

100 Jahre U-Bahn in Deutschland

Zur Ermüdungssicherheit eines Stahlviadukts der Linie 1 in Berlin

Nur wenige originale Teilstücke des U-Bahn-Viadukts in Berlin-Kreuzberg aus dem Jahre 1902 sind noch vorhanden. Die filigrane Nietkonstruktion steht unter Denkmalschutz. Seit Beginn des U-Bahn-Betriebs wird der Viadukt ständig stark befahren. Zu seiner Erhaltung für weitere uneingeschränkte Nutzung bedurfte es einer umfassenden Untersuchung unter Einbeziehung neu entwickelter Methoden. Erstmals sind zur Detektierung möglicher Risse in Bauteilen, die durch andere Teile abgedeckt sind, radiographische Inspektionen mit Gamma-Strahlen erfolgreich eingesetzt worden. Die Untersuchungsergebnisse haben die weitere sichere Nutzung bestätigt. Die Ermüdungssicherheit der kritischen Knotenbleche wurde mit bruchmechanischen Methoden unter Einbeziehung radiographischer Untersuchungen am Bauwerk nachgewiesen. Für die zukünftigen Brückenprüfungen ist ein spezieller Inspektionsplan aufgestellt worden.

100 years of underground railway in Germany – On fatigue related safety of the elevated steel structure of the subway line No 1 in Berlin. Some original parts of the subway viaduct in Berlin-Kreuzberg (built in 1902) have remained up to now. The filigree riveted structure is under protection because of being a monument of national heritage. Since 1902, the viaduct has been under heavy traffic. For preserving the viaduct for unrestricted future use, a real comprehensive survey and rating had to be undertaken with advanced methods of investigation. For the first time, radiographic examination by Gamma-ray has been applied successfully for detecting suspected cracks in structural elements being covered by other ones. As a result, the future safety of the viaduct has been confirmed and an adequate type of future bridge inspection has been recommended, including radiographic investigations.

1 Einleitung

Hundert Jahre – und kein bißchen müde? Diese Frage muß gestellt werden, denn es gibt sie noch, einige Originale der im Jahre 1902 in Betrieb genommenen U-Bahnlinie in Berlin-Kreuzberg (Bild 1). Allerdings nur noch auf einer Länge von einigen hundert Metern, zwischen Bahnhof Schlesisches Tor und Oberbaumbrücke. Die Teilung Berlins hatte zwischen 1961 und 1995 zu einer Zwangspause im Betrieb auf diesem Streckenabschnitt geführt. Nun rollt er wieder, der Verkehr in der Mitte Berlins.

Die Geschichte des Fachwerkviaduktes ist in [1] ausführlich beschrieben. Hier sollen die technischen Fragestellungen erörtert werden. Zum Zeitpunkt der Errichtung des Bauwerks hatte wohl niemand mit einer derart langen Betriebszeit gerechnet. So ergibt es sich, daß die Frage nach der Sicherheit des Bauwerks, vor allem unter dem Gesichtspunkt der Ermüdung, immer vordringlicher wird.

Zugüberfahrten führen mit den ständigen Be- und Entlastungen zu Ermüdungsschädigungen, u. U. bis zum Versagen. Ziel der Untersuchungen war der Nachweis ausreichender Sicherheit des Bauwerks gegenüber Ermü-



Bild 1. 100 Jahre alter stählerner Viadukt der U-Bahnlinie U1 in Berlin-Kreuzberg

Fig. 1. 100 years old steel-viaduct of subway-line U1, Berlin-Kreuzberg

nungsversagen für die nächsten 30 Jahre. Dabei war es notwendig und erklärtes Ziel, alle derzeit sinnvoll einsetzbaren experimentellen und rechnerischen Untersuchungsmethoden anzuwenden.

Gerade die experimentellen Methoden werden in Verbindung mit dem rechnerischen Nachweis noch nicht immer im vollen und wünschenswerten Umfang genutzt. An dieser Stelle ist vor allem der gezielte Einsatz der Radiographie in Verbindung mit den Methoden der Bildverarbeitung zur Rißerkennung an kritischen Punkten zu nennen. Der Bestimmung der kritischen Punkte kommt dabei eine ganz vorrangige Bedeutung zu, denn nur an relativ wenigen der zahlreichen Knotenpunkte der Fachwerkkonstruktion sollte eine Durchstrahlungsprüfung vorgenommen werden. So gilt ein wesentliches Augenmerk der Entwicklung und Optimierung von Berechnungsmodellen und der genauen konstruktiven Bestandsaufnahme, mit der alle jene Punkte aufgedeckt werden müssen, an denen die Konstruktion Abweichungen vom Planstand oder Schäden aufweist.

Als bei der Untersuchung des U-Bahnviaduktes in Berlin-Kreuzberg im Juni 1999 zum ersten Mal bei

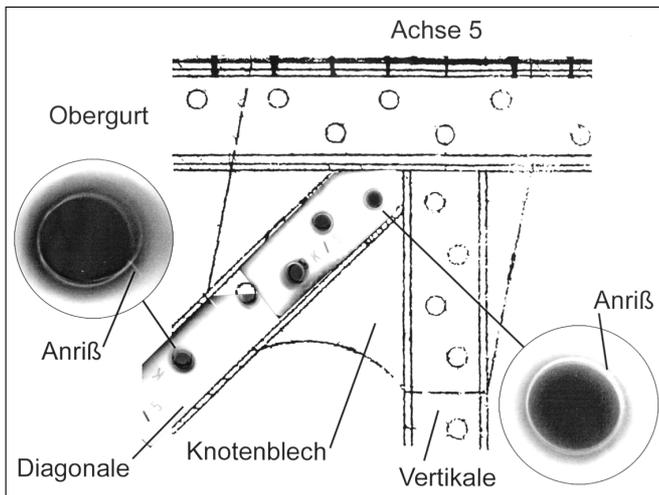


Bild 2. Fachwerkknoten eines Hauptträgers – radiographisch untersuchte Bereiche mit Detail eines Risses im Knotenblech am Anschluß der Diagonale

Fig. 2. Node of the principal truss girder – result of the radiographic inspection with detail of a crack in the gusset plate at the connection to the diagonal

Durchstrahlungsuntersuchungen Risse in der Konstruktion in verdeckten Tragwerkelementen detektiert wurden (Bild 2), war das auch ein Ergebnis der umfassenden Untersuchungsmethodik und systematischer Arbeiten in den Versuchshallen und Laboratorien der BAM.

2 Problemstellung und Methodik

Bei Konstruktionen mit hoher Verkehrsbelastung hat der notwendige Nachweis der Sicherheit gegen Ermüdung einen beanspruchungsabhängigen Bezug zur Nutzungsdauer. Dabei gibt es zwei grundsätzlich verschiedene Nachweiskonzepte. Das eine basiert auf den „klassischen“ Ermüdungsfestigkeitskurven (*Wöhler*-Diagramme) wie sie auch in technischen Regeln festgelegt sind. Wesentlich ist dabei, daß die Beanspruchungsgeschichte bekannt ist, also alle Spannungszyklen der Vergangenheit Eingang in die Betrachtung finden. Im anderen Fall wird, den Ansätzen der Bruchmechanik folgend, ein Riß unterstellt, dessen Fortschritt unter den Beanspruchungszyklen verfolgt wird. Die Beanspruchungen der Vergangenheit bleiben dabei unbeachtet. In beiden Fällen wird davon ausgegangen, daß allein die Spannungsamplitude infolge der Verkehrsbeanspruchungen zu betrachten ist.

Bei dem sehr empfindlichen Zusammenhang zwischen Spannungsamplitude und Anzahl der ertragbaren Spannungszyklen bis zum Versagen ist es essentiell, die Spannungen sehr genau zu bestimmen. Eine Entwurfsstatik ist in aller Regel wegen der für den Ermüdungsnachweis nicht hinreichenden Modellannahmen nicht ausreichend. Vielmehr empfiehlt es sich stets, die Spannungen unter definierten Lasten experimentell zu bestimmen und sodann das statische Modell entsprechend zu verbessern, bis die Rechenergebnisse mit den gemessenen Werten weitgehend übereinstimmen [3].

Bei der sehr filigranen Fachwerkstruktur des U-Bahn-Viadukts ist darüber hinaus zu erkunden, welche Punkte der Konstruktion lokal hoch beansprucht sind

und wo zuerst mit Rissen zu rechnen ist. Entsprechende Beobachtungen aus den Großversuchen an originalen Fachwerkträgern in der BAM [2] haben sich bei der Beantwortung dieser Frage als unabdingbar erwiesen: Hinsichtlich der Ermüdungsbeanspruchung stellen die Knotenbleche die „schwächsten“ Tragwerksglieder dar.

Die der Untersuchung zugrundeliegende Methodik ist gekennzeichnet durch eine enge gegenseitige Verzahnung von visuellen, experimentellen und rechnerischen Untersuchungen am Bauwerk und im Laboratorium. Die Aufgabe wurde gemeinsam von folgenden Partnern bearbeitet:

Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM),

Prof. Dr. Lorenz & Co. Bauingenieure GmbH (vormals büro lfs) und

Materialprüfungsamt des Landes Brandenburg (MPA).

