (2010): Prüfbericht — Mehrstufiger Dauerschwingversuch und Belastungsmessung an einem Schienenstück; Wien; TVFA-Bericht
- Knasmillner R. (2011): Prüfbericht — Belastungsversuche an Schienenproben; Wien; TVFA-Bericht
- Köstermann H., Meißner K. (2007): Schienen und Schienenschweißen in Fendrich L.; Handbuch Eisenbahninfrastruktur; Berlin Springer
- Lewis R., Olofsson U. (2009): Wheel-rail Interface handbook; Cambridge
- Lichtberger B. (2003): Handbuch Gleis – Unterbau, Oberbau, Instandhaltung, Wirtschaftlichkeit; Tetzlaff Verlag
- Linsbauer H. (2009): Vorstudie betreffend das SIF-Spektrum von Risskonfigurationen im Kopfbereich von Schienen in Hinblick auf weiterführende Ermüdungsrissausbreitungsuntersuchungen
- Magel E., Sroba P., Sawley K., Kalousek J. (o.J.); Control of Rolling Contact Fatigue in Rails; Center for Surface Transportation Technology; Calgary - Canada
- Marte C. (2011): D03/T01 Wear and RCF Phenomena in Metro Operation - Abschlusspräsentation Wiener Linien
- Mädler, K., A.Zoll, R. Heyder & M. Brehmer (2008): Schienenwerkstoffe – Alternativen und Grenzen. ZEVrail Glasers Annalen 132:496-503.
- Muncke M., Freyenstein H., Schollmeier P. (2005): Handbuch Entwerfen von Bahnanlagen; Eurailpress
- Murakami Y. (1987): Stress Intensity Factors Handbook; Pergamon Press
- Newman J.C., I.S. Raju (1981); An empirical stress intensity factor equation for the surface crack; Engng. Fract. Mech. 15 1/2, 185 - 192
- ONR 49000, 49001, 49002-1+2, 49003: Risikomanagement für Organisationen und Systeme; 2004
Organisationshandbuch der Wiener Linien
- Orringer O., Tang Y.H., Gordon J.E., Jeong D.Y., Morris J.M., Perlman A.B. (1988): Crack Propagation Life of Detail Fractures in Rail; US Department of Transportation, Federal Railroad Administration
- Patra A. P. (2009): Maintenance Decision Support Models for Railway Infrastructure using RAMS/LCC Analysis; Lulea
- Pichler D., G. Achs (2010): Ermittlungen der Schienenspannungen
- Pohl A. (1928): Über den Verschleiß von Schienen und Radreifen; Dissertation Leoben

- Pointner P. (2003): Rolling Contact Fatigue and Wear of Rails: Economic and Technical Aspects; in Karl Popp, Werner Schiehlen; System Dynamics and Long-Term Behaviour of Railway Vehicles, Track and Subgrade; Springer
- Pointner P. (2008): The impact of wear and rolling contact fatigue on rails – A pragmatic approach (Schadenswirkung im Rad-Schiene-Kontakt- Ein pragmatischer Zugang) ZEVrail Glasers Annalen 132:304-312.
- Ponter A.R.S., Hearle A.D., Johnson K.L. (1985): Application of the kinematical shakedown theorem to rolling and sliding point contacts. J. Mech. Phys. Solids, 33(4), 339-362
- Rabinowicz E. (1965): Friction and Wear of Materials; New York, London, John Wiley & Sons Inc.
- Radaj D., Vormwald M. (2007): Ermüdungsfestigkeit - Grundlagen für Ingenieure 3.Auflage; Springer Berlin
- Railpictures; <http://railpictures.net/>
- Rauscher T. (1999): Modellierung des reibungsbehafteten Rollkontaktes elasto-plastischer metallischer Festkörper; Dortmund
- Reddy V., G. Chattopadhyay, P. L. Larsson-Kraik, D. Hargreaves (2002): Modelling and analysis of rail maintenance cost; Int. J. Productions Economics 105 (2007) 475 - 482
- Richard H.A., Sander M. (2009): Ermüdungsrisse - Erkennen, sicher beurteilen, vermeiden; Viewg+Teubner
- Richardson A. (2007): Hazardous Installations Directorate Offshore Division; Health and Safety Executive
- Rießberger K. (2007): Das Zusammenwirken von Rad und Schiene in Fendrich L.; Handbuch Eisenbahninfrastruktur; Berlin Springer
- Rossmann H.P. (1982); Grundlagen der Bruchmechanik; Springer-Verlag Wien New York
- Rossmann H.P. (2008); Inspektionsintervall und Kontrollplan beim Rollkontakt der Wiener U-Bahn - Report K
- Rossmann H.P., Fischmeister E., Loibnegger F. (2007): From Head Checks to Rail Fracture, in Proceedings of ESIS TC 24 Workshop "Fatigue and Damage Tolerance of Railway Rails, Paris , 10. - 11. Mai 2007
- Rossmann H.P., Loibnegger F., Fischmeister E. (2008): Rolling Contact Fatigue in Head-Hardened Rails a Vienna Subway Experience, in Proceedings of ESIS TC 24 Workshop "From Rail-Wheel Contact to Rail Fracture – Light Rail Systems – Trams and Undergrounds" Wien 17. - 18. April 2008
- Schnitzer T., Edel K.O., Bohne I. (2004): Fahrflächenschäden; Brandenburg
- Schnitzer T. (2005): Bruchmechanische Analyse des Wachstums von Rollkontaktermüdungsrisse in Eisenbahnschienen, Shaker Verlag, Aachen
- Schnitzer T., Edel K.-O. (2006): Fracture Mechanical Analysis and Assessment of the Extension of rolling contact fatigue cracks; 7th International Conference on Contact Mechanics and Wear of Rail/Wheel Systems: Brisbane, Australien
- Schöch, W. (2008): Entwicklung von Schleifstrategien gegen Rollkontaktermüdung – Ein internationaler Überblick. ZEVrail Glasers Annalen 132:428-434, 2008
- Schöne D., Bork C.-P. (2009): Schwing- und Betriebsfestigkeitsuntersuchung an Eisenbahnschienen UIC 60 unter Wechselbiegung, BAM Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung, Berlin
- Schönfelder U. (2011): Mittels Verfahren ERAB Zustände von Baukonstruktionen bewerten; EI-Eisenbahningenieur 52 - 54
- Smith, R.A. (1998): Fatigue in transport: problems, solutions and future threats. Trans.I.Chem. Engg. Vol.76 Part B, 217-223

- Skyttebol A., Josefson B.L., Ringsberg J.W. (2005): Fatigue crack growth in a welded rail under the influence of residual stresses; in *Engineering Fracture Mechanics* 72 271–285 (2005)
- Tada H., Paris P., Irwin G. (1999): *The Stress Analysis of Cracks Handbook*; American Society of Mechanical Engineers New York
- Tomberger, G., K. Maier & K.L. Maurer (1977): Erfassung des Rissbeginnes und Verfolgung des Rissfortschrittes an unlegierten Kohlenstoffstählen unter Berücksichtigung der Gefügestruktur; in *Gefüge und Bruch*, Band 3: 240-255.
- Track Safety Standards (1998): Department of Transportation; Federal Railroad Administration
- UIC-Kodex 217 (2002): Schienenfehler; Internationaler Eisenbahnverband; 4. Ausgabe Paris Jänner 2002.
- Valenta G., Varga T., Loibnegger F. (2000): Untersuchung von Schienenbrüchen bei der Wiener U-Bahn und Maßnahmen zur Verringerung in Internationales Symposium „Schienenfehler“; Brandenburg 16. Und 17. November 2000
- Valenta G. (1998): Untersuchung von Schienenfehlern zur Vermeidung von Schienenbrüchen; Wien
- Veit P. (2007): Instandhaltung und Anlagenmanagement in Fendrich L.; *Handbuch Eisenbahninfrastruktur*; Berlin Springer
- Young T.T., Meehan P.A. (2007): Wear Transitions in a Wear Coefficient Model; 5th Australasian Congress on Applied Mechanics, ACAM 2007; 10-12 December 2007, Brisbane, Australia
- Webster P.J., Mills G., Wang X.D., Kang W.P., Holden T.M. (1997): Residual stress in alumina-thermic welded rails; *Journal of Strain Analysis* Vol 32 No 6; IMechE 1997
- Wiener Linien Bericht (2005): Ein Unternehmen das Menschen bewegt; Wiener Linien GmbH&CoKG, Wien 2005 (<http://www.wienerlinien.at>)
- Wintle J. B., Kenzie B.W., Amphlett G.J., Smalley S. (2001): Best practice for risk based inspection as a part of plant integrity management; HSE 2001
- ZAMG (2011): Klimadaten von Österreich 1971 - 2000 in <http://www.zamg.ac.at/>
- ZAMG (2012): Jahrbuch 2009 in <http://www.zamg.ac.at/>
- Zerbst U., Lunden R., Edel K.-O., Smith R.A. (2009): Introduction to the damage tolerance behaviour of railway rails - a review; *Engineering Fracture Mechanics* 76 (2563-2601)
- Zerbst U., Mädler K., Hintze H. (2003): Fracture mechanics in railway applications – an overview; *Engineering Fracture Mechanics* 72 (163-194)

8. ANHANG

Anhang A

Gesetze und Richtlinien

ArbeitnehmerInnenschutzgesetz 1994 (AschG)

Das ArbeiternehmerInnenschutzgesetz regelt die Sicherheit und Gesundheit der Arbeitnehmer bei der Arbeit. Darin sind die Arbeitgeber verpflichtet für Sicherheit und Gesundheitsschutz der Arbeitnehmer in Bezug auf alle Aspekte, die die Arbeit betreffen, zu sorgen. Arbeitgeber haben weiters mit Anweisungen und sonstig geeignete Maßnahmen dafür zu sorgen, dass Arbeitnehmer bei ernster und unmittelbarer Gefahr für die eigene Sicherheit oder für die Sicherheit anderer Personen in der Lage sind, selbst die erforderlichen Maßnahmen zur Verringerung oder Beseitigung der Gefahr zu ergreifen. Weiters haben die Arbeitgeber bei der Gestaltung der Arbeitsstätten oder Arbeitsvorgängen die Grundsätze der Gefahrenverhütung anzuwenden. Dazu zählen vor Allem das Vermeiden von Risiken und die Abschätzung von nicht vermeidbaren Risiken. Die ArbeitnehmerInnen haben die vorgeschriebenen Schutzmaßnahmen anzuwenden und sich so zu verhalten, dass eine Gefährdung so weit als möglich vermieden wird. So sind die von den Arbeitgebern und Arbeitgeberinnen zur Verfügung gestellten Arbeitsmittel und die zur Verfügung gestellten persönlichen Schutzausrüstungen ordnungsgemäß zu benutzen.

Andererseits sind lt. ArbeiternehmerInnenschutzgesetz Arbeitgeberinnen und Arbeitgeberinnen zur Erreichung einer optimalen Arbeitsplatzqualität nach dem ArbeitnehmerInnenschutzgesetz verpflichtet, alle Gefährdungen und gesundheitlichen Belastungen, denen Personen am Arbeitsplatz ausgesetzt sind, systematisch zu ermitteln und zu beurteilen. Aufgrund der Ergebnisse werden dann geeignete Maßnahmen zur Gefahrenverhütung festgelegt. Dieser gesamte Prozess wird Arbeitsplatzevaluierung genannt. Gleichzeitig müssen sich Arbeitgeber und Arbeitgeberinnen über den neuesten Stand der Technik hinsichtlich Arbeitsmittel sowie der Erkenntnisse auf dem Gebiet der Arbeitsgestaltung informieren.

Für die Gleisinstandhaltung wurde daher im Jahr 2009 eine umfassende Risikoanalyse nach DIN EN 25448 (FMEA) und DIN EN ISO 50126 für den gesamten Bereich durchgeführt. Dabei wurden alle potenziellen Gefahren nach Kategorien aufgelistet in einer Matrix eingetragen und priorisiert.

Eisenbahngesetz 1957

Das Eisenbahngesetz 1957 in der Fassung 2006 regelt den öffentlichen und privaten Eisenbahnverkehr auf den österreichischen international vernetzten und nichtvernetzten Schienennetzen. Darunter fallen auch die Verkehrsnetze in den Ballungsräumen.

Darin wird der Bau und der Betrieb des Eisenbahnverkehrs geregelt. Für den sicheren Betrieb werden deshalb Regelwerke, Richtlinien und Anweisungen gefordert, nach denen die Infrastrukturanlagen so gewartet und instand gehalten werden können, dass sie den gesetzlichen Auflagen entsprechen.

Falls das Unternehmen über kein zertifiziertes Sicherheitsmanagementsystem (§39a) verfügt, muss es durch benannte oder akkreditierte Stellen alle 5 Jahre überprüft werden, ob es den Anforderungen des Eisenbahngesetzes 1957 (§19a) noch entspricht.

Straßenbahnverordnung 1999 - StrabVO

Die Straßenbahnverordnung 1999 regelt den Bau und Betrieb von Straßenbahnen. Straßenbahnen im Sinne dieser Verordnung sind straßenabhängige Bahnen, die den Verkehrsraum öffentlicher Straßen mitbenützen und sich dem Straßenverkehr anpassen. Aber auch Bahnen, wie auch die Wiener U-Bahn, die straßenunabhängig auf einem eigenen Bahnkörper verkehren, fallen unter dieser Verordnung. Die Betriebsanlagen müssen so beschaffen sein, dass sie den Anforderungen der Sicherheit und Ordnung genügen. Weiters wird in §61 (3) gefordert, dass Oberbauanlagen innerhalb aller 5 Jahre einer Inspektion unterzogen werden müssen.

Straßenverkehrsordnung 1960 - StVO

Die Straßenverkehrsordnung definiert die Anlagen des öffentlichen Verkehrsraumes und das Verhalten der Verkehrsteilnehmer. Sie regelt auch die Arbeiten auf der Straße und das Aufstellen von Straßenverkehrszeichen.

