



**TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
DRESDEN**

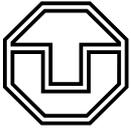
FAKULTÄT BAUINGENIEURWESEN

Schriftenreihe
Konstruktiver Ingenieurbau Dresden
Heft 43



Manfred Curbach, Heinz Opitz,
Silke Scheerer, Torsten Hampel (Hrsg.)

**9. SYMPOSIUM
EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN
VON BAUKONSTRUKTIONEN**



**TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
DRESDEN**

FAKULTÄT BAUINGENIEURWESEN

Manfred Curbach, Heinz Opitz,
Silke Scheerer, Torsten Hampel (Hrsg.)

**9. SYMPOSIUM
EXPERIMENTELLE
UNTERSUCHUNGEN
VON BAUKONSTRUKTIONEN**

Schriftenreihe
Konstruktiver Ingenieurbau Dresden
Heft 43

Herausgeber der Reihe

Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach
apl. Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Graf
Prof. Dr.-Ing. Peer Haller
Prof. Dr.-Ing. habil. Ulrich Häußler-Combe
Prof. Dr.-Ing. habil. Michael Kaliske
Prof. Dr.-Ing. Viktor Mechtcherine
Prof. Dr.-Ing. Richard Stroetmann
Prof. Dr.-Ing. Bernhard Weller
Prof. Dr.-Ing. Bernd W. Zastra

Institut für Massivbau
Technische Universität Dresden

D - 01062 Dresden

Tel.: 49 351 / 4 63-3 65 68

Fax: 49 351 / 4 63-3 72 89

Redaktion: Silke Scheerer
Korrekturen: Angela Heller
Gestaltung: Ulrich van Stipriaan
Titelfoto: Sabine Wellner, bearbeitet von Sven Hofmann

Diese Publikation gibt es auch Open Access auf www.qucosa.de.

Redaktionsschluss: 31. August 2017

Druck: addprint AG · Am Spitzberg 8a · 01728 Bannewitz
Veröffentlicht: Dresden, 21. September 2017

ISSN 1613-6934

Inhalt

Vorwort <i>Silke Scheerer, Torsten Hampel</i>	5
Willy Gehler als Protagonist der experimentellen Bauwerksuntersuchung <i>Oliver Steinbock</i>	7
Das Potenzial thermo-mechanischer Messungen für die Werkstoffcharakterisierung <i>Volker Wetzka, Franziska Pannasch</i>	23
Detektierung von Betonschäden an schwer zugänglichen Bauwerken mittels Thermografie <i>Helena Eisenkrein-Kreksch, Florian Bavendiek</i>	39
Messtechnische Bewertung des Zustandes des spannungsrissskorrosionsgefährdeten Spannstahles des U-Bahnhofs Poccistraße in München <i>Hermann Weiher, Katrin Runtemund, Christian Glomp</i>	49
Baubegleitende Zustandsüberwachung von Brücken <i>Max Käding, Marc Wenner, Steffen Marx</i>	63
Messtechnische und teilweise fotooptische Erfassung von Formänderungen an ertüchtigtem und nicht ertüchtigtem Bruchsteinmauerwerk unter Labor- und Praxisbedingungen <i>Sabine Koch, Axel Dominik, Jessica Klinkner, Clara-Maria Nocker, Domenika Baronesse von Kruedener, Pascale Dominik</i>	75
Untersuchungen im Rahmen der geplanten Ertüchtigung zweier Pfeiler des St.-Marien-Doms Zwickau <i>Michael Kühn, Peter Schöps</i>	93
Bewertung der Restlebensdauer von Spannbetonbrücken durch Koppelfugenmonitoring an Praxisbeispielen <i>Dirk Sperling, Hauke Schmidt</i>	113
Ludwig-Erhard-Anlage Frankfurt a. M. – Belastungsversuche zum Nachweis der Tragfähigkeit historischer Rippendecken <i>Peter Braun, Gunter Hahn, Gerd Kappahn, Edyta Wünsch</i>	123
Durchführung von Belastungsversuchen an einbetonierten Ankerschienen in Spannbetonbindern <i>Marco Tschötschel, Bente Ebsen</i>	135
Der Löwenhof in Dortmund – Experimentelle Statik zum Erhalt historischer Eisenbetondecken <i>Martin Gersiek, Marc Gutermann, Friedhelm Löschmann, Marcus Patrias</i>	143

