Dipl.-Ing. Rosemarie Helmerich

Alte Stähle und Stahlkonstruktionen

Materialuntersuchungen, Ermüdungsversuche an originalen Brückenträgern und Messungen von 1990 bis 2003

Forschungsbericht 271 Berlin 2005

Impressum

Forschungsbericht 271: Alte Stähle und Stahlkonstruktionen Materialuntersuchungen, Ermüdungsversuche an originalen Brückenträgern und Messungen von 1990 bis 2003 2005

Herausgeber: Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM) Unter den Eichen 87 12205 Berlin Telefon: +49 30 8104-0 Telefax: +49 30 8112029 E-mail: info@bam.de Internet: www.bam.de

Copyright © 2005 by Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM)

Verlag und Vertrieb: Wirtschaftsverlag NW Verlag für neue Wissenschaft GmbH 27568 Bremerhaven Telefon: +49 471 94544-0 Telefax: +49 471 94544-77/-88

Umschlag: Lutz Mittenzwei Layout: BAM-Sachgebiet Z.67

ISSN 0938-5533 ISBN 3-86509-362-0

Zusammenfassung

Für den Entwurf neuer Bauwerke gewährleistet die Einhaltung aktuell gültiger Normenwerke eine ausreichende Sicherheit. Diese Normen und die zugehörigen Lieferbedingungen gelten ausschließlich für Neubauten aus heute produzierten Stählen. Technische Regeln für die Begutachtung alter Materialien, wie sie zuletzt im Beiblatt 2-"Altstahl im Hochbau" von 1948 zur DIN 1050 "Stahl im Hochbau" [35] verankert waren, sind zurückgezogen worden.

Bei der Bewertung alter Baukonstruktionen greift man häufig auf vorhandene Materialinformationen aus Bauwerksunterlagen, Vorschriften und Berechnungen, z.B. im Verantwortungsbereich der Deutschen Bahn AG, zurück. Die geltende Richtlinie der Modulfamilie 805.001 der Deutschen Bahn AG [21] erlaubt in Abschnitt 2, Absatz (2) sogar ausdrücklich die Nutzung alter Berechnungen und Vorschriften, wenn bei gleich bleibender Nutzung nur Eingriffe von untergeordneter Bedeutung, wie kleine Reparaturen oder lokale Verstärkungen, vorgenommen werden. Ein Eingriff in die Tragsicherheit des Bauwerkes ist nicht zulässig. Für umfassendere Maßnahmen und für Bauwerke außerhalb des Zuständigkeitsbereiches der Deutschen Bahn AG oder für die Bewertung der Konstruktionen bei Umnutzung bzw. bei umfangreichen Maßnahmen ist diese Ausnahme nicht anwendbar.

Daraus ergibt sich für den auf die Beurteilung und Bewertung von bestehenden Bauwerken spezialisierten Ingenieur der Bedarf, alte Materialien, Bauweisen und Vorschriften zu kennen und zu verstehen. Aufwändige Versuchsserien an originalen Vollwand- und Fachwerkträgern zur Ermittlung von Schadensmechanismen im einstufigen Ermüdungsversuch werden vorgestellt. Sie resultieren in erweiterten Kenntnissen über Versagenskriterien für genietete Bauteile. Die Weiterentwicklung und Erprobung einander ergänzender zerstörungsfreier und minimal-invasiver (zerstörungsarmer) Verfahren verbessert die Schadensfrüherkennung an ermüdungsbeanspruchten Stahlkonstruktionen, z.B. bei Inspektionen. Intensive Materialuntersuchungen zur Mikrostruktur und zu mechanischen Materialparametern tragen zum Verständnis bestimmter, für moderne Stähle untypischer, Schadensmechanismen bei. Die interdisziplinäre Kooperation mit den Laboratorien der Abteilungen V, VIII und S bei der Analyse von Rissentstehung und Risswachstum erweitert die verfügbaren Kenntnisse über das Versagensverhalten alter Stähle und Stahlverbindungen.

Aufbauend auf einer Darstellung der Entwicklung alter Bauweisen und Bauwerke, einer Literatur- und Normenanalyse zu Lieferbedingungen von Stahl für das Bauwesen und zu konstruktiven Details, so wie sie um die Jahrhundertwende zwischen dem 19. und 20. Jh. üblich waren, werden Materialuntersuchungen an alten Stählen, Ermüdungsversuche und Messungen an bestehenden Brückenbauwerken aus alten Stählen präsentiert.

Innerhalb des Projektes gab es eine enge Zusammenarbeit mit Brückenbetreibern, die gewährleistete, dass die Ergebnisse aus Prüfungen, Forschung und Entwicklung direkt in die Praxis, aber auch in interne Vorschriften der Brückeneigner überführt werden konnten. So wurde in der Subgroup Remaining Fatigue Life of Bridge Structures der Gruppe ECOBRIDGE der Europäischen Eisenbahn Vereinigung UIC unter Beteiligung der BAM eine Machbarkeitsstudie [1] zusammengestellt. Auf dieser Basis erarbeitete ein bilaterales Konsortium der Schweiz und Deutschlands im Auftrag der Schweizerischen Bundesbahn und der Deutschen Bahn mit Ermüdungsspezialisten der RWTH Aachen, der EPFL Lausanne und der BAM einen Vereinheitlichten Sicherheitsnachweis für die Beurteilung alter Eisenbahnbrücken aus Stahl [2]. Der Abschlussbericht liegt seit 2001 im federführenden Institut für Stahlbau der RWTH Aachen vor. Die Überführung der Forschungsergebnisse in eine Richtlinie der Europäischen Konvention für Stahlbau (EKS) mit empfehlendem Charakter liegt als Entwurf [4] vor. Die Veröffentlichung nach abschließender Begutachtung durch namhafte auf Altstahl und Ermüdung spezialisierte Fachkollegen durch die EKS ist in Vorbereitung.

Abstract

In design of new steel structures, the exact performance of the standardised procedure, given in valid design standards, guarantees the required safety level during their service life. These standards and additional delivery standards are valid only for new steel structures, using modern structural steel. Technical rules for the evaluation of old materials, as formerly stated in the appendix 2, *(Reuse of) Old steel in structural and civil engineering* of the historical German steel design standard DIN 1050, valid from 1948 after WW II, are not valid and applicable anymore. Unified guidelines and standards for the assessment of existing steel structures are not available on European level.

Assessment of existing structures is often based either on available old material investigations or on old delivery standards and calculations, stated during the design. The valid German guideline 805.0001 [21] for the evaluation of the existing railway infrastructure, edited by the German railways, DB AG, recommends in chapter 2 (2) the use of old calculations and standards in such cases, if the load carrying system is not impaired, if no change in use and increase of loading is expected, and if only repair, local strengthening or measures of minor importance are expected, which are not affecting the main load carrying system. For all other cases and structures follows, that the engineer, who is specialised on assessment and evaluation of existing structures, has to know and understand old materials, the performance of old structures and technologies as well as the old standards and regulations, valid at the time of their design.

Substantial full scale test series were performed at the BAM-laboratory Safety of structures on original riveted web and truss girders for the investigation of typical damage mechanisms by means of constant amplitude fatigue tests. The report presents the damages cases typical for these types of structures. The fatigue tests contributed to better knowledge of the damage mechanisms in riveted steel structures. The results of the fatigue test series, the enhancement and proving of nondestructive and minimal invasive (low-destructive) testing qualified the early detection of damages in riveted steel structures. Future inspections can focus on the details, which are assumed to be sensitive to fatigue. Intensive materials investigations of the microstructure and mechanical parameters of the old material contribute to a better understanding of certain damage mechanisms, which are atypical for modern steel and materials.

The multidisciplinary cooperation with the laboratories of the BAM departments V, VIII und S contributed to understand crack initiation and crack propagation. The available knowledge about damage mechanisms and damage cases in old material and riveted connections is significantly enhanced by the project results.

Starting with the historical development of the first bridge structures and the technical evolution of the old materials, a literature survey and excerpts from delivery standards are presented and introduced to the interested reader. The first steps of standardisation and study of structural details, common at the turn of the 19th to the 20th century, are added. Own materials investigations on old steel including crack propagation of early wrought iron and full scale fatigue testing on original steel bridge sections or bridge parts are explained. Site measurements are supporting the analysis of possible damage causes.

Basic research for the development of a unified procedure for *Fatigue assessment of existing steel bridges* was done in close cooperation with experts from the Technical University of Aachen, RWTH, the ICOM at Lausanne Technical University, EPFL and railway bridge owners as partners. Successful cooperation with the testing laboratory of the University of Karlsruhe started from the beginning of the research in 1990. All colleagues were always well-disposed to technical discussions and prepared for cooperation.

The infrastructure engineering departments from the German (DB AG) and Swiss railways (SBB), were funding a project on railway bridge assessment [2]. International discussions with experts have resulted in interesting exchange of knowledge about old steel during the last 15 years. Results are documented in [1] and [2]. In the end a preview is given on the Assessment of Existing Steel Structures – A Recommendation for Estimation of Remaining Fatigue Life, prepaired by the technical committee TC 6 Fatigue developed under the roof of the European Convention of Constructional Steelwork (ECCS) [4].

Inhaltsverzeichnis

Vor	wort	7
1	Einführung	9
1.1	Problemstellung	9
1.2	Projektumfang	9
1.3	Bewertung alter Brücken	10
2	Die Entwicklung alter Stähle und Bauweisen	13
2.1	Innovative Brückenbauten	13
2.2	Entwicklung der Herstellung	15
2.3	Terminologie alter Stähle	16
2.4	Entwicklung der Lieferbe- dingungen und der zulässigen Spannungen	18
2.5	Verbindungsmittel	20
3	Materialuntersuchungen	22
3.1	Identifikation der alten Stahlsorten	22
3.2	Vorgehensweise bei der Kenn- wertermittlung von Altstahl	22
3.3	Zugversuche	25
3.4	Chemische Analyse	31
3.5	Baumannabdruck	32
3.6	Mikrostruktur	33
3.7	Rissfortschrittsversuche	38
4	Ermüdungsversuche an originalen Brücken-	12
		40
4.1	versuche weitweit	43
4.2	Fachwerkträger von 1900	40 50
4.3	Frmüdungevereuche en	90
4.4	Brückenabschnitten von 1890	60
4.5	Zusammenfassung der ermüdungskritischen Details a genieteten alten Stahlbrücken	in 63

5	Messungen am Bauwerk	67
5.1	Allgemeine Vorgehensweise	67
5.2	Ausgewählte Beispiele	67
5.3	Komplexe Schadenserkennung durch Anwendung zerstörungs freier Prüfmethoden	- 69
6	Ermüdungsrisserkennun durch Anwendung von zerstörungsfreien Prüfmethoden	g 72
6.1	Problemstellung	72
6.2	Übersicht über zerstörungsfrei Rissdiagnosemethoden	e 72
6.3	Zerstörungsfreie Rissdiagnose	73
7	Zusammenfassung	79
8	Literatur	80
9	Anlage	83

Vorwort

Die Forschungs- und Prüfungsarbeiten der Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM) wurden bis Ende 2004 in Projekten organisiert. Der Projektschwerpunkt 0214 *Extreme und komplexe Beanspruchungen von Konstruktionen* befasste sich mit Fragen der verbleibenden Restnutzungsdauer und der wirklichkeitsnahen Beurteilung bestehender Stahlbauwerke, sowie mit der Ermittlung von deren realen Beanspruchungen.

Im Rahmen des BAM-internen Projektes 0214-VII-0306, Bewertung der Tragsicherheit und Nutzungsdauer von Baukonstruktionen unter komplexer Beanspruchung, wurden im BAM-Labor VII.21, Tragwerkssicherheit neben den laufenden Prüfaufgaben und Gutachten auch umfangreiche zerstörende und zerstörungsfreie Materialuntersuchungen zur Charakterisierung der alten Stähle, Ermüdungsversuche an originalen Bauteilen und Messungen an alten Stahlbrücken unter Verkehr durchgeführt. Bei den Messungen vor Ort, zahlreichen Materialuntersuchungen zu mechanischen Kennwerten und zur Mikrostruktur alter Stähle hat sich die abteilungsübergreifende Kooperation mit den BAM-Abteilungen S, Technisch-wissenschaftliche Querschnittsfunktionen, Abteilung V, Werkstofftechnik der Konstruktionswerkstoffe und Abteilung VIII, Materialschutz, Zerstörungsfreie Prüfung, bewährt.

Der vorliegende Forschungsbericht gibt einen umfassenden Überblick über die Erfahrungen und die Ergebnisse der in den letzten Jahren durchgeführten Versuche und Forschungsaufgaben. Die Berichterstattung über die Messungen an alten Brückenbauwerken unter Verkehr erweitert die gewonnenen Erkenntnisse. Informationen aus historischen Literaturguellen zur Entwicklung alter Stähle und konstruktiver Lösungen sowie schon lange nicht mehr gültige Vorschriften im Anhang, ergänzen die Material- und Bauteilversuche. Damit wird neben den Versuchsergebnissen auch ein vergleichender Überblick über die Anforderungen gegeben, die zur Zeit des Entwurfs an die alten Stähle und Konstruktionen gestellt wurden. Die Einordnung in den historischen Rahmen von alten Vorschriften, Herstellungsverfahren und Lieferbedingungen trägt zum besseren Verständnis alter Bauweisen bei. Bereits das Erkennen einer typischen Bauweise oder die Einordnung eines Details kann Hinweise auf den Zeitpunkt des Baus und damit auf die in diesem Zeitraum hergestellten und verwendeten Materialien geben. Schwerpunktmäßig werden in diesem Bericht Untersuchungen vorgestellt, die, selten so zusammenhängend dokumentiert, dem mit einer Begutachtung beauftragten Bauingenieur die Identifikation von alten Stählen verständlicher machen und die konstruktiven Eigenheiten alter Konstruktionen näher bringen soll. Originalen Literaturguellen aus dem 19.Jahrhundert wurden auch die verschiedenen Bezeichnungen für alte Stahlsorten entnommen und die Unterscheidungsmerkmale erläutert.

Zwei internationale Kooperationen zur Bewertung alter Stahlkonstruktionen sind unter der Beteiligung der BAM im Rahmen des Projektes bearbeitet worden. In diese Arbeiten sind die BAM-internen Forschungsergebnisse eingeflossen. Die vollständigen Inhalte der Abschlussberichte sind im vorliegenden Projektbericht nur kurz gefasst, auf die Forschungskooperation wird an entsprechender Stelle verwiesen.

Nach einer Machbarkeitsstudie zur Strategie für die Erarbeitung von Empfehlungen zur Bewertung bestehender Stahlbrücken (CH, DE, SE) [1] einigte man sich auf ein bilaterales Vorhaben zur Erarbeitung eines Vereinheitlichten Sicherheitsnachweises zur Beurteilung von bestehenden Eisenbahnbrücken aus Stahl, [2] unter Federführung der RWTH Aachen, Lehrstuhl für Stahlbau, das zusammen mit dem Institut für Metallkonstruktionen, dem ICOM der EPFL, Lausanne und der BAM durchgeführt wurde. Die aktiv mitwirkenden Kooperationspartner von der Schweizerischen Bundesbahn, SBB, und der Deutschen Bahn, DB AG finanzierten die Forschungsarbeiten. Den damaligen Ingenieurbauchefs der Bahnen, Herrn Dr. Tschumi und Herrn Muncke gebührt an dieser Stelle der Dank für die Förderung des BAM-Vorhabens 7211. Die Zusammenarbeit mit den beiden Bahnen, aber auch die Kooperation mit der Berliner BVG, vertreten durch Herrn Spieker, bewirkte stets eine unmittelbare Übernahme der Forschungsergebnisse in das Vorschriftenwerk bzw. in anstehende bauliche Maßnahmen durch den Eigentümer und Betreiber.

Für die alten Stähle werden Materialkennwerte angegeben, die auf einer umfangreichen und zukünftig erweiterbaren Materialdatensammlung alter Stähle basieren. Historische Lieferbedingungen werden ebenfalls tabellarisch zusammen gefasst. Der verfügbaren Literatur wurden einige ermüdungsbedingte Schäden an alten Brücken entnommen.

Einige Projektergebnisse sind auch in die Bearbeitung des Hintergrunddokumentes des Eurocodes 1993-1-9 [3] und den *Review* des Eurocodes 1993-1-9 eingegangen. Der Eurocode 3 konnte im Jahr 2003 als "clean draft" an die Europäischen Staaten übergeben werden.

Den Abschluss der Arbeiten bildet eine zur Zeit als Entwurf vorliegende Richtlinie der Europäischen Konvention für Stahlbau (EKS) mit empfehlendem Charakter zur Bewertung bestehender Stahlkonstruktionen [4]. Mit dieser Richtlinie werden die Ergebnisse der BAMinternen Forschung und der internationalen Forschungskooperation zur Beurteilung bestehender Stahlbrücken auf eine europäische Ebene gehoben. Dem Deutschen Stahlbauverband sei an dieser Stelle für die Unterstützung der abschließenden Arbeiten durch finanzielle Zuschüsse gedankt. Die Richtlinie zur Bewertung bestehender Stahlkonstruktionen wird nach ihrer Veröffentlichung Fachkollegen, die sich der Bewertung von bestehenden Bauwerken verschrieben haben, zur Verfügung stehen. Die Untersuchungen an alten Stählen und Bauteilen werden in der Fachgruppe VII.2 Ingenieurbau im Hinblick auf Sicherheits- und Risikobewertungen fortgeführt.

Über die Laufzeit des Projektes von 01/1996 bis 12/2003 wurden zahlreiche Messungen an alten Berliner Stahlbrücken in enger Zusammenarbeit und außerordentlich kooperativer Arbeitsatmosphäre mit den Kollegen der Fachgruppe S.1 *Mess- und Prüftechnik, Sensorik* durchgeführt. Stellvertretend danke ich an dieser Stelle den Herren Dipl.-Ing. Knapp, Dipl.-Ing. Niemann, Ing. Werner und Dr.-Ing. Habel. Die Kooperation mit den Kollegen fußte auf einem langjährigen und erfolgreichen Zusammenwirken bei Messungen an bestehenden Stahlbrücken im Verantwortungsbereich der Deutschen Bahn AG, der Berliner Verkehrsbetriebe (BVG) und des Berliner Senats.

Die Ergebnisse der BAM-internen Arbeiten wurden in zahlreichen Veröffentlichungen und Vorträgen einem breiten Fachpublikum zugänglich gemacht, oft auch gemeinsam mit den genannten Sensorikspezialisten. So entstanden zum Beispiel Vorträge für die Gesellschaft für experimentelle Spannungsanalyse, GESA, [6], [7] oder für internationale Veranstaltungen der Internationalen Vereinigung für Brücken und Hochbau, IVBH (IABSE) [8], [9] bzw. der International Association for Bridge Maintenance and Safety, IABMAS [10]. Im Rahmen des Projektes wurde die Diplomarbeit von Robert Ullner mitbetreut, deren Inhalte gemeinsam in einer Veröffentlichung vorgestellt wurden [58]. Über Jahre bestand auch eine sehr gute Zusammenarbeit mit den Kollegen aus der Fachgruppe V.1 Struktur und Gefüge von Konstruktionswerkstoffen. Bei den beteiligten Kollegen, Herrn Dr. Joachim Kinder, Frau Paulinus [11] und deren Praktikanten, den Herren Dittmann [12], [13], Gockeln [14] sowie Herrn Hackbarth aus der Fachgruppe V.3 Betriebsfestigkeit und Bauteilsicherheit danke ich an dieser Stelle. Sie haben das Projekt mit Untersuchungen zur Metallografie und zum Rissfortschrittsverhalten an den alten Stählen unterstützt. Die hier untersuchten Materialproben wurden in der Regel den Bauteilen entnommen, die zuvor im Ermüdungsversuch geprüft wurden. In der Abteilung VIII Materialschutz: zerstörungsfreie Prüfung wurden zerstörungsfreie Prüfungen an alten Stahlbaudetails durchgeführt. Herrn Robbel und Herrn Dr. Thomas soll hier stellvertretend für alle weiteren Beteiligten gedankt werden.

Vom Beginn 1996 bis zum November 2001 wurden alle Arbeiten im Rahmen des von der Verfasserin geleiteten BAM Projektes 0214-VII-0306 durch den früheren Laborleiter, Herrn Dr.-Ing. Brandes, unterstützt. Auch ihm sei an dieser Stelle gedankt. Sein ingenieurtechnischer Sachverstand und seine Jahrzehnte lange Erfahrung waren eine große Unterstützung bei den Grundlagenuntersuchungen an der bestehenden Bausubstanz der Verkehrsinfrastruktur. Auch den Herren Dipl.-Ing. Herter und Herrn Limberger danke ich für wertvolle Tipps zu Versuchsdurchführungen. Im Folgenden wird auch über aufwändige Ermüdungsversuche berichtet, die bereits in Veröffentlichungen, z.B. [18], [19], oft gemeinsam mit Herrn Dr.-Ing. Brandes, vorgestellt wurden. Stellvertretend nenne ich hier den im November 2001 erschienenen BAM-Bericht Nr. 248 Dokumentation von Ermüdungsversuchen an genieteten Querträgern einer schweißeisernen Trogbrücke [15].

Allen direkt Projekt 0214-VII-0306 beteiligten Kollegen des Laboratoriums VII.21 möchte ich an dieser Stelle für die Mühe, Fleiß und Geduld bei den Versuchsdurchführungen und -auswertungen danken.

Das gilt den zwischenzeitlich in den Ruhestand gewechselten Kollegen in gleichem Maße wie den noch aktiven Mitarbeitern des Arbeitsbereiches *VII.21 Tragwerkssicherheit*:

Herrn Dipl.-Ing. Andreas Barner
Herrn Richard Baumann
Herrn Dr.-Ing. Klaus Brandes
Herrn Ingo Feick
Herrn Dieter Fritze
Herrn Dipl.-Ing. Jürgen Herter
Herrn Dipl.-Ing. Ernst Limberger
Herrn Dipl.-Ing. Jürgen Preuß
Herrn Dipl.-Ing. Ralf Makris
Herrn Dipl.-Ing. Hans-Joachim Peschke
tiHerrn Dipl.-Ing. Joachim Riedel

Herrn Holger Wegner und

Herrn Axel Wietzorek.

Den Entwurf dieses Berichtes haben die namhaften Fachkollegen der Fachhochschule München, Herr Professor Dr. Ömer Bucak, des Ingenieurbüros Professor Sedlacek und Partner, Dr. Bertram Kühn sowie der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule, Professor Dr. Peter Langenberg mit viel Engagement begutachtet. Ich danke besonders Herrn Dr. Kühn, der gleichzeitig die Arbeitsgruppe WG A, *Remaining fatigue life* im TC 6 *Fatigue* der Europäischen Konvention für Stahlbau leitet, für seine Mühe und stetige Diskussionsbereitschaft. Die genannten Fachkollegen haben damit entscheidend zur Veröffentlichung der Ergebnisse beigetragen.

Rosemarie Helmerich Projektleiterin 0214-VII-0306

Berlin, Oktober 2005

1 Einführung

1.1 Problemstellung

Vor dem Hintergrund der alternden Verkehrsinfrastruktur und der finanziellen Nöte der Brückeneigner, z.B. Städte, Gemeinden und Bahnbetreiber, nimmt die Bedeutung einer von Sachkenntnis geprägten Bewertung des vorhandenen Bauwerksbestandes ständig zu.

Die Bauwerke der Verkehrsinfrastruktur, insbesondere die Brücken, sind vielfältigen Einwirkungen ausgesetzt, die ihre verbleibende Restnutzungsdauer herabsetzen. Eine Änderung der Nutzung, z.B. durch erhöhte Achslasten oder zusätzliche Fahrspuren, kann für die voranschreitende Alterung dynamisch beanspruchter Bauwerke genauso verantwortlich sein, wie Korrosion infolge unzulänglicher Bauwerkspflege, Umwelteinflüsse oder durch Unfall verursachte Schäden.

Erst seit wenigen Jahren, gemessen am Alter der Brücken, werden in den Vorschriften Vorgaben zu einer zu gewährleistenden Lebensdauer gemacht. Zum Beispiel fehlt sogar noch in der Ausgabe März 1983 der in Deutschland maßgeblichen Norm für die Brückeninspektion, DIN 1076, ein Hinweis auf eine geplante Lebensdauer von Brückenbauwerken. Die 1982 in der ehemaligen DDR eingeführte Ausgabe der TGL 13500 forderte für zyklisch beanspruchte Stahlbauten einen Betriebsfestigkeitsnachweis für 10⁶ Lastwechsel als Ermüdungsnachweis. Eine Abschätzung in Jahren bei bestimmter Verkehrsdichte und/ oder Tonnage in Jahren erfolgte auch nicht. Für den Hochbau wird heute im Allgemeinen empirisch eine Lebensdauer von 50 Jahren, im Brückenbau von 100 Jahren angenommen.

Regelrechte Restlebensdauerberechnungen unter Berücksichtigung der Ermüdung des Materials oder der Kerbwirkung des genieteten Details gab es beim Bau der inzwischen 100-jährigen stählernen Brücken noch nicht. Für bestehende Straßenbrücken fehlt eine Bewertungsrichtlinie neben der Inspektionsnorm bis heute.

Der Zustand der Brücken wird von vielen Brückeneignern für das Management ihrer Infrastruktur im Rahmen des **Brückenmanagementsystems** erfasst, und dient aber oft nur der Dokumentation der Schäden an jeder einzelnen Brücke, z.B. für die Ermittlung einer den Zustand der Brücke charakterisierenden Bewertungszahl. Selten geht der ermittelte Schaden in die eigentliche Berechnung ein.

Grundlage für die Bewertung von bestehenden Brückenbauwerken sind in der Regel Vorschriften im Zuständigkeitsbereich der Brückeneigner. Im Zuständigkeitsbereich der Deutschen Bahn AG gilt die Modulfamilie 805.0001 *Tragsicherheit bestehender Eisenbahnbrücken* [21]. Die Deutsche Bahn verfügt damit seit einigen Jahren über eine moderne Bewertungsrichtlinie, die auch z.B. Inspektionsintervallnachweise auf der mit Hilfe bruchmechanischer Betrachtungen für den Fall anbietet, dass mit einem traditionellen Wöhlernachweis keine ausreichende Ermüdungssicherheit mehr nachgewiesen werden kann.

Der Bundesminister für Verkehr gab im Jahr 1992 eine Richtlinie zur Tragfähigkeitseinstufung bestehender Straßenbrücken in den neuen Bundesländern in Lastklassen nach DIN 1072, Ausg. 1985, [26], heraus. In Anlehnung an diese Richtlinie kann bei der Nachrechnung von Straßenbrücken verfahren werden.

Wenn der Ingenieur alte Bauwerke begutachtet, benötigt er umfassende Informationen über alte Stähle und über Bauweisen in ihrem historischen Umfeld. Die Vorstellung der Altstahluntersuchungen in der BAM wird ihm die Bewertung durch Rückgriff auf diese Vorinformationen erleichtern. Die Ergebnisse sind für die zukünftige Entwicklung einheitlicher Bewertungsstrategien für alte Stahlkonstruktionen ein wertvoller Beitrag.

1.2 Projektumfang

Im Mittelpunkt der durchgeführten Untersuchungen stehen *altes Eisen, die ersten Stähle und genietete Stahlkonstruktionen*. Häufig zeigt sich bei der Begutachtung von alten Bauwerken in der Praxis, dass die alten Materialien mit ihren charakteristischen mechanischen und chemischen Eigenschaften und Bauweisen zu wenig bekannt, schwer zu identifizieren bzw. voneinander abzugrenzen sind. Aus diesem Grund wird ein historischer Überblick in die Berichterstattung einbezogen. Außer dem historischen Überblick über einige der ersten Brücken aus Eisen und Stahl in Mitteleuropa, wird die Entwicklung von Materialien und Verbindungsmitteln vorgestellt.

Neben traditionellen Materialuntersuchungen an alten Stählen, wie Ermittlung der mechanischen Kennwerte: der unteren und oberen Streckgrenze (ReL, ReH), der Zugfestigkeit (R_m) und des Dehnungsverhaltens (ϵ), wurden auch Rissfortschrittsversuche nach britischen und amerikanischen Standards durchgeführt. Mit Hilfe funkenemissions-spektroskopischer als auch nasschemischer Analysen wurden die charakteristischsten Begleitelemente im Stahl wie Kohlenstoff C, Schwefel S, Phosphor P, Stickstoff N, Silizium Si und Mangan Mn ermittelt. Ihre Mengenanteile im Stahl beeinflussen mechanische Eigenschaften des Materials z.T. stark. Metallografische und rasterelektronen-mikroskopische Untersuchungen der Mikrostruktur von Rissflächen visualisiert Rissvorgänge und ermöglicht Rückschlüsse auf deren Entstehung (Kap. 3).

Sprödbruchuntersuchungen (Kerbschlagversuche) waren in der Zeit des Nietens von Brücken noch nicht entwickelt, sie gewannen erst an Bedeutung, als die ersten geschweißten Verbindungen plötzlich versagten (Berliner Zoo-Brücke, Liberty-Schiffe). Über die Ergebnisse von Kerbschlagversuchen und über Schweißen an alten Stählen wird nicht berichtet.

In den letzten beiden Jahrzehnten sind weltweit Materialuntersuchungen und *Ermüdungsversuche an Originalbauteilen* von alten Stahlbrücken durchgeführt worden. Die Brücken wurden aus verschiedenen Gründen, z.B. wegen einer Fahrbahnverbreiterung, ihres schlechten Zustandes oder wegen zu erwartender höherer Achslasten demontiert und Forschungsinstituten für Untersuchungen zur Verfügung gestellt.

Erste Bauteilversuche an originalen Brückenträgern sind unter der Leitung von Professor John Fisher an der Lehigh-University in Bethlehem, Pennsylvania (USA) [28] und in Edmonton (Cd) [29] in den 1980ziger Jahren durchgeführt worden. Die ersten Bauteilversuche führte in Europa Professor Hirt im Institut für Stahlkonstruktionen (ICOM) an der EPFL (CH) [31] durch sowie später Professor Mang und Bucak an der Versuchsanstalt der Universität Karlsruhe [30] und Professor Edlund in der Chalmers University in Göteborg (SE) [32].

Ermüdungsversuche wurden seit dem Ende der 1980ziger Jahre in Deutschland außer in der BAM auch in der Versuchsanstalt Karlsruhe durchgeführt. Ziel war es, die verbleibende Restnutzungsdauer von alten Stahlkonstruktionen zu ermitteln. Die meisten der international bekannt gewordenen Versuche wurden mit höheren Lastzyklen als unter realer Beanspruchung im Einstufenversuch durchgeführt, um in einem endlichen Zeitraum zu Ergebnissen zu gelangen und die Kosten zu begrenzen. Die Belastbarkeit von Konstruktion, Material und ermüdungskritische Details waren zu ermitteln. Messungen unter Verkehr vor dem Ausbau haben in einigen Fällen Informationen zu Achslasten, Lastzyklenanzahl und über eventuelle unerwartete Effekte gegeben. Mit ihrer Hilfe war dann eine Abschätzung der Restnutzungsdauer möglich. Über zahlreiche Ermüdungsversuche an Brückenträgern und Brückenabschnitten in der BAM wird im Folgenden berichtet (Kap.4).

Über Ermüdungsversuche, die in der BAM an originalen Brückenabschnitten und -trägern durchgeführt wurden, wurde z.B. in [17], [18], [19] und [20] berichtet.

Auf die folgende Ermüdungsversuche an originalen Brückenträgern bzw. -teilen sowie Messungen vor Ort wird in Kapitel 4 näher eingegangen:

- Einstufen-Ermüdungsversuche an drei genieteten Querträgern aus unberuhigtem Flussstahl, I ~ 10m, Bj. 1904-1906, [17],
- Ermüdungsversuche an Details aus den geprüften Querträgern in [17], [18],
- Ermüdungsversuche an 4 Fachwerkträgern aus unberuhigtem Flussstahl, I ~ 9m, Bj. 1900-1902, [19],
- Messungen an einer Bogenbrücke über die Spree aus Schweißeisen mit nachträglicher detaillierter Material- und Strukturuntersuchung, Bj. 1882, [34]
- Ermüdungsversuche an mehreren Trogbrückenabschnitten aus Schweißeisen, Bj. 1890 [15], [16],

Dauerversuche und zahlreiche Messungen zur Untersuchung des Lastabtrags von Verkehrslasten in die Unterkonstruktion der Berliner Hochbahn U1 dienten als Grundlage für die Ursachenermittlung von Ermüdungsrissen an Tonnenblechen. In weiteren Versuchen wurde die grundsätzliche Eignung für ein neues elastisch gebettetes Schienensystem ohne das traditionelle Schwelle-in-Schotter System untersucht [10].

Als Grundlage für die untersuchten Phänomene dienten die Ergebnisse von vorangegangenen eigenen Materialund Großversuchen am gleichen Hochbahnabschnitt der Berliner U-Bahn im Jahr 1992, sowie Beanspruchungen aus Dehnungs- und Verformungsmessungen unter Verkehr am Bauwerk (**Kap. 5**). Nach der Erzeugung von Ermüdungsrissen in Ermüdungsversuchen an Originalbauteilen wurden zerstörungsfreie Prüfungen, die in anderen Industriezweigen routinemäßig eingesetzt werden, auch zum Detektieren von Rissen im Verlaufe der Ermüdungsversuche an den alten Stahlkonstruktionen unter Laborbedingungen erprobt (Kap. 6).

In der Vergangenheit basierte die konservative Abschätzung der verbleibenden Restnutzungsdauer von bestehenden zyklisch beanspruchten Bauwerken auf der Bildung von Schadenssummen nach dem traditionellen **Wöhlerlinienkonzept.**

Für die Anwendung des modernen Konzeptes zum Nachweis eines sicheren **Betriebszeitintervalls** auf der Grundlage bruchmechanischer Berechnungen [36], [37] müssen die Rissfortschrittsparameter bekannt sein. An alten Stählen aus den Ermüdungsversuchen wurden die Materialkennwerte zur Bewertung des Rissfortschrittsverhaltens ermittelt.

1.3 Bewertung alter Brücken

Bewertungsstrategien für die Beurteilung bestehender Bauwerke unterscheiden sich deutlich vom Vorgehen beim Entwurf von Bauwerken. Sicherheitsmargen, die eventuelle Streuungen des verwendeten Materials, Ausführungsfehler oder Unsicherheiten bei der Lasteinleitung ausgleichen sollen, werden im Entwurf heute durch den Ansatz von Teilsicherheitsfaktoren auf der Widerstands- (Bauteil) und Einwirkungsseite (Lasten) eingehalten.

Bei der Bewertung von bestehenden Bauwerken kann der sachverständige Ingenieur vom Ist-Zustand am Bauwerk ausgehen. In die Bewertung können, falls vorhanden, **Materialprüfungen** am originalen Material aus dem Bauwerk, **Ermüdungsversuche** an identischen Details und Ergebnisse von **Messungen** unter realen Verkehrslasten oder definiert aufgebrachten Belastungsfahrzeugen am Bauwerk selbst einbezogen werden.

In der Vergangenheit basierte die konservative Abschätzung der verbleibenden Restnutzungsdauer von bestehenden zyklisch beanspruchten Bauwerken auf der Bildung von Schadenssummen nach dem traditionellen **Wöhlerlinienkonzept.**

Für die Anwendung des modernen Konzeptes zum Nachweis eines sicheren **Betriebszeitintervalls** auf der Grundlage bruchmechanischer Berechnungen [36], [37] müssen zusätzlich auch die Rissfortschrittsparameter bekannt sein.

Die Komplexität und der u.U. hohe Aufwand bedingen ein stufenweises Vorgehen bei der Bewertung bestehender Brückenbauwerke. Das gilt insbesondere vor dem Hintergrund der gestiegenen Kosten, die z. B. bei Großversuchen zur Ermittlung der Sicherheit gegen Ermüdungsschäden entstehen.

Ausgehend von einem 4-Stufen Modell (s. Tabelle 1) in der Modulfamilie 805 der DB AG, wurde die Akzeptanz einer vereinheitlichten Vorgehensweise auch international diskutiert. Ein Vorschlag für eine stufenweise Vorgehensweise wurde auf dieser Basis im bereits erwähnten Abschlussbericht zum Vorhaben 7211 unterbreitet [2].

 Tabelle 1
 Übersicht über eine stufenweise Nachweisführung bei der Beurteilung bestehender Stahlbrücken bei der Deutschen Bahn AG nach [23].



Die für die Gesamtbewertung bestehender Stahlkonstruktionen wesentlichen Berechnungen der Ermüdungssicherheit basieren auf zwei unterschiedlichen Beurteilungsverfahren:

Beim Nachweis m.H. des **Wöhlerlinien-Konzeptes**, werden beim Entwurf Ermüdungsfestigkeitskurven entsprechend dem Kerbfall des Verbindungsdetails angewandt.

Für den Ermüdungsnachweis von Altstahlkonstruktionen werden in zwei Richtlinien von europäischen Brückeneignern charakteristische Punkte für kerbfallspezifische monolineare Wöhlerlinien angegeben: in der Richtlinie der Schweizerischen Bundesbahn SBB vom Februar 1997, Rev. 2000 [25], sowie die Modulfamilie 805 der Deutschen Bahn AG (DB AG) [21] an.

Eine Weiterentwicklung des Ablaufschemas, besonders im Hinblick auf den Ermüdungsnachweis, wird auf Vorschlag der Kollegen vom ICOM Partner in der zukünftigen Richtlinie der EKS empfohlen. In die Diskussion flossen die Versuche und Ergebnisse des BAM-Projektes 0214-VII-0306 als Input ein.

In den verschiedenen Entwurfsstandards gibt es unterschiedliche Ansichten darüber, bei welcher Lastwechselzahl die Dauerfestigkeit erreicht ist, bei der sich in den meisten Standards die Steigung der Wöhlerkurve ändert.

Der Eurocode 3 (EC3), ein Entwurfsstandard, gibt für genietete Details keinen Kerbfall an. In den Wöhlerkurven des EC3 ändert sich der Kurvenanstieg bei 5 Millionen Lastwechseln von m = 3 auf m = 5, d.h. nach Erreichen der Dauerfestigkeit (engl. Constant Amplitude Fatigue Limit).

Diesen Punkt charakterisiert insbesondere, dass für den Fall, dass die im Detail auftretende Spannungsdifferenz im Verlaufe der gesamten Beanspruchungsgeschichte niemals überschritten wird, diese Spannungsdifferenz als Grenzwert im Ermüdungsfestigkeitsnachweis angenommen werden kann.

In anderen Entwurfs-Wöhlerlinien, z.B. in der ECCS-Richtlinie [5], gilt die Dauerfestigkeit bei 5 Mio. Lastwechseln für erreicht. Ein *cut-off-limit* wird bei 10⁸ Lastwechseln erreicht. Lastwechsel mit Schwingbreiten unterhalb dieses *Unteren Grenzwertes* brauchen in der Ermüdungsberechnung nicht berücksichtigt werden.

Eine statistische Auswertung von Ermüdungsversuchen an Nietverbindungen in Flussstahl (UIC, September 1986) ergab eine bilineare Wöhlerlinie mit Übergang der Neigung von m = 3 zu m = 5 bei 1.5×10^6 Lastwechseln und 75 N/mm² für 95 % Überlebenswahrscheinlichkeit.

In [2], [29] und [30] wurden veröffentlichte Informationen zu Ermüdungsversuchen an originalen Bauteilen aus Laboratorien in aller Welt zusammen getragen und Wöhlerkurven gegenüber gestellt. Oft ist jedoch nicht bekannt, ob die Beanspruchungsgeschichte der geprüften Originalbauteile berücksichtigt wurde oder nicht. Einige Forschungsvorhaben gehen davon aus, dass grundsätzlich nur die verbleibende Restnutzungsdauer zu ermitteln ist. Diese allein ist maßgeblich für eine zukünftige Nutzung.

Wegen der lückenhaften Verfügbarkeit der Versuchsdaten hat man sich auf das Einzeichnen der Versagenspunkte beschränkt. Eine statistische Auswertung ist nicht bekannt.

Die Darstellung einer Vielzahl bekannter Großversuche nähert sich einer Wöhlerlinie an, die der bilinearen (Entwurfs-) *Detailkategorie 71* und fast der vergleichbaren US-amerikanischen Detailkategorie *AASHTO D* entspricht. Die Kerbwirkung unterschiedlicher Details wird dabei nicht weiter untergliedert. Man geht davon aus, dass das Versagen am schwächsten Punkt der genieteten Konstruktion eingetreten ist.

Sind weder Lastkollektive noch die Anzahl der Überfahrten zahlenmäßig erfassbar, so dass Schadenssummen auch nicht grob abgeschätzt werden können, so kommt in letzter Zeit häufig ein **bruchmechanisches Bewertungskonzept** zur Anwendung [36]. Hierbei werden fiktive Risse in der Konstruktion postuliert, die bei Inspektionen mit großer Wahrscheinlichkeit gerade noch erkannt werden sollen.

Diese Berechnung erfordert die Kenntnis von Materialkennwerten für die Charakterisierung des Risswachstumsverhaltens von alten Stählen, die an kleinen Materialproben ermittelt werden können. Mit Hilfe der am alten Stahl ermittelten Materialkennwerte kann unter Abschätzung der voraussichtlichen zukünftigen Belastung ein Zeitabschnitt ermittelt werden, in dem der Riss kontinuierlich stabil weiter wächst, ohne eine kritische Risswachstumsgeschwindigkeit und den Schwellenwert (Threshold) z.B. des zyklischen Spannungsintensitätsfaktors zu erreichen. Der Zeitabschnitt wird nach [36], [37] und [59] als Betriebszeitintervall bezeichnet.

Sowohl die Untersuchung der tatsächlich vorhandenen Risslängen mit Hilfe zerstörungsfreier Prüfmethoden als auch die Ermittlung der bruchmechanischen Kennwerte dienen als Input in die erwähnten Konzepte und haben eine längere und sichere Nutzungsdauer als Ziel (**Kap. 6**). Eine große Menge von Informationen über alte Stähle wurde im Verlauf der Arbeit im Projekt zusammen getragen. Einiges davon wird dem interessierten Leser neben den Materialuntersuchungen und Effekten beim Ermüdungsversuch auch das Milieu näher bringen, in dem sich der industrielle Fortschritt im Stahlbau vollzogen hat.

2 Die Entwicklung alter Stähle und Bauweisen

Die nachfolgende Literaturrecherche zur Herstellung des Eisens und der ersten alten Stähle sowie deren Anwendung, Prüfung und die Entwicklung der Lieferbedingungen geben einen Einblick in die, historisch gesehen, rasante Entwicklung des technologischen Fortschritts nach 1709. 1709 wurde das erste Roheisen in einem Koks-Hochofen nach Alexander Darby hergestellt [63]. Größere Mengen Roheisen konnte man ab 1735 in Coalbroakdale mit verkokter Steinkohle herstellen. Die industrielle Verarbeitung wurde durch die Verbreitung der Dampfmaschinen (James Watt 1765) möglich [44]. Mit dem Material begann sich auch der Brückenbau weiter zu entwickeln. Die folgende Übersicht beinhaltet für ihre Zeit innovative international bedeutsame Brücken und für die regionale Entwicklung bemerkenswerte deutsche Brücken.

2.1 Innovative Brückenbauten

Als erste Brücke aus Gusseisen überbrückt die Coalbroakdalebrücke (1776-1779) seit 1779 bis heute den Severn (Bild 1).



Bild 1 Brücke über den Severn bei Coalbroakdale (Postcard by John Edwards).

Nur wenig bekannt ist, dass seit 1791 im Wörlitzer Park eine 1:4 Kopie dieser ersten eisernen Brücke steht, die im ab 1784 vom Fürst von Anhalt-Dessau entworfenen Landschaftspark neben anderen technischen Kuriositäten als Fußgängerbrücke nachgebaut wurde (Bild 2) und damit die erste gusseiserne Brücke auf europäischem Festland ist [46].

Die häufig, u.a. in [45] zitierte Brücke über das Striegauer Wasser bei Laasan (Łażany) wurde 1796 nach [67], bzw. 1793 nach [45] vermutlich erste Straßenbrücke auf europäischem Festland erbaut. Bild 3 zeigt eine Zeichnung von 1796. Lieferfirma war das Königliche Eisenwerk in Malapane, wo auch die erste Berliner Brücke hergestellt wurde. Die Brücke von 1797 über den Berliner Kupfergraben sollte nur knapp 30 Jahre erhalten bleiben und wurde bereits 1825 durch eine steinerne Brücke ersetzt.



Bild 2 1:4 Kopie der Coalbroakdale Brücke im Wörlitzer Park, erbaut 1791.



Bild 3 Erste deutsche Straßenbrücke aus Gusseisen in Laasan/Niederschlesien, Bj. 1796 [67].



Bild 4 Die heute älteste Berliner Eisenbrücke, die gerade restaurierte Jungfernbrücke, steht unter Denkmalsschutz und verbindet die Museumsinsel mit dem Werderschen Markt (im Hintergrund das Außenministerium), [64].

Bild 4 zeigt die Jungfernbrücke, eine Rad-Zugbrücke [46], die seit 1798 den Kupfergraben überbrückt und heute die älteste Eisenbrücke Berlins ist.

Auch im Schlosspark des Berliner *Charlottenburger Schlosses* ist noch ein Exemplar der ersten Bogenbrücken, eine relativ flache Fußgängerbrücke von 1802, aus dem Werk Malapane, erhalten geblieben (s. Bild 5).



Bild 5 Zweitälteste erhalten gebliebene Eisenbrücke Berlins von 1801 steht im Charlottenburger Schlosspark [64]

Im Folgenden werden markante Ereignisse in der Entwicklungsgeschichte von Eisen und Stahl, beginnend mit der Einführung der ersten mit Koks befeuerten Hochöfen parallel zu den bedeutenden Brückenbauten als Übersicht dargestellt. Damit wird der Zusammenhang zwischen der industriellen Entwicklung von Eisen- und Stahlproduktion und der Entwicklung des Brückenbaus verdeutlicht. Mit Entwicklung der Herstellungstechnologie und der so möglichen kostengünstigen Produktion größerer Mengen von Eisen wurde dessen Verwendung für das Bauen erst möglich.