Weitere Gesetze und Verordnungen

Für die Abteilung Bahnbau sind weitere Gesetze, Verordnungen und Richtlinien für die tägliche Arbeiten zu berücksichtigen (lt. Rechtsregister WL): Abfallwirtschaftsgesetz, Allgemeine Arbeitnehmerschutz-Verordnung, Arbeitsruhegesetz, Arbeitsstätten-Verordnung, Arbeitsmittel-Verordnung, Arbeitszeitgesetz, Arbeitsverfassung 1974, Bauarbeitenkoordinationsgesetz, Bundesvergabegesetz, Eisenbahn-ArbeitnehmerInnenschutzverordnung, Gewerbeordnung 1994, Schienenverkehrslärm-Immissionsschutzverordnung, Sicherheits- und Gesundheitsschutzdokumente-Verordnung, Verkehrsarbeitsinspektionsgesetz, Richtlinien und Vorschriften für das Straßenwesen (RVS)

Normen und Richtlinien

ÖNORM EN 13231-1	Bahnanwendungen – Oberbau – Abnahme von Arbeiten, Teil 1: Arbeiten im Schotteroberbau – Gleise
ÖNORM EN 13231-2	Bahnanwendungen – Oberbau – Abnahme von Arbeiten, Teil 2: Arbeiten im Schotteroberbau – Weichen und Kreuzungen
ÖNORM EN 13231-3	Bahnanwendungen – Oberbau – Abnahme von Arbeiten, Teil 3: Abnahme von Schleif-, Fräs- und Hobelarbeiten an Schienen im Gleis
ÖNORM EN 13306	Begriffe der Instandhaltung
ÖNORM EN 13816	Transport - Logistik und Dienstleistungen - Öffentlicher Personennahverkehr
ÖNORM EN 13848-1	Bahnanwendungen - Oberbau — Geometrische Gleislagegüte — Teil 1: Beschreibung der Gleisgeometrie
ÖNORM EN 13848-5	Bahnanwendungen – Oberbau - Qualität der Gleisgeometrie – Teil 5: Geometrische Qualitätsstufen
ÖNORM EN ISO 9001	Qualitätsmanagementsysteme - Anforderungen

Strukturelles Sicherheits-Management

ONR 49000	Risikomanagement für Organisationen und Systeme
ONR 49002-1	Risikomanagement für Organisationen und Systeme, Teil 1: Leitfaden für die Einbettung des Risikomanagements ins Managementsystem
ONR 49002-2	Risikomanagement für Organisationen und Systeme, Teil 2: Leitfaden für die Methoden der Risikobeurteilung
ONR 49002-3	Risikomanagement für Organisationen und Systeme, Teil 3: Leitfaden für das Notfall-, Krisen- und Kontinuitätsmanagement
RVS	Richtlinien und Vorschriften für das Straßenwesen
ERA/GUI/01-2008/SAF	Leitlinie zur Anwendung der Verordnung der Kommission über die Festlegung einer Gemeinsamen Sicherheitsmethode für die Evaluierung und Bewertung von Risiken gemäß Artikel 6 Absatz 3 Buchstabe a der Eisenbahnsicherheitsrichtlinie
ERA/GUI/02-2008/SAF	Sammlung von Beispielen für Risikobewertungen und möglicher Werkzeuge zur Unterstützung der CSM-Verordnung
UIC-Kodex 712	Schienenfehler

Interne Vorschriften und Regelwerke

Dienstvorschrift Nr. II – Allgemeine Vorschriften für das Personal der Bauleitung aus dem Jahr 1912,
Dienstvorschrift Nr. III für die Bahnwärter aus dem Jahr 1924, Dienstvorschriften Nr. IV für die Streckenmeister und deren Stellvertreter aus dem Jahr 1912,
Dienstvorschrift Nr. IV für die Streckenmeister und deren Stellvertreter aus dem Jahr 1911,
Dienstvorschrift Nr. V für den Bahnaufsichts- und Bahnerhaltungsdienst aus dem Jahr 1911,
Oberbauvorschrift für Straßenbahnen (OVSt 57), Zusatzbestimmungen zur Oberbauvorschrift für Straßenbahnen

Regelwerk Eisenbahntechnik
Qualitätsmanagement-Dokumente

B. Risikomanagement, Risikobeurteilung und Beurteilung der Risiken bei der Instandhaltung der Gleisinfrastruktur (Abteilung Bahnbau)

ONR 49000 – Risikomanagement für Organisationen und Systeme

Das Risikomanagement wird in vielen Bereichen als Methode angewandt, um bestimmte Sicherheitsanforderungen in Organisationen umzusetzen und die Risiken zu minimieren. Mit den Regelwerken der ONR 49000 bis ONR 49003 des Österreichischen Normungsinstituts wurde ein methodischer Leitfaden geschaffen, ein Risikomanagement in Organisationen einzuführen, das auch bei der Abteilung Bahnbau verwendet wurde.

In **Abbildung 1** ist die Gliederung der ON-Regel „Risikomanagement für Organisationen und Systeme“ dargestellt nach der das Sicherheitsmanagement für die Instandhaltung und Instandsetzung der Gleisinfrastruktur aufgebaut wurde.

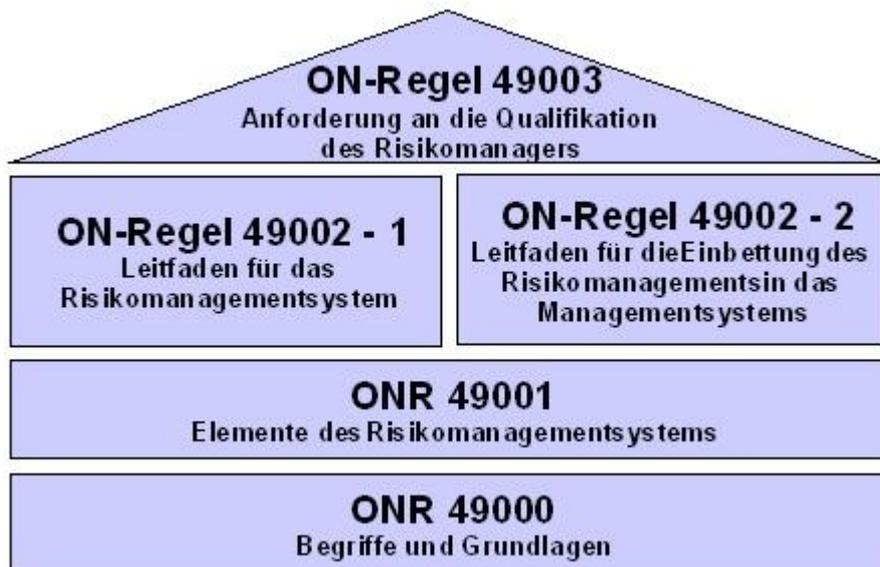


Abbildung 1: Prozessablauf für das strukturelle Sicherheitsmanagement

Strukturelles Sicherheits-Management

Bewertung betriebliche Risiken B63 2009

Sortiert nach RPZ

Risiko-pos.	Ursache	Risiko Nr.	Wirkung	Wahrscheinlichkeit 1 bis 5	Schwere der Wirkung 1 bis 5	RPZ 1 bis 25
8.3	Defekt in fester Fahrbahn	8	falsche Gleislage	2	4	8
11.2	abgenutzte Schiene	11	Schienenbruch	4	2	8
F11.7	Kälteeinwirkung	11	Schienenbruch	4	2	8
F12.1	hohlgelaufene Räder	12	gemger Fahrkomfort	4	2	8
F13.2	hohlgelaufene Räder	13	Lämbeschwerden	4	2	8
36.1	unklare Rechtslage	36	persönliche Haftung für MA und BL	2	4	8
S36.1	unzureichende Budgetmittelzuteilung	36	persönliche Haftung für MA und BL	2	5	10
S36.2	mangelnde Unterstützung strategischer Notw	36	persönliche Haftung für MA und BL	2	5	10
F28.1	Unfälle	28	Personenschaden	3	3	9
10.2	abgenutzte Schiene	10	schadhafte Schienenoberfläche	3	2	6
12.3	falsche Gleislage	12	gemger Fahrkomfort	3	2	6
F25.2	Gasleitungsbruch	25	substantielle Streckensperre	3	2	6
F25.3	Wasserrohrbruch	25	substantielle Streckensperre	3	2	6
28.4	lockere Oberflächeneindeckung	28	Personenschaden	3	2	6
28.5	lockere Metall-Oberflächeneindeckungen	28	Personenschaden	3	2	6
28.6	Frostaufrüche auf Haltestellen	28	Personenschaden	3	2	6
28.7	Mangelhafter Winterdienst	28	Personenschaden	3	2	6
K1.2	Abhängigkeit von Dienstleistern	K1	Kostennachteil, höhere Kosten	2	3	6
K1.5	Umweltvorschriften	K1	Kostennachteil, höhere Kosten	3	2	6
K1.7	Rohstoffpreisänderungen (Stahl)	K1	Kostennachteil, höhere Kosten	2	3	6
1.9	hohe Oberflächeneindeckung	1	Entgleisung	5	1	5
F1.9	menschliches Fehlverhalten von Fahrern	1	Entgleisung	1	5	5
F2.1	Flachstelle	2	geschädigter Oberbau	5	1	5
F5.2	hohlgelaufene Räder	5	abgenutzte Schiene	5	1	5
6.2	abgenutzte Schiene	6	Spurenweiterung	5	1	5
10.4	Schweissarbeiten	10	schadhafte Schienenoberfläche	5	1	5
F10.5	Flachstelle	10	schadhafte Schienenoberfläche	5	1	5
F10.6	Schleuderstelle	10	schadhafte Schienenoberfläche	5	1	5
12.6	geschädigter Oberbau	12	gemger Fahrkomfort	5	1	5
18.4	geschädigter Oberbau	18	Dauerfestigkeitsprobleme	5	1	5
F18.1	Flachstelle	18	Dauerfestigkeitsprobleme	5	1	5
19.5	Mangelhafte Überprüfung	19	Verletzung der Vorschriften	5	1	5
19.6	geschädigter Oberbau	19	Verletzung der Vorschriften	5	1	5
F24.2	höhere Fahrzeug-Achslast	24	hohe oder zu tiefe Oberflächeneindeckung	5	1	5
F25.1	Unwetter	25	substantielle Streckensperre	1	5	5
K1.1	Abhängigkeit von Einzelprodukten	K1	Kostennachteil, höhere Kosten	1	5	5
F1.10	Fremdkörper in/am Gleis oder in Weiche	1	Entgleisung	2	2	4
F3.2	durchdrehende Räder	3	Schleuderstelle	4	1	4
6.5	Grundbruch im Gleiskörper	6	falsche Gleislage	2	2	4
9.2	lockeres Schotterbett	9	Gleisverwerfungen (zu 6.)	2	2	4
F9.4	Hitzeinwirkung	9	Gleisverwerfungen (zu 6.)	2	2	4
F10.3	hohlgelaufene Räder	10	schadhafte Schienenoberfläche	4	1	4
11.3	schadhafte Schienenoberfläche	11	Schienenbruch	4	1	4
11.7	Schweissarbeiten	11	Schienenbruch	4	1	4
11.8	Mangelhafte Überprüfung	11	Schienenbruch	4	1	4
11.9	Dauerfestigkeitsprobleme	11	Schienenbruch	4	1	4
11.10	geschädigter Oberbau	11	Schienenbruch	4	1	4
F11.4	Schleuderstelle	11	Schienenbruch	4	1	4
F11.8	Streustrom	11	Schienenbruch	4	1	4
12.1	abgenutzte Schiene	12	gemger Fahrkomfort	2	2	4
12.4	schadhafte Schienenoberfläche	12	gemger Fahrkomfort	4	1	4
12.5	Grundbruch im Gleiskörper	12	gemger Fahrkomfort	2	2	4
13.1	schadhafte Schienenoberfläche	13	Lämbeschwerden	4	1	4
13.3	Defekt in fester Fahrbahn	13	Lämbeschwerden	1	4	4
13.4	Schleifarbeiten	13	Lämbeschwerden	4	1	4
13.6	geschädigter Oberbau	13	Lämbeschwerden	4	1	4
14.2	Schleifarbeiten	14	Brand im Gleiskörper	4	1	4
18.1	schadhafte Schienenoberfläche	18	Dauerfestigkeitsprobleme	2	2	4
19.7	Abstand zur Bahnsteigkante	19	Verletzung der Vorschriften	2	2	4
20.1	lockeres Schotterbett	20	Überschreitung Verwindung	4	1	4
25.1	Grundbruch im Gleiskörper	25	substantielle Streckensperre	1	4	4
F25.4	unbekannte Hohlräume	25	substantielle Streckensperre	1	4	4
28.3	Brand im Gleiskörper	28	Personenschaden	1	4	4
K1.0	Vandalismus	K1	Kostennachteil, höhere Kosten	4	1	4
K1.3	keine Absicherung der Nutzbarkeit von Neuer	K1	Kostennachteil, höhere Kosten	2	2	4
K1.4	Änderung des rechtlichen Umfelds	K1	Kostennachteil, höhere Kosten	1	4	4
K1.6	Wechselkursänderungen	K1	Kostennachteil, höhere Kosten	2	2	4
1.2	abgenutzte Schienen, Herzen und Zungen	1	Entgleisung	1	3	3
1.5	Schienenbruch	1	Entgleisung	1	3	3
F1.3	gebrochene(s)r Rad/Radreifen	1	Entgleisung	1	3	3
F1.6	Vandalismus	1	Entgleisung	1	3	3
2.1	Entgleisung	2	geschädigter Oberbau	1	3	3
2.2	schadhafte Schienenoberfläche	2	geschädigter Oberbau	3	1	3
2.6	unzureichende Entwässerung	2	geschädigter Oberbau	1	3	3
5.1	Spurverengung	5	abgenutzte Schiene	3	1	3
8.4	unzureichende Entwässerung	8	falsche Gleislage	1	3	3
10.3	Schleifarbeiten	10	schadhafte Schienenoberfläche	3	1	3
F10.1	Bremsfehlfunktion	10	schadhafte Schienenoberfläche	3	1	3
11.4	gealtertes Schienenmaterial	11	Schienenbruch	3	1	3
11.6	Defekt in fester Fahrbahn	11	Schienenbruch	3	1	3
13.5	Schweissarbeiten	13	Lämbeschwerden	3	1	3
15.1	unzureichende Entwässerung	15	Grundbruch im Gleiskörper	1	3	3
17.1	Ausfall eines Messwagens	17	keine bescheidgemäße Überprüfung möglic	3	1	3
28.8	Nicht nutzbarer Sicherheitsraum	28	Personenschaden	1	3	3
28.9	Fehlende oder nicht genutzte PSA	28	Personenschaden	3	1	3
29.1	lockere Oberflächeneindeckung	29	Sachschaden	3	1	3
29.2	lockere Metall-Oberflächeneindeckungen	29	Sachschaden	3	1	3
K3.2	IT-Betrieb	K3	Know-How-Verlust	1	3	3

gelb: RPZ Risikoprioritätszahl = 3

orange: RPZ Risikoprioritätszahl >3

Fremdursache

Ursache im eigenen Bereich (ohne Hintergrund)

Abbildung 2: Übersicht der Bewertungen der betrieblichen Risiken in der Abteilung Bahnbau B63

Strukturelles Sicherheits-Management

Risiko Nr. (Wirkung)	1. Entgleisung
Beschreibung Vor allem durch Schienenbrüche und eine falsche Gleislage, auch durch mehrere defekte Schwellen und Befestigungen kommt es zu Entgleisungen. Weitere häufige Ursachen sind abgenutzte Schienen, defekte Weichenzungen (gebrochene Weichenzungenspitzen), Leitschienen ohne Funktion, Objekte auf oder in (Rillenschienen) der Schiene oder in Weichen. Vandalismus ist ebenfalls ein Grund. Grundbrüche oder Hohlräume im Oberbau sind ebenso für Entgleisungen verantwortlich. Fahrzeugseitig können gebrochene Räder oder Radreifen sowie ein Fehlverhalten von Fahrern (StraB im Bahnhofsbereich) zu Entgleisungen führen. Bei freigelegten Rillenschienen kann es zu Tragfähigkeitsproblemen kommen, die auch zu Entgleisungen und zu unvorhergesehenen Betriebseinstellung führen können.	
Ursache(n) im eigenen Bereich	Schienenbruch, hohe Oberflächeneindeckung, abgenutzte Schienen, abgefahrene Weichenzungen und Herzen, <i>verletzter Lichtraum, Spurverengung, falsche Gleislage, >5 defekte Schwellen oder Befestigungen, Leitschienen ohne Funktion, Grundbruch im Gleiskörper, mangelhafte Überprüfung, geschädigter Oberbau, lockere Metall-Oberflächeneindeckung</i>
Fremdursache(n)	Gebrochenes(r) Rad/Radreifen (bzw. Achse), Vandalismus, menschliches Fehlverhalten von Fahrern, Fremdkörper im/am Gleis oder in Weiche, <i>hohlgelaufene Räder, defekter Spurrkranz, Materialfehler Schiene, Unfälle, Unwetter, Wasserrohrbruch, Vandalismus, hohe Temperaturen, Kollisionen mit Fremdkörpern</i>
Auswirkung(en)	Personenschäden Betriebsbeeinträchtigungen Beschädigung der Fahrzeuge Beschädigung der Stromabnehmer Risikokosten
Wahrscheinlichkeit (p.a.)	StraB 2 (1 p.a.) (im Bahnhofsbereich nahezu täglich) U-Bahn 1 (0,1 p.A.)
Schwere der Wirkung (€)	1-2 (10 bis 100 T€)