Sportstätten mit weitgespannten Hallendächern – Sicherstellung der Tragfähigkeit unter Schneelast durch bauwerksdiagnostische Untersuchungen, Nachrechnung, Belastungsuntersuchung und Monitoring <i>Robert Herold, Elke Reuschel, Peter Bauer</i>	157
Belastungsversuche an einer historischen Eisenbahn-Gewölbebrücke <i>Gregor Schacht, Jens Piehler, Erik Meichsner, Steffen Marx</i>	169
Erweiterte Strukturabbildung von Brücken mit adaptiven mathematischen Modellen zur Lösung aktueller noch ungelöster Probleme <i>Klaus Brandes, Petra Kubowitz, Werner Daum, Detlef Hofmann, Frank Basedau</i>	183
Messtechnische Bewertung der dynamischen Tragfähigkeitsreserven eines Probenbühnenbodens der Semperoper Dresden <i>Tino Kühn, Marcus Hering, Heiko Wachtel, Sabine Wellner</i>	189
Untersuchungen des Otto-Mohr-Laboratoriums an historischer Bausubstanz in und um Dresden <i>Sabine Wellner, Silke Scheerer, Torsten Hampel</i>	207
Übersicht KID-Hefte	215

Bewertung der Restlebensdauer von Spannbetonbrücken durch Koppelfugenmonitoring an Praxisbeispielen

Dirk Sperling¹, Hauke Schmidt²

Zusammenfassung: Bei abschnittsweise hergestellten Spannbetonbrücken älterer Bauart kann es unter bestimmten Voraussetzungen zum Aufreißen der Koppelfugen und in der Folge zu Ermüdungsbrüchen der Koppelanker der Spannglieder kommen. Der rechnerische Nachweis der Ermüdungsfestigkeit allein auf Basis von Normwerten führt oftmals zu einem Negativbefund, der durch das tatsächliche Tragverhalten widerlegt wird. Daher ist es sinnvoll, die rechnerische Nachweisführung auf Grundlage von am Bauwerk ermittelten Messwerten zu führen.

Summary: Evaluation of the residual life of prestressed concrete bridges by monitoring the coupling joints on practical examples. *In sectional constructed prestressed concrete bridges of an older design, it may come to a cracking of the construction joints under certain conditions, and subsequently, fatigue fractures of the coupling anchors of the tendons are possible. The proof of the fatigue strength alone on the basis of standardized values often leads to a negative result, which is disproved by the actual bearing behaviour. For this reason, it is useful to carry out the computational verification on the basis of measured values determined on the structure.*

1 Die Koppelfugenproblematik

1.1 Einführung

Die Spannbetonbauweise ist die in Deutschland am häufigsten angewandte Brückenbauweise. Allein bei Fernstraßen (Bundesautobahnen und Bundesstraßen) liegt der Anteil der Spannbetonbrücken, bezogen auf die Brückenfläche, bei ca. 70 % [1].

Als Erfinder des Spannbetons gilt Eugene Freyssinet (1879 bis 1962), z. B. [2]. Im Jahr 1928 meldete Freyssinet das erste und grundlegende Patent für den Spannbeton an (Spannbeton mit sofortigem Verbund). Bis 1939 folgten weitere Patente im Zusammenhang mit der Spannbetonbauweise, insbesondere zur Vorspannung mit nachträglichem Verbund.

Das Grundprinzip der Vorspannung mit nachträglichem Verbund besteht darin, dass die zur Aufnahme der (Biege-)Zugspannungen notwendigen Stahlzugglieder (Spannkabel) in einbetonierte Hüllrohre eingelegt werden und nach dem Erhärten des Betons mittels Pressen, die sich gegen den Beton abstützen, angespannt und anschließend verpresst werden. Den Zugkräften im Stahl stehen nun gleich große Druckkräfte im Beton gegenüber, die dazu führen sollen, dass der Beton nahezu frei von Rissen bleibt. Bereits Freyssinet erkannte, dass die Langzeitverformungen des Betons wie Kriechen und Schwinden zu einer Verminderung der Vorspannung führen und daher zur Sicherstellung einer wirksamen Vorspannung Stähle mit

1 Dr.-Ing., EHS beratende Ingenieure für Bauwesen GmbH, Braunschweig

2 Dipl.-Ing., EHS beratende Ingenieure für Bauwesen GmbH, Braunschweig



Bild 1: Pont de Luzancy im gegenwärtigen Zustand Foto: MOSSOT, CC BY-SA 3.0, Wikimedia Commons [3]

