

100 Jahre U-Bahn in Deutschland

Konstruktive Bestandsaufnahme und meßwertbasierte Tragwerksmodellierung eines Stahlviadukts der Linie 1 in Berlin

Der hohe denkmalpflegerische Wert der noch verbliebenen Originalviadukte der 1902 in Betrieb gegangenen U-Bahnlinie 1 im Berliner Bezirk Kreuzberg begründet ein öffentliches Interesse an deren Erhalt und weiterer Nutzung. Statisch-konstruktive Aspekte wie strukturelle Schwächen des historischen Tragwerks, eine mehr als siebenjährige intensive Belastungsgeschichte oder die im Vergleich zur ursprünglichen Bemessung erhöhten Lastgrößen scheinen dem entgegen zu stehen. Zweifelsfrei muß sich das denkmalpflegerische Interesse am Primat hinreichender Trag- und Ermüdungssicherheit messen lassen. Andererseits ist der Ingenieur einer besonders genauen Auslotung des realen Tragpotentials der bestehenden Konstruktion verpflichtet. Das Untersuchungsprogramm zielte deshalb auf eine möglichst realitätsnahe Zustandserfassung durch ein in situ verifiziertes präzises Schadenmodell sowie durch eine meßwertbasierte Kalibrierung des Systemmodells. Zudem kam neben Material- und Ultraschalluntersuchungen mit der Radiographie ein neues Diagnoseverfahren für verdeckte Bereiche zur Anwendung.

Im folgenden werden die ersten Schritte der Zustandserfassung – Anamnese, konstruktive Bestandsaufnahme, kalibrierte Tragwerksmodellierung und Ermittlung der Spannungsschwingbreiten – in Methodik und Ergebnissen vorgestellt. Die in-situ-Untersuchung offenbarte erhebliche, statisch relevante Unterschiede zwischen Planstand und Tragwerksrealität. Die Struktur- und Lastkalibrierung führte auf ein gegenüber dem ersten Ansatz deutlich modifiziertes Modell. Im Ergebnis konnte nachgewiesen werden, daß die maximalen Spannungsschwingbreiten unterhalb der Dauerfestigkeitsgrenze liegen.

100 years of underground railway in Germany – Recording and data-based modelling of structure as a basis for the fatigue assessment of an elevated steel track of Line No. 1 in Berlin.

Since its first opening in 1902, parts of Berlin's underground Line No. 1 have been riding on the original steel structure of an elevated railway track above street level in the district Kreuzberg. The specific value of the original steel structure is caused by the public interest in its preservation as a historic monument and in its further operating which is opposed by structural lacks of the load-bearing structure, an intensive use history lasting over 70 years and meantime higher loads as originally calculated.

The interest in its preservation is subject to the priority of a sufficient structural and fatigue safety. Vice versa, in this context it is the engineer's obligation to sound exactly the real potential of the existing structure. The selected assessment programme of the case in question concentrates on an optimized recording of condition by means of an on-the-spot defined and verified damage model as well as a data-based calibration of the system model. In addition to material testings and ultrasonic inspections, the radiography, a new diagnostic method for covered sections, was applied. The first steps of the condition recording – as they are: case study, recording of structure, metered modelling of structure and determination of stress ranges – are presented and discussed as well as their methodology and their consequences are demonstrated. Serious discrepancies between original plans and the real measured potential of the structure were noticed by the on-the-spot investigation. The maximum strange stresses based on the metered system remain under the limit of constant amplitude fatigue.

1 Anlaß und Zielsetzung

Nach langjährigen Bemühungen konnte die Firma Siemens & Halske zwischen 1896 und 1902 am Südrand des damaligen Berliner Stadtgebietes die erste Strecke einer elektrisch betriebenen Hoch- und Untergrundbahn errichten. Kennzeichnend für die sogenannte Stammlinie, die heute als Linie 1 des Berliner U-Bahn-Netzes verkehrt, ist vor allem ein mehr als 7 km langer Stahlviadukt. Um die Gestaltung des Brückenzeuges gab es während der Planungen und mehr noch nach Baubeginn engagierte Auseinandersetzungen, führte die Strecke doch schon damals durch dicht bebaute Straßenzüge. Im Ergebnis erarbeitete man eine filigrane Fachwerkkonstruktion, die hinreichende Standsicherheit mit größtmöglicher Transparenz zu verbinden versprach (Bild 1)[15].

Heute sind – neben vielen Bahnhöfen – nur noch wenige Abschnitte des ursprünglichen Viadukts im Original erhalten. Teilweise stehen sie unter Denkmalschutz. In Hinblick auf Materialermüdung war noch 1996 einer dieser letzten Bereiche am Lausitzer Platz im Stadtbezirk Kreuzberg durch eine neue Vollwandträger-Konstruktion ersetzt worden; dem Abriß waren vehemente öffentliche Proteste und eine monatelange kontroverse Diskussion voraus gegangen [14].

Der Abschnitt, über dessen Untersuchung im folgenden berichtet wird, liegt nur wenige hundert Meter weiter östlich zwischen dem Bahnhof Schlesisches Tor und der Auffahrt zur Oberbaumbrücke im ehemaligen Grenzge-



Bild 1. Fachwerkkonstruktion der Linie 1, Oberbaumstraße, 1999
Fig. 1. Frame truss of the viaduct of Line No. 1, Oberbaumstraße, 1999

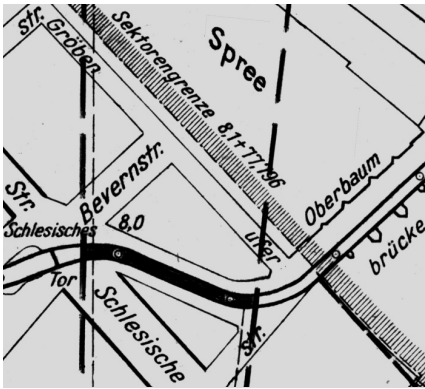


Bild 2. Lage des untersuchten Abschnittes zwischen Bahnhof Schlesisches Tor und ehem. Sektorengrenze am Spreeufer (Bauwerksbuch)

Fig. 2. The investigated section situated between station Schlesisches Tor and former Wall at the river Spree

biet zwischen West- und Ost-Berlin (Bild 2). Da hier der Zugverkehr seit dem Mauerbau 1961 bis zur Wieder-Inbetriebnahme im Jahre 1995 weitgehend ruhte, hat er wesentlich weniger Belastungszyklen erfahren als die meisten anderen, kontinuierlich befahrenen Teilbereiche des Brückenzuges.