<p style="text-align: center;">IST und SOLL</p>	Risikopos.	Ursache
	1.2	Abgefahrene Schienen, Herzen und Zungen
1.5	Schienenbruch	
1.9	hohe Oberflächeneindeckung	
F1.3	Gebrochenes(r) Rad/Radreifen	
F1.6	Vandalismus	
F1.9	menschliches Fehlverhalten von Fahrern	
F1.10	Fremdkörper im/am Gleis oder in Weiche	
Risikostrategie <input checked="" type="checkbox"/> Risiko vermeiden <input checked="" type="checkbox"/> Risiko vermindern <input type="checkbox"/> Risiko akzeptieren		Frühwarnindikatoren <ul style="list-style-type: none"> <input type="checkbox"/> Bildung von Schienenbrüchen erkennen <input type="checkbox"/> Höhendifferenzen der Oberflächeneindeckungen erkennen <input type="checkbox"/> Veränderungen der Gleislage erkennen <input type="checkbox"/> Zustandsprognosen aus der zeitlichen Entwicklung von Schwellwerten ableiten <input type="checkbox"/> Überprüfungen an Rädern durchführen (Verschleißmessung, Ultraschall)

Strukturelles Sicherheits-Management

Abbildung 3: Risikobeurteilung am Beispiel einer „Entgleisung“

Risiko pos.	Nr.	Massnahmen	Verantwortlich	Termin	Zusätzl. Kosten (T€)
1.5	1	Systematische Dokumentation aller Entgleisungsfolgen am Tourengeleis (Foto, Örtlichkeit und Bericht)	OM und Meister	Ab 01/2009	
	2	Analyse der möglichen Ursachen und Aktualisierung der Risikodokumentation	Prozessteam	Ab 01/2010	
1.9	3	Siehe 24. zu hohe Oberflächeneindeckung			
F1.6	4	Sensibilisierung der Mitarbeiter	OM und Meister	2010	
	5	Erhöhte Aufmerksamkeit	OM und Meister	2010	
	6	Meldung verdächtiger Vorgänge	OM und Meister	2010	
F1.9	7	Einbringen in den Rad/Schiene-Ausschuss, Abstimmung mit V4 (Fehlverhalten von Fahrern)	Fischmeister	In Q4/09	
F1.10	8	Spritzwagen einsetzen	Weber	lfd	
	9	Risiko akzeptieren			
	10	Instandhaltung Fahrzeuge bzw. Inspektionen sensibilisieren auf zu verlierende Komponenten	F52, F54	2010	
1.2	11	Schwellwerte Profilgeometrie und Schleifvorschrift Weichenherzen definieren	Oberhauser	2010	
	12	Schwellwerte Profilgeometrie und Instandhaltungsvorschrift Zungen definieren	Oberhauser	2010	
1.3	13	Einbringen in den Rad/Schiene-Ausschuss	Fischmeister	In Q4/09	

Bemerkungen:

Abbildung 4: Maßnahmen infolge der Risikobeurteilung am Beispiel einer „Entgleisung“

Strukturelles Sicherheits-Management

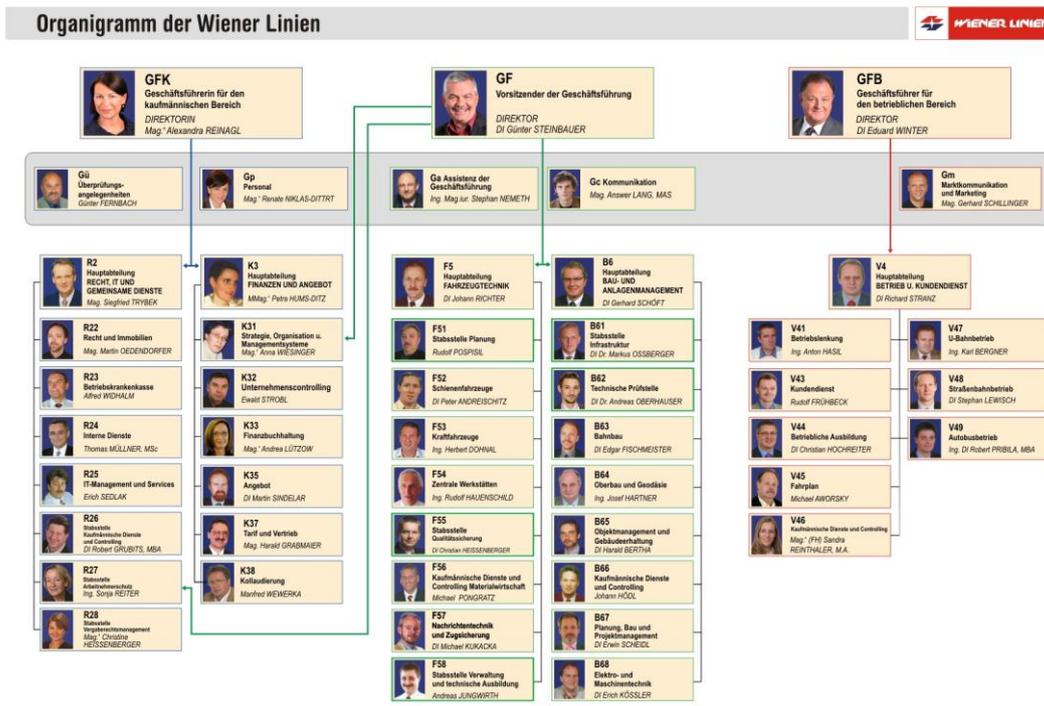
Risiko Nr. (Wirkung)																																										
Beschreibung																																										
Ursache(n) im eigenen Bereich																																										
Fremdursache(n)																																										
Auswirkung(en)																																										
Wahrscheinlichkeit (p.a.)																																										
Schwere der Auswirkung (€)																																										
<table border="1" style="display: inline-table; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="background-color: #ffff00; width: 20px; height: 20px;"></td> <td style="background-color: #ff8c00; width: 20px; height: 20px;"></td> <td style="background-color: #ff4500; width: 20px; height: 20px;"></td> <td style="background-color: #ff4500; width: 20px; height: 20px;"></td> <td style="background-color: #ff4500; width: 20px; height: 20px;"></td> <td style="width: 20px;"></td> </tr> <tr> <td style="background-color: #ffff00; width: 20px; height: 20px;"></td> <td style="background-color: #ffff00; width: 20px; height: 20px;"></td> <td style="background-color: #ff8c00; width: 20px; height: 20px;"></td> <td style="background-color: #ff8c00; width: 20px; height: 20px;"></td> <td style="background-color: #ff8c00; width: 20px; height: 20px;"></td> <td style="width: 20px;"></td> </tr> <tr> <td style="background-color: #ffff00; width: 20px; height: 20px;"></td> <td style="background-color: #ffff00; width: 20px; height: 20px;"></td> <td style="background-color: #ffff00; width: 20px; height: 20px;"></td> <td style="background-color: #ff8c00; width: 20px; height: 20px;"></td> <td style="background-color: #ff8c00; width: 20px; height: 20px;"></td> <td style="width: 20px;"></td> </tr> <tr> <td style="background-color: #ffff00; width: 20px; height: 20px;"></td> <td style="background-color: #ff8c00; width: 20px; height: 20px;"></td> <td style="width: 20px;"></td> </tr> <tr> <td style="background-color: #90ee90; width: 20px; height: 20px; text-align: center;">Nr</td> <td style="background-color: #ffff00; width: 20px; height: 20px;"></td> <td style="width: 20px;"></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">10T€</td> <td style="text-align: center;">100T€</td> <td style="text-align: center;">1 Mio€</td> <td style="text-align: center;">5 Mio€</td> <td style="text-align: center;">10 Mio€</td> <td></td> </tr> </table> <p style="text-align: center;">IST und SOLL</p>																									Nr						10T€	100T€	1 Mio€	5 Mio€	10 Mio€		<p>52p.a.</p> <p>12p.a.</p> <p>4p.a.</p> <p>1 p.a.</p> <p>0,1p.a</p>	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 20%;">Risikopos.</td> <td>Ursache</td> </tr> <tr> <td style="height: 150px;"></td> <td></td> </tr> </table>	Risikopos.	Ursache		
Nr																																										
10T€	100T€	1 Mio€	5 Mio€	10 Mio€																																						
Risikopos.	Ursache																																									
Risikostrategie	Frühwarnindikatoren																																									
<input type="radio"/> Risiko vermeiden <input type="radio"/> Risiko vermindern <input type="radio"/> Risiko akzeptieren	<input type="radio"/> <input type="radio"/> <input type="radio"/>																																									

Risiko pos	Nr.	Massnahmen	Verantwortlich	Termin	Zusätzl. Kosten (T€)
1					
2					
3					

Bemerkungen:

Abbildung 5: Formular für die Risikobeurteilung und Maßnahmen in der Abteilung Bahnbau

C. Organisation Wiener Linien



Stand: September 2011

Abbildung 1: Organigramm der Wiener Linien

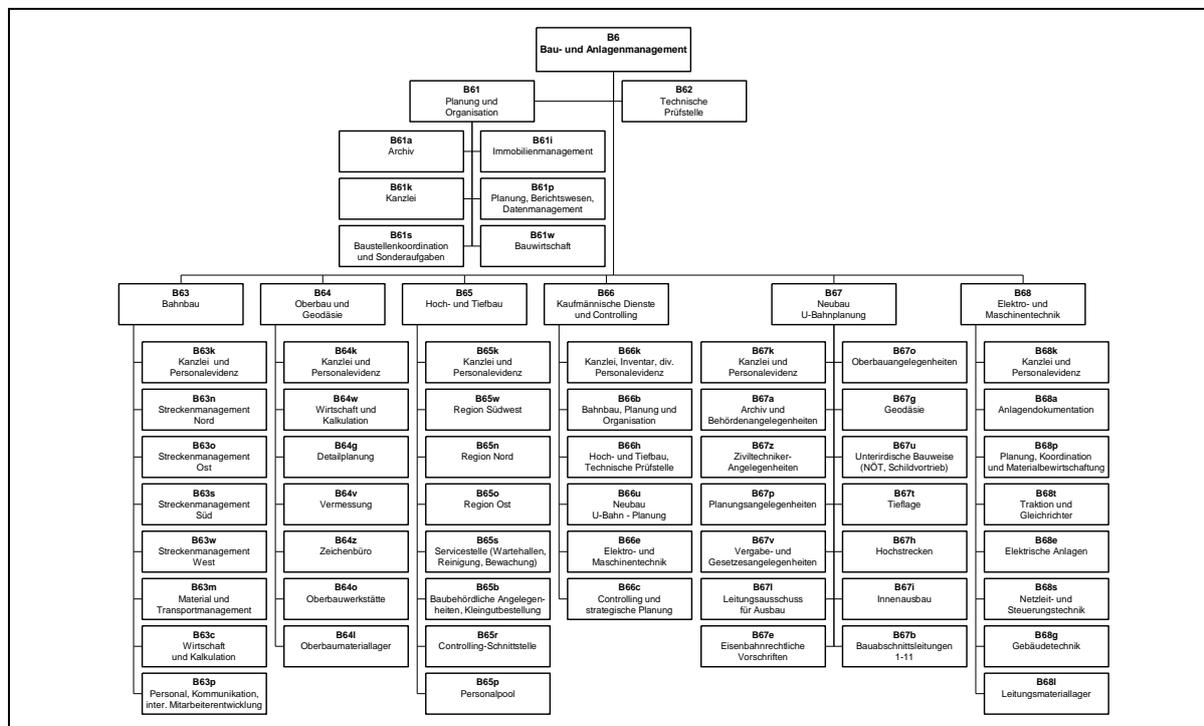


Abbildung 2: Organigramm der Hauptabteilung Bau- und Anlagenmanagement

Strukturelles Sicherheits-Management

Die Hauptaufgabe der Abteilung Bahnbau ist die Bereitstellung der Schieneninfrastruktur für U-Bahn und Straßenbahn. Darunter fallen sämtliche Tätigkeiten für die Instandhaltung und Instandsetzung des Oberbaues als auch die technische Überwachung im Zuge des Sicherheitsmanagements nach §39 des Eisenbahngesetzes. Zudem ist Abteilung Bahnbau im Rahmen eines 24h Gebrechensdienstes auch für die Behebung von Störungen, die den Gleisbau betreffen, zuständig (Organisationshandbuch der Wiener Linien 2011).

Die Erfüllung dieser Aufgaben wird durch die folgenden Prozesse gewährleistet:

Prozess 1: Technische Überwachung (Bahnaufsichtsdienst), Erhaltung und Wartung der Gleis- und Nebenanlagen

- Störungsbehebung
- Erhaltung und Wartung der Gleis- und Nebenanlagen
- Schienenpflegearbeiten (Schienenschleifen, maschinelle Durcharbeitung)
- Laufende Optimierung der Erhaltungsstrategien
- Lösungen von Problemen im Bereich Rad Schiene, Durchführung von Forschungs- und Entwicklungsarbeiten für die Abteilung Bahnbau
- Gleismesstechnik (Schienenprofilmessung, Riffelmessung, Messwagen, Ultraschallprüfung)
- Planung und Budgetierung der Instandhaltungsarbeiten in Koordination mit Prozess 2
- Leitung von F&E-Projekten im Rad/Schiene Bereich

Prozess 2: Instandhaltung, Erneuerung und Neubau

- Projektleitung und –management entsprechend dem BauKG bei Gleisbauten im Straßenbahnbereich
- Planung, Ausschreibung, Vergabe und Abrechnung von Fremdfirmenarbeiten
- Abnahme dieser Arbeiten gemäß §40 Eisenbahngesetz 1957
- Optimierung der Erhaltungsstrategien unter Berücksichtigung der Ergebnisse aus dem Prozess 1
- Lösungen von Rad-Schiene-Problemen unter Berücksichtigung der Ergebnisse aus dem Prozess 1
- Mehrjahresplanung und Budgetierung der Erneuerungen (Baustellen) unter Berücksichtigung der Ergebnisse aus dem Prozess 1

Prozess 3: Reinigung, Laubdienst und Winterdienst

- Organisation des Laubdienstes im Bereich der Straßenbahn
- Organisation der winterlichen Betreuung im Bereich der Bahnhofsvorköpfe, Weichen, Straßenbahnhaltestellen und Nebenanlagen
- Organisation der winterlichen Betreuung der Autobushaltestellen

Strukturelles Sicherheits-Management

Die Anlagen umfassen folgende Bereiche:

- Oberbau: Schienen, Weichen und Kreuzungen
Kleineisen
Schienenbefestigungen
Schienenausziehvorrichtungen
Gleisabschlüsse (Prellböcke)
Schwellen
Bettung - Schotterbett
- Unterbau: Dammkörper, Böschung
Entwässerungseinrichtungen
- Sonstige Anlagen: Haltestelleninseln bei Straßenbahnen
Flucht- und sonstige Wege (lt. Dokumentation)

D. Fehler und Schäden an den Schienen und Gleisanlagen

Die schwarzen Pfeile in der *Abbildung D-1*, in der die das U-Bahnnetz und die Schnellbahnlinien (blaue Linien) dargestellt sind, kennzeichnen die Bereiche auf den U-Bahnlinien, in denen Schienenbrüche zufolge Rollkontaktermüdung aufgetreten sind. Der blaue Pfeil kennzeichnet den Schienenbruch auf der U-Bahnlinie U1, der zufolge einer Schleuderstelle im Jänner 2009 aufgetreten ist.