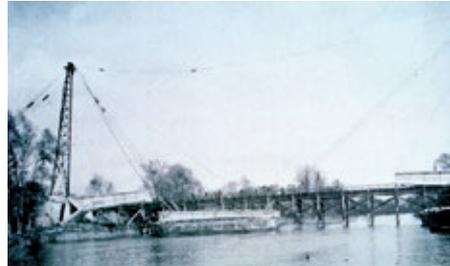


Bild 2: Pont de Luzancy während der Herstellung Foto: [4]

hoher Zugfestigkeit erforderlich sind. Die erste weitgespannte Brücke mit Vorspannung mit nachträglichem Verbund wurde nach einem Entwurf von Freyssinet mit einer Spannweite von 55 m über die Marne bei Luzancy realisiert. Der Bau begann 1941 und konnte erst 1946 nach dem Zweiten Weltkrieg fertiggestellt werden (Bilder 1 und 2).

In Deutschland entwickelte sich kriegsbedingt die Spannbetonweise nur sehr langsam. Erst nach Behebung der Materialengpässe bei hochwertigen Stählen und Zementen nach der Wiederaufbauphase konnte die Spannbetonbrückenbauweise hierzulande ihren Siegeszug antreten.

Als wirtschaftliche Bauweisen zur Herstellung mehrfeldriger Spannbetonbrücken haben sich verschiedene Vorbauverfahren entwickelt, bei denen die Brücken abschnittsweise z. B. im Vorschub, Freivorbau oder mittels Verwendung von Vorschubgerüsten hergestellt werden. Bei allen Verfahren entstehen Arbeitsfugen zwischen den einzelnen Bauabschnitten, die sich am einfachsten herstellen lassen, wenn die Spannglieder hier zunächst verankert, gespannt und verpresst werden, bevor der nächste Bauabschnitt hergestellt wird. Im nächsten Bauabschnitt werden die Ankerkonstruktionen der Spannglieder an die vorhandenen Festanker (hier: Koppelanker) geschraubt. Mit dem Vorspannen der Spannglieder werden die in der

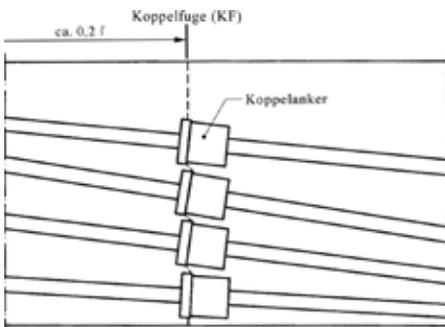


Bild 3: Spanngliederführung in einer Koppelfuge Zeichnung: aus [5]

Koppelfuge angeordneten Verankerungen weitgehend entlastet, jedoch der Verbund der bereits verpressten Spannglieder im Verankerungsbereich beansprucht.

Die Spannglieder werden in Brückenlängsrichtung üblicherweise nicht geradlinig, sondern affin zum Verlauf der Biegemomente geführt, d. h. sie verlaufen über den Stützen am oberen und in den Feldmitten am unteren Querschnittsrand. In den Momentennullpunkten, wo die Beanspruchungen der Spannglieder am geringsten sind, kreuzen sie die Schwerachse. Hier werden sinnvollerweise die Koppelfugen angeordnet, wo-

bei die einzelnen Koppelanker über die Höhe bei gleichzeitiger Einhaltung der notwendigen Mindestabstände verteilt werden.

Bild 3 zeigt schematisch die Spanngliederführung in einer Koppelfuge, bei der alle Spannglieder gekoppelt sind (Vollstoß). In Bild 4 ist die Ausführung einer Koppelstelle bei einer älteren Spannbetonbrücke mit Vollstoß aller Spannglieder abgebildet.

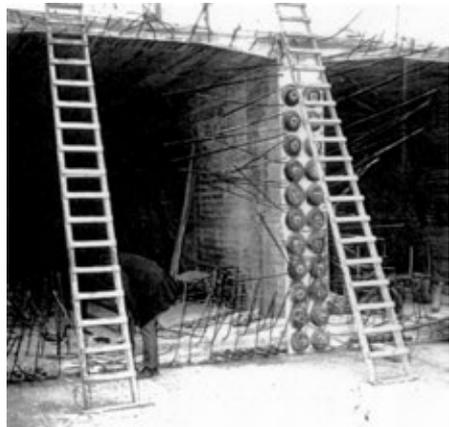


Bild 4: Ausbildung einer Koppelfuge an einer älteren Hohlkastenbrücke Foto: aus [5]