Entsprechend der Untersuchungsmethodik ergaben sich folgende Untersuchungsschritte:

1 Aufbereitung und Auswertung aller Bauunterlagen und Quellen (Lorenz & Co. Bauingenieure)

2 **Materialuntersuchungen (MPA und BAM)**

3 Konstruktive Bestandsaufnahme (Lorenz & Co. Bauingenieure)

4 **Datenbank zu konstruktiven Merkmalen und Beanspruchungen (BAM)**

5 Tragwerksmodellierung und -berechnung in erster Näherung (Lorenz & Co. Bauingenieure)

6 **Belastungsversuche mit Dehnungsmessungen (BAM)**

7 Wirklichkeitsnahe Tragwerksmodellierung (Lorenz & Co. Bauingenieure)

8 Ermittlung der Spannungsschwingbreiten (Lorenz & Co. Bauingenieure)

9 **Ermüdungsnachweise nach Wöhler (BAM)**

10 **Bruchmechanische Untersuchungen (BAM)**

11 **Radiographische Untersuchungen (BAM)**

12 **Inspektionsplan (BAM)**

Die fett gedruckten Schritte werden hauptsächlich in diesem Beitrag beschrieben, die weiteren finden sich in [3].

3 Materialuntersuchungen

Materialuntersuchungen wurden an dem Viadukt bereits vor Jahren durchgeführt. Sie galten den Standardwerten für Fließgrenze, Zugfestigkeit und Duktilität. Die Materialqualität stellte sich seinerzeit als ausreichend heraus, wenn sie auch nicht ganz die Güte eines St 37 erreichte.

Für den bruchmechanischen Nachweis war es darüber hinaus notwendig, entsprechende Materialkennwerte zu bestimmen. An einigen Proben aus Knotenblechen der ausgebauten benachbarten Viaduktteile (am Lausitzer Platz) wurden die Parameter für den Rißfortschritt ermittelt. Die Ergebnisse entsprachen der Erwartung, die auf zahlreichen Versuchen an Proben aus alten Brücken basieren. Es wurde bestätigt, daß das Rißfortschrittsverhalten demjenigen heutiger Stähle vergleichbar ist. Damit wurde implizit gezeigt, daß die bekannten *Wöhler*-kurven als Grenzlinien des Bauteilwiderstandes herangezogen werden können.

4 Datenbank zu konstruktiven Merkmalen und Beanspruchungen

Nur selten gelingt es, den ursprünglichen Zustand eines alten Bauwerks bis in die Gegenwart zu konservieren. Veränderte Nutzungsanforderungen, Umwelteinflüsse aber auch Schäden z. B. aus Kriegszeiten erfordern oftmals konstruktive Eingriffe in die ursprüngliche Konstruktion. Dies trifft für Bauten des Hochbaus, noch prägnanter aber auf Brücken zu. Der Ingenieur muß daher damit rechnen, daß die historischen Planunterlagen dem ursprünglichen Zustand nicht immer entsprechen.

Zur Erfassung aller Abweichungen und Schäden wurde eine konstruktive Bestandsaufnahme durchgeführt, die in [3] ausführlich beschrieben ist.

Die Ergebnisse der visuell festgestellten Planabweichungen und Beschädigungen wurden in eine Datenbank eingetragen.

Durch die besondere Aufgabenstellung zielte die konstruktive Bestandsaufnahme an der Hochbahnlinie U1 nicht nur auf eine allgemeine Zustandserfassung, sondern sollte darüber hinaus die Grundlage für die Auswahl der als kritisch anzusehenden Knotenbleche legen. Nur wenige der insgesamt 400 Knotenbleche des untersuchten Streckenabschnitts konnten und sollten im Rahmen der Untersuchung radiographisch untersucht werden. Um die kritischen Bauteile herauszufinden, wurde in Vorbereitung der konstruktiven Bestandsaufnahme jedes Knotenblech in der Datenbank erfaßt. Grundlage dafür bildeten die Konstruktionszeichnungen aus der Errichtungszeit. Alle relevanten Konstruktionsmerkmale wurden aus den vorhandenen Planunterlagen entnommen. Neben der Dicke der Knotenbleche interessierten vor allem ihre Form und das jeweilige Nietbild der Stabanschlüsse. Die entstandenen Formblätter dienten als Vorlage für die Bestandsaufnahme. Bei vorgefundenen Abweichungen wurden die Daten korrigiert und in die Knotenblech-Datenbank übernommen. Nun waren alle Schäden und sämtliche Abweichungen vom ursprünglichen Planstand wie Nietanzahl, Lage der Niete, Durchmesser aber auch Verstärkungen durch Schrauben und Anlaschungen dokumentiert. Bohrungen in den Knotenblechen, Schweißnähte an Blechen und Stäben sowie Haarrisse in der Beschichtung wurden als mögliche Rißindikatoren ebenfalls kartiert. Der Grundstein zur Auswahl kritischer Details und der maßgebenden Knotenbleche für die Radiographie (Abschn. 9) war somit gelegt.

5 Belastungsversuche

Üblicherweise werden Informationen zu bestehenden Brückenbauwerken aus der Entwurfsstatik, den Bauzeichnungen und den Brückenbüchern entnommen.

Eine Beurteilung des Widerstandes gegenüber Ermüdungsversagen und der Restnutzungsdauer kann anhand dieser Unterlagen nur sehr ungenau erfolgen. Ein wesentlicher Parameter zur Bestimmung der Restnutzungsdauer ist die tatsächliche Spannungsamplitude infolge einer Verkehrsbelastung an kritischen Stellen des Bauwerks. Tragwerksmodelle, wie sie für den rechnerischen stati-

schen Nachweis verwendet werden, erfassen im allgemeinen nicht alle Effekte und ergeben überwiegend zu ungünstige Spannungswerte. Eine wesentliche Erfahrung aus vielen Messungen an Bauwerken ist, daß die Meßwerte geringer sind als die rechnerisch ermittelten Werte. Andererseits erfaßt eine Rechnung in vielen Fällen nur die extremalen Spannungswerte einer Zugüberfahrt und nicht alle schädigungsrelevanten Schwingungen. In einigen Fällen kann die Messung durchaus einen unerwarteten Lastabtrag ergeben, z. B. wenn räumliches Tragverhalten oder schwer vorhersehbare Einspannverhältnisse nicht zutreffend erfaßt werden können. Auch hinsichtlich der tatsächlichen Schwingbeiwerte und der Wirkung von Fliehkräften liefert das Experiment am Objekt zutreffendere und überwiegend günstigere Ergebnisse.

Belastungsversuche waren Bestandteil der Untersuchung an den Brücken der U-Bahnlinie U1 (Bild 3). Aus den Ergebnissen wurden realistische Spannungsamplitudenwerte für die Ermittlung der Restnutzungsdauer nach dem *Wöhler*linienkonzept und der Betriebszeitintervalle im bruchmechanischen Nachweis bestimmt. Des Weiteren dienten die Meßwerte zur Optimierung des anfänglich in der statischen Berechnung angenommenen Tragsystems, mit dem dann Spannungsamplituden für den Ermüdungsnachweis an kritischen Stellen des Bauwerks ermittelt wurden [3].

Die Belastungsversuche wurden an drei Meßabschnitten am ca. 160 m langen Teilstück zwischen dem U-Bahnhof Schlesisches Tor und der Oberbaumbrücke während der nächtlichen Betriebspause mit den üblicherweise auf dieser Strecke fahrenden, aber leeren Zügen durchgeführt. Die Meßabschnitte lagen in Kurvenbereichen und auf der Geraden und erfaßten die unterschiedlichen statischen Systeme. An jedem Meßabschnitt wurden ca. 32 Dehnungsmeßstreifen installiert. Die Auswahl der Meßstellen erfolgte nach unterschiedlichen Kriterien. Gemessen wurde an kritischen Stellen, die sich aus statischen Berechnungen am noch nicht optimierten System sowie in Auswertung der KBA ergaben. Bild 4 zeigt Dehnungsmeßstellen am Anschluß eines Diagonalstabes an ein Knotenblech. Weitere Meßstellen wurden aus unserer



Bild 3. Belastungsversuch mit zwei leeren U-Bahnzügen während der nächtlichen Betriebspause

Fig. 3. Loading test with two subway trains with no passengers during break of operation at night