Abbildung D-1: Wiener U-Bahnnetz, die schwarzen Pfeile auf der U3 kennzeichnen die Bereiche in denen Schienenrisse und Schienenbrüche aufgetreten sind, der blaue Pfeil auf der U1 kennzeichnet einen Schienenbruch zufolge einer Schleuderstelle

Die *Abbildung D-2* bis *Abbildung D-7* zeigen Beispiele für die Bruchflächen von Vignolschienen bei der Wiener U-Bahn, die infolge Rollkontaktermüdung entstanden sind. Bei allen Abbildungen ist deutlich die verrostete Ermüdungsbruchfläche, die während des Betriebes entstanden ist. Die helle Bruchfläche entstand durch das Aufbrechen der Schiene im Labor.



Abbildung D-2: Bruchfläche einer aufgebrochenen Schiene



Abbildung D-3: Detailansicht der Bruchfläche der aufgebrochenen Schiene (siehe Abbildung D-2)



Abbildung D-4: Bruchfläche einer aufgebrochenen Schiene



Abbildung D-5: Bruchfläche einer aufgebrochenen Schiene



Abbildung D-6: Bruchfläche einer aufgebrochenen Schiene



Abbildung D-7: Bruchfläche einer aufgebrochenen Schiene

Das Schadenshandbuch soll alle unerwünschten Fehler und Schäden an den Anlagen der Gleisinfrastruktur mit Abbildungen, die zu möglichen schon bekannten Verschlechterungsmechanismen führen, umfassen. An Hand von Beispielen soll ermöglicht werden, Analysen von zukünftigen vorhersehbaren Verschlechterungsmechanismen, Risiken und Gefahren rechtzeitig zu identifizieren (siehe Anhang B). Die folgenden Abbildungen stellen ein paar Beispiele dar, wie das zukünftige Schadenshandbuch aufzubauen ist.

Die Fehlerklassifizierung sollte dem UIC-Kodex 712 - Schienenfehler für Schäden an den Schienen entsprechen.

Die Fehler an den Gleisanlagen sind nach folgender Gliederung einzuteilen:

- Schäden des Fahrweges
 - Schienen
 - Schienenbefestigung
 - Schwellen
 - Unterbau
 - Weichen und Kreuzungen
- Gleiseindeckung
- Entwässerung
- Sicherheitsraum – Lichtraum
- Bahnsteig und –kanten
- Böschungen

Die nachfolgenden **Abbildung D-8** bis **Abbildung D-12** zeigen Beispiele für Brüche und Ausbrüche an Rillenschienen. Dabei handelt es sich hauptsächlich um Ermüdungsbrüche, die teilweise noch mit Einschränkungen befahren werden können.



Abbildung D-8: Bruch einer Rillenschiene mit Fahrkopfausbruch im Bereich einer Weichenzunge



Abbildung D-9: Bruch einer Grundierung in einer Rillenschiene



Abbildung D-10: Bruch einer eingebetteten Rillenschiene



Abbildung D-11: Bruch einer eingebetteten Rillenschiene beim Herzstück



Abbildung D-12: Ermüdungsbruch unter dem Fahrkopf und vom Spurstangenloch ausgehend in einer eingebetteten Rillenschiene (im eingebauten Zustand nicht sichtbar)

Die nachfolgende **Abbildung D-13** zeigt einen Ermüdungsbruch des Leitschenkels (Rillenkopfes) einer Rillenschiene (a) im eingebauten Zustand, b) mit entfernten Großflächenplatten).



Abbildung D-13: Ermüdungsbruch des Leitschenkels (Rillenkopfes) einer eingebetteten Rillenschiene (nicht mehr befahrbar!), a) im eingebauten Zustand, b) mit entfernten Großflächenplatten



Abbildung D-14: Ausgebrochene Fahrkante einer eingebetteten Rillenschiene

Die **Abbildung D-15** zeigt eine abgebrochen Schienenüberwalzung (Schienengrat) an einer Rillenschiene. Diese kann zu Beschädigungen von Autoreifen führen, eine Stolpergefahr darstellen und den Fahrzeugboden durchdringen sowie Fahrgäste verletzen.



Abbildung D-15: Abgebrochen Schienenüberwalzung (Schienengrat) an einer Rillenschiene

Die **Abbildung D-16** und **Abbildung D-17** zeigen Beispiele für ab- und ausgebrochene Zungenspitzen an einer Rillenschienenweiche, die zu Entgleisungen führen können.



Abbildung D-16: Ausgebrochene und abgebrochene Zungenspitze einer Rillenschienenweiche (nicht mehr befahrbar)



Abbildung D-17: Abgebrochene Zungenspitze einer Rillenschiene

Die **Abbildung D-18** zeigt ein Beispiel für eine eingebrochenen Stahlbetonplatte in Folge ausgewaschener Splittunterlage. Dies stellt nicht nur eine Stolpergefahr dar, sondern kann auch zu Schäden an Fahrzeugen kommen.



Abbildung D-18: Eingebrochene Stahlbetongroßflächenplatten (infolge Unterwaschung)



Abbildung D-19: Laschenlöcher unmittelbar neben dem Schweißstoß (Mindestabstand sollte 10 cm betragen)



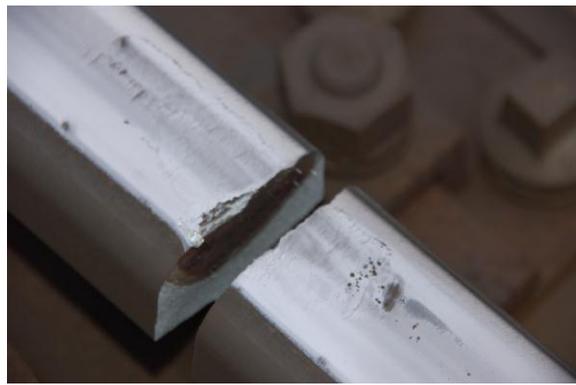
Abbildung D-20: a) Seitenverschleiß an einer Vignolschiene, b) Höhenverschleiß an einer Rillenschiene



Abbildung D-21: Brandloch (Schleuderstelle) infolge eines durchdrehenden Rades in einer Vignolschiene



a)



b)

Abbildung D-22: b) Schienenbruch zufolge a) Oberflächenschädigung durch durchdrehende Räder



Abbildung D-23: Kurzgeschlossener und ausgeronnener Isolierstoß



Abbildung D-24: Bruch einer Vignolschiene bei einem aluminothermischen Schweißstoß



Abbildung D-25: Schienenbruch zufolge mangelhafter E-Handschiweißung



Abbildung D-26: Schienenbruch (Ermüdung) zufolge fehlerhafter Lagerungsbedingung (Aufsitzen der Schiene auf einem Betonriegel für Hochwasserschutzdammbalken und damit Kerbbildung am Schienenfuß)

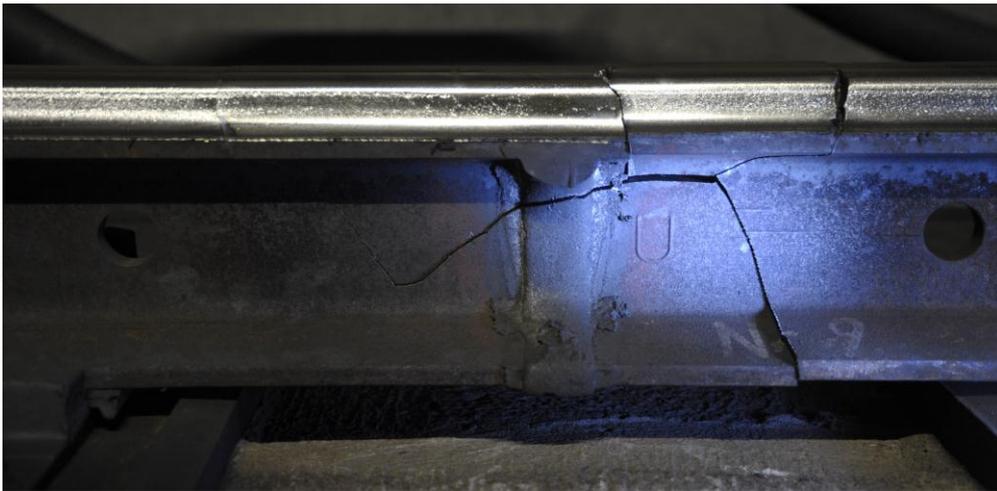


Abbildung D-27: Ermüdungsbruch ausgehend von einem aluminothermischen Schweißstoß



Abbildung D-28: Korrosion durch Wassertropfen auf der Schienenoberfläche

Schlupfwellen (siehe **Abbildung D-29**) verursachen starke Erschütterungen des Oberbaues, was wiederum zu Lockerung der Schienenbefestigung und des Schotterbettes führt. Auch bei den Fahrzeugen kommt es zu Erschütterungen und dadurch zum möglichen Lösen der Befestigungen und Einbauten.



Abbildung D-29: Schlupfwellen auf einer Innenschiene im Gleisbogen

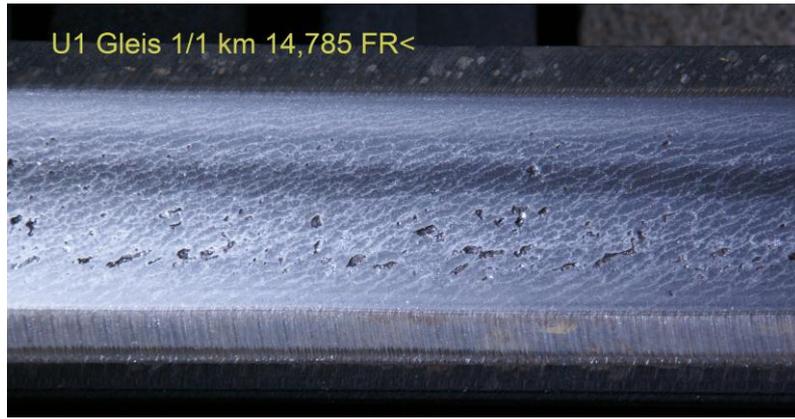


Abbildung D-30: schräge Oberflächenrisse (running surface cracks) mit Ausbrüchen auf der Schienenfahrfläche



Abbildung D-31: Durch hohl gelaufene Räder beschädigtes Gussherz



Abbildung D-32: Vermorschte Holzschwelle mit in die Schwelle eingebrochener Rippenplatte

Unzureichende Schienenbefestigungen können bei Zugsüberfahrten zum Umkippen bzw. Verschieben der Schienen führen (siehe **Abbildung D-33**), was wiederum Folge von Entgleisungen sein kann. Auch im Bauzustand, wenn ein provisorischer Betrieb durchgeführt wird, ist deshalb auf eine ausreichende Schienenbefestigung zu achten.



Abbildung D-33: Umgekippte Schiene zufolge unzureichende Schienenbefestigung (RailPictures.net)

Hangrutschungen, wie in **Abbildung D-34** gezeigt, können zu einer Gefahr für den Betrieb der Eisenbahn führen. Durch die Verschüttung der Gleisanlagen mit Böschungsmaterial und Bepflanzung kann es zu Entgleisungen kommen. In **Abbildung D-35** sind die potentiellen Abbruchkanten zu erkennen, an denen der Hang bei und nach starken Niederschlägen zum Gleiten kommen kann und hier die Straße aber auch Gleisanlagen verschütten kann.



Abbildung D-34: Hangrutschung (RailPictures.net)



Abbildung D-35: Hangrutschung mit potentiellen Abbruchkanten (rote Linien)

E. Regelpläne und Abbildungen des Oberbaues der Wiener U-Bahn

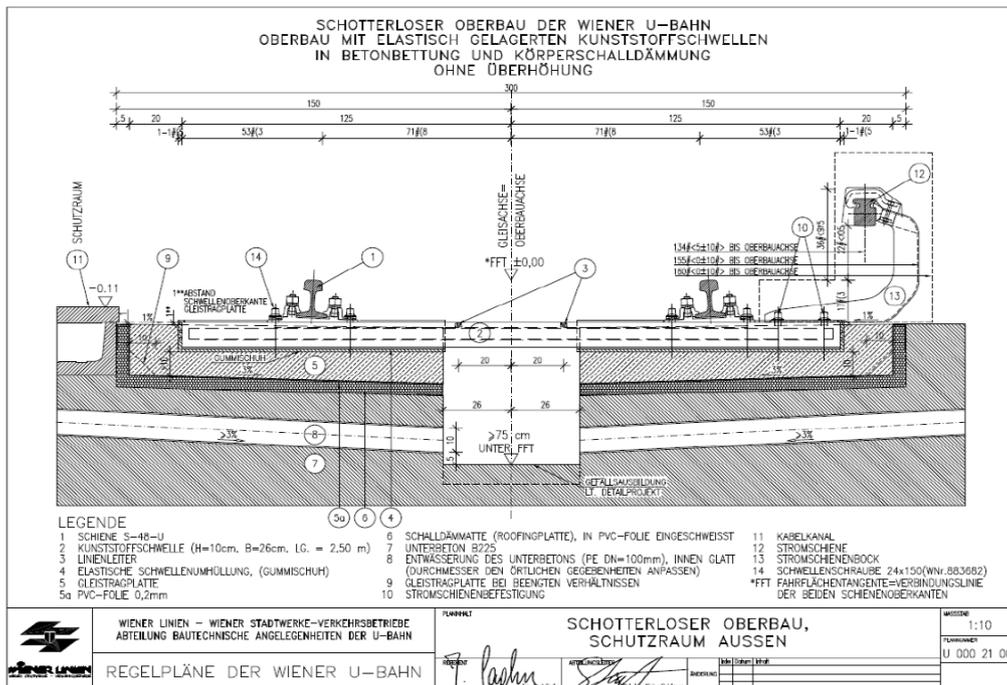


Abbildung E-1: Regelquerschnitt des schotterlosen Vignolschienen-Oberbaues (Feste Fahrbahn) in der Wiener U-Bahn mit Kunststoffschwellen in Gummischuhen in elastisch gelagerter 5 m langer Gleistragplatte