1.2 Schäden an Koppelfugenquerschnitten

An den vielen der in den 1950er bis 1970er Jahren abschnittsweise hergestellten Spannbetonbrücken traten Rissbildungen im Bereich der Koppelfugen auf, die Anlass zu einer umfangreichen bundesweiten Schadens Erfassung gaben. Die Auswertung der Schadensbilder ([6]) zeigte charakteristische Rissverläufe im Bereich der Koppelfugen:

- Risse im anbetonierten Abschnitt etwa senkrecht zur Koppelfuge,
- Schrägrisse in den Stegen zwischen dem überdrückten und dem spannungsfreien Bereich und
- Risse in Koppelfugen selbst, also senkrecht zur Brückenachse.

Die letztgenannten Risse, welche auch die Koppelanker kreuzen, wiesen zum Teil erhebliche Rissbreiten auf und stellten somit eine Gefährdung der Dauerhaftigkeit der Konstruktion dar. In einem Fall (Hochstraße Prinzenallee in Düsseldorf) wurde eine Zunahme der Rissbreite unter dem laufenden Verkehr bis zu einer Rissweite von 10 mm festgestellt. Nähere Untersuchungen dieses Bauwerks ergaben, dass in vier Koppelfugen jeweils fünf Spannglieder sowie die untere Lage der Betonstahlbewehrung infolge von Ermüdungsbeanspruchung durchgerissen waren [6].

Nach diesem Schadensfall wurden an allen Spannbetonbrücken mit Koppelfugen im Geschäftsbereich des Bundesverkehrsministeriums vertiefte Untersuchungen, z. T. mit Dauer messungen, durchgeführt. Außerdem wurden die Bemessungsregeln für Spannverfahren mit Koppelfugen sofort dahingehend geändert [7], dass mindestens 30 % der Spannglieder ungestoßen (also ohne Koppelanker) durch die Fuge geführt werden müssen und eine deutlich erhöhte, die Fuge kreuzende Mindestbewehrung einzubauen ist.

1.3 Vermutete Schadensursachen

Koppelfugen stellen generell Schwachstellen eines Tragwerks dar. In den Arbeitsfugen ist die Betonzugfestigkeit herstellungsbedingt gering, d. h. es kommt gegenüber den ungestörten Bauwerksbereichen bereits bei geringeren Beanspruchungen zu Rissbildungen. Zudem führen

das abschnittsweise Vorspannen durch die Belastung am freien Bauteilrand und die folgende Entlastung im Inneren des Bauteils durch den Vorspannvorgang des nächsten Bauabschnitts zu nichtlinearen Spannungsverteilungen und ggf. sogar zu Zugspannungen im Betonquerschnitt (sogenannter Mehlhorn-Effekt, z. B. [8]). Abhängig von der konstruktiven Gestaltung der Kopplungen sind ferner die Spannkraftverluste infolge von Schwinden und Kriechen lokal deutlich erhöht, die Druckspannungen fallen also im Vergleich zu den übrigen Bereichen ab. Weiterhin werden die Kopplungen zumeist in den Momentennullpunkten angeordnet, also in den Bereichen, die planmäßig aus ständigen Lasten keine bzw. nur sehr geringe Biegebeanspruchungen aufweisen. Allerdings können auch in diesen Bereichen, bspw. infolge Zwangsbeanspruchung aus Temperatur und Stützensenkung, Systemumlagerungen bei feldweisem Vorbau oder Streunungen des Eigengewichts erhebliche außerplanmäßige Biegemomente bewirken.

Als Konsequenz der vielen Einflussparameter ist der rechnerische Spannungszustand an Koppelfugenquerschnitten nur sehr schwer zu erfassen und mit entsprechenden Ungenauigkeiten behaftet.

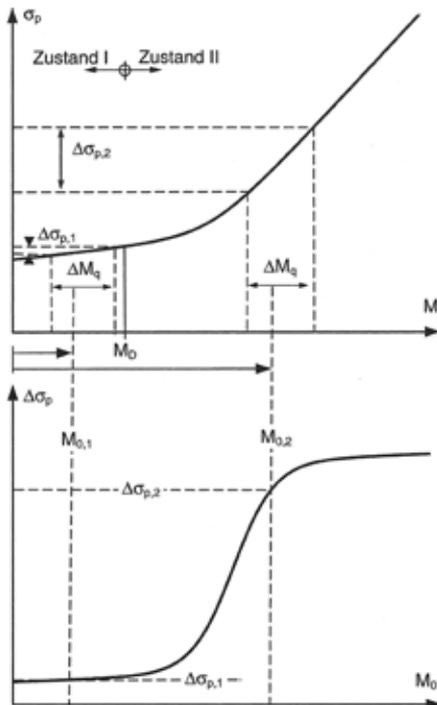


Bild 5: Zusammenhang zwischen einwirkendem Moment und Spannung (oben) und zwischen Grundmoment und Spannungsschwingbreite (unten)
Grafik: aus [11]