Entwicklung der Stahlherstellung

- **1735** Erste Herstellung von Roheisen in einem Koks-Hochofen durch Darby,
- **1754** Walzen von Dampfkesselblechen (1m x 0,5m) in England [66],
- **1765** James Watt: Entwicklung und Verbreitung der Dampfmaschinen [45]
- **1779** Erste Bogenbrücke aus Gusseisen in Coalbroakdale/ England über den Severn [65]
- **1784** Patentierung des Puddelverfahrens (Herdfrischen, von Henry Cort) als Verfahren zur Herstellung von schweißbarem Eisen (Puddelstahl oder Schweißeisen), u.a. in [66],
- **1790** Erstes Kaliberwalzwerk für die Weiterverarbeitung des Puddeleisens durch Cort und Panel in England in Betrieb genommen (flache Rechteckquerschnitte) [66],
- **1791** Erste Gusseisenbrücke auf europäischem Festland im Wörlitzer Park neben 12 weiteren kleinen Brücken, vermutlich ausgeführt von der Gießhütte Mägdesprung im Harz [46],
- 1796 Erste Straßenbrücke auf dem europäischen Kontinent über das Striegauer Wasser bei Łażany, (Laasan, Niederschlesien), ausgeführt von der Gießerei in Malapane [46],
- 1795-1806 Thomas Telford baute den Pontcysyllte (North Wales, Bild 6) und den Chirk Aqueduct, die ersten Aquädukte aus Stahl, bis heute in Betrieb,



Bild 6 Pontcysyllte Aqueduct (Postkarte) in North Wales

- **1804** Erste Dampflokomotive von Trevithick in Wales [44],
- 1818 Erstes Puddelwerk in Frankreich,
- **1824** Erste Eisenbahnstrecke von Stockton nach Darlington (40 km) [44],
- 1824 Erstes Puddelwerk in Rasselstein bei Neuwied/ Deutschland [Eigentümer Familie Rémy, Freunde des aus Schottland stammenden John Cockerill], (1790-1840) [42], [46]
- **1830** Erste Eisenbahnschienen, T-Profil, Z-Eisen in England von Stephenson hergestellt (Form- oder Façoneisen) [65],
- 1835 Erste Formeisenschienen aus dem deutschen Rasselstein für die Eisenbahnlinie Nürnberg-Fürth [42],
- 1845 Erste größere Brücke aus Gitterträgern von Telford in Irland an der Chester-Holyhead-Bahn gebaut,
- **1847** erste Brücke der Fa. Harkort aus Schmiedeeisen über die Wupper bei Rittershausen (Gitterträgerbrücke),
- **1848** Conwey-Gitter-Brücke von Robert Stephenson (1803-1859) in England,
- 1849 Erste H-Eisen in Frankreich,
- 1850 Britannia-Gitter-Röhren-Brücke aus Gittern dünnen schmiedeeisernen Platten von Stephenson [46], Spannweite 110 und 141 m. 1970 nach einem Brand ersetzt durch eine Bogenbrücke
- **1851** Herstellung der ersten Doppelflanschprofilstähle durch Zorres in Frankreich [42],
- **1855** erste Versuche zur Herstellung von Kesselblech deutscher Produktion, bis 1870 gab es in Deutschland nur die Walzwerke Burbach im Saarland und Hörde in Dortmund [44],
- **1855** Herstellung kohlenstoffarmen Eisens nach dem Bessemer Verfahren durch Bessemer (1813-1898), u.a. [44],
- **1856** Regenerativfeuerprinzip durch Friedrich Siemens patentiert [44],

- 1857 Weichselbrücke bei Dierschau und die Nogatbrücke bei Marienburg mit Fachwerkbalken nach Néville (Belgien) und Warren (englischer Kapitän) aus Schmiedeeisen über 6 x 121,14 m über die Weichsel und zwei Öffnungen je 92,92 m über die Nogat [46],
- **1857** Erste H-Profile (h = 9 Zoll) in Deutschland durch die Gesellschaft Phoenix zu Eschweiler Aue (belgisches Tochterunternehmen) gewalzt [43],
- **1858** Erste süddeutsche Gitterbrücke in Kinzig bei Offenburg, 63 m, realisiert trotz vorwiegend schlechter Erfahrungen mit Gitterbrücken in England und Einsprüchen von Theoretikern [42],
- **1859** Gitternetzbrücken in Köln und Kehl über den Rhein, sowie zwischen Waldshut und Straßburg aus Schmiedeeisen (CH), [45],
- 1859 Erste schmiedeeiserne "echte" deutsche Fachwerkbrücke (I = 17,9m): Ilmenaubrücke in Bienenbüttel Königreich Hannover von August von Kaven. (Alternativ wird auch die Flakenseebrücke von Schwedler genannt, die aber innerlich statisch unbestimmt ist), [42],
- **1860** Rheinbrücke bei Mainz von Gerber, erstmals bezog er stoßartige Belastung in Form eines eigengewichtsunabhängigen Stoßfaktors mit ein und erprobte erfolgreich die Bolzenverbindungstechnik,
- **1860** erster Kessel mit schweren Blechen aus deutscher Produktion [42],
- 1864 Wilhelm Siemens und Pierre und Emilé Martin schmelzen Roheisen und Schrott in Herdöfen, im Herdfrischverfahren,
- **1864** erste Großbalkenbrücke mit Mohnié- Fachwerk und letzte mit Parallelgurten war die Altrheinbrücke Griethausen der Fa. Harkort,
- **1866** erste Balkenbrücke aus Stahl: Göta-Elf-Brücke auf der Strecke Stockholm-Uddewalla. In Schweden hatte man schon sehr früh unter hohem Aufwand aus phosphorarmem Erz ein besonders kohlenstoffarmes Eisen erzeugt, was dieses Material als besonders hartes und zähes Material bekannt machte,
- 1868 Leek-Brücke bei Kuilenborg, Fa. Harkort, erste Halbparabelbrücke, damals größte Spannweite mit 157,3 m, erstmals wurden Teile aus Flussstahl eingefügt [46],
- **1871** Grundsteinlegung für die Brücke über den Tay, Freigabe nach 7 Jahren Bauzeit, erster berühmter Brückeneinsturz 12/1879, Die Windlasten hatte Brückenbauingenieur Bouch nicht berücksichtigt, u.a. [44], [46],
- **1873** Elbebrücke bei Dömitz von Schwedler, Häseler, Fa. Harkort (zerstört im 2. Weltkrieg, Landüberbauten stehen noch),
- 1876 Elbebrücke in Bad Schandau erbaut (s. Kap.3),

- 1882 Spreebrücke Berlin-Mitte, erbaut im Zuge der Ost-West Eisenbahntrasse, (Viadukte), durch Berlin (s. Kap. 5),
- **1886** Bauschingers Versuche über die "Elastizitätsgrenze und Festigkeit des Eisens und Stahls durch Strecken und Quetschen, durch Erwärmen und Abkühlen und durch oft mal wiederholte Beanspruchung" [65],
- **1890** Einweihung der ersten Kragarmbrücke aus Flusseisen über den *First of Forth* bei Edinburgh in Schottland,
- 1890 Bau der *Brücke über die Kieler Str.* auf der Wannseebahn-Strecke von Berlin nach Potsdam *(s. Kapitel 4.5),* [15],
- 1893 Erstmals in Deutschland wurde von Mertens (Schüler Schwedlers) für die Weichselbrücke bei Fordon Flusseisen statt des bisher verwendeten Schweißeisens verwendet, und zwar je zur Hälfte Siemens-Martin-Stahl und Thomas Stahl,
- **1900** Herstellung der Fachwerkträger für die *Hochbahnstrecke der Berliner U-Bahnlinie U1*, Inbetriebnahme 02/1902 (s. Kapitel 4.3), [19],
- 1904 Herstellung der Vollwandträger für die Brücken über den 1906 eröffneten Teltowkanal (s. Kap. 4.4), u.a. die *Knesebeckbrücke*, [17]. Von den in der Übersicht markierten Brücken wurden die Brückenträger bzw. Brückenteile entnommen, die in den BAM-Großversuchen hinsichtlich ihrer verbliebenen Restnutzungsdauer nach fast 100 jähriger Nutzung untersucht wurden.

2.2 Entwicklung der Herstellung

Je nach Art und Weise der Herstellung sind die charakteristischen Materialkennwerte, die chemische Zusammensetzung und die metallurgische Struktur von Eisen und Stahl verschieden. Durch die Unterschiede in der Herstellungsmethode ändern sich die Eigenschaften. Die wichtigsten Zusammenhänge zwischen der Entwicklung der Herstellungsprozesse und den damit produzierten Materialien werden im Folgenden vorgestellt. Dabei wird auf eine Vielzahl von einander ergänzenden Literaturquellen zurückgegriffen (s. u.a.: [42], [43], [44], [45], [46], [65], [66]).

Das mit unterschiedlichen Methoden schon im Mittelalter gewonnene **Roheisen** weist z.B. noch einen Kohlenstoffgehalt von 3-4,5 % auf. Eine größere Menge Roheisen konnte jedoch erst mit der Einführung des ersten Kokshochofens 1709 durch Darvin im englischen Coalbroakdale in so großen Mengen gewonnen werden, dass es in den folgenden Jahren nur für eiserne Platten, zum Beispiel für die Herstellung von Dampfkesseln, nicht aber für Brücken verwendet wurde. Später, mit der Einführung der Dampfmaschine und ihrer Verbreitung nach 1769, wurde das Eisen ab 1777/ 1778 auch für das Bauen von Brücken interessant. Die Verhüttung des Erzes im Koks-Hochofen lieferte große Mengen vergießbaren, aber spröden Gusseisens.

Durch den hohen Kohlenstoffanteil ist das Roheisen hart und spröde und kann nur in Kokillen vergossen werden. Erst die Reduzierung des Kohlenstoffes auf unter etwa 1,7 % gewährleistet die Verarbeitbarkeit. Das so gewonnene, nicht merklich härtbare Material, zunächst als **Schmiedeeisen** bezeichnet und 1876 lt. Definition in Deutschland **Schweißeisen** genannt.

Die ersten Bogenbrücken des späten 18. Jahrhunderts wurden zum Teil noch aus Gusseisen hergestellt, das aus Roheisen portionsweise in Tiegeln reduziert, und danach geschmiedet wurde. Es durfte nur Druckbelastungen ausgesetzt werden.

Das Herdfrischen des Roheisens, auch Puddelverfahren, wurde 1784 von Henry Cort (1740-1800) patentiert. Mit dem Frischprozess in Flammöfen konnte die Eisenherstellung erstmals ohne Holzkohle, ohne Gebläse und ohne Tiegel durchgeführt werden. Der Verbrennungsraum des Flammofens mit der Steinkohle war vom Arbeitsherd getrennt. Der Arbeitsherdboden war mit Quarzsand bedeckt (SiO₂), so dass mit den Siliziumverbindungen immer ausreichend Sauerstoff zum Oxidieren des Kohlenstoffes vorhanden war. Über eine niedrige Mauer, die Feuerbrücke, wurden die brennenden Gase über das flüssige Roheisen geführt und oxidierten die schädlichen Eisenbegleiter. So entstand schmiedbares, schweißbares und härtbares Eisen, das Puddeleisen. Die beim Puddeln entstehende teigige Masse, die Luppen, wurde mit Zänghämmern bearbeitet, wodurch die (sauren) Schlackeanteile aus dem Rohmaterial heraus geschmiedet wurden. Wenig später, um 1790, brachte Cort zusammen mit seinem Kollegen mit Parnel eines der ersten Kaliberwalzwerke zum Einsatz. Dabei wurden die Luppen nicht nur mit Hämmern entschlackt und in Form gebracht, sondern auch mit Walzen regelrecht zusammen geschweißt. Dadurch entstand der Name Schweißeisen [66].

Der Puddelprozess wird nach 1818 durch die Einführung von Öfen mit eisernen Herdböden und Zugabe von oxidierenden Zuschlägen in das flüssige Metallbad als **Nasspuddelprozess** weiterentwickelt. Die beim ursprünglichen (Trocken-) Puddeln entstehende siliziumhaltige Schlacke verhinderte das Ausscheiden des Phosphors und war damit für phosphorreiche Erze nicht verwendbar. Man bezeichnete das im Trocken- oder Nasspuddelprozess entstehende Eisen zunächst als Schmiedeisen oder **Puddelstahl**. Ließ sich dieser härten oder tempern, so sollte er dann ab 1876 (s.o.) entsprechend der neuen Definition als **Schweißstahl** bezeichnet werden.

Bessemer-Verfahren (Windfrischen): Mit dem 1856 von Bessemer erfundenen Verfahren konnte Kohlenstoff armes und deutlich Schlacken ärmeres Eisen erzeugt werden. Der Engländer Bessemer schlug vor, das flüssige Roheisen in einer sog. Bessemer Birne mit Luft zu durchblasen, um den Kohlenstoff mit dem Sauerstoff der Luft zu oxidieren und auszublasen. Die Arbeitstemperatur war im Vergleich zum Puddelverfahren sehr hoch und blieb es während des ganzen Frischeprozesses wegen des Abbrandes von Kohlenstoff und anderer Eisenbegleiter (P, S, Mn, Si).

Der Ablauf der Eisendesoxidation konnte mit Hilfe eines Spektrometers, das das Spektrum eines jeden ausgeschiedenen Stoffes sichtbar machte, in jeder Phase kontrolliert werden. Die Chargendauer, also die Verarbeitungsdauer war mit 25 min. sehr kurz. Das kohlenstoffarme Eisen konnte wegen seiner hohen Verarbeitungstemperatur flüssig durch ein Abstichloch in Kokillen vergossen werden und wurde deshalb Flusseisen genannt.

Das Bessemer Verfahren mit zwei Konvertern (Bessemer Birnen) in derselben Zeit genauso viel gefrischtes Eisen herstellen, wie sechzig Puddelöfen [66].

Leider gelang die Abscheidung des Phosphors nicht. Wegen der hohen Temperatur des Bessemer-Verfahrens konnte man keine stabile basische Auskleidung der Bessemer Birne realisieren. Die Erze, die in Deutschland verwendet wurden, waren jedoch stark phosphorhaltig. Man musste also zunächst phosphorarme Erze aus Spanien und Portugal zu verwenden.

Erste Versuche mit Bessemer-Eisen wurden durch die deutsche Firma Harkort in Duisburg gemacht, die 1864 den Zuschlag für die 1868 fertig gestellten Brücken der holländischen Staatsbahnen über den Rheinmündungsarm Leek bekam. Für einzelne Bauteile wurde aus Bessemer-Eisen verwendet.

Die Ergebnisse für die Festigkeitsversuche lagen nur geringfügig über der des Schweißeisens. Die schlechte Qualität wurde vom porigen phosphorhaltigen Gefüge verursacht, das zur *Phosphorversprödung* führen kann.

Infolge dessen wurde das Flusseisen zunächst nur für sekundäre Bauteile wie Quer-, Längsträger und Windverbände verwendet, die Hauptträger wurden weiterhin aus Schweißeisen gefertigt, z.B. bei der Leekbrücke bei Kuilemborg in Holland [44].

Weiterentwicklung des Bessemer-Verfahrens: Der Geschichtsschreiber Thomas und der Hüttenchemiker Gilchrist kleideten 1882 die Bessemerbirne mit basischem Kalksteinfutter aus und setzten dem Erz zusätzliche basische Zuschlagstoffe zu, um das Phosphor in der Schlacke zu binden. Die gebunden Phosphate konnten nach dem Vermahlen als Düngemittel verwendet werden. Das Verfahren wurde als Thomas-Verfahren bezeichnet. Bereits 1885 baute die Gesellschaft Harkort eine Brücke aus Thomasstahl auf Sumatra. Es folgten die Weichselbrücken in Dierschau und Marienburg

1864 setzten **Siemens und Martin** dem Erz Schrott zu und erzeugten Stahl von besonderer Reinheit [46].

Etwa 130 Jahre wurde der Puddelstahl oder Schweißeisen erzeugt. Ende des 19. Jh. betrug der Anteil des Puddelstahles an der Gesamtproduktion von Stahl:

in Großbritannien:	1884 - 55%;	1885 – 49 %;
in Deutschland:	1889 - 54 %;	1890 – 48 %;
in Frankreich:	1895 – 51 %;	1896 – 48 %;
in Belgien:	1895 – 55 %;	1896 – 46 %.

Bis 1913 fiel die Produktion von Puddelstahl/ Schweißeisen in Deutschland auf 1,3 %, Stähle für das Bauwesen waren nun unberuhigte Flussstähle.

2.3 Terminologie alter Stähle

Die Terminologie und die Bezeichnungen für Eisen und Stähle, die für Brücken und Hochbauten verwendet wurden, haben sich im Laufe der Jahrzehnte oft verändert und sind uneinheitlich verwendet worden.

1876 wurde anlässlich der Weltausstellung in Philadelphia versucht einheitliche Begriffe für Eisen und Stahl entsprechend ihrer Verarbeitbarkeit und ihrer Eigenschaften zu definieren. Materialien mit höherer Festigkeit sollten als Stahl und die niedrigerer Festigkeit als Eisen bezeichnet werden. Dieser Versuch setzte sich nicht durch [65].

Hier werden die am häufigsten verwendeten Bezeichnungen aufgelistet und kurz erläutert. Die Aufzählung erhebt keinen Anspruch auf Vollständigkeit. Aufgelistet wurden nur Eisen und Stähle, die in Bauwerken Verwendung fanden. Qualitätsangaben zu den alten Materialien wurden im Verlauf der Jahre weiterentwickelt und ergänzt. U.U. wurde ein Material zu verschiedenen Zeitpunkten und von verschiedenen Autoren in verschieden Literaturquellen unterschiedlich benannt:

Vor 1800: **Gusseisen** mit weniger als 0,1 % Kohlenstoff war gut schmiedbar und wegen seines hohen Schlackengehaltes (bis über 2 %) sehr gut feuer-schweißbar, denn die saure Schlacke wirkte als natürliches Schweißpulver [44].

Im Tiegelofen oder durch Umschmelzen veredelter **Schweißstahl** (nicht Schweißeisen, sondern so genanntes Renn- oder Frischfeuereisen) hatte einen Kohlenstoffanteil von zwischen 0,5 und 1,0 %.

Der im Puddelofen nach 1784 erzeugte weiche **Puddelstahl / Schweißeisen** entspricht in der Zugfestigkeit ungefähr einem St 34. Bei der Massenerzeugung schwankte die Güte des Puddelstahls.

Großplattiges **Schweißeisen / Puddelstahl** wies mehr Herstellungsfehler und Einschlüsse auf als schmales Bandeisen (Gerber bei der Rheinbrücke Mainz) [44]. Nach Bach hatte Schweißeisen mit 2 000 000 kg/ cm² einen geringeren E-Modul als Flussstahl oder Flusseisen, der jedoch etwas über den heute an Schweißeisen ermittelten Werten liegt.

1868 Sehniges Eisen muss im Querbruche eine hellgraue Farbe und nur sehr matten Glanz, im Längsbruche, d.h. wenn man auf die Langseite der abgerissenen Fasern sieht, einen silberfarbig hellen Glanz und feinen glatten Faden zeigen. [43]

1968 Feinkorneisen bildet sowohl hinsichtlich Zusammensetzung, als auch seiner äußeren Eigenschaften die Zwischenstufe zwischen *sehnigem Eisen und Pud- delstahl.*

Es ist härter und fester als jenes, aber weniger zähe. Der Bruch hat dasselbe Aussehen, wie beim Puddelstahl, er muss nämlich ein silberhell glänzendes, feines und gleichmäßiges Korn zeigen. Es unterscheidet sich das Feinkorneisen dadurch vom Stahl, dass es sich nicht härten lässt [43].

1868 *Puddelstahl* hat also, wie aus Obigem folgt, im Bruche ein silberhell glänzendes und gleichmäßiges Korn, welches feiner ist, als beim Feinkorneisen. Wie aller Stahl lässt er sich härten [43].

1868 *Gussstahl* wurde in größeren Qualitäten wohl meist durch das Bessemer-Verfahren aus sehr reinem Roheisen hergestellt; im Bruche übertrifft er den Puddelstahl an Feinheit und Gleichmäßigkeit des Korns.

Zu Brücken-Konstruktionen bestimmter Stahl muss möglichst biegsam und zähe sein, muss also dem Schmiedeeisen näher stehen als Werkzeugstahl, bei dem es vorzüglich auf Härte ankommt [43].

1886 Für *frühes Flusseisen*, hergestellt nach dem Bessemer-Verfahren, wurde nach Bach 1896 ein E-Modul von 2 150 000 kg/ cm² angegeben. (Der E-Modul für heutige moderne Stähle beträgt 21 000 kN/ cm²).

Die folgenden Bezeichnungen mit dem Versuch einer systematischen Ordnung wurden 1904 im sächsischen Raum von Schöler veröffentlicht. Zitiert wird aus der 2. Ausgabe von 1908 [40].

1908 *Roheisen:* Roheisen wird in graues und weißes Roheisen unterteilt. Das *weiße Roheisen* enthält mehr als 2,3 % Kohlenstoff als gelösten Bestandteil. Es ist hart und spröde und wird nur als Zwischenprodukt zur Umwandlung in andere Eisensorten hergestellt.

1908 *Gussstahl:* Im grauen Roheisen ist der Kohlenstoff teilweise als Graphit ausgeschieden, der auch die graue Färbung hervorruft. Das graue Roheisen ist weich und zähe und demzufolge geeignet zur Herstellung von Gussstahl.

1908 *Schweißeisen* wurde *als das im teigigen Zustand hergestellte schmied- und schweißbare, aber nicht merk-lich härtbare Eisen* bezeichnet. Mit Schweißen ist hier der Prozess des Zusammenwalzens von paketierten Schichten heißer Luppen in Walzensystemen gemeint und nicht das Schweißen im Sinne von Fügen, das erst um 1925 eingeführt wurde [40].

1908 *Flusseisen* war schmiedbares, aber nicht merklich härtbares, im flüssigen Zustand gewonnenes Eisen [40]. Das Flusseisen von 1908 ist hier dem Schweißeisen schon an Festigkeit und Dehnbarkeit bedeutend überlegen. Noch in den 1890ziger Jahren stand man ihm skeptisch gegenüber, weil es die Bearbeitung im kalten und warmen Zustand nicht so gut vertrug. *Namentlich glaubte man, dass die Nietverbindungen der Stabanschlüsse an den Knotenpunkten sich nicht für das Flusseisen eigneten und redete der amerikanischen Gelenkbolzenmethode das Wort.* [40]. Durch die Vervollkommnung der Herstellung hat das Flusseisen das Schweißeisen 1908 schon vollständig aus dem Brückenbau verdrängt. Je nach Herstellungsverfahren und Ofenausmauerung bzw. Zusätzen bezeichnete man das Flusseisen als:

- Bessemer-Flusseisen,
- Thomas-Flusseisen,
- saures Martin-Flusseisen,
- basisches Martin-Flusseisen.

1908 Schweißstahl ist das im teigigen Zustand gewonnene schmied- und schweißbare, merklich härtbare Material.

1908 Flussstahl ist ein im flüssigen Zustand gewonnenes und weiterverarbeitetes schmiedbares und merklich härtbares Material; je nach dem Herstellungsverfahren ist dasselbe besonders zu bezeichnen als:

- Bessemer Flussstahl,
- Thomas Flussstahl,
- Saurer Martin-Flussstahl,
- Basischer Martin-Flussstahl,
- Tiegel-Flussstahl,
- Nickel-Flussstahl,

- Chrom-Flussstahl.

1908 *Roheisenguss (Gusseisen)* ist ein aus Roheisen in fertiger Form durch Guss hergestelltes nicht schmiedbares Erzeugnis. Eisengussstücke, welche durch Gießen in Metallformen an der Oberfläche besonders hart gemacht werden, sind als Hartguss zu bezeichnen. Sind Eisenstücke nachträglich schmiedbar gemacht worden, so ist die Bezeichnung "schmiedbarer Eisenguss".

1908 *Flusseisenguss:* ist das aus Flusseisen in fertiger Form durch Guss hergestellte Erzeugnis. Je nach Herstellungsart des Flusseisens ist zu unterscheiden:

- Bessemer Flusseisenguss,
- Thomas-Flusseisenguss,
- Saurer Martin-Flusseisenguss,
- Basischer Flusseisenguss.

Der Deutsch Verband für Materialprüfung in der Technik legte 1906 folgende Klassierung fest [65]:

- Flussstahl: Werkstoffe mit einer Zugfestigkeit
 > 50 kg/mm²
- Schweißstahl: Werkstoffe mit einer Zugfestigkeit
 > 42 kg/mm²
- Schweißeisen und Flusseisen: alle Festigkeiten darunter.

Erst 1925 legte die Obmännerversammlung des Werkstoffausschusses in Deutschland fest, dass jedes Material, das in teigigem Zustand gewonnen wurde, als Schweiß- oder Puddelstahl bezeichnet werden sollte und alles in flüssigem Zustand gewonnene Material Flussstahl ist. Ohne Nachbehandlung schmiedbares Eisen sollte als Stahl bezeichnet werden.

Die internationale Bezeichnung war bis in die 1930iger Jahre, nicht zuletzt aus Konkurrenzgründen, nicht einheitlich. Deutsches Flusseisen sollte nicht gleichwertig dem französischen Acier doux und dem englischen soft low carbon steel sein [65].

2.4 Entwicklung der Lieferbedingungen und der zulässigen Spannungen

Die folgenden Angaben geben einen Einblick in die Entwicklung der Lieferbedingungen und der zulässigen Spannungen im deutschen Raum.

Die ersten recherchierten Anforderungen stellte das Berliner Eisenbahncommissariat **1862**. **1871** wurde die Berliner Bauordnung mit Anforderungen an Gussstützen aufgestellt und **1887** übernahm der Berliner Polizeipräsident die Anforderungen.

Angaben zu Materialien wurden ab **1889** im deutschsprachigen Raum von den Lieferanten, den *Deutschen Hüttenleuten* veranlasst. Teilweise werden auch hier die Formulierungen aus der Originalliteratur gewählt, um damit den Wandel in der technischen Ausdrucksweise zu dokumentieren. Ausgehend von den Betreibern, vor allem von den regionalen Eisenbahnverwaltungen entstanden um *1908* die Anforderungen an die zulässigen Spannungen im Bauwerk.

Deutlich wird auch, dass im 19. Jh. für die Be- und Entlastungen während der Zugüberfahrten lediglich das Gewicht der damals sehr schweren Lokomotiven angesetzt wurde. Nur hohen Sicherheitsmargen, angesetzt häufig nur aus Unsicherheit der Ingenieure, ist es zu verdanken, dass viele Brücken heute noch genutzt werden können. Materialermüdung durch zyklische Belastung ist bei Nietkonstruktionen noch nicht berücksichtigt worden. Einheitliche Berechnungsregeln gab es bis ins späte 19. Jahrhundert ebenfalls noch nicht, so dass der Nachweis für Brückenbauwerke und die daraus abgeleiteten Lieferverträge nicht nach einheitlicher Vorgehensweise, sondern aus der Berechnung für das Einzelobjekt erbracht wurde.

Bis dahin verfügten in der Regel nur die einzelnen regionalen Eisenbahnverwaltungen über eigene Grenzwerte, die hier wegen ihres Umfangs und ihrer regionalen Bedeutung nicht im Einzelnen erfasst sind.

Die nachfolgende Auflistung enthält wesentliche Schritte der Entwicklung von Prüfungen, Vorschriften und Lieferbedingungen:

- **1841** Güteprüfung von Stabeisen nach Carl Johann Bernhard Karsten [44]
- 1851 Gründung der Zeitschrift für das Bauwesen,
- **1862** Empfehlung des *Berliner Eisenbahn Commissriats* [52]: Die Annahme von

100 Ctr/Quadratzoll ~ 73,1 N/mm²

(Zentner pro Quadratzoll) als Längsspannung hat bei verschiedenen Eisenbahngesellschaften *zu irgendwelchen Bedenken keinen Anlass gegeben*". Man bemühte sich zu der Zeit um einen einheitlichen Sicherheitsfaktor, oft wurde in Preußen mit Rücksicht auf die Stoßbelastung eine zulässige Spannung von nur

50 Ctr/Quadratzoll = 36,6 N/mm²

zugrunde gelegt.

100 Ctr/Quadratzoll = 73,1 N/mm² ist etwa die Hälfte der Elastizitätsgrenze des damals verfügbaren Schweißeisens.

Für die Hammer Brücke (1869) wurde für die stärker auf Stoß beanspruchten Nebenträger

80 Ctr/Quadratzoll = 58,5 N/mm²

zugelassen.

1868 Das Eisen sollte vor seiner Verwendung sorgfältig geprüft werden; man pflegt hierfür ein bestimmtes Zerreißungsgewicht pro Quadratzoll festzusetzen und untersucht dann später bei wichtigen Konstruktionen jedes Stück durch eine unter der Elastizitätsgrenze stehende Belastung und beachtet die Verlängerung; nach Wegnahme der Last muss dann die ursprüngliche Länge wieder vorhanden sein [43].

> **Brunel** (England) vermutete die *ermittelte Festigkeit* je nach Kaliber (Abmessungen) verschieden:

Durchmesser 1 ½ Zoll:	23 to /Quadratzoll, engl.
Durchmesser 1 Zoll:	52 to /Quadratzoll, engl.
Durchmesser 3/4 Zoll:	27 to /Quadratzoll, engl.
Durchmesser 3/8 Zoll:	32 to /Quadratzoll, engl.

In allen Fällen untersuchte man durch Besichtigung, Anschlagen mit dem Hammer etc. jedes Stück sorgfältig vor der Verwendung und macht den Fabrikanten und dieser wieder das Eisenwerk verantwortlich. Indessen ist die Kontrolle nach dem äußeren Ansehen immer nur mangelhaft, am besten ist die Überwachung der Fabrikation auf dem Eisenwerk, wo man sich durch Brechen der Abfallenden auch immer leicht von der guten Qualität überzeugen kann.

1873 Elbebrücke Dömitz (Schwedler): zulässige Spannung des Schweißeisens:

10 000 Pfund/ Quadratzoll = 73,3 N/mm²,

was die Hälfte der Elastizitätsgrenze des Schweißeisens darstellte.

- **1876** Aufnahme der Festigkeitsvorschrift nach Wöhler in die *Lieferbedingungen der preußischen Eisenbahnverwaltungen* [44],
- **1895** gründete **von Tetmajer** in der Schweiz den Internationalen Verband für Materialprüfung der Technik.
- **1889** wurden veranlasst von Tetmajer in der Schweiz die ersten *Normalbedingungen für die Lieferung von Eisenkonstruktionen* für Schweißeisen und Gussstahl ins Leben gerufen.
- **1892** wurden dort die Werte für Flusseisen ergänzt:

Zugfestigkeit: $37-45 \text{ kg/mm}^2$ Bruchdehnung:mind. 20%TetmajerscherFestigkeitsquotient: $\sigma \ x \ \epsilon > 800$ (für wichtige Konstruktionen > 900)

1889 Vorschriften für die Lieferung von Eisen und Stahl, aufgestellt vom Verein deutscher Eisenhüttenleute, vom 17.03.1889, [37], abgeändert im Februar 1893, übereinstimmend mit:

1. Den Besonderen Vertragsbedingungen für die Anfertigung, Lieferung und Aufstellung von größeren zusammengesetzten Eisenkonstruktionen vom 25.11.1891 [38],

2. Den Normalbedingungen für die Lieferung von Eisenkonstruktionen für Brücken- und Hochbau aufgestellt vom Verbande deutscher Architekten und Ingenieurvereine v. 1886, ergänzt durch die Lieferbedingungen für Flusseisen 1893 [39],

3. Den Abgeänderten Würzburger Normen vom 25.06.1881, angenommen von dem Internationalen Verbande der Dampfkessel-Überwachungsvereine und abgeändert von diesem am 27.6.1895 zu Kiel,

- **1892** Ergänzung der Materialangaben der Normalbedingungen des Vereins deutscher Hüttenleute (VdH) durch weiches Flusseisen
- **1892** Grundsätzliche Bestimmungen für die Lieferung und Aufstellung eiserner Brücken, Wien, [72]
- **1892** Normalbedingungen für die Lieferung von Eisenkonstruktionen für den Brücken- und Hochbau auf der Basis der Vorschrift von 1889 des Vereins deutscher Hüttenleute,

- **1893** Zulässige Materialbeanspruchungen der kgl.sächsischen Staatseisenbahnen festgelegt.
- **1903** Im Erlass betreffend Vorschriften für das Entwerfen der Brücken mit eisernem Überbau auf den preußischen Staatsbahnen richten sich die zulässigen Beanspruchungen nach der Spannweite der Bauteile, [73],
- **1908** Schaper: *Die an die Materialien der eisernen Brücken zu stellenden Anforderungen*, in: [41],
- **1910** In [77] sind die zulässigen Beanspruchungen vom Minister für Volkswohlfahrt bekannt gegeben worden. Die Wiederverwendung von alten Stählen ist nach vorgeschriebenen Prüfungen zulässig. Schweißeisen darf mit Abschlägen von 10 % verwendet werden, s. Anlage,
- **1919** Akademischer Verein Hütte e.V., *Hütte*, Angabe der zulässigen Spannungen für Flusseisen in Abhängigkeit vom Bauteil, von der Stützweiten und von der Beanspruchung [74],
- 1920 Zentralblatt der Bauverwaltung v. 28.01.1920: Die zulässigen Spannungen wurden je nach Anwendungsfall entsprechend Bauteil, Stützweite und Beanspruchung unterschiedlich festgelegt. Für höhere Werte für Materialien einzusetzen, gelten strengere Rechtsvorschriften und Garantien, dass das Eisen durch einen erfahrenen Fachmann den anerkannten Lieferbedingungen gemäß abgenommen und seine einwandfreie Beschaffenheit und Gleichartigkeit gewährleistet ist. Außerdem ist in einem solchen Fall die Bauausführung durch einen zuverlässigen, auch mit der Standsicherheit vertrauten Ingenieur zu überwachen und die Erhaltung der Eisenkonstruktion ist durch sorgfältigen Rostschutz weitestgehend zu sichern.

Die zulässigen Spannungen für die Bemessungswerte von Schweißeisen sollen jeweils um 10% ermäßigt werden. Für altes und wieder verwendetes Eisen ist die Beanspruchung je nach seiner Beschaffenheit herabzusetzen. [54],

- **1921** DIN 1000: 1. Ausgabe der Normalbedingungen für die Lieferung von Eisenbauwerken, [75]
- 1922 Für Brückenberechnungen der *Deutschen Reichsbahnen* gelten die Vorschriften für Eisenbauwerke, Grundlagen für das Entwerfen und Berechnen eiserner Eisenbahnbrücken nach der amtlichen Ausgabe 1922 und den Nachträgen des Reichsverkehrsministers vom 28. März 1923, E VIII 82, D 4053 und 21. August 1923, E VIII 82, D 17587, [33].

Flusseisen:

1925 Erste Ausgabe der deutschen DIN 1612 mit der Definition der Festigkeitskennwerte für die üblichen Baustahlqualitäten:

	min σ	max σ	3
	kg/cm ²	kg/cm ²	%
St 37	3700	4500	25
St 34	3400	4200	30
St 42	4200	5000	24
St 44	4400	5200	24

Im gleichen Jahr wurden außer den Festlegungen in der Werkstoffnorm DIN 1612 auch die zulässigen Spannungen für St 37 und St 48 im Hochbau (HB) und am 25.02.1925 im Verantwortungsbereich der Deutschen Reichsbahn für den Brückenbau (BB), abhängig von der Beanspruchungsart, in Kraft gesetzt.

	zul σ (HB)	zul σ (BB)	
	kg/cm ²	kg/cm ²	
St 37 (Biegung und Zug)	1200	1000	St
37 (Schub)	1560	1120	
St 48 (Biegung und Zug)	1400	1820	St
48 (Schub)	1300	1456	

In den Tabellen der Anlage 1 sind die in den genannten Vorschriften enthaltenen zulässigen Spannungen ausführlicher aufgelistet.

2.5 Verbindungsmittel

Die Prüfungen und Versuche im Rahmen des vorliegenden Berichtes erfolgten ausschließlich an genieteten Konstruktionen. Es werden daher auch nur einige ausgewählte historische Einblicke in Erfahrungen und Probleme beim Nieten als Verfahren zum Fügen gegeben:

- **1864** Gerbers Erfahrung an der Mainzer Rheinbrücke ist in [42] dokumentiert: Die Verbindung mit Nieten brachte Probleme bei der Vernietung zu dicker Plattenpakete. Sie erleiden bei zu dicken Verbindungen Einschnürungen oder Brechen sogar durch. Gerber entwickelte Bolzenverbindungen weiter, die sich hier als vorteilhafter erwiesen.
- **1868** "Niete werden verwendet in Dicken von 1, 7/8, 3/4 und 5/8 Zoll. Niete von 1 Zoll lassen sich mit schweren Hämmern noch gut zusammenstauchen, so dass Sie die Löcher fast ausfüllen und dass beide Köpfe zum festen Anliegen kommen; bei Nieten von 5/4 Zoll ist dies unsicher." [43]
- **1868** berichtet der Maschineningenieur Keck bereits über zahlreiche Erfahrungen beim Nieten. Einige Zitate aus [43] werden im Folgenden wieder gegeben:

Die Dicke und Entfernung der Niete richten sich nach verschiedenen Umständen:

1. Muss die auf die Niete kommende Spannung mit Sicherheit aufgenommen werden können; dabei wird die Abscherfestigkeit der Niete gleich der Zugfestigkeit des zu verbindenden Eisens gesetzt, weil Niete aus Feinkorneisen gefertigt werden, dessen Festigkeit größer ist, als die von sehnigem Eisen. **2.** Die Stärke der Niete richtet sich auch nach der Dicke der einzelnen zu verbindenden Platten. Unter gewöhnlichen Verhältnissen sind bei 1 ½, bis 2 ½ Zoll Gesamtdicke Niete von 7/8 Zoll anzuwenden.

Die Länge des Nietschaftes muss zu seiner Dicke in solchem Verhältnis stehen, dass er nach seiner ganzen Länge gestaucht wird und beide Köpfe zum festen Anliegen kommen, man nimmt deshalb Niete von 1 Zoll ungern länger als 4 Zoll zwischen den Köpfen.

Nietlöcher werden gebohrt oder gepunzt; bei letzterem Verfahren streckt sich das Eisen, und zwar um so mehr, je schmaler es ist, wonach also auf einander zu legende Eisen verschiedener Breite, verschiedene Teilung der Niete haben müssen, um später auf einander zu passen; auch schadet das **Punzen** der Festigkeit sehr, wenn ein großer Querschnitt heraus gestoßen wird, da die Textur des Eisens in der Nähe des Loches gewaltsam und nachtheilig verändert wird.

Winkeleisen werden durch Punzen krumm. Je dünner die Platten sind, desto weniger findet Strecken statt, weshalb man durchgängig Blech zu punzen pflegt, während andere Eisen gebohrt werden sollten. In jedem Fall sollte man erst vorbohren, wie es auch in der Fabrik von Harkort in Düsseldorf gemacht wurde.

Beim Bau der Viktoria-Brücke in Montreal wurden auch die Winkeleisen fast sämtlich gelocht, aber mit einem Lochstempel, der gegen die Lochscheibe zu dünn war, weshalb die Löcher konisch wurden. Legte man nun die gelochten Eisen so zusammen, dass die engen Öffnungen sich berührten, so bedurfte es nur des Aufreibens des mittleren Teiles vom Loche, um dasselbe, wenn auch schief, doch leidlich passend zu bekommen.

Niete müssen im kalten Zustande etwa 1/24 schwächer sein, als das entsprechende Loch, damit sie im glühenden Zustande noch leicht hindurch gesteckt werden können. Zitate für die Qualitätssicherung des Nietens aus [43].

1861 Erfahrungen der Dierschauer Brücke und nach der Preußischen Bauzeitung v. Erbkam, findet sich folgende Nietform:

Inhalt des Kopfes = $0,5667 d^3$

Gewicht des Kopfes = $0,1575 d^3$ Zollpfund für rheinisch Maß

(1 Cubikzoll, rhein. = 0,278 Zollpfund)

1861 Brahe-Brücke bei Czersk (Schwedler): Schlaffe Diagonalen wurden mit Bolzen an die Gurte angeschlossen. Die Anschlusstechnik sollte so vereinfacht werden und der Platzmangel wegen der hohen Nietanzahl im Knotenbereich beseitigt. Durch die stoßartige Belastung beim Eisenbahnbetrieb waren die Bolzen aber starkem Verschleiß ausgesetzt und bei späteren Projekten verwendete er nur noch genietete Knoten. In den USA wurden häufig Bolzenverbindungen verwendet.

Zum Klemmkraftverlust bei Nieten

Lose Niete haben ihre ursprüngliche Klemmkraft und damit die entlastende Reibung zwischen den Konstruktionsteilen verloren. Grund kann z.B. ein Anriss im Grundmaterial, z.B. ein Ermüdungsriss, in der Verbindung sein. Ursache kann auch eine Nietschaftverlängerung durch Korrosion des Grundmaterials sein. Das daraus folgendes Auftreiben der Bleche durch die Volumenzunahme der Korrosionsprodukte beansprucht den Nietschaft auf Zug. Indizien dafür sind z.B. Rostwasserstreifen unterhalb von Nietköpfen, Roststaub-Spuren oder Risse im Farbüberzug am Nietkopf.

Das Abklopfen der Niete erfolgt bei Inspektionen noch heute mit einem leichten Hammer. Der erfahrene Kontrolleur berührt mit dem Zeigfinger einer Hand den Rand des Nietkopfes und gleichzeitig das umgebende Konstruktionsmaterial; mit der anderen Hand führt er je Nietkopf zwei Schläge, etwa im rechten Winkel zueinander. Lose Niete verraten sich durch sehr kleine Bewegungen zwischen Nietkopf und Walzmaterial, er hört aber auch einen Klangunterschied im Vergleich mit fest sitzenden Nieten. Beim einfachen Abklopfen der Niete mit dem Hammer erkennt der Kontrolleur lose sitzende Niete am Klangunterschied.

Um den Korrosionsschutz nicht unnötig zu beschädigen und den Aufwand in Grenzen zu halten, werden in der ersten Phase einer Brückeninspektion oder untersuchung nur auffällige Niete abgeklopft, die visuell schadhaft erscheinen.

Bild 7 und Bild 8 zeigen Baumannabdrucke von Schnitten durch Nietverbindungen alter genieteter Brückenträger dargestellt, die zeigen, dass die heiß gesetzten Niete alle Zwischenräume sowohl in einer Schweißeisen- als auch in einer Konstruktion aus frühem (unberuhigten) Flussstahl voll ausfüllen. Feuchtigkeit kann im Regelfall in qualitativ gut gefertigte Nietverbindungen nicht eindringen. Die Quervorspannung, die beim Abkühlen der heiß gesetzten Niete entsteht, aktiviert die Reibung der zusammengesetzten Querschnitte in ungeschädigten Verbindungen und vermeidet die gegenseitige Verschiebung der zusammengesetzten Profile.

Die Bilder 7 und 8 zeigen Schnitte durch Nietverbindungen, die nach Abschluss von Ermüdungsversuche (s. Kap. 6) ausgeführt wurden. Der Baumannabdruck der polierten Schnittflächen zeigt die vollflächige Verfüllung sämtlicher Fugen durch Abbildung des Schwefels besonders deutlich.

Scheinen sich zusammengenietete Profile während des Betriebes so stark gegeneinander zu verschieben, dass Farbschichten reißen, so kann u.U. ein Ermüdungsriss im Grundmaterial die Ursache dafür sein. Die Verwendung spröder Farbe als Korrosions- und Schutzanstrich ist anzuraten, damit elastische Anstrichsysteme die Früherkennung derartiger Schäden nicht unmöglich machen. Das Abscheren von Nietköpfen wurde im Versuch nach Auftreten eines Ermüdungsrisses beobachtet.

Für eine **Sanierung oder Verstärkung von Nietverbindungen**, werden bei Austausch eines Bleches (korrodierte Schotterbleche) oder eines Bauteiles die Nieten herausgenommen. In der Regel wird der Kopf abgefräst und danach der Schaft herausgeschlagen.



Bild 7 Schnitt durch eine genietete Schweißeisenverbindung, Baumannabdruck (Spreebrücke, Berlin-Mitte, 1882)



Bild 8 Schnitt durch eine genietete Verbindung von Walzprofilen aus unberuhigtem Flussstahl, Baumannabdruck (Fachwerkträgerobergurt der U1, Lausitzer Platz, 1900)

In einigen Fällen hat sich das Herausschlagen der Niete als schwierig erwiesen, da die Blechschichten beim Niet setzen nicht korrekt übereinander lagen. In diesen Fällen hat der heiß gesetzte Niet den ganzen Hohlraum einschließlich der gegenseitigen Verschiebungen der Profile ausgefüllt und ist nicht gerade. Der Niet muss in solchen Fällen für einen Ersatz herausgebohrt werden.

Es ist zu empfehlen vor dem Setzen eines neuen Nietes oder dem Einsetzen von vorgespannten Schrauben das Nietloch durch Ausbohren um eine Nietgröße zu vergrößern. Dadurch werden alle Mikroanrisse beseitigt, egal ob sie vom Fertigungsvorgang oder ob sie u.U. als initiierte kurze, noch nicht erkennbare Ermüdungsrisse am Nietloch vorhanden waren. Die Ermüdungsfestigkeit der Verbindung wird durch das Abbohren der Risse am Nietlochrand erhöht, s. auch [17].

Die am meisten verbreitete Sanierungsmethode ist das Ertüchtigen der Verbindung mit vorgespannten Schrauben. Für zyklisch beanspruchte Konstruktionen wie Brücken, sind nur gerollte und keine geschnittenen Schrauben zu verwenden.