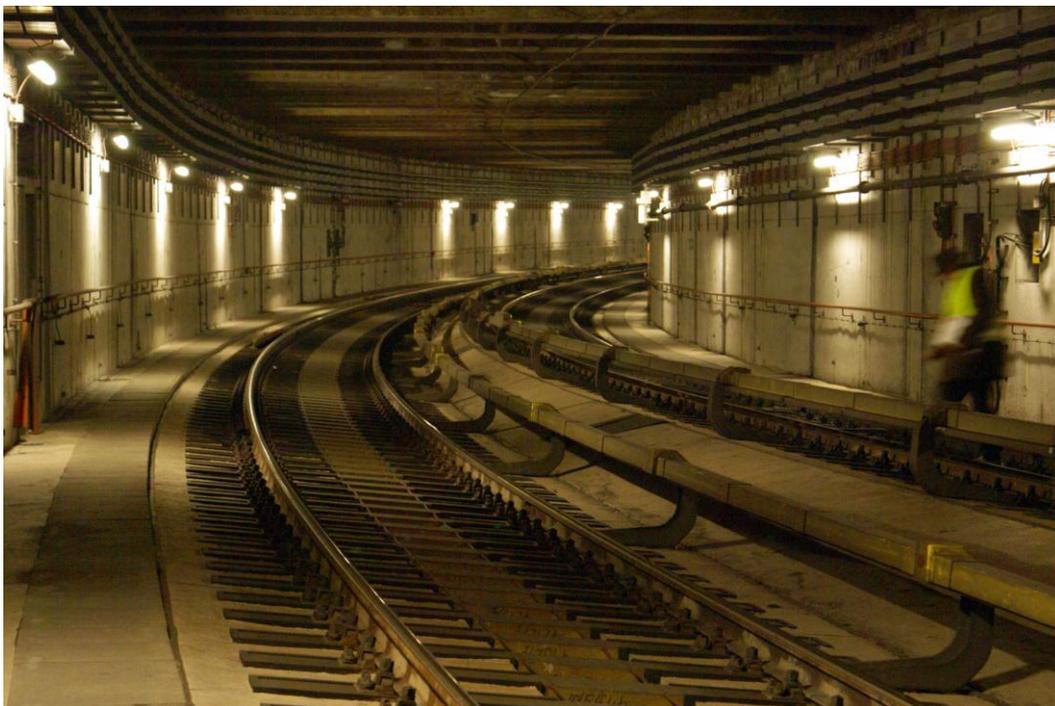


Abbildung E-2: Ansicht des schotterlosen Vignolschienenoberbaues (Feste Fahrbahn) in der Wiener U-Bahn bei einem zweigleisigen Rechtecktunnel im Gleisbogen mit Überhöhung



Abbildung E-3: Ansicht des schotterlosen Vignolschienenoberbaues (Feste Fahrbahn) in der Wiener U-Bahn in einem eingleisigen Tunnel

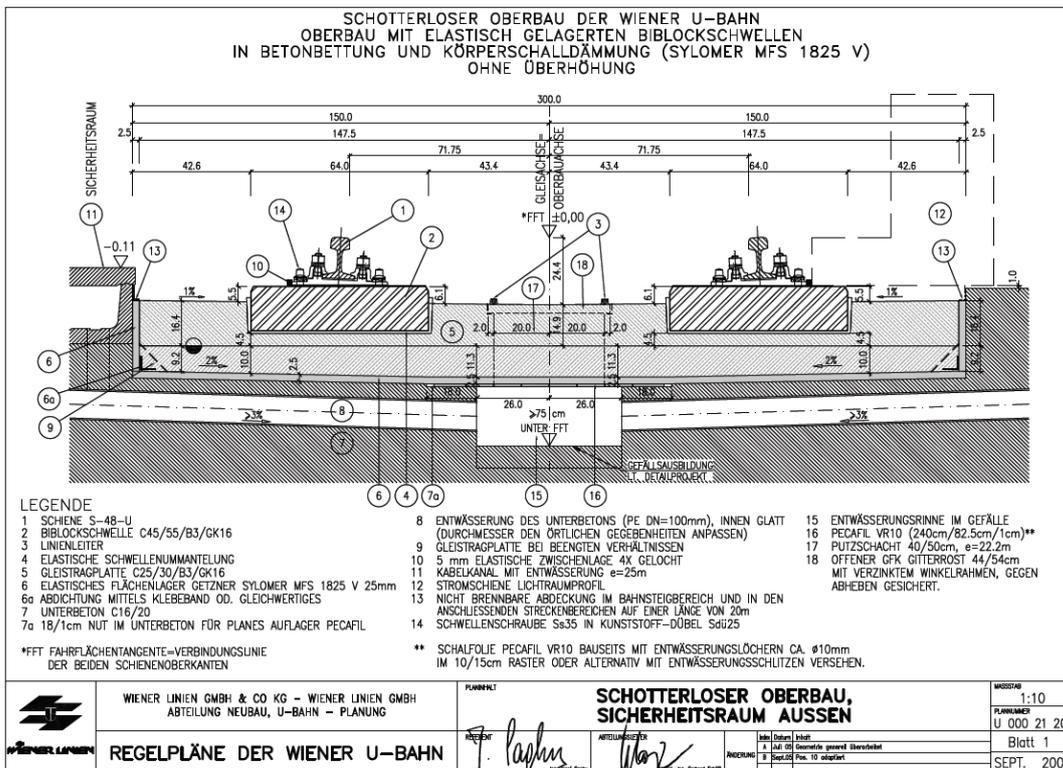


Abbildung E-4: Regelquerschnitt des schotterlosen Vignolschienen-Oberbaues (Feste Fahrbahn) in der Wiener U-Bahn mit Bi-Blockschwellen in Gummischuhen in elastisch gelagerter Gleistragplatte



Abbildung E-5: Ansicht des schotterlosen Vignolschienen-Oberbaues (Feste Fahrbahn) in der Wiener U-Bahn mit Bi-Blockschwellen in Gummischuhen in elastisch gelagerter Gleistragplatte im Tunnel

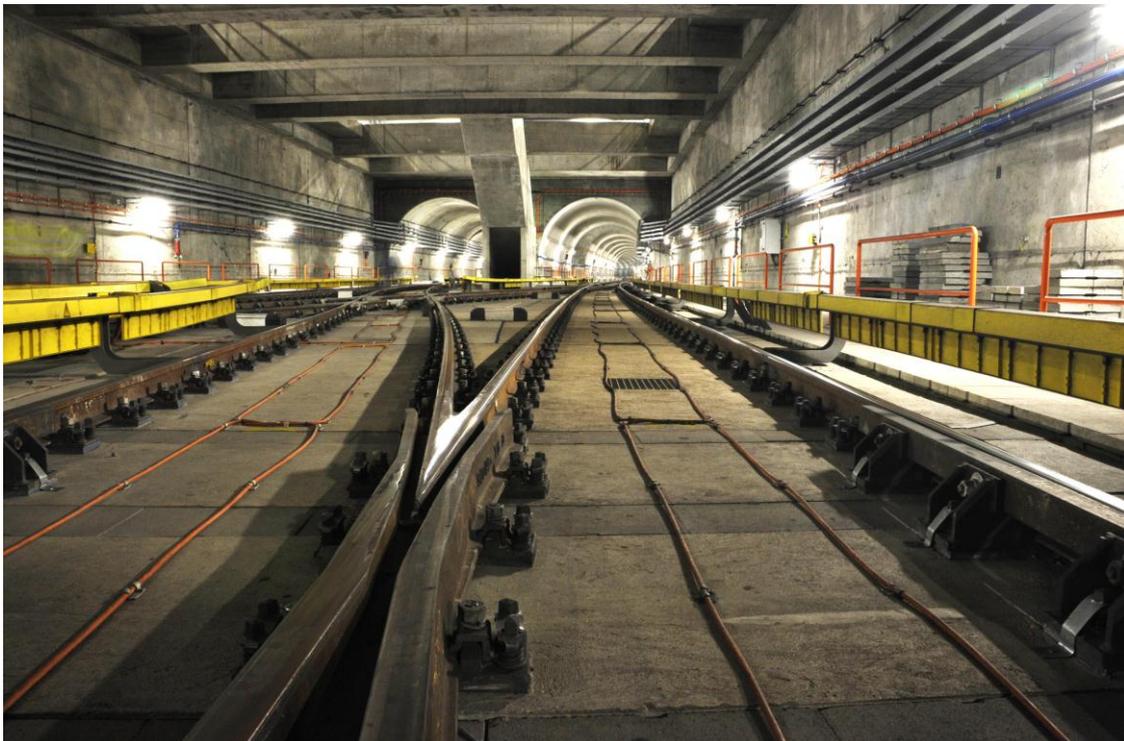


Abbildung E-6: Ansicht des schotterlosen Vignolschienen-Oberbaues (Feste Fahrbahn) in der Wiener U-Bahn mit Einzelstützpunkte auf elastisch gelagerter Gleistragplatte im Weichenbereich im Tunnel

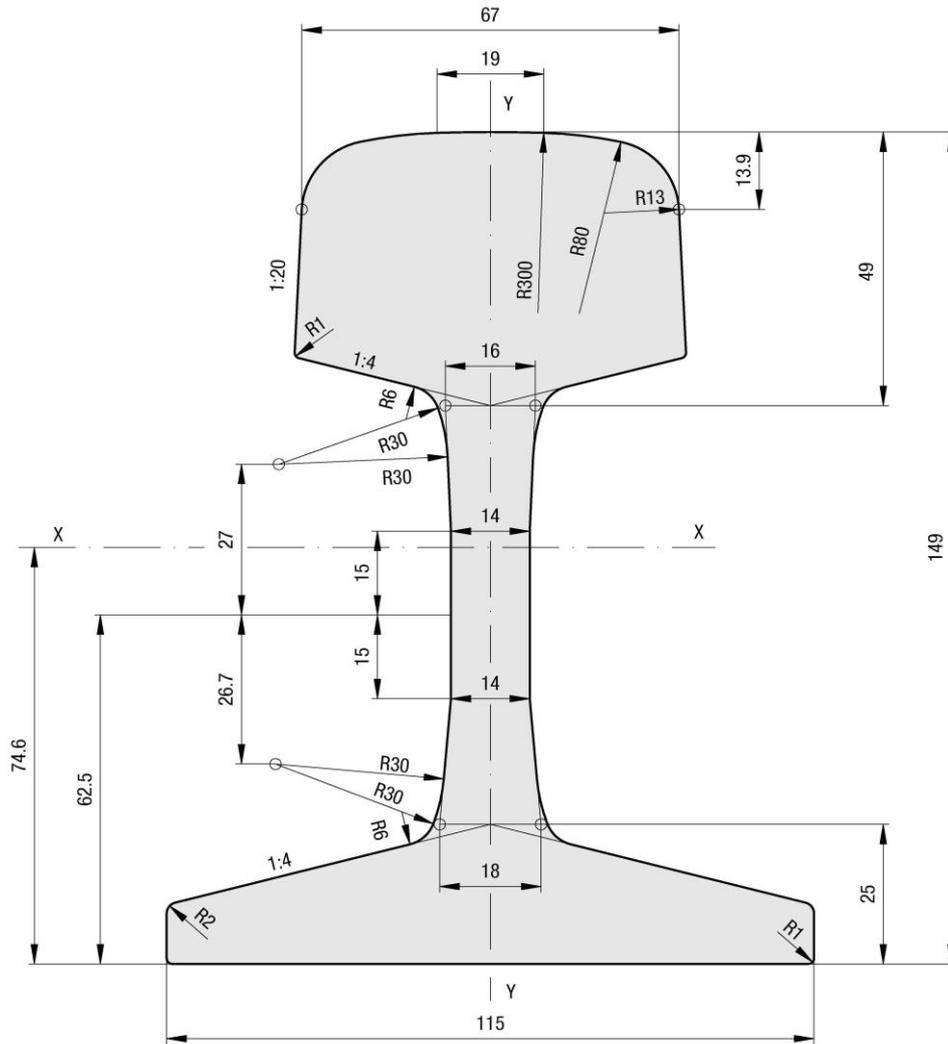
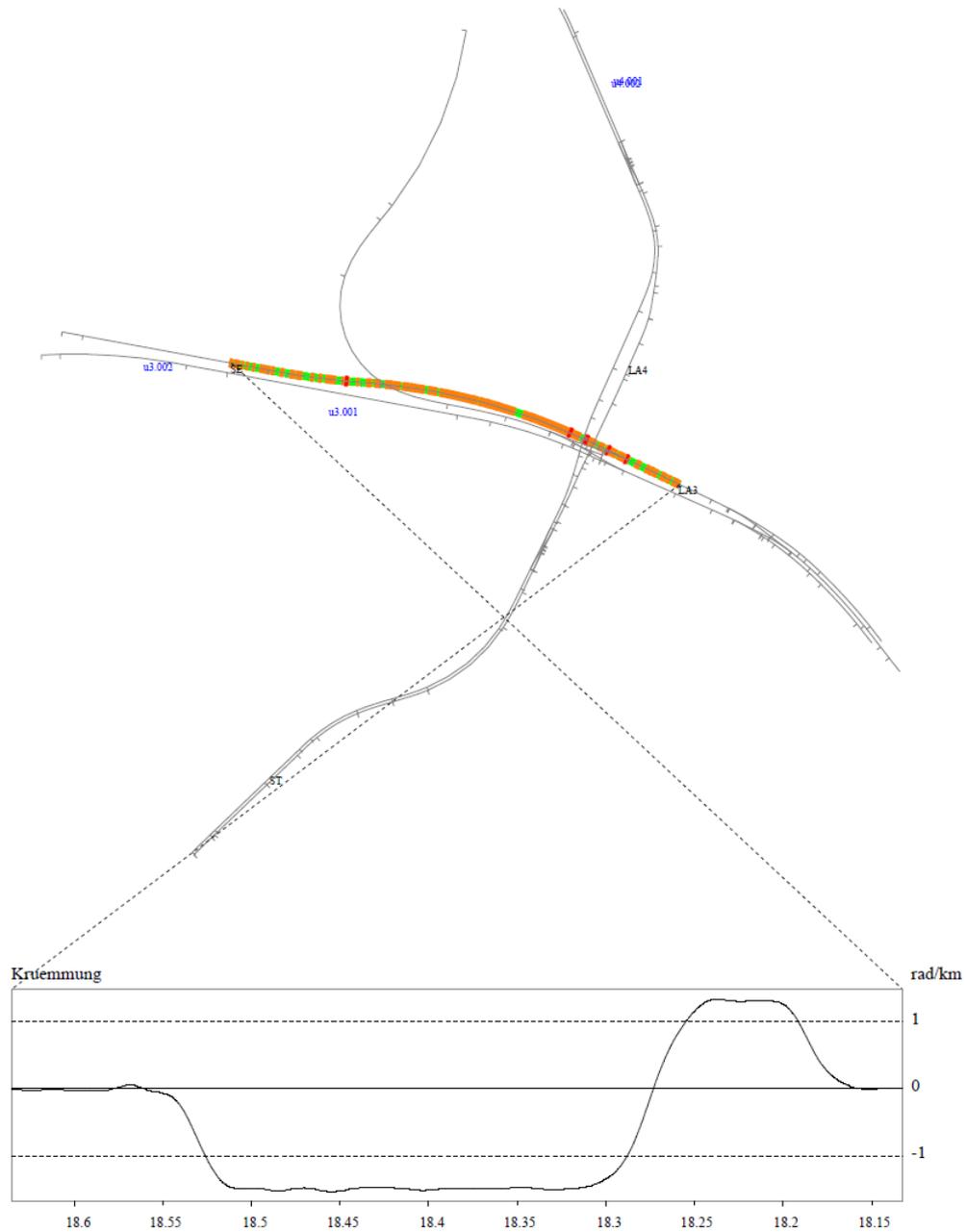


Abbildung E-7: Schienenquerschnitt der bei den Wiener Linien verwendeten Schiene S48U