1.4 Rechnerische Nachweisführung

Zur systematischen Nachrechnung und Beurteilung der älteren Spannbetonbrücken mit Koppelfugen wurde von der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) im Jahr 1998 die „Handlungsanweisung zur Beurteilung der Dauerhaftigkeit vorgespannter Bewehrung von älteren Spannbetonüberbauten“ [9] herausgegeben und zur bundeseinheitlichen Anwendung empfohlen. Sie sieht ein dreistufiges Nachweiskonzept mit wachsender Rechengenauigkeit vor. Auch die Nachrechnungsrichtlinie [10] fordert einen Nachweis der Ermüdungsfestigkeit von Koppelfugen. Der Nachweis ist in Stufe 1 auf Basis von schädigungsäquivalenten Schwingbreiten oder in Stufe 2 durch eine direkte Berechnung der Schädigung unter Berücksichtigung von realitätsnahen Verkehrslasten und Auftretenswahrscheinlichkeiten von Temperaturbeanspruchungen zu erbringen.

Da den Nachweisformaten aufgrund der zahlreichen rechnerischen Unsicherheiten entsprechend konservative allgemeingültige Annahmen zu Grunde liegen, gelingt der Ermüdungsnachweis der Spanngliedkopplungen bei älteren Brücken mit 100 % gekoppelten Spanngliedern in den meisten Fällen nicht.

Sowohl für den Nachweis nach [9] als auch nach [10] ist die Kenntnis der auftretenden Spannungsschwingbreiten und insbesondere deren Auftretenshäufigkeit erforderlich. So erzeugt die Überfahrt eines schweren Sondertransports zwar möglicherweise eine sehr große Spannungsamplitude, ermüdungsrelevant ist sie aber aufgrund des nur vereinzelt Auftretens nicht. Der Zusammenhang zwischen den Spannstahlspannungen und den einwirkenden Biegemomenten ist bei Spannbetonbauteilen nichtlinear (s. Bild 5, oben). Ist der Koppelfugenquerschnitt durch die Vorspannung vollständig überdrückt, befindet sich also im ungerissenen Zustand I, sind die Schwingbreiten vernachlässigbar gering. Übersteigt die Beanspruchung das sogenannte Dekompressionsmoment M_D , also geht der Querschnitt in den gerissenen Zustand II über, so steigen die Spannungen und Schwingbreiten überproportional an und werden somit ermüdungsrelevant. Es wird deutlich, dass neben der Beanspruchung aus Verkehr insbesondere die Höhe des Grundmoments M_0 infolge von Eigengewicht, Vorspannung, Temperatur und Setzungen einen wesentlichen Einfluss auf die Spannungsamplituden und damit auch auf die Ermüdungssicherheit von Spannstählen und ihrer Kopplungen hat (s. Bild 5, unten). Bei älteren Brücken kann man davon ausgehen, dass bereits alle zeitabhängigen Schnittgrößenumlagerungen weitestgehend abgeschlossen sind, so dass Änderungen im Grundmoment alleine durch die Temperaturbeanspruchung hervorgerufen werden.

2 Koppelfugenmonitoring

Wie erläutert, sind lediglich die Schwingspiele bei einer gerissenen Koppelfuge ermüdungsrelevant. Das primäre Ziel der Messaufgabe ist es demnach festzustellen, in welchen Zeiträumen die Fugen geöffnet sind und wie viele Schwerverkehrsüberfahrten in diesen Zeiträumen stattgefunden haben.