3 Materialuntersuchungen

3.1 Identifikation der alten Stahlsorten

Für den Entwurf neuer Bauwerke ist die Einhaltung der gültigen Normenwerke eine ausreichende Gewähr für ihre Sicherheit. Aktuelle Normen, Lieferbedingungen und Werkstoffnormen, gelten ausschließlich für Neubauten aus heute produzierten homogenen Stählen. Die alte Literatur, die in den vorangegangenen Kapiteln zitiert wurde, steht dem begutachtenden Ingenieur im Allgemeinen nicht zur Verfügung. Die jeweils geltenden Normen für zulässige Beanspruchungen wurden jeweils parallel zu den Lieferbedingungen für die Werkstoffen weiterentwickelt. So ist es leicht zu verstehen, dass die heutigen Gütenormen und Lieferbedingungen nur mit Einschränkungen für die Beurteilung der alten Stähle in vorhandenen, oft viele Jahrzehnte alten, Bauwerken herangezogen werden können.

Technische Regeln für die Begutachtung alter Materialien und für die Wiederverwendung alter Stähle im Hochbau, wie sie als Nachkriegsregelung im Beiblatt 2- "Altstahl im Hochbau" von 1948 zur DIN 1050 "Stahl im Hochbau" verankert waren, galten noch im Beiblatt 2 der DIN 17100, Ausgabe 1966, [35], weiter und sind erst im Jahr 1980 mit der Herausgabe der überarbeiteten Ausgabe der DIN 17 100 ersatzlos zurückgezogen worden.

In Deutschland verfügen die Deutsche Bahn [2] und das Ministerium für Verkehr und Raumordnung über Richtlinien, die anzusetzende Werte für die Nachrechnung alter Brücken vorgeben. Von diesen Angaben kann nach [2] abgewichen werden, wenn eine genaue Qualitätsanalyse an Material aus dem untersuchten Bauwerk durchgeführt wird. Der Minister für Bau- und Raumordnung hat nach dem Beitritt der ostdeutschen Länder Festlegungen für zulässige Spannungen für die Nachrechnung der vorhandenen Brückeninfrastruktur herausgegeben.

Für den allgemeinen Tragsicherheitsnachweis bestehender Hochbauten fehlen derartige Empfehlungen völlig. Die anzusetzenden charakteristischen Werte können z. Zt. lediglich aus Versuchen am Bauwerk gewonnen werden.

Die alten Stähle kann man auf der Grundlage ihrer mechanischen Eigenschaften, der chemischen Analyse, der Mikrostruktur oder auch visuell durch Inaugenscheinnahme der Bruchflächen der geprüften Zugproben oder der Ermüdungsrisse unterscheiden.

In Deutschland gibt es umfangreiche Altstahlmaterialdatensammlungen in der RWTH (Institut für Eisenhüttenkunde, [76]), der BAM, der MFPA in Leipzig und in der Versuchsanstalt für Holz, Stahl und Steine der Universität Karlsruhe. Die Materialdatensammlungen sollten zukünftig nicht nur in Deutschland, sondern Europa weit zusammengeführt werden. Trotz regionaler Unterschiede können die genannten umfangreichen Materialsammlungen mit einer statistischen Auswertung die Entnahme von größeren Serien von Materialproben erübrigen. U.U. sind meistens nur ein bis zwei Materialproben zur Verifizierung der Stahlsorte zu entnehmen, wie im Folgenden beschrieben, analysieren und kann dann auf die vorhandenen Vorinformationen in Datenbanken zurückgreifen.

3.2 Vorgehensweise bei der Kennwertermittlung von Altstahl

3.2.1 Probennahme

Im Regelfall sind die Materialkennwerte aus vorhandenen Unterlagen zu nutzen. Für Nachrechnungen in der Nachweisstufe 1 können Vorgaben und Empfehlungen zu Materialkennwerten in Richtlinien oder anderen Datenbanken benutzt werden, z.B. in der Richtlinie 805 der Deutschen Bahn [21], im Endbericht des Vorhabens DB-SBB [2], in den Empfehlungen der Europäischen Konvention für Stahlbau [4] oder der Dissertation [76].

Materialuntersuchungen sollten nur noch in den Fällen durchgeführt werden, in denen keine eindeutige Materialidentifikation mit Hilfe der Bauunterlagen oder durch Kennzeichnungen an den Profilen selbst möglich ist. Sie können erforderlich werden, falls Bauunterlagen fehlen oder eine Nachkriegssanierung schlecht dokumentiert ist.

Von den o.g. Vorgaben in Richtlinien kann nach [21] abgewichen werden, wenn eine genaue Analyse am Material durchgeführt wird. Können die charakteristischen Materialkennwerte aus Versuchen an Materialproben aus dem Bauwerk gewonnen werden, so können diese für die Nachrechnung verwendet werden.

Für Materialuntersuchungen am Originalmaterial benötigt man zerstörungsarme (minimal-invasive) Verfahren. Es sollten kleine Proben ($d \ge 5$ mm) geprüft werden, da die Entnahme größerer Materialmengen aus dem Bauwerk meistens nicht möglich ist.

In der BAM wurden außer der Prüfung einer Vielzahl von Normprüfungen an Zugproben aus Kleinserien auch einige vergleichende Versuchsserien an genormten Altstahlzugproben unterschiedlicher Geometrie aus verschiedenen Querschnittsbereichen alter Stahlprofile und -bleche aus Hochbauten und Brücken durchgeführt. Damit sollte sowohl der Einfluss der Probengeometrie und der Probenahme untersucht werden, als auch der Einfluss der Probenlage im Querschnitt von Walzträgern.

Bei der Probenahme für die Materialidentifikation kommt in der BAM i.d.R. ein Hausverfahren zur Anwendung.

3.2.1.1 Vergleich der Vorgehensweise bei der Bestimmung von charakteristischen Materialkennwerten an alten und neuen Stählen

Die Qualität und Einhaltung der Grenzwerte für die mechanischen Eigenschaften von neuen Stählen wird durch eigenverantwortliche Kontrollen der Hersteller mit Hilfe nach [70] und [71] durchgeführter Prüfungen gewährleistet. Die Qualität der verwendeten Stähle wird in der Regel vom Hersteller durch entsprechende Bescheinigungen dokumentiert.

Bei der Beurteilung der unterschiedlichen alten Stahlqualitäten und Stahlarten in Abhängigkeit von ihrem Herstellungsverfahren nimmt die Bedeutung der statistischen Absicherung der Ergebnisse zu. Dabei kann sich der Gutachter auf entsprechende Vorgaben der Brückeneigner [21], [25] oder auf Datenbanken (Bayes'sche Statistik: Rückgriff auf Vorinformationen) stützen.

Voneinander abweichende Festigkeiten alter Stähle können sich bei näherem Hinsehen als Differenzen aus

verschiedenen Entnahmestellen innerhalb des Querschnitts erweisen. Es zeigt sich recht deutlich, dass die Ergebnisse für die Zugfestigkeit innerhalb eines Profils (z.B. Steg oder Flansch von Walzprofilen) streuen.

Es kann sich aber auch um eine zielgerichtete differenzierte Bestellung des Auftraggebers für tragende oder untergeordnete Bauteile bzw. für gezogene oder gedrückte Stäbe handeln. Auch in den frühen Jahren der Stahlherstellung waren die Preise für unterschiedliche Qualitäten bereits abgestuft und so führten wirtschaftliche Zwänge dazu, dass für jeden Zweck das entsprechende Material bestellt wurde. Es ist nicht auszuschließen, dass in einem Tragwerk Stähle verschiedener Hersteller unterschiedlicher Qualität und Festigkeit verwendet wurden.

Dieser Fall wurde beim Bau der Berliner U-Bahn festgestellt, bei dem unberuhigte Flussstähle aus mindestens drei verschiedenen Hütten geliefert wurden.

3.2.1.2 Vorgaben für die Auswahl der Probenform und Probennahme für Zugversuche in der Qualitätskontrolle moderner Stähle

Die Probenahme und die Kennwertermittlung hat in Europa grundsätzlich nach DIN EN 10025 [71] zu erfolgen. DIN EN 10025 gibt die Entnahmestellen für Walzprofile vor, aus denen gemäß Norm die Materialproben zu entnehmen sind. Außerdem sind weitere Kriterien für die Qualitätskontrolle moderner Stähle an Normproben festgelegt:

1. Zugproben sind aus dem Drittelpunkt des Flansches von U-, T-, Z-, L- oder I-Profilen zu entnehmen.

2. Bis zur Probendicke von 30 mm ist die Walzhaut beidseitig zu belassen.

3. Ist das Material dicker als 30 mm, so ist die Prüfung 30 mm dicken Proben zulässig, bei denen die Walzhaut einseitig zu belassen ist. Die Prüfung dickerer Proben mit beidseitiger Beibehaltung der Walzhaut ist auch zulässig.

4. Abweichende Probenahme z.B. aus walzeigenspannungsfreien Bereichen des Steges ist entsprechend zu vereinbaren.

5. Die Mindestmaterialdicke für Flachproben und der Mindestdurchmesser für Rundproben betragen 4 mm.

3.2.1.3 Abweichende Vorgehensweise bei der Probenahme aus alten Stahlbauten

Eine normgerechte Probenahme ist bei alten Konstruktionen oft nicht möglich. Die Vorgehensweise bei der Untersuchung mechanischer Kennwerte alter Stähle muss sich vorrangig nach der Auslastung der Querschnitte und der Zugänglichkeit richten. Daher weicht sie zwangsläufig oft von den o. g. Vorschriften ab. Die folgenden Besonderheiten sind bei der Kennwertermittlung an älteren Stählen zu berücksichtigen: 1. Die Auswahl der Entnahmestelle von Materialproben aus verschiedenen Abschnitten der vorhandenen Konstruktionen ist primär davon bestimmt, welche Querschnittsbereiche statisch nicht voll ausgelastet sind.

2. Um die Querschnitte nicht unnötig zu schwächen, können nur kleine Materialproben, in der Regel Bohrkernscheiben mit einem Durchmesser von 45-70 mm, entnommen werden.

3. Die einzig möglichen Entnahmestellen liegen häufig in der halben Steghöhe (z.B. in weitgehend schubspannungsfreien Querschnittsbereichen in der neutralen Achse von Biegeträgern) oder am Flanschrand (z.B. im oberen Flansch von Deckenträgern),

4. Die Bohrkernscheiben sind in jedem Fall zu klein, Flachproben herzustellen. Nur selten ist die Entnahme eines flachen Materialstückes durch Sägen möglich.

5. Wenn es statisch unbedenklich ist, soll Kernbohrscheiben mit d > 60 mm der Vorzug gegeben werden und der Prüfdurchmesser d > 5mm sein

Der Einfluss von Walzeigenspannungen und die Verteilung der Fließspannungen über den Querschnitt eines I-Profiles entlang seiner Skelettlinie wurde z.B. in [38] untersucht. In Abhängigkeit von der Lage der Rundproben mit einem Durchmesser von 5 mm innerhalb der Querschnitte ergaben sich nach [38] bei Feindehnungsmessungen Differenzen zwischen den minimalen und maximalen Zugfestigkeiten im gleichen Querschnitt von bis zu 50%.

Die Streckgrenze liegt im Profilsteg infolge des Walzvorgangs bis zu ca. 20% über der Streckgrenze des Flanschmaterials. An den Flanschrändern, die ebenfalls häufig, wie die Stege, der Probenahme aus Altstahlkonstruktionen dienen, sind die Festigkeiten ebenfalls höher als im 1/3-Punkt. Bei der Bewertung der Ergebnisse ist es nach [38] daher von großer Wichtigkeit, die genaue Entnahmestelle zu kennen, um die entsprechenden prozentualen Abschläge der Streckgrenzen und Zugfestigkeiten im Vergleich zur Normlage der Probe für die Walzeigenspannungen vorzunehmen.

Sowohl die beim Walzprozess hervorgerufenen Eigenspannungen aber auch die abweichenden Eigenschaften der Seigerungszonen in unberuhigten Stählen können die Ursache für die ungleichmäßige Verteilung der Streckgrenzen und Zugfestigkeiten im Querschnitt sein.

Gewalzte Bleche in alten genieteten Konstruktionen haben eine gleichmäßigere Struktur. Manchmal wurden vor allem kurze Bleche zwischen den Walzvorgängen um 90° gedreht, so dass eine vorherrschende Walzrichtung nicht festzustellen ist. Untersuchungen an Flussstahl-Knotenblechen [19] konnten nicht auf eine vorherrschende Walzrichtung schließen lassen.

3.2.1.4 Materialkennwerte für die Nachrechnung von Altstahlkonstruktionen It. Literatur

Soll eine Altstahlkonstruktion erhalten, umgenutzt oder mit höheren Lasten beansprucht werden, so ist eine Nachrechnung erforderlich, für die die erforderlichen Angaben zu Materialkennwerten nicht immer verfügbar sind. In manchen Fällen sind eine Bescheinigung über die verwendeten Materialien in Form von Bestelllisten oder Angaben im Brückenbuch vorhanden. Lediglich zwei Vorschriften der DB AG und der SBB enthalten anzusetzende charakteristische Werte für alte Stähle für den Fall, dass keine Abnahmeprotokolle für das betreffende Bauwerk vorhanden sind. Diese charakteristischen Werte sind den 5%-Quantilen ihrer Verteilung gleichzusetzen. Eine umfangreiche Untersuchung an alten Stählen wurde in [76], auch enthalten in [2], zusammengestellt und statistisch ausgewertet.

Tabelle 2 enthält die charakteristischen Werte für Schweißeisen und frühen Flussstahl, die im Bereich der DB AG, der SBB und für die Nachrechnung alter Brücken in den neuen Bundesländern anzusetzen sind, wenn keine weiteren Materialuntersuchungen durchgeführt werden.

Lt. der Richtlinie der DB AG [21] ist eine Korrektur der charakteristischen Werte des gesamten Tragwerks aufgrund von über das Tragwerk verteilten Proben nur bei sehr großen Probenumfängen sinnvoll. Wenn möglich sollte daher auf vorhandene Datenbanken oder Richtwerte in Normenwerken o.ä. zurückgegriffen werden.

In der Regel sollten mechanische Werkstoffprüfungen nur dazu dienen, besonders kritische Bauteile zu beurteilen, bzw. der Bauzeit entsprechende Materialien zu bestätigen. Aus o.g. Gründen sind Proben aus dem Bauteil vorzugsweise aus statisch nicht ausgelasteten Querschnittsbereichen zu entnehmen. Für Längs- oder Querträgern sind u.U. Materialien minderer Qualität als für die Hauptträger verwendet worden. Die statistisch ermittelten Kennwerte der mechanischen Werkstoffprüfungen sind nach [21] um weitere 10% zu reduzieren, wenn die Proben nicht an den ungünstigsten Querschnittsberei-

Tabelle 2	Materialkennwerte für bestehende Eisenbahnbrü-
	cken in den Vorschriften der Schweizerischen Bun-
	desbahn [25], der Deutschen Bahn AG [21] und des
	BMV für die neuen Bundesländer [26].

Vorschrift/ Richtlinie	Material	Streck- grenze R _{eн} / f _{y,k} [N/mm ²]	Zugfestig- keit R _m / f _{u,k} [N/mm ²]	Bruchdehnung A ₁₀ [%]
SBB	Schweißeisen 1850-1900	220	320-380	12
SBB	Alte Baustähle 1890-1940	220	320-380	20
DB /805	Schweißeisen 1850-1900, Flusseisen vor 1900	220	320	k.A.
	Flusseisen, Flussstahl, 1900-1940	235	360	k.A
DB /805	Baustahl St 48	312	480	k.A
RiLi BMV 1992	Stähle vor 1962	220	320-380	k.A.

chen entnommen werden können.

3.2.2 Hausverfahren zur Probennahme

In der BAM werden für Materialuntersuchungen an älteren Stahlbauten Hausverfahren für die Probenahme und die Bestimmung der Bruchdehnung an kleinen Rundproben angewandt.

Im Einzelnen wirken sich folgende Faktoren auf die mechanisch-technologischen Kennwerte an Proben verschiedener Geometrie aus:

1. Inhomogenitäten unberuhigt vergossener Flussstähle führen je nach Verhältnis der Verunreinigungen zur gesamten Querschnittsfläche zu stärkeren Streuungen der Materialkennwerte. Sehr kleine Rundproben widerspiegeln u.U. nur die Eigenschaften der Seigerungszone,

2. Nichtmetallische Einschlüsse in der Seigerungszone können z.B. eine höhere Festigkeit und geringere Dehnungsfähigkeit bewirken,

3. Der Einfluss der Walzhaut, die bei alten Konstruktionen Kerben durch Rostnarbigkeit oder andere äußere Einflüsse aufweist, bleibt bei den kleinen Proben unberücksichtigt.

Um derartige Einflüsse zu minimieren werden im Hausverfahren der BAM folgende Festlegungen getroffen:

1. Das wichtigste Kriterium für die Auswahl der Entnahmestelle hat die rechnerische, ggf. gemessene Querschnittsauslastung. Der nach der Probenahme verbleibende Restquerschnitt muss die Beanspruchungen aus allen Lastkombinationen mit ausreichender Sicherheit ertragen können. Die Entnahmestellen sind daher ausschließlich von ausgebildeten und erfahrenen Fachleuten vorzunehmen.

2. Die Größe des Bohrkerns ist so zu wählen, dass mindestens eine Rundprobe B5, besser B6 herstellbar ist, dafür muss der Durchmesser einer Kernbohrung > 60 mm sein (s.o.).

3. Die Herstellung von 2 Rundproben aus einem Bohrkern liefert einen integralen Wert (Mittelwert) über die Flansch- (bzw. Profil-) -breite und sollte nach Möglichkeit genutzt werden. Ist das nicht möglich, weil eine weitere Untersuchung, z.B. Kerbschlagversuch oder Rissfortschrittsversuche durchzuführen sind und kein weiteres Material zur Verfügung steht, so ist die Probenlage entsprechend den geltenden Vorschriften bei 1/3 der Flanschbreite zu wählen.

4. Alle Proben sind in Belastungs- (gleich der Walz-) -richtung zu entnehmen. Die Festigkeit und Dehnbarkeit des Schweißeisens ist z. B. resultierend aus dem Herstellungsprozess in Querrichtung deutlich nied-riger als in Walzrichtung.

5. Die Dehnung wird näherungsweise nach dem unter 3.3.4 beschriebenen Hausverfahren bestimmt. Die detaillierte Umrechnung auf die Versuchslänge wird nur erforderlich, wenn die Bruchdehnung bezogen auf die Gesamtverlängerung der Probe für eine Einordnung des Materials in eine niedrigere Festigkeitsklasse maßgeblich wird.

Die Verfahrensweise bei der Entnahme kleiner Materialproben ist in Deutschland durch die Kooperation zwischen Universitäten und Prüfinstitutionen, die im Altstahlbereich tätig sind, weitgehend einheitlich. Die Entnahme kleiner Rundproben mit einem Durchmesser unter 4 mm aus kleineren Bohrkernen mit einem Durchmesser unter 60 mm, wie sie in [76] und [2] beschrieben ist und sollte die Ausnahme bleiben. In vergleichenden Versuchsserien der BAM an alten Stählen ergab sich bei sehr kleinen Rundproben (d < 5 mm) im Vergleich mit Flachproben aus dem gleichen Material trotz gleicher Zugfestigkeit eine überhöhte Streckgrenze.

Bild 9 zeigt die Probenahme von Kernbohrungen mit Hilfe einer Magnetbohrmaschine.



Bild 9 Probenahme an einer Stütze mit Hilfe einer Magnetbohrmaschine.

In Bild 10 sind die Proben zu sehen, die aus den Bohrkernen, d ~ 60 mm, gefertigt werden können. Es werden entweder

- zwei Zugproben (min B5x25) oder
- eine Zugprobe und eine modifizierte SENB3-Probe (s. Kap. 3.6) oder
- eine Zugprobe und eine Kerbschlagprobe (ISO-V-Probe)

hergestellt. Die verbleibenden Kreisabschnitte verbleiben für die chemische Analyse und einen kleinen zur Material-Charakteristik ausreichenden Baumannabdruck.

Eine leichte Rundung von Kerbschlag- oder Rissfortschrittsproben ist für die Bestimmung der Materialkennwerte nicht maßgeblich. Die Proben werden dann als "modifiziert" bezeichnet.

3.3 Zugversuche

Der Zugversuch ist in der Euronorm DIN EN 10002 T1, 2001-12 Metallische Werkstoffe; Zugversuch; Teil 1 Prüfverfahren (bei Raumtemperatur) verbindlich geregelt. Die Probenform ist nach DIN EN 10025 zu wählen. Prüfvorschrift für die hier vorgestellten Versuche war die DIN EN 10002 Teil 1 und vor ihrer Einführung die in Deutschland damals geltende DIN, die DIN 50 145 (Zugversuch).

Alle hier vorgestellten Versuche wurden in einer servohydraulischen Prüfmaschine in der Fachgruppe VII.2 der BAM geprüft. Die Steuerung erfolgte über die Steuerein-



Bild 10 Probenvarianten aus Kernbohrungen an alten Stählen.

- 1. Zugprobe B6x 30 (min. B5x 25)
- 2. SENB3 nach British Standard
- (Rissfortschrittprobe)
- 3. Baumannabdruck, evtl. Gefüge
- 4. Kerbschlagprobe (bei altem Stahl selten)
- 5. Chemische Analyse

heit "Serie 56" der Fa. Schenck. Die Software für die Datenerfassung und Datenauswertung ist im Labor entstanden und kontinuierlich weiterentwickelt worden. Die aus der Probengeometrie ermittelte normgerechte Dehnungsgeschwindigkeit wurde als Geschwindigkeit für die Wegregelung der Prüfmaschine in das Steuerprogramm eingegeben. Die Kleinbauteil-Prüf-Maschine, bezeichnet als KPM, mit einem servohydraulischen Prüfzylinder und einer 100 kN-Kraftmessdose wurde regelmäßig kalibriert und erreicht auch im 10-% - Prüfbereich bis 10 kN (maßgeblich für kleine Rundproben) eine Maschinenklasse 1 nach DIN EN ISO 7500 Teil 1.

Alle in den folgenden Kapiteln vorgestellten Materialkennwerte sind in der BAM durchgeführt worden und in einer Datensammlung zusammengefasst [23]. Oft kann der Rückgriff auf diese Vorinformationen dem begutachtenden Ingenieur weiterhelfen, z.B. wenn Bauzeit und/ oder Materialart bekannt sind.

Die Prüfrichtung ist für alle Altstähle, falls nicht anders vereinbart, die Walzrichtung. Eine Ausnahme bilden bei alten Stählen die kurzen Bleche aus Schweißeisen, deren Paketierung in der Regel so gewählt wurde, dass ein Luppenpaket, das ähnlich wie ein Mauerwerksverband zusammengesetzt wurde, quer und längs gewalzt wurde.

3.3.1 Durchführung von Zugversuchen an Proben mit unterschiedlicher Geometrie und Entnahmestelle im Querschnitt

3.3.1.1 Stichprobenumfang

Die Stichprobe soll bezüglich aller Einflussgrößen repräsentativ sein. Das ist nicht immer erfüllbar und auch nicht immer zweckmäßig. Handelt es sich nur um Bestätigungsversuche, so ist eine repräsentative Einzelprobe ausreichend, wenn z.B. aus den Lieferpapieren oder den Aufdrucken auf den Profilen hervorgeht, dass es sich um nur einen Hersteller handelt.

Eine kleinere Stichprobe als 5 für die Grundgesamtheit repräsentativer Proben, ist wegen der großen Streuun-

gen nicht zu empfehlen. Die Entnahme aus einem einzigen Bauteil würde zwar zu niedrigeren Streuungen führen, die Stichprobe ist dann aber nicht repräsentativ für ein Bauwerk. Der charakteristische Wert, ausgedrückt als p-%-Fraktilwert der festgelegten Grundgesamtheit, nähert sich bei einer größeren Probenanzahl seinem wahren Wert an. Mit größerer Probenzahl wird eine Verringerung der Streuungen (und der Standardabweichung s_x) erreicht, die wiederum einen höheren charakteristischen Wert gibt.

3.3.1.2 Proben

Untersuchungen in den letzten Jahren machten deutlich, dass die Streuung der Ergebnisse für die Bestimmung der **Streckgrenzen und Zugfestigkeiten** an kleinen Rundproben (B3: 3mm Probendurchmesser) bei frühen Flussstählen erheblich waren. Bei kleinen Rundproben wurde bei Versuchen in der BAM eine Überschätzung der Streckgrenze festgestellt.

Verfälschungen der Versuchsergebnisse können dadurch hervorgerufen werden, dass die Prüffläche zu fast 100% der Seigerungszone von unberuhigten Flussstählen im Trägerflansch entstammen kann.

Von besonderem Einfluss auf die Oberflächenstruktur und die Qualität kleiner Rundproben ist die Sorgfalt bei der Probenherstellung, insbesondere beim Abheben des letzten Spanes. Fertigungsfehler können z.B. durch Schlacken im inhomogenen Gefüge von Schweißeisen entstehen. Bereits während der Probenherstellung kann eine geringe Torsionsbeanspruchung eine geringe Außermittigkeit hervorrufen, die in der Prüfmaschine durch nicht völlig axiale Probenform negative Folgen auf die Versuchsergebnisse verursacht. Solche Proben müssen verworfen werden.

Der Eurocode 3, 1993 und die DIN EN 10025 empfehlen daher 4 mm als kleinsten zu verwendenden Probendurchmesser für homogene moderne Stähle. Mit Rücksicht auf mögliche fehlerhafte Einflüsse der inhomogenen Struktur alter Stähle ist es daher angeraten, keine Probendurchmesser unter 5 mm, besser 6 mm zuzulassen.

3.3.1.3 Vergleichsversuche an altem Stahl mit unterschiedlicher Lage im Profil und unterschiedlicher Probengeometrie

In zwei Versuchsserien wurde der Einfluss der Probengeometrie auf die im Zugversuch ermittelten mechanischen Kennwerte untersucht. Es handelt sich zum einen um einen frühen Flussstahl von 1905 aus der Germemannbrücke aus dem Berliner S-Bahnring und um Deckenträger aus Geschossdecken eines Hochbaus in der Berliner Rosenstraße. Die nachfolgenden Tabellen 3 und 4 geben einen Überblick über die Ergebnisse der Vergleichsversuche.

In Tabelle 3 sind die charakteristischen Werte (statistische Schätzwerte) für die Ergebnisse von Zugversuchen an 40 Zugroben aus der Berliner Germelmannbrücke zusammengefasst. Die Germelmannbrücke wurde 1905 erbaut. Die Proben wurden Walzprofilen, U 260, entnommen. Die charakteristischen Werte berücksichtigen die Probenanzahl und die Standardabweichung für die 75% - Quantile mit einer Unterschreitungswahrscheinlichkeit der Fraktile von p = 0,05, berechnet bei Normalverteilung [50].

Tabelle 3	Charakteristische Werte an Proben der Germel-
	mannbrücke in Neukölln (für 75%-Quantile und p
	= 5%).

Probenform/ Probenanzahl	Obere Streck- grenze R _{eH}	Untere Streck- grenze R _{eL}	Zugfestig- keit R _m	Bruch- deh- nung A ₇ bzw. A ₁₀
	[N/mm ²] Charakt	[N/mm ²] Charakt	[N/mm ²] Charakt	[%]
	Wert	Wert	Wert	KW
B3x 15/ 12	247	224	337	22
B6x 30/ 23	265	223	343	23
E 10/ 5	240	214	326	32.2

Alle Proben wurden bei Raumtemperatur geprüft. Das Streckgrenzenverhältnis für die charakteristischen Werte liegt zwischen 0,73 bei B3 Proben und 0,74 bei Flachproben.

Beim Vergleich der charakteristischen Werte für die Zugfestigkeit mit den zum Bauzeitpunkt geltenden Vorgaben wird zunächst deutlich, dass die Anforderungen an die Zugfestigkeit eines Flusseisens vom *Verband der deutschen Architekten und Ingenieurvereine von 1892* von min. 37 kg/mm² von der Stichprobe nicht erreicht wird. Auch die Einzelwerte erreichen mit min 325 N/mm² (= 33,13 kg/cm²) die Vorgaben nicht. Die Streckgrenze war 1892 noch nicht definiert. Auch in [41] werden 1908 mindestens kg/cm² Zugfestigkeit für Flusseisen gefordert.

Die obere Streckgrenze liegt zwischen 10 und 15 % über der unteren Streckgrenze. Die untere Streckgrenze sowie die Zugfestigkeit ergeben für Rund- und Flachproben geringere Streuungen. Wegen dieser Abweichungen und der zusätzlichen Sicherheitsreserven sollte es diskutiert werden, ob man bei der Ermittlung der charakteristischen Werte für Berechnungen von der unteren Streckgrenze ausgehen sollte. In Tabelle 4 sind die Zugversuche am Material aus den Geschossdecken und Stützen eines Industriebaus zusammengefasst.

Der Vergleich der Ergebnisse von Zugversuchen an Rund- und Flachproben ergab in dieser Prüfserie hier deutlich die Überschätzung der oberen Streckgrenze bei kleinen Rundproben. Das Verhältnis von unterer zu oberer Streckgrenze betrug im Mittel bei Rundproben 0,87 gegenüber 0,96 bei Flachproben. Dieses Phänomen der überhöhten oberen Streckgrenze in Form eines einzelnen *peaks* und wesentlich größerer Streuungen wurde bei der Prüfung kleiner Rundproben wiederholt festgestellt.

Da der Versuch weggeregelt durchgeführt wird, scheidet eine zunächst vermutete Trägheit des Prüfaufbaus und eine wegen höherer Datendichte vorgetäuschte höhere Streckgrenze als Ursache aus. Die um ca. höhere obere Streckgrenze bei Rundproben gegenüber Flachproben wurde auch bei unterschiedlichen Prüfmaschinen festgestellt. Die Tendenz zur überhöhten oberen Streckgrenze scheint mit abnehmendem Probendurchmesser zuzunehmen.

Der Vergleich der unteren Streckgrenzen von Flach- und Rundproben ergibt im Mittel nur eine um 2% niedrigere Streckgrenze bei den Rundproben der hier geprüften frühen unberuhigten Flussstähle, die auf der sicheren Seite liegt und durchaus vernachlässigt werden kann. Die Ermittlung der mechanischen Kennwerte an kleinen Rundproben im Zugversuch ist ein durchaus geeignetes Mittel zur Bestätigung charakteristischer Größen für die statische Berechnung. Folgende Erkenntnisse sollten jedoch Berücksichtigung finden.

Die charakteristischen Werte entsprechen auch hier bei den Rundproben nicht den unter 3.3.1.2 angegebenen Vorgaben für die damaligen unberuhigten Flussstähle. Alle für Flachproben ermittelten charakteristischen Werte erfüllen dagegen die Anforderungen an die damaligen Flussstähle. Dabei ist hier zu beachten, dass der charakteristische Wert in der Versuchsserie für B5-Proben wegen der sehr hohen Standardabweichung abfällt, die bis zu 44 N/mm² für die Zugfestigkeit betrug. Der kleinste Einzelwert lag für die Zugfestigkeit an Rundproben aus dem Flansch bei 346 N/mm². Die höchst ermittelte Zugfestigkeit an Rundproben aus dem Flansch betrug

Tabelle 4Charakteristische Werte für Ergebnisse von
Zugversuchen an unberuhigtem Flussstahl aus
einem Hochbau von etwa 1900 (Die Dicke der
Flachproben entsprach der Profildicke und lag
zwischen 3,1 und 7,8 mm).

Proben- form Anzahl: 9 Stück	Obere Streck- grenze R _{eH}	Untere Streck- grenze R _{eL}	Zugfestig- keit R _m	Bruch- deh- nung A ₇ bzw. A ₁₀
je Serie	[N/mm²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[%]
	Charakt. Wert	Charakt. Wert	Charakt. Wert	ĸw
B 5 x 25 Fl. oben	270	211	321	27.0
B 5 x 25 Fl. unten	294	248	341	24.0
B 5 x 25 Steg	278	267	418	22.0
Flachpr. dx 25x80 Fl. Oben	254	252	387	29.5
Flachpr. dx 25x80 Fl. unten	285	272	374	29.5
Flachpr. dx 25x80 Steg	302	281	414	24.5

479 N/mm² und am Steg 503 N/mm². Derartig stark streuende Festigkeiten deuten darauf hin, dass z.B. die in einem Ermüdungsversuch entdeckten untypisch höherfesten Stähle nicht zur Grundgesamtheit der untersuchten Materialien gehören, sondern u.U. erst nach dem Krieg als Reparatur eingefügt wurden. Berlin-Mitte hatte im 2. Weltkrieg eine Unmenge nicht dokumentierter Kriegsschäden, so dass diese Möglichkeit nicht ausgeschlossen werden kann.

Die Versuchsserie bestätigt die Aussage aus [38] bezüglich der Festigkeitsverteilung bei Walzprofilen infolge von Walzeigenspannungen.

3.3.2 Obere und untere Streckgrenze

Der vorgestellte Vergleich mehrerer Serien von Flachproben und kleinen Rundproben aus altem unberuhigten Flussstahl, von denen hier je eine Serie geprüft wurde, zeigte Unterschiede bei der Bestimmung der oberen Streckgrenze in Abhängigkeit von der gewählten Probenform. Die ermittelten Werte für die obere Streckgrenze an Rundproben mit d < 6mm erbrachten gegenüber der oberen Streckgrenze, die an am gleichen Bauteil entnommenen Flachproben bestimmt wurde, eine Überschätzung der Streckgrenze um ca. 10%. Bei Material aus dem Steg trat dieses Phänomen nicht so stark auf. Die untere Streckgrenze ist weitgehend Geometrie unempfindlich. Die Differenz lag hier unter 3%. Die Ursachen sind nicht systematisch untersucht worden. Rundproben sind jedoch durch den Fertigungsprozess weitgehend kerbfrei. Der Einfluss der beibelassenen Walzhaut bei Flachproben aus alten Bauwerken durch Kerben infolge äußerer Einwirkungen oder Korrosion kann sich möglicher Weise negativ auf die Festigkeit auswirken.

Bei der Anwendung von neueren Rechenverfahren, bei denen der Streckgrenze als Grenzzustand für den Tragsicherheitsnachweis eine hohe Bedeutung zukommt, steht der Ingenieur meistens vor der Frage: Gegen welche Streckgrenze soll er die Berechnung absichern: gegen die obere oder die untere Streckgrenze?

Traditionell wird mit der oberen Streckgrenze gerechnet. Nur diese konnte auf alten Prüfmaschinen mit Schleppzeiger problemlos ermittelt werden. Reicht das bei der heutigen Bewertung noch aus?

Bei der Betrachtung des Verlaufes eines Spannungs-Dehnungs-Diagrammes wird diese Frage noch deutlicher, denn insbesondere bei kleinen Rundproben, die der Seigerungszone gewalzter Profile aus frühem Flussstahl entnommen sind, ist eine Überhöhung der oberen Streckgrenze zu beobachten. Das diese Erscheinung nicht nur vielleicht auf die Trägheit des Maschinensystems zurückzuführen ist, beweist der Verlauf der am Wegaufnehmer direkt an der Probe gemessenen Dehnung über die zylindrischen Messlänge, bei der die Überhöhung der oberen Streckgrenze ebenfalls erkennbar wird.

Diese Erscheinung ist bei Flachproben mit beibehaltener Walzhaut, die einen integralen Wert über die gesamte Querschnittsdicke ergibt, nicht so ausgeprägt zu erkennen (s. Kap 3.3.1).

3.3.3 Zugfestigkeit

Als statistisch abgesicherter charakteristischer Wert wird

der Nennwert der Zugfestigkeit eines heutigen vergleichbaren Stahles Fe 310 bzw. Fe 360 bei alten Stählen häufig nicht erreicht. Umfassende Materialuntersuchungen in verschiedenen Instituten und Materialprüfanstalten rechtfertigen jedoch einen Rückgriff auf Vorinformationen (Bayes'sche Statistik) in Form von vorhandenen Materialsammlungen und damit verbunden ist nur noch eine relativ kleine Anzahl von Materialproben am Bauwerk zu entnehmen. Der charakteristische Wert wird nach [50] abhängig von der Versuchsanzahl errechnet als:

$$f_u = MW (In x) - k_s \times s (In x)$$

(bei logarithmischer Normalverteilung entsprechend 805.0103 der Deutschen Bahn AG).

Der von der Probenanzahl abhängige Faktor k_s wurde in einer Anlage zu [50] tabellarisch zusammengestellt. Für ein 5%-Fraktilwert und eine Aussagewahrscheinlichkeit von 75% entsprechend der Vorgabe des NA Bau des DIN ergibt sich für 60 Versuche ein K_s - Wert von 1,795. Dieser Wert kann bei Bezug auf Vorinformationen herangezogen werden. International wird eine Aussagewahrscheinlichkeit von 95 % entsprechend dem üblichen Vorgehen in der Technik angestrebt. Bei höherer Aussagewahrscheinlichkeit als 75% erhöht sich auch K_s und der charakteristische Wert wird kleiner.

Für die Grundgesamtheiten der Brückenstähle in BAM-Versuchen ergaben in der Regel eine höhere Standardabweichung als in 805.0103, Anhang 1 angegeben ist. Die Grundgesamtheit von 284 Proben aus alten Brücken bis 1910 ergab einen Mittelwert der Zugfestigkeit von 383 N/mm². Unter Verwendung des o.a. K_s -Wertes nach [50] beträgt der charakteristische Wert 313 N/mm^2 . Der statistisch abgesicherte charakteristische Wert liegt damit unter den um 1910 gültigen Anforderungen von 37 kg/mm².

Brückenstähle aus Schweißeisen (in der obigen Grundgesamtheit enthalten) erreichten in 53 Zugversuchen einen nach [50] für eine normalverteilte Grundgesamtheit statistisch abgesicherten Wert für die Zugfestigkeit von 267,1 N/mm², Schweißeisen aus Brücken und Hochbauten bis 1910 ergab 275 N/mm².

Für die gleichen Grundgesamtheiten wie für die o.a. Zugfestigkeiten ergaben sich bei BAM-Versuchen für die charakteristischen Werte der normalverteilten Streckgrenze für alte Brückenstähle aus Schweißeisen vor 1900 von $f_v = 203 N/mm^2$ und für die Grundgesamtheit aller untersuchten Stähle bis 1910: $f_v \sim 230 \text{ N/mm}^2$. Die Werte ergaben sich im Einzelnen für

 $f_v = MW (ln x) - K_s \times s (ln x)$ wie folgt:

Schweißeisen für Brücken (n=53)

MW f_v $= 250 \text{ N/mm}^2$ = 5,5202; ln s_x = 0,1140 = 203,7 N/mm² In f_v fy MW $f_m = 334 \text{ N/mm}^2$ = 5,8102; ln s_x = 0,1240 = **267,1 N/mm**² In f_m f_m

Schweißeisen insgesamt (n= 111)

MW $f_v = 250 \text{ N/mm}^2$ = 5,5236; ln s_x = 0,1132 In f_v = 204,5 N/mm² fy

MW $f_m = 344 \text{ N/mm}^2$ = 5,8405; ln s_x = 0,1234 = 275,6 N/mm² In f_m f_m

Alle Brückenstähle bis 1910, n = 284

MW f_v = 282 N/mm² = 5,6425; ln s_x = 0,1135 = 230,2 N/mm² In f_v fy = 383 N/mm² MW f_u = 5,9485; ln s_x = 0,1125 = 313,1 N/mm²

In f_u

f_m

3.3.4 Streckgrenzenverhältnis

Grundsätzlich ist das Streckgrenzenverhältnis bei alten Stählen wesentlich niedriger als bei heutigen Stählen und liegt etwa zwischen 0,6 und 0,8.

Das Streckgrenzenverhältnis ist abhängig von der Korngröße. Hin zu Feinkornstählen steigt das Streckgrenzenverhältnis auf über 0,9. Grobes Korn hat ein deutlich geringeres Streckgrenzenverhältnis bis zu 0,6 zur Folge.

3.3.5 Typische Bruchflächen im Zugversuch

3.3.5.1 Bruchflächen von Guss- und Schweißeisen

Die Bruchflächen von Altstahlzugproben unterscheiden sich deutlich von Bruchflächen moderner Stähle. Altes Schweiß- und Gusseisen kennzeichnet vor allem das fehlende lokale Einschnüren im Bruchbereich.

Die nachfolgenden Bilder geben einen Überblick über typische Bruchformen und Bruchflächen bei Gusseisen und Schweißeisenproben nach dem Zugversuch.

Bild 11 und Bild 12 zeigen Rundproben aus Gusseisen nach dem Zugversuch. Der Gussstahl zeigt weder eine deutliche Gleichmaßdehnung noch eine lokale Einschnürung. Die Zugprobe versagt spröde und die Bruchfläche hat eine matt glänzende Struktur.



Bild 11 Gusseisenprobe aus einer Gussstütze (um 1850) nach dem Zugversuch.



Bild 12 Bruchfläche des Gusseisens (Gussstützen, gegossen um 1850) nach dem Zugversuch.

3.3.5.2 Bruchverhalten von Schweißeisen

Die Abbildung der Schweißeisenprobe im Bild 13 ist dadurch gekennzeichnet, dass in der Rissebene die für Schweißeisen typische lamellenartige Struktur aus Schlackenzeilen mit ferritischer Matrix sichtbar wird. Der Bruch kann in Zugrichtung zwischen den Lamellen versetzt eintreten. Im Extremfall, insbesondere bei mehr achsiger Beanspruchung, kann dieses Verhalten am Bauteil zu einem von außen kaum oder gar nicht erkennbaren Terrassenbruch (s. Bild 39) führen.



Bild 13 Bruchfläche und Ansicht der terrassenartig versagten Bruchfläche einer Schweißeisenprobe nach dem Zugversuch (entnommen aus der Brücke über die Kieler Straße in Berlin-Steglitz, erbaut 1890).

Von 1874 bis 1876 erbaute die Königin-Marien-Hütte aus Cainsdorf die 1977 in Betrieb genommene Carolabrücke über die Elbe in Bad Schandau. Erst 1990 wurde sie abgerissen. In der Bildsequenz in Bild 14 wird deutlich, dass sich das Schweißeisen beim Abriss der Bad-Schandauer Elbbrücke im Oktober 1990, entgegen der häufig geäußerten Vermutung makroskopisch sehr stark verformt und damit seine makroskopische Dehnfähigkeit unter Beweis gestellt hat. Erst beim Aufprall auf die Wasserfläche versagten die Bauteile schlagartig. Bild 15 und Bild 16 zeigen zwei durch den Abriss zerstörte Schweißeisenquerschnitte, die nach der Bergung aus der Elbe in der BAM untersucht wurden.

Die Schweißeisenstücken weisen auch eine sichtbare plastische Verformbarkeit auf, jedoch ohne lokale Einschnürung. Auf der zerborstenen Bruchfläche ist die zeilen- oder lamellenartige Struktur deutlich erkennbar. Die ferritische Matrix, die plastisch verformbare Komponente im Material, ist von spröden Schlackenschichten durchzogen. Dadurch ist die Einschnürung der Querschnitte behindert.







Bild 14 1990 beobachtet beim Abriss der Bad Schandauer Bogenbrücke über die Elbe (erbaut 1876), Fotos: Brandes.



Bild 15 Gewaltbruch beim Brückenabriss der Bad Schandauer Elbbrücke (Bild 14, Bau 1876, Abriss 1990), Abschnitt nach der Bergung aus der Elbe.



Bild 16 Abschnitt aus der Bad Schandauer Elbbrücke (Bild 14, Bau 1874 bis 1876, Abriss 1990).

3.3.5.3 Bruchflächen von unberuhigtem Flussstahl

Früher unberuhigter Flussstahl verformt sich sowohl makroskopisch als auch lokal durch Einschnürung. Er unterscheidet sich von modernen homogenen Stählen durch das Fehlen deutlicher matter Scherlippen an der Bruchfläche, die sich beim modernen Stahl in der Regel unter einem Winkel von 45° an den Rändern ausbilden. Mit zunehmender Homogenität und Gleichmäßigkeit des Korns bei beruhigten Flussstählen sind die Scherlippen deutlicher ausgeprägt.

Bild 17 und Bild 18 zeigen die Einschnürung und die Bruchflächen von zwei Rundproben aus unberuhigtem Flussstahl. Sie sind im Bruchbereich deutlich eingeschnürt, weisen aber keine matt glänzenden Scherlippen auf, die moderne Stähle kennzeichnen würden.

3.3.6 Hausverfahren zur Bestimmung der Bruchdehnung an kleinen Rundproben

Wie am Beispiel der Bad Schandauer Elbbrücke im Großen deutlich geworden ist, sind Schweißeisen und früher unberuhigter Flussstahl, unabhängig davon ob es sich um Rund- und Flachproben handelt, im linearen bzw. elastischen Bereich bis zum Erreichen der oberen Streckgrenze bei eindimensionalem Dehnungsverhalten weitgehend vergleichbar.

Die Gerätemesslänge des direkt an der Probe angesetzten Wegaufnehmers erfasst die Dehnung im elastischen Bereich bis zur Fließgrenze. Die zum Zeitpunkt des Bruches erreichte Bruchdehnung wird stark durch das mehrdimensionale plastische Dehnungsverhalten beim anschließenden Einschnüren der Proben beeinflusst. Der Verfestigungs- und nach Erreichen der Zugfestigkeitauch der Einschnürbereich werden entweder genau durch Ritzauswertung (vorrangig bei Flachproben) bzw. im Spannungs-Dehnungsdiagramm näherungsweise



Bild 17 Früher Flussstahl nach dem Zugversuch (entnommen aus einer Hochbahnbrücke der U1, erbaut um 1900)



Bild 18 Bruchfläche an runden Zugproben aus unberuhigtem Flussstahl von ~1900.

durch Ansetzen des Kolbenweges beschrieben. Bei sehr kleinen Rundproben ist die Ritzauswertung recht aufwendig. Bei der Bestimmung der Bruchdehnung an Altstahlproben wird daher vereinfachend die gesamte Probenverlängerung gemessen.

Die gesamte Bruchdehnung A_{ges} kleiner Rundproben setzt sich aus einem Anteil aus der Gleichmaßdehnung A_g der Versuchslänge I_0 und der Einschnürdehnung A_e ($A_t = A_g + A_e$) entsprechend der gültigen DIN EN 10002T1 und einem Anteil aus der Gleichmaßdehnung $A_{gi}(I_c - I_0)$ des zusätzlichen dehnbaren Bereiches der Probe $I_c - I_0$, der außerhalb des Einschnürbereiches liegt, zusammen.