Gleichwohl waren im Zuge der Instandsetzungsarbeiten Anfang der 1990er Jahre einzelne Stäbe nach einer ersten Restnutzungsdauerbewertung verstärkt worden. Die Ertüchtigung konnte allerdings noch nicht die Ergebnisse neuer Großversuche der Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM) an Original-Trägereilen berücksichtigen, die im Zuge des Abrisses am Lausitzer Platz 1996 ausgebaut, gesichert und versuchs-technisch aufbereitet worden waren. Diese Versuche hatten die Aufmerksamkeit auf die (verdeckten) Knotenbleche als die offenbar kritischen Bereiche derartiger Fachwerke gelenkt. Anfang 1998 beauftragten die Berliner Verkehrsbetriebe (BVG) deshalb eine Bewertung der Ermüdungssicherheit und Restnutzungsdauer unter Berücksichtigung der neuen Erkenntnisse. In einem zwischen mehreren Partnern abgestimmten Untersuchungsprogramm sollten bei Favorisierung zerstörungsfreier Prüfverfahren

- der reale Bestand des Tragwerks präzise erfaßt und dokumentiert,
- die vorhandene Ermüdungssicherheit des Tragwerks einschließlich der Knotenbleche ermittelt,
- erforderliche Sofortmaßnahmen benannt
- und – bei grundsätzlicher Erhaltbarkeit
- ein auf 30 Jahre angelegter Inspektionsplan abgeleitet werden, der u. a. die rechtzeitige Detektierung entstehender Anrisse auch in den verborgenen Knotenblechen beinhaltet.

2 Untersuchungsprogramm, Beteiligte

Das Untersuchungsprogramm wurde wie folgt detailliert:

1. **Aufbereitung und Auswertung aller Bauunterlagen und Quellen**
2. Ermittlung von Materialkennwerten
3. **Konstruktive Bestandsaufnahme**

4. Erstellung einer Knoten-Datenbank
5. **Tragwerksmodellierung und -berechnung in erster Näherung**
6. Belastungsversuche mit Dehnungsmessungen
7. **Wirklichkeitsnahe Tragwerksmodellierung**
8. **Ermittlung der Spannungsschwingbreiten**
9. Ermüdungsnachweise nach Wöhler
10. Bruchmechanische Untersuchungen
11. Radiographische Untersuchungen
12. Erarbeitung des Inspektionsplans

Für die Bearbeitung zeichneten drei Partner verantwortlich:

- das Materialprüfungsamt (MPA) des Landes Brandenburg
- die Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM)
- das Büro Ifs, jetzt Prof. Dr. Lorenz & Co. Bauingenieure GmbH, Berlin

Für die (fett markierten) Leistungen 1, 3, 5, 7 und 8 zeichnete das Büro Lorenz & Co. Bauingenieure verantwortlich, den Punkt 2 übernahm im wesentlichen das MPA Brandenburg, die übrigen Teilaufgaben oblagen der BAM. Die organisatorische Federführung lag beim MPA Brandenburg. Von Beginn an legten die Partner besonderen Wert auf die wechselseitige Abstimmung der Teiluntersuchungen. Regelmäßige gemeinsame Arbeitsbesprechungen dienten der engen Verzahnung der einzelnen Maßnahmen während der gesamten Bearbeitungszeit. Im folgenden werden die vom Büro der Verfasser erarbeiteten Ergebnisse zu 1, 3, 5, 7 und 8 vorgestellt, zu den weiteren Ergebnissen s. [16].

3 Aktenlage – Der Viadukt im Spiegel von Bauunterlagen und Publikationen

Die Aufbereitung und Auswertung aller verfügbaren Unterlagen und Berichte über das Bauwerk war gezielt als erste eigenständige Position in das Leistungsspektrum aufgenommen worden. Saubere Quellenaufbereitung ist unerlässliche Bedingung für die Erarbeitung einer sachgerechten Anamnese. Dokumente, Berichte und Publikationen geben Hinweise nicht nur zur Belastungsgeschichte, sondern auch zu möglichen Schwach- und Schadenstellen und früheren Eingriffen. Der gesamte Hochbahnviadukt beispielsweise war 1897 in Baulose aufgeteilt worden, die von verschiedenen Stahlbauern und damit auch Stahllieferanten bedient wurden; erst die Kenntnis der Abschnittsgrenzen und Verantwortlichkeiten ermöglicht die statistisch zuverlässige Festlegung von Untersuchungspunkten für die Bestimmung der Materialeigenschaften. Zudem lag der Viadukt am Ende des Zweiten Weltkrieges im Hauptkampfgebiet. Hinweise auf Kriegsschäden, die in den Wirren der Zeit möglicherweise kurzfristig ohne besondere Dokumentation wieder behoben wurden, können gerade in Hinblick auf die Ermüdungssicherheit von außerordentlicher Bedeutung sein.

Selbst der nur 160 m lange Viaduktabschnitt am Schlesischen Tor war von drei verschiedenen Stahlbauern gebaut worden; für den größten Teil zeichnete die Lauchhammer AG verantwortlich, deren technisches Büro auch die noch erhaltenen Werkstattzeichnungen

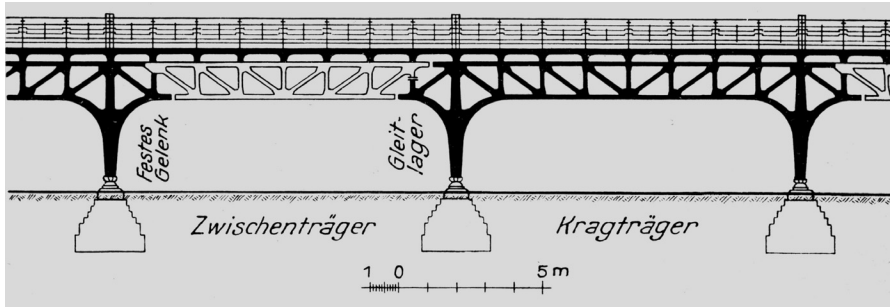


Bild 3. Hauptsystem der „Normalie“, Krag- und Zwischenträger [3]

Fig. 3. Standardized „normal“ system, cantilever- and intermediate beam

verfaßte. Der originale Planbestand ist gut überliefert; als unzureichend dokumentiert allerdings sollten sich im Verlauf der Untersuchung spätere Eingriffe wie Ergänzungen, Einbauten, Reparaturen etc. erweisen.

Die Ausführung entspricht dem Regeltyp der Oststrecke, einer stetigen Folge von Krag- und Einhängeträgern (Bild 3) [15]. Siemens & Halske hatte dazu sogenannte Normalien mit Spannweiten von 12 m, 16,50 m und 21 m vorgegeben, die sich durch geringfügige Modifikationen relativ leicht den örtlich unterschiedlichen Gegebenheiten anpassen ließen [1]. Die drei Rahmenfachwerke waren im Büro von Siemens & Halske zunächst recht aufwendig als fünffach statisch unbestimmte Systeme berechnet worden; für die Dimensionierung der Einzelbauwerke mit ihren spezifischen Abweichungen hatte man in der Folge Näherungslösungen entwickelt [2]. Am Schlesi-schen Tor kam der 12-m-Typ zur Anwendung. Der Dimensionierung lag eine Achslast von 6,5 t zugrunde. Die zulässige Spannung aus Druck, Zug und Biegung für die Hauptträger unter Haupt- und Zusatzlasten beschränkte man auf 1000 kg/cm². Der relativ niedrige Wert für einen Flußstahl, dessen Streckgrenze und Zugfestigkeit einem St 37 etwa gleichkommt, sollte pauschal Stoß- und Schwingwirkungen ebenso abdecken wie die Materialermüdung.