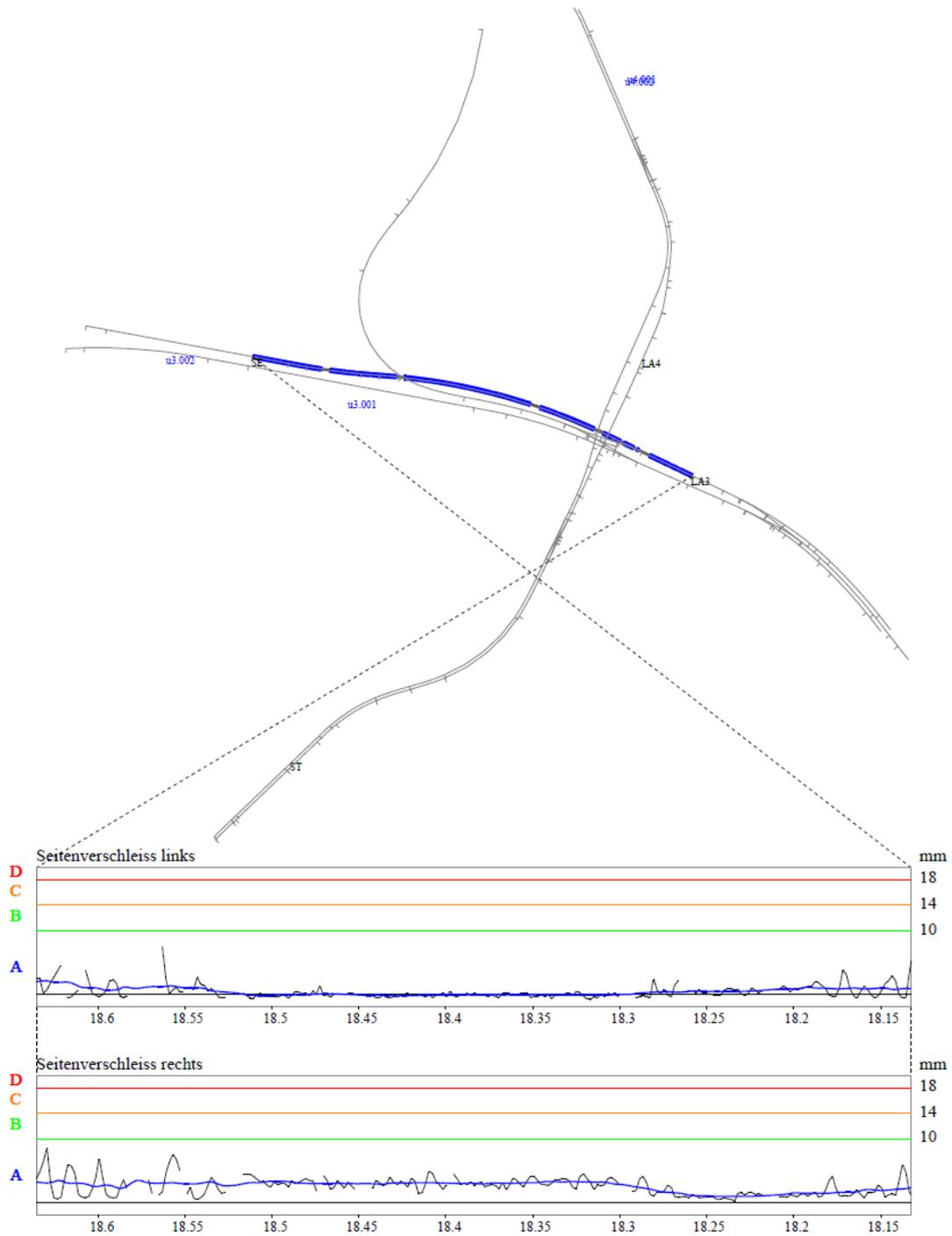
Querschnittsfläche	$A_R =$	61,57	cm ²
Querschnittsfläche Kopf	$A_H =$	26,81	cm ²
Gewicht	$G =$	48,33	kg/m
Trägheitsmoment	$J_X =$	1761,20	cm ⁴
Widerstandsmoment	$W_X =$	236,10	cm ³
Widerstandsmoment	$W_X =$	236,70	cm ³
Trägheitsmoment	$J_Y =$	282,90	cm ⁴
Widerstandsmoment	$W_Y =$	49,20	cm ³

F. Messwagenauswertungen



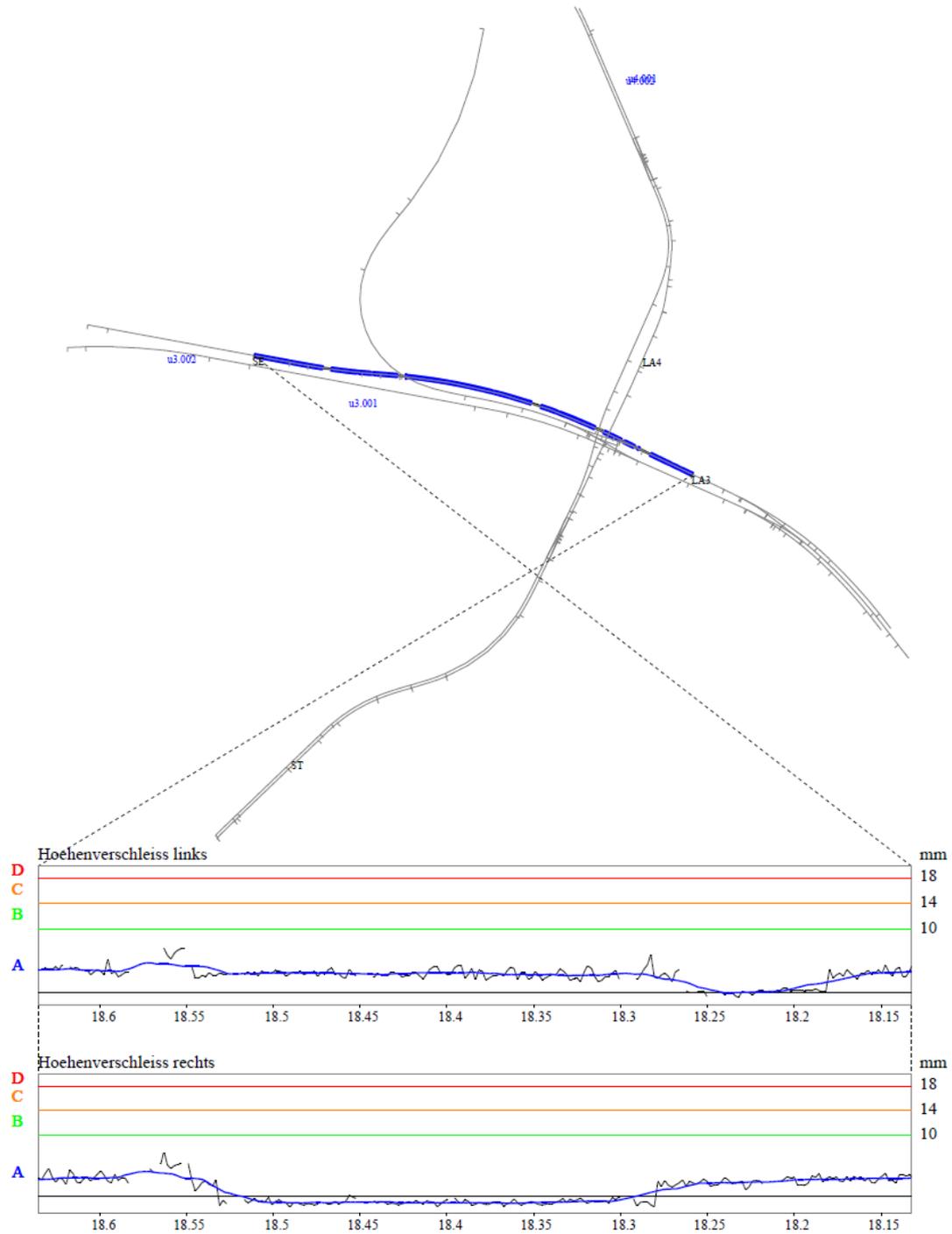
U3-U3-20100519-010223-0.geo, date 2010.05.18 23:02:23, length 503 / 13387 m, records 22322-24333/53548

Abbildung F-1: Beispiel einer Übersicht der Messwagenauswertung für die Linie U3 zwischen Station Landstraße und Stubentor des Gleises 2 (oben Ausschnitt aus Netzplan, unten Krümmungsband), die vier Farben entsprechen den 4 Zustandsbereichen



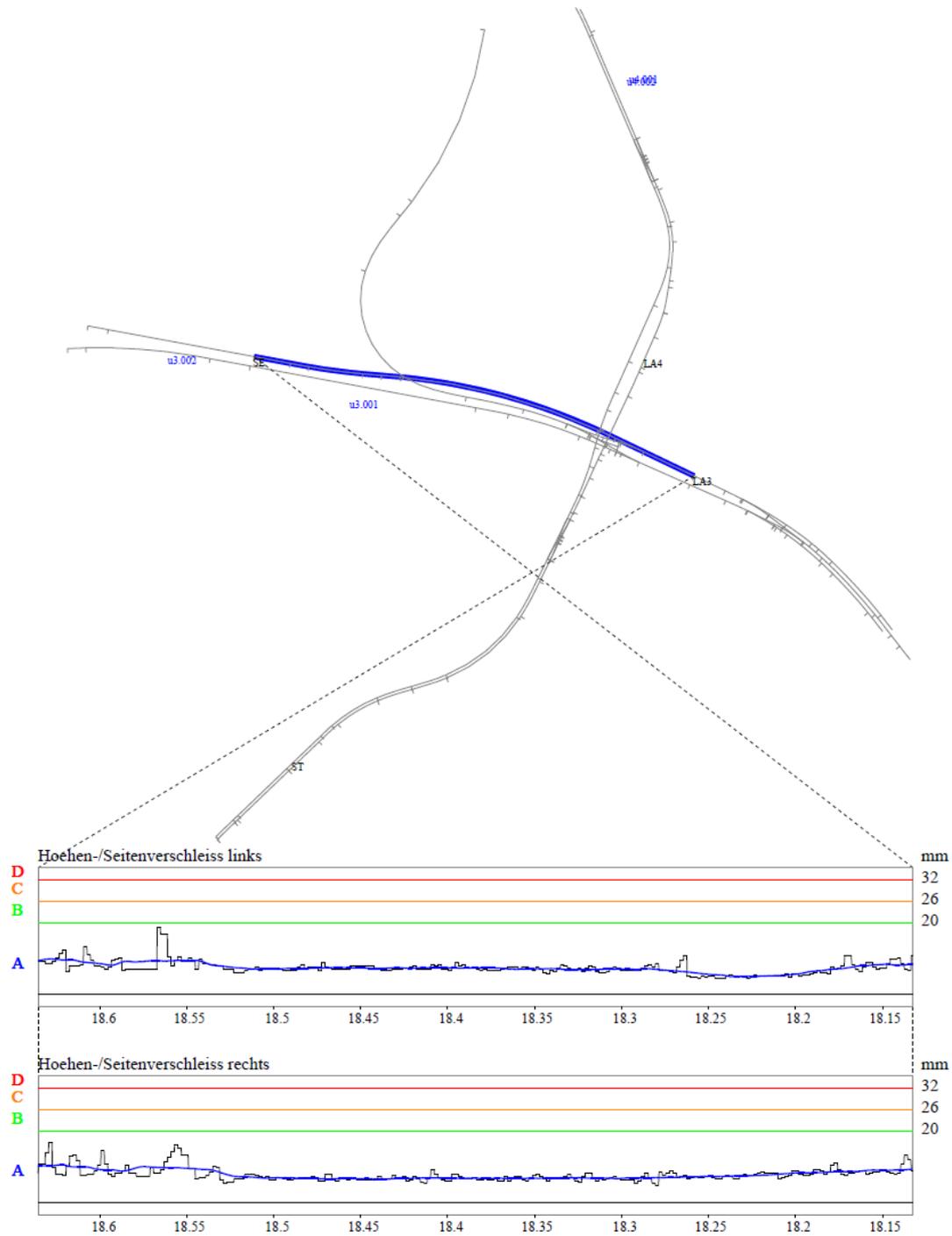
U3-U3-20100519-010223-0.geo, date 2010.05.18 23:02:23, length 503 / 13387 m, records 22322-24333/53548

Abbildung F-2: Beispiel der Messwagenauswertung für den Seitenverschleiß der linken und rechten Schiene für die Linie U3 zwischen Station Landstraße und Stubentor des Gleises 2 (oben Netzausschnitt, unten Grafik mit Toleranzgrenzen)



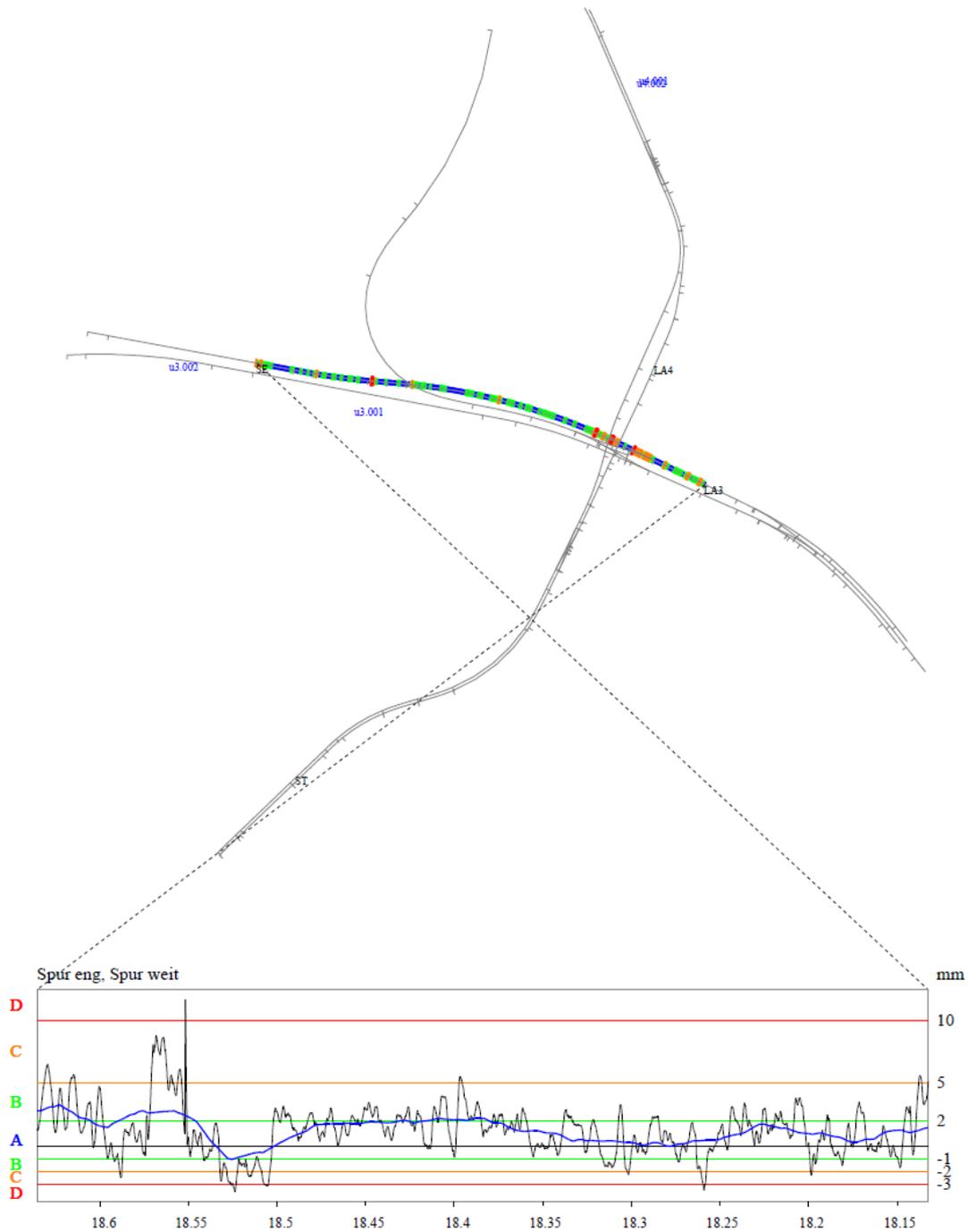
U3-U3-20100519-010223-0.geo, date 2010.05.18 23:02:23, length 503 / 13387 m, records 22322-24333/53548