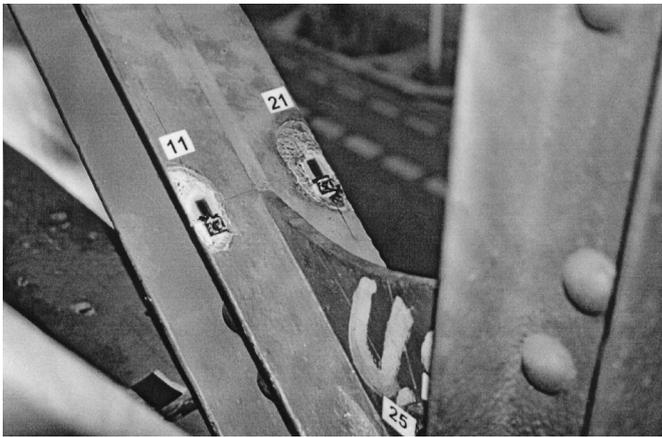


Bild 4. Dehnungsmeßstreifen an einem Diagonalstab vor Anschluß der Meßkabel und vor dem Aufbringen der Abdeckung

Fig. 4. Electric strain gauges at a diagonal structural member before application of cables and water protection layers

bisherigen Erfahrung aufgrund konstruktiver Gegebenheiten ausgewählt. Insbesondere gehören dazu Meßstellen an Knotenblechen, Lamellensprüngen oder etwaigen Schweißstellen. Die Dehnungen wurden überwiegend einaxial gemessen. Bild 5 zeigt einen gemessenen Dehnungs-Zeitverlauf an einem Diagonalstab infolge einer Zugüberfahrt mit leeren U-Bahnwagen. Unter Vernachlässigung mehraxialer Einflüsse wurden die Dehnungen nach dem *Hook'schen* Gesetz in Spannungen umgerechnet. Nur an einigen Knotenblechen wurden Dehnungen in drei Richtungen in der Ebene gemessen, womit sich die Hauptspannungswerte und die Hauptspannungsrichtungen ermitteln lassen. Zur Bestimmung der Beanspru-

chung muß der Zusammenhang zwischen Ausgangsbelastung und gemessenen Dehnungs- bzw. Spannungswerten bekannt sein. Achslasten und Achsabstände der U-Bahnwagen konnten den Datenblättern der BVG entnommen werden. Die Genauigkeit dieser Angaben war im Rahmen dieser Untersuchung ausreichend. Das Gewicht der Fahrgäste ist schwer zu bestimmen. Maximal kann das Achsgewicht durch die Besetzung um ca. 55 % erhöht werden. Um große Ungenauigkeiten zu vermeiden, wurden die Belastungsversuche mit leeren Wagen, mit Ausnahme des Zugführers, in der nächtlichen Betriebspause durchgeführt. Dies erforderte eine aufwendige Logistik, ermöglichte aber auch die gezielte Untersuchung einiger Parameter. So gehörten zum Untersuchungsprogramm Überfahrten mit verschiedenen vorgegebenen Geschwindigkeiten. Im tatsächlichen Betrieb können auch Zugbegegnungen nicht ausgeschlossen werden. Dieser Lastfall geht zu einem gewissen Anteil in die Berechnung der Restnutzungsdauer ein. Im Versuch wurde dieser Lastfall durch zwei in gleicher Richtung parallel fahrende Züge simuliert. Messungen bei statischer Belastung in verschiedenen Laststellungen waren besonders für die Optimierung und zur Identifikation des Tragmodells bestimmt. Einige Bremsversuche sollten vor allen Dingen einen möglichen unerwarteten Lastabtrag deutlich machen, hatten aber keine Bedeutung für die Ermüdungsnachweise.

6 Tragwerksmodellierung und Berechnung

Mit den in den Dehnungsmessungen an definierten Stellen des Systems ermittelten Spannungen ließ sich das Ausgangsmodell der statischen Berechnung für die maßgebend zu untersuchenden Verkehrslasteinflüsse iterativ zu einem wirklichkeitsnahen Tragwerksmodell entwickeln. Dazu wurden im wesentlichen der Einspannungsgrad der Hauptstützen in die Fundamente und der Fachwerkstäbe in die Knoten sowie die Lagerungsverhältnisse der Einhängeträger variiert. Da Schienen, Schwellen und Schotter die Achslasten breiter als zuvor gedacht auf die Unterkonstruktion verteilen, war es darüber hinaus erforderlich, das zuerst gewählte Belastungsbild zu überarbeiten. Um das Tragwerksmodell bestmöglich an die Realität anzupassen, mußte ferner ein Doppelsystem betrachtet werden, d. h., die Berechnungen erfolgten an zwei aneinander gekoppelten Hauptsystemen, die jeweils aus einem Rahmen mit Auskragungen und Einhängeträger bestehen. Durch die Kombination sämtlicher zuvor genannter Parameter gelang es, eine gute Übereinstimmung der rechnerisch ermittelten Spannungen mit den am Tragwerk durch Messung ermittelten Spannungen zu erreichen [3]. So konnte

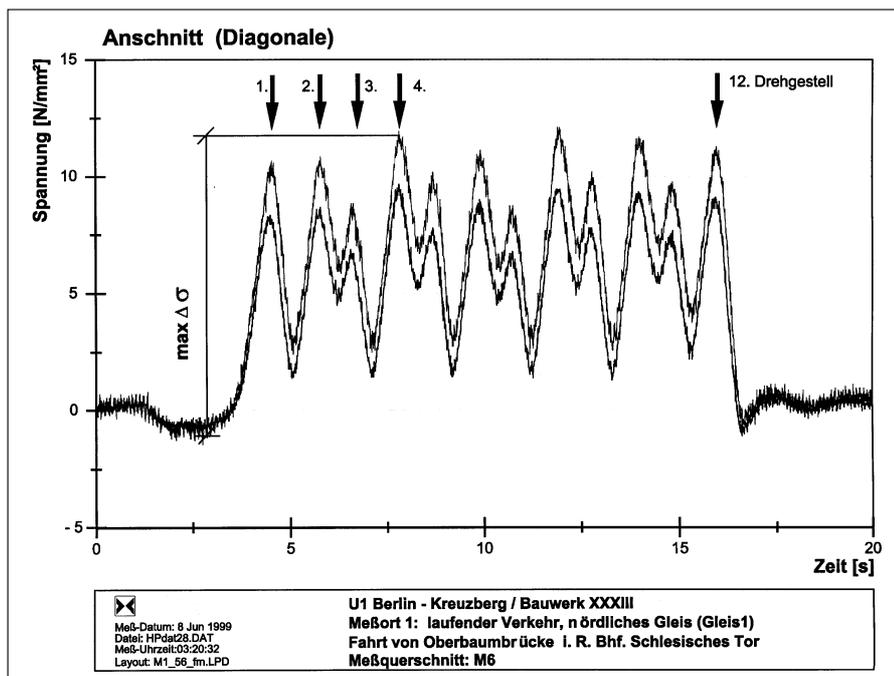


Bild 5. Zeitlicher Verlauf der Spannungen an den Meßstellen 11 und 21 bei einer Überfahrt eines leeren Zuges mit 25 km/h

Fig. 5. Time history of the stresses at measuring points 11 and 21 during passing of a subway train with 25 km/h

der Aufwand für die Dehnungsmessungen vor Ort in einem wirtschaftlich vertretbaren Rahmen begrenzt werden, ohne dabei auf ausreichend genaue Spannungswerte an jedem beliebigen Punkt des Tragwerks verzichten zu müssen. Das erhaltene optimierte Modell konnte alle für den Ermüdungsnachweis relevanten Spannungsdoppelamplituden liefern und ergänzte somit vortrefflich die aus den Messungen vor Ort gewonnenen Werte.

7 Ermüdungsnachweise auf der Basis von Wöhlerlinien

Die Verkehrsbelastung von Brücken führt zu wiederholten wechselnde Beanspruchungen, die Ursache von Ermüdungsversagen sein können. Versagen wird im wesentlichen bestimmt durch die Anzahl der Beanspruchungswechsel, die Spannungsamplitude, durch Materialeigenschaften und konstruktive Parameter. Gerade bei älteren bestehenden Brücken ist es wichtig, die Sicherheit gegenüber Ermüdungsversagen nachzuweisen. Die in Bild 5 dargestellten Schwingungen der Spannungen infolge von Zugüberfahrten beeinflussen die Entstehung von Ermüdungsrissen.

Im Wöhlerdiagramm (Bild 6) ist die Grenzlinie für Ermüdungsversagen (Wöhlerkurve) im doppeltlogarithmischen Maßstab angegeben. Die Wöhlerkurve gilt für Beanspruchungen gleicher Amplitude. Der Schadensakkumulationshypothese folgend bewirkt jede Schwingung eine kleine Schädigung, und die Schädigungen addieren sich bis zum Versagen.

Der Ermüdungsnachweis von genieteten Stahlbrücken kann auf der Basis des Wöhlerkonzeptes geführt werden, wenn einige Annahmen getroffen werden. Nachzuweisen ist, daß die zulässige Grenzlinie nicht überschritten ist.

Für die Untersuchung des U1-Viaduktes wurde ein Lastmodell angenommen, das die bisherigen und zukünftigen Beanspruchungen durch Zugüberfahrten festlegt. Das Lastmodell soll die tatsächlichen Gegebenheiten möglichst zutreffend widerspiegeln. Übertrieben konservative Annahmen würden zu vorzeitigen Abrißentscheidungen führen, bei zu geringen Lastannahmen wird die Sicherheit verringert.