Ob eine Fuge tatsächlich geöffnet ist, lässt sich über eine Doppelmessung feststellen. Dabei werden Wegaufnehmer direkt über der Koppelfuge appliziert und mit Wegaufnehmern aus einem unmittelbar danebenliegenden ungerissenen Bereich verglichen. Bei einer geöffneten

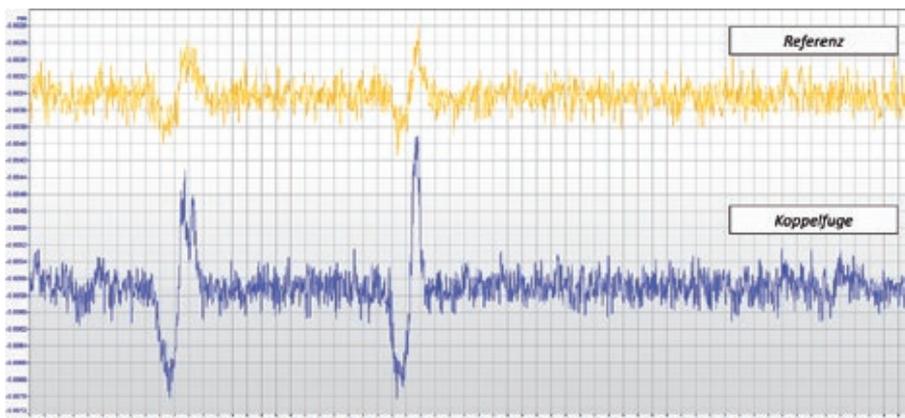


Bild 6: Beispiel Doppelmessung; oben: ungerissene Referenzstelle, unten: geöffnete Koppelfuge
 Grafik: Hauke Schmidt

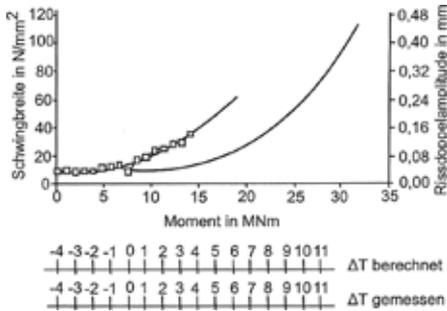


Bild 7: Rechnerische Schwingbreite und Rissdoppelamplitude abhängig vom Grundmoment Grafik: aus [12]

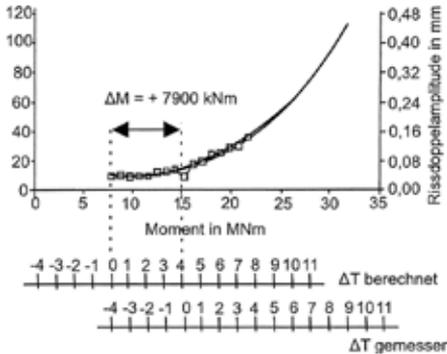


Bild 8: Grafische Bestimmung des tatsächlichen Dekompressionspunkts M_D Grafik: aus [12]



Bild 9: Anordnung Messstellen Foto: Hauke Schmidt

Koppelfuge sind die Messwerte um ein Vielfaches höher als in den ungerissenen Bereichen (siehe Bild 6).

Wird eine Koppelfugenöffnung über längere Zeiträume festgestellt, ist das erweiterte Ziel eine genauere Quantifizierung des mit konservativen Annahmen berechneten Grundmoments der Beanspruchung. Zur Ermittlung des tatsächlichen Grundmoments wird für jede Messperiode die maximale Rissdoppelamplitude mit dem zugehörigen rechnerischen Grundmoment infolge des Temperaturgradienten ΔT in einem Diagramm grafisch dargestellt (siehe Bild 7).

Zusätzlich wird die rechnerisch ermittelte Schwingbreite, die sich infolge ermüdungswirksamer Verkehrsbelastung ergibt, mit einer separaten Ordinate eingetragen. Der Bezug zwischen den beiden Ordinaten des Diagramms ist dabei abzuschätzen, da der lineare Zusammenhang zwischen rechnerischer Schwingbreite und messtechnisch erfasster Rissdoppelamplitude nicht exakt skaliert werden kann.

Die Abweichung des tatsächlichen Grundmoments vom rechnerischen Grundmoment entspricht dem horizontalen Versatz der beiden Kurven (siehe Bild 8).