Bild 4. Einbau einer neuen Fahrbahn in der Oberbaumstraße, 1961

90 Fig. 4. Placing of new rail track, Oberbaumstraße, 1961

Die um 1900 eingebaute Fahrbahn bestand aus nach oben gekrümmten Tonnenblechen mit einer Bimsbeton-Ausgleichsschicht. Auf ihr lagen hölzerne Querschwellen in Kiesschüttung, die auf den Querträgern im Abstand von 1,50 m befestigt waren. Bereits in den ersten Jahrzehnten erfuhr dieser Aufbau jedoch verschiedene Änderungen. So ersetzte man 1907 die 180 mm hohen Schienen durch Schienen von nur 115 mm Höhe, die nun auf Hartholz-Längsschwellen verlegt waren. 1949

baute man diese wieder aus, um neuerlich einen Querschwellen-Oberbau zu verlegen. 1961 schließlich wurde die gesamte Fahrbahn erneuert (Bild 4). Der noch heute vorhandene „Reichsbahnoberbau“ zeigte nun hängende Tonnenbleche mit Schotterbett und Querschwellen.

Der Mauerbau am 13. August 1961 führte zur Stilllegung des Streckenabschnitts. Die über die Sektorengrenze führende Oberbaumbrücke war gesperrt worden, der Haltepunkt Schlesi-sches Tor diente von nun an als Endbahnhof. 1990 wurde auch für die Hochbahnlinie 1 der neue Brückenschlag zwischen Ost und West in Angriff genommen. Die seit 1945 schwer geschädigte Oberbaumbrücke wurde wieder aufgebaut [6], der Viadukt in der Oberbaumstraße saniert. Eine erste Untersuchung der Ermüdungssicherheit und Restnutzungsdauer auf bruchmechanischer Grundlage [5] führte zur Verstärkung derjenigen Fachwerkstäbe, deren Rißwachstum im Verhältnis zur Inspektionsdichte als kritisch benannt worden war. 1995 konnte nach mehr als 30 Jahren der Verkehr vom Schlesi-schen Tor zur Oberbaumbrücke mit gegenwärtig etwa 100 000 Überfahrten p. a. wieder aufgenommen werden.

Wesentlich für die vollständige Anamnese und damit die Einschätzung des Istzustandes sind zudem zwei weitere Aspekte. Zum einen haben sich die Belastungen im Laufe der Nutzungsgeschichte erhöht. Nach dem Zweiten Weltkrieg brachten die schwerer gewordenen Züge eine Achslast von bis zu 9 t (statt bisher 6,5 t!) auf die Querträger. 1948 wurde dazu eine neue statische Berechnung erstellt. Dem Aufsteller gelang der Nachweis ausreichender Tragsicherheit ohne weitere Verstärkungen, indem er die zulässige Spannung von 1000 auf 1500 kg/m² erhöhte.

Zum anderen waren bereits in den ersten Jahrzehnten der Nutzung an anderen Stellen des Gesamtviadukts zum Teil ernsthafte Schäden aufgetreten. Einer 1932 verfaßten Denkschrift des ehemaligen Hochbahndirektors Bousset [3], [4] zufolge hatte man bereits 1919 in einem Abschnitt der Oststrecke einzelne Risse in den Knotenblechen festgestellt, die später aber auf nicht sachgemäße Montage zurückgeführt wurden. Der Befund führte zur sofortigen Abfangung des Streckenzuges durch einen Holzverbau (Bild 5) und ersten Reparaturen. Zur Minderung der als kritisch benannten Stoßbelastungen begann hier 1924 der Austausch der alten „Festen“ Fahrbahn gegen den „Reichsbahnoberbau“ mit Querschwellen im Schotterbett, der erst 1961 auch an der Oberbaumbrücke vollzogen wurde.



Bild 5. Provisorische Sicherung des Viaduktes in der Gitschiner Straße, um 1920 (Landesbildstelle Berlin)

Fig. 5. Temporary securing of viaduct, Gitschiner Straße, around 1920

4 Konstruktive Bestandsaufnahme – Der Viadukt in situ

Nur selten bleibt ein Bauwerk im Laufe seiner Geschichte unverändert. Umwelteinflüsse, neue oder variierte Nutzungsanforderungen, Kriegseinwirkungen u. ä. führen im Laufe des Gebrauches zu Schädigungen und diversen konstruktiven Interventionen an Tragwerk und Detail. Selbst bei Ingenieurbauwerken wie Brücken ist es nicht selbstverständlich, daß die Eingriffe systematisch dokumentiert wurden. Stets ist davon auszugehen, daß der aktuelle Planstand das reale Bauwerk nur unzutreffend beschreibt und selbst der ursprüngliche Zustand den historischen Planunterlagen nur begrenzt entspricht. Je feiner aber System- und Schadenmodell für die realitätsnahe Bewertung eines Ingenieurbauwerks „eingestellt“ werden sollen, um so genauer ist diese Realität vorab in situ zu erfassen.

Als Grundlage für alle weiteren Untersuchungen wurde der zu bewertende Viaduktabschnitt deshalb im Frühsommer 1999 in mehreren mehrtägigen Kampagnen zunächst einer präzisen konstruktiven Bestandsaufnahme (KBA) unterzogen. Diese Inaugenscheinnahme sämtlicher Bauglieder geht in ihrer Genauigkeit über eine „handnahe“ Bauwerkshauptprüfung nach DIN 1076 noch deutlich hinaus. So wurden beispielsweise kritische Bereiche mit der Lupe gesichtet, um selbst feine Risse in der Beschichtung erfassen zu können, die Hinweise auf mögliche verdeckte Schäden geben. Die Mitarbeiter waren dazu im Vorfeld im Labor mit entsprechenden Beschichtungsrissen vertraut gemacht worden (Bild 6).

Am Viadukt der Linie 1 zielte die genaue visuelle Inspektion jedoch nicht nur auf die allgemeine Zustandserfassung hinsichtlich der Schäden und der Abweichungen vom Planstand. In Hinblick auf das besondere Gefährdungspotential sollten zudem die eingebauten Knotenbleche erstmals für eine Knotenblechdatei systematisch erfaßt werden, um auf dieser Grundlage kritische Knotenbleche benennen zu können. Von entscheidender Bedeutung bei derartigen Kampagnen ist es, vor Ort einen übersichtlichen und einfach nutzbaren Plansatz zur Verfügung zu haben. Alle vorhandenen Planunterlagen –

Ausführungszeichnungen von 1898, spätere Ergänzungen sowie Detailzeichnungen z. B. für Verstärklingslaschen – waren deshalb zuvor redaktionell zusammengefaßt worden.