Heutzutage überqueren Wagen mit Aufbauten aus Stahl oder Aluminium die Brücken. Die Achslasten lie-

gen bei 4,8 t bzw. 4,0 t und erhöhen sich bei voller Besetzung um 2,2 t. Vereinfachend wurde eine durchschnittliche Achslast von 4,3 t unterstellt. Für den Verkehr in der Vergangenheit und der Zukunft wird folgendes Lastmodell angenommen:

- 70 % aller Überfahrten sind Einzelüberfahrten mit halber Besetzung.
- 20 % aller Überfahrten sind Einzelüberfahrten mit voller Besetzung.
- 10 % aller Überfahrten sind Zugbegegnungen mit halber Besetzung.

Für den heutigen Verkehr kann nach Auswertung der Fahrpläne von jährlich 101 000 Zugüberfahrten in jeder Richtung mit Zügen bestehend aus acht Wagen ausgegangen werden. Nimmt man für die Vergangenheit die gleiche Zugfrequenz an, so ergeben sich bis Ende 1999 ca. 6,4 Mio. Zugüberfahrten. Dabei ist die Zeit von 1961 bis 1995 wegen des unterbrochenen Bahnverkehrs nicht mitgerechnet. Am Ende von weiteren 30 Jahren im Jahre 2030 zählt man insgesamt ca. 9,5 Mio. Zugüberfahrten. Ein weiterer wichtiger Punkt für den Restnutzungsdauernachweis ist die Festlegung der zutreffenden Wöhlerkurve als Grenzlinie für den Bauteilwiderstand. Die Wöhlerkurve gibt die nominelle Ermüdungsfestigkeit an, bei der mit rund 90 %-Aussagewahrscheinlichkeit eine 95 %-Überlebenswahrscheinlichkeit anzunehmen ist. Für kleine Bauteile typischer Bauart wie Zugstäbe oder Lochstäbe liegen aus zahlreichen Versuchsreihen die statistisch abgesicherten Wöhlerlinien vor. Für ganze Tragwerksteile gibt es keine vergleichbaren Ermüdungskurven. Wir gehen hier davon aus, daß wie in [4] und [5] empfohlen, eine Wöhlerlinie entsprechend der Kerbgruppe 71 der Bewertung zugrunde zu legen ist (Bild 6).

Der Restnutzungsdauernachweis wurde an den Stellen der Konstruktion geführt, an denen infolge Verkehrsbeanspruchung hohe Spannungsdifferenzen auftraten. Dies waren in jedem Falle die bereits nach diesem Kriterium ausgesuchten Meßstellen. Da die Anzahl der Meßstellen jedoch begrenzt war, wurden weitere kritische Stellen durch Rechnung am optimierten Rechenmodell (s. Abschn. 6 und [3]) ermittelt.

Bei der Restnutzungsdauerberechnung wurde durch Berechnung der sogenannten „äquivalenten Spannungsamplitude“ der gesamte Schwingungsverlauf einer Zugüberfahrt berücksichtigt. Schwingungsanteile unter dem „Unteren Grenzwert“ von $\Delta\sigma = 29 \text{ N/mm}^2$ wurden vernachlässigt. In einem zweiten Schritt wurde eine „gewichtete äquivalente Spannungsamplitude“ berechnet, die die Lastfälle entsprechend der Häufigkeit ihres Auftretens berücksichtigt. Die „gewichtete äquivalente Spannungsamplitude“ ist per Definition die Schwingung, die die gleiche Schädigung wie alle Schwingungsanteile aus einem Kollektiv von Zugüberfahrten unter Berücksichtigung der unterschiedlichen Lastfälle verursacht. Sie kann auf der Ordinate des Wöhlerdiagramms aufgetragen wer-

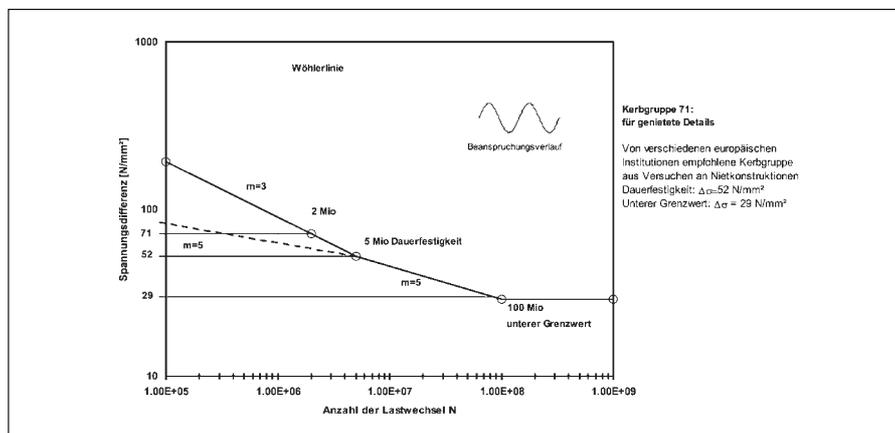


Bild 6. Wöhlerlinie entsprechend Kerbgruppe 71 für genietete Brückenbauteile
 Fig. 6. Fatigue strength curve category 71 for riveted structural members

den. Die Abszisse zum Schnittpunkt mit der *Wöhler*linie ergibt die ertragbare Lastwechselzahl bzw. die Gesamtlebensdauer.

Für jeden Meßabschnitt an dem Viadukt wurde für die Meßstelle mit der maximalen Spannungsdifferenz ein Restnutzungsdauernachweis durchgeführt. Grundlage waren die Meßwerte bei einer Überfahrt eines leeren Zuges mit der in diesem kurvenreichen Streckenabschnitt vorgeschriebenen Geschwindigkeit von maximal 25 km/h. Für alle drei Nachweisstellen lag die Restnutzungsdauer über 30 Jahren.

Nach der „Meßwertgestützten Optimierung“ des Rechenmodells [3] wurden Spannungsdifferenzen infolge von Zugüberfahrten mit diesem Modell rechnerisch ermittelt. Da die Rechnung nur die maximale Spannungsamplitude und nicht die weiteren Schwingungsanteile liefert, wurde der Verlauf eines an vergleichbaren Meßstellen ermittelten Spannungs-Zeitverlaufs qualitativ angenommen, um wie vorher die „äquivalente Spannungsamplitude“ und die „gewichtete äquivalente Spannungsamplitude“ zu bestimmen.

Für vier unterschiedliche Fachwerkhauptträger wurde der Restnutzungsdauernachweis durchgeführt. In allen Fällen lag die rechnerische Restnutzungsdauer auch hier über 30 Jahren.

In [4] wird bei der Bewertung des Ermüdungswiderstandes davon ausgegangen, daß keine Schädigungen zu erwarten sind, wenn alle Spannungsamplituden unterhalb der Dauerfestigkeitsgrenze von $\Delta\sigma_D = 52,0 \text{ N/mm}^2$ für die Kerbgruppe 71 liegen. Sollten einige Schwingungen die Dauerfestigkeitsgrenze überschreiten, ist der Nachweis unter Berücksichtigung aller Schwingungsanteile oberhalb des unteren Grenzwertes zu führen. Alle gemessenen und gerechneten Spannungsamplituden lagen hier, bezogen auf den maximalen Lastfall (Einzelüberfahrt mit voller Besetzung), unter der Dauerfestigkeitsgrenze, wodurch ein Nachweis eigentlich entbehrlich wird. Da aber auf den Strecken gelegentlich auch schwere Montage- oder Schienenbearbeitungszüge verkehren, wird dann die Dauerfestigkeitsgrenze überschritten und somit ein Nachweis notwendig.

Der Restnutzungsdauernachweis kann nur für die Fachwerkstäbe oder Querträger geführt werden, da nur für diese *Wöhler*linien existieren. Nun wissen wir allerdings aus Bauteilversuchen an Fachwerkträgern [2], daß nicht die Stäbe, sondern die Knotenbleche die schwächsten Tragwerkselemente sind. Es muß also auf andere Vorgehensweisen zurückgegriffen werden. Nachfolgend wird ein bruchmechanisches Nachweiskonzept für Knotenbleche vorgestellt.

8 Bruchmechanischer Nachweis

Seit einiger Zeit wird neben dem „klassischen“ Ermüdungsnachweis auf der Grundlage von Ermüdungsfestigkeitskurven (*Wöhler*kurven) auch das Werkzeug der Bruchmechanik für einen Nachweis herangezogen [10], das in anderen Bereichen der Technik seit langem mit Erfolg eingesetzt wird.