Vereinfachend ergibt sich als konservative Abschätzung für die gesamte Dehnung der kleinen Rundprobe rechnerisch:

 $\Delta I_{c} = A_{5} \cdot L_{0} + A_{a} \cdot (I_{c} - I_{0})$

Die Auflösung ergibt A₅ zu:

$$A_5 = \Delta I_c / I_0 - A_g (I_c - I_0) / I_0$$

Für eine Rundprobe **B6** wird z.B. die gesamte Verlängerung ΔI_c der Probe gemessen und die Verlängerung auf I_0 (5d₀ = 5 · 6 =30) bezogen. Statt A₅ wird hier z.B. für die B6- Probe A₇ (7,16d₀) bestimmt:

B6:
$$A_5 = \Delta I_c / 30 - A_a (36 - 30) / 30$$

$$A_5 = A_{aes} - 0.2 A_a$$

Für A₅ bedeutet das, dass der Messwert um 0,2 A_g höher liegt als der tatsächlich in der Norm maßgebliche Wert. Die vereinfachende Messung der Gesamtverlängerung der kleinen Rundprobe ergibt demzufolge einen größeren, auf der sicheren Seite liegenden Dehnungswert, der falls erforderlich, problemlos auf A₅ zurückgerechnet werden kann. Die Gleichmaßdehnung A_g kann aus dem Zugversuchdiagramm am PC, basierend auf den Computer gestützt aufgezeichneten Rohdaten abgelesen werden kann.

3.4 Chemische Analyse

Werden Kernbohrungen zur Identifikation des Materials entnommen, so verbleiben nach dem Anfertigen von Zugproben und ggfs. Bruchmechanikproben zwei Kreisabschnitte, die für die chemische Analyse und einen Baumannabdruck genutzt werden können.

Die chemische Analyse dient der Identifizierung der Materialien. Grenzwerte für die chemische Zusammensetzung gab es um die Jahrhundertwende nicht. Man kannte jedoch negative Auswirkungen der einzelnen Eisenbegleiter, die man zielgerichtet durch Optimierung des Herstellungsprozesses reduzierte. Z.B. wurde das Phosphor aus phosphathaltigen Erzen durch die basische Ausmauerung der "Thomasbirne" und Kalkzugabe eliminiert.

Im Jahr **1899** wurden Einflüsse der wichtigsten Eisenbegleiter Kohlenstoff, Silizium, Phosphor, Schwefel und Mangan auf die Eisen- und Stahleigenschaften in [56] wie folgt charakterisiert:

- C Schweißeisen 0,5 bis 0,1% Kohlenstoff, Flusseisen 0,25 bis 0,05% Kohlenstoff, Schweißstahl 1,6 bis 0,5% Kohlenstoff, Flussstahl 1,5 bis 0,25% Kohlenstoff, Eisen mit einem Kohlenstoffgehalt von 1,6 -2,3 % wird zu technischen Zwecken nicht verwendet.
- Si (0,05-0,4%) macht Schmiedeeisen *faulbrüchig* (d.h. im kalten und warmen Zustand brüchig) und vermindert dessen Schweißbarkeit (nicht im Sinn von Fügen).
- P Phosphor macht Roheisen dünnflüssig und härter, Schmiedeisen kaltbrüchig (im kalten Zustand brüchig) und erhöht dessen Schweißbarkeit. Die Festigkeit des Eisens wird durch Phosphor verringert. Roheisen mit 0,5 – 1,5 % Phosphorgehalt und darüber sollte nur in Vermischung mit besseren Sorten in der Gießerei Verwendung finden. Die königlichpreußischen Geschossgießereien in Spandau und Siegsburg gestatten bei Roheisenlieferungen einen Phosphorgehalt bis zu 1 %. Diese Grenze kann für bessere Gussstücke als angemessen gelten.
- S (+Cu) vermindert die Festigkeit des Roheisens und die Schweißbarkeit des Schmiedeeisens und macht dieses *rotbrüchig* (in warmem Zustande brüchig); Roheisen wird dickflüssig.

Mn erhöht den Schmelzpunkt des Roheisens (daher zweckmäßig beim Puddelprozess) und vermehrt die Härte des Roh- und schmiedbaren Eisens; bildet weißes Roheisen.

Die chemische Analyse an Flussstahl und moderneren Stählen kann mit Hilfe der Funkenemissionsspektroskopie durchgeführt werden. Wegen der ungleichmäßigen Schadstoffverteilung in frühem unberuhigten Flussstahl muss ein Mittelwert von mindestens drei gleichmäßig über den Querschnitt verteilten Einzelmessungen gebildet werden. Die unterschiedliche Verteilung der Eisenbegleiter in Seigerungszonen und in der gering verunreinigten Speckschicht am Profilrand entsteht beim Abkühlungsprozess. Das Flusseisen erstarrt von den Außenseiten [engl.: rim \rightarrow rimmed steel] in Richtung Profilkern. Die Eisenbegleiter reichern sich während des Abkühlprozesses in der Seigerungszone an. Die funkenemissionsspektroskopischen Untersuchungen können als minimal-invasive Untersuchungen an Schnittflächen von Bohrkernen (Vorzugsdurchmesser 60 mm) durchgeführt werden, z.B. vor dem Herstellen der Zugproben oder an Reststücken (s. Bild 10). Die Verteilung der Schwefelseigerungen im untersuchten Querschnitt kann vorab mit Hilfe des Baumannabdruckes ermittelt werden.

Durch die lamellenartige Struktur des **Schweißeisens** kann keine gleichmäßige Emission durch senkrechtes Auftreffen des Funkens auf die Schnittflächen erreicht werden. Die chemische Analyse von Schweißeisen muss daher i.d.R. als traditionelle und aufwändige chemische **Nassanalyse** durchgeführt werden.

Es gibt inzwischen handliche Geräte, die sich auch für Feldversuch eignen. Die chemischen Analysen an frühem Flussstahl wurden in der BAM m. H. eines Funkenemissionsspektrometers OBLF QSL 1500 durchgeführt. Für eine sichere Zuordnung des Materials, sind mindestens die folgenden Elemente zu bestimmen:

- Kohlenstoff C,
- Mangan Mn,
- Stickstoff N,
- Phosphor P,
- Schwefel S.

Das Kohlenstoffäquivalent muss nur bestimmt werden, wenn es vorgesehen ist, Schweißungen vorzunehmen oder geschweißte Verbindungen an Altstahl zu beurteilen.

Die Ermittlung des Stickstoffgehaltes wird ebenfalls nass-chemisch durchgeführt. Stickstoff ist in der Regel nur als geringe Menge unterhalb seiner Löslichkeitsgrenze im Stahl enthalten. Wird die Löslichkeitsgrenze überschritten, so trägt der Stickstoff zur Alterungsversprö-

 Tabelle 5
 Spannweite der Ergebnisse von chemischen Analysen alter Stähle in der BAM.

Element	Schweiß- eisen [%]	Flussstahl (hier bis 1906)	Aktuelle Forderun- gen EN 10025
С	0,0032-0,15	0,026 - 0,20	< 0,17
Si	0,003 - 0,42	0,001 - 0,013	
Mn	0,054 - 0,018	0,036 - 0,52 ,	
N	0,0037 - 0,04	0,011 - 0,022	
Р	0,011 - 0,39	0,009 - 0,136	< 0,06
S	0,0034 - 0,02	0,063 - 0,176	< 0.06
			(P+S < 0,1)

dung bei [51].

3.5 Baumannabdruck

Alle hier vorgestellten Baumannabdrucke und die metallografischen Untersuchungen wurden in Kooperation in der Fachgruppe V.1 angefertigt (s. [11], [12], [13], [14]).

Steht ein Abschnitt eines Profils zur Verfügung, so ist die Identifizierung des Materials durch einen Baumannabdruck (Englisch: Sulphurous print) möglich. Der blank geschliffene und polierte Probekörper wird auf mit verdünnter Schwefelsäure getränktes Fotopapier aufgesetzt, auf dem das Silber des Fotopapiers mit dem im Querschnitt enthaltenen Schwefel reagiert. Die nachfolgenden Bilder zeigen typische Baumannabdrucke mit lamellenartiger Struktur (Bild 20, Schweißeisen) und Schwefelseigerungen (Bild 23, Flussstahl) im Vergleich mit einem Baumannabdruck eines modernen beruhigten und homogenen Flussstahls, s. Bild 22.

Baumannabdrucke sind zerstörende Prüfungen. Viele Prüfungen zur Identifizierung der alten Stähle wurden durch Baumannabdrucke bestätigt. Einige Baumannabdrucke wurden an kleinen Materialabschnitten entnommener Bohrkerne durchgeführt. Für die qualitative Aussage zur Materialart ist das ausreichend. In diesen Fällen, in denen nicht der Baumannabdruck eines Profil-



Bild 19 Baumannabdruck eines Probestückes aus einer Gussstütze (~ Mitte 19. Jh.).

schnittes angefertigt wird, kann man den Baumannabdruck auch als minimal-invasive Methode einordnen.

3.5.1 Schweißeisen

Für Schweißeisen ist der blätterteigartige Aufbau der Struktur, erzeugt durch den Paketierungs- und Walzprozess der Luppen, typisch. Man kann das Schweißeisen als eine Kompositstruktur von schlackenhaltigen Einschlüssen in ferritischer Matrix charakterisieren, um sich das Versagen und das Bruchbild besser vorstellen zu können. Die ferritische Matrix ist weitgehend frei von Eisenbegleitern. Der Schwefel, der beim Baumannabdruck mit dem Fotopapier reagiert, ist in der Schlacke enthalten, so dass so die charakteristischen Schlacken widerspiegelt werden: Bild 20 zeigt den Baumannabdruck am Schnitt durch eine schweißeiserne Diagonale aus der Berliner Spreebrücke von 1882. In Bild 21 sind zum Vergleich die beiden Rissufer eines Ermüdungsrisses durch einen vergleichbaren schweißeisernen Winkel aus der gleichen Zeit zu sehen. Die Schlackenzeilen zeichnen sich auch hier typisch ab.

3.5.2 Gusseisen

Im Gegensatz zu Schweißeisen und frühem Flussstahl



Bild 20 Baumannabdruck an drei Schnitten durch schweißeiserne Diagonalen aus der Spreebrücke in Berlin-Mitte, 1882.



Bild 21 Lamellenartige Struktur eines schweißeisernen Walzprofiles infolge Ermüdungsbelastung (Kieler Brücke von 1890).

ist die Verteilung des Schwefels im Gusseisen relativ gleichmäßig. Der Baumannabdruck eines Gusseisenstückes widerspiegelt daher eine eher homogene Fläche. In Bild 19 ist ein Baumannabdruck eines kleinen Ausschnittes aus einer Gussstütze aus dem 19. Jahrhundert zu sehen. Bei gusseisernen Stützen und Pfeilern ist das



Bild 22 Baumannabdruck eines moderneren homogenen Baustahlprofiles.

Alter u.U. schwer zu bestimmen, da für neue Brückenüberbauten die alten Stützen häufig weiter verwendet wurden. Noch heute sind vereinzelt die Gussstützen unter erneuerten Überbauten zu finden

3.5.3 Unberuhigter Flussstahl

Typisch für unberuhigte Flussstähle ist die Seigerungszone mit hoher Konzentration an Eisenbegleitern. Die im Seigerungskern infolge des Erstarrungsprozesses konzentrierten neben anderen Verunreinigungen Schwefel-



Bild 23 Baumannabdruck eines zusammengesetzten Flussstahlprofiles, U1, 1900.

anteile reagieren beim Anfertigen des Baumannabdruckes mit dem Silber des Fotopapiers. In Bild 23 ist ein Baumannabdruck vom Schnitt durch den Obergurt eines im Ermüdungsversuch geprüften Fachwerkträgers der Berliner U-Bahnlinie U1 abgebildet.

Im Bild 23 ist wegen der guten Qualität des Baumannabdruckes und wegen der hohen Schwefelanteile in der Seigerungszone deutlich zu erkennen, dass

- an den Flanschen der U-Profile eine ausgeprägte Speckschicht mit geringerem Schwefelanteil vorherrscht,
- der Füllstab als Flachstahl gefertigt wurde und nicht nachträglich aus einer Stahlplatte herausgetrennt wurde.

Im Baumannabdruck ist aus der Form der Stauchung weiterhin zu erkennen, auf welcher Seite der Setzkopf des heiß gesetzten Nietes liegt. In der Regel füllt der gestauchte Niet die Nietlöcher komplett aus, so dass kein Spiel und keine Korrosion möglich sind. Auch das ist, wie es auch aus Schliffbildern erkannt werden kann, im dem Baumannabdruck deutlich zu sehen.

In Bild 22 ist zum Vergleich ein Baumannabdruck eines Winkels aus modernerem beruhigtem Stahl.

Moderne Stähle haben einen geringen und gleichmäßig verteilten Schwefelanteil. Der Baumannabdruck widerspiegelt daher weder deutliche Seigerungen noch inhomogene Strukturen.

3.6 Mikrostruktur

In enger Zusammenarbeit mit der Fachgruppe V.1 ist die Mikrostruktur der alten Stähle an Materialproben [11] nach dem Ermüdungsversuch, auch als Semester- und in Diplomarbeiten [12], [13] und [14] untersucht worden. Mikrostrukturuntersuchungen werden sowohl zur Identifizierung des Materials genutzt, als auch zur Untersuchung von Rissursachen.

Die Mikrostrukturuntersuchungen des Gefüges wurden unter dem Lichtmikroskop oder mit bis zu 5000-facher Vergrößerung unter dem Rasterelektronenmikroskop durchgeführt.

Alte Stähle haben im Allgemeinen ein deutlich gröberes Korngefüge. Das Gefüge wird untersucht, um das Rissverhalten und seine möglichen Ursachen in der Gefügestruktur analysieren zu können. Die Gefügeuntersuchung soll dazu beitragen zu erklären, warum bei der Entstehung eines Ermüdungsrisses zunächst höhere Schwellenwerte für der zyklischen Spannungsintensität ermittelt wurden. Es wurde demnach *mehr Energie* benötigt wird, um in einem alten Stahl einen Riss zu initiieren, der dann jedoch schneller wächst, als in modernen Stählen. Die nachfolgenden Bilder enthalten Informationen zu Korngrößen und zur Größe von Schlackeneinschlüssen.



Bild 24 Gefüge eines modernen Stahls, Vergrößerung 100 : 1 (vorher geätzt, i. d. R. mit Nital).

Um einen Vergleich zu bekommen ist in Bild 24 zunächst ein Gefüge eines modernen Stahls in 100-facher Vergrößerung dargestellt.

3.6.1 Schweißeisen

Schweißeisen ist durch seine aus dem Herstellungsprozess resultierende lamellenartige Struktur gekennzeichnet. In einer Studienarbeit [12] wurde eine umfangreiche Untersuchung von Schweißeisen aus dem Jahr 1892 durchgeführt. Das Material für die folgenden Aufnahmen entstammt der Brücke über die Kieler Straße (im Folgenden als Kieler Brücke bezeichnet) von 1890, die im Großversuch als Brückenabschnitt auf Ermüdung getestet wurde (s. Kap. 4).



Bild 25 Längsschliff einer Schweißeisenprobe senkrecht zur Bruchfläche nach dem Zugversuch, (100-fache Vergrößerung wie in Bild 24, [12]

Makroskopisch ist der lamellenartige Aufbau des Gefüges von Schweißeisen auch an den Bruchflächen im Zugversuch zu erkennen. Bild 25 zeigt einen Längsschnitt durch die Bruchfläche einer Probe nach dem Zugversuch, präpariert, mit Nital (2-%ige HNO₃) geätzt. Das Gefüge wurde mit einer Vergrößerung von 100: 1 aufgenommen. Auf der linken Seite ist der Versatz der Bruchflächen entlang der Schlackeneinschlüsse zu beobachten. Es handelt sich um ein grobkörniges ferritisches Gefüge mit feinkörnigeren und teilweise perlitischen Bereichen. Es treten jedoch nur geringe Mengen des Perlits auf. In den Bildern 27 und 28 ist ein dendritischer Schlackeneinschluss stufenweise vergrößert aufgenommen worden.

In [12] wurde der Schlackenvolumenanteil des Schweißeisens von 1890 aus der Kieler Brücke m. H. der quantitativen metallografischen Analyse mit bis zu 9,6 % bestimmt. Die Schlacken sind bis 0,1 mm dick und in Walzrichtung bis zu mehreren mm lang.

Besonders deutlich kann ein Schlackenteil in einem linescan mit Hilfe einer Mikrosonde im Rasterelektronenmikroskop untersucht werden, das gleichzeitig eine Analyse der enthaltenen Elemente ermöglicht [12].



Bild 26 Vergrößerter Schlackeneinschluss in einem Schweißeisen (REM-Aufnahme) [12].

Die folgenden fraktografischen Rasterelektronenmikroskopischen Aufnahmen wurden an einer SENB3-Probe aus der Bad Schandauer Elbbrücke (Schweißeisen 1876, s. z.B. Bild 14) angefertigt, nachdem der Rissfortschrittsversuch durchgeführt wurde. Alle untersuchten Proben wurden Profilabschnitten entnommen, die keine makroskopischen Verformungen aufwiesen.



Schnitt A - A'

Bild 27 Schematische Darstellung der untersuchten SENB3-Probe aus Schweißeisen.



Bild 28 Schweißeisen aus dem Material der Kieler Brücke von 1890, Vergrößerung 100 : 1 [12].



Bild 29 Geätzter Schliff des Schweißeisens aus einem Winkelprofil der Kieler Brücke von 1890 (s. Bild 21) mit extrem großem Schlackeeinschluss und grobkörnigem Gefüge, Vergrößerung 100 : 1 [12].



Bild 30 Schlackeeinschluss aus dem Schweißeisenwinkel von 1890 (s. Bild 21), Ausschnitt aus Bild 29, Vergrößerung 320: 1, (vergl. Maßanzeige auf dem Foto) [12]

In Bild 27 ist eine SENB3- Probe und der Schnitt durch die Prüffläche schematisch dargestellt. Die zugehörige Übersichts-REM-Aufnahme ist im Bild 31 zu sehen. Die Probe wurde vor dem Versuch angeschwungen. Dafür wurde zunächst eine Einstufenbelastung aufgebracht, bei der ein sich gleichmäßig über die Probendicke ausrichtender Schwingungsriss als Markierung ausbildet. Nach international anerkannten Standards, hier z.B. nach ASTM E 647, werden die so genannten Paris -Parameter C und m zur Charakterisierung der stabilen Rissfortschrittsphase ermittelt. An der gleichen Probe kann dann auch noch der Schwellenwert (engl.: Threshold) des zyklischen Spannungsintensitätsfaktors ΔKth ermittelt werden. Die Spannungsschwingbreite wird dazu vor Erreichen des kritischen Bereiches des Risswachstums systematisch reduziert, bis der Rissfortschritt fast null ist, d.h. nicht schneller anwächst als (je nach verwendeter Definition) z.B. beträgt nach Taylor der maximal zulässige Risszuwachs a < 10⁻⁸ mm pro Schwingung. Nach Abschluss dieses Versuches wurde die Probe durch einen Gewaltbruch bei Raumtemperatur getrennt. Manchmal trennt man Proben auch nach Eintauchen in flüssigen Stickstoff. Bei diesen Temperaturen tritt ein transkristalliner Gewaltbruch ein. Ein Wabenbruch ist dann nicht mehr zu beobachten. Am Beispiel der SENB3 Probe aus dem Schweißeisen von 1876 konnten die beiden wesentlichen Brucharten untersucht werden [11].



Bild 31 Übersichtsaufnahme der gesamten Bruchfläche einer SENB3 Probe aus Schweißeisen von 1876 in einer REM-Aufnahme [11].



Bild 32 REM-Aufnahmen des Wabenbruches mit zahlreichen nichtmetallischen Einschlüssen, Vergrößerung: 1000 :1, (Bad Schandauer Elbebrücke, 1876) [11].

Im Bild 31 ist zu erkennen, dass es sich bei der vorgestellten Bruchfläche um einen Mischbruch handelt. Im linken Bildausschnitt hat das Gefüge als Wabenbruch versagt, rechts der Mitte ist ein Streifen mit sprödem Spaltbruch zu erkennen.

Ein Ausschnitt aus dem linken Wabenbruch in Bild 31 ist in Bild 32 vergrößert dargestellt. Man erkennt die Waben



Bild 33 REM-Aufnahmen von Spaltbruchflächen der abgerissenen Bad Schandauer Elbebrücke (1876), Ausschnitt aus Bild 31, [11].

mit zahlreichen nichtmetallischen Einschlüssen. Der vergrößerte transkristalline Spaltbruchausschnitt in der Mitte der Bruchfläche ist in Bild 33 zu sehen.

In Bild 34 und Bild 36 sind die Wabenbruchbereiche an zwei Oberflächen von Zugproben aus unberuhigtem Flussstahl (Bild 34) und Schweißeisen (Bild 36) aufgenommen mit der gleichen Vergrößerung (s. Maßstab), zu sehen. Die Waben des Schweißeisens sind deutlich größer und weisen deutlich sichtbare nichtmetallische Einschlüsse auf.



Bild 34 Wabenbruch nach dem Rissfortschrittversuch an einer CT-Probe aus Material einer Brücke aus unberuhigtem Flussstahl (Knesebeckbrücke über den Teltow-Kanal von 1906) [13].

Der Schwingungsriss in Bild 34 war durch örtlich begrenzten Rissfortschritt (pop in) mit sonst stabiler Rissausbreitung gekennzeichnet.

In Bild 37 ist die Bruchfläche eines Ermüdungsbruches aus dem Großversuch zu sehen. Jede Schwingung verursacht eine so genannte Rastlinie. Die Risswachstumsrichtung ist senkrecht zur Rastlinie.

Ein Ermüdungsbruch an Schweißeisen kann lokal stabiles und instabiles Risswachstum in einer Bruchfläche aufweisen. Man spricht dann vom Mischbruch. Das hier



Bild 35 Vergrößerung aus Bild 34, [13].



Bild 36 Wabenbruch nach dem Zugversuch an einer gering eingeschnürten Rundprobe aus Schweißeisen [12].



Bild 37 Ermüdungsversagen an Schweißeisen, erkennbar an den Schwingungslinien, die bei einem stabilen Rissfortschritt mit jedem Lastwechsel entstehen können [15], Probe entnommen aus dem Bauteil s. Bild 38.

gezeigte Material wurde einer Stegfläche des Trogbrückenabschnittes der Kieler Brücke (1890) nach dem Ermüdungsversagen im Laborversuch [15] entnommen und detailliert untersucht. Der Ermüdungsriss in Form eines Terrassenbruches (s. Bild 38 und Bild 39) ging von einem nachträglich aus dem Stegblech heraus getrennten Durchlass für ein Entwässerungsrohr aus (s. Kap. 4). Das erforderliche Gefälle des Entwässerungsrohres
sowie die Verschiebung der neutralen Achse nach oben infolge der Mitwirkung der Fahrbahn am Lastabtrag führten dazu, dass die Öffnung nicht mehr in der neutralen Achse, sondern in der Zugzone des Querträgers lag. Mit Hilfe der REM-Untersuchungen (Bild 37) konnte durch das Auffinden der lokalen Schwingungslinien nachgewiesen werden, dass es sich um einen Ermüdungsriss innerhalb des infolge der lamellenartigen Struktur verursachten Terrassenbruches gehandelt hat. Das untersuchte Material wurde Bereichen aus dem in der Stegebene abschnittsweise versetzten Terrassenbruch entnommen.



Bild 38 Abschnitt des Steges nach dem Ermüdungsversuch, dem die REM-Untersuchung in Bild 37 durchgeführt wurde [15].



Bild 39 Ansicht der lamellenartigen Struktur des: Terrassenbruches aus Bild 38, der im Stegblech des Trogbrückenabschnittes der Kieler Brücke (1890) im Ermüdungsversuch entstanden ist [15].

Auf der linken Übersicht in Bild 37 wird deutlich, dass es sich hier ebenfalls um einen Mischbruch handelt. Nicht metallische Verunreinigungen, z.B. durch Mangansulfide können den Ausgangspunkt für die Entstehung von transkristallin voranschreitenden spröden Rissen bilden, die lokal den stabilen Rissfortschritt mit gleichmäßigen Schwingungslinien s. Bild 37 unterbrechen, s. Kap. 4.4.

3.6.2 Unberuhigter Flussstahl

Unberuhigter Flussstahl weist ein grobkörniges von Einschlüssen durchsetztes Gefüge auf. In [13] wurden Ermüdungsrisse an einem unberuhigten Flussstahl untersucht, die zuvor im Großversuch an Querträgern aus der ehemaligen Knesebeckbrücke, Inbetriebnahme 1906,



Bild 40 Wärmeeinflusszone an der Schnittfläche, 200-fache Vergrößerung.

über den Teltowkanal unter zyklischer Einstufen-Belastung erzeugt worden sind (s. Kap. 4.3 und [17]).

Der im Ermüdungsversuch an einem 10 m langen Originalquerträger erzeugte Ermüdungsriss an einem gewalzten Winkelprofil wies die Besonderheit auf, dass sich der Riss an der Rissspitze verzweigte, obwohl der Winkel am Untergurt des auf Biegung beanspruchten Querträgers größer werdenden Spannungszyklen ausgesetzt war.

Der beschriebene Riss ging von einem Nietloch aus und verzweigte sich an seiner Rissspitze. Es kam nicht zu einem beschleunigten (plötzlichen) Risswachstum. Die Bilder, 41 und 42 zeigen einen 11 mm langen Riss, die Vergrößerung seiner Rissspitze und die Verzeigung. Die starke Rissöffnung, wie in Bild 42 zu sehen, deutet auf eine Plastizierung der Rissspitze hin.

Der Riss am gewalzten Winkelprofil aus unberuhigtem Flussstahl entstand im Ermüdungsversuch (S. Kap. 4.3).

Wärmeeinflusszone

Wird für das Heraustrennen von Stahlteilen ein Schneidbrenner benutzt, so ist die Hitze an den Trennflächen so hoch, dass außer dem Stahl auch die Eisenbegleiter in der Wärmeeinflusszone in Lösung gehen. Nach dem Erstarren wurde eine solche Wärmeeinflusszone genauer untersucht. Bild 40 zeigt die veränderte Gefügestruktur des alten unberuhigten Flussstahles an der Schnittfläche nach dem Heraustrennen eines Ausschnittes. Die Korngröße erscheint kleiner als im Ausgangsmaterial. Die gelösten Eisenbegleiter konzentrieren sich beim Erstarrungsprozess gleichmäßig in den zuletzt erstarrenden Bereichen der Trennflächen.

Ein derartiger Effekt kann auch beim Schweißen alter Stähle auftreten, was später unter entsprechender Ermüdungslast zum Versagen der Schweißnaht in der Wärmeeinflusszone führen kann. Bild 41 zeigt ein Beispiel, in dem ein Fachwerkträger vor einer Weiterbelastung im Versuch durch Schweißen repariert wurde. Das Versagen trat bei Fortsetzung des Ermüdungsversuches im geschweißten Stab in der Wärmeeinflusszone des Grundmaterials ein.



Bild 41 Reparatur eines alten Flussstahlprofiles von 1900, der nach wenigen Lastwechseln in der Wärmeeinflusszone versagte.

3.6.1 Gusseisen

Die Mikrostruktur von Gusseisen soll hier nur kurz angeschnitten werden. Die Grafiteinschlüsse, die im Bild 42 als schwarze Flecken zu erkennen sind, haben in alten Gussstählen eine Länge von mehr als 50 µm.

Bei alten gusseisernen Säulen ist oft eine differenzierte Wanddicke am gleichen Querschnitt zu beobachten. Die unterschiedlichen Dicken, die sogar innerhalb des gleichen Querschnittes auftreten können, sind Folgen des ungleichmäßigen Erstarrungsprozesses bei liegender Fertigung, bei der es manchmal zum Aufschwemmen des Sandkerns beim Gießen der Säulen kam. Unterschiedliche Erstarrungsgeschwindigkeiten von dünnerem Material (min. d= 1 cm) und dickem Material (bis zu 4 cm, führen zu unterschiedlicher Festigkeit und Ultraschallgeschwindigkeit im alten Gusseisen. Im Extremfall kann eine Säule infolge des unsymmetrischen Querschnittes unter der Druckbeanspruchung auf der dünneren Wandseite einseitig über die Höhe aufreißen.

3.7 Rissfortschrittsversuche

Das Rissverhalten in Metallen als Folge veränderlicher Lasten (Betriebs- oder Verkehrslasten) wird nach dem Parisgesetz in die folgenden Phasen (s. Bild 43) unterteilt, die wie folgt charakterisiert sind:

1. Rissinitiierungsphase (Bereich I): Während der zyklischen Beanspruchung eines Materials, i.d.R. oberhalb dessen Dauerschwingfestigkeitsgrenze und deutlich unterhalb der Streckgrenze, kann es im Bereich von Spannungskonzentrationen mit zyklischen plastischen Verformungen im Mikrobereich zur Initiierung von Mikrorissen ohne eindeutige Orientierung kommen.

2. Stabiles Risswachstum (Bereich II): Die Risse kön-



Bild 42 Grafiteinschlüsse (Rosetten in einem Gusseisen aus einer Gussstütze (Mitte 19. Jh.).



Bild 43 Doppelt logarithmische Darstellung einer typischen Rissfortschrittskurve (nach Paris), Grafik aus [2].

nen unter zyklischer Beanspruchung anwachsen. Die Hauptrissrichtung bildet sich senkrecht zur Hauptzugrichtung aus. Diese Phase ist im Nachhinein unter dem Mikroskop durch die Ausbildung von Rast- oder Schwingungslinien sichtbar.

3. Instabiles Risswachstum (Bereich III): Die Erscheinungsform des instabilen Risswachstums tritt oberhalb eines kritischen Wertes auf. Brückeneinstürze in der Anfangszeit der genieteten Brücken waren in den meisten Fällen erklärbar als Folge fehlerhafter Lastannahmen oder Konstruktionsfehler.

Alte Nietkonstruktionen sind durch ihre mehrteiligen Querschnitte redundant. In jeder Querschnittsebene muss der Riss neu initiiert werden. Plötzliches Versagen von alten Nietkonstruktionen durch instabiles Risswachstum unter Verkehr ist nicht bekannt.

Für die Berechnung des Risswachstums eines gerade detektierbaren Anrisses a_0 bis zu einer kritischen Größe a_{crit} müssen als Materialkennwerte die zyklische Spannungsintensität ΔK , der Schwellenwert (engl.: Threshold) der zyklischen Spannungsintensität, ΔK_{th} sowie die charakteristischen Parameter C und m bekannt sein, die im Rissfortschrittsversuch bestimmt werden können. Alternativ auch mit dem von der Bauteilgeometrie abhängigen J-Integral gerechnet werden [59]. Das Ergebnis der bruchmechanischen Bewertung ist die Basis für die Festlegung von sicheren Betriebszeitintervallen, z.B. ausgedrückt in Form von Inspektionsintervallen [36] und [37].



Bild 44 Schadensrelevanz eines Spannungsspiels, Grafik aus [2].

Für die zyklische Spannungsintensität ΔK gilt das Gesetz von Paris (s. Bild 43). Der Beanspruchungszustand bei dem ein Riss initiiert werden kann oder ein vorhandener Riss wieder zum Stillstand kommt, ist durch den Schwellenwert des Spannungsintensitätsfaktors ΔK_{th} (Bereich I) gekennzeichnet. Bei Beanspruchungszuständen unterhalb dieses Materialkennwertes geht der Rissfortschritt gegen Null, d.h. dass It. Definition der Rissfortschritt pro Lastwechsel kleiner ist als 10⁻⁸ mm/ Zyklus ist. Am kritischen Punkt K_c (Bereich III) geht das stabile Risswachstum in einen instabilen Riss mit hoher Risswachstumsrate über.

Die Rissfortschrittsrate pro Spannungszyklus ergibt sich aus der Paris-Gleichung.

$$da/dN = C * \Delta K^{m}$$
(1)

mit::

- a Risslänge
- N Anzahl der Zyklen
- ΔK zyklischer Spannungsintensitätsfaktor

C, m: im Versuch bestimmbare Paris-Parameter.

Die Größenordnung der Paris-Parameter, der beiden **Rissfortschrittskonstanten** C und m wird bislang hinsichtlich der Größenordnung mit C = 2,18 \cdot 10⁻¹³ bis C = $4 \cdot 10^{-13}$ sowie m = 3 angenommen. Untersuchungen des Rissfortschritts an alten unberuhigten und grobkörnigeren Flussstählen und sowie an Schweißeisen in der BAM haben einen steileren Anstieg im linearen Geltungsbereiches des Paris-Gesetzes (s. Gleichung 1 und Bild 43) ergeben, als an modernen Stählen. In den Rissfortschrittsversuchen ergab sich übereinstimmend , dass gleichzeitig bei allen Versuchen ein höherer Schwellenwert der zyklischen Spannungsintensität ΔK_{th} ermittelt wurde. Diese Tendenz wird auch durch Versuche an der Versuchsanstalt der Universität Karlsruhe im SFB 385 bestätigt.

Die ermittelten Schwellenwerte ΔK_{th} verschieben sich parallel mit der gesamten Risswachstumskurve in Abhängigkeit vom Spannungsverhältnis R. Das Spannungsverhältnis R ist das Verhältnis der ständigen Lasten zur Summe aus ständigen (Eigenlast) und veränderlichen Lasten (Verkehrslast). Je niedriger das Spannungsverhältnis R ist, desto ungünstiger (kleiner) ist auch der Schwellenwert der zyklischen Spannungsintensität ΔK_{th} . Für Stahlkonstruktionen und Stahlbrücken mit relativ geringen Eigenlasten im Vergleich zu Betonbrücken, liegt das Spannungsverhältnis eher niedriger. Für die Rissfortschrittsversuche wurde deshalb ein Spannungsverhältnis R zwischen 0,1 und 0,5 gewählt

Werden keine Versuche gemacht, so wird in [2] empfohlen, für Berechnungen einen sehr niedrigen Schwellenwert von nur 63 N/mm^{3/2} = 2 MPa√m anzunehmen. Die in den BAM Versuchen ermittelten Schwellenwerte K_{th} lagen bei allen Spannungsverhältnissen nicht unter 6,3 MPa√m. In Bild 44 ist die Abhängigkeit des schadensrelevanten Einflusses eines Spannungsspieles auf das Risswachstum a als Funktion f = $\Delta K(a)$ ersichtlich. Je größer der Anriss ist, desto größer ist auch die zyklische Spannungsintensität und damit die Schadensrelevanz. Es ist daher von hoher Bedeutung wie groß der anzusetzende detektierte bzw. theoretisch postulierte Anriss in eine Betriebszeitintervall-Berechnung eingeführt wird (s. Kap. 6).

Der Rissfortschrittsversuch kann sowohl an CT-Proben (CT = Compact-Tension), an CCT oder MT-Proben (Center-Crack-Tension oder Mittenriss-Tension) oder an SENB3 Proben (Single-Edged-Notch-Bending). Alle Rissfortschrittsversuche des vorgestellten Projekts wurden im BAM-Labor V.32 *Bruchmechanik* durchgeführt.

Nach Abschluss der Bauteilversuche an den Schweißeisen- und Flussstahlbrückenteilen zur Ermittlung der verbleibenden Restnutzungsdauer wurden Materialproben entnommen. Die Rissfortschrittsparameter und Schwellenwerte wurden vorzugsweise an SENB3-Norm-Proben bestimmt. Die charakteristischen Parameter C und m wurden i.d.R. nach ASTM E 647 bestimmt.

Die Versuchsdurchführung erfolgte nach dem Entwurf der US-amerikanischen Standards ASTM E 647, für die Auswertung wurde der Britische Standard BS 6835:1988 herangezogen.

An den gleichen Proben, an denen bereits die Paris-Parameter ermittelt wurden, ist in einigen Versuchen danach durch gezielte Reduzierung der Schwingbreite der Riss zum Stehen gebracht worden. Damit konnte der Schwellenwert des Spannungsintensitätsfaktors ΔK_{th} bestimmt werden. Der Riss wächst unterhalb des Schwellenwertes des Spannungsintensitätsfaktors ΔK_{th} definitionsgemäß (nach Tayler) weniger als 10⁻⁸ mm pro Belastungszyklus.

Der günstigere (größere) Schwellenwert und das ungünstigere (schnellere) Risswachstum der alten Stähle im Vergleich zu den neuen homogenen Baustählen führen dazu, dass sich die Risswachstumskurven für alte Materialien und homogene moderne Feinkornbaustähle bei einer zyklischen Spannungsintensität von ca. 700 N/mm^{3/2} ~ 22 MPa \sqrt{m} (bei R = 0,1) bis ca. 500 N/mm^{3/2} ~

16 MPa \sqrt{m} (bei R > 0,25) schneiden. Der Schnittpunkt der Rissfortschrittkurven alter und neuer Stähle liegt jedoch dicht vor dem Übergang des Bereichs II in den kritischen Bereich III der Rissfortschrittskurve, so dass sich das schnellere Risswachstum erst bei großen Rissen im Verhältnis zum Restguerschnitt negativ auswirkt.

Altes Schweißeisen zeigt in **der Rissinitiierungsphase** ein eher gutmütigeres Risswachstumsverhalten als Flussstahl bzw. heutige moderne Stähle. D.h., es ist wegen der lamellenartigen Struktur des Schweißeisens mehr Energiezufuhr notwendig, um einen Riss zu initiie-



Bild 45 Anrisse in einem Knotenblech infolge von Kriegseinwirkungen in Querschnittsbereichen die niedrigen Beanspruchungszyklen ausgesetzt waren, ein Risswachstum fand nicht statt, Spreebrücke, 1882.



Bild 46 Radial verlaufende Anrisse aus dem Fertigungsprozess am Nietlochrand, Spreebrücke, 1882.

ren.

Für den Beanspruchungszustand bei Erreichen des Schwellenwertes können Spannungsschwingbreiten für das im Versuch vorgegebene Spannungsverhältnis R ausgerechnet werden. Sie liegen in allen in der BAM untersuchten Fällen über 29 N/mm² (s. Tab. 6.), dem unteren Grenzwert im Wöhlerdiagramm für die bei der Beurteilung alter Stahlkonstruktionen i.d.R. verwendete Kerbgruppe 71. In der Fachwelt der Werkstoffwissenschaftler wird über die Zusammenhänge der beiden ähnlichen Kurvenverläufe der Wöhlerlinie und der Rissforschrittskurve diskutiert.

Übertragung dieser Erkenntnisse auf das Bauwerk bedeutet, dass die infolge des Verkehrs am Bauwerk auftretenden Spannungsdifferenzen unterhalb dieser Grenzen demzufolge auch bei bereits vorhandenen Anrissen, also sehr scharfen Kerben, nicht zu einem weiteren Risswachstum führen. Scharfe Kerben können z.B. durch Anfahrschäden, durch Kriegseinwirkungen oder durch an Nietlochrändern beim Nietprozess hervorgerufene Mikrorisse entstanden sein. Bild 45 und Bild 46 zeigen Beispiele für nicht weiter fortgeschrittene Anrisse bei zu niedrigen Spannungsschwingbreiten an der alten Spreebrücke am Berliner Bahnhof Friedrichstraße aus Schweißeisen von 1882. Bei den Schäden im Bild 45 handelt es sich sehr wahrscheinlich um Kriegsschäden. Die Radialrisse um das Nietloch herum erwiesen sich in einer Untersuchung der Mikrostruktur als wachstumsunfähig und sind vermutlich seit dem Herstellungsprozess (Nietvorgang) unverändert.

Versuchsergebnisse

Bild 49 zeigt die Daten eines Rissfortschrittsversuches an einer SENB3-Probe in T-L-Richtung (Walzrichtung) aus der Spreebrücke in Berlin-Mitte aus Schweißeisen von 1882. Zum Vergleich ist die bereits erwähnte, deutlich flachere Kurve nach Barsom für beruhigte moderne Stähle herangezogen worden. Bei einem Spannungsverhältnis von 0,3, das aus den vorangegangenen Messungen am Bauwerk relativ gut abgeschätzt werden konnte, lagen alle ermittelten Schwellenwerte dieser Versuchsse-

rie an Schweißeisenproben über 7,09 MPa \sqrt{m} (s. Tab. 2).

In Bild 47 ist eine Versuchsserie zum Rissfortschrittsverhalten am Schweißeisen der Kieler Brücke dargestellt. Einer der drei Einzelversuche weist eine deutliche Abweichung von den Randbedingungen für die Gültigkeit der Norm hinsichtlich des Kurvenanstieges (m < 3), auf. Die nachträgliche Untersuchung der Probe ergab, dass der Rissfortschritt vermutlich infolge starker Einschlüsse von der normgerechten Ausrichtung des Rissverlaufes (senkrecht zur Belastungsrichtung) abwich. Der Versuch ist ungültig und das Ergebnis ist entsprechend den Normvorgaben zu verwerfen.

In den BAM Versuchen wurden die zugehörigen Spannungsdifferenzen am Versuchsende errechnet. Die Spannungsdifferenz bei Erreichen des Schwellenwertes zum Versuchsende betrug zwischen 33,7 und 44,07 N/mm². Der Schwellenwert entspricht dem unteren Grenzwert für das gegebene Material und die gegebenen Beanspruchungen. Spannungsdifferenzen unterhalb der im konkreten Versuch bestimmten Spannungsdifferenz können weder Risse initiieren noch anwachsen lassen. Sie brauchen daher bei der Beurteilung des Rissfortschrittsverhaltens nicht berücksichtigt werden. Diese Erkenntnisse gelten nur für den geprüften Einzelfall und können nicht verallgemeinert werden.

Verschiedentlich wird der untere Grenzwert des zyklischen Spannungsintensitätsfaktors mit dem unteren Grenzwert des Wöhlerdiagramms in Zusammenhang gebracht, z.B. in der Dissertation [65], in der detaillierter auf diese Frage eingegangen wird und mehrere Literaturquellen zitiert werden. Die aus den BAM-Versuchen ermittelten Paris-Parameter wiesen in der doppeltlogarithmischen Darstellung einen eindeutigen linearen Zusammenhang auf und sind in Bild 52 dargestellt. Ein qualitativ vergleichbarer Verlauf des Risszuwachses konnte auch im Großversuch an Querträgern der ehemaligen Knesebeckbrücke beobachtet werden (s. Kap. 4.4).

Die für den Schwellenwert ΔK_{th} ermittelten Spannungsdifferenzen liegen oberhalb des unteren Grenzwertes der Ermüdungsfestigkeitskurve der EKS für die Wöhlerlinie 71 (29 N/mm² bei 5 Mio. Lastwechseln im Einstufenversuch) und damit auf der sicheren Seite.



Bild 47 Beispiel für die Ermittlung der Rissfortschrittsparameter an SENB3-Proben, Kieler Brücke, 1890.

Materialuntersuchungen an CT-Proben an Flussstahlwinkeln aus der Wiener Brücke



Bild 48 Abhängigkeit der Paris-Parameter voneinander, dargestellt im doppelt logarithmischen Diagramm.

Spannungsdifferenzen unterhalb des unteren Grenzwertes können beim Ermüdungsnachweis vernachlässigt werden, wenn die Dauerfestigkeit (constant amplitude fatigue limit) zu keinem Zeitpunkt überschritten wird. Die Anzahl der Rissfortschrittsversuche, bei denen gleichzeitig die Spannungsdifferenz bei Erreichen des Schwellenwertes ermittelt wurde, ist noch relativ gering. Andere Institute (z.B. Universität Karlsruhe) ermittelten tendenziell vergleichbare Ergebnisse. Die Ergebnisse einiger Rissfortschrittsversuche an Schweißeisenproben sind in Tab. 6 zusammen gestellt.

 Tabelle 6
 Rissfortschrittsversuche an SENB3-Proben aus Schweißeisen (SE).

Brücke	R-Wert	Baujahr	SE/ FFS	Probenlage	С	m	∆Kth [MPam ^{1/2}]
U1, Knoten-	0,3	1000		wie	0,2794E-13	3,2987	6,2
blech	0,3	1899	FFS	Versuch	0,5739E-13	3,1691	7,0
Elbe-Br./2	0,5	1876	SE	T-L	0,5722E-28	9,2786	6,36
Elbe-Br./9	0,25	1876	SE	T-L	0,1674E-23	7,3997	
Elbe-Br./8	0,25	1876	SE	T-L	0,1669E-21	6,5243	
Elbe-Br./12	0,25	1876	SE	T-L	0,1607E-22	7,0306	
Elbe-Br./10	0,25	1876	SE	T-L	0,1826E-21	6,6230	
Elbe-Br./3	0,25	1876	SE	T-L	0,5331E-19	5,6256	
Elbe-Br./6	0,25	1876	SE	T-L	0,1744E-22	6,9622	8,2
Elbe-Br./7	0,25	1876	SE	T-L	0,1060E-22	7,0464	
Elbe-Br./5	0,25	1876	SE	T-L	0,8976E-30	9,6225	8,62
Elbe-Br./S2	0,25	1876	SE	L-T	0,2363E-17	4,8393	6,85
Elbe-Br./S4	0,25	1876	SE	L-T	0,5331E-17	4,6559	7,47
Elbe-Br./S1	0,25	1876	SE	L-T	0,4854E-18	5,1129	
Kieler Str., Berlin Steglitz							
K1.1.2	0,1	1890	SE	T-L	0,5908E-18	5,0683	
K1.1.1	0,1	1890	SE	L-T	0,4983E-17	4,8360	
(K1.1.3	0,1	1890	SE	L-T	0,3132E-9	1,7273	8,73)*
K1.1.4	0,1	1890	SE	L-T	0,3085E-20	5,5670	13,49
K1.1.5	0,1	1890	SE	T-L	0,1222E-22	6,2619	9,73
Spree-Brücke, Berlin-Mitte (SENB3			IB3), ∆I	B3), ∆K _{th} bei∆a<10 ⁻⁸			
SW22	0,3	1882	SE	T-L	0,1171E-15	4,2173	7,09
SW21	0,3	1882	SE	T-L	0,5779E-16	4,3206	
SW11	0,3	1882	SE	T-L	0,4193E-17	4,7501	7,74
SW 12	0,3	1882	SE	T-L	0,2300E-15	4,0956	7,51
SW13	0,3	1882	SE	T-L	0,1564E-14	3,7991	7,34
*nicht alle in der Norm für die Auswertung festgelegten Forderungen erfüllt							



Bild 49 Beispiel für die Ermittlung der Rissfortschrittsparameter an SENB3-Proben, Spreebrücke, 1882.