Die Dokumentation der Beobachtungen unterstreicht die außerordentliche Bedeutung der genauen konstruktiven Bestandsaufnahme. Nicht nur die Anzahl der kartierten, in der Regel allerdings kleineren Schäden war erheblich. Als besonders auffällig erwies sich die hohe Dichte der Abweichungen des Tragwerks von dem der BVG vorliegenden Planstand. Für den 160 m langen Viaduktabschnitt ergaben sich über 900 Einträge. Ihre Systematisierung führte zu einer Typologie der häufigsten Befunde:

Planabweichungen:

- größere Konstruktionshöhe der Hauptträger
- zusätzliche Untergurtlaschen, genietet an deren unteren Flanschen
- diverse Montagestöße als genietete Laschen an Stegen und Flanschen der Gurte
- veränderte Knotenblech-Formen
- veränderte Nietstellungen bzw. -anzahl an den Knotenblechen
- abweichende Nietkopfdurchmesser, insbesondere an den Knotenblechen
- nicht ausgeführte oder gegenüber der Planung verändert ausgeführte Verstärkungen
- Schweißungen in Verbindung mit Verstärkungen, insbesondere an den Pfosten
- nicht überlaschte Bohrkernentnahmestellen an vitalen Stäben (Bild 7)

Schäden:

- örtliche Verformungen von Fachwerkstäben und Knotenblechen
- zerstörte Verbindungsmittel, insbesondere an den Montagestößen der Hauptträgerobergurte
- Korrosion, allerdings nur in geringem Umfang wegen der günstigen konstruktiven Ausbildung und des Schutzes durch die darüber auskragenden Arbeitsstege
- Haarrisse in der Beschichtung, vornehmlich an den Knotenblechen

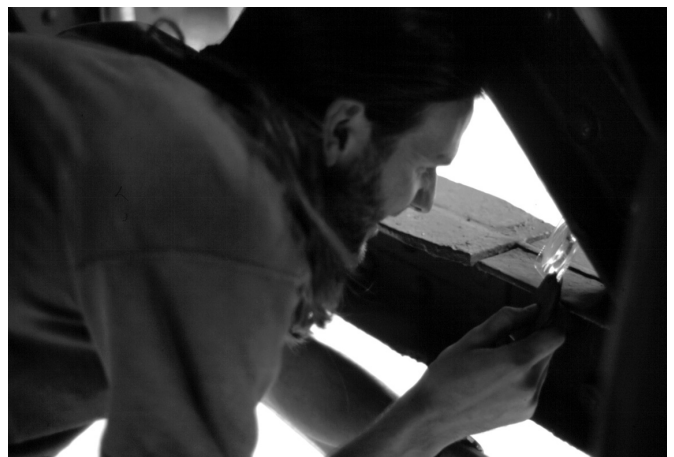


Bild 6. Konstruktive Bestandsaufnahme

Fig. 6. Recording of structure



Bild 7. Nicht überlaschte Kernbohrung Ø 65
Fig. 7. Missing structural overcap of the coring

Vorerst als Mangel wurden sämtliche geschweißten Verstärkungen an den Pfosten eingestuft. Obwohl diese in einer hervorragenden Qualität ausgeführt waren, mußte in den betroffenen Bereichen mit Gefügeveränderungen des historischen Flußstahls gerechnet werden. Die von der MPA im Verlauf der weiteren Begutachtung durchgeführten Ultraschalluntersuchungen ließen jedoch keine kritischen Fehlstellen erkennen [7].

Darüber hinaus macht die Typologie deutlich, daß viele der Planabweichungen weniger als Mangel denn als Tragsicherheitsreserve eingestuft werden konnten. So sind die Hauptträger um etwa 10 % höher ausgeführt worden als in den bauzeitlichen Ausführungszeichnungen und sämtlichen statischen Berechnungen angegeben. Auch die bisher nirgends berücksichtigten Untergurtlaschen vergrößern den nachzuweisenden Bauteilquerschnitt. Die Knotenbleche schließlich sind verschiedentlich größer ausgeführt als in den bauzeitlichen Plänen.

5 Tragwerksmodellierung und -berechnung in erster Näherung

Die ersten statischen Berechnungen für einen Abschnitt der geraden Strecke zielten auf die Lokalisierung maßgebender Querschnitte für die Auswahl der Meßpunkte der Belastungsversuche. Darüber hinaus sollte das gewählte statische System als Ausgangsmodell für die spätere Kalibrierung des Berechnungsmodells unter Berücksich-

tigung der Meßergebnisse dienen. Es wurde deshalb bereits als räumliches Tragwerk modelliert. Als charakteristisch sind folgende Parameter zu nennen (Bild 8):

1. Die Stützen sind frei drehbar gelenkig gelagert. Die Stäbe der Stützen sind an ihren Anschlußpunkten biegesteif miteinander verbunden.
2. Die Füllstäbe des Fachwerks sind in der Aufrißebene frei drehbar gelenkig angeschlossen, Ober- und Untergurte hingegen laufen – der realen Ausführung entsprechend – als gelenklose Stäbe durch.
3. Der Einhängeträger belastet als Balken auf zwei Stützen die Auflagerpunkte der beiden angrenzenden Rahmen; eine Rückwirkung der Rahmen auf den Einhängeträger wird ausgeschlossen.
4. Die benachbarten Felder beeinflussen das Tragverhalten der separierten Joche nicht.

Im übrigen wurden Druckstäbe mit dem Bruttoquerschnitt ohne Lochabzug, Zugstäbe mit dem Nettoquerschnitt bemessen. Vorhandene Futterbleche blieben unberücksichtigt.

Aus den in erster Näherung ermittelten Spannungen und Spannungsschwingbreiten ließen sich verschiedene offenbar hoch beanspruchte Tragwerksbereiche identifizieren. Als kritische Stellen gingen sie – neben den in der KBA identifizierten Planabweichungen und Schäden – maßgeblich in die Benennung aussagekräftiger Meßpunkte ein. Unabhängig davon wurden einzelne Meßstreifen gezielt zur Überprüfung der eingestellten Modellparameter appliziert. Nähere Angaben über die resultierenden Belastungsversuche an drei Meßorten und deren Ergebnisse sind [16] zu entnehmen.