Bei der Untersuchung bestehender Brücken ist es sicher nicht sinnvoll und ausreichend, die Prozeduren der Entwurfsberechnung mit Betriebsfestigkeitsnachwei-

sen allein einzusetzen. Es werden ganz andere Nachweise notwendig, die insbesondere davon ausgehen müssen, daß in einer langen Belastungsgeschichte Schädigungen entstanden sind. Die Schädigungen sind als Risse zu definieren, und es ist eine besondere Aufgabe des Ingenieurs, an Hand der Konstruktion nach jenen Punkten zu suchen, an denen mit ersten Anrissen zu rechnen ist. Grundlage für eine bruchmechanische Untersuchung ist die genaue Kenntnis des lokalen Bereichs, an dem ein Riß anzunehmen ist oder detektiert werden kann. Wie aus den in diesem Heft veröffentlichten Aufsatz [2] zu ersehen ist, konnten wir in langwierigen Ermüdungsversuchen an originalen Konstruktionen erkunden, an welchen Stellen die ersten Risse zu erwarten sind: Es sind die Knotenbleche, und in diesen Knotenblechen gehen die Risse immer von den Nietlöchern im Mittelbereich aus.

Nachdem aus den Belastungsversuchen und dem optimierten Rechenmodell auch die höchstbeanspruchten Knoten bekannt sind, sind zwei Aufgaben anzugehen. Zum einen sollte mit radiographischen Methoden an den Nachweisstellen nach eventuell bereits vorhandenen Rissen gesucht werden. Zum andern ist zu bestimmen, wie schnell der Riß – detektiert oder hypothetisch angenommen – anwächst. Als Ausgangsrißlänge kann für eine bruchmechanische Untersuchung die detektierte Länge zugrundegelegt werden, oder man muß eine Rißlänge zugrundelegen, die bei einer radiographischen Inspektion gerade noch nicht erkennbar ist. Nach unseren bisherigen Erfahrungen ist das eine Rißlänge von etwa 4 mm, ausgehend von einem Nietlochrand.

Für den bruchmechanischen Nachweis spielt die Riß-Modellierung im jeweils betrachteten Bauteil eine ganz entscheidende Rolle. In Handbüchern der Bruchmechanik findet man eine Reihe typischer Riß-Konfigurationen mit Angaben zu den zugehörigen Spannungsintensitätsfaktoren K . Im konkreten Fall muß man bestrebt sein, die Modellierung mit Bezug zu diesen Lösungen vorzunehmen (Bild 7). Auf dieser Grundlage läßt sich dann die Riß-Verlängerung als Folge der Spannungszyklen berechnen. Aus der Riß-Verlängerung innerhalb eines bestimmten Zeitintervalls ergeben sich dann Inspektionsintervalle, wenn mit einer kritischen Rißlänge verglichen wird.

Im Falle der Knotenbleche (Bild 8) gibt es keine Standardlösungen zur Ermittlung des Spannungsintensitätsfaktors. Neben aufwendigen numerischen Berechnungsmethoden zur Abschätzung der Beanspruchungszustände im Knotenblech (z. B. Finite-Element-Metho-

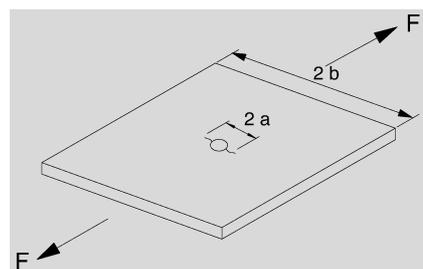


Bild 7. Bruchmechanisches Modell mit Mittelriß

Fig. 7. Fracture mechanics model with central crack

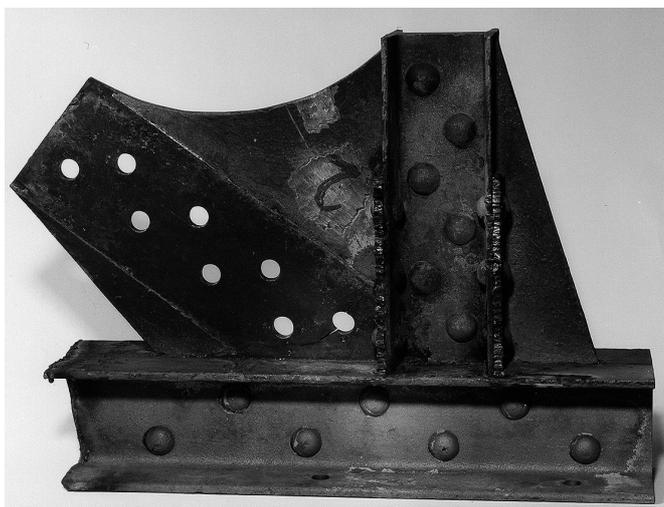


Bild 8. Knotenblech mit Riß am ersten Nietloch des Diagonalenanschlusses nach Schwingbeanspruchung in Laborversuchen der BAM

Fig. 8. Gusset plate with crack at a rivet hole after fatigue test in BAM

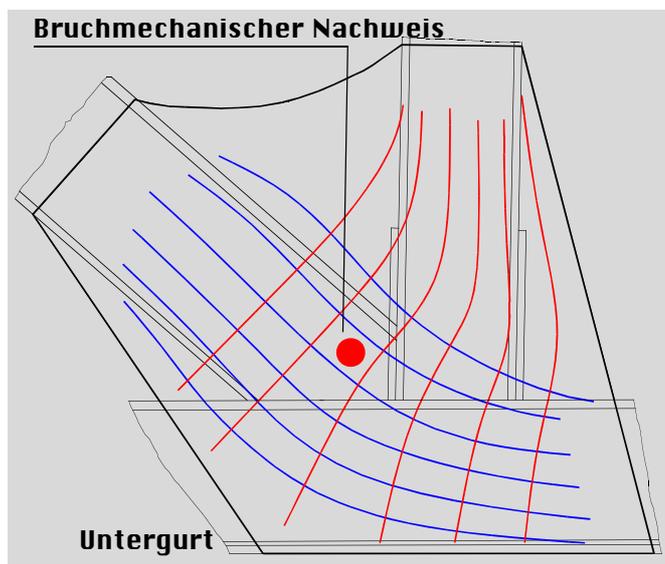


Bild 9. Abgeschätzter Verlauf der Hauptspannungstrajektorien am Knotenblech eines Fachwerk-Hauptträgers der U-Bahnlinie U1

Fig. 9. Assessment of the principal stress trajectories of a gusset plate of the main truss girder of the subway line U1

den) kann man auch auf übersichtlich gestaltbare Hauptspannungstrajektorien-Modelle zurückgreifen, wie sie sich bei der Lösung von Scheibenproblemen der Technischen Mechanik bewährt haben [8]. In Bild 9 ist ein Knotenblech mit angenäherten Hauptspannungstrajektorien dargestellt. Man erkennt, daß im Bereich des zu erwartenden ersten Risses ein etwa konstanter Spannungszustand herrscht. Denkt man sich nun einen einfachen Stab aus diesem Bereich herausgeschnitten, so ist der Übergang zu Standardlösungen für den Spannungsintensitätsfaktor K eine recht gute Näherung. Darauf aufbauend läßt sich dann der Rißfortschritt durch zyklische Beanspruchung bestimmen. Er hängt vom zyklischen Span-

nungsintensitätsfaktor ΔK und von zwei Materialparametern, C und m , nach der sog. *Paris-Gleichung* ab:

$$da/dN = C \Delta K^m$$

Dabei ist a (mm) die (halbe) Rißlänge, und N ist die Zyklenzahl der schwingenden Beanspruchung. K bzw. ΔK ergibt sich für einfache Fälle aus der Gleichung

$$K = \sigma (\pi a)^{1/2} f(a/b) \text{ und } \Delta K = \Delta \sigma (\pi a)^{1/2} f(a/b)$$

Die Funktion $f(a/b)$ stellt eine Anpassung an die jeweiligen Randbedingungen des betrachteten Bauteils dar; für einen unendlich breiten Blechstreifen ist sie 1. Ist also die Spannung σ oder $\Delta \sigma$ am Bauteil (Bruttopannungen) zutreffend auf der Grundlage z. B. eines Hauptspannungstrajektorienmodells abgeschätzt, dann ergibt sich mit den beiden Gleichungen und den Materialparametern der Rißfortschritt je Beanspruchungszyklus.

Sämtliche Gleichungen basieren auf der Vorstellung von gleichbleibenden Spannungsamplituden (Einstufenversuch). Eine Umrechnungen unterschiedlicher Spannungsamplituden auf eine schädigungsäquivalente Bezugsamplitude folgt den Vorstellungen der Regel von *Palmgren/Miner*.