3 Praxisbeispiele

3.1 Beispiel 1: Hochstraße Göttinger Straße in Hannover

Die insgesamt 177 m lange Trägerrostbrücke Hochstraße Göttinger Straße in Hannover wurde 1968 in 7 Bauabschnitten mit Einzelstützweiten von maximal 27,40 m errichtet. In den 6 Bauabschnittsfugen sind die Längsspannglieder entsprechend der damaligen Vorgehensweise voll gekoppelt (100%-Stoß). Die Nachrechnung gemäß Nachrechnungsrichtlinie [10] des BMBVS ergab bei den Nachweisen der Ermüdungs-

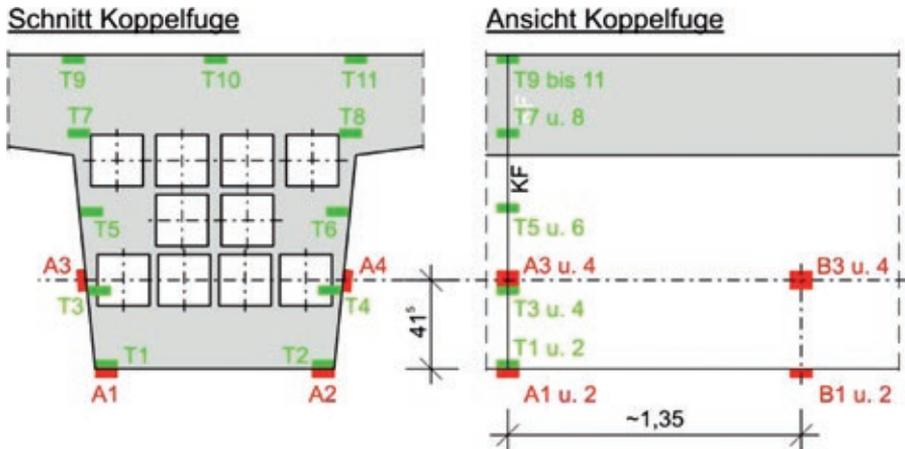


Bild 10: Anordnung Messstellen: schematische Darstellung

Grafik: Hauke Schmidt

festigkeit der Spanngliedkopplungen erhebliche Defizite, so dass zur Überwachung an zwei Fugen eine Monitoringanlage bestehend aus insgesamt 22 Temperatursensoren und 16 Wegaufnehmern installiert wurde (Bilder 9 und 10). Zur Kalibrierung der Messanlage wurde zudem ein Belastungsversuch mit 2 Kränen (60 t + 40 t) durchgeführt (Bilder 11 und 12).

3.2 Beispiel 2: Brücke über die Friedrich-Ebert-Straße in Duisburg-Beek

Die Überführung der A42 über die L287 (Friedrich-Ebert-Straße) in Duisburg wurde 1980 in 3 Bauabschnitten mit vollgestoßenen Spanngliedern (100-%-Stoß) je Richtungsfahrbahn errichtet. Die Einzelstützweiten der insgesamt 127 m langen Brücke variieren zwischen 17,70 m und 38,10 m. Aufgrund des Erhaltungszustands und verschiedener Defizite bei der statischen Nachrechnung wurde die Brücke umfassend instandgesetzt und mit einer externen Vorspannung verstärkt. Zusätzlich wird das Rissöffnungsverhalten der Koppelfugen mit einer Monitoringanlage bestehend aus 26 Temperatursensoren und 18 Wegaufnehmern überwacht.

3.3 Fazit

Beide Monitoringanlagen laufen seit dem Winter 2016/2017. Bis Ende April 2017 konnten keine Öffnungen der Koppelfugen festgestellt werden, die reale Ermüdungsbeanspruchung kann für diesen Zeitraum also vernachlässigt werden. Eine erste Beurteilung des Fugenverhaltens kann allerdings erst nach Durchlaufen der Sommerperiode erfolgen.