Das in Zugversuchen, chemischer Analyse, Baumannabdrucken und Rissfortschrittsversuchen ermittelten Charakteristika werden im Folgenden tabellarisch im Vergleich zu modernen Stählen zusammengefasst. Mit Hilfe der vorgestellten Untersuchungsmethoden können alte Materialien sehr gut identifiziert und unterschieden werden.

Tabelle 7	Unterscheidungsmerkmale zwischen Schweiß-
	eisen und frühem Flussstahl (i.d.R. unberuhigt
	vergossen) auf der Basis von BAM Analysen.

	Schweißeisen	Flussstahl (hier bis ca. 1910)
Zugfestigkeit, Dehnung (Zugversuch)	St 33 bis St 37, nur in Walzrichtung: Anisotropes Verhal- ten Charakt. Werte $f_y > 203 \text{ N/mm}^2$ $f_m > 267 \text{ N/mm}^2$ ausreichende Gleichmaßdehnung, keine Einschürung nach Erreichen der Bruchlast, E < 200000N/mm ²	gute Festigkeit =St 33 bis St 37, günstigeres Deh- nungsverhalten Charakt. Werte $f_y > 230 \text{ N/mm}^2$ $f_m > 313 \text{ N/mm}^2$ lokales Plastizie- ren (Einschüren) zum Spannungs- abbau an Beanspruchungs- spitzen möglich E > 200000 N/mm ²
Gefüge 1. Baumann- abdruck 2. Bruchfläche des ductilen Bruchos	lamellenartige Zeilig- keit Schlacke/ Ferrite : Kompositstruktur Grobes Korn Große Waben mit nichtmetallischen Einschlüssen	Starke Seige- rungszonen, Wabenbruch: kleinere Waben als bei Schweiß- eisen:
Schmelzpkt.	1500 -1600°C	1300-1400°C
chemische Zusammen- setzung C Si S P N N Mn	0,0032-0,15 0,003-0,42 0,0034-0,018 0,011-0,39 0,0037-0,040 0,054-0,11	0,026-0,200 0,001-0,013 0,063-0,176 0,009-0,136 0,110-0,022 0,036-0,520
Rissfort- schritt, Schwellen- wert	Schnellerer Rissfort- schritt als bei moder- nem Stahl, aber hohe Schwellenwerte, spröde Schlackenan- teile, zähe ferritische Matrix	Langsameres Risswachstum als bei Schweißeisen, spröder Seige- rungskern (unterschiede Speckschicht/ Seigerung sind nicht untersucht)

Allgemeingültige Vorschriften oder Richtlinien, nach denen sich der begutachtende Ingenieur richten kann gibt es derzeit noch nicht. Die Tabelle 7 zeigt die Zusammenfassung der wichtigsten Erkenntnisse zur Identifikation von alten Stählen.

Hinweis: Kerbschlagversuche als qualitative Prüfungen sind für die Bewertung der Schweißeignung entwickelt worden und für die Bewertung alter Stähle, die genietete oder geschraubte Verbindungen haben, von untergeordneter Bedeutung.

Untersuchungen anderer Institute sowie einige eigene Versuche haben nachgewiesen, dass wegen der für alte Stähle charakteristischen Tieflage der Kerbschlagergebnisse das Material grundsätzlich als zu unsicher eingestuft werden müsste, auch wenn es sich nicht um geschweißte Verbindungen handelt. Das würde den Abriss der alten Brücken nach sich ziehen, die bereits 100 und mehr Winter gefahrlos überstanden habe.

Wir empfehlen daher die Ergebnisse des Kerbschlagversuches nicht als Kriterium für die Bewertung alter genieteter Stahlkonstruktionen heran zu ziehen.

Tabelle 7 gibt einen umfassenden Überblick über sie Ergebnisse und charakteristische Erkenntnisse aus etwa 600 Zugversuchen an Schweißeisen- und Flusstahlproben.

4 Ermüdungsversuche an originalen Brückenbauteilen

4.1 Versuche weltweit

Ermüdungsphänomene sind seit Wöhlers ersten Versuchen an Eisenbahnachsen bis 1870 (s. Bild 50) zunächst zum Selbstverständnis der Maschinenbauer und erst in der Mitte des 20. Jh. auch der Bauingenieure geworden.



Bild 50 Versuchsaufbau für die Versuche von Wöhler an Achsen von Lokomotiven um 1870.

Seit den 70iger Jahren des 20. Jh., also 100 Jahre nach den Versuchen von Wöhler an den Achsen von Lokomotiven, wurden weltweit zahlreiche Großversuche an genieteten Stahlbrückenteilen durchgeführt, um die verbleibende Restnutzungsdauer zu ermitteln. Die Stahlbrückenteile wurden dazu im Versuch konstanten Lastamplituden ausgesetzt und erwiesen sich auch nach ihrer bereits "abgelaufenen" Lebensdauer noch als erstaunlich widerstandsfähig hinsichtlich der Ermüdung.

Großversuche an originalen alten Brückenteilen wurden u.a. auch in folgenden führenden Instituten durchgeführt, mit denen im Verlaufe des Projektes ein teilweise reger Erfahrungsaustausch bestand:

- Lehigh University Pennsylvania, USA, Professor J. W. Fisher, Professor Dexter, Minneapolis,
- EPFL Lausanne, CH, Professor Hirt, Professor Nussbaumer, Professor Brühwiler, Dr. Kunz,
- Universität Karlsruhe, Professor Mang, Professor Bucak,

- Universität of Luleå, SE: Professor Edlund, Dr. Åkesson, Dr. Al-Emrani,
- University of Edmonton, CD, Professor Kulak,
- RWTH Aachen, Professor Sedlacek, Professor Hensen, Dr. Kühn (PSP GmbH).

Wie oben bereits erwähnt, ist eine einheitliche und statistisch abgesicherte, bzw. international anerkannte Wöhlerlinie für genietete Details bislang nicht in Richtlinien verankert. Im Verantwortungsbereich der Deutschen Bahn AG (DB AG) gilt in Deutschland für bestehende Infrastrukturbauwerke der Bahn die Modulfamilie 805 [2], in der für bestehende Stahltragwerke Werte für die Ermüdungsfestigkeit von drei ausgewählten Details angegeben sind. Im Übrigen bezieht man sich auf die Spannungsdoppelamplituden in der Entwurfsrichtlinie der Modulfamilie 804 der DB AG.

Das Wöhlerlinienkonzept kann immer dann angewendet werden, wenn sowohl die Belastungsgeschichte grob abgeschätzt werden kann, als auch die als Wöhlerlinie bezeichnete Kerbgruppe bekannt ist. Die Bezeichnung der Kerbgruppe entspricht der Bezugs-Ermüdungsfestigkeit [N/mm²] eines Details, die im Einstufen-Ermüdungsversuch bei 2 Millionen Spannungswechseln mit 95 % Sicherheit erreicht wurde.

Die bei der Bewertung nach dem Wöhlerlinienkonzept verwendete Kerbgruppe (international als Detailkategorie bezeichnet) für alte Stahlkonstruktionen und Altstahlverbindungen kann wegen der erforderlichen hohen Anzahl Versuche für eine statistische Bewertung nicht von einem einzelnen Institut erbracht werden.

Die im Projektbericht vorgestellten Versuche reihen sich in eine umfangreiche Versuchsserie der internationalen Fachwelt ein, und trugen damit zu einem Konsens in bei, der sich in Diskussionen und Veröffentlichungen einem akzeptierten bilinearen Verlauf für die Kerbgruppe 71 annähert. Im letzten Jahrzehnt wurde diese Frage häufig bei internationalen Workshops und Veranstaltungen, auch mit Vorträgen und Beiträgen der BAM diskutiert.

Im Großversuch können unter **Einstufenbelastung** ermüdungsspezifische Vorgänge durch zyklische Beanspruchungen weit oberhalb der entsprechenden Detailkategorie beschleunigt werden und so die Versagensmechanismen im schwächsten Punkt der Konstruktion gefunden werden. Das Versagen tritt häufig in Querschnittssprüngen oder Knotenpunkten ein.

Zielgerichtet können dann diese Punkte, nachdem sie im Versuch ermittelt werden konnten, am Haupttragwerk von Brückenbauwerken bei Inspektionen kontrolliert werden. Schwachpunkte in diesem Sinne sind alle Querschnitte mit

- Steifigkeitsreduzierungen, z.B. am Ende von Gurtlamellen, Öffnungen im Querträgersteg, z.B. für eine Regenrinne oder andere Leitungen,
- Nietverbindungen in stark geschwächten Querschnitten unter Zugbeanspruchung,
- Querschnitte mit unerwarteten Nebenspannungen,
- zu schwach ausgebildete Anschlüsse, o.ä..

An Fachwerkträgern haben sich Knotenbleche als Schwachpunkte erwiesen, eine Schwachstelle, die auch

schon in den 1920iger Jahren in der Literatur beschrieben wurde. Ermüdungsrisse in den Knotenblechen der Haupttragelementen sind uns auch aus eigenen Laborversuchen unter extrem hohen Beanspruchungszyklen oberhalb der Verkehrslast bekannt.

Bekannt sind auch Ermüdungsrisse, die durch Zwängungs- oder Nebenspannungen im Bereich von Anschlüssen von Längs- und Querträgern entstanden sind. Derartige Risse lassen sich oft durch Ausbohren der Rissspitze entlasten zum Stoppen bringen. Tut man das nicht, so besteht die Gefahr, dass u. U. Risse von einem untergeordneten Bauteil in ein primär für die Tragsicherheit des Bauwerks maßgebendes Bauteil "hineinwächst", bzw. das benachbarte Element durch lokale hohe Spannungen "infiziert". So ein Fall kann z.B. an einem Fahrbahnblech durch lokal hohe Spannungen im Bereich der geöffneten Rissflanken im benachbarten Bauteil auftreten.

Versagensmechanismen an Originalbauteilen wurden z.B. durch Dr. Åkesson in seiner Dissertation [32] vorgestellt. In Bild 51 und Bild 52 sind an einer Brücke aufgefundene Anschlüsse von Längsträgern an Querträger mit abgescherten Nietköpfen sowie im Ermüdungsversuch erzeugte Ermüdungsrisse im Zuggurt von Vollwandträgern zu sehen. An der Versuchsanstalt der Universität Karlsruhe wurden zahlreiche Versuche durchgeführt. Die Bilder 57, 58 und 59 zeigen den Versuchsaufbau und das Versagen alter Stahlträger im Versuch. Die Versuche wurden im Rahmen des Sonderforschungsbereiches 385 durchgeführt



Bild 51 Abgescherte Niete am Anschlusswinkel zwischen Fahrbahnlängsträger und Querträger [32].



Bild 52 Versuche an der Chalmers Universität Göteborg [32].

Abgescherte Niete (Bild 51) wurden in Schweden als typisches Versagensdetail an genieteten alten Stahlbrücken unter Eisenbahnverkehr ermittelt.

Die Versuche an Vollwandträgern wurden als Einstufenversuch bei zyklischen Lasten durchgeführt, die oberhalb der Dauerfestigkeitsgrenze ($\Delta \sigma = 71 \text{ N/mm}^2$) lagen. Der Schaden trat nach 2,2 Mio. Lastwechseln und einer Spannungsdifferenz von 100 N/mm² ein. Die Brücke wies damit eine erstaunliche Restlebensdauer auf. Das Versagensbild ähnelt qualitativ den Ergebnissen der Ermüdungsversuche an Vollwandträgern, die in der BAM



Bild 53 Versuche an der Chalmers Universität [32].

durchgeführt wurden. Die Anzahl der Lastwechsel wird oft im doppelt logarithmischen Diagramm als Funktion der Spannungsamplitude ohne Berücksichtigung der geringen Verkehrslasten aus 80 Betriebsjahren dargestellt.

An der Versuchsanstalt der Universität Karlsruhe wurden



Bild 54 Versuche an der Versuchsanstalt der Universität Karlsruhe.



Bild 55 Ermüdungsversagen ausgehend vom Anschlusswinkel des Querträgers an den Hauptträger (s. Bild 54).



Bild 56 Versuchsaufbau für den Ermüdungsversuch an der Universität Karlsruhe [30].

zahlreiche Versuche durchgeführt. Die Bilder 54, 55 und 56 zeigen den Versuchsaufbau und das Versagen alter Stahlträger im Versuch. Die Versuche wurden im Rahmen des Sonderforschungsbereiches 385 durchgeführt [30].

Die hier stellvertretend für die Versuchen in weiteren Instituten z.B. in [28], [29] und [31] in der Schweiz, den USA und Kanada genannten Großversuche dienen außer zum Nachweis der Restlebensdauer für einen bestimmten Konstruktionstyp auch als Bestätigungsversuche zum Festlegen von Ermüdungsfestigkeitskurven. Neben der verbleibenden Restnutzungsdauer älterer Stahlkonstruktionen werden typische Versagensmechanismen identifiziert. Zusätzlich bieten Großversuche eine ideale Möglichkeit zum Erproben und Optimieren zerstörungsfreier Prüfverfahren.

In der BAM wurden zahlreiche Ermüdungsversuche an Originalbauteilen bzw. Brückenabschnitten durchgeführt.

4.2 Fachwerkträger von 1900

4.2.1 Die Berliner U-Bahnlinie U1 historisch

Die Berliner U-Bahnlinie U1 wurde im Februar 1902 in Betrieb genommen. Sie ist ein Zeugnis des industriellen Aufstiegs Berlins, seiner einstigen Stellung im Eisenbau und als Eisenbahnmetropole. Der Abschnitt der U1 zwischen Nollendorfplatz und Oberbaumbrücke verläuft oberirdisch. Nur noch wenige Abschnitte der ursprünglichen Hochbahnkonstruktion sind bis heute erhalten geblieben und in den letzten Jahren zusätzlich zu den bereits geschützten Bahnhöfen unter Denkmalsschutz gestellt worden.

Bereits in den Jahren zwischen 1928 und 1930 wurde die zu schwach ausgebildete Fahrbahn mit Längsschwellen zwischen den Bahnhöfen Hallesches Tor und Kottbusser Tor nach dem Auftreten von Ermüdungsrissen in den darunter liegenden Querträgern ersetzt. Die neue Fahrbahn mit Quer- und Längsträgersystem sowie stärkeren Fahrbahnblechen ist bis heute im Einsatz. Die ursprünglichen nach oben gewölbten und nur 3 mm dicken Bleche, aufgefüllt mit Bimsbeton, wurden durch 7mm starke schottergefüllte hängende Tonnenbleche ersetzt.

Später, bis 1936, wurden die nun inzwischen in vielen Bereichen zu leicht ausgebildeten Fachwerkträger des Hochbahnviaduktes ausgetauscht. Diese Abschnitte der Hochbahn zwischen den Kreuzberger U-Bahnhöfen Hallesches und Kottbusser Tor erkennt man an den genieteten Vollwandträgern. Einige Fachwerkträger der ursprünglichen Bauart gibt es auch noch an den Bahnhöfen. Während der letzten Jahre folgte ein weiterer Austausch des ursprünglichen U - Bahn - Abschnitts am Lausitzer Platz.

4.2.1.1 Bautechnische Vorraussetzungen zum Zeitpunkt des Baus

In der Vergangenheit wurden Fachwerkträger grundsätzlich näherungsweise als Stabwerk mit in den Knotenpunkten gelenkig gelagerten Stäbe berechnet. In Amerika zog man Anschlüsse mit Gelenkbolzen vor, in Deutschland wurden die Knoten in der Regel mit einer festen Vernietung der Stäbe untereinander über Knotenbleche ausgeführt. Die Verwendung von Bolzen in den Fachwerkknoten wurde zwar von Schwedler 1861 an der Brahe-Brücke bei Czersk erprobt, später jedoch wegen der *starken Beanspruchung der Bolzen beim Eisenbahnbetrieb* nicht wieder angewandt.

Bereits um 1880 machte Heinrich Manderla [78] auf die in Knotenblechen entstehenden Nebenspannungen aufmerksam.

Die Berechnung erfolgte trotzdem auch für eine feste Vernietung stets nur unter der Annahme einer gelenkigen Verbindung. Es wurde auch darauf geachtet, *dass die Glieder, senkrecht zu ihrer Längsachse in Richtung der Trägerebene gemessen, nicht unnötig hoch ausgebildet wurden, um so die von der Vernietung hervorgerufenen Nebenspannungen in engen Grenzen zu halten* [41]. Bei der U1 wurde dieser Forderung Rechnung getragen und keine Normalprofile, sondern es wurden breitflanschige niedrige Profile vom Typ der in der Burbacher Hütte bei Saarbrücken gefertigten Spezialprofile verwendet.

Bereits in seiner ersten Ausgabe seiner *Eisernen Brücken* von [41], im Jahr 1901 hat G. Schaper betont, die Fahrbahnlasten nur über die Knotenpunkte einzuleiten. Er führt auch ein ungünstiges Beispiel für eine Fahrbahnlagerung auf den Untergurten an, bei dem die Untergurtstäbe auch auf Biegung beansprucht wurden.

4.2.1.2 Berechnung der Fachwerkknoten

Schon frühzeitig wurde erkannt, dass sich Fachwerke als statisch bestimmte Systeme mit gelenkig gelagerten Stäben relativ einfach berechnen lassen. Meistens ging man graphisch vor. Mit Hilfe des Kräfteplans, des Cremonaplans, lassen sich die äußeren und inneren Kräfte aus den Gleichgewichtsbedingungen schnell und einfach bestimmen. Man ging davon aus, dass bei direkter Einleitung der äußeren Kräfte in die Knotenpunkte entweder Zug- oder Druckkräfte gleichmäßig über den ganzen Querschnitt der Stäbe verteilt sind. Diese vereinfachte Vorgehensweise ist auch heute in der Versuchsplanung noch üblich, auch wenn nach dem Stand der Technik bei der Bemessung von Fachwerkkonstruktionen ausschließlich FEM-Programme zum Einsatz kommen.

Für die Ausbildung der Knotenpunkte war um die Jahrhundertwende des 19.-20. Jh. bekannt, dass sich die Stabachsen in der Gurtachse treffen müssen und die im Knoten zusammenstoßenden Stäbe ihre Kräfte auf einen gemeinsamen Konstruktionsteil übertragen, in welchem der Ausgleich der Kräfte stattfindet [40]. Dieses Konstruktionsteil sind die Fachwerkknoten und dort insbesondere die Knotenbleche.

Die Dicke des Knotenbleches richtete sich bei Schöler bereits im Jahr 1900 [40] in aller Regel nach dem Nietdurchmesser d:

Für den Durchmesser d = 16, 20, 23, 26 mm wähle man die Dicke = 13, 16, 18, 20 mm.

Im Vorwort zur uns vorliegenden 2. Ausgabe von [40] ist ein Hinweis darauf enthalten, dass keine inhaltlichen Veränderungen gegenüber seiner in Leipzig erschienen 1. Ausgabe von 1900 vorgenommen wurden. In wie weit diese Vorgaben für die Knotenbleche der U1 bereits vor ihrem Bau bekannt waren und bei der Eisenbahn in das Vorschriftenwerk eingeflossen sind, konnte nicht recherchiert werden. Im Jahr 1899 war die Konstruktion der Hochbahn mit den im Vergleich zu den Vorgaben von Schöler zu dünnen Knotenblechen mit d = 13mm bereits weitgehend ausgeführt. Nach dem Erscheinen der Erkenntnisse von Schöler 1900 mussten bis zur Einweihung des ersten Abschnittes von der Oberbaumbrücke zum Bahnhof *Knie* im Februar 1902 im wesentlichen nur noch die Bahnhöfe gebaut werden.

Nebenspannungen wurden üblicher Weise bei der Bemessung nicht betrachtet. Erst 1923 wurde in Expertenkreisen die statische Ausnutzung des Materials unter Hinweis auf die Gutmütigkeit des Materials in Form von Verfestigung des Stahles oberhalb der Streckgrenze, bzw. lokaler Plastizierbarkeit für Flussstähle analog dem Maschinenbau, angeregt durch den Münchener Professor Schachenmeier diskutiert. Zu diesem Zeitpunkt waren bereits Schadensmechanismen von Schwingungsrissen an Knotenblechen mit aufgedornten Nietlöchern bekannt. Füchsel spricht 1923 im Bauingenieur davon, ...dass beim Hinzutreten von Nebenspannungen wie Biegebeanspruchungen an aufgedornten Nietlöchern mit großer Wahrscheinlichkeit mit dem Auftreten eines Haarrisses im verdrückten Randbereich gerechnet werden muss und bei wiederholender Beanspruchung durch rollende Last die Zerstörung des Bauteiles nicht mehr aufzuhalten ist.

Es ist konnte nicht in Erfahrung gebracht werden, ob diese Diskussionen mit verantwortlich dafür sind, dass in der 1920ger Jahren damit begonnen wurde, die Fachwerkträger der U1 in Berlin-Kreuzberg nach vollendetem Fahrbahnaustausch gegen ein Gerberträgersystem mit Vollwandträgern auszutauschen.

4.2.1.3 Lieferbedingungen um 1900

Seit 1892 galten die Normalbedingungen für die Lieferung von Eisenkonstruktionen für Brücken- und Hochbau [56] des Verbandes der Deutschen Architekten- und Ingenieurvereine in Berlin. Sie wurden auf der Basis der Vorschriften für die Lieferung von Eisen und Stahl, aufgestellt vom Verein deutscher Eisenhüttenleute (VdH), veröffentlicht am 17.03.1889, abgeändert im Februar 1893, erarbeitet.

Für das bei der Hochbahn zu verarbeitende Material galt danach folgende Vorschrift:

Flusseisen:

Min. Zugfestigkeit:	37-44 kg/mm ²
Zulässige Spannung:	nicht festgelegt
Bruchdehnung:	20%
Flussstahl:	
Min. Zugfestigkeit::	45-60 kg/mm2
Zulässige Spannung:	nicht festgelegt
Bruchdehnung:	10%

Lediglich die Kgl. Sächsische Staatseisenbahn hatte bereits 1893 die zulässige Spannung von Brücken auf 1000-1100 kg/cm² je nach berechnetem Querschnitt beschränkt.

Vor allem bei älteren Flussstählen ist die Differenz zwischen der Streckgrenze und der Zugfestigkeit verglichen mit moderneren Materialien sehr hoch. Das heißt, die prozentuale *Reserve* war ebenfalls sehr hoch. Ausgedrückt wird diese Differenz durch das Streckgrenzenverhältnis als Quotient aus der Streckgrenze und der Zugfestigkeit, das bei alten Flussstählen etwa zwischen 0,65 und 0,85 liegt..

Für die Fachwerkdiagonalen sind "Deutsche Normalprofile" (NP) verwendet worden, die im Jahr 1899 im Walzwerk Peine aus unberuhigtem Flussstahl produziert worden sind. Für Ober- und Untergurte nahm man besondere [- Eisen, hergestellt 1899 und 1900 in der Burbacher Hütte, erkennbar an der abweichenden Trägerhöhe und an den deutlich dickeren Stegen. Derartige Profile reduzieren durch ihre geringere Profilhöhe die Anschlussbiegemomente an die Knotenbleche (s.o.).

4.2.2 Rückblick auf erste Ermüdungsversuche in der BAM an Fachwerkträgern um 1990

Bereits Ende der 1980iger Jahre wurden in der BAM erste Untersuchungen an Fachwerkträgern der Hauptträger der U-Bahn-Linie U1 durchgeführt. Vor den Laborversuchen fanden umfangreiche Messungen unter Betriebslasten und unter definierten Lasten im Einbauzustand im Auftrag des damaligen Eigentümers, der Senatsverwaltung für Bau- und Wohnungswesen Berlin statt. Die Messungen dienten der Einschätzung der verbleibenden Restnutzungsdauer unter der geforderten Bedingung von 50% Zugbegegnungen für den Restnutzungsdauernachweis.

Die Ermüdungsfestigkeit konnte wegen der Vorgaben für die hohe Begegnungshäufigkeit nicht im geforderten Umfang nachgewiesen werden und so wurden die Kreuzungsbrücken an der Wiener Straße ausgetauscht. Der BAM wurden zwei Fachwerkträger von 1900 für BAM interne Forschungsarbeiten zur Verfügung gestellt. Diese ersten Ermüdungsversuche fanden Anfang der 90iger Jahre statt.

Bild 56 zeigt den Versuchsstand in der Prüfhalle der BAM. Der Fachwerkträger wurde in einem 3-Punkt-Biegeversuch so belastet, dass der im ursprünglichen Einbauzustand am höchsten belastete Untergurt U2 im Versuch ebenfalls am höchsten belastet wurde. Im Bild 58 sind in der Zeichnung die Profile bezeichnet.



Bild 57 Fachwerkträger Wiener Brücke im Versuchsstand.



Bild 58 Ausschnitt des geprüften Fachwerkträgers mit Kennzeichnung des später versagten Knotens.

Der Fachwerkträger Wie 1 wurde sehr hohen Belastungswechseln ausgesetzt. Man ging A nfang der 90iger Jahre noch davon aus, dass z. B. eine Wöhlerlinie entsprechend der Kerbgruppe 140 der EKS-Richtlinie *Ermüdung* für geschraubte Details auch für genietete Konstruktionen zutreffend wäre.

 Tabelle 8
 Maximale Spannungsdifferenzen am Untergurt U1.

Träger Nr.	Lastwechsel bis zum sichtbaren Riss	delta sigma
Wie 2	3 600 000	80
Wie 1	250000	140

Ein zunächst "irrtümlich" versagter Querschnitt bot die Möglichkeit eine Stumpfnaht als Reparaturmethode zu erproben. Das Versagen war in einem Querschnitt eingetreten, der für eine zusätzliche Abstützung vor dem Abriss durch zwei Bohrungen geschwächt worden war, um die Träger behelfsmäßig abzufangen. Der Fachwerkträgeruntergurt war demzufolge nicht von vornherein durch Löcher geschwächt (s. Bild 59). Die Beanspruchung in diesem künstlich geschwächten Querschnitt wurde im Ermüdungsversuch durch Dehnungsmessstreifen überwacht, s. Bild 63. Der versagte Querschnitt bot die Möglichkeit eine Repa-



Bild 59 Querschnittsschwächung für eine nachträglich eingefügte Stütze.



Bild 60 Nach nur wenigen Lastwechseln versagte das Detail aus Bild 62 (unberuhigter Flussstahl, 1900).



Bild 61 Fachwerkknoten nach Versuchsabschluss.

ratur mit Hilfe einer geschweißten Stumpfnaht zu erproben. Nachdem der Querschnitt an der Stumpfnaht nach relativ wenigen Lastwechseln wieder versagte, wurde eine Reparatur mit Hilfe einer Querschnittsvergrößerung in Form einer untergesetzten Stahlplatte gewählt und der Versuch mit der hohen zyklischen Belastung fortgesetzt.

Wie in Bild 61 zu sehen ist, platzte an einem Knotenblech an der am höchsten belasteten Diagonale die Farbe ab. Auf einen Ermüdungsriss hindeutende Bewegungen und Staubrost wurden beobachtet und der Versuch wurde beendet. Der Riss entstand im Knotenblech zwi-



Bild 62 Knotenblech mit typischem Ermüdungsriss am letzten angeschlossenen Niet der maximal beanspruchten Diagonale.

schen den Profilen der Diagonale (Bild 65).Im Bild 62 ist das Knotenblech nach dem Ausbau zu sehen. Das Nietloch am letzten an die Diagonale angeschlossenen Niet hatte bereits einen bis an die Vertikale und den Obergurt heranreichenden Riss.

Im zweiten Versuch wurde die zyklische Belastung deutlich reduziert und auf 80 N/mm² herabgesetzt. Der nach 3,6 Mio. Lastwechseln erzeugte Ermüdungsriss trat an derselben Stelle im Knotenblech auf. Er kündigte sich ebenso durch abplatzende spröde Farbschichten an.

Entgegen den ursprünglichen Erwartungen trat der Ermüdungsriss nicht am Anschluss der Füllstäbe an das Knotenblech in der Diagonale auf, die zielgerichtet mit Dehnungsmessstreifen bestückt wurden. Alle Messungen während dieser ersten Ermüdungsversuche wurden jeweils nach dem Anhalten des Versuches unter statischen Lastbedingungen als stufenweiser Be- und Entlastungszyklus durchgeführt. Kontinuierliche Erfassung von Hüllkurven für die maximalen Beanspruchungen innerhalb der Lastzyklen während des Versuches waren Anfang der 1990iger Jahre noch nicht möglich.

4.2.3 Fachwerkträger Lausitzer Platz

Im Jahr 1996 wurde ein Abschnitt des Berliner U-Bahn-Viadukts der U1 zwischen den Bahnhöfen Görlitzer Bahnhof und Schlesisches Tor demontiert und durch eine Neubaukonstruktion ersetzt. Ein Gutachten des Ingenieurbüros Professor Sedlacek und Partner (PSP, 1994) ergab übereinstimmend mit einer gutachterlichen Stellungnahme der BAM (1996), dass einige Tragwerkselemente bereits ihre rechnerische Lebensdauer erreicht hatten. Ein vom Ingenieurbüro Ifs unter Leitung von Professor Lorenz vorgeschlagenes Konzept zur Ableitung der Lasten in eine Ertüchtigungskonstruktion und die



Bild 63 Austausch der Fahrbahn um 1928.

direkte Lasteinleitung in die ausreichend stabilen Stützen der Altkonstruktion hätte das Stadtbild weitgehend erhalten [49]. Eine neue geschweißte Konstruktion erhielt jedoch den Zuschlag.

Vier der demontierten Fachwerkträger wurden der BAM für Ermüdungsversuche und zur Entwicklung eines Instrumentariums zur Begutachtung der verbleibenden originalen Fachwerkträgerkonstruktionen der U-Bahnlinie U1 zur Verfügung gestellt. Neben den eigentlichen Ermüdungsversuchen sollten zerstörungsarme und zerstörungsfreie, auch aus anderen Industriezweigen bekannte, Prüfverfahren erprobt und hinsichtlich ihrer Applikationen am Brückenbauwerk weiterentwickelt werden. Für die Beurteilung der Fachwerkviadukte sind auch Erfahrungen aus dem internationalen Dialog mit Fachleuten eingeflossen. Ziel der Untersuchungen war es, für den hier vorgestellten Konstruktionstyp des verbleibenden originalen Abschnittes der U1 eine sichere Nutzungsdauer prognostizieren zu können.

4.2.3.1 Historischer Rückblick und Veranlassung

Als die erste U-Bahnlinie 1902 in Betrieb genommen wurde, sah die Hochbahnkonstruktion noch etwas anders aus als heute. Die Hauptträger der U1 waren vom Auftauchen der Strecke aus dem Untergrund zwischen den Bahnhöfen Nollendorfplatz und Bühlowstraße bis zum Stralauer Tor als Fachwerkträger ausgebildet, unterbrochen nur von den Bahnhöfen und Bogenbrücken an den Straßenkreuzungen. In den zwanziger und dreißiger Jahren des 20. Jahrhunderts wurden an weiten Strecken der Hochbahn die Fachwerkträger gegen Vollwandträger ausgetauscht (Bild 66, [49]). Zunächst wurde das noch heute übliche Querschwellen-im-Schotterbett-System mit einem Schwellenabstand von 75 cm eingeführt.

Das Haupttragsystem von 1932–1933 besteht nicht mehr aus Rahmen und sich abwechselnden Krag- und Einhängeträgern, sondern aus einer Kette von Halbrahmen mit nur je einem Gelenk pro Feld im deutlich verstärkten Vollwandträgerbereich [49].

Warum die Fachwerkträger damals nicht auf der ganzen Strecke ausgetauscht wurden, ist nicht bekannt. Eventuell hat es mit neuen politischen Prioritäten nach 1933 zu tun, wodurch uns in der Gegenwart noch einige Abschnitte der filigranen und Leichtigkeit ausstrahlenden



Bild 64 Abriss am Lausitzer Platz, 1996 [17].



Bild 65 Heraustrennen der Versuchsträger [17].

Fachwerkträgerkonstruktionen mit ihren "Tulpen"förmigen Stützen erhalten geblieben sind.

Erst nach der Zusammenführung der beiden Berliner Stadthälften nach 1989 konzentrierte man sich wieder grundsätzlich auf die noch erhalten gebliebenen Hochbahnstreckenabschnitte mit den originalen Fachwerkträgern aus dem Eröffnungsjahr 1902. Im Jahr 1994 wurde das Ingenieurbüro PSP (Professor Sedlacek und Partner), beauftragt, den Abschnitt Wiener Straße bis zum Schlesischen Tor zu begutachten.

Die innovative und neuartige Sicherheitsbeurteilung der Fachwerkträger mit der Einführung bruchmechanischer Methoden führte durch sehr konservative Ansätze theoretisch postulierter Anrisse ausschließlich in den Fachwerkstäben zum Vorschlag, eine Vielzahl von Stabguerschnitten zu verstärken (nach [36]). Die nachfolgend in Auftrag gegebene gutachterliche Stellungnahme der BAM (1996), s. [49], basierte auf Erfahrungen aus zwei Großversuchen an Fachwerkträgern und Messungen an der Überführung über die Wiener Straße an gleichen Strecke der U1 [60]. In der Stellungnahme der BAM wurde festgestellt, dass die in den genannten Ermüdungsversuchen gerissenen Knotenbleche auch im zu begutachtenden Streckenabschnitt bereits ihre rechnerische Lebensdauer erreicht haben und u.U. Ermüdungsanrisse aufweisen könnten. Der Nachweis, dass noch kein detektierbarer Anriss vorhanden ist, konnte damals noch nicht mit ausreichender Sicherheit erbracht werden.

Im Ergebnis traf die BVG die Entscheidung, das Bauwerk statt zu verstärken, komplett abzureißen (s. Bild 64 und Bild 65) und durch eine wartungsarme, geschweißte neue Konstruktion zu ersetzen.

Um die bestehenden Schwierigkeiten beim Beurteilen des Ermüdungszustandes insbesondere verdeckter Bauteile zu lösen, sowie die höchstbeanspruchten Teile des Systems erkennen zu lernen, bot die BAM an, ein Versuchsprogramm mit vier der abgerissenen Fachwerkträger durchzuführen. Teile der Arbeit wurden von der DFG gefördert.

4.2.3.2 Prüf- und Messvoraussetzungen in der BAM

Für die Ermüdungsversuche an vier 9 m langen Fachwerkträgern der U1, die der BAM von den Berliner Verkehrsbetrieben zur Verfügung gestellt wurden, stand der BAM eine 1994 weitgehend selbst konzipierte universelle Prüfmaschine zur Verfügung. Die frei verschieblichen Auflagerbänke und Portale (Kraftrahmen) ermöglichen eine präzise Anpassung von Auflagerung und Lasteinleitung an die Geometrie des zu prüfenden Bauteils. Über zwei Zylinder können Lasten bis 1,0 und über einen weiteren bis 1,6 MN in die Konstruktion sowohl statisch als auch in Abhängigkeit von der Last und dem Zylinderweg sinusförmig als zyklische Belastung mit Frequenzen bis zu 10 Hz eingeleitet werden. Bei der Prüfung großer Bauteile mit großen Durchbiegungen und damit großem Zylinderweg werden Frequenzen von etwa 3 Hz i.d.R. nicht überschritten.

Die Messsignale der am Bauteil applizierten Dehnungsmessstreifen und induktiven Wegaufnehmer werden in Echtzeit analog verstärkt. Sie wurden parallel zur Messwerterfassung und Datensicherung auf einem zweiten PC mit A/D-Wandler online von elektrischen Größen in mechanische Einheiten umgerechnet und angezeigt.

Über eine Rückkopplung zur Steuereinheit löst das Überschreiten bestimmter vorgegebener Grenzwerte der Dehnungen (z.B. 10% Erhöhung) oder Durchbiegungen sofort einen Stop der Prüfmaschine aus. Das ist erforderlich, weil der Versuch bei einer Belastungsfrequenz von 2-3 Hz viele Tage und Wochen läuft, um im Zeitraffertempo einen Einstufen- Ermüdungsversuch bis zum Versagen durchzuführen (Bild 66). Höhere Frequenzen sind bei relativ großen Zylinderwegen nicht möglich. Die Frequenz wird durch den zur Verfügung stehenden Hydrauliköldruck bestimmt.

Die Versuchslasten wurden im Vorfeld auf der Basis des Beanspruchungsverlaufes in den Stäben der Fachwerkträger abgeschätzt. Beim ersten Versuch sollte zunächst das typische aus den Versuchen an den Trägern aus der Wiener Brücke bekannte Versagenskriterium verifiziert werden. Die Lasten lagen im ersten Versuch deutlich über den Verkehrslasten. Die Vergleichsgrundlage waren die Dehnungen im Fachwerkstab und nicht im Knotenblech.



Bild 66 Mess- und Regelsystem bei den BAM-Ermüdungsversuchen an originalen Fachwerkträgern der U1 (Grafik: Makris).

4.2.3.3 Ermüdungsversuche

Zum Zeitpunkt des Abrisses waren die Fachwerkträger über 94 Jahre dem Verkehr ausgesetzt. Versuche dienen dazu folgende Untersuchungen durchzuführen:

- Bewertung der Restnutzungsdauer,
- Ermittlung der Versagensmechanismen und der ermüdungsempfindlichen Details,
- Detektierung von Schäden vor visueller Erkennbarkeit,
- Auswirkung unterschiedlicher Lastkonfigurationen,
- Bewertung der Versagensmechanismen in Abhängigkeit von Lastkonfigurationen,
- Untersuchung der Niet-Verbindungen,
- Untersuchung möglicher Spannungskonzentrationen,
- Zielgerichtete Anwendung von zerstörungsfreien Prüfmethoden,
- Bedingungen für die Aussagegenauigkeit verschiedener zerstörungsfreier Methoden.

Aus der Komplexität der Belastungszustände wird verständlich, dass nur Versuche an großen originalen Fachwerkträgern diese Fragen beantworten können. In einigen vorangegangenen Versuchen war das Knotenblech als Schwachpunkt bestätigt worden. Die Versuche wurden als Einstufen-Ermüdungsversuche (Wöhlerversuche) durchgeführt. Symmetrisch bzw. später auch asymmetrisch wurde eine sinusförmige Last in je zwei Knoten des Fachwerkträgers eingeleitet. Das Konzept ging von zwei unterschiedlichen Lasteinleitungsvarianten aus. Zielgerichtet wurden zunächst in der auflager-nächsten Diagonale (Versuch U1_1 bis U1_3) und im letzten Versuch in einem Untergurtstab im Trägermittelbereich (U1_4) die höchsten Stabkräfte hervorgerufen. Bereits bei Beginn der Versuchsreihe fanden ein Workshop [20] und Laborbegehungen durch interessierte Fachkollegen statt, deren Anregungen nach Möglichkeit Berücksichtigung fanden.

Versuchsträger und Versuchsaufbau

Bild 67 zeigt einen Träger im Versuchsstand. Zur Gewährleistung einer stabilen Lagerung wurden die Vertikalstäbe am Auflager (im Einbauzustand waren dies die Gelenke der Gerberträger) verstärkt.

Jeder der vier Fachwerkträger besteht aus sechs Feldern á 1500 mm Länge. Die Geometrie der vier Fachwerkträger unterscheidet sich nur in Details. Abhängig von ihrer ursprünglichen Lage in der Konstruktion am Gerbergelenk oder im Bereich eines durchgehenden Fachwerkes sind die jeweils letzten Felder an einem Trägerende etwas kürzer oder länger.

Die Bezeichnung Li oder Da ist eine interne versuchstechnische Angabe zur Orientierung des Fachwerkträgers im Prüfstand. Und dienen dem Prüfpersonal zur eindeutigen Zuordnung der Trägerlage. Wurde ein Träger nach einer ersten Teilprüfung im Prüfstand gedreht, so ist die Lage im ersten statischen Versuch maßgeblich für die Bezeichnung.

Die Auflager der Fachwerkträger wurden so gestaltet, dass der Schwerpunkt des Trägers während des Versuches unterhalb der Auflager lag. Damit war eine größere Stabilität der Träger erreicht worden. Die vertikalen Anschlussstäbe wurden einheitlich unterhalb des Knotenbleches abgetrennt. Zur Stabilisierung des aufliegenden Vertikalstabes wurden einheitlich 20 mm dicke Platten aus modernem Stahl unter die Schnittflächen geschweißt. Die Auflagerflächen waren auf Druck beansprucht, so dass die Schweißnähte während der Ermüdungsversuche nicht versagten.

An den Trägern U1_2 und U1_4 war der ursprüngliche Auflagerbereich im Einbauzustand als Gelenk ausgebildet. Um eine ausreichend stabile Auflagerung zu erzielen, wurden die Gelenke entfernt und die Stäbe durch beidseitig aufgesetzte U-Profile verstärkt. Die Auflagerung auf eine eigens zu diesem Zweck angefertigte Walze aus St 70 garantierte eine ungehinderte Auflagerverdrehung und damit ein ungehindertes Durchbiegen der Träger unter Last. Die Auflagerwalzen wurden gegen Verschieben aus der Trägerachse gesichert

Für die Auflagerung der Fachwerkträger wurde eine realitätsnahe gelenkige Lagerung an den auch im Einbauzustand als Auflagerpunkt dienenden Vertikalstäben entwickelt. In Bild 68 und Bild 69 sind die unterschiedlichen Lasteinleitungsvarianten dargestellt.

Die Dehnungsmessstreifen an den Anschlüssen der Stäbe wurden an der Schnittstelle zwischen Futterblechen und den Knotenblechen angebracht, an denen die



Bild 67 Fachwerkträger im Versuch.

Futterbleche der Stäbe nicht mit tragen. Es wurde zunächst vermutet dass an dieser Stelle der schwächste Querschnitt zu erwarten war. An den sichtbaren Flächen der Knotenbleche wurden Dehnungsmessrosetten appliziert.



Bild 68 Lasteinleitung für eine maximale zyklische Einstufenbeanspruchung in den Diagonalstäben D1 und D1´ (Fachwerkträger U1_1 bis U1_3) zwischen 51 und 59 N/mm2 (Mittlere Spannungsdifferenz im Stab).



Bild 69 Lasteinleitung zur Beanspruchung des Untergurtstabes U2 mit einer mittleren Spannungsdifferenz von 66 N/mm2 bei einem Spannungsmittelwert in der Diagonale D1 von 45 N/mm2 (U1_4).

Unter dem sich rechnerisch am meisten durchbiegenden Untergurtknoten wurde jeweils auch die Durchbiegung gemessen, die jedoch keine für ein Risswachstum signifikante Anzeige ergab. Alle verstärkten und umgerechneten Messsignale waren während des Ermüdungsversuches als Spannungen oder Durchbiegungen in mm online als Computergrafik verfügbar. Die jeweils innerhalb von 15 min auftretenden Maximalwerte wurden erfasst und als Hüllkurve dargestellt. Jede Veränderung der Messwerte, z. B. durch Rissentstehung, Risswachstum oder auch Temperaturänderung, konnte so durch Änderungen der Werte auf einem Monitor verfolgt werden.

Durchführung der Ermüdungsversuche

Alle Versuche wurden mit deutlich höheren Belastungen durchgeführt, als den tatsächlichen Verkehrslasten, um das Ermüdungsversagen innerhalb relativ kurzer Zeit zu erreichen. Die Verkehrslast beträgt für die Stahlzüge der Berliner U-Bahn pro Achse maximal 7,5 t = 75 kN, bei geringerer Besetzung von leichten Aluminiumzügen nur ca. 4,0 t = 40 kN pro Achse. In den Versuchen wurden Lastdifferenzen zwischen 250 kN (Versuch U1_2, s. Bild 71), und 97,7 kN (Versuch U1_4, s. Bild 72) in die Knoten Fachwerkträger eingeleitet.

Für die Online-Anzeige der Messwerte wurden Spannungsdifferenzen aus gemessenen Dehnungsdifferenzen errechnet. Die in den letzten Jahren von Fachleuten empfohlene Bezugskurve für die Details genieteter Stahlkonstruktionen ist die Wöhlerkurve 71 (71 N/mm² bei 2 * 10⁶). Die aus der Lastdifferenz resultierenden Mittelwerte (MW) / Einzelwerte in der Zugfaser des Stabanschlusses (EW) der Spannungsdifferenzen sollten oberhalb der technischen Dauerfestigkeitsgrenze von 52 N/mm² (bei 5*10⁶) liegen und betrugen in den Diagonalund Untergurtstäben je nach Lage des DMS im Messguerschnitt die Messwerte

$$\Delta \sigma = 59,6 \text{ N/mm}^2 / \text{ max. } \Delta \sigma = 76,4 \text{ N/mm}^2$$
(D1, Versuch U1_2) und

 $\Delta \sigma$ = 66,2 N/mm² / max. $\Delta \sigma$ = 92,6 N/mm

(U2, Versuch U1_4).

Den gemessenen Werten stehen die vorab für die Stäbe mit der Versuchslast berechneten Spannungsdifferenzen:

$$\Delta \sigma = 78,6 \text{ N/mm}^2 (D1, U1 \ 2) \text{ und}$$

 $\Delta \sigma = 73.8 \text{ N/mm}^2 (U2, U1_4)$

gegenüber. Daraus ist deutlich zu erkennen, dass das Fachwerkmodell mit gelenkig angeschlossenen Stäben für Mittelwerte am Stabanschluss rechnerisch höhere und damit sicherere Ergebnisse ergibt, jedoch die Einzelwerte auf der zugbeanspruchten Querschnittshälfte hier im Untergurt von Versuch U1_4 um bis ~ 25 % unterschätzt.