Im vorliegenden Fall wird die gesamte Kraft aus der Diagonalen durch eine angenommene mitwirkende Breite des Knotenblechs von 187 mm geleitet, womit sich eine Spannungsdifferenz von

$$\Delta \sigma = 61 \text{ N/mm}^2$$

abschätzen läßt. Als bruchmechanisches Modell wird unterstellt, daß zu beiden Seiten des höchstbeanspruchten Nietlochs ein Riß von jeweils 4 mm Länge existiert (Die Anfangsrißlänge beträgt damit $2a_0 = 29 \text{ mm}$ ($2 \times 4 + 21$ (Nietlochdurchmesser))). Die Rißlänge von 4 mm entspricht der derzeit anzunehmenden Erkennbarkeitsgröße bei radiographischer Untersuchung. Für den hier geführten Nachweis ist also unterstellt, daß eine radiographische Untersuchung durchgeführt worden ist und kein Riß gefunden werden konnte. Wird ein Riß gefunden, so ist die tatsächliche Rißlänge abzuschätzen und in der Rechnung zu berücksichtigen. Im bruchmechanischen Modell (Bild 7) wird ein 90 mm breiter Stab betrachtet. Für den zyklischen Spannungsintensitätsfaktor an der Rißspitze folgt damit

$$\Delta K = 439 \text{ N/mm}^{3/2} \text{ mit } a/b = 0,3222 \text{ und } f(a/b) = 1,067.$$

Nimmt man weiter an, daß die Rißverlängerung im betrachteten Rißstadium linear ist [7], dann folgt

$$da = 27 \times 10^{-6} \text{ mm/Zyklus}$$

und nach sechs Jahren (normales Inspektionsintervall)

$$\Delta a = 10 \text{ mm.}$$

Die gesamte Rißlänge ist dann

$$2a = 49 \text{ mm.}$$

Bei einer Rißlänge von 49 mm ergibt sich $\Delta K = 659 \text{ N/mm}^{3/2}$ mit $a/b = 0,5444$ und $f(a/b) = 1,232$.

Unter der Annahme einer Rißlänge von $2a = 49 \text{ mm}$ kann man einen Tragsicherheitsnachweis für das Knotenblech durchführen, zum einen ein Nachweis gegen Fließen des zu betrachtenden Knotenblech-Querschnitts, zum andern gegen Sprödbbruch, indem für den Spannungsintensitätsfaktor ein Grenzwert nicht überschritten werden darf (Für diese Nachweise einschließlich des nichtzyklischen Anteils). Die Stabkraft in der Diagonalen beträgt maximal 280 kN. Diese Kraft muß auch im Knotenblech aufgenommen werden. Der verfügbare Querschnitt des Knotenblechs läßt sich zu 2448 mm^2 ermitteln, womit sich eine mittlere Spannung von 115 N/mm^2 ergibt, die der zulässigen Spannung von 160 N/mm^2 gegenüberzustellen ist.

Für die Sprödbbruchbetrachtung ist der Spannungsintensitätsfaktor K an der Rißspitze zu bestimmen, ebenfalls für die gesamte Diagonalenkraft. Er ergibt sich zu

$$K = 1485 \text{ N/mm}^{3/2},$$

der dem kritischen Wert von

$$K_c = 1770 \text{ N/mm}^{3/2}$$

gegenüberzustellen ist, was einem J-Integral-Wert von $J = K^2/E = 15 \text{ N/mm}^2$ entspricht, eine außerordentlich konservative Annahme [6], [7]. Der bruchmechanische Nachweis weist somit ein sechsjähriges Inspektionsintervall als sicher aus.

9 Radiographische Untersuchung

Im Rahmen der üblichen Brückeninspektionen sind Risse visuell nur sehr schwierig zu erkennen. Die Gründe dafür liegen in der oftmals starken Verschmutzung der Bauteile sowie der Verwendung rißüberbrückender Korrosionsschutzbeschichtungen. Unmittelbar durch andere Bauteile verdeckte Risse lassen sich visuell überhaupt nicht erfassen. Selbst mit Hilfe der konstruktiven Bestandsaufnahme ist es kaum möglich, verdeckte Schäden zu erkennen. Allerdings können bei naher Betrachtung Risse in der Beschichtung erkannt und aufgenommen werden. Diese sind als Hinweise auf mögliche verdeckte Schäden beachtenswert. Die Länge eines Risses ist ein gewichtiger Parameter zur Bewertung der Ermüdungssicherheit auf bruchmechanischer Basis. Radiographische Aufnahmen sind unverzichtbar, um die aktuelle Rißlänge eines verdeckten Risses realitätsnah abschätzen zu können.

Die am Tragwerk der Hochbahnlinie U1 erstmals in Deutschland an einer im Betrieb befindlichen genieteten Tragkonstruktion angewendete Methode der Radiographie hat ihren Ursprung in der Qualitätssicherung von Schweißnähten. Dort wird sie routinemäßig zur Identifikation von Fehlstellen eingesetzt. Mit zahlreichen Versuchen, durchgeführt in den Laboratorien der BAM, gelang es, die Methode der Radiographie auf die neue Aufgabe hin zu erproben und weiterzuentwickeln. Dabei standen für sämtliche radiographische Aufnahmen originale historische Brückenträger, teilweise sogar komplette ausgebauter Brückenfelder zur Verfügung. Durch Großversu-

che gelang es, Risse, die durch zyklische Belastung in den verdeckten Knotenblechen der Fachwerkträger erzeugt worden waren, radiographisch aufzuspüren. Die Radiographie konnte soweit erprobt werden, daß sie für die gestellte Aufgabe an der Hochbahnlinie U1 im Sommer 1999 einsetzbar war.

Am untersuchten Bauwerksabschnitt der U1 sind vor allem die durch den Anschluß der Fachwerkstäbe verdeckten Knotenbleche mit größter Aufmerksamkeit zu betrachten. Da es praktisch weder möglich noch sinnvoll erschien, alle Knotenbleche zu durchstrahlen, mußte eine Auswahl vorgenommen werden.

Aus der Knotenblechdatenbank wurden unter Einbeziehung der am Bauwerk durchgeführten Messungen und der statischen Berechnung mit dem optimierten Modell die vorerst als kritisch einzuschätzenden Knotenbleche herausgefiltert. Entsprechend der Schadenscharakteristik ist die Menge der auffälligen Knotenbleche in zwei Hauptgruppen gegliedert worden. Die erste Gruppe umfaßt alle erkennbar geschädigten Bauteile. Das heißt, hierin sind die Knotenbleche enthalten, die als Ergebnis von Kriegseinwirkungen oder Fahrzeuganprall Verformungen aufweisen, sowie Bauteile, die Reparatur- oder Verstärkungsschweißungen erfahren haben und somit ungünstige Gefügeveränderungen aufweisen können. Darüber hinaus sind sämtliche Bleche, in denen Risse im Korrosionsschutz an Fugen zwischen Bauteilen vorhanden sind, hier ebenfalls erfaßt. Korrodierte Bauteile, die allerdings an dem untersuchten Streckenabschnitt kaum vorhanden sind, müßten ebenfalls der ersten Gruppe zugeordnet werden. Die zweite Gruppe bilden die planmäßig konstruktiv schwach ausgebildeten Knotenbleche. Des weiteren sind Bleche mit gegenüber dem historischen Planstand erhöhter Nietanzahl, größerem gewähltem Nietdurchmesser, aber auch Bauteile mit nachträglich ausgeführten Bohrungen $> 15 \text{ mm}$ erfaßt.

Die dokumentierten Beobachtungen trafen einzeln oder in den verschiedensten Kombinationen miteinander auf insgesamt 131 Knotenbleche zu. Aus diesen wurden unter Berücksichtigung der festgelegten Wertigkeit der verschiedenen Beobachtungen neun Knotenbleche für die radiographischen Untersuchungen vor Ort ausgewählt.

Man kann davon ausgehen, daß sich vorhandene Risse unter Belastung öffnen und radiographisch besser erkennbar sind. Bei der Durchstrahlung vor Ort wurde ein schwerer Schienenschleifzug als Belastung verwendet (Bild 10) Die Belastung war annähernd doppelt so hoch wie bei einer Belastung durch U-Bahnwagen. Um den von der BVG zur Verfügung gestellten Schienenschleifzug so zu plazieren, daß im maßgebenden Knotenblechdetail möglichst große Zugkräfte auftraten, sind die in der Umgebung bereits vorhandenen Dehnmeßstreifen angeschlossen worden. Waren keine nutzbaren Dehnmeßstreifen vorhanden, wurden im Vorfeld an den maßgebenden Bauteilen zusätzliche Aufnehmer appliziert. Nach einer Überfahrt mit der Schienenschleifmaschine konnten die Dehnungen online verarbeitet und das Belastungsfahrzeug so plaziert werden, daß im zu untersuchenden Knotenblech maximale Dehnungen auftraten. Die im Labor und für einige schwierige Bereiche unmittelbar vor Ort zugeschnittenen Filme wurden mittels



Bild 10. Vorbereitung einer radiographischen Aufnahme am Fachwerkknoten mit Belastungszug zur größtmöglichen Rißöffnung während der Aufnahme

Fig. 10. Preparation for the radiographic inspection of a truss girder node with loading train to open cracks for inspection

Magneten möglichst dicht an der abzubildenden Fläche fixiert und zur späteren Identifikation beschriftet. Der Strahlenschutzkopf wird im Abstand von 80 cm genau in der Achse des als maßgebend bestimmten Bereiches ausgerichtet (Bild 11). Als Strahlenquelle diente Iridium 192 (γ -Strahler) mit einer Halbwertszeit von 74 Tagen. Durch die Manipulationseinheit, eine schutzummantelte Stahlspindel, ist der Strahlenschutzbehlter mit dem Strahlenschutzkopf verbunden. Mit Hilfe dieser Spindel wird die Quelle aus dem Strahlenschutzbehlter in den Strahlenschutzkopf geschoben. In Abhängigkeit von der zu durchstrahlenden Materialdicke im ausgewählten Bauteil und der zum Aufnahmezeitpunkt vorhandenen Intensität des Strahlers ist die Dauer der Durchstrahlung zu berechnen. Zur Bewertung ihrer Qualität sind einige Filme direkt vor Ort in der mobilen Dunkelkammer entwickelt worden. Um weiterführende Erkenntnisse zu gewinnen, wurden verschiedene Knotenbleche bei variierendem Einstrahlungswinkel und auch ohne Belastung durchstrahlt.