Bild 11: Belastungsversuch Kranüberfahrt (60 t + 40 t) Foto: Dirk Sperling

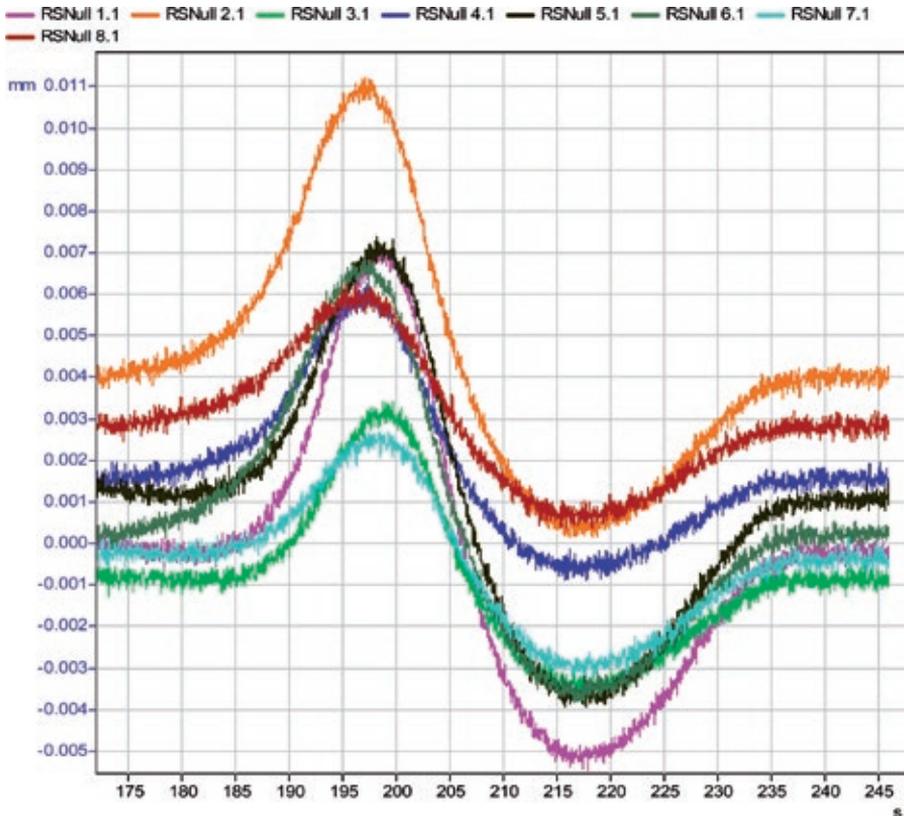


Bild 12: Messergebnisse bei einer Kranüberfahrt (60 t + 40 t) im Schritttempo

Grafik: LGA Nürnberg

Literatur

- [1] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (Hrsg.): Bericht über die Qualität, Dauerhaftigkeit und Sicherheit von Spannbetonbrücken in Deutschland. Vorlage an den Ausschuss für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung des Deutschen Bundestages, 2006.
- [2] Wikipedia-Beitrag zu Freyssinet: https://de.wikipedia.org/wiki/Eugène_Freyssinet.
- [3] <https://commons.wikimedia.org/w/index.php?curid=27861490>.
- [4] <http://photos.planete-tp-plus.com/picture.php?/4133/search/67>.
- [5] Buschmeier, W.; Roder, C.; Gusia, P. J.: Erfahrungen bei der Beurteilung der Dauerhaftigkeit vorgespannter Bewehrung von älteren Spannbetonbrücken. Bautechnik 86 (2009) 3, S. 133–141.

- [6] Iványi, G.; Buschmeier, W.: Arbeitsfugen mit Spanngliedkopplungen älterer Spannbetonbrücken, Teil I: Beurteilung des Erhaltungszustands. Forschungsbericht aus dem Fachbereich Bauwesen der Universität Essen, 2001.
- [7] Der Bundesminister für Verkehr (Hrsg.): ZTV-K 80: Zusätzliche technische Vertragsbedingungen für Kunstbauten. Ausgabe 1980, Verkehrsblatt-Verlag.
- [8] Dietrich, R.; Mehlhorn, G.: Untersuchungen zum Spannungszustand an Arbeitsfugen mit Spanngliedkopplungen bei in Abschnitten hergestellten Spannbetonbrücken. Abschlussbericht des von der Bundesanstalt für Straßenwesen Köln geförderten Forschungsvorhabens, Institut für Massivbau, TH Darmstadt, 1977.
- [9] Bundesanstalt für Straßenwesen – Abteilung Brücken und Ingenieurbau (Hrsg.): Handlungsanweisung zur Beurteilung der Dauerhaftigkeit vorgespannter Bewehrung von älteren Spannbetonüberbauten. Ausgabe 1998.
- [10] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (Hrsg.): Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie). Ausgabe 2011.
- [11] Zilch, K.; Zehetmaier, G.; Gläser, C.: Ermüdungsnachweis bei Massivbrücken. In: Bergmeister, K.; Wörner, J.-D. (Hrsg.): Beton-Kalender 2004, Bd. 1, Kap. VII, Berlin: Ernst & Sohn. 2004, S. 309–406.
- [12] Zilch, K.; Weiher, H.; Gläser, C.: Monitoring im Betonbau. In: Bergmeister, K.; Fingerloos, F.; Wörner, J.-D. (Hrsg.): Beton-Kalender 2009, Bd. 2, Kap. VIII, Berlin: Ernst & Sohn 2009, S. 136–183.

Anm.: alle Internetquellen wurden am 15.8.2017 auf ihre Richtigkeit geprüft.