Abbildung F-3: Beispiel der Messwagenauswertung für den Höhenverschleiß der linken und rechten Schiene für die Linie U3 zwischen Station Landstraße und Stubentor des Gleises 2 (oben Netzausschnitt, unten Grafik mit Toleranzgrenzen)



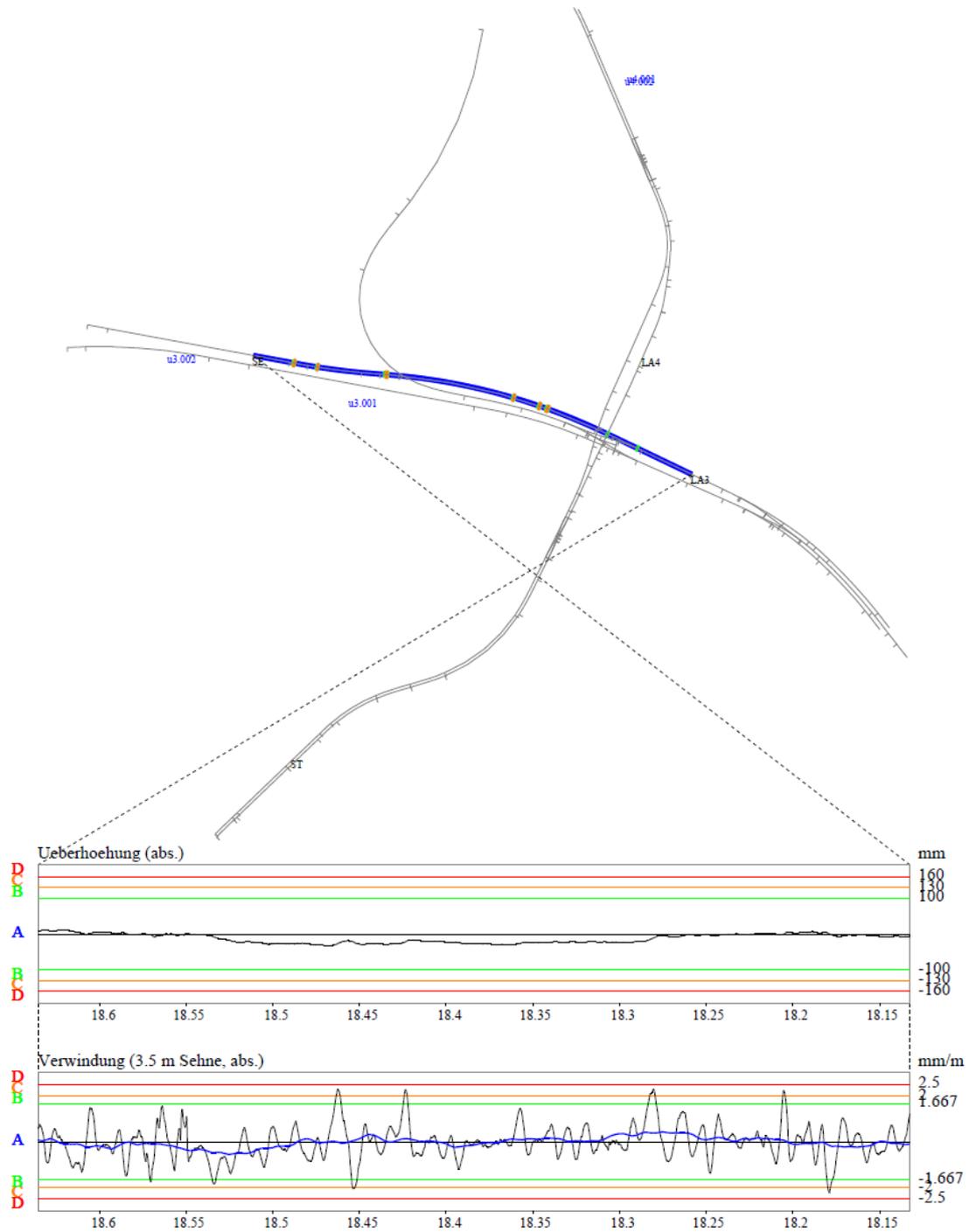
U3-U3-20100519-010223-0.geo, date 2010.05.18 23:02:23, length 503 / 13387 m, records 22322-24333/53548

Abbildung F-4: Beispiel der Messwagenauswertung für den Höhen- und Seitenverschleiß der linken und rechten Schiene für die Linie U3 zwischen Station Landstraße und Stubentor des Gleises 2 (oben Netzausschnitt, unten Grafik mit Toleranzgrenzen)



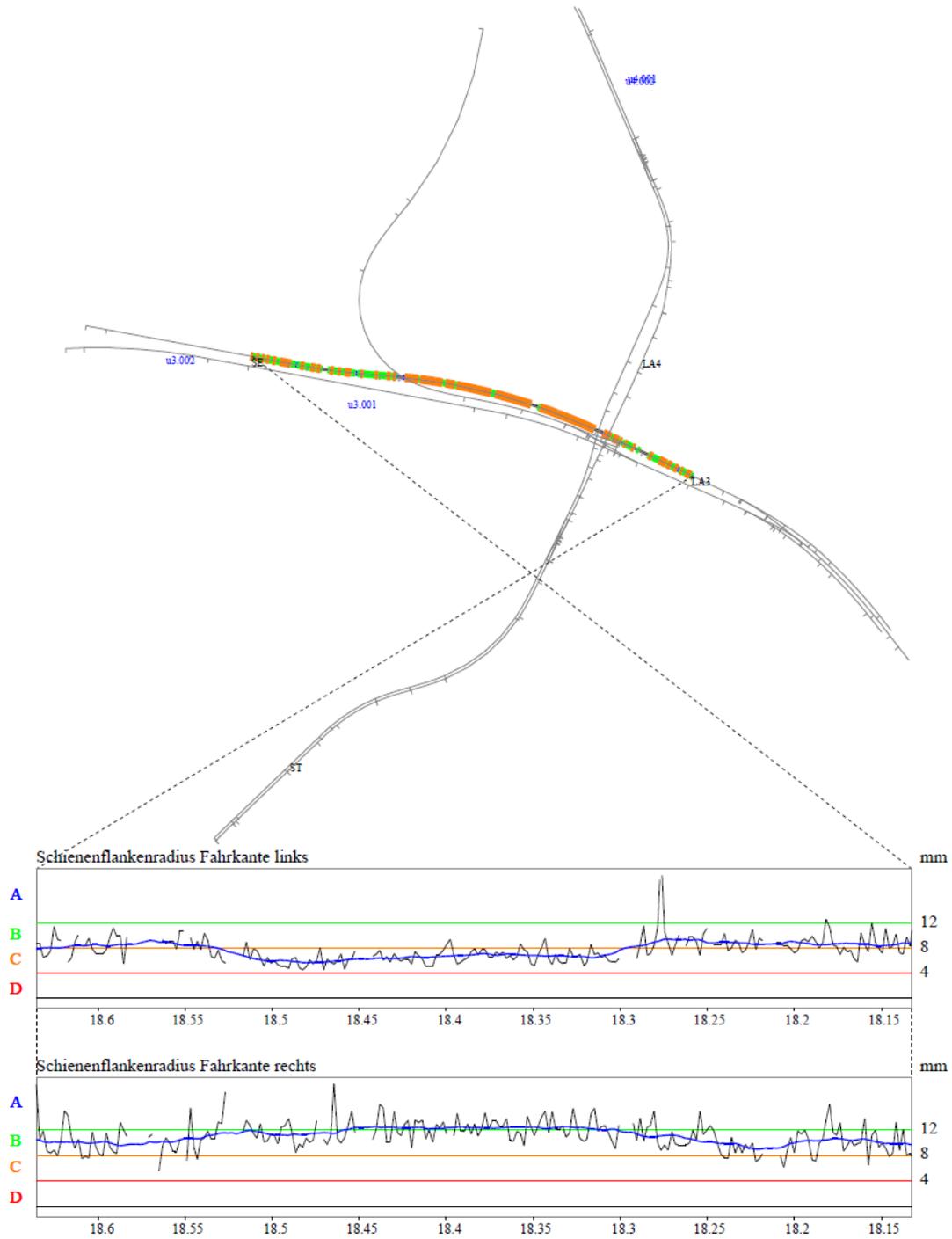
U3-U3-20100519-010223-0.geo, date 2010.05.18 23:02:23, length 503 / 13387 m, records 22322-24333/53548

Abbildung F-5: Beispiel der Messwagenauswertung für die Spurabweichung von 1435 mm für die Linie U3 zwischen Station Landstraße und Stubentor des Gleises 2 (oben Netzausschnitt, unten Grafik mit Toleranzgrenzen)



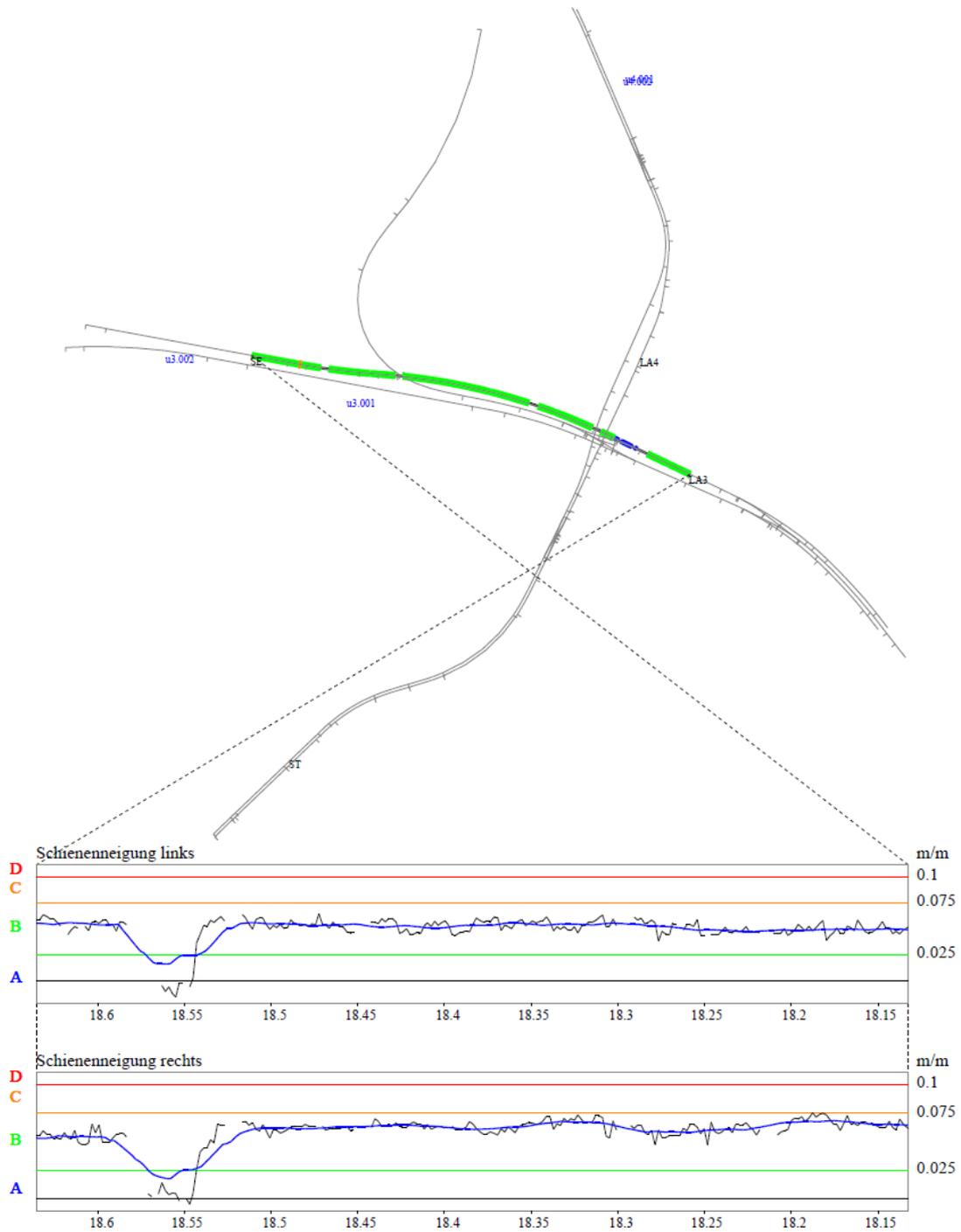
U3-U3-20100519-010223-0.geo, date 2010.05.18 23:02:23, length 503 / 13387 m, records 22322-24333/53548

Abbildung F-6: Beispiel der Messwagenauswertung für die Überhöhung und Verwindung für die Linie U3 zwischen Station Landstraße und Stubentor des Gleises 2 (oben Netzausschnitt, unten Grafik mit Toleranzgrenzen)



U3-U3-20100519-010223-0.geo, date 2010.05.18 23:02:23, length 503 / 13387 m, records 22322-24333/53548

Abbildung F-7: Beispiel der Messwagenauswertung für den Schienenflankenradius der Fahrkante der linken und rechten Schiene für die Linie U3 zwischen Station Landstraße und Stuebentor des Gleises 2 (oben Netzausschnitt, unten Grafik mit Toleranzen)



U3-U3-20100519-010223-0.geo, date 2010.05.18 23:02:23, length 503 / 13387 m, records 22322-24333/53548

Abbildung F-8: Beispiel der Messwagenauswertung für die Schienenneigung der linken und rechten Schiene für die Linie U3 zwischen Station Landstraße und Stubentor des Gleises 2 (oben Netzausschnitt, unten Grafik mit Toleranzgrenzen)

G. Best Practice: Übersicht der Technischen Inspektion bei ausländischen U-Bahnbetreibern

G.1 Fragebogen :

Generelle Systemmerkmale (Stichtag 31.12.2009)

	Frage	Einheiten	Ihr System
1.1	Name des Systems	Name	_____
1.2	Stadt / Land	Name	_____
1.3	Anzahl der Linien	Anzahl	_____
1.4	Maximale Zuggeschwindigkeit	km/h	_____
1.5	Durchschnittlicher Abstand (Intervall)	min.	_____
1.51	Minimaler Abstand (Intervall)	Min.	_____
1.52	Maximale Abstand (Intervall)	Min.	_____
1.6	Durchschnittliche tägliche Fahrgastzahl	Tausend	_____
1.7	Gesamtlänge der Gleislängen	km	_____
1.71	Davon Länge der Gleislängen, die mit Fahrgästen befahren werden.	km	_____
1.72	Davon Länge der Gleislängen, die ohne Fahrgäste befahren werden.	km	_____