6 Modellkalibrierung

Belastungsversuche mit Dehnungsmessungen erfordern einen hohen logistischen Aufwand. Sie sind teuer, und die Anzahl der Meßstellen ist begrenzt. Gleichwohl ist es für den Nachweis der Ermüdungssicherheit unabdingbar, die Beanspruchungen an allen Stellen des Tragwerks möglichst realitätsnah zu ermitteln. Die Berechnung über ein einfaches Systemmodell ist wegen vieler unsicherer Einflußgrößen dafür in der Regel jedoch nicht ausreichend. Um wirtschaftlich vertretbar realitätsnahe Kennwerte auch über die Meßpunkte hinaus zu erhalten, wird das gewählte Ausgangsmodell deshalb im Abgleich mit gemessenen Dehnungen respektive Spannungen iterativ kalibriert. Im Rahmen einer Ermüdungsuntersuchung läßt sich die wirklichkeitsnahe Tragwerksmodellierung auf das System der Ableitung der ermüdungsrelevanten Einwirkungen beschränken. Daß für den Abtrag anderer Einwirkungen wie Eigenlast oder Temperatur möglicherweise ein anderes System der Realität näherkommt, kann unberücksichtigt bleiben.

Im vorliegenden Fall war das gewählte Ausgangsmodell also nur in seiner Wirkung für den Abtrag der Verkehrslasten zu kalibrieren. Die Messungen erfolgten bei verschiedenen statischen Belastungen des Brückentragwerks; jeweils die erste

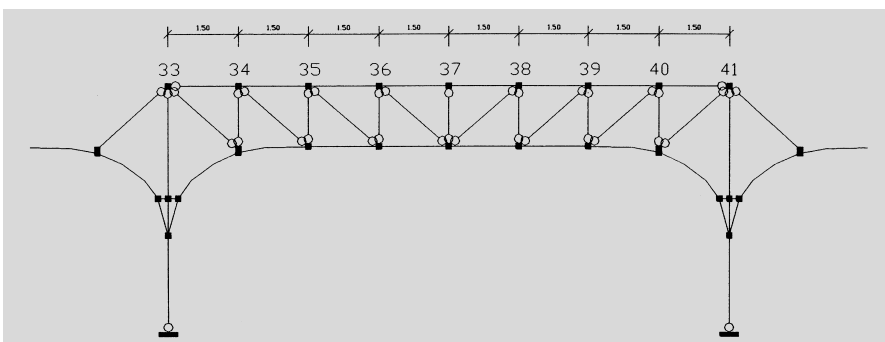


Bild 8. Ausgangsmodell [8]

Achse zweier auf den Gleisen parallel nebeneinander stehender, leerer Züge wurde dazu exakt auf einem Querträger eingemessen. Die Rechnungen simulierten diese Lastfälle bei schrittweiser Veränderung der Randbedingungen des Strukturmodells. Im Abgleich zwischen den jeweiligen Ergebnissen mit den gemessenen Dehnungen/Spannungen kristallisierte sich ein bestgeeignetes System heraus. Bei dieser iterativen Kalibrierung, hier durchgeführt für ein Teilstück im geraden Streckenbereich, wurden im wesentlichen die bereits im Abschn. 5 genannten Parameter als „Stellschrauben“ genutzt:

1. Grad der Stützenfuß-Einspannung
2. Ausbildung der Anschlüsse der Füllstabe an die Gurte
3. Ausbildung der Anschlüsse zwischen Zwischenträger und Rahmen
4. Wechselwirkungen mit benachbarten Jochen.

Die Auswertung machte die Schwierigkeit deutlich, ein Berechnungsmodell zu entwickeln, das die Übereinstimmung zwischen Messung und Rechnung für die verschiedenen Parameter – z. B. Spannungsanteile aus Normalkraft und aus Biegung – gleichermaßen optimiert. Im Zuge der Kalibrierung wurde deshalb entschieden, Übereinstimmungen zwischen den gerechneten und den gemessenen Spannungsanteilen aus Normalkraft höher zu bewerten als zwischen denen aus Biegung, da letztere in der Regel an den Gesamtspannungen einen wesentlich geringeren Anteil haben.

Insgesamt kamen sieben Varianten des dreidimensionalen Stabwerkmodells zum Ansatz. Zur Erleichterung der Auswertung wurden die tabellarischen Vergleiche zwischen Rechnung und Messung um grafische Darstellungen ergänzt; die in den Diagrammen benutzten Verbindungslinien zwischen den singulären Datenpunkten stellen dabei keine Verläufe dar, sondern dienen lediglich der besseren Übersichtlichkeit (Bilder 9 und 10).

Das Modell „3a“ erwies sich als dem gemessenen Verkehrslastabtrag am besten entsprechend (Bild 11). An den vier „Stellschrauben“ ergaben sich dabei deutliche Unterschiede zu den Vorgaben des Ausgangsmodells:

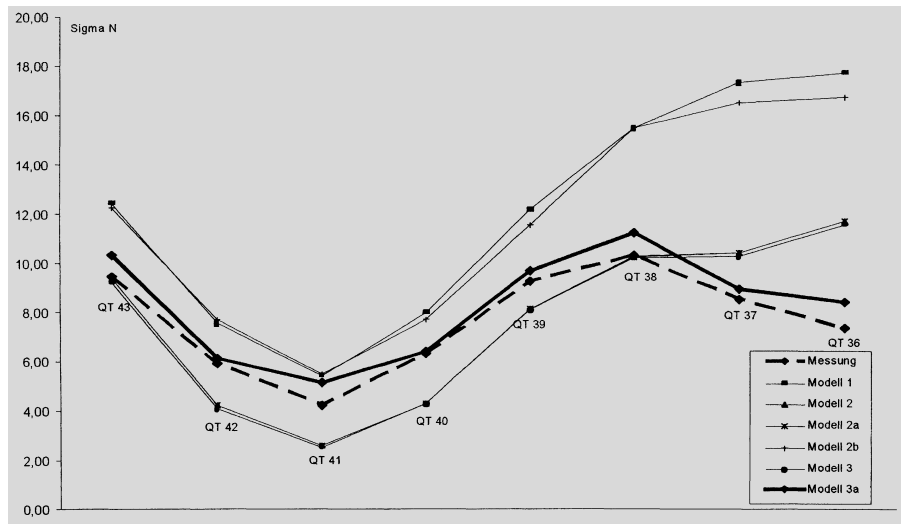


Bild 9. Systemkalibrierung: Rechnerische Normalspannung im mittleren Untergurt des Zwischenträgers bei verschiedenen Laststellungen im Vergleich mit der Messung [8]

Fig. 9. Calibration of structure model: Normal stress resulting from statical analysis in the central chord of intermediate beam caused by varied placing of load compared with measurement results