Im Detail betrachtet, streuen die Messwerte wegen der im Mittelwert kaum differenzierbaren Momenten- und Normalkraftanteile aus der teilweisen Einspannung in das Knotenblech erheblich. Der mittlere Momentenanteil der Spannungsdifferenzen in den Diagonalen betrug im Versuch U1_2 34 % des Normalkraftanteils am Knoten 5. Im Versuch U1_4 wurde für den Anschluss des maximal beanspruchten Untergurtstabes U2 in der Zugzone des Querschnittes ein Momentenanteil von 30% aus Messwerten ermittelt (Bild 70).

4.2.3.4 Materialkennwerte der Fachwerkträger

Bereits während der ersten Ermüdungsversuchsserie der BAM Anfang der Neunziger Jahre traten die Ermüdungsrisse wie auch bei der hier vorgestellten Versuchsserie in den Knotenblechen an den Enden der Anschlüsse der Zugdiagonalen auf.



Bild 70 Beispiel für die gemessenen Spannungsanteile am Diagonalstab D1 in den Versuchen U1_2 und U1_4.

Für Materialuntersuchungen wurde daher ein Knotenblech aus dem Träger U1_1 ausgewählt. Zugversuche wurden an Rund- und Flachproben durchgeführt. An den Flachproben wurde die Walzhaut beidseitig beibehalten, der Durchmesser der Rundproben war durch die Materialdicke auf B8 (Einspanngewinde M12) begrenzt. Die Zugrichtung der einzelnen Prüfchargen entsprach der geometrischen Orientierung der angeschlossenen Stäbe. Je eine Serie Zugproben wurde in Richtung der Diagonale, der Vertikalstäbe und in Richtung der Gurtstäbe aus dem Knotenblech herausgearbeitet. Wie aus Tabelle 9 ersichtlich ist, gibt es keine vorherrschende Richtung verschiedener Festigkeiten im Material des untersuchten Knotenbleches aus dem Träger U1 1.

Die mechanischen Kennwerte wie Zugfestigkeit und Streckgrenze erreichen nicht die Vorgaben für das damalige Bauwerks-Flusseisen. Für die Streckgrenze ist als statistisch abgesicherter Wert 200 N/mm² ermittelt worden, die Zugfestigkeit ergab sich unter Berücksichtigung der Streuungen zu 304 N/mm².

Zu beachten ist hierbei, dass die Flachproben geringere Festigkeitskennwerte ergaben, als die Rundproben. Das kann an der Rostnarbigkeit der beibehaltenen Oberfläche (Walzhaut) liegen, oder daran, dass die Rundproben durch Eisenbegleiter in der Seigerungszone etwas höhere Festigkeiten erreichen.

Aus den ermittelten mechanisch-technologischen Kennwerten ist keine vorherrschende höherfeste Orientierung in Richtung der Diagonalen, Vertikal- oder Untergurtstabrichtung festgestellt worden, die auf Anisotropie des Materials hindeuten würde. Im Hinblick auf die Herstellung lässt sich aus diesem Ergebnis schließen, dass die zu Knotenblechen verarbeiteten Bleche aus frühem Flussstahl keine erkennbare Walzrichtung aufweisen und vermutlich zwischen den einzelnen Walzdurchgängen um jeweils 90° gedreht wurden. So wurde eine gleichmäßige Festigkeitsverteilung erzielt.

 Tabelle 9
 Materialeigenschaften am Knotenblech, Probenorientierung in Richtung der angeschlossenen Stäbe.

Proben- bezeichnung	Obere grenze F	Stree R _{eH}	Untere grenze F	Streo R _{e∟}	Zugfestig keit R _m	-	Bruch- dehnung A ₇ bz A ₁₀ /
	[N/mm ²]		[N/mm ²]		[N/mm ²]		[%]
Bauteil	MW	Sx	MW	Sx	MW	Sx	KW
KBU1-F1 6x20x70	215	5.1	190).8	293	.2	38
KBU1-F2 6x20x70	205	5.1	188	3.0	287	.4	35
KBU1-F3 6x20x70V	232	2.5	208	3.4	304	.7	32
F1, F2- Diagonale	21().1	199	9,4	290	,3	32.0
KBU1-B1	213	3.9	197	7.2	316	.0	26.0
KBU1-B2	249	9.2	215	5.1	319	.1	29.0
KBU1-B3	268	3.2	238	3.8	332	.2	19.0
Vertikale	243.8	28	217.0	21	322.4	9	19.0
KBU1-B4	225	5.5	206	6.1	313	.1	30.5
KBU1-B5	231	1.6	206	6.4	313	.6	28.0
KBU1-B6	243	3.3	200).8	314	.6	31.0
Diagonale	233.5	9	204.4	3	313.8	1	20.0
KBU1-B7	231	1.2	210).5	315	.1	34.0
KBU1-B8	225	5.8	204	1.2	318	.5	30.0
KBU1-B9	235	5.6	203	3.2	310	.1	35.0
Untergurt	230.7	5	206.0	4	314.6	4	30.0

Als zugehörige Materialkennwerte wurden die Rissfortschrittsparameter an zwei Biege-Proben aus dem gleichen Knotenblech (SENB 3-Proben nach Britisch Standard) bestimmt. Das Spannungsverhältnis R berücksichtigt im Eigengewichtsanteil der Beanspruchungen die Eigenlast der Konstruktion und die Schotterlast und wurde näherungsweise mit 0,3 angesetzt. Nach der Bestimmung der bruch-mechanischen Parameter im Mittel von C = 0,42E-13 und m = 3,23 im Rissfortschrittsversuch wurde der Schwellenwert ΔK_{th} ermittelt. Der Kleinstwert lag bei 6,2 MPa \sqrt{m} . Bei Erreichen des Schwellenwertes (Kriterium: Rissfortschrittsrate da/dN unter muss unter 10⁻⁸ liegen) betrug die Spannung im Restquerschnitt der SENB3-Probe im Mittel 48,4 N/mm². Die Rissfortschrittskurve hat im Versuch einen steileren Verlauf. d.h. eine geringfügig höhere Steigung ergeben, als es die Literatur für modernere Stähle vorgibt. Werden an Stelle der im Versuch bestimmten Parameter die in der Literatur angegebenen Werte der Grenzkurve nach Ba-



Bild 71 Ermüdungsriss am letzten angeschlossenen Niet der Diagonale.



Bild 72 Ermüdungsriss am letzten angeschlossenen Niet des Obergurtes.



Bild 73 Ermüdungsriss am letzten angeschlossenen Niet der Diagonale.

som mit C = 2,18 E-13 und m = 3 in der Berechnung verwendet, so liegt man auf der sicheren Seite. Bei älteren Stählen hat die zyklische Spannungsintensität einen höheren Schwellenwert, die etwas höhere Rissfortschrittsrate führt mit zunehmendem Risswachstum aber vor Erreichen des kritischen Bereiches zu einer Annäherung an die genannte Grenzkurve bei ca. $\Delta K = 20$ MPa \sqrt{m} (ca. 600 N/mm^{3/2}).

4.2.3.5 Ergebnisse und tatsächliche Schwachpunkte der Fachwerkträger

Versagenspunkte durch Ermüdungsrisse

Trotz der hohen ermittelten Spannungsdifferenzen in den Zugzonen der Stab-Anschlussguerschnitte trat das Versagen (Ermüdungsriss) in allen Versuchen am Knotenblech auf. Aufbauend auf den Vorversuchen an den Fachwerkträgern der "Wiener Brücke" und dem Versuch U1 1 wurden an den ermüdungsgefährdeten Knotenblechen Dehnungsrosetten installiert, mit deren Hilfe an einem definierten sichtbaren Punkt des Knotenbleches die Hauptspannungsrichtungen verfolgt werden konnten. Diese Maßnahme erwies sich tatsächlich als sehr hilfreich, denn ein innerhalb des Knotenbleches entstehender Riss kündigte sich in allen Fällen durch eine Winkelveränderung der Hauptspannungsrichtungen an. Der Winkel der Hauptspannungsrichtungen am Knotenblech wurde daher, neben Grenzwerten von 10% für die größten gemessenen Dehnungen, als Abbruchkriterium für den Versuchsverlauf gewählt und als Grenzwerte für die

Abschaltung des Systems über die Steuereinheit rückgekoppelt.

Die Ermüdungsrisse entstanden ausschließlich in Knotenblechen. Die direkt angeschlossenen Stäbe, deren Teile auch das Knotenblech abdecken, wiesen keine Risse auf. Beim Versuchsabbruch bzw. bei der in einigen Versuchen erfolgten Sanierung war der Ermüdungsriss im Knotenblech z.T. schon weit fortgeschritten (bis 10 cm) und starke Staubrostanhäufungen sowie abbröckelnde Farbanstriche am Knotenblech gaben dem Fachmann auch äußerlich sichtbare Hinweise auf einen Ermüdungsriss. Folgende Versagensmechanismen wurden beobachtet (auch Mehrfachnennungen, wenn mehrere Anrisstypen in einem Knotenblech beobachtet wurden):

Typ 1: Ermüdungsriss im Knotenblech am letzten Nietanschluss der Diagonale 1 an den Untergurt U1 (5 von 9 Knotenblechen, Bild 71).

Typ 2: Ermüdungsriss im Knotenblech am letzten Nietanschluss der Diagonale 1 an den Obergurt O1 (3 von 9 Knotenblechen, Bild 72).

Typ 3: Ermüdungsriss im Knotenblech im Untergurtbereich (1 von 9 Knotenblechen, Bild 76).

Typ 4: Ermüdungsanriss im nicht verdeckten Bereich des Knotenbleches am Anschluss des Obergurt O1 bzw. Untergurt U1, ausgehend von der Knotenblechkante (2 von 9 Knotenblechen).

Typ 5: Ermüdungsriss im Knotenblech im Obergurt O1 (1 von 9 Knotenblechen).

Bei den Fachwerkermüdungsversuchen wurde beobachtet, dass die Messung der Durchbiegung keine signifikanten Ergebnisse ergibt. Die Risse wurden deutlich vor einer Durchbiegungsänderung mittels der Dehnungsrosetten detektiert und mit zerstörungsfreien Prüfverfahren verifiziert. Für eine Früherkennung von Ermüdungrissen in Fachwerkträgern scheint die Durchbiegungsmessung kein geeignetes Verfahren zu sein.

Tabelle 10 gibt eine tabellarische Zusammenstellung der Versuchsergebnisse. Die angegebene Anzahl der Lastwechsel basiert auf Dehnungsveränderungen von ca. 10% an den Rosetten im gerissenen Knotenblech. Die Spannungsdifferenzen die im angeschlossenen Stabquerschnitt gemessen wurden, sind nicht aussagefähig über die tatsächlich im Anrissquerschnitt des Knotenbleches vorhandenen Spannungsdifferenzen. An beidseitig applizierten Rosetten an einem Knotenblech zeigen sich u. U. nicht gleichzeitig Veränderungen.

Im vierten Versuch U1_4 trat an beiden an die erste Diagonale anschließenden Knotenblechen gleichermaßen ein Ermüdungsriss auf. Im Untergurt U2 waren jedoch deutlich höhere Zugspannungsdifferenzen vorhanden. Damit wird der Geometrieeinfluss des Details deutlich. In keinem Fall trat ein Riss an Knotenblechen mit durchgehenden Gurtprofilen auf. Ein Kollaps des Gesamtsystems wurde auch bei deutlich sichtbaren Rissen (Heraustreten der Knotenblechrisse in den unverdeckten, sichtbaren Bereich) nicht erreicht. Die Versuche zeigen, dass eine ausschließliche Betrachtung der Beanspruchungen in den Stäben den tatsächlichen Versagensmechanismus nicht aufdeckt. Bei ausschließlichem Auftreten rechnerischer Beanspruchungen unterhalb der Dauerfestigkeitsgrenze von 52 N/mm² bei $5 * 10^6$ für die Kerbgruppe 71 (Empfehlung für genietete Konstruktionen) im Fachwerksystem mit gelenkig angenommenen Stabanschlüssen wäre nach geltenden Empfehlungen der EKS (1987) ein Betriebsfestigkeitsnachweis nicht zu führen. Die Beanspruchungen der Knotenbleche würden u.U. weder berechnet noch berücksichtigt.

4.2.3.6 Zerstörungsfreie Prüfmethoden

Zusätzlich zu den Dehnungsmessungen und Wegmessungen wurden die gefährdeten Knotenblechbereiche sowohl zu Beginn als auch während der Versuche zerstörungsfrei überwacht. Zur Anwendung kamen sowohl das Ultraschallverfahren, das Wirbelstromverfahren, als auch die Durchstrahlung mit einer Iridium-γ-Strahlenquelle.

Radiografie

Als sehr zuverlässig erwies sich das Durchstrahlen der zusammengesetzten Bauteile mit einer Iridium- bzw. Gamma-Strahlenquelle. Die Gesamtdicke der aus bis zu 5 Schichten zusammen gesetzten Querschnitte an den Fachwerkträgern überschritten 60 mm nicht. Vor Versuchsbeginn und bei Dehnungsveränderungen der Messwerthüllkurven während des Versuches wurden die gefährdeten Knotenbleche durchstrahlt. Da die Ermüdungsrisse bei dem hier axial belasteten Fachwerkträgersystem senkrecht zur Hauptzugspannungsrichtung und grundsätzlich senkrecht zur Blechoberfläche entstanden, waren die Rissflächen unter Versuchsbedingungen bereits ab etwa 4 mm Risslänge, ausgehend vom Nietlochrand detektierbar.

Das Vorhandensein von mehraxialen Spannungszuständen im Bauwerk vor Ort kann die Rissform ablenken. Ein schräger Rissverlauf innerhalb des Bleches kann die Detektierbarkeit negativ beeinflussen. Verursachen Nebenspannungen die vorherrschende Hauptbeanspruchungsrichtung ein "Hineindrehen" des Ermüdungsrisses in das Blech oder eine Verzweigung der Rissspitze, so verschlechtert bereits eine Abweichung des Einstrahlwinkels von nur 20 % zur Rissoberfläche die Detektierbarkeit der Rissspitze nachhaltig. Eine Einstrahlung aus zwei oder mehreren Richtungen kann bei mehraxialem Spannungszustand das Vorhandensein eines Risses deutlich sicherer ausschließen. Es ist nicht auszuschließen, dass auch Inhomogenitäten, wie sie insbesondere bei Schweißeisen vorhanden sein können, in den Knotenblechen solche Abweichungen bewirken können.

Ein weiterer qualitätsbestimmender Faktor bei Durchstrahlungen ist die Fähigkeit und Erfahrung des Prüfpersonals (Humanfaktor). Auf der Grundlage der genauen geometrischen Abmessungen, des *Alters* und des Abstands der Strahlenquelle zum Träger sowie des Ergebnisses einer Bildqualitätsbestimmung mit standardisierten Prüfkörpern wird die Durchstrahlungsdauer bestimmt.

Tabelle 10	Versagen der	Träger im	Großversuch.
	.		

Kurzbezeichnung	Lastwechsel bis zum Riss	delta sigma
U1_1	29900	101
U1_2	273000	80
U1_3	2517000	67
U1_4	4500000	62,6
U1_42	5180000	54
U1_42-saniert	3620000	55,2

In Bild 75 ist ein Detail des Risses am oberen Knotenblech vergrößert. Das gerissene Knotenblech war bei der Radigrafie beidseitig von je einem Walzprofil und einer



Bild 74 Untersuchung des Obergurt (OG)-Knotenbleches 5 am Versuchsträger U1_2.



Bild 75 Röntgenaufnahme des Risses am letzten Niet der Diagonale Knoten 5 und freigelegter Ermüdungsriss, Typ 2, (OG-Knoten von Träger 2).

Verstärkungslamelle abgedeckt.

Eine Bildbearbeitung der eingescannten Durchstrahlungsfilme mit Hilfe von speziellen Bildverarbeitungssystemen verbessert die Aussagekraft erheblich.

Die Skizze in Bild 79 zeigt die Lage der Rosetten am hochbeanspruchten Knotenblech, sowie die Lage des Röntgenfilmes (befestigt mit Magneten). In jedem der versagten Querschnitte war eine Umlenkung des Kraftflusses zu verzeichnen. Knotenbleche an durchlaufenden Profilen versagten in keinem Fall.



Bild 76 Der Randriss entstand nach eindeutiger Identifikation der Risse im verdeckten Teil des Knotenbleches 7 am letzten Niet der Diagonale, typischer Riss (Typ1, 5 von 9 Knotenblechen, Träger U1_2).

Der Versuch am Träger U1_2 wurde nach der Rissdetektierung im Knotenblech 10 (s. linker Ausschnitt in Bild 77) fortgeführt, bis der Riss in den sichtbaren Bereich gelaufen war und die Prüfmaschine den dann größeren Zylinderhub nicht mehr nachregeln konnte. Der Träger erwies sich als redundant, die Lasten wurden offensichtlich über andere Verbindungen in die Auflager eingeleitet. Es kam in keinem Fall zu einem plötzlichen Versagen.

Die Bilder 74 bis 79 zeigen das Vorgehen bei der Detektierung von Rissen mit Hilfe der Radiografie und ihre Bestätigung nach dem Heraustrennen der Bleche aus dem Knoten für die verschiedenen Rissarten. Als kritische Knotenblechquerschnitte erwiesen sich der letzte Niet der angeschlossenen Diagonale sowie Nietquerschnitte im Untergurtanschluss. Die bei Dehnungsänderungen je wiederholten Radiografieaufnahmen dienten der Beobachtung des Risswachstums während des Ermüdungsversuches. In Bild 78 ist eine Radiografieaufnahme nach dem Austausch der letzten drei Niete der an das ungeschädigte Knotenblech 20 angeschlossenen Diagonale zu sehen.

Veränderungen an den Dehnungen, insbesondere Änderungen der Hauptdehnungsrichtung an den Rosetten auf den Knotenblechen zusammen mit Abplatzungen der spröden Farbschichten am Anschluss der Fachwerkstäbe wurden als sicheres Zeichen für einen aktiven und wachsenden Ermüdungsriss erkannt. An den Knotenblechen mit Dehnungsänderungen gaben wiederholte radigrafische Aufnahmen Aufschluss über den Rissfortschritt. Die Risse wurden unter Versuchsbedingungen bei senkrechter Lage des Risses zur Hauptzugrichtung sehr genau detektiert. In einigen Fällen war der Riss sehr schnell bereits aus dem Bildbereich herausgetreten, so dass die Rissspitze nicht mehr erfasst werden konnte.

Als schwierig erwies sich die Radiografie in den Fällen, in denen der Riss im Knotenblech unter den Flanschen der angeschlossenen Stäbe hinweg wuchs. Der Film konnte dann nicht flach auf die Rückseite aufgelegt werden, da dies wegen der Profilflansche nicht möglich war.



Bild 77 Die Rissentstehung im Untergurt-Gurtbereich Knoten 10

Die Aufnahme zeigt auch, dass dieses Knotenblech auch nach drei Millionen Lastwechseln keine Risse aufwies, die von den am höchsten belasteten Nieten ausgehen würden.

Der Fachwerkträger wurde nach dem Austausch der Niete gegen vorgespannte Schrauben weiter belastet und versagte nach einer erstaunlich verlängerten Restlebensdauer im Knotenblechbereich (bezeichnet als 21) am Obergurt.

Aus den vorgestellten Gründen ist es wichtig, dass der erfahrene Brückeninspekteur sich auf alle denkbaren Versagenspunkte und nicht nur auf Altstatik oder augen-



Bild 78 Radiografie nach dem Austausch der Niete gegen vorgespannte hochfeste Schrauben als Verstärkungsund Sanierungsmethode von Knotenblechen, Knoten 21B (zweite Aufnahme).



Bild 79 Beispiel für die Lage der Radiografieaufnahmen, der Dehnungsmessstreifen und Dehnungsrosetten.

scheinlich maximal beanspruchte Querschnitte konzentriert. Jeder der in den Knotenblechen detektierten Risse, sowohl im Gurt- als auch im Diagonalanschlussbereich, kündigte sich außer durch die im Versuch gemessenen Dehnungsdifferenzen auch durch Risse in den Anstrichschichten zwischen den Teilen des Anschlusses an.

Wirbelstromverfahren

Nach dem Entfernen der kritische Niete bietet sich die Möglichkeit an, die Nietlöcher auf Rissfreiheit zu überprüfen, bevor die vorgespannten Schrauben eingesetzt werden. Eine Machbarkeitsstudie der FG VIII.4 Zerstörungsfreie Prüfverfahren, akustische und elektrische Verfahren zur ersten Erprobung des Wirbelstromverfahrens für diesen Zweck ergab positive



Bild 80 Erste Tests zur Rissdetektierung in Nietlöchern m. H. des Wirbelstromverfahrens.

Ergebnisse. Die genaue Kenntnis der Rissorientierung aus den Radiografieaufnahmen ermöglichte die Bewertung des erstmals in der BAM an alten Stahlbrücken erprobten Wirbelstromprinzips zum Detektieren von Kerben in ausgewählten hochbeanspruchten Nietlöchern. Die Rissorientierung in der Anzeige (Bild 80) stimmten mit der Risslage auf den radiografischen Aufnahmen gut überein.



Bild 81 Erstmalige Erprobung der Rissdetektierung in Nietlochrändern nach dem der Niet herausgeschlagen wurde mittels rotierender Wirbelstromsonde.

Häufig werden durch die Betreiber auch lose Niete oder hochbeanspruchte Niete gegen vorgespannte Schrauben ausgetauscht. Mit Hilfe des Wirbelstromverfahrens könnte dann z.B. eine Zustandserfassung der Nietlochränder im Hinblick auf eventuell vorhandene Risse durchgeführt werden. Es können Kerben am Nietlochrand nach dem Ausbohren des Nietes, sowie ihre Lage am Nietlochrand detektiert werden. In zusammen gesetzten Querschnitten ist es sogar möglich über die angezeigte Tiefenlage das Element eines Stahlplattenpaketes zu bestimmen, in dem der Riss aufgetreten ist. Mit Hilfe einer rotierenden Sonde konnte nachgewiesen werden, in welcher Tiefe, d.h. in welcher der fünf zusammengesetzten Stahlprofile, der Riss in welche Richtung verläuft. Das Verfahren ist noch nicht ausgereift und optimiert und die verwendete Sonde erwies sich als sehr empfindlich. Mit einer weiterentwickelten Wirbelstromsonde könnte die Rissfreiheit bzw. das Vorhandensein von Anrissen in Nietlöchern nachgewiesen werden. Die Risslänge ist mit Hilfe dieses Verfahrens nicht detektierbar. Grundsätzlich erhöht die Anzahl der angewandten ZfP-Verfahren die Aussagefähigkeit deutlich.

Bild 81 zeigt die Vorgehensweise beim Prüfen am Knoten 20 des Fachwerkträgers U1_4.

Voraussetzung für eine hohe Aussagegenauigkeit wäre eine konfektionierte rotierende Wirbelstromsonde. D. h., die Sonde muss an den Durchmesser des Nietloches angepasst sein. Nur bei Verwendung einer angepassten Sonde wären alle Kerben oder Anrisse gleichzeitig auf dem Oszillografen zu sehen. Das bedeutet zunächst hohe Investitionskosten. Konfektionierte Wirbelstromsonden standen für den Versuch im Rahmen dieser ersten Machbarkeitsstudie nicht zur Verfügung.

Die Untersuchungen an den Fachwerkträgern wurden behelfsmäßig mit einer kleineren rotierenden Wirbelstromsonde mit akzeptablem Ergebnis durchgeführt (s. Bild 81). Die Ausrichtung der Fehlstelle wurde direkt am Bauteil angezeichnet.

Weitere zerstörungsfreie Prüfverfahren

Als weiteres zerstörungsfreies Prüfverfahren zum Detektieren der Knotenblechrisse wurde das Ultraschallverfahren untersucht. Das Schrägeinschallen mit einem Winkelschallkopf führte nicht zum erhofften Erfolg. Die reflektierten Signale der vorab mit Hilfe der Radiografie detektierten Risse waren durch mehrfache Reflexionen gestört und nicht eindeutig von den Reflektionen der Nietlochränder zu unterscheiden.

Für die Schallemissionsanalyse mit drei Schallsensoren konnte ebenfalls kein befriedigendes Ergebnis erzielt werden.

4.2.3.7 Sanierungsmethoden

Ermüdungsrisse, wie sie in den Versuchen erzeugt wurden, sind aus der Praxis der letzten Jahre nicht bekannt. Fachwerkträger mit schwach ausgebildeten Details versagten kurze Zeit nach ihrem Bau und nur die robustesten Konstruktionen sind uns bis heute erhalten geblieben. Sollte dennoch ein Versagen an den zu dünn ausgebildeten Knotenblechen an noch bestehenden Fachwerke aus alten Stählen auftreten, so ist ein Austausch von Knotenblechen von Fachwerken in der Regel zu aufwändig und gegenwärtig nicht vorgesehen. Die Sanierung dient bei aufgefundenen Rissen im Allgemeinen einem befristeten sicheren Betrieb, bis Entscheidungen über das weitere Vorgehen am Bau getroffen werden, bzw. bis z.B. über die Mittelbereitstellung entschieden worden ist. In [2] und [36] wird ein Betriebszeitintervallnachweis empfohlen, der auf der Grundlage eines bruchmechanischen Nachweises den sicheren Betrieb für einen befristeten Zeitraum, z.B. zwischen zwei Inspektionen, garantiert.

Wie oben schon berichtet wurde, wurden an einem Fachwerkträger (U1_4) nach der Entlastung des Systems die Niete, von denen typischer Weise die Risse ausgingen, sowie die jeweils benachbarten hoch beanspruchten Niete entfernt und durch hochfeste Schrauben ersetzt. Danach wurde der Riss behaftete sanierte Trä-

ger mit Lastdifferenzen belastet, die deutlich über dem Verkehrslastniveau lagen. Der Versuchsträger konnte weiteren 800 000 Lastwechseln ausgesetzt werden, ehe der Riss wieder begann deutlich an Länge zuzunehmen. Die Methode ist daher geeignet,

- durch Erhöhung der Quervorspannung der Verbindungen die Reibung zwischen den Blechen zu erhöhen und damit vor allem geometrische Steifigkeitssprünge, z.B. an den letzten Nieten von angeschlossenen Stäben oder Lamellenenden zu stabilisieren,

- eventuell vorhandene und z.B. m. H. von ZfP-Methoden detektierte Anrisse auf Zeit "aufzufangen".

Die Anwendung des Wöhlerlinien-Diagrammes ist hier nur unter Vorbehalt als Annäherung möglich, da die tatsächlichen Spannungskonzentrationen am Nietloch im Knotenblech nicht messbar sind und Kerbgruppen für derartige Spezialfälle nicht existieren.

4.2.3.8 Aus den Versuchen resultierende Hinweise für Inspektionen:

Die Ermüdungsversuche an Fachwerkträgern in der BAM mit hohen Spannungsdifferenzen in Diagonal- oder Untergurtstäben bewirkten Ermüdungsrisse in Knotenblechen (ohne durchgehende Gurtprofile), an den Knotenblechen der höchstbeanspruchten Diagonalen sowohl am Obergurt- oder am Untergurtanschluss. Besonderes Augenmerk ist daher bei Inspektionen den Zugdiagonalen an Auflagerpunkten, Umlenkpunkten des Hauptkraftflusses oder Gelenkanschlüssen zu widmen.

Die aus Messwerten berechneten Mittelwerte der Zugbeanspruchungen in den Fachwerkstäben liegen unter den rechnerisch ermittelten. Anschlussmomente bewirken jedoch höhere Differenzen zwischen den auf Zug und Druck beanspruchten Fasern der Stäbe. Die Fachwerkstäbe selbst erwiesen sich in den durchgeführten Versuchen nicht kritisch.

Ein hoher Momentenanteil (Lastumlenkung) infolge der Einspannung der Stäbe in die Knoten scheint die Wahrscheinlichkeit einer Ermüdungsrissentstehung in zu schwach bemessenen Knotenblechen zu begünstigen.

Alle Ermüdungsrisse in den Knotenblechen wurden vom Fachwerksystem durch Lastumlenkungen zunächst aufgefangen. Zu einem spröden oder plötzlichen Versagen kam es auch bei sehr langen und schon mit dem bloßen Auge auffindbaren Rissen nicht. Plötzliches Versagen trat auch bei einseitig völlig durchgerissenen Knotenblechen nicht auf.

Monitoring oder Dauerüberwachung scheinen für diesen Zweck wegen der großen Anzahl von Blechen zu aufwändig. Die Rissentwicklung erfolgte in allen Versuchen langsam, so dass die Berechnung eines sicheren Risswachstumsintervalls z.B. bis zur nächsten Inspektion möglich und ratsam ist.

In allen Fachwerkträgerversuchen waren Ermüdungsrisse das Versagenskriterium. Die Reibung zwischen den Blechen infolge der Nietvorspannung verhinderte ein Abscheren der Niete. Erst deutlich höheren Überlasteinwirkungen, wie z.B. Explosionen im Krieg oder Unfälle bewirken ein Schubversagen im Querschnitt mit Verlust der Nietvorspannung. Bei der Inspektion ist das zerstörungsfreie Überwachen der kritischen Bauteile mit den höchsten Ermüdungsbeanspruchungen angeraten, z.B. mit Radiografie.

4.2.3.9 Zusammenfassung

An allen bislang in Versuchen geprüften Fachwerkträgern der Berliner U-Bahn traten Ermüdungsrisse ausschließlich in den offensichtlich zu schwach bemessenen Knotenblechen auf. Plötzliches Versagen wurde auch bei langen Rissen nicht beobachtet. Durchlaufende Fachwerkstäbe waren in keinem Fall gefährdet.

In Bild 82 sind die Ergebnisse der Ermüdungsversuche zusammengefasst in einem Wöhlerdiagramm im Vergleich mit den Wöhlerlinien WII (monolinear) der DB AG [1] und den Kerbgruppen 160 bzw. 71 der EKS (bilinear m = 3 und m = 5 ab 2 Mio. LW) dargestelllt. Die Ergebnisse sind Einzelwerte und nicht statistisch abgesichert. Eine monolineare Wöhlerkurve würde den einen Ausreißer mit hohen, für reale Verkehrslasten untypischen, Belastungszyklen mit abdecken.

Die Belastungsgeschichte der vorangegangenen 90 Jahre unter Verkehr sind im Diagramm nicht mit erfasst. Sie sind als zusätzliche Sicherheit zu werten. Lässt sich die Belastungsgeschichte einer alten Brückenkonstruktion wie bei der Hochbahn der Berliner U-Bahn gut nachvollziehen, so ist dem Ermüdungsnachweis nach dem Wöhlerlinienkonzept der Vorzug zu geben. Tatsächlich auftretende Beanspruchungen können mit Hilfe von Messungen unter Verkehr am Bauwerk ermittelt werden. Die Hot-spots an gefährdeten Teilen der Konstruktion der Berliner U-Bahn, an denen zerstörungsfreie Prüfmethoden zum Einsatz kommen sollen, konnten hier in idealer Weise in Versuchen herausgefunden wurden.

Ist die Belastungsgeschichte nicht nachvollziehbar oder besteht die Vermutung, dass am Bauwerk bereits Ermüdungsschäden aufgetreten sind, so können Röntgenuntersuchungen an den Querschnitten mit hohen Beanspruchungen vorhandene Risse bereits vor Ihrem Hervortreten unter Nietköpfen sichtbar machen. Die Qualität der radiografischen Aufnahmen ist durch die Materialdicke beschränkt. Sie sind stark von der Geometrieabhängig. Querschnittssprünge sind besonders gefährdet und daher bei Inspektionen besonders zu überwachen. Der genauen Inspektion und häufig auch einer präzisen konstruktiven Bestandsaufnahme kommt auch in Zukunft besondere Beachtung zu.

4.3 Vollwandträger von 1904

Nach der Grenzöffnung zwischen Berlin (West) und Brandenburg war die Straßenbrücke über den Teltowkanal dem zu erwartenden hohen Verkehrsaufkommen nicht mehr gewachsen und wurde 1990 durch eine Behelfsbrücke ersetzt. Drei Querträger aus dem Herstellungsjahr 1904 (Inbetriebnahme 1906) konnten für Versuche gewonnen werden.

Die Versuche an den drei Vollwandträgern sind als "Vier-Punkt-Biegeversuche" durchgeführt worden. Zweck der Lasteinleitung in zwei Punkten des Obergurtes war die Erzeugung eines Bereiches mit konstantem maximalen Biegemoment über eine Distanz von 2 m, in dem der Erwartung nach der schwächste Querschnitt versagen würde. Alle drei Querträger hatten die gleiche Länge (Auflagerabstand 9,60 m) [17] und [18].



Ergebnisse der BAM Großversuche im Vergleich mit den Wöhlerlinien nach der Europäischen Konvention für Stahlbau EKS und der DB AG

Bild 82 Darstellung der Ergebnisse der Fachwerkversuche im Wöhlerliniendiagramm mit Angabe der Spannungsdifferenzen im Versuch in den Fachwerkstäben.

Das Material der Winkel entspricht mit einer Zugfestigkeit von 371 N/mm² einem St 37(Fe360). Es fiel auf, dass der Querträger 3 aus wesentlich höherfesten Winkeln (R_m = 460 N/mm²) zusammengesetzt ist. Auch konstruktiv wich der Träger mit Stegstößen im Auflagerbereich von den Trägern 1und 2 ab. Es liegt die Vermutung nahe, dass die Brücke wie fast alle Teltowkanalbrücken beim Rückzug der deutschen Truppen zu Kriegsende gesprengt wurde, im Kanal lag und danach gehoben und repariert wurde. Stege und Lamellen entsprachen nur einem St 33-1.

Die Bilder 86 und 87 zeigen den Versuchsaufbau als Skizze und in der servohydraulischen Prüfmaschine der BAM mit einem Belastungszylinder bis 1 MN.

Die Versuchslasten lagen etwa 55% über den Beanspruchungen einer Begegnung von zwei Schwerlastkraftwagen SLW30. Das Versagen trat bei **Versuch 1** nach mehr als 2,3 Mio. LW in einem unerwarteten Querschnitt, jedoch im Abschnitt mit konstantem Maximalmoment, auf. Spätere Untersuchungen des gerissenen Querschnittes ließen in der Untergurtlamelle zwischen dem Winkel und der unteren zweiten Lamelle einen alten bereits korrodierten Riss über ca. 30% der Querschnittsfläche erkennen, der sich im Steg fortsetzte. Dehnungsmessstreifen unterhalb der Rissspitze widerspiegeln das Risswachstum deutlich, ohne direkt im Rissquerschnitt liegen zu müssen. Visuell erkennbar wird zunächst nur die Farbabplatzung in Rissnähe.



Bild 83 Belastungsschema des ersten Querträgers aus der Knesebeckbrücke (1906, Teltowkanal).



Bild 84 Versuchsaufbau für den 4-Punktbiegeversuch.

Im **2. Versuch** (bei höherer Lastdifferenz) trat der Ermüdungsriss in der 2. Lamelle über dem letzten Niet der endenden untersten Lamelle auf. Um einen Sprödbruch hervorzurufen, wurde der Träger von beiden Seiten im Rissbereich mit Trockeneis auf -30°C heruntergekühlt. Der Riss in der vollständig, einseitig gerissenen Lamelle setzte sich in einem Winkel, danach im Steg fort. Er stagnierte ca. in der Mitte der Trägerhöhe in einer Plastfizierung des Stegbleches und verzweigte sich. Ein plötzliches Versagen trat nicht ein. Im Bild 85 ist der Steg sowie ein Ausschnitt im Bereich der Rissspitze zu sehen. Im Bild 86 ist der Rissfortschritt im Steg als Funktion der Risslänge über der Lastwechselzahl logarithmisch dargestellt. Das Risswachstumsverhalten am Bauteil entspricht qualitativ dem Rissfortschrittsversuch.



Bild 85 Riss im Steg,

rechts: Vergrößerter Ausschnitt..

Risslänge in mm

Rissentwicklung im Steg (Seite DA)



Bild 86 Rissfortschritt im Steg bei -30°C (Steg abgekühlt mit beidseitigem Trockeneis).



Bild 87 Riss in der verdeckten vorletzten Lamelle, s. Pfeil.

Im Bild 87 ist die zweite Lamelle einseitig bis zum Rand komplett durchgerissen. Ohne Belastung des Trägers ist der Riss wegen der Rostnarbigkeit der Oberfläche an der Außenseite der Lamelle kaum zu erkennen. Der Riss wuchs unter zyklischer Einstufenlast von der zweiten Lamelle versetzt in den Winkel und von dort wiederum versetzt in das Stegblech.



Bild 88 Abgescherter Nietkopf unter der untersten Lamelle.



Bild 89 Versagter Querschnitt infolge eines vorhandenen Schadens (mögliche Kriegseinwirkung?).

Im **Versuch 3** wiederholte sich der Rissentstehungsmechanismus aus dem voran gegangenen Versuch wiederum von einer Trägerseite ausgehend. Der Riss wuchs versetzt in den durch die Nieten einer Stegaussteifung geschwächten Stegquerschnitt hinein. Zu diesem Zeitpunkt war bereits der Nietkopf des letzten Nietes an der untersten Lamelle abgeschert (s. Bild 88).

Interessant ist die Erkenntnis, dass die Ermüdungsrisse nicht in Querschnitten mit durchlaufenden Profilen eintraten, an denen vorab maximale Rechen- oder Messwerte ermittelt wurden. Maßgeblich waren vielmehr inzwischen bekannte Phänomene, wie Versagen in der zweiten, verdeckten Lamelle, die auf der Basis der Rechnung nicht gleich erkannt wurden bzw. eine Vorschädigung. In Bild 89 ist das Detail aus Versuch 1 dargestellt, bei dem der Riss an einer vorhandenen alten Vorschädigung (s. korrodierten Lamellenschaden) eintrat. Die Anzahl der von den Querträgern ertragenen Lastwechsel, zugeordnet zu den Beanspruchungsdifferenzen in der Zugzone der Vollwandträger, sind aus der Tabelle 11 zu entnehmen. Weitere Informationen sind in den Dokumentationen [17], [18] und [19].

Tabelle 11	Ermüdunasversuche	Knesebeckbrücke.
	Ennadangoversaone	rancococonoracia.

Querträger -Nr.	Spannungs-differenz in N/mm ²	Versagen nach Mio. LW
Kn 1	2618000	101
Kn 2	361000	123
Kn 3	562000	115

4.4 Ermüdungsversuche an Brückenabschnitten von 1890

Im Folgenden wird ein Überblick über die Versuche an den schweißeisernen Brückenabschnitten der Kieler Brücke gegeben. Aus verkehrstechnischen Gründen wurde im Jahr 1990 die Überführung der S-Bahn über die Kieler Straße 100 Jahre nach ihrem Bau demontiert und durch eine längere Neubaukonstruktion ersetzt. Vor dem Ausbau konnten unter S-Bahn-Verkehr Dehnungsmessungen durchgeführt werden, bei denen nur sehr geringe und nicht ermüdungsrelevante Beanspruchungen (bis max. 20 N/mm² am Querträger) gemessen wurden. Dieser Wert liegt in der für Altstahlkonstruktionen akzeptierten Wöhlerlinie 71 unterhalb des unteren Grenzwertes für die Ermüdungsfestigkeit (29 N/mm²). Die S-Bahnlasten sind für die Schadenssumme der Vergangenheit somit nicht relevant.



Bild 90 Versuchsaufbau der Lasteinleitungsvariante 1.



Bild 91 Versuchsaufbau der Lasteinleitungsvariante 2.

Für die Versuchsdurchführung und –bewertung bedeutet diese Messung, dass keine aus der Vergangenheit resultierende Ermüdungsschädigung eingetreten ist.

Der schweißeiserne Überbau der Brücke wurde in drei Abschnitte geteilt und im Versuch wesentlich höheren Beanspruchungsdifferenzen als unter Verkehr ausgesetzt, um die Versagensmechanismen für diesen Brückentyp zu ermitteln. Die Last wurde in Analogie zur Schienenlage über zwei Punkte direkt in die Querträger eingeleitet. Der Versuchsaufbau für den ersten sowie den zweiten bis vierten Versuch ist in Bild 90 bis Bild 92 zu sehen.



Lasteinleitung Versuch Kie 1



Lasteinleitung Versuch Kie 2 bis Kie 4

Bild 92 Versuchsanordnungen und Versagenspunkte.

Bei allen vier Ermüdungsversuchen an Abschnitten der schweißeisernen Trogbrücke wurden stabile Ermüdungsrisse bei Spannungsdifferenzen zwischen 97 und 130 N/mm² nach 4.276 TLW bis 586 TLW initiiert. Alle Versagenspunkte lagen oberhalb der Lastzyklenzahl der Wöhlerlinie für die Kerbgruppe 71 (entspricht der AASH-TO Kategorie D, Vorschrift der US-amerikanischen Ver-

Tabelle 12	Ermüdunasversuche	Kieler Brücke.
	Linnadangovorodono	1 40101 01 00100.

Querträger -Nr.	Spannungsdifferenz in N/mm²	Versagen nach Mio LW
Kie 1	130	0.586
Kie 2	108	2.829
Kie 3	97	2.691
Kie 4 (Verstärkt)	104	4.276

einigung für Straßen und Autobahnen). Die Reibung zwischen den genieteten Blechen wurde nicht überschritten, so dass ein Rutschen (slip) der Niete mit gleichzeitiger Reduzierung der Vorspannkraft nicht zu beobachten war. Das Phänomen ist aus extremer quasi-statischer oder stoßartiger Überlastung, wie sie z.B. bei Explosionen auftreten bekannt. Die Sprengung der Glienicker Brücke am Ende des zweiten Weltkrieges führte am Obergurt zu einer derartigen Überbelastung der Nietverbindung sowie zum Bruch des Obergurtes.

Das typische Ermüdungsversagen im Querträger trat vorwiegend am Winkelprofil oberhalb des letzten Nietes der letzten Untergurtlamelle auf. Als ermüdungsgefährdeter Querschnitt erwies sich im **Versuch Kie 1** auch ein Durchbruch für eine Regenrinne, deren Ränder nicht wie an anderen Brücken Berlins aus der gleichen Zeit durchaus üblich – an den Rändern durch zusätzliche Winkel verstärkt waren. Der vom Durchbruch im Querträgersteg ausgehende Riss in Form eines Terrassenbruches (s. Bild 93) wies, wie auch die Risse im Winkel, die für stabil wachsende Ermüdungsrisse typische Rastlinien auf (vergleiche Bild 37). Ein falsch gebohrtes und nachträglich verfülltes Nietloch im Zuggurt mit annähernd gleichem rechnerischen Biegemoment wies dagegen keine Schäden auf (s. Bild 94).

Wie im nachfolgenden Bild 94 unterhalb des Durchbruches zu sehen ist, war die spröde Farbe am Steg oberhalb des im Versuch ebenfalls versagten Untergurtes auf der gerissenen Stegfläche abgeblättert.



Bild 93 Terrassenbruch im Stegblech des Querträgers am Ausschnitt für die Durchführung der Entwässerungsleitung.

Es kann auch vermutet werden, dass das nachträgliche Ausschneiden der Abwasserdurchführung ein Schneidbrenner oder ähnliche Verfahren zur Anwendung kamen. Bei alten Stählen ist dabei zu beobachten, dass sich die Eisenbegleiter bei hohen Temperaturen in der flüssigen Masse auflösen und an sich in der Wärmeeinflusszone konzentrieren. Das führt wiederum zu einer höheren Empfindlichkeit gegen Rissentstehung. Die Fläche der Rissflanken des Stegrisses wies unter dem Rasterelektronenmikroskop deutliche Rastlinien auf, s. Kapitel 3, Metallografie. In Bild 98 ist der typische Versagensfall für Vollwandträger zu sehen. Der Ermüdungsriss geht im Untergurtwinkel des Querträgers vom letzten Nietloch der unteren Lamelle aus.

Im **Versuch 2** der Versuchsserie wurde erstmals eine kontinuierliche Messwerterfassung eingesetzt. Als Messwerterfassungssystem diente das Programm MGC der Fa. Schlumberger. Die Steuerung erfolgte traditionell mit dem System Serie 56 von HBM.



Bild 94 Untypischer Ermüdungsriss in der Zugzone, ausgehend vom Stegriss unterhalb der Abwasserrohrdurchführung durch das Stegblech.



Bild 95 Typischer Ermüdungsriss im schweißeisernen Winkel vor Versagen der unteren Lamelle im Ermüdungsversuch.

Breiten Raum nahmen bei der Durchführung dieser Versuche mit kontinuierlicher Messwerterfassung Rissdiagnostische zerstörungsfreie Prüfmethoden ein. Durchbiegungsänderungen waren unabhängig vom eingesetzten Verfahren, ob mit induktiven Wegaufnehmern, faseroptischen Sensoren oder mit Laser gemessen wurde, kein sicheres Maß für die Rissdetektierung.

Die Messung mit den faseroptischen Sensoren gibt durch Laufzeitermittlung des Lichts zum Zeitpunkt der Rissinitiierung jedoch zuverlässige Angaben über die Lage eines versagten Querschnittes. Der Querschnitt muss jedoch vorher als ausgewählter kritischer Querschnitt erkannt und mit Sensoren bestückt sein. Während der Versuche an den Trogbrückenabschnitten kam ein Faser-optischer Sensor am unteren Flansch des Querträgers zum Einsatz, s. Bild 97. Der faseroptische Sensor im Bild 97 ist mittels Spezialkleber appliziert und war im wahrscheinlichen Rissbereich sensibilisiert. Über Rückstreumessung des Lichtes kann der Risszeitpunkt bestimmt werden. Eine Onlinedetektierung war noch nicht möglich.

Visuell sind Risse auch beim Hineinwachsen in den vertikalen Flansch trotz guter Ausleuchtung ohne Last oft nicht erkennbar. Unverdeckte Risse sind auch bei Schweißeisen sehr gut mit der Magnetpulvermethode detektierbar (Bild 98).

Mit Hilfe der Radiographie konnten verdeckte Risse senkrecht zur Einstrahlrichtung und sogar der Rissausgangspunkt unter den Nietlöchern erkannt werden (z.B. Bild 99).



Bild 96 Riss im Anschlusswinkel – Anschluss eines Längsträgers an den Querträger (Versuch Kie 2).