Technischen Überprüfung der Gleisanlagen

Frage	G.1.1.1 Ihre Antwort				
	<Monat	<3 Monate	<1 Jahr	< 2 Jahre	> 2 Jahr
1 Überprüfung der Gleise (ohne Weichen und Kreuzungen)					
1.1 Überprüfung der Gleisanlagen mit Messfahrzeug					
1.1.1 Messfahrzeug – Gleisgeometrie					

Strukturelles Sicherheits-Management

1.1.2	Messfahrzeug – Schienenprofil				
1.1.3	Messfahrzeug - Ultraschallmessung				
1.1.4	Messfahrzeug – Wirbelstrommessung				
1.1.5	Messfahrzeug – Oberflächenebenheit (Riffeln)				
1.1.6	Messfahrzeug – Videoaufzeichnung des Gleises (Lichtraum)				
1.1.7	Messfahrzeug – sonstige (welche?)				
1.2	Überprüfung der Gleisanlagen durch Begehung				
1.2.1	Manuelle Messung - Gleisgeometrie				
1.2.2	Manuelle Messung – Schienenprofil				
1.2.3	Manuelle Messung – Ultraschall				
1.2.4	Manuelle Messung – Wirbelstrom				
1.2.5	Manuelle Messung – Ebenheit (Riffeln)				
1.2.6	Manuelle Messung – sonstige (welche?)				
1.3	Augenscheinliche Kontrolle (Begehung)				
1.4	Sonstige (welche?)				
2	Überprüfung der Weichen und Kreuzungen				
2.1	Schienenprofile (Abnutzung)				
2.2	Geometrie				
2.3	Ultraschall				
3	Inspektion Schienenauszugsvorrichtung				
4	Schienenbefestigung (Begehung)				
5	Schwellenzustand				
6	Inspektion Gleisabschlüsse				

Strukturelles Sicherheits-Management

6.1	Technische Prüfungen und Untersuchungen	
6.1.1	Werkstoffprüfung an Schienen (Gefüge, Härte, Bruchzähigkeit)	Ja / Nein
6.1.2	K1c-Wert (Bruchzähigkeit), falls vorhanden	Ja / Nein
6.1.3	Einsenkungsmessungen an den eingebauten Schienen	Ja / Nein
6.1.4	Maximale Einsenkung	Ja / Nein
6.1.5	Sonstige Prüfungen und Messungen	
6.2	Spannungsmessungen an den eingebauten Schienen, Weichen und Kreuzungen	
6.2.1	Maximale Schienenspannung am Schienenfuß	N/mm ²
6.2.2	Maximale Schienenspannung an der Schienenoberfläche	N/mm ²
6.3	Materialpaarung Rad-Schiene (Werkstoffe, Härte)	no – sometimes – regularly (number / year)
6.4	Rauheitsmessung der Schienenoberfläche	no – sometimes – regularly (number / year)
7	Haben Sie ein Sicherheitsmanagementsystem	Ja / nein
8	Kommentar	

G.2 Auswertung des Fragebogens der Technischen Überprüfung der Gleisanlagen

Den Fragebogen haben 11 U-Bahnbetreiber mit unterschiedlicher Größenordnung beantwortet. In **Abbildung G-1** sind die Gleislängen der 11 U-Bahnbetriebe dargestellt:

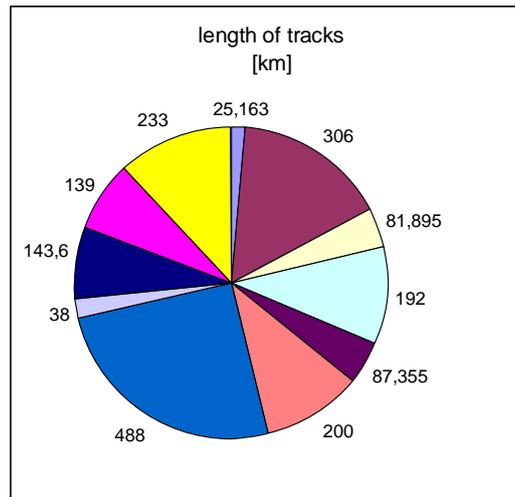


Abbildung G-1: Übersicht der Länge der U-Bahngleise bei den 11 U-Bahnbetrieben

In **Abbildung G-2** ist ersichtlich, dass die Messungen der Gleisgeometrie durch Messfahrzeuge bei 6 Betrieben mindestens 1 mal im Jahr und bei 2 Betrieben alle 3 Monate erfolgt. Die Schienenprofile werden bei 8 Betrieben mindestens 1 mal im Jahr und bei 2 Betrieben alle 3 Monate gemessen.

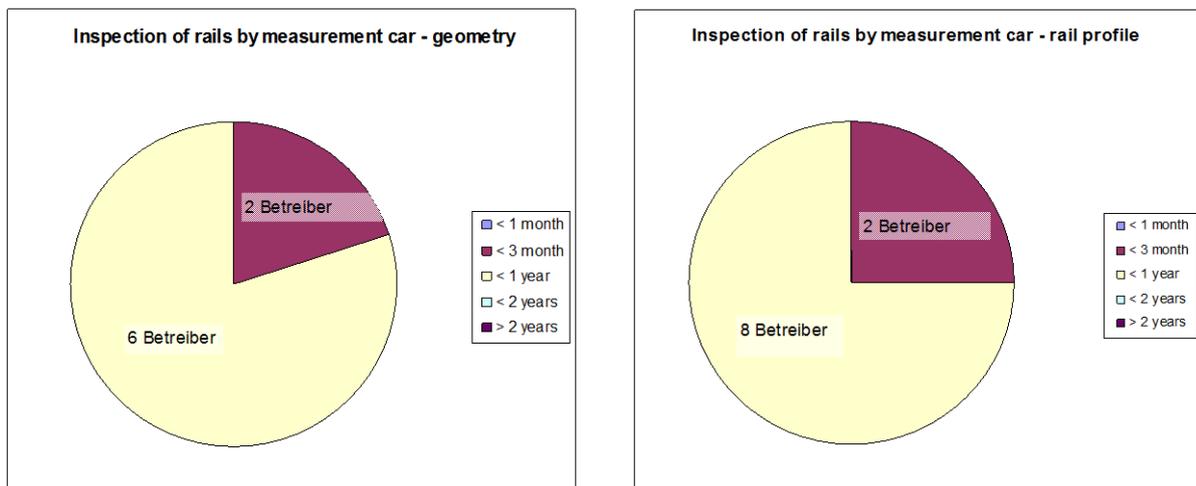


Abbildung G-2: Messung durch Messfahrzeug a) der Gleisgeometrie und b) der Schienenprofile

In **Abbildung G-3** ist ersichtlich, dass die Messungen der Schienen mittels Ultraschallfahrzeug bei 5 Betrieben mindestens 1 mal im Jahr und bei einem Betrieb alle 3 Monate und bei einem Betrieb alle zwei Jahre erfolgen. Die Ebenheit der Schienenoberfläche wird bei 4 Betrieben mindestens 1 mal im Jahr und bei einem Betrieben alle 3 Monate und bei einem Betrieb alle 2 Jahre durchgeführt. Die Messung der Ebenheit dient für die Feststellung von Unebenheiten wie zum Beispiel von Riffeln und Wellen und dient als Basis für deren Entfernung.

Strukturelles Sicherheits-Management

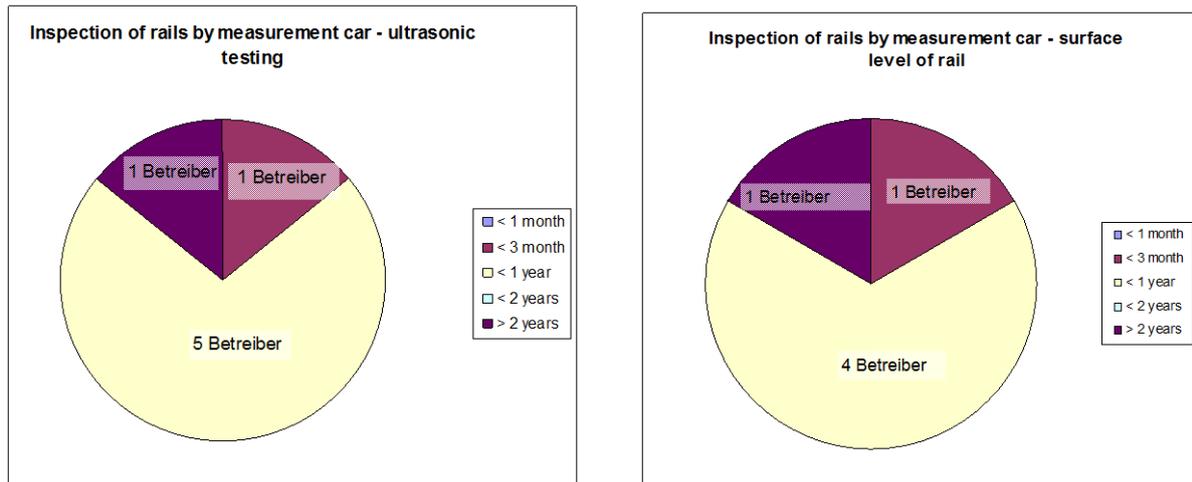


Abbildung G-3: Messung durch Messfahrzeug a) Ultraschalluntersuchung der Schienen und b) der Ebenheit der Schienenoberfläche

In **Abbildung G-4** ist ersichtlich, dass die händische Messungen der Gleisgeometrie bei einem Betrieb jedes Monat, bei 3 Betrieben alle 3 Monate, bei 3 Betrieben mindestens einmal im Jahr, bei einem Betrieb alle 2 Jahre und bei 3 Betrieben je nach Erfordernis erfolgen. Die Schienenprofile werden bei einem Betrieb einmal im Monat, bei einem Betrieb alle 3 Monate, bei 3 Betrieben mindestens 1 mal im Jahr, bei einem Betrieb alle 2 Jahre und bei 3 Betrieben falls erforderlich gemessen.

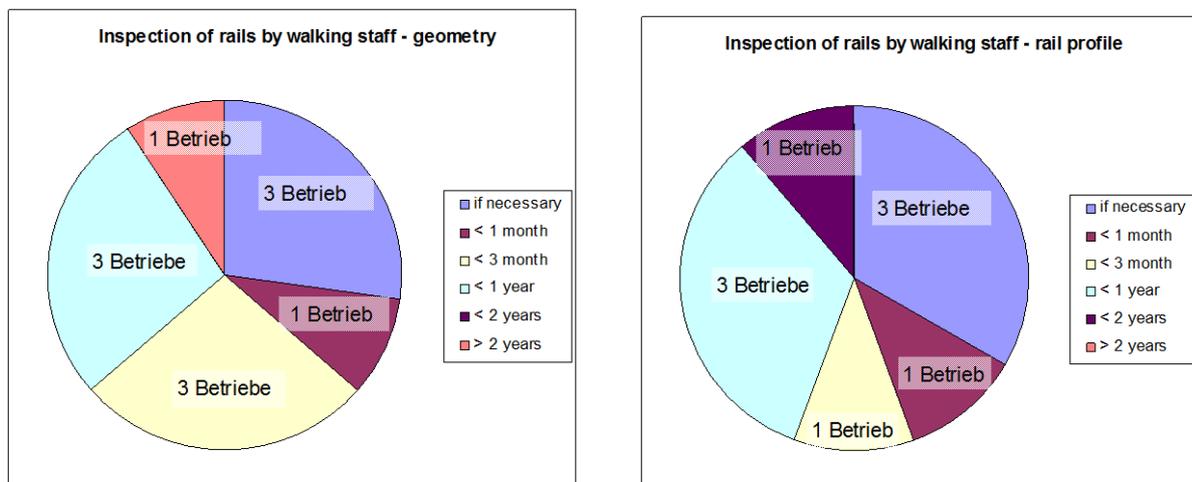


Abbildung G-4: Manuelle Messung a) der Gleisgeometrie und b) der Schienenprofile

In **Abbildung G-5** ist ersichtlich, dass die händische Messungen der Schienen mittels Ultraschall bei einem Betrieb jedes Monat, bei 1 Betrieb mindestens 1 mal im Jahr, bei einem Betrieb alle 2 Jahre, bei 2 Betriebe alle 2 Jahre und 2 Betrieben je nach Erfordernis erfolgt. Die Ebenheit der Schienenoberfläche erfolgt bei 2 Betrieben alle 2 Monate, bei 3 Betrieben mindestens 1 mal im Jahr, bei einem Betrieben alle 2 Jahre und bei 2 Betrieben je nach Erfordernis.

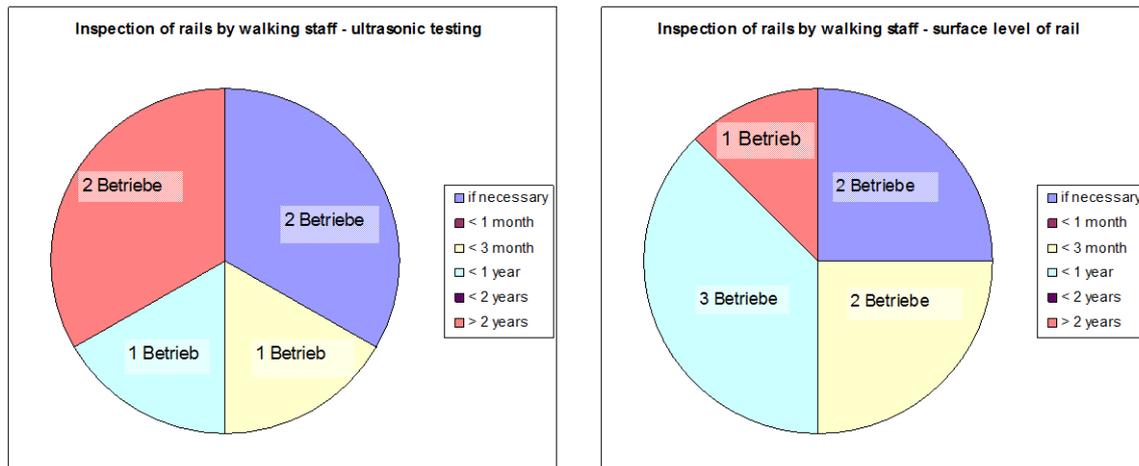


Abbildung G-5: Manuelle Messung a) der Schienen mittels Ultraschall und b) der Ebenheit der Schienoberfläche

Das Ergebnis aus den Befragungen ist, dass alle Betriebe mindest einmal im Jahr die Schienengeometrie messen. Auch die Schienenprofile werden mindestens einmal im Jahr gemessen. Bei den meisten U-Bahnbetrieben wird die Schiene mittels Ultraschall untersucht, hier reicht das Intervall von – je nach Erfordernis – alle 3 Monate – einmal im Jahr – alle 2 Jahre. 3 Betriebe verwenden die Technik der Wirbelstromuntersuchung an. Die meisten Betriebe messen die Ebenheit der Schienoberfläche. Die Messungen werden durch visuelle Inspektionen und Videoaufzeichnung ergänzt.