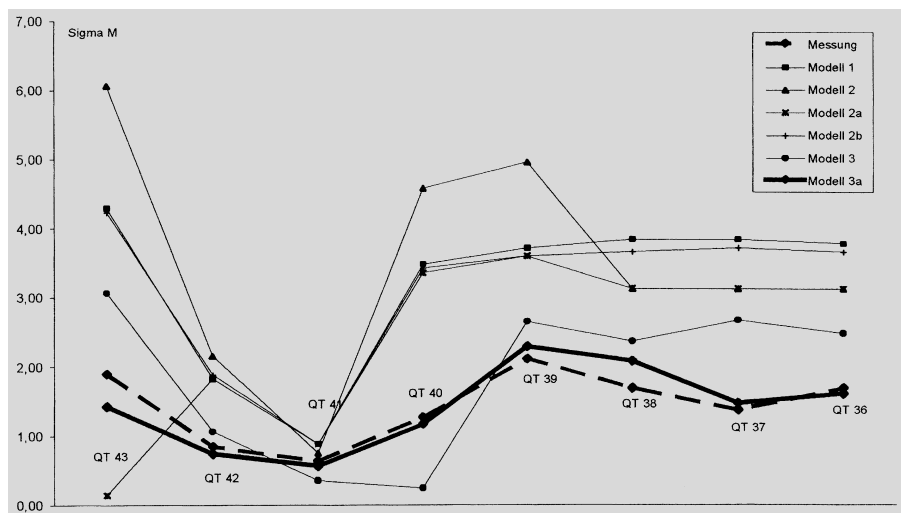


Bild 10. Systemkalibrierung: Rechnerische Biegespannung im mittleren Untergurt des Zwischenträgers bei verschiedenen Laststellungen im Vergleich mit der Messung [8]

Fig. 10. Calibration of structure model: Bending stress resulting from statical analysis in the central chord of intermediate beam caused by varied placing of load compared with measurement results

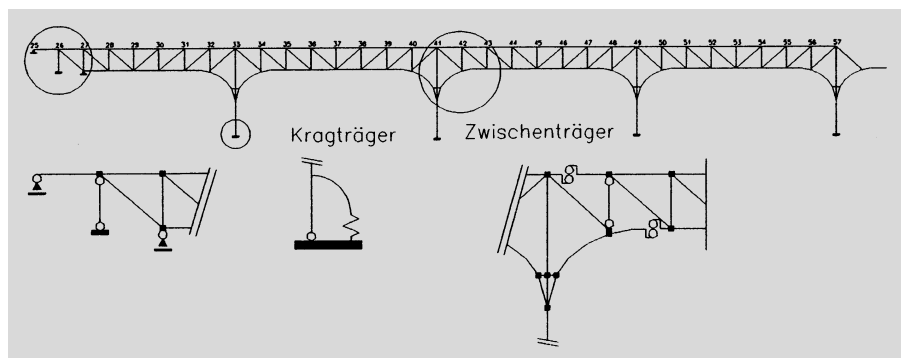


Bild 11. Kalibriertes Berechnungsmodell („3a“) mit Details [8]

Fig. 11. Metered analysis model „3a“ with details

**Bild 12.** Bolzengelenke im Fachwerk**Fig. 12.** Pin joints in lattice

zu 1. Die Stützenfüße zeigen in der Realität eine weiche Einspannung; mit der iterativ ermittelten Steifigkeit der Drehfeder entsprechen die Einspannmomente der Rechnung in etwa den Meßwerten.

zu 2. Die Anschlüsse der Füllstäbe (Pfosten- und Diagonalen) an die Gurte, in der Realität durch Knotenbleche mit Nietverbindungen ausgeführt, können als voll eingespannt angesehen werden. Einzig die jeweils durch zwei Bolzengelenke als Pendelstab angeschlossenen Pfosten der Zwischenträger-Auflager (Bild 12) werden auch als Gelenke modelliert.

zu 3. Aufgrund der real vorhandenen vertikalen Steifigkeiten im Bereich der Anschlüsse des Zwischenträgers an den Kragträger können am Modell 3a alle Verbindungspunkte vertikale Lasten übertragen. Durch die Einführung einer Wegfeder wird dabei die tatsächlich vorhandene vertikale Weichheit des Zwischenträger-Auflager auf dem Untergurt des Kragträgers berücksichtigt.

zu 4. Entgegen dem Ausgangsmodell werden Krag- und Zwischenträger als zusammengefaßtes System betrachtet. Um die Wechselwirkung mit den benachbarten Feldern zu berücksichtigen, werden darüber hinaus je ein weiterer Krag- und Zwischenträger angekoppelt. Somit entsteht ein vierjochiger Brückenzug. Nur durch diese Erweiterung ist es möglich, Steifigkeit und Last der

angrenzenden Felder in ihrer Wirkung auf das eigentlich zu untersuchende Teilstück realitätsnah zu simulieren.

Ergänzend zur Optimierung des Strukturmodells wurden die Belastungsannahmen verfeinert; dies betraf im wesentlichen folgende Aspekte:

– Der Viadukt wird nur durch einen Zug belastet. Die Zugbegegnung ist wegen der geringen Ereigniswahrscheinlichkeit für den Nachweis der Ermüdungssicherheit nicht maßgebend.

– Der auf den Abschnitt auffahrende und der wieder abfahrende Zug werden durch verschiedene Lastfälle simuliert. Nur so lassen sich die im Stabsystem vorhandenen Nichtsymmetrien erfassen, deren Nichtberücksichtigung zu teilweise erheblichen Erhöhungen der Spannungsschwingbreiten führen würde.

– Die Achslast der heutigen Züge ist bei voller Besetzung mit etwa 65 kN anzusetzen; die in der Rechnung gewählte Achslast von 70 kN berücksichtigt zusätzlich den durch die Messungen ermittelten Schwingfaktor.

– Die Ausbreitung der Achslasten über Schienen, Schwellen und Schotter auf die Unterkonstruktion ist erheblich. Die Spannungsschwingbreiten werden dadurch signifikant reduziert. Abweichend von DS 804 und 805 wurden die Achslasten weder als Einzel- noch vereinfacht als Streckenlasten angesetzt, sondern realitätsnah als dem Verteilungswinkel des Schotterbettes angepaßte „Blocklasten“.

Aufbauend auf den nur singulären Meßwerten lieferte das derart kalibrierte Systemmodell im Ergebnis hinreichend genau alle für den Ermüdungsnachweis relevanten Spannungsschwingbreiten.

7 Resultierende Spannungsschwingbreiten

Die Berechnung ergab die in den Tabellen 1 und 2 zusammengestellten maximalen Spannungsschwingbreiten; die Biegespannungsanteile sind dabei am Übergang zwischen Futter- und Knotenblech bestimmt worden.