Auch das Beobachten der Hauptspannungsrichtung durch Dehnungsmessungen mit Hilfe von Dehnungsrosetten am Anschluss des jeweiligen Querträgers an den Hauptträger gibt recht deutlich Auskunft über das Anwachsen von Rissen im Untergurt. Die Anschlüsse der Querträger an die Hauptträger erwiesen sich für das Brückensystem bei der alten Berliner S-Bahnbrücken als konstruktiv stabil ausgebildet und nicht ermüdungsgefährdet.

Der Riss im Anschlusswinkel des Längsträgers an den Querträger (s. Bild 96) trat an einem durch Stoß bzw. Kriegschaden stark beschädigten Längsträger auf.

An einem Querträger (Versuch Kie4) wurden an den Lamellenenden vor dem Ermüdungsversuch die letzten Niete gegen vorgespannte Schrauben ausgetauscht. Nach dem Ausschlagen der Niete wurden alle vier Nietlöcher mit einer Bohrmaschine senkrecht um eine Schraubengröße größer gebohrt. Eine wertvolle Begleiterscheinung war das *Abbohren der Nietlochinnenränder*, Das damit erzielte *Abschälen* aller eventuell beim Nietvorgang oder im Laufe der Nutzungsdauer entstandenen Mikroanrisse an den Nietlochrändern ist vertretbar, wenn die Blechdicke dem dann vergrößerten Durchmesser noch genügt (s. [40]). Die Schrauben wurden nach heutigen Vorschriften ausgewählt und vorgespannt. Die Konstruktion wurde dann den gleichen Lastzyklen ausgesetzt, wie in den vorangegangenen Versuchen.

Ergebnis der Ermüdungsversuche mit den verstärkten Lamellenenden war eine fast verdoppelte Restlebensdauer. Verallgemeinert werden kann ein solches Ergebnis nicht, es weist jedoch eine deutliche Tendenz auf. Ausführlichere Informationen können im BAM-Bericht 248 nachgelesen werden.

4.5 Zusammenfassung der ermüdungskritischen Details an genieteten alten Stahlbrücken

Die Versuche dienten dazu, eine Einordnung in Wöhlerliniendiagramme zu untersuchen. Eine Auflistung von Versagenspunkten bzw. ermüdungsanfälligen Details auf der Grundlage von Versuchsergebnissen als Basis für den Ansatz bruchmechanischer Nachweiskonzepte wurde in der Literatur nicht gefunden. Vorhandene Ansätze in der Literatur gehen oft vom Versagen in den Nettoquerschnitten der genieteten Stäbe aus, die sich in BAM-Versuchen als ermüdungsfester erwiesen, als Querschnitte mit Kraftumlenkungen und/ oder Steifigkeitssprüngen. Allen Versuchen ist es jedoch gemeinsam, dass das Versagen, bzw. das Risswachstum von Nietlöchern in Verbindungen ausgeht. Durchlaufende genietete Walzträger ohne jegliche Querschnittsänderungen wurden nicht als Schwachpunkte ermittelt.

Im Folgenden werden ungünstige Parameter hinsichtlich der Ermüdungsgefahr und ermüdungskritische Details zusammengestellt, die aus der Literatur sowie aus der Bewertung der eigenen Versuche abgeleitet wurden:

1. Nietprozess: Mikrorisse, entstanden durch Nieteinschlagen oder ggfs. auch durch unzulässiges Stanzen der Nietlöcher,



Bild 97 Faseroptischer Sensor am Ende der Zuggurtlamelle zur Überwachung der Dehnungsveränderungen.



Bild 98 Magnetpulverprüfung: Detektieren eines Oberflächenrisses im Winkel des unteren Querträgerflansches.



Bild 99 Radiografie: Ermüdungsriss im Untergurt des Querträgers aus Schweißeisen.

4.

7.

- 2. Querschnittssprünge: Risse an Nietlöchern in Hauptbeanspruchungsrichtung, z.B. in der vorletzten Lamelle am letzten angeschlossenen Niet von Zuglamellen, z.B. im Untergurt,
- 3. Querschnittsänderungen: z.B. an Stegblechaussteifungen,
 - Dünne Knotenbleche: zu kleiner Querschnitt im Verhältnis zu den zu übertragenden Lasten, zu hohe Spannungskonzentration an den Nietlochrändern,
- 5. Biegung außerhalb der Beanspruchungsebene, Verdrehungen, Zwängungen, asymmetrische Anschlüsse,
- 6. Unvorhergesehene Sekundärspannungen,
 - Ausnehmungen, nachträglich unfachmännisch vorgenommene Aussparungen für das Brückenentwässerungssystem,

- 8. Festgerostete oder unbewegliche Lager: z.B. dadurch Rissentstehung infolge von Temperaturdifferenzen oder infolge von Sekundärspannungen,
- 9. Funktionsstörung bei Dehnungsfugen (Langlöcher verrostet oder zugeschweißt o.ä.)
- 10. Konstruktiv ungünstiges Detail, z.B. Detail hatte zu geringe Ermüdungsfestigkeit.

Der erste Schritt ist es, Risse am Bauwerk zu detektieren. Was sich bereits unter Versuchsbedingungen als schwierig erwiesen hat, ist am Bauwerk selbst, unter oftmals vom ursprünglichen Berechnungsmodellen abweichenden Bedingungen, noch komplizierter. Der **konstruktiven Bestandsaufnahme** kommt bei bestehenden Bauwerken eine besondere Bedeutung zu. Häufig stimmen in Papierform vorliegende Brückenunterlagen nicht mit dem aktuellen Zustand überein.

Will man eine Schädigung sanieren, so ist in jedem Fall zunächst die Ursache der Rissentstehung zu ermitteln. Häufig können Messungen über das tatsächlich wirksame statische System Aufschluss geben. Bild 100 bis 106 fassen die in den vorangegangenen Kapiteln beschriebenen kritischen Details zusammen.

Nach den Erfahrungen bei den vorgestellten Ermüdungsversuchen ist ein 5 mm langer Oberflächenriss (symmetrischer Mittenanriss bzw. Kantenriss) auch unter Versuchsbedingungen im Labor mit bloßem Auge auch bei optimaler Ausleuchtung nicht immer visuell detektierbar. Eine zerstörungsfreie Untersuchung mittels Magnetpulverprüfung oder Farbeindringverfahren weist hohe Ergebnisgenauigkeit beim Detektieren von Oberflächenrissen auf. Radiografie ist somit die einzige Möglichkeit für zusammengesetzte Querschnitte bis ca. 80 mm zum sicheren Detektieren eines kurzen Ermüdungsanrisses von 5 mm Länge. Das gilt jedoch ausschließlich für Risse senkrecht zur Einstrahlrichtung.

Insbesondere bei altem Schweißeisen ist durch die inhomogene Gefügestruktur ein Oberflächenriss schwer zu detektieren. In Bild 39 und Bild 93 ist ein Terrassenbruch an einer Querschnittsschwächung zu sehen, der zunächst im Laborversuch nicht erkannt wurde.

Risse entstanden bei Ermüdungsversuchen an originalen genieteten Bauteilen im Labor fast ausschließlich zuerst an verdeckten Bauteilen, z.B. an der vorletzten Lamelle von Zuggurten an Vollwandträgern oder in verdeckten Bereichen von Knotenblechen an Fachwerkträgern. Derartige Risse sind bei Spannungsdifferenzen, die nur gering oberhalb der Dauerfestigkeitsgrenze liegen, bei Schweißeisen und Flussstählen von vor 1900 in der Regel nicht erkennbar. Die wegen geringer lokaler plastischer Verformung sehr geringe Rissöffnung an der Rissspitze ist insbesondere bei schweißeisernen Konstruktionen dafür verantwortlich. Im Zugversuch wird die fehlende plastische Verformbarkeit durch die fehlende Einschnürung, die Bruchflächenstruktur und das plötzliche Versagen oberhalb der Streckgrenze deutlich sichtbar. Es treten auch nicht in jedem Fall Sekundärerscheinungen wie Farbabplatzungen oder Staubrost infolge von Reibung der Rissufer auf, die auf Risse hindeuten könnten. Derartige Hinweise oder abgescherte Nietköpfe sind in jedem Fall zu beachten und näher zu untersuchen.



Bild 100 Rissinitiierung am letzten Nietloch von Lamellen im Zugbereich von biegebeanspruchten Trägern.



Bild 101 Beispiel der Rissentstehung im Winkel, Riss ist am Winkel ohne Last kaum erkennbar.



Bild 102 Rissinitiierung in der vorletzten Lamelle.



Bild 103 Ermüdungsriss unterhalb einer Querschnittsschwächung im Steg, Zu beachten ist auch das mit Schweißgut verfüllte, vermutlich falsch gesetzte Nietloch.

Auch hier können im Zweifelsfall zerstörungsfreie Untersuchungsmethoden Aufschluss geben. Geometrie und Nebenspannungen haben einen dominanten Einfluss darauf, welcher Querschnitt einer alten genieteten Stahlkonstruktion als besonders ermüdungsgefährdet eingestuft werden muss. Vor der Berechnung der Restnutzungsdauer und dem Festlegen des Inspektionsintervalls muss daher dem Erkennen des ermüdungskritischen Konstruktionsdetails besondere Aufmerksamkeit gewidmet werden [31].

Die vorgestellten Großversuche dienten dem Erkennen der schwächsten Querschnitte der Konstruktion und von Rissentstehungsmechanismen. In diesen Querschnitten ist mit großer Wahrscheinlichkeit unter wiederholter Last die erste Rissentstehung in der Konstruktion zu erwarten. Das Vorhandensein der vermuteten Risse in den gefährdeten Details der viele Jahrzehnte genutzten Brückenkonstruktionen kann beim Vorhandensein von begründeten Zweifeln durch erweiterte oder Sonderinspektionen mit zerstörungsfreien Prüfmethoden verifiziert werden.

Für den bruchmechanischen Nachweis, der nach [21] und [55] nur zu führen ist, wenn die akkumulierte Schadenssumme D von 0,8 überschritten wird, ist im Fall, dass mit zerstörungsfreien Prüfungen in den kritischen Details keine Anrisse gefunden wurden, eine theoretisch gerade nicht detektierbare Anfangsrisslänge a_0 anzusetzen. Als Anfangsrisslänge, die mit den verwendeten Verfahren gerade nicht mehr registriert werden konnte, werden 5 mm außerhalb des Nietkopfes angesetzt.

 $a_0 = \frac{1}{2}$ Nietkopfdurchmesser + 5 mm (nach [21] und [55])

Eine Verringerung der Anfangsrisslänge ist nur nach Untersuchung des berechneten Querschnittes mit Hilfe von zerstörungsfreien Prüfverfahren möglich. Nach gegenwärtigem Stand der Untersuchungen ist ein Riss senkrecht zur Hauptzugrichtung im ermüdungskritischen Detail mit radiografischen Methoden ab einer Länge von 3 mm vom Nietlochrand auch in verdeckten Stahlschichten bis zur Gesamtdicke von ca. 80 mm mit neuer Strahlenquelle unter günstigsten Laborbedingungen auffindbar. Der Ansatz eines vermuteten Oberflächenrisses, der ca. 5 mm unter einem Nietkopf hervorragt, kann damit vermieden werden. Die Rissentstehung in den angeführten Großversuchen wurde ohnehin in der Mehrzahl in verdeckten Schichten der ermüdungskritischen Details initiiert und erst sichtbar, wenn der Riss unter dem verdeckten Bereich hervortrat oder die sogar erst Lamellenkante erreichte.

Konkret in Versuchen ermittelte ermüdungskritische Details und die möglichen Verstärkungsmaßnahmen sind im Folgenden nach Bauteilen sortiert:

- Hauptträger von Fachwerkkonstruktionen: Knotenbleche: Rissentstehung im Knotenblech unter dem letzten Niet von Zugdiagonalen, im Knotenblech des angeschlossenen Ober- oder Untergurtes (OG/UG). Infolge von Biegeanteilen im Stabanschluss kann ein Blech am Einspannungspunkt in den OG/UG ermüdungsgefährdet sein, verschiedene Schadensbilder, s. Kap. 4.3.
- Verstärkung: Austausch der kritischen Niete gegen vorgespannte Schrauben,
- 2. Querträger und Hauptträger (QT/ HT) in Vollwandträgern: Der letzte Nietquerschnitt am Ende



Bild 104 Rissinitiierung durch eine Vorschädigung in der vorletzten Lamelle infolge von Schwachstellen in der konstruktiven Gestaltung.

von (Zug-) Untergurtlamellen, Ausklinkungen am Anschluss QT/HT infolge Nebenspannungen, Bild 100 bis Bild 104.

- Verstärkung: Austausch der kritischen, der letzten Kraft übertragenden, Niete gegen vorgespannte Schrauben, Abbohren evtl. aufgefundener Ermüdungsrisse, die infolge von Nebenspannungen entstanden sind.
- Längsträger (Ertragen bei jeder Überfahrten Lastwechsel von jeder einzelnen Achsanzahl) oder Querträger: Anschluss von Längsträgern an die Querträger, oberer und unterer Nietkopf kann abscheren [58],
- Verstärkung: Austausch der kritischen Niete gegen vorgespannte Schrauben, bei Materialermüdung z.B. des Anschlusswinkels: Austausch gegen Winkel gleicher Festigkeit.
- Querträgersteg: Nicht verstärkte Durchlässe können im Zugbereich liegen, wenn sich die neutrale Faser wegen Mitwirkens der Fahrbahn am Lastabtrag nach oben verschiebt und damit einen Kerbfall wie Ausklinkungen ergeben (s. Kap. 4.5).
- Verstärkung: Rand vorbeugend verstärken (u.U. vorher mittels ZfP auf eventuell vorhandene Randrisse untersuchen).
- 5. Querträgersteg: Stegbereiche am Anschluss des Querträgers an den Hauptträger sind bei hoher Schubbeanspruchung gefährdet, wenn z.B. die Längsträger ihre Lasten aus der Fahrbahn sehr dicht neben dem QT/HT-Anschluss in den QT einleiten.

Abschließend wird ein Beispiel gezeigt, bei dem die Ermüdungsrisse infolge von Zwängungsspannungen auftraten. Ein Beispiel aus [57] zeigt einen Ermüdungsriss, der an der Berliner S-Bahnbrücke nach deren Sanierung aufgetreten ist. Die Brücke überquert die Straße schiefwinklig. Als nach einer Sanierung die Beweglichkeit in Längsrichtung eingeschränkt wurde, begann am Gelenk ein Riss zu wachsen. Bild 105 zeigt den Riss am Blech oberhalb des Gelenks.



Bild 105 Riss in einem Knotenblech an einem Gelenk der Berliner S-Bahnbrücke [7] und [80].

5 Messungen am Bauwerk

5.1 Allgemeine Vorgehensweise

Die Beurteilung von alten Stahlbrücken unterscheidet sich wegen des Einflusses von veränderlichen Lasten (Materialermüdung) und damit der Notwendigkeit des Betriebsfestigkeitsnachweises auf die verbleibende Restnutzungsdauer der Brücke wesentlich von der Begutachtung eines Hochbaus.

Die messtechnische Identifikation des statischen und dynamischen Systems untergliedert sich in die folgenden drei Teilaufgaben:

- Konstruktive Bestandsaufnahme
- Bestätigung des Berechnungsmodells oder
- Modellanpassung
- Ermittlung von Schwachstellen
- Einbeziehung zerstörungsfreier Prüfmethoden bei einer zielgerichteten Inspektion.

Wichtig ist zunächst die Einsichtnahme in das Brückenbuch, sowie die Überprüfung des Bauwerkes mit den Bauunterlagen daraufhin, ob alle Veränderungen erfasst sind. Oft reichen stichpunktartige Materialuntersuchungen, bei unerwarteten oder besonders niedrigen Festigkeiten kann die Serie in einem zweiten Schritt erweitert werden.

Sind die Bauunterlagen nicht mehr komplett, Veränderungen der Konstruktion nicht alle erfasst oder um das vorhandene statische System und seiner Reserven beim Lastabtrag zu ermitteln oder ist die Reaktion des Bauwerks z.B. bei schräger Gleislage schwierig zu berechnen, so sind Messungen am Bauwerk zu empfehlen.

Bei einer Nachrechnung von Tragwerken nach der vorliegenden Dokumentation können leicht Veränderungen am statischen System übersehen werden. Nur Messungen am Bauwerk geben zuverlässig darüber Aufschluss, ob das statische System mit dem im Entwurf angesetzten System bzw. der Aktenlage noch übereinstimmt. In diesem Fall würde auch das Ergebnis der Berechnung und der Messung weitgehend qualitativ überein stimmen.

In der Regel werden bei der Bahn Dehnungsmessungen und Verformungsmessungen unter laufendem Verkehr oder unter Belastung mit schweren Lokomotiven bzw. Schwerlastfahrzeugen mit bekannter Last durchgeführt. Zum Prüfprogramm gehören langsame und schnelle Überfahrten, sowie Bremsversuche analog den früher vorgeschriebenen Erstbelastungsprüfungen bei der Inbetriebnahme von Eisenbahnbrücken. Die Beanspruchungen ergeben in jedem Messpunkt die zugehörige Summeneinflusslinie, die auf das tatsächlich vorhandene statische System zurückgeführt werden kann. Wegen der Differenzen zwischen berechneten und gemessenen Spannungsverläufen konnten z.B. ein in seiner Beweglichkeit behindertes Gelenk sowie eine nicht mehr voll verankerte Zugstange an S- Bahn- Brücken gefunden werden.

Die Deutsche Bahn AG sieht in ihrer Richtlinie der Modulfamilie 805 das Hinzuziehen von Messungen zur Beurteilung der Tragsicherheit bestehender Eisenbahnbrücken ausdrücklich als letzte Stufe der Beurteilungsscala zu. Bei Messungen kann grundsätzlich so vorge-

Tabelle 13	Vorgehensweise bei der Beurteilung bestehender
	Stahlbrücken.

Beurteilung älterer genieteter Stahlbrücken

Inaugenscheinnahme der Brücke und Überprüfung der alten Bauunterlagen und der Bauwerksdokumentation (Brückenbücher) an der Brücke vor Ort so weit wie möglich, Schadensdokumentation,

Zielgerichtete stichpunktartige Überprüfung der tragenden Konstruktion auf evtl. nicht registrierte Veränderungen (Nachkriegszeit), Anwendung von einfachen ZfP-Methoden, z.B. Magnetpulvermethode, Farbeindringverfahren, Ultraschall,

Bei berechtigten Zweifeln an der Tragfähigkeit des Bauwerkes: Verifizierung des statischen Systems, Dokumentation z.B. von Geometrieabweichungen vom Sollzustand, Durchführung von Messungen: unter fließendem Verkehr, unter definierten Lasten an definierten Lastpunkten, eingleisige und mehrgleisige Überfahrten, Extrembeanspruchungen, Bremsbeanspruchungen zur Messung von Dehnungen bzw. Verformungen, Lagerbewegungen, u.ä.

Nachrechnung der Konstruktion mit dem an Einflusslinien aus Messwerten kalibrierten statischen System unter Nutzung der Messwerte als Input in die Berechnung (Kooperation mit spezialisierten Ingenieurbüros)

Anpassung des statischen Systems an die Realität, Erstellen von Inspektionsplänen für aufwändigere ZfP-Anwendungen , wie z.B. Radiographie (s. Kap. 2.4).

Bestimmung von Materialkennwerten, Gefüge, chem. Analyse (s. Kap. 3.3)

Entscheidung über Verstärkungs- oder Reparaturmaßnahmen, bzw. ggfs. Abriss und Neubau

gangen werden, wie es in der Tabelle 13 vorgeschlagen wird:

In Tabelle 13 ist die Vorgehensweise bei der Beurteilung von alten Stahlbrücken unter Einbeziehung von Messwerten und zerstörungsfreier Prüfungen zusammengestellt. Ein Gesamtkonzept wird in [4] erarbeitet.

5.2 Ausgewählte Beispiele

5.2.1 Spreebrücke Berlin-Mitte

Aus dem Vorangegangenen folgt, dass der Ermittlung der im Bauteil unter maximaler Beanspruchung auftretenden Bruttospannung genau wie der Überprüfung des tatsächlich vorhandenen statischen Systems besondere Bedeutung zukommt.

Die Spreebrücke am Bahnhof Friedrichstraße in Berlin-Mitte, aus 6 Schweißeisenbögen erbaut im Jahre 1882, gehörte zu den Brücken, die nach dem Beitritt der neuen Länder zur Bundesrepublik neu zu bewerten waren. Die Achslasten sollten zukünftig wegen der ICE-Streckenführung mit fester Fahrbahn durch Berlin-Mitte erhöht werden. Eine fundierte und neutrale Bewertung des vorhandenen Zustandes wurde erforderlich.

Materialuntersuchungen am Bogenmaterial ergaben ein Schweißeisen guter Festigkeit (am Winkelmaterial besserer Qualität als an Lamellen) mit ausreichender makroskopischer Verformbarkeit. Wie für Schweißeisen typisch, war die lokale Einschnürdehnung der Zugproben sehr gering. Die schon visuell sichtbare lamellenartige Schlackenverteilung, verifiziert durch den Baumannabdruck, diente als Nachweis für die Einordnung des Mate-



Bild 106 Rissinitiierung am letzten Nietloch von Lamellen im Zugbereich von biegebeanspruchten Trägern.

rials nach dem Herstellverfahren als Schweißeisen (Walzen paketierter Luppenstäbe, Luppenherstellung aus einer teigigen, nicht flüssigen Masse).

Die visuelle Dokumentation der Schäden an der Brücke (Fotodokumentation) ergab, dass mehrere Quadratzentimeter große Schäden infolge von Einschlägen oder Durchschlag z.B. von Granatsplittern im Krieg, völlig unverändert und nicht repariert vorhanden waren. Durch zielgerichtete zerstörungsfreie Untersuchungen (Magnetpulvermethode) sowie Mikroskopieuntersuchen konnte nachgewiesen werden, dass diese Schäden und die beim Nieten entstandenen radialen Mikrorisse am Nietlochrand nicht gewachsen sind. Die in der Messung ermittelten Lastdifferenzen bestätigten, dass die Beanspruchungszyklen mit Zugspannungen unterhalb des unteren Grenzwertes der Ermüdungsfestigkeit lagen. Beim größten detektierten Schaden war ein Diagonalstab komplett durchtrennt (s. Bild 107). Der Bogen mit diesem Schaden ist ausgetauscht. Radiale mikroskopische Anrisse haben sich weder quer zur Hauptzugrichtung ausgerichtet, noch sind sie während der letzten 50 Jahre überhaupt weiter gewachsen, wie die Analyse eines 1/4-Punktes nachwies.

ser Brücke waren Messungen [34] von Dehnungen mit Hilfe eines Vielkanal-Messsystems (32 Messkanäle) in ausgewählten Querschnitten. An drei nebeneinander liegenden Bögen wurde jeweils in den Viertelpunkten und in der Mitte gemessen. Bremsversuche (wegen der Lage vor einem Bahnhof) mit den schwersten Lokomotiven der DB AG, zwei gekoppelten Lokomotiven der Baureihe 232, den so genannten *Taigatrommeln*, aus einer Maximalgeschwindigkeit von 60 km/h simulierten extreme Beanspruchungsverhältnisse für die Bögen und die Auflagerkonstruktion. Verformungen wurden mittels eines in der Fachgruppe S.1 neu entwickelten Laser-Messsystems gemessen und die qualitative Untersuchung von Auflagerverdrehungen erfolgte mit induktiven Wegaufnehmern.

Die Ergebnisse der Messungen gingen als Eingangswerte in die FEM- Berechnung des Ingenieurbüros Prof. Hilbers ein. Die Messwerte dienten als *Kalibrierwerte* für das statische System und besonders für die rechnerische Nachvollziehbarkeit der in den Messungen ermittelten Querverteilung der Lasten.

Erstaunliche Tragreserven ergaben sich aus der Mitwirkung der Fahrbahntafel am Gesamtlastabtrag. Lasten wurden jeweils zu erheblichem Prozentsatz durch die benachbarten Bögen abgetragen [34], [79].

Trotz der positiven Ergebnisse für den Ermüdungszustand der Spreebrücke wurden vier der ursprünglichen sechs Fachwerkbögen aus dem Jahr 1882 abgerissen, um mit einer Neubaukonstruktion für den Hochgeschwindigkeitsverkehr auf der Hauptstrecke von Paris über Berlin nach Moskau eine nachweisbar sichere Brückenkonstruktion zur Verfügung zu haben.

Die positiven Mess- und Bewertungsergebnisse bewirkten jedoch, dass ein originales Bogenpaar, eingleisig belastet, unter dem äußersten südlichen Gleis für die Nachwelt erhalten geblieben ist.

Der Viertelpunkt eines demontierten Bogens ist im Detail untersucht worden, die Daten gehen mit in die Materialbewertung alter Brücken ein. Der Viertelpunkt ist bei Bogenbrücken der Punkt, der am höchsten beansprucht ist und den kompletten Fernverkehr über Jahrzehnte ertragen hat.

Bild 108 zeigt Messfahrten an der Berliner U-Bahn.



Bild 107 Durchgerissener Diagonalstab unter dem S-Bahnhof Friedrichstraße (im gering oder auf Druck beanspruchten Bogen ungefährlich).

Hauptbestandteil der Untersuchungen der BAM an die-



Bild 108 Belastungsfahrten an der Hochbahn der U1 [10].

5.2.2 Schadensursachenermittlung durch Messungen an der Berliner Hochbahn

Gemessene Beanspruchungen an Brückenviadukten der U-Bahnlinie U1 in Berlin-Kreuzberg unter Verkehrslast an intakten Tonnenblechdetails konnten Aufschluss darüber geben, dass die verschiedentlich bei regulären Inspektionen entdeckten Risse an Tonnenblechen mit hoher Wahrscheinlichkeit durch Ermüdung verursacht wurden.

Ein Team, bestehend aus Ingenieuren, Wissenschaftlern



Bild 109 Versuchsaufbau zum Testen der elastisch gebetteten Schiene[10].



Bild 110 Überfahrt über einen kritischen Querschnitt vor Einbau der elastisch gebetteten Schiene.



Bild 111 Vergleichsmessung am überprüften Querträger nach Einbau der elastisch gebetteten Schiene.

der BAM und der TU Berlin, dem Betreiber BVG und dem Hersteller neuer Schienensysteme, entwickelte eine neue konstruktive Lösung, bei der die Tonnenbleche entlastet werden und gleichzeitig die Fahrgeräusche durch eine elastische Schienenbettung (Flüsterschiene oder Deltaschiene) reduziert werden können. Die Lösung bestand in einer direkten Einleitung der Verkehrslasten über einen Lastverteilungsträger in die Querträger der Altkonstruktion. An zwei Querträgern und den dazwischen befindlichen Tonnenblechen, die die Verkehrslasten aus den Schienen über die Schwellen und den Schotter in die Querträger leiten (Pfeile in Bild 108) wurde im Belastungsversuch unter Verkehr gemessen.

Neben der Schadensursachenermittlung fanden Belastungsprüfungen in Bremsversuchen (Bild 112), Belastungsfahrt Laborversuche statt. In [10] wurde ausführlich über das Zusammenwirken und sich gegenseitige Ergänzen von Laborversuchen (Bild 109) und diversen Messungen vor Ort berichtet.

Als erster Schritt wurden detaillierte Messungen auf gerader Strecke und in der Kurve durchgeführt (Bild 110) bei denen festgestellt wurde, dass die Querträger stabil genug sind, die Lasten aus dem U-Bahnverkehr auf Dauer direkt von einem Last verteilenden Träger in die Haupttragkonstruktion abzuleiten.

In einer nächsten Entwicklungsstufe wurden nach der Prüfung der grundsätzlichen Eignung in der TU Berlin *zwei elastisch gebettete Schienensysteme* hinsichtlich der Anbindung an eine vorhandene Altstahlkonstruktion getestet und als geeignet befunden. Beide Systeme werden inzwischen auf dem U-Bahnviadukt auf einer Versuchsstrecke erprobt. Eine Vergleichsmessung auf gerader Strecke bestätigte die Unbedenklichkeit der direkten Lasteinleitung am Festpunkt für die Übernahme der Bremskräfte (Messwerte in Bild 111) aus der unendlich *durchgeschweißten* Schiene (d.h. ohne Schienenauszug für den Ausgleich von Längenänderungen der Schiene infolge von Temperaturdifferenzen).

Die Messungen nach dem Einbau der elastisch gebetteten Flüsterschiene auf einer Versuchsstrecke an der Prinzenstraße in Berlin- Kreuzberg dienten der Ermittlung der neuen Eingabedaten für den Nachweis der Sicherheit gegen Ermüdung nach der Umlagerung der Kräfte durch die neue Lasteinleitungsvariante und damit der zukünftigen Verkehrssicherheit.

5.3 Komplexe Schadenserkennung durch Anwendung zerstörungsfreier Prüfmethoden

In den letzten Jahren wurden zerstörungsfreie Prüfverfahren des Öfteren zum Detektieren von Ermüdungsrissen genutzt. An Endquerträgern der U1 am Schöneberger Ufer wurden Anrisse gefunden. Als Sofortmaßnahme sind die Rissspitzen vom Eigentümer und Betreiber "abgebohrt" worden. Diese Bohrungen (engl.: *Stop holes*) werden in Deutschland in Abhängigkeit von der Blechdicke, als relativ kleine Bohrungen an die Spitze von Ermüdungsrissen gesetzt. Man will damit erreichen, dass die Spannungskonzentration an der Rissspitze beseitigt wird und der Riss nicht mehr weiter wachsen kann. Die scharfe Kerbe in Form der Rissspitze ist entfernt. An der kerbfreien Rundung des Bohrloches müsste eine neue Riss-



Bild 112 Beispiel für Bohrungen zum Aufhalten eines typischenlangen Ermüdungsrisses parallel zum oberen Flansch des Querträgers.

initiierungsphase beginnen, wenn die Rissspitze genau getroffen wurde. Das ist bei kleinen Bohrungen mit einem Durchmesser, der etwa der Blechdicke entspricht, sehr schwierig zu erreichen. U.U. kann der Riss in einem Blech nur auf einer Seite sichtbar sein oder terrassenartig versetzt sein.

In den USA ist das Abbohren von Ermüdungsrissen durch sehr große Bohrlöcher ein eingeführtes Verfahren und weit verbreitet. Es ist zulässig, Bohrungen bis zu einem Durchmesser von 101mm vorzunehmen. Bei Bohrungen mit derart großem Durchmesser ist das Verfehlen der Rissspitze sehr unwahrscheinlich.

Zerstörungsfreie Methoden können dazu genutzt werden



Bild 113 Geschädigter Querträger NP28 mit Kennzeichnung der Rissführung.

im Vorfeld das genaue Rissende aufzufinden und im Nachgang, gleichsam als Qualitätskontrolle, die Bohrung dahingehend zu überprüfen, ob die Rissspitze tatsächlich abgebohrt wurde und der Riss somit nicht weiter wachsen kann.

Als Qualitätskontrolle für Oberflächenrisse eignet sich das **Magnetpulververfahren**, das auf den Millimeter genau Oberflächenrisse und die Risse am Bohrlochrand in ferromagnetischen Materialien sichtbar machen kann. In Bild 119 (Kap. 6) ist die Magnetpulverprüfung am Bohrloch des Querträgers zu sehen. Im speziellen Fall konnte nachgewiesen werden, dass die Rissspitze beim Abbohren genau getroffen wurde. Die der Rissfront gegenüberliegende Bohrlochwand wies keinerlei Rissspuren auf. Bei nicht magnetischen Stählen kann das *Farbeindring*verfahren (s. Kap. 6) genutzt werden.



Bild 114 Geschädigter Querträgerabschnitt aus unberuhigtem Flussstahl, vorbereitet für die Radiografie.

Da die Ermüdungsrisse, wie auch im vorliegenden Fall, unter komplizierten, mehrachsigen Beanspruchungsbedingungen nicht immer gleichmäßig voranschreiten, ist die Kontrolle der Rissfreiheit der Bohrlochränder besonders wichtig. Das gilt vor allem bei nur einseitiger Zugänglichkeit zum Träger, wie es im untersuchten Bauwerk der Fall war.

Als zweiter Schritt wurde der Träger vom Betreiber ausgetauscht und der BAM zu weiteren Untersuchungen überlassen. Eine genaue Betrachtung der Einbaubedingungen, der Hauptträgergelenke (Gerberträger) sowie ein Baumannabdruck gaben Aufschluss über die möglichen Ursachen für die Rissentstehung.

Der Baumannabdruck in Bild 117 macht deutlich, dass es sich bei dem Träger möglicher Weise um eine Reparatur oder eine Baumaßnahme zu Zeiten knapper Kassen handelt. Flachmaterial aus Schweißeisen wurde eventuell zur Nivellierung der Hochbahnstrecke unter



Bild 115 Radiographie der Rissspitze am ausgewechselten Träger aus Bild 119. Detailaufnahmen des sich verzweigenden Rissendes in Bild 121.

den unteren Flansch der Querträger geschweißt.

Die Sanierung der Berliner Hochbahn hat eine interessante Geschichte. Anfang der Zwanziger Jahre des 20. Jh. wurde nach dem Auftreten erster Ermüdungsrisse in den ursprünglichen Querträgern mit nach oben gewölbten Bimsbeton verfüllten Tonnenblechen die Fahrbahn erneuert. Die spätere Erneuerung der ursprünglichen Fachwerkträger durch das Vollwandträgersystem erfolgte Ende der 1920iger Jahre während der Weltwirtschaftskrise. Schweißeisen wurde damals schon nicht mehr produziert. Es handelt sich somit wahrscheinlich um wieder verwendete Altstahlteile aus anderen (Abriss-) -Konstruktionen. Die vorhandenen Nietköpfe am Flussstahlprofil wurden dabei m. H. von Bohrlöchern in der schweißeisernen Lamelle überbrückt.



Bild 116 Untersuchung der Rissführung mittels Bildverarbeitung der radiografischen Aufnahme des vergrößerten Ausschnittes.

Um die Ursache der Ermüdungsrisse genau zu ermitteln, hätte man nach einer genauen visuellen Untersuchung aufwendige Dehnungsmessungen durchführen müssen.



Die Gelenke der Hauptträger und das längs verschiebliche Auflager des Querträgers auf den Hauptträger wiesen kaum Bewegungsspuren infolge von Temperatureinflüssen auf, so dass sich die Verkürzungen und Verlängerungen vermutlich infolge der Temperaturdifferenzen in Richtung bis zum nächsten festen Widerlager aufsummiert haben und so den Querträger in Richtung seiner "weichen" Achse beansprucht haben. Im Bild 114 sind die gerissenen und aus dem Querträger heraus getrennten Abschnitte des Doppel-T-Profils zu sehen, an dem die Bohrlöcher für die Radiografie präpariert und mit einer bleihaltigen Masse verfüllt worden sind.

In den nachfolgenden Bildern wurden von den Spezialisten der Fachgruppe VIII.3 spezielle Bildverarbeitungsmethoden angewandt, die offen legten, dass sich der Riss verzweigt hat. Die Bestimmung des Zeitpunkts, d.h. ob dies vor oder nach dem Abbohren passiert ist, lässt sich nicht nachweisen.

In Bild 116 kann auf eine u.U. mögliche ungünstige Entwicklung hingewiesen werden. Neben dem erfolgreich und präzise abgebohrten Hauptriss hat sich ein verzweigter Riss ausgebildet, der unbemerkt fortschreiten kann. Das Auswechseln des Trägers war in diesem Fall eine Notwendigkeit. Das Bohrloch war vermutlich zu klein, um die Spannungskonzentration nachhaltig zu reduzieren.



Bild 117 Baumannabdruck einer Schweißverbindung zwischen einem Querträger aus unberuhigtem Flussstahl und einer Lamelle aus Schweißeisen aus einem Schadensteil der U-Bahnlinie U1 in Berlin Kreuzberg.

6 Ermüdungsrisserkennung durch Anwendung von zerstörungsfreien Prüfmethoden

6.1 Problemstellung

Zerstörungsfreie Prüfmethoden (ZfP-Methoden) können zur Detektierung von Ermüdungsrissen eingesetzt werden. Ihre Anwendung ist wegen ihres erhöhten Aufwandes nach [21] auf die visuelle Inspektion nicht regelmäßig in den Nachweisstufen 1, 2 und 3 vorgesehen.

Der Ansatz bruchmechanischer Bewertungsverfahren nach [36] erfordert das Erkennen der Schwachpunkte einer Konstruktion, an denen Ermüdungsrisse mit hoher Wahrscheinlichkeit als erstes entstehen müssten. In diesen hinsichtlich der Ermüdung empfindlichen und demzufolge "schwächsten" Querschnitten müssen demzufolge auch die bruchmechanischen Berechnungen ansetzen.

In Fällen, in denen ein Ermüdungsnachweis für eine Konstruktion erforderlich wird, können zerstörungsfreie Prüfmethoden eingesetzt werden, um einen Ermüdungsriss zu detektieren, z.B., wenn

- die Sicherheit gegen Ermüdung m. H. des Wöhlerliniennachweis in der Nachweisstufe 4 nicht mehr nachgewiesen werden kann,
- wenn m. H. des Betriebszeitintervallnachweises (postulierter Anfangsriss a₀) eine ausreichende Sicherheit nicht mehr nachgewiesen werden kann, und die Anfangsrisslänge reduziert werden soll,
- ein begründeter Verdacht auf verdeckte Risse besteht (z. B. nach einem Anprallschaden, bei sichtbaren "Rostfahnen", gerissener Anstrich),
- eine Aufwandsreduzierung durch Inspektion der kritischsten Details mit ZFP erreicht werden kann.

Die hier vorgestellten **zerstörungsfreien Prüfmethoden** können in der Regel wegen des erhöhten Aufwandes nicht flächendeckend an der gesamten Konstruktion eingesetzt werden. Aus diesem Grund müssen die am häufigsten vorkommenden kritischen Details bekannt sein. Schadensmechanismen, die in Versuchen oder an Brückenbauwerken unter Verkehrs-, Wind- oder Zwängungsspannungen aufgetreten sind, sind in den Kapiteln 4 und 5 vorgestellt worden. Unter 6.2 sind geeignete zerstörungsfreie Prüfverfahren zusammen gestellt worden, die sich, wie bereits bei einigen Anwendungsfällen berichtet wurde, als geeignet zur Detektierung von Ermüdungsrissen erwiesen haben.

Es ist jedoch zu beachten dass die Erkennbarkeit der tatsächlichen Risslänge durch die Nachweisgrenze des jeweiligen Verfahrens bestimmt ist. Die Nachweisgrenzen sind von verfahrensspezifischen Grenzen genauso abhängig, wie von den Materialeigenschaften und dem Prüfer selbst.

6.2 Übersicht über zerstörungsfreie Rissdiagnosemethoden

Die nachfolgende Tabelle 14 gibt einen Überblick über Verfahren, die für detaillierte Untersuchungen an alten Stahlkonstruktionen verwendbar sind. Die Verfahren sind in den BAM-Ermüdungsversuchen hinsichtlich ihrer grundsätzlichen Eignung erprobt worden. Die visuelle Inspektion ist als eingeführtes Verfahren der Vollständigkeit wegen mit genannt worden.

 Tabelle 14
 Zerstörungsfreie Prüfverfahren für alte Stahlbrücken.

ZfP- Methoden zur Beurteilung älterer genieteter Stahltragwerke		
Visueller Test	Inspektion der Konstruktion durch Inaugen- scheinnahme zur Ermittlung von Anfahr- schäden (lokale Plastifizierug), Korrosion, ggf. Rissen usw. Bedingung: gute Ausleuchtung, evtl. Vergrö- ßerungsglas (10-fach) Registrierung: Protokoll (Formblätter, Brü- ckenbuch), Detailfotografie	
Farbeindring- verfahren	Sichtbarmachen von Oberflächenrissen und -schäden bis ca. 5 mm, anwendbar für alle Materialien, auch nicht ferritische	
Magnetpulver- methode	Der zu untersuchende Detailbereich (ca. 20cm) wird lokal magnetisiert und eine E- mulsion mit feinen Eisenpartikeln aufge- sprüht, die unter UV-Licht Oberflächenrisse und -poren sichtbar macht (nur für ferritische Stähle)	
Ultraschall	Einstrahlen und Reflektieren von Schallwel- len in Profile, um Fehlstellen im Inneren des Materials zu finden, Deutung und Differen- zierung der Anzeigen auf dem Oszillogra- phen erfordert große Erfahrungen, ungeeig- net für Schweißeisen und für abgedeckte Querschnittsteile	
Radiographie	Durchstrahlung von stark gegliederten Quer- schnitten, z.B. Knotenbleche, in der Mitte eines 5-schichtigen Profilpaketes - überzeu- gende Ergebnisse (Anrisse < 2 mm) in La- borversuchen der BAM Nachteil: Kontrollbereich mit radioaktiver Strahlung je nach Quelle, Ungenauigkeit der Risslänge durch viele Faktoren beeinflusst	
Wirbelstrom- verfahren	Visualisieren von Anrissen oder Kerben in Nietlöchern mittels rotierender Sonde	
Schallemis- sionsanalyse	noch nicht ausgereiftes Konzept zur Regist- rierung von Schallsignalen, die ein wachsen- der Riss aussendet, erste Resultate in La- borversuchen in Schweden und den USA	
6.3 Zerstörungsfreie Rissdiagnose

6.3.1 Farbeindringverfahren

Wirkungsweise:

Rissbehaftete Bauteile werden mit einer Farbe eingesprüht, die sich im Riss der zur Oberfläche hin geöffneten Kapillaren anreichert. Die Risskontur wird nach dem Zusatz einer Entwicklerlösung und einer Entwicklungsdauer von etwa 30 min. sichtbar.

Benötigte Geräte und Materialien:

- Geräte zur Oberflächen- und Risssäuberung, z.B. Bürsten oder Lappen (kein Sandstrahlen oder Schleifen)
- Farbemulsion, Entwicklerlösung oder -pulver

Vor der Untersuchung von Querschnittsbereichen, in denen Ermüdungsrisse oder andere Schädigungen vermutet werden, müssen der Korrosionsschutz und Farbschichten entfernt werden. Geeignet ist hier nur das vorsichtige Abschleifen der Schichten mit Lappen oder weichen Bürsten. Nicht zu verwenden sind Reinigungssprays, welche von der Industrie oft gemeinsam mit der Farbe und dem Entwickler angeboten werden. Sandstrahlen ist ebenfalls absolut ungeeignet, da beim Aufprallen des Strahlmediums (Wasser-Sand-Gemisch oder Sand) Risse oberflächlich "zugeschlagen" werden könnten. Fast jede Art der mechanischen Oberflächen- und der Risssäuberung beeinflusst das Ergebnis stark negativ, da das "Verschmieren" der Riss oder Kapillaröffnungen das nachfolgende gewollte Eindringen der Farbemulsion in die Oberflächen erschwert oder sogar unmöglich macht.

Vorteil: Das Personal für die Durchführung der Prüfung ist einfach anzulernen. Der materielle Aufwand ist gering. Das Verfahren kann auch für nicht magnetische Materialien verwendet werden.

Nachteil: Die Oberflächen müssen sehr vorsichtig bearbeitet werden und danach wieder geschützt werden. Das Farbeindringverfahren ist ausschließlich für das Auffinden von Oberflächenschäden anwendbar. Wenn Risse mit Korrosionsprodukten gefüllt sind, können sie durch das Farbeindringverfahren im Gegensatz zum Magnetpulververfahren nicht sicher detektiert werden!

6.3.2 Magnetpulververfahren

Das Magnetpulververfahren kann bei allen ferromagnetischen Materialien zur Detektierung von Oberflächenrissen eingesetzt werden.

Wirkungsweise:

Magnetisierung von hoch beanspruchten Querschnitten, Ausbildung eines an den Rissflanken gestörten Magnetfeldes; Visualisierung durch im Magnetfeld ausgerichtete fluoreszierende Feinstspäne unter ultraviolettem Licht.

Benötigte Geräte und Materialien:

- Geräte zur Oberflächenreinigung, z.B. rotierende Drahtbürste, Sandstrahlen
- Handmagnet (230 N)
- Magnetpulver-Suspension, z.B. Fluoflux, Magnaflux, Korngröße ca. 3,0 μm

Ultraviolette Strahlenquelle

Für das Detektieren von Oberflächenrissen muss die Oberfläche frei von Farb- und Korrosionsschutzschichten gebürstet bzw. vorsichtig geschliffen werden. Bei der Magnetpulvermethode wird ein örtlich begrenzter Bereich mit Hilfe eines Handmagneten magnetisiert und mit einer Suspension eingesprüht, die aus fluoreszierenden mikroskopisch kleinen Eisenspänen und Wasser besteht. Bei Bestrahlung mit ultraviolettem Licht werden die dann entsprechend dem Magnetfeld ausgerichteten fluoreszierenden Eisenspäne sichtbar. Das Verfahren kann nicht bei direkter Sonneneinstrahlung angewandt werden. Der untersuchte Bereich muss abgeschattet werden. Die fotografische Dokumentation ist grundsätzlich ohne Blitz durchzuführen.



Bild 118 Anwendung des Magnetpulververfahrens: Falsch gebohrtes, nachträglich verfülltes Nietloch.

Das Verfahren ist sehr gut geeignet Risse in der oberen Materialschicht ab ihrem Hervortreten unter Nietköpfen zu identifizieren. Es ist relativ einfach zu handhaben und dem Farbeindringverfahren vorzuziehen.

Vorteil: Das Verfahren gibt die genauesten Ergebnisse für die Detektierung von Oberflächenrissen. Sowohl Risse infolge von Auf- oder Anprall als auch Ermüdungsrisse, die bis an die Oberfläche reichen, sind deutlich sichtbar. Das Personal ist einfach zu schulen und der materielle Aufwand ist gering.

Nachteil: Die Oberfläche muss bearbeitet werden und im Nachhinein neu geschützt werden. Bei starker Helligkeit im untersuchten Bereich ist das Verfahren ungeeignet. Verdeckte Risse können nicht detektiert werden. Nur magnetisierbares Material kann mit dem Verfahren untersucht werden.

Das Magnetpulververfahren ist zur Detektierung von Oberflächenrissen und zur Kontrolle fehlerhafter Baumaßnahmen wie

- Anrisskontrolle an falsch gesetzten Bohrungen, die nachträglich mit heißem Material verfüllt wurden (s. Bild 118)
- Man verwendete Punzen statt Bohren zu Herstellen der Nietlöcher.