Die Durchstrahlungsprfungen erfolgten jeweils in nchtliehen Betriebspausen im Juni und Juli 1999. Teilweise mußten an einem Knotenblech bis zu sechs Filme



Bild 11. Durchstrahlung eines Knotenblechs, ausgerichteter Strahlenschutzkopf mit Strahlenquelle für die radiographische Aufnahme

Fig. 11. Radiographic inspection of a gusset plate, radiation shielding cell with source is arranged for making of a picture

belichtet werden, um sämtliche für das Entstehen von Rissen potentielle Bereiche mit ausreichender Qualität abbilden zu können.

In Auswertung der Ergebnisse ist lediglich ein Knotenblech als geschädigt zu bewerten. An diesem wurden allerdings gleich mehrere Risse nachgewiesen (Bild 2). Als Ursache hierfür kann die Verformung des Bleches vermutlich aufgrund von Kriegseinwirkungen gesehen werden. Sämtliche weiteren durchstrahlten Bauteile wiesen keinerlei Risse auf.

10 Inspektionsplan

Die Ergebnisse der bruchmechanischen Nachweise für die Knotenbleche erfordern eine wiederkehrende Inspektion in festgesetzten Zeitabständen. Auf der Basis der in Abschn. 8 getroffenen Annahmen wurde ein Intervall von sechs Jahren als sinnvoll erachtet. Diese spezielle Untersuchung hat zunächst nicht unmittelbar mit der normalen Brckenhauptprfung zu tun. Vielmehr soll durch radiographische Untersuchungen an ausgewählten Bereichen nach möglichen Rissen gesucht werden. Machbar ist dies nur, wenn, wie hier geschehen, die wahrscheinlichen Versagensbereiche aufgrund einer gründlichen, visuellen, experimentellen und rechnerischen Analyse des Bauwerkes eingegrenzt werden können. Dafür müssen Kriterien formuliert und mit Hilfe einer Datenbankauswertung eine Rangfolge von gefährdeten Tragwerksteilen bestimmt werden.

Die Tatsache, daß Risse in einem verformten Knotenblech durch Radiographie ermittelt werden konnten, zeigt, daß Vorschädigungen ein wichtiges Kriterium bezüglich der Auswahl der Untersuchungsbereiche sind. Ein weiteres Kriterium sind nachträglich durchgeführte Schweißungen. Grundsätzlich sollte an alten Stahlkonstruktionen nicht geschweißt werden. Sind dennoch Schweißungen vorhanden, die gelegentlich im Zuge von Verstärkungsmaßnahmen ausgeführt worden sind, so sind besonders zugbeanspruchte Bereiche zu bewerten. Natürlich bedingen auch die Dicke und die Form eines

Knotenblechs, die angreifenden Stabkräfte und die Bohrungen den Spannungszustand im rißgefährdeten Bereich am Nietlochrand.

Bei insgesamt 400 Knotenblechen im Untersuchungsbereich der Brücke können die kritischen Bereiche nur mit Hilfe einer Datenbankauswertung herausgefiltert werden.

Es wurden ca. 30 Knotenbleche für weitere radiographische Aufnahmen als Grundlage für den Inspektionsplan bestimmt. Hierbei soll ein Ausgangszustand ermittelt werden, der Basis für einen Vergleich mit Ergebnissen aus folgenden Inspektionen ist. Diese Inspektionen sollen alle sechs Jahre durchgeführt werden. Dabei sind jeweils ca. 16 Knotenbleche zu untersuchen. Im Programm der sechsjährlichen Inspektionen stehen einige wiederkehrende Untersuchungsbereiche, und einige Knotenbleche werden alternierend durchstrahlt. Sollten bei der Erstuntersuchung oder im Laufe der Jahre Risse entdeckt werden, muß die Untersuchungsstrategie angepaßt werden. Die sechsjährlichen radiographischen Inspektionen müssen zusätzlich zu der regelmäßigen Brückenuntersuchung durchgeführt werden. Die Kosten von Erstbewertung und zusätzlicher Inspektion sind im Vergleich zur Alternative, die bestehen könnte in Nutzungseinschränkung, kurzer Restnutzungsdauer oder schlimmstenfalls Abriß und Neubau mit Betriebsunterbrechungen, gering.

11 Schlußfolgerungen und Ausblick

Die Ergebnisse der Untersuchungen zum Zustand des nun 100 Jahre alten U-Bahn-Viadukts und zur Restnutzungsdauer haben deutlich bestätigt, daß die dafür erarbeitete methodische Vorgehensweise die Aussagekraft der Begutachtung ganz wesentlich bestimmt. Nur im Zusammenwirken der unterschiedlichen Untersuchungsmethoden konnte das angestrebte Ziel einer allen Aspekten gerecht werdenden Bewertung erreicht werden. Welche der eingesetzten Methoden jeweils mit dem größten Gewicht an der Bewertung zu beteiligen ist, liegt in der Einschätzung und in der Entscheidung der verantwortlichen Ingenieure. Es ist noch einmal zu betonen, daß die derzeit geltenden Entwurfsnormen kaum Hilfe bieten und auch nicht dafür vorgesehen sind.

Die Untersuchungen haben zu neuen Erkenntnissen geführt und andere wiederum bestätigt: Bei der Bewertung des Ermüdungszustands bestehender Stahlbrücken ist eine Beurteilung allein auf der Basis des üblichen statischen Tragwerksmodells nicht ausreichend aussagekräftig.

Die erarbeitete Methodik zur Untersuchung des U-Bahn-Viadukts bezieht insbesondere das Vorhandensein von Schädigungen in das Konzept ein. Auf dieser Grundlage wurden experimentelle Methoden neben optimierten Berechnungsmodellen sowie die Bruchmechanik als weiteres Werkzeug eingesetzt und radiographische Inspektionen zur Detektierung von vermuteten Schäden eingeführt. Radiographische Prüfungen werden konsequenterweise auch für zukünftige Inspektionen empfohlen. Bestätigung für die Anwendbarkeit dieser Methodik hatten wir aus den Großversuchen – Ermüdungsversuchen an originalen Fachwerkträgern – gewonnen.

Auch wenn die Fortschritte in den Bewertungsverfahren unverkennbar sind, es bleiben noch etliche Fragen offen. Die Zuverlässigkeit der Riß-Detektierung steht dabei an erster Stelle, ist doch die zutreffende Angabe von Rissen für die Abschätzung von Inspektionsintervallen und der Art von Inspektionen von grundlegender Bedeutung. Bislang verläßt man sich darauf, daß Risse bei Inspektionen visuell erkannt werden können. Aber selbst unter den günstigen Bedingungen im Labor fällt es oft sehr schwer, auch größere Risse zu erkennen. Durchstrahlungsprüfungen – wenn möglich in Verbindung mit nachgeschalteten digitalen Bildverarbeitungssystemen – bieten sehr viel bessere Möglichkeiten [12]. Bei verdeckten Tragwerksteilen gibt es gar keine andere Methode. An der Validierung des Verfahrens wird derzeit in der BAM gearbeitet.

Einen entscheidenden Platz bei den Untersuchungen nahmen die Erkenntnisse zu den Schadensmechanismen aus den Großversuchen ein, Ermüdungsversuche an weitgehend baugleichen Fachwerkträgern. In allen Fällen wiesen die Knotenbleche die ersten Risse auf [2], mußten also auch bevorzugt untersucht werden. Diese Tragwerkselemente sind seinerzeit nach konstruktiven Gesichtspunkten gestaltet worden, ein Nachweis existiert nicht. Und so wird in aller Regel auch bei einer neueren Begutachtung, die nur auf die alten Nachweise abhebt, den Knotenblechen keine Beachtung geschenkt.

Vergleichbare Probleme tauchen auch bei anderen Konstruktionsformen auf, so an den Verbindungsstellen zwischen Hauptträgern und Querträgern. Zukünftige Arbeiten befassen sich mit der Problematik derartiger Konstruktionen.

