

FAKULTÄT BAUINGENIEURWESEN

Schriftenreihe Konstruktiver Ingenieurbau Dresden Heft 48



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

10. SYMPOSIUM EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN VON BAUKONSTRUKTIONEN

11. März 2019



FAKULTÄT BAUINGENIEURWESEN

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

10. SYMPOSIUM EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN VON BAUKONSTRUKTIONEN

11. März 2019

Schriftenreihe Konstruktiver Ingenieurbau Dresden Heft 48

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

Institut für Massivbau Technische Universität Dresden

D - 01062 Dresden

Tel.: +49 351 463-3 65 68 Fax: +49 351 463-3 72 89

Titelbild:

Belastungsrahmen für die Prüfung von Geschossdecken im Jugendstil-Kaufhaus Görlitz (Foto: Oliver Mosig, s. Beitrag Mosig et al. in diesem Tagungsband)

Redaktion und Layout: Silke Scheerer Korrekturen: Petra Kahle, Angela Heller Umschlag und Druckvorbereitung: Stefan Gröschel Für die Inhalte der Beiträge sind die Autor*innen verantwortlich.

Druck: addprint AG · Am Spitzberg 8a · 01728 Bannewitz Veröffentlicht: Dresden, März 2019

Der Tagungsband ist open access auf der Homepage des Instituts für Massivbau verfügbar (https://tu-dresden.de/bu/bauingenieurwesen/imb/das-institut/ veranstaltungen/SEUB).

ISSN: 1613-6934 ISBN: 978-3-86780-583-4

Inhalt

Vorwort
Steffen Marx, Jürgen Grünberg, Gregor Schacht Sicherheitskonzept für Belastungsversuche
Mai Häßler Experimentelle Bestimmung des Beanspruchungszustands in fachwerkartigen Eisen- und Stahltragwerken mit Hilfe von Schwingungsmessungen
Thilo Fröhlich, Veit Birtel, Dieter Lotze Zyklische Prüfung von Befestigungen in Beton mittels Schwingungsanregung 33
Oliver Mosig, Sabine Wellner, Jörg Rudolph Belastungsprüfung der Geschossdecken im Jugendstil-Kaufhaus Görlitz
Volker Wetzk, Claudia Pahlow Das Potenzial von Miniatur-Druckproben für die Werkstoffcharakterisierung von Stahlguss
Kerstin Speck, Fritz Vogdt, Manfred Curbach, Yuri Petryna Faseroptische Sensoren zur kontinuierlichen Dehnungsmessung im Beton
Jens Heinrich, Reinhard Maurer Rissmonitoring zur Untersuchung der Ermüdungsfestigkeit an bestehenden Brückenbauwerken
Max Käding, Gregor Schacht, Guido Bolle, Steffen Marx Überwachung von Brücken mit Gefährdung durch Spannungsrisskorrosion97
Florian Schill, Milo Hirsch, Andreas Eichhorn Überwachung von Tragwerken mit Profilscannern
Jörg Scheithauer, Chris Hobusch, Falk Steinigk, Torsten Hillig, Matthias Schramm UAV und BIM – neue Herausforderungen an die Bauüberwachung bei Infrastrukturmaßnahmen an Eisenbahnbrücken der Deutschen Bahn
Nico Steffens, Kay Degenhardt, Karsten Geißler Modifiziertes Ziellastniveau bei Straßenbrücken durch Bauwerksmonitoring 135
Marc Gutermann, Werner Malgut, Carsten Böhme Experimenteller Nachweis von Straßenbrücken kleiner Stützweite am Beispiel von Wegebrücken in der Eilenriede, Hannover
Oliver Fischer, Sebastian Gehrlein Weggesteuerte In-situ-Querkraftversuche (bis in den Nachbruchbereich) und innovative Messtechnik an einer 60 Jahre alten 7-feldrigen Spannbetonbrücke 161



walter+bai ag Prüfmaschinen liefert innovative und präzise Materialprüfmaschinen und Prüfsysteme zur Gewährleistung der Sicherheit und Qualität von Werkstoffen, Industrieerzeugnissen und Bauten.

Prüftechnik wird in fast allen Wirtschaftszweigen, wie in der Metallindustrie, Automobilindustrie, Kunststoff- und Gummiindustrie der chemischen Industrie, Bauindustrie, im Flugzeugbau, in der Biomechanik sowie in Instituten und Hochschulen eingesetzt. Aus der Erfahrung seit 1970 profitiert w+b Prüfmaschinen von einem umfangreichen Know-how in der Entwicklung, Herstellung, Installation und Wartung von Materialprüfmaschinen und Prüfsystemen für eine Vielzahl von Anwendungen. Dank der ständigen Weiterentwicklung unsere Produkte bietet w+b weltweit von der Einzweckmaschine über ganze Prüfsysteme bis hin zu vollautomatischen Prüfanlagen und kundenspezifischen Lösungen alles, was Industrie, Forschung und Entwicklung benötigt.