Bild 119 Qualitätskontrolle nach dem Abbohren von Ermüdungsrissspitzen.



Bild 120 Verfolgen der Risslänge im Ermüdungsversuch (Kieler Brücke Träger 3-1).

Qualitätskontrolle für die Ausführung von "Stop-holes", Bohrlöchern zum Stoppen von Ermüdungsrisswachstum.

In beiden Fällen ist das Magnetpulververfahren geeignet um eventuell infolge hoher Verkehrslasten gewachsener radialer Risse zu kontrollieren.

In Bild 119 und Bild 120 sind die beiden wichtigsten Anwendungen des Magnetpulververfahrens zu sehen:

- Qualitätskontrolle der Ausführung von Stopholes,
- Detektierung von Oberflächenrissen.

6.3.3 Wirbelstromverfahren

Das Wirbelstromverfahren ist an Fachwerkträgern aus unberuhigtem Flussstahl nach Beendigung des Ermüdungsversuches erstmals erprobt worden. Die Untersuchungen wurden von geschulten Spezialisten der Fachgruppe Zerstörungsfreie Prüfung; akustische und elektrische Verfahren durchgeführt.

In Bild 121 ist eine Wirbelstromsonde, die grundsätzlich für die Untersuchung von Nietlöchern geeignet ist, zu sehen. Optimale Ergebnisse erhält man nur, wenn die Sonde für jede Nietlochgröße konfektioniert wird. Die bunten Streifen sind ein Maß für die Tiefe der Sonde. So kann genau verfolgt werden, in welcher Tiefe des Nietloches, d.h. an welcher Platte des zusammengesetzten



Bild 121 Ansicht der Wirbelsonde.



Bild 122 Anwendung des Wirbelstromverfahrens zur Detektierung von Anrissen am Nietloch.

Querschnitts ein Anriss am Nietlochrand detektiert werden kann.

Niete, an deren Nietlöchern mit Radiografie nachgewiesene Ermüdungsrisse vorhanden waren, wurden herausgenommen und mit einer rotierenden Spezialsonde untersucht. Es handelt sich hier um erste Versuche. Eine genauere Aussage wird mit Wirbelstromsonden erwartet, deren Durchmesser recht genau an den Nietlochdurchmesser angepasst ist. Bild 122 dokumentiert die Vorgehensweise.

Auf einem Oszillographen ist in Echtzeit jede Anzeige zu verfolgen. Eine digitale Erfassung der Signale ist nicht erprobt worden. Die Dokumentation der Anzeige erfolgte daher fotografisch.

6.3.4 Radiografie

Wirkungsweise: Röntgen- oder Gammastrahlen durchdringen sicher auch mehrere Bauteilschichten aus Stahl. Die Quelle befindet sich dabei auf der einen Querschnittseite, der strahlenempfindliche Film, Detektor oder digitale Speicherfolien auf der anderen Querschnittsseite. Es muss also beiderseitige Zugänglichkeit gewährleistet sein.

Die Strahlungsdauer errechnet sich aus der zu durchstrahlenden Materialdicke und der Strahlungsintensität der Strahlenquelle entsprechend ihrem Alter.

Benötigte Geräte und Materialien:

- Strahlenquelle, z.B. Iridiumquelle oder Röntgenröhre mit Fernsteuerung (für kleine Proben)
- Filme, digitalisierende Speicherfolien oder Detektoren
- (u.U. Software zur Bildbearbeitung am PC)

Das bislang einzige im Labor und vor Ort bewährte Verfahren zum Auffinden von Rissen in verdeckten Bauteilen ist die Durchstrahlung. Es kommen Röntgen- oder Gammastrahlen zur Anwendung. Der Einsatz von Bildverarbeitungsprogrammen ermöglicht eine rechnergestützte Bildverarbeitung der eingescannten Radiografien. Für den Einsatz vor Ort ist die Prüfung mit Gammastrahlen ohne große Probleme möglich. Der abzusperrende Bereich hat bei den niedrigen Strahlenbelastungen einer Gammastrahlenquelle nur einen Radius von 10-12 m.

Bei Verwendung einer Iridium-Strahlenquelle können Risse in bis zu 60 mm, bei günstigen Bedingungen und neuer Strahlenquelle im Labor bis maximal 80 mm dicken zusammengesetzten Bauteilen aufgefunden werden, wenn die Strahlen parallel zum Rissufer und damit senkrecht zum Riss verlaufen. Bei Einstrahlung parallel zum Rissufer konnte sogar ein von einem Nietloch ausgehender maximal 2 mm langer senkrecht zur Oberfläche verlaufender Anriss unter einem Nietkopf trotz Abdeckung durch 2 ungeschädigte Bauteile auf dem Röntgenfilm sichtbar gemacht werden (Bild 128).

Bei komplizierten Spannungsverhältnissen, bei denen der Riss nicht genau senkrecht zur Oberfläche liegt, ist die Detektierbarkeit mit zunehmendem Winkel des Risses zur Oberfläche ungenauer. In derartigen Fällen kann aus 2 oder mehreren Einstrahlrichtungen durchstrahlt werden. Bei mixed-mode Beanspruchungen (mehrdimensionale Spannungsverhältnisse) kommt es im Gegensatz zu rein zugbeanspruchten Bauteilen bzw. Querschnitten leicht zu Rissverzweigungen oder zu einem Verdrehen der Rissausbreitungsrichtung. In diesen Fällen kann ein Anriss unter Umständen nicht über die ganze Länge sicher detektiert werden. Bei schwächer und breiter werdenden Risskonturen in Richtung Rissspitze auf dem Film sollte daher zur Kontrolle unbedingt mindestens in einer weiteren Einstrahlrichtung durchstrahlt werden. Bild 124 zeigt eine Radiografie eines Schweißeisernen Winkelprofils mit schräger Einstrahlung. Der Schatten im Nietkopfbereich widerspiegelt die Blechdicke. Der Riss verlüft nicht genau senkrecht und liegt jeweils zwischen den beiden sichtbaren Linien (Oberflächenkanten).

Bild 123 zeigt den Einsatz einer Strahlensonde an der Rendsburger Brücke über den Nord-Ostsee-Kanal.



Bild 123 Iridium-Strahlenquelle im Einsatz vor Ort.



Bild 124 Ermüdungsriss an einem schweißeisernen Querträger aus der Kieler Brücke (1890) nach dem Ermüdungsversuch, unter dem Riss endet die unterste Lamelle des Querträgers.



Bild 125 Untersuchung eines Knotens nach dem Ermüdungsversuch mit Hilfe der Radiografie (Fotomontage: Kretzschmar).

Im Bild 129 werden die Möglichkeiten der Bildverarbeitung mit speziellen Bildverarbeitungssystemen und programmen vorgestellt.



Bild 126 Die großen Risse 1a und 1b auf der Radigrafie sind auch nach dem Heraustrennen des Knotenbleches gut zu erkennen, der kleine bereits initiierte Anriss am Nietloch 2 ist auf beiden Seiten der Oberfläche nicht zu sehen, aber auf der Radigrafie in Bild 128 und Bild 129.



Bild 127 Ermüdungsriss an einer Diagonale aus einem Fachwerkträger aus unberuhigtem Flussstahl mit dem Anriss 2.



Bild 128 Anriss an Nietloch 2 aus Bild 131 und Bild 132.

Die Anwendung von um das Prüfobjekt umlaufenden Strahlern und Detektoren (Computertomographie) verbessert die Detektierbarkeit erheblich, ist aber nur für Laboruntersuchungen an kleinen Proben (auch z.B. an Bohrkernen des Rissspitzenbereiches) anwendbar. Die Durchstrahlung sollte nicht bei fließendem Verkehr auf dem Bauwerk, sondern unter ruhenden Lasten durchgeführt werden. Eine den geprüften Querschnitt hoch beanspruchende statische Last bewirkt in hoch beanspruchten Querschnitten eine Rissöffnung und erhöht die Wahrscheinlichkeit eventuell vorhandene Risse zu entdecken.



Bild 129 Beispiel für die Bildverarbeitung von Radiografien an einem ungeschädigten Nietloch.

Durchstrahlungsdauer:

Die Belichtungszeit wird abhängig von der Strahlungsintensität (Alter) der Strahlungsquelle und der Dicke des zu durchstrahlenden Querschnittes berechnet. Für eine Dicke von 60 mm und eine neue Strahlenquelle bedeutet das ungefähr eine Durchstrahlungsdauer von 15 Minuten. Mit zunehmender Alterung (Halbwertzeit) der radioaktiven Strahlenquelle verlängert sich die Durchstrahlungsdauer. Die Verwendung digitaler Speicherfolien verkürzt die Belichtungszeit. Digitale Speicherfolien sind noch in der Entwicklungsphase. Wegen ihrer vor Ort sofort verfügbaren digitalen Daten, die sofort digital am PC bearbeitbar sind werden sie bei entsprechender Auflösung der Bildpunkte die traditionellen Röntgenfilme vermutlich zukünftig ersetzen. Die Speicherfolien sind zusätzlich wiederverwendbar.

Die digitale Bildverarbeitung von eingescannten Röntgenfilmen erhöht bereits jetzt die Erkennbarkeit einer Schädigung deutlich.

Vorteile: Um in bis zu ca. 80 mm dicken zusammengesetzten Bauteilen Risse auch unter Nietköpfen sicher zu erkennen, müssen bei idealen Bedingungen die Strahlen möglichst parallel auf den zu untersuchenden Bereich auftreffen. Der Einsatz der mobilen Strahlenquelle ist einfach vor Ort realisierbar. Das Ergebnis der Untersuchung ist auf Filmen dauerhaft dokumentiert. Die Oberflächen müssen nicht vorbereitet werden.

Nachteile: Der Bereich muss entsprechend der vorhandenen Strahlungsintensität der Quelle abgesperrt werden. Die Messung der Intensität im Sicherungsbereich kann mit Hilfe eines Strahlungsmessers vor Ort erfolgen. Die Prüfung darf ausschließlich von zugelassenen Stellen durchgeführt werden. Auch die Auswertung der Filme sollte von Experten vorgenommen werden, da ohne Erfahrungen Schäden leicht übersehen werden können. Das Bauteil muss beidseitig zugänglich sein (Strahlenquelle auf der einen und der Film auf der ande-

ren Seite). Die Kosten für die Beschaffung der Geräte, insbesondere die Wiederbeschaffung der Strahlenquelle, sind hoch.

6.3.5 Ultraschallverfahren

Wirkungsweise: Abhängig vom Material durchläuft ein eingestrahltes Schallsignal einen Querschnitt mit einer bestimmten Schallgeschwindigkeit. Bei Ultraschallechomethoden wird eine Schallwelle in das Material eingeschallt und das reflektierte Rückwandsignal gemessen. Trifft das Schallsignal auf ein Material anderer Dichte (Anomalien wie Lunker, Risse oder Einschlüsse), so ist das anteilig oder vollständig reflektierte Signal ein Maß für die Lage der Inhomogenität (z.B. gut erkennbare Risse liegen parallel zur Schallausbreitungsrichtung).

Bild 130 zeigt die Ultraschallspezialisten in den 1990ziger Jahren bei der Arbeit. Die fehlende digitale Speicherung machte damals noch die fotografische Dokumentation erforderlich. Moderne Geräte sind mit digitaler Datenerfassung, Online-Anzeige und automatischer Speicherung ausgestattet.

Die häufigste Anwendung im Bauwesen ist die **Rest**wanddickenbestimmung. Sie erfolgt bei frühen Flussstählen wie bei modernen Baustählen i.d.R. mit Hilfe eines leicht transportablen Handgerätes. Für die erforderliche Ankopplung des Schallkopfes kann Abschleifen loser Farbschichten notwendig sein.

Das Ultraschallverfahren ist für Schweißeisen wegen seiner zeilenförmigen Gefügestruktur nicht anwendbar. Hier kann die Dicke ggf. minimal-invasiv mit der Bohrlochmethode direkt gemessen werden.



Bild 130 Ultraschallprüfung zum Detektieren der Ermüdungsrisse in einem verdeckten Knotenblech mit Hilfe eines schräg einschallenden Ultraschallsensors (Winkelschallkopf).

Benötigte Geräte und Materialien:

- Oberflächensäuberung z.B. durch rotierende Drahtbürste oder Schleifscheibe
- Schallquelle mit an den Anwendungsfall angepassten Schallkopf
- Oszillograph.

Die Ultraschallmethode kann außer zur Restbauteildickenbestimmung auch zur Identifikation von Schäden/ Einschlüssen parallel zur Oberfläche verwendet werden. Die Unterscheidung der Signale von Bauteilrückwand bzw. Anomalien oder Inhomogenitäten, z.B. in Form von Rissen, ist von erfahrenen Experten vorzunehmen. Bei der Verwendung von Winkelschallköpfen ist die Differenzierung von Signalen, z.B. im Nietlochrandbereich insbesondere bei mehrfach reflektierten Signalen sehr schwierig bzw. auszuschließen.

Vorteile: Parallel zur Oberfläche liegende Schäden sind zerstörungsfrei bestimmbar. Die Prüfung kann bei Zugänglichkeit von einer Bauteilseite durchgeführt werden. Die Ausrüstung ist nicht kostenintensiv.

Nachteile: Es sind nur Schäden in der äußeren Bauteilschicht zu detektieren. Für Schweißeisen ist das Verfahren wegen dessen lamellenartiger Struktur nicht sicher einsetzbar. Die Deutung erfordert Fachpersonal, das bei der Deutschen Gesellschaft für Zerstörungsfreie Prüfung (DGZfP) aus- und weitergebildet werden kann (Level 2 oder 3 ZfPV).

Eine Weiterentwicklung und Optimierung des Ultraschall-Echo-Verfahrens ist z.B. der Einsatz eines *Phased Arrays*. Lunker oder andere Einschlüsse im Inneren einer Struktur werden durch eine schräg verlaufende akustische Wellenfront aus mehreren Schallsignalen und deren Reflektionen visualisiert. Die Applikation kommt aus der Industrie.

6.3.6 Faseroptische Sensoren

Wirkungsweise: Faseroptische Aufnehmer auf der Basis faseroptischer Mikrosensoren arbeiten mit Licht statt elektrischem Strom und sind daher unempfindlich gegenüber jeder Art von elektrischen und elektromagnetischen Störungen. Sie bieten gute Instrumentierungsmöglichkeiten bei problemloser Realisierung größerer Anschlusslängen und sind einfach zu kalibrieren.

Benötigte Geräte und Materialien: Konfektionierte und an den speziellen Anwendungsfall angepasste Sensoren und ggf. angepasste Software.

Faseroptische Mikrodehnungssensoren:

Faser-Fabry-Pérot-Interferometer-Sensoren (EFPI Sensoren), basierend auf dem interferrenz-optischen Prinzip.

Faser-Bragg-Gitter-Sensoren (FBG-Sensoren) bei denen in die Faser ein optisches Gitter eingebrannt ist, dessen Gitter sich mit der Längsdehnung ändert. Bis zu 12 FBG-Sensoren können in einer einzigen Faser unabhängig voneinander ausgelesen werden. FBG-Sensoren sind nach gegenwärtigem Erkenntnisstand relativ alterungsunabhängig.

Für den Einsatz vor Ort fehlen derzeit noch geeignete robuste Kompaktgeräte. Mit einigem Aufwand ist es jedoch möglich, aus kommerziell verfügbaren Geräteeinheiten ein vor Ort taugliches Monitoringsystem mit hoher Dehnungsauflösung zusammenzustellen.

Faseroptische Extensometer:

Zur Detektierung von Rissentstehung über einen längeren Bereich (bis 30m) eignen sich faseroptische Extesometer, z.B. im Rahmen eines Monitorings. In eine Faser, die nach dem Laufzeitprinzip (OTDR - optical time domain reflectometry) arbeitet, können im Abstand von ca. 30 cm Reflektionsstellen eingebracht werden, von denen Lichtanteile bei Rissentstehung reflektiert werden. Die einzelnen Sensoren innerhalb einer einzigen Faser können unterschiedliche Messlängen haben und durch sensorfreie Abschnitte voneinander getrennt sein.

Zusammengesetzte Sensorfasern nennt man faseroptische Ketten – Extensometer (Multireflektionssensor). Die Anschlussfaser zum Zentralgerät kann zusätzlich einige Meter lang sein. Der Messbereich liegt zwischen -2500 μ m und +10.000 μ m. Die Genauigkeit liegt bei +0.25 mm/Messlänge. Faseroptische Extensometer haben im Ermüdungsversuch etwa gleichzeitig mit den Dehnungsmessstreifen deutliche Signale über die Rissentstehung gegeben. Über die Laufzeitauswertung konnte der geschädigte Querschnitt direkt gefunden werden. Die Monitoringdaten wurden über ein Modem per Telefonleitung übertragen und abgefragt, bzw. können über ein Datennetzwerk direkt übertragen werden. Ein relativ teures Messgerät wird serienmäßig angeboten. Automatische Messungen sind unüblich, allerdings kann dafür die Software des Gerätes angepasst werden. Zuverlässige Ergebnisse erfordern eine Mittelung mehrerer Einzelmessungen, was die Messdauer pro Messstelle verlängert (ca. 15 s).

6.3.7 Akustische Schallemmission

Die akustische Schallemission ist seit einigen Jahren Thema in der Forschung. Die kanadische Eisenbahn benutzt das Verfahren zur Überwachung von Rissen, die während der regulären visuellen Inspektion an Brücken aufgefunden wurden. Zur Risssuche ist das Verfahren bislang nicht benutzt worden.

In Schweden ist in einer Dissertation (Boström, LTU 1999) ein modifiziertes Schallemissionsverfahren entwickelt worden, das jedoch wegen der außerordentlich aufwändigen Dateninterpretation nicht als Routineprüfung eingesetzt wird.

7 Zusammenfassung

Die Untersuchungen der alten Stähle, Bauteile und Bauweisen haben gezeigt, dass die alten Stähle besser sind als ihr Ruf.

Werden die Besonderheiten der alten Stähle hinsichtlich ihrer eingeschränkten Schweißbarkeit und des anisotropen Verhaltens berücksichtigt, so kann häufig durch Dehnungsmessungen unter Verkehr nachgewiesen werden, dass die Konstruktionen dank ihrer hohen Sicherheitsreserven bei ihrer Errichtung durchaus noch in Zukunft betrieben werden können.

Messungen haben sich neben Materialuntersuchungen, Berechnungen und detaillierten Inspektionen immer dann bewährt, wenn die Ermüdungsbeanspruchung von genieteten Stahlbrücken zu bewerten war. Dabei werden zielgerichtet die Querschnitte mit Dehnungsmessstreifen bestückt, in denen die höchsten Beanspruchungen zu erwarten sind [33]. Die Einbindung der Messwerte in die Nachweisführung wird über die Anpassung der Rechenmodelle realisiert, z.B. in [57].

Für den Nachweis der Sicherheit gegen Ermüdungsversagen oder bei der Erhöhung der Achslasten werden zukünftig über den Eurocode und die nationalen Anwendungsdokumente sowie die Bewertungsrichtlinien bei einigen Infrastrukturbetreibern hinaus einheitliche Verfahren zur Verfügung stehen.

Das Technische Komitee 6 *Fatigue* der Europäischen Kommission für Stahlbau EKS erarbeitet zur Zeit eine Veröffentlichung ihrer neuesten Richtlinie [4]:

Assessment of Existing Steel Structures –

A Recommendation for Estimation of Remaining Fatigue Life.

Die Richtlinie geht von einem stufenweisen Nachweiskonzept aus, dessen Ablauf eine Verfahrensweise für den Sicherheits- und Zuverlässigkeitsnachweis von Konstruktionen weiterentwickelt, die im Jahr 1996 von der Arbeitsgruppe I der Internationalen Kommission für Brücken- und Hochbau unter Leitung von Professor Jörg Schneider erarbeitet wurde.

Die Veröffentlichung der Richtlinie ist in Vorbereitung, eine Vorankündigung wird demnächst erscheinen [82].

8 Literatur

- [1] Kunz, P., Tschumi, M., Sedlacek, G., Paulsson, B., Helmerich, R.: ECOBRIDGE, Machbarkeitsstudie zur Begutachtung bestehender Eisenbahnbrücken aus Stahl, erarbeitet i.A. der UIC Subgroup Infrastructure, 1998
- [2] Vereinheitlichter Sicherheitsnachweis für bestehende Stahlbrücken, 2001, Gemeinsamer Endbericht des BAM-Vh. 7211, DB Netz (Muncke, M.), SBB (Tschumi, M.), RWTH (Sedlacek, G.,Kühn, B., Feldmann, M.), BAM (Brandes, K.; Helmerich, R.), EPFL-ICOM (Hirt, M., Nussbaumer, A., Bassetti, A.)
- [3] CEN: Eurocode 1993-1-9, incl Backgrounddocument, clean draft, 2003,
- [4] Europäische Konvention für Stahlbau, TC 6, WGA: Assessment of Existing Steel Structures – A Recommendation for Estimation of Remaining Fatigue Life, draft, Veröffentlichung in Vorbereitung,
- [5] ECCS, TC6, Empfehlungen f
 ür die Bemessung und Konstruktion von erm
 üdungsbeanspruchten Stahlbauten, ECCS-publication No. 43, 1985
- [6] Helmerich, R., Niemann, J., Peschke,H.-J., Werner, K.-D.: Erfahrungen und Ergebnisse des Monitorings am Lehrter Bahnhof, Berlin, GESA-Symposium 2003, VDI Berichte 1757, 12.-13. Juni 2003 Braunschweig,
- Helmerich, R., Knapp, J.: Der neue Lehrter Bahnhof in Berlin, VDI/VDE-GMA-Arbeitskreis Mess- und Automatisierungstechnik Berlin, 20. Juni 2002, (nur Vortrag),
- [8] Helmerich, R., Brandes, K., Herter, J.: Full Scale Laboratory Fatigue Tests on Riveted Steel Bridges, IABSE Workshop Lausanne 1997, ISBN 3-85748-091-2,
- [9] Helmerich, R., Niemann, J., Kohlhoff, H., Werner, K.-D.: Structural Condition Monitoring of a highspeed train station, IABSE Symposium Antwerpern 27.-29. August 2003, Report, S. 18-19 und CD Version, ISBN 3-85748-109-9 (B), Keynote presentation,
- [10] Helmerich, R., Herter, J., Spieker, N.: Interaction between Field Measurements and Laboratory Testing for reliable further use of the Berlin Underground-viaducts, IABSE Conference 2002, Barcelona,
- [11] Ball, O.: BAM-interner Prüfbericht über Metallografische Untersuchungen einer SENB-3-Probe aus der Elbe-Brücke Bad Schandau, M133, 1997, unveröffentlicht,
- [12] Dittmann, J.: *Untersuchung der Materialproben einer Brückenbaukonstruktion*, Praktikumsbericht, BAM, 1994,
- [13] Dittmann, J.: Metallkundliche Untersuchungen an Schadensteilen und Zugproben aus Schweißeisen der Kieler Brücke, Studienarbeit an der BAM, 1995,

- [14] Gockeln, S.: Praktikumsbericht über metallkundliche Untersuchungen an rissbehafteten Proben aus Großversuchen in der BAM, V.12, 2000,
- [15] Helmerich, R., Brandes, K.: Dokumentation von Ermüdungsversuchen an genieteten Querträgern einer schweißeisernen Trogbrücke, BAM-Bericht 248, Verlag für neue Wissenschaft GmbH, 2001,
- [16] Helmerich, R.: Fatigue Tests and Repair of Fatigue cracks, Vortrag anlässlich des Fatigue and Repair Workshop der Lehigh University in Bethlehem, PA, USA, 14./15. August 2002,
- [17] Helmerich, R., Brandes, K.: Ermüdungsversuche an genieteten Querträgern aus der Knesebeckbrücke über den Teltowkanal (Bj. 1904), BAM-interne Versuchsdokumentation, 1994, unveröffentlicht,
- [18] Helmerich, R., Brandes, K.: Biegeversuche mit Einzellasteinleitung an genieteten Trägerausschnitten aus der Knesebeckbrücke, Versuchsdokumentation, 1995, unveröffentlicht,
- [19] Helmerich, R., Brandes, K.: *Ermüdungsversuche an Fachwerkträgern der Berliner U-Bahnlinie U1*, Stahlbau, S. 789-797, Verlag Ernst & Sohn, 2002,
- [20] Workshop Versuche und Messungen an alten genieteten Stahlkonstruktionen, BAM VII.21, November 1998, Vorträge Dr. Brandes, K., Herter, J., Helmerich, R.,
- [21] Modulfamilie 805.0001, Tragsicherheit bestehender Eisenbahnbrücken, 2001 vorher: Richtlinie 805 der DB AG Tragsicherheit bestehender Eisenbahnbrücken, Ausg. 1997mit Ergänzungen von 1999,
- [22] Modulfamilie 804 der DB AG, Vorschrift für Eisenbahnbrücken und sonstige Ingenieurbauwerke, 2000, Bekanntgabe B 6,
- [23] Materialkennwerte aus 580 Zugversuchen an alten Stählen in der BAM, Datensammlung im Projekt 0214-VII-0306, Stand 2002,
- [24] DIN 1076 Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen, Ausg. 1999,
- [25] SBB- Weisung I-AM 08/02: Richtlinie zur Beurteilung von genieteten Eisenbahnbrücken, gültig ab 01.06.2002,
- [26] BMV: Richtlinie zur Tragfähigkeitseinstufung bestehender Straßenbrücken der neuen Bundesländer in Lastklassen nach DIN 1072, Ausg. Dez. 1985, Bundesministerium für Verkehr, Abteilung Straßenbau, Ausgabe April 1992,
- [27] BMVBW: Richtlinie zur einheitlichen Erfassung, Bewertung und Auswertung von Ergebnissen der Bauwerksprüfungen nach DIN 1076 (RI-EBW-Prüf), 2004, Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen, 2004,
- [28] Fisher, J. W.: Fatigue, Case studies, 1987,
- [29] Kulak, G. L.: Fatigue Strength of Riveted Connections, IVBH-Workshop 1997, S. 181-190,
- [30] Mang, F., Bucak, Ö.: Remaining Fatigue Life of old Steel Bridges - Theoretical and Experimental Inves-

tigations on Railway Bridges, International Symposium on Fatigue and Fracture in Steel and Concrete Structures, Madras, India, 1991,

- [31] Hirt, M. A., Kunz, P.: Ermüdungssicherheit bestehender Bauwerke, Stahlbau 11/96,
- [32] Akesson, B.: Fatigue life of riveted railway bridges, Dissertation, Technische Universität Chalmers, Göteborg, SE, 1994,
- [33] Brandes, K., Berner, K., Helmerich, R., Limberger, E.: Der Beitrag von Dehnungsmessungen zur Bewertung älterer Stahlbrücken, GESA-Symposium, 1996,
- [34] Kurzgutachten und weiterführende Untersuchungen der Spreebrücke Berlin-Mitte, BAM, VII.21, 1997,
- [35] Beiblatt 2- Altstahl im Hochbau von 1948 zur DIN 1050 Stahl im Hochbau,
- [36] Sedlacek, G., Hensen, W., Dahl, W., Langenberg, P.: Verfahren zur Ermittlung der Sicherheit von alten Stahlbrücken unter Verwendung neuester Erkenntnisse, Bauingenieur Heft 67 (1992), S. 129-136,
- [37] Geissler, K., Quoos, V., Sedlacek, G., Hensen, W.: Zum Restnutzungsdauernachweis für stählerne Eisenbahnbrücken, Stahlbau, Heft 1, Ernst & Sohn Verlag, 2000,
- [38] Lindner, J.: Der Einfluss von Eigenspannungen auf die Traglast von I- Trägern, Stahlbau 2 u. 3/1974,
- [39] Vianello, L., Stumpf, C.: *Der Eisenbau*, 1912, 2. Ausgabe,
- [40] Schöler, R.: *Eisenkonstruktionen des Hochbaus*, 1904, 2. Ausgabe (1. Ausgabe 1900),
- [41] Schaper, G.: *Eiserne Brücken*, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1908, 2. unveränderte Ausgabe 1911,
- [42] Trautz, M.: Eiserne Brücken im 19. Jh. in Deutschland, Werner-Verlag GmbH, Düsseldorf, 1991, Archiv-Nr. 861 - 12.90,
- [43] Keck: Über das zu Brückenkonstruktionen verwendete Schmiedeeisen, Blech und Faconeisen, Schmorl und von Seefeld, Hannover, 1868,
- [44] 100 Jahre Materialprüfung in Berlin, BAM (1971),
- [45] Stiglat, K.: Brücken am Weg, Frühe Brücken aus Eisen und Beton in Deutschland und Frankreich, Ernst & Sohn, 1997, ISBN 3-433-01299-7,
- [46] Erler, U., Schmiedel, H.: Brücken, VEB Fachbuchverlag Leipzig, 1988, ISBN 3-343-00352-2.
- [47] Verein deutscher Eisenhüttenleute: Vorschriften für die Lieferung von Eisen und Stahl, vom 17.03.1889, abgeändert im Februar 1893,
- [48] Besondere Vertragsbedingungen f
 ür die Anfertigung, Lieferung und Aufstellung von gr
 ößeren zusammengesetzten Eisenkonstruktionen vom 25.11.1891,

- [49] Jäger, B., Wachter, G. (Hrsg.): Abriss oder Ertüchtigung, Vice Versa Verlag 1999,
- [50] Struck, W.: Ermittlung des Bauteilwiderstandes aus Versuchsergebnissen, ergänzt durch Tabellen von Dr.-Ing. Kersken-Bradley, BAM-Bericht, 1979,
- [51] Wittemann, K., Baehre, R.: Bruchmechanische Untersuchungen an Baustahl des 19.Jh., SFB 385 Universität Karlsruhe, 1986 bis 1991,
- [52] Zeitschrift für das Bauwesen, Die Prüfung der Brücken mit eisernem Überbau auf den preußischen Eisenbahnen, Berlin, Jahrgang 1862
- [53] Manderla, H.: Die Berechnung der Sekundärspannungen, Allgemeine Bauzeitung 1880, Wien, S. 34
- [54] Zentralblatt der Bauverwaltung v. 28.01.1920
- [55] Geissler, K.: Beitrag zur probabilistischen Berechnung der Restnutzungsdauer stählerner Brücken, Dissertation TU Dresden, 1995
- [56] Verein Hütte: *Des Ingenieurs Taschenbuch*, 16. Auflage, 1896, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn
- [57] Rodemann, J.: Realitätsgerechtes Rechenmodell für die S-Bahnbrücke Klemkestraße, Diplomarbeit TU Dresden, 1994
- [58] Ullner, R., Knapp, J., Helmerich, R.: Reliability and diagnostics of transport structures and means 2002, Pardubice, CZ: International Conference, 26 -27th September 2002, Vortrag Ullner
- [59] Hensen, W.: Grundlagen für die Beurteilung der Weiterverwendung alter Stahlbrücken, Dissertation am Lehrstuhl für Stahlbau der RWTH Aachen, Heft 21, 1992
- [60] BAM-Gutachten zu Versuchsserien an der Berliner U-Bahnlinie U1, 1999-2002, unveröffentlicht
- [61] BAM-Pressekonferenz 2001, Pressemitteilung
- [62] Giray, Chemische Analyse eines unberuhigten Flussstahles, BAM I.13, 1999, unveröffentlicht
- [63] Maxhütte Internetpräsentation <u>www.route-</u> industriekultur.de/geschi/lang/index.htm?stl 10.htm
- [64] Structurae Internetpräsentation www.structurae.de/de/structures/data/str10039.php
- [65] Werner, F., Seidel, J.: Der Eisenbau- vom Werdegang einer Bauweise, Verlag für das Bauwesen, Berlin 1992, ISBN 3-345-00466-6
- [66] Paulinyi, A.: Das Puddeln, Ein Kapitel aus der Geschichte des Eisens, Oldenbourg Verlag GmbH, München, 1987
- [67] <u>http://www.boehm-chronik.com/piatek-</u> cd/05=LAASAN1796-10.jpg
- [68] Besondere Vertragsbedingungen für die Anfertigung, Lieferung und Aufstellung von größeren zusammengesetzten Eisenkonstruktionen, vom 25.11.1891
- [69] Verband deutscher Architekten und Ingenieurvereine: Normalbedingungen für die Lieferung von Ei-

senkonstruktionen für Brücken- und Hochbau, 1886, ergänzt durch die Lieferbedingungen für Flusseisen 1893

- [70] DIN EN 10002T1, Zugversuch bei Raumtemperatur, 03/1998
- [71] DIN EN 10025, *Warmgewalzte Erzeugnisse aus unlegierten Baustählen*, Technische Lieferbedingungen, 03/1990
- [72] Grundsätzliche Bestimmungen für die Lieferung und Aufstellung eiserner Brücken, Wien, 1892
- [73] Erlass betreffend Vorschriften für das Entwerfen der Brücken mit eisernem Überbau auf den preußischen Staatsbahnen, Preußisches Ministerium der öffentlichen Arbeit, Berlin, 20. Juni 1903
- [74] Akademischer Verein Hütte e.V., Hütte, Des Ingenieurs Taschenbuch, Band III, 23. Auflage, Verlag Wilhelm Ernst und Sohn, Berlin, 1919
- [75] DIN 1000, Normalbedingungen für die Lieferung von Eisenbauwerken, 1921
- [76] Langenberg, P.: Bruchmechanische Sicherheitsanalyse anrissgefährdeter Bauteile im Stahlbau, Dissertation RWTH, Band 14/1995, Shaker-Verlag 1996, ISBN 3-8265-1102-6
- [77] Erlass des preußischen Ministers der öffentlichen Arbeiten: Bestimmungen über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen und die Beanspruchungen der Baustoffe, 31. Januar 1910
- [78] Manderla, H.: *Die Berechnung der Sekundärspannungen*, Allgemeine Bauzeitung 1880, Wien, Seite 34 ff.
- [79] Helmerich, R., Brandes, K., Berner, K.: Tragfähigkeit von Altstahlkonstruktionen, 2. Potsdamer Bauseminar Bauwerkserhaltung, 10/1997
- [80] Schneider, J.: Introduction to safety and reliability of structures, Structural Engineering documents No. 5, IABSE 1996
- [81] Hackbarth, A.: Prüfberichte von Rissfortschrittsversuchen zwischen 1993 und 2003 an Schweißeisen und frühem Flussstahl, BAM V.32, unveröffentlicht
- [82] Helmerich, R., Kühn, B., Nussbaumer, A.:: Assessment of existing steel structures. A guideline for estimation of the remaining fatigue life, Structure and Infrastructure Engineering, in Vorbereitung, 2005

9 Anlage

Tabelle 15 Tabellarische Übersicht über ausgewählte charakteristischen Beanspruchbarkeiten und zulässige Beanspruchungen in alten Vorschriften, auf die sich die hier betrachteten Konstruktionen beziehen

					<u> </u>
Jahr/ Erlassende Behörde oder Verei- nigung	Material/ ggf. mit Verwendungs- zweck	Streckgrenze σ_s Zugfestigkeit K _Z	Zulässige Spannung Zul σ	Bruch- dehnung φ	Scherspannung T _{zul}
1862 /Berliner Eisen- bahn-Commissariat	Schweißeisen, Hauptträger (Schwedler)	Elastizitätsgrenze= 200 Ctr/Quadratzoll	Zulässige Spannung: σ_{zul} 100 Ctr/Quadratzoll = 73,1 N/ mm ²		
1862 /Berliner Eisen- bahn-Commissariat	Schweißeisen, Nebenträger	Elastizitätsgrenze= 200 Ctr/Quadratzoll	Zulässige Spannung: 80 Ctr/Quadratzoll σ _{zul} = 58,5 N/ mm ²		
1871/Berliner Bau- ordnung	Schmiede- eisen/Stützen		Zulässige Spannung: Druck: 750 kg/ cm² Zug: 750 kg/ cm²		
1887 /Berliner Polizeipräsident 21.02.1887	Schmiede- eisen/Stützen		Zulässige Spannung: Druck: 750 kg/ cm² Zug: 750 kg/ cm² Abscheren: 600 kg/ cm²		
1889/Verein deut- scher Hüttenleute	Bauwerk- Schweißeisen, Flach- u. Formeisen		I. d<10 mm →K _z = 3600 kg/ cm ²	12%	
1889/Verein deut- scher Hüttenleute	Bauwerk- Schweißeisen, Flach- u. Formeisen		II. 10 mm < d < 15 mm \rightarrow K _z = 3500 kg/ cm ²	12%	
1889/Verein deut- scher Hüttenleute	Bauwerk- Schweißeisen, Flach- u. Form- eisen		III. 15 mm < d < 25 mm →K₂= 3500 kg/ cm²	12%	
1889/Verein deut- scher Hüttenleute	Bauwerk- Schweißeisen, Flach- u. Form- Eisen, Stege		jeweils wie I., II., III., aber um 100 kg/ cm² niedrigere Werte	12% - 2%	
1889/Verein deut- scher Hüttenleute	Bauwerk- Schweißeisen, Bleche mit Längs- richtung		in Längsrichtung: →K _z = 3500 kg/ cm²	10%	
1889/ Verein deut- scher Hüttenleute	Bauwerk- Schweißeisen, Bleche(Stege) mit Längsrichtung		in Querrichtung: $\rightarrow K_z$ = 3500 kg/ cm ²	3%	
1889/Verein deut- scher Hüttenleute	Bauwerk- Schweißeisen, Bleche ohne Längs- richtung, An- schlussbleche		in Hauptwalzrichtung: →K _z = 3500 kg/ cm²	10%	
1889/Verein deut- scher Hüttenleute	Bauwerk- Schweißeisen, Bleche ohne Längs- richtung, An- schlussbleche		in der Querrichtung: $\rightarrow K_z$ = 3000 kg/ cm ²	4%	

Jahr/ Erlassende Behörde oder Verei- nigung	Material/ ggf. mit Verwendungs- zweck	Streckgrenze σ_s Zugfestigkeit K _Z	Zulässige Spannung Zul σ	Bruch- dehnung φ	Scherspannung T _{zul}
1889/Verein deut- scher Hüttenleute	Bauwerk- Schweißeisen für Niete und Schrau- ben		bis d = 25 mm \rightarrow K _z = 3800 kg/ cm ²	18%	
1889/Verein deut- scher Hüttenleute (VDH)	Bauwerk- Schweißeisen für Niete und Schrauben		25 mm < d < 40 mm →K _z = 3800 kg/ cm ²	15%	
1892 Verein deut- scher Hüttenleute (VDH), Ergänzung	weiches Flusseisen	Zugfestigkeit 3700-4500 kg/ cm ² Steckgrenze nicht definiert		20%	
1892 Verbd. dt. Architekten- u. Ing. Vereine + VDH	Schweißeisen	min. Zugfestigkeit 34-36 kg/ mm²	nicht festgelegt	12%	
1892 Verbd. Dt. Architekten- u. Ing. Vereine + VDH	Flusseisen	min. Zugfestigkeit 37-44 kg/ mm²	nicht festgelegt	20%	
1892 Verbd. Dt. Architekten- u. Ing. Vereine + VDH	Flussstahl	min. Zugfestigkeit 45-60 kg/ mm²	nicht festgelegt	10%	
1893 /kgl. sächs. Staatseisenbahn	Schweißeisen	Gesamtbean- spruchung 1050 kg/ cm²			
1893 /kgl. sächs. Staatseisenbahn	Flusseisen	Gesamtbean- spruchung 1530 kg/ cm²	um 1000 bis 110 kg/cm² je nach extra berechnetem Querschnitt		
1893 /kgl. sächs. Staatseisenbahn	Flussstahl	Gesamtbean- spruchung 1980 kg/ cm²			
1908 /Schaper- Normalbedin- gungen	Schweißeisen: Bleche, Winkel, Walzprofil- flansche	K _{z1 langs} = 3600-3400 kg cm²	Brücken: abhängig von der Spannweite u. Windlasten 750-1125 kg/ cm² (HT)	12%	
1908 /Schaper- Normalbedin- gungen	Schweißeisen: Stege von Walz- profilen (auf Biegung)	K _{z1 langs} = 3500-3300 kg/ cm ² K _{z1 quer} = 2800 kg/ cm ²		10% 3%	
1908 /Schaper- Normalbedin- gungen	Flusseisen in Längsrichtung	K _{z1 längs} = 3700-4400 kg/ cm²	Brücken: abhängig von der Spannweite und Windlasten 800-1125 kg/cm² (HT)	20 %	
1908 /Schaper- Normalbedin- gungen	Flusseisen in Querrichtung	K _{z1 quer} = 3600-4500 kg/ cm²		17%	
1908 /Schaper Normalbedin- gungen	Flussstahl	K _z = 4500-6000 kg/ cm ²	Empfehlung v. Schaper: Druck: 1500 kg/ cm ² Zug und Biegung: 1200 kg/ cm ²	10%	

Jahr/ Erlassende Behörde oder Verei- nigung	Material/ ggf. mit Verwendungs- zweck	Streckgrenze σ _s Zugfestigkeit K _z	Zulässige Spannung Zul σ	Bruch- dehnung φ	Scherspannung T _{zul}
1908 /Schaper Normalbedin- gungen	Gusseisen	K _z = 1200 kg/ cm ²	Empfehlung v. Schaper: Druck: 700 kg/ cm ² Zug: 200 kg/ cm ² Biegung: 250 kg/ cm ²		
1908 /Preuß. Staatseisen- bahnverwalt.	Flusseisen	K _z = 3700-4400 kg/ cm²		20%	
1908 /Preuß. Staatseisen- bahnverwaltung	Flussstahl/ Vertragsbedin- gungen für Eisen- bahnbauwerke	K _z =5200 kg/ cm²	nicht festgelegt	12%	
1908/USA	Nickelstahl New York Manhatten bridge	K _z = 6000-6700 kg/ cm²	nach Schaper beansprucht bis 2750 kg/ cm²	113 000/ Bruchfes- tigkeit v. H.	
1908 /Preuß. Staatseisen- Bahnverwaltung	Nickelflussstahl für Lokomotivachsen	K _z =6000 kg/ cm ²		18%	
1920 Zentralblatt der Bauverwaltung v. 28.01.1920	Flussstahl für De- cken und Treppen- träger		σ _{zul} = 1200 kg/ cm²		
1920 Zentralblatt der Bauverwaltung v. 28.01.1920	Flussstahl für Dä- cher, Wände, Kran- bahnträger		σ_{zul} = 1200 kg/ cm ² σ_{zul} = 1400 kg/ cm ² σ_{zul} = 1600 kg/ cm ² (Dächer)		
1920 Zentralblatt der Bauverwaltung v. 28.01.1920	Flussstahl für Niete und gedrehte Bolzen		Lochleibungsdruck: 2000 kg/ cm² (Bezug: Bohrungsdurchmesser		Scherspannung T _{zul} = 1000 kg/ cm²
1920 Zentralblatt der Bauverwaltung v. 28.01.1920	Flussstahl für ge- wöhnliche Schrauben		Lochleibungsdruck: 1500 kg/ cm² (Bezug: Schaftdurchmesser)		Scherspannung T _{zul} = 750 Kg/ cm²
1920 Zentralblatt der Bauverwaltung v. 28.01.1920	Schweißeisen		wie Flussstahl- 10%		
1921 : DIN 1000 13.03.21 [9]		Festigkeit 37-45 kg/ mm ²		min 20%	
1922 /Deutsche Reichsbahnen (DR Entwurf II,21)	Flusseisen für eiserne Brücken	Steckgrenze σ_s =2400 kg/ cm ²	LF H σ_{zul} = 1400 kg/ cm ² LF HZ σ_{zul} = 1600 kg/ cm ²		
1922 /Deutsche Reichsbahnen (DR Entwurf II,21)	Flussstahl für eiser- ne Brücken	Steckgrenze σ_s =3800 kg/ cm ²	LF H σ_{zul} = 2200 kg/ cm ² LF HZ σ_{zul} = 2500 kg/ cm ²		Scherspannung T_{zul} =0.8 σ_{zul}
1924 25.02.1924 (Erlass des Ministers f. Volkswohlfahrt) [16., S. 84]	Flussstahl St 37, bisher Flusseisen auf Biegung, Zug: Schub: Abscheren v. Nieten: Lochleibung	Zugfestigkeit σ _B = 3700-4500 kg/ cm²	nur Hauptkräfte: σ_{zul} = 1400 kg/ cm ² σ_{zul} = 1200 kg/ cm ² σ_{zul} = 1000 kg/ cm ² σ_{zul} = 1000 kg/ cm ² σ_{zul} = 2000 kg/ cm ²		

Jahr/ Erlassende Behörde oder Verei- nigung	Material/ ggf. mit Verwendungs- zweck	Streckgrenze σ _s Zugfestigkeit K _Z	Zulässige Spannung Zul σ	Bruch- dehnung φ	Scherspannung T _{zul}
1924 25.02.1924, s. o. [16]	Hochwertiger Bau- stahl St 48 Biegung, Zug: Schub: Abscheren v. Nie- ten: Lochleibung	Zugfestigkeit σ _B = 4800-5800 kg/ cm²	Druck: ω -Verfahren σ_{zul} = 1560 kg/ cm ² σ_{zul} = 1300 kg/ cm ² σ_{zul} = 1300 kg/ cm ² σ_{zul} = 2600 kg/ cm ²	min 18 %	
1924 25.02.1924, s. o. [16]	Altes wieder zu verwendendes Eisen		je nach Abrostung u. Be- schaffenheit		
1924 25.02.1924, s. o. [16]	Schweißeisen		reduziert um 10%		
1929 6.6.1929 Verfügung- 82 Stich 37-	Einführung St 52 Schweißgeeignet: C<0,2;Cu>0,25;	$σ_s$ ≥ 36 kg/ mm ² bei d>18: $σ_s$ ≥ 35 kg/ mm ² $σ_B$ = 52-62 kg/ mm ² bei d>18: $σ_B$ =52-64 kg/ mm ²	Druck: ω-Verfahren, sonst: 50% höher als St 37 z. B. nur Hauptkräfte: σ _{zul} = 1,5 x 1400 kg/ cm ² = 2100 kg/cm ²		