Im Rahmen der weiteren Berechnungen wurden die Verfeinerungen des Lastmodells hinsichtlich ihres Einflusses auf die maximalen Spannungsschwingbreiten untersucht. Die Einflußgrößen ließen sich folgendermaßen wichten:

– Die Belastung durch nur einen Zug reduziert die Beanspruchung des darunter liegenden Hauptträgers auf 85 %

Tabelle 1. Zwischenträger**Table 1.** Intermediate beam

Stab	Gerade Strecke		Kurvenstrecke	
	$\Delta\sigma_N$ in N/mm ²	$\Delta\sigma_{N+M}$ in N/mm ²	$\Delta\sigma_N$ in N/mm ²	$\Delta\sigma_{N+M}$ in N/mm ²
Obergurt	27	35	23	33
Untergurt	21	27	26	33
Diagonale	32	38	32	36
Pfosten	36	36	24	24

Tabelle 2. Kragträger**Table 2.** Cantilever beam

Stab	Gerade Strecke		Kurvenstrecke	
	$\Delta\sigma_N$ in N/mm ²	$\Delta\sigma_{N+M}$ in N/mm ²	$\Delta\sigma_N$ in N/mm ²	$\Delta\sigma_{N+M}$ in N/mm ²
Obergurt	38	46	35	45
Untergurt	40	46	36	41
Diagonale	37	40	34	51
Pfosten	29	29	30	31

der Vollast, d. h., 15 % der Lasten verteilen sich auf den Längsträger des benachbarten Gleises.

- Die Berücksichtigung der Nichtsymmetrien durch Trennung der Lastfälle des auf- und abfahrenden Zuges führt zu einer Verringerung der Beanspruchung um bis zu 16 %.
- Der Ansatz der Achslasten als „Blocklasten“ verkleinert die Spannungen um bis zu 19 %.

Zudem verringerte die Berücksichtigung der Biegespannungsanteile am Knotenblechanschnitt statt am rechnerischen Stabende die Beanspruchungen um weitere 5 %.

In der Summe reduzieren die Verfeinerungen der Lastannahmen und der betrachtete Bemessungsschnitt die Spannungen um etwa 35 %.

8 Zusammenfassung und Ausblick

Was für ein Tragwerk steht wirklich am Schlesischen Tor, und welches Abbild von System und Schaden ist einer realitätsnahen Beurteilung zugrunde zu legen? Die Untersuchung des Viaduktes belegt nachdrücklich die Bedeutung einer sorgfältigen und angemessenen System- und Schadenmodellierung auch für einen scheinbar „klaren“ Stahlbau. Bereits die Auswertung der Bauakten und Quellen ließ erhebliche Veränderungen offenbar werden, die die Brücke im Verlauf der Nutzungsgeschichte lastwie systemseitig erfahren hat. Als besonders aufschlußreich aber erwies sich die konstruktive Bestandsaufnahme. Daß die mehrtägige intensive Inaugenscheinnahme vor Ort einen präzisen Befund der visuell erfaßbaren Schädigungen liefern und auch wertvolle Hinweise für die Kalibrierung des Systems liefern würde, stand zu erwarten. Darüber hinaus aber ergab sie auch eine Vielzahl von bauzeitlichen Abweichungen sowie zwischenzeitlich vorgenommenen Eingriffen und Veränderungen, die in keiner Bauakte vermerkt waren. Zwischen dem realen Viadukt und seinem Abbild in den Bauakten klappte eine signifikante Lücke.

Die Abweichungen vom Planstand hatten unterschiedliche Auswirkungen. Ein nicht geringer Teil lieferte zusätzliche Tragreserven, andere wirkten sich als Schwächung aus. Besonders eindringlich zeigt sich die Bedeutung der konstruktiven Bestandsaufnahme an einem der Knotenbleche, das vermutlich aufgrund einer kriegsbedingten Detonation eine leichte Verformung erfahren hatte. Der erstmals erfaßte Befund, der im Rahmen der üblichen Bauwerkshauptprüfungen unbemerkt geblieben und im Bauwerksbuch nicht vermerkt war, führte zur Aufnahme des Knotens in den Katalog der zu durchstrahlenden Bereiche. Während alle übrigen der als kritisch ausgewählten Knotenbleche bei der Durchstrahlung keine Hinweise auf verdeckte Anrisse lieferten, konnten an diesem Blech gleich mehrere Anrisse an Nietlochrändern detektiert werden. Der Befund zeigt die Leistungsfähigkeit des gewählten Durchstrahlungsverfahrens [16]. Er unterstreicht aber auch die Notwendigkeit der peinlich genauen visuellen Inspektion als einen der ersten Schritte jeder derartigen Untersuchung. Das bestentwickelte Modell ist wenig wert, wenn es nicht mit der Realität des Tragwerks – in Struktur wie Details – weitgehend korreliert.

Die anschließende Kalibrierung führte zu einer befriedigenden Übereinstimmung der am Modell ermit-

telten mit den am realen Tragwerk gemessenen Spannungen resp. Dehnungen. Die Messungen vor Ort ließen sich so auf einen wirtschaftlich vertretbaren Rahmen begrenzen, da dem Ermüdungsnachweis die am kalibrierten Modell ermittelten maximalen Spannungsschwingbreiten zugrunde gelegt werden konnten. Sie lagen für den anzusetzenden Kerbfall 71 unterhalb der Dauerfestigkeitsgrenze, vgl. [16]. In Hinblick auf die Intention des Betreibers, mittelfristig das Schotterbett der gesamten Hochbahnviadukte durch eine Feste Fahrbahn mit „Flüsterschienen“ zu ersetzen, ist hier allerdings Vorsicht geboten. Bei der unmittelbaren Lagerung der Schienenträger auf den Querträgern wäre der Ansatz von Blocklasten nicht mehr möglich; die ermüdungsrelevanten Beanspruchungen des Tragwerks würden sich nicht unmaßgeblich erhöhen.

Vieles hatte im Vorfeld der Untersuchungen dafür gesprochen, das scheinbar fragile Ingenieurbauwerk ungeachtet seiner historischen und vielleicht auch ästhetischen Qualität zugunsten eines Neubaus aufzugeben. Erinnerung sei an

- die bereits in den ersten Jahrzehnten der Nutzung beobachteten Mängel und Schäden an anderen Stellen des Viadukts
- die bereits 1935 auch in der Untersuchung von *Bousset* nicht zu Unrecht benannten Schwachpunkte
- das aus heutiger Sicht konstruktiv sicher nicht optimale System
- die lange Belastungsgeschichte ebenso wie die weitere intensive Nutzung im Drei-Minuten-Takt
- die hohe Auslastung des Tragwerks bei dessen Berechnung in erster Näherung.

War es nicht ein Fehler, sich für die Schwächen der Väter stark zu machen? Hätte dies nicht allenfalls nur zu einem kurzfristigen und verantwortungslosen Aufschieben des unvermeidlich bald anstehenden Abrisses führen können?