Wenn auch die in den letzten Jahren entwickelte Methodik der Bewertung hier an einem denkmalgeschützten Bauwerk vorgestellt wird, so ist doch die Bedeutung vor allem darin zu sehen, daß für zahlreiche alte Stahlbrücken nach einer derartigen Bewertung eine Nutzungsverlängerung ausweisbar sein dürfte.

Und jede Brücke, deren Nutzungsdauer durch verbesserte Untersuchungsverfahren um mehrere Jahrzehnte verlängert wird, bedeutet Gewinn; sind doch Investitionen für Abriß und Neubau sowie für Verkehrsumleitungen erst in einigen Jahrzehnten erforderlich.

Als vor fast zwei Jahrzehnten die Frage einer zutreffenden Bewertung alter Stahlbrücken auf uns zukam, haben wir uns dieser Herausforderung gestellt und mit den zu Gebote stehenden Mitteln die notwendigen Entwicklungen betrieben. Jede Brückenbewertung unter Zuhilfenahme des neu entwickelten und zugleich an Brücken erprobten Instrumentariums bietet die Chance einer weiteren Bestätigung und Erprobung.

Wird heute der U-Bahn-Viadukt der Linie U1 in Kreuzberg unter Einbeziehung einer erweiterten Inspektionsprozedur für zunächst weitere 30 Jahre als sicher bewertet, so erscheint es nicht unwahrscheinlich, daß nach den 30 Jahren eine erneute Begutachtung mit noch weiterentwickelter Methodik weitere 30 Jahre an Nutzungszeit auszuweisen vermag.

Literatur

- [1] 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.

- [2] *Helmerich, R., Brandes, K.*: Großversuche zur Ermüdung von Fachwerkviadukten der U-Bahnlinie U1 in Berlin-Kreuzberg. *Stahlbau* 71 (2002), H. 2, S. 108–109.
- [3] *Fischer, M., Lorenz, W.*: 100 Jahre U-Bahn in Deutschland – Konstruktive Bestandsaufnahme und meßwertbasierte Tragwerksmodellierung eines Stahlviadukts der Linie 1 in Berlin *Stahlbau* 71 (2002), H. 2, S. 88–96.
- [4] Vereinheitlichter Sicherheitsnachweis für bestehende Stahlbrücken. Gemeinsamer Endbericht im Rahmen der Zusammenarbeit DB AG – SBB für die Beurteilung bestehender Eisenbahnbrücken aus Stahl. (unveröffentlicht, 2001).
- [5] *Åkesson, B.*: *Fatigue Life of Riveted Railway Bridges*. Chalmers University of Technology, Göteborg, Sweden, 1994.
- [6] *Sedlacek, G., Lietz, H., Dahl, W., Mang, F., Brandes, K.*: Zur Restnutzungsdauer bestehender Brückenbauwerke aus Stahl. Deutscher Ausschuß für Stahlbau. Bericht aus Forschung und Normung 18/1992.
- [7] *Geißler, K., Brandes, K.*: Restnutzungsdaueranalyse stählerner Brücken. *Bauingenieur* 71 (1996), H. 12, S. 541–553.
- [8] *Szabó, I.*: *Höhere Technische Mechanik*, 4. Aufl. Berlin: Springer-Verlag 1964.
- [9] *Gross, D.*: *Bruchmechanik I*. Springer-Verlag, Berlin 1992.
- [10] Modulfamilie 805: Tragsicherheit bestehender Eisenbahnbrücken, DB AG, 1999 (vormals DS 805).
- [11] *Brandes, K., Albrecht, G.*: Messungen und Materialuntersuchungen zur Schadensanalyse an einer Stahlbrücke. VDI Berichte 679. Düsseldorf: VDI Verlag 1988.
- [12] *Quoos, V., Geißler, K., Sedlacek, G., Hensen, W.*: Zum Restnutzungsdauernachweis für stählerne Eisenbahnbrücken. *Stahlbau* 69 (2000), H. 1, S. 10–24.

Autoren dieses Beitrags:

Dipl.-Ing. Jürgen Herter, Dipl.-Ing. Michael Fischer, Dr.-Ing. Klaus Brandes, Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM), Unter den Eichen 87, Laboratorium VII.21 Tragwerkssicherheit, 12205 Berlin

Skulptur und Tragwerk in der Geschichte. Vom Gewölbe der Renaissance zur Netzschale aus Stahl und Glas.

Die Verbindung von Dachtragwerk und Skulptur zu einem Gesamtraum macht einen wichtigen Teil des architektonischen Entwurfes der neuen DG-Bank am Pariser Platz aus, der von *Frank O. Gehry* stammt; für den Tragwerksentwurf zeichnet *Schlaich, Bergemann und Partner* verantwortlich. Die Ausführung einer verglasten Netzschale im zentralen Atrium ist eine auch für Berlin nicht alltägliche Ingenieur- und Architektenleistung, die dem Alltagsblick entzogen ist. Dies soll Anlaß sein, sich von einem ingenieösen „geheimen Ort“ der Gegenwart in die Geschichte der Konstruktion zu begeben. Nicht die Fassade, sondern das Tragwerk soll dabei im Mittelpunkt stehen, trugen doch die Tragwerke des Ingenieurbaus im 19. und 20. Jahrhundert zur Ästhetik der Moderne bei.

An einem Nachmittag werden in fünf Vorträgen und einer sich anschließenden Diskussion Themen der Konstruktions- und Tragwerksgeschichte diskutiert. Tragwerke wie z. B. Dächer und Kuppeln, Brücken und Hochbahnviadukte, Hallen und Rahmentragwerke werden vorgestellt: über den Bereich des Bauens mit Stahl hinaus sollen auch ältere Ingenieurbauwerke behandelt werden, wie Brücken und Gewölbe der Renaissance. Dabei wird die Verbindung zu Leistungen der europäischen Baukultur hergestellt.

Den einführenden Vortrag zum Tragwerk in der DG-Bank hält Dr.-Ing.

Hans Schober, einer der Partner von *Schlaich, Bergemann und Partner*.

Als Gäste werden Fachkollegen aus dem Bereich des Ingenieurbaus, aber auch Architekten, Denkmalpfleger und Kunsthistoriker erwartet. Die Gesamtzahl der Teilnehmer ist auf etwa 40 bis 50 Personen begrenzt.

Das Thema der „Konstruktionsgeschichte“ spielt in der Diskussion der Frage der Gestaltung von Städten in der Industriegesellschaft des 21. Jahrhunderts eine zunehmend wichtige Rolle. Die „Renaissance der Bahnhöfe“ macht diese Tendenz deutlich, aber auch die Frage, wie „Zentren“ definiert werden, wie „Plätze“ und „Räume“ zu einer wirklichen Mitte städtischer Kultur werden, ist von Belang.

Vielleicht – jedenfalls ist das die Hoffnung der Veranstalter – gewinnt man aus dieser Richtung einer Fachdiskussion heraus auch ein neues Bild für die Zukunft der Stadt, das jenseits von der Reproduktion alter Schloßfassaden den Blick auf die kulturelle Qualität und prägende Wirkung jener Bauwerke erlaubt, die ein Höchstmaß an ingenieurtechnischem Können erfordern, sich aber gegenüber der Fassade im Hintergrund halten, weil sie ihre Bedeutung aus ihrer Funktion gewinnen. Sicherlich ist das, was *Karl Friedrich Schinkel* in seiner Tektonik als das Wesentliche eines Bauwerks ansah, die Korrespondenz der physischen mit den optischen Qualitäten, des Materials mit

der Konstruktion, heute nicht mehr im „Lasten“ und „Tragen“ zu suchen sondern vielmehr in der Beherrschung von Spannung und Bewegung. In diesem Sinne sind in Tragwerken der Moderne alte Forderungen nach der Entsprechung von Material und Konstruktion eher repräsentiert, als in der zunehmenden Belanglosigkeit und Beliebigkeit von Oberflächen und Fassaden.

Geplant sind weitere Veranstaltungen, wo der Blick ins (noch) Unbekannte und die Präsentation von (noch) Neuem Ausgangspunkt von Exkursionen in die Konstruktionsgeschichte sein wird. Berlins neue „Geheime Orte“ öffnen dann den Blick auf ihre voraussetzungsreiche Vorgeschichte.

Die Veranstaltung findet im Gebäude der DG-Bank am Pariser Platz 3 am 7. Juni 2002 von 14.00 bis 18.00 Uhr statt. Veranstalter sind die FH Potsdam (Prof. Dr. *Andreas Kahlow*), die VDI-Arbeitskreise Bautechnik (Dipl.-Ing. *Martin Krone*) und Technikgeschichte (Dr.-Ing. *Karl-Eugen Kurrer*), die Zeitschrift STAHLBAU (Dr.-Ing. *Karl-Eugen Kurrer*) sowie die Associazione Edoardo Benvenuto. Weitere Informationen sind unter Tel.-Nr. 0331/ 5801314, Kahlow@fh-Potsdam.de und Tel.-Nr.: 030/47031248, stahlbau@ernst-und-sohn.de erhältlich.

Prof. Dr. *Andreas Kahlow*, Potsdam **107**