Die gewonnenen Erkenntnisse über den Viadukt vermitteln ein deutlich anderes Bild des Tragwerks – und damit zugleich der sinnvollen Handlungsoptionen. Auch wenn der Viadukt heutigen Vorstellungen einer „guten“ Konstruktion kaum mehr entspricht, ist er offenbar doch nicht so schlecht konzipiert. Die relativ gleichmäßige Auslastung der Stäbe im Zwischenträger hinsichtlich der Spannungsschwingbreiten (Bild 13) beispielsweise deutet auf eine wohlausgewogene Struktur hin, und die letztlich niedrigen Beanspruchungen nehmen dem Ermüdungsproblem einen Teil seiner Brisanz. Sollte sich die Aussagekraft der radiographischen Diagnose als zuverlässig erweisen und damit demnächst ein angemessenes Überwachungsverfahren für die schwach bemessenen Knoten-

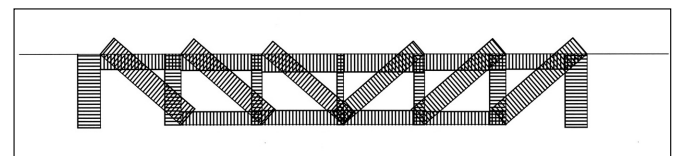


Bild 13. Verteilung der Spannungsschwingbreiten aus Normalkraft am Zwischenträger

Fig. 13. Distribution of stress ranges resulting from axial forces in the intermediate beam

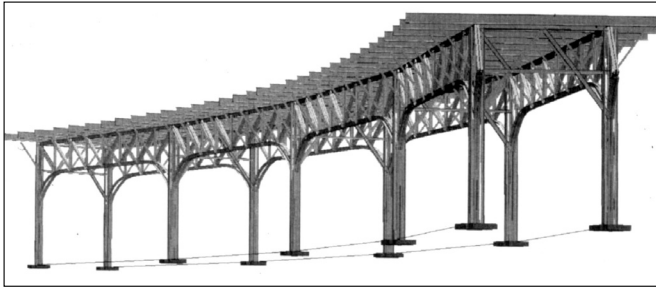


Bild 14. Kurvenbereich, gerendertes Berechnungsmodell [8]

Fig. 14. Visualized final analysis model in the bend

bleche gleichsam im Alltag zur Verfügung stehen, dürfte einer weiteren Nutzung zumindest für die nächsten Jahrzehnte kaum etwas entgegenstehen. Vor diesem Hintergrund verlieren auch andere Argumente zugunsten eines Ersatzes an Bedeutung. Den Kosten für Unterhalt und Überwachung des filigranen technischen Denkmals stehen die erheblich höheren für einen aufwendigen, unter Verkehr zu leistenden Neubau gegenüber (Bild 14).

Literatur

- [1] *Eiselen, F.*: Die elektrische Hoch- und Untergrundbahn in Berlin von Siemens & Halske. Abs. III. Die Hochbahn. Deutsche Bauzeitung 35 (1901), S. 561–564, 571–573, 583–587, 589–591, 595–599.
- [2] *Kuckuck, H.*: Die statische Berechnung des Normalviaduktes der Berliner elektrischen Hochbahn. Deutsche Bauzeitung 36 (1902), S. 370–374.
- [3] *Bousset, J.*: Die Berliner U-Bahn. Berlin: Ernst & Sohn 1935.
- [4] *Schneider, W.*: Der Städtische Berliner Öffentliche Nahverkehr, Band 8. Berlin: BVG o. J., vermutlich 1985.
- [5] PSP GmbH: Untersuchungen zur Ermittlung der Sicherheit und Restnutzungsdauer der Hochbahnlinie U1. Berlin, 1992.
- [6] *Metzing, H. P., Zimmer, E. M.*: Das historische Wassertor in der Spree. Stahlbau 65 (1996), H. 12, S. 481–488.
- [7] Materialprüfungsamt des Landes Brandenburg: Ultraschalluntersuchungen an der Strecke der U-Bahn-Linie 1 (...) und vergleichende Materialuntersuchungen. Gutachterliche Stellungnahme Nr. 1.1/1762. Berlin, 1999.
- [8] büro lfs: U-Bahn-Linie 1 in Berlin-Kreuzberg – Bewertung der Restnutzungsdauer der Stahlviadukte (...) Bauwerke XXXII bis XXXIV – KBA, wirklichkeitsnahe Tragwerksmodellierung, statische Untersuchungen, Ermittlung relevanter Eingangswerte für die Restnutzungsdauer-Analyse, Cottbus, 2000.
- [9] Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung: Untersuchungen zur Bewertung der Restnutzungsdauer von genieteten Stahlviadukten der U-Bahn-Linie 1 in Berlin-Kreuzberg. Gutachten-Entwurf AZ VII.21/26055. Berlin, 2001.
- [10] Berliner Verkehrs-Betriebe: Betriebssicherheitsnachweis für die stählernen U-Bahn-Brücken in Berlin. Berlin, 1991.
- [11] DS 804: Vorschrift für Eisenbahnbrücken und sonstige Ingenieurbauwerke (VEI). Deutsche Bundesbahn, 1983.
- [12] Modulfamilie 805: Tragsicherheit bestehender Eisenbahnbrücken, DB AG, 1997 (vormals DS 805).
- [13] *Quoos, V., Geißler, K., Sedlacek, G., Hensen, W.*: Zum Restnutzungsnachweis für stählerne Eisenbahnbrücken. Stahlbau 69 (2000), H. 1, S. 10–24.
- [14] *Jäger, B., Wachter, G.*: Abriß oder Ertüchtigung. Ein Beitrag zur Auseinandersetzung um denkmalgeschützte Eisenkonstruktionen am Beispiel der Berliner Hochbahn. Berlin: Vice Versa 1999.
- [15] *Lorenz, W.*: 100 Jahre U-Bahn in Deutschland – Zu Planung, Gestaltung und Bedeutung des Stahlviadukts der Linie 1 in Berlin. Stahlbau 71 (2002), H. 2, S. 79–87.
- [16] *Herter, J., Fischer, M., Brandes, K.*: 100 Jahre U-Bahn in Deutschland – Zur Ermüdungssicherheit eines Stahlviadukts der Linie 1 in Berlin. Stahlbau 71 (2002), H. 2, S. 97–107.

Autoren dieses Beitrages:

Dipl.-Ing. Michael Fischer ist wissenschaftlicher Mitarbeiter am Lehrstuhl für Bautechnikgeschichte der BTU Cottbus und Partner der Prof. Dr. Lorenz & Co. Bauingenieure GmbH, Berlin. Bis zum Februar 2000 arbeitete er im Laboratorium VII.21 Tragwerkssicherheit der Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM). Prof. Dr.-Ing. Werner Lorenz leitet den Lehrstuhl für Bautechnikgeschichte der BTU Cottbus und ist Geschäftsführender Gesellschafter der Prof. Dr. Lorenz & Co. Bauingenieure GmbH, Berlin.