Unser akkreditiertes Service- und Kalibrierlabor hilft Ihnen sicherzustellen, dass Ihre Investition optimal und langfristig genutzt wird.

Profil

Qualitativ hochwertige Produkte sind unsere Stärke. Schon seit 1970 sind wir bestrebt, durch kontinuierliche Entwicklung und Produktion diese Vorgabe in Zusammenarbeit mit unseren Lieferanten und Kunden aufrecht zu erhalten. Zu diesem Zeitpunkt gründeten Armin Walter und Alfred Bai in Löhningen ihre Firma.

Durch die Vielzahl intensiver Kunden-

kontakte und systematischer Erfassung der Kundenbedürfnisse, wuchs somit der Sektor Entwicklung und Vertrieb von Materialprüfmaschinen.

Das Fabrikationsangebot wurde stetig erweitert und Aktivitäten die auf dem Dienstleistungssektor den wachsenden Anforderungen angepasst. Die heutige Sonderstellung im Materialprüfmaschinensektor von w+b hat viele Gründe. So wird das spezifische Fachwissen gezielt weiterentwickelt und bildet somit die Grundlage für ein indinviduell und konzeptionell durch gedachtes Leistungsangebot. Gut ausgebildete und motivierte Mitarbeiter mit einer flachen Organisationsstruktur ist das eigentliche Kapital von w+b und bietet somit Gewähr für Wissen und Können, sowie eine hohe Einsatzbereitschaft. Um der stark gestiegenen Nachfrage

an hochwertigen Prüfmaschine nachzukommen, haben wir unsere Betriebsstätte im Jahr 2008 um 1300 m² erweitert.

«Spezielle Prüfaufgaben verlangen geeignete Prüfmittel!»

Das ist unsere Devise. Daher haben wir neben unseren Standardserien der Prüfmaschinen eine umfangreiche Anzahl von massgeschneiderten Prüfsysteme für statische und dynamische Werkstoff- und Bauteil prüfungen entwickelt.

w+b Prüfmaschinen sind der Schrittmacher für zukunftsweisende Technologien. Sie sind eine Voraus setzung für die Sicherheit und Qualität von Materialien, Industrieprodukten und Gebäuden.

Unsere Produkte und Dienstleistungen

- Herstellung von Materialprüfmaschinen und Prüfsystemen
- Kundenspezifische Prüfsysteme
- Hydraulische oder elektromechanische, statische und dynamische Universalprüfmaschinen

w+b

- Digitale Mess- und Regelsysteme und entsprechende Prüfsoftware
- Hydraulikaggregate
- Statische und dynamische Einzelprüfzylinder
- Prüfgerüste für die Bauteil- und Fertigteilprüfung
- Prüfmaschinen für die Baustoffindustrie
- Modernisierungen von bestehenden Pr
 üfmaschinen
- Wartung und Kalibrierung von Materialpr
 üfmaschinen
- Projektmanagement und technische Beratungen

Akreditierte Kalibrierstelle nach ISO / IEC 17025

Das Prüflabor erlaubt eine anerkannte Kalibrierung nach internationalen Normen und Ausstellung von offiziellen Kalibrierzertifikaten.

Qualitätsmanagementsystem nach ISO 9001

Unser zertifiziertes Qualitätsmanagementsystem zeigt unser Bekenntnis zu Qualität auch in Prozessen und im Management.



walter+bai

Bauteileprüfungen

Schwerlast Prüfzylinder ±2500 kN / ±1200 mm Hub

w+b

 Prüfmaschinen
 Testing Machines

 walter+bai ag
 Industriestrasse 4 · CH-8224 Löhningen · Switzerland

 Tel. +41 (0)52 687 25 25 · Fax +41 (0)52 687 25 20 · info@walterbai.com · www.walterbai.com

Vorwort

Sehr geehrte Referentinnen und Referenten, sehr geehrtes Fachpublikum, liebe Leserinnen und Leser,

herzlich Willkommen zum 10. Dresdner Symposium "Experimentelle Untersuchungen von Baukonstruktionen"!

2019 alles anders? – Könnte man meinen! Das Symposium "Experimentelle Untersuchungen von Baukonstruktionen" findet alle zwei Jahre im September statt. Nun haben wir heute weder September, noch liegt das vorangegangene Symposium zwei Jahre zurück. Zur Jubiläumsveranstaltung – dem 10. SEUB – haben wir uns entschieden, den Termin zu verlegen. Seit geraumer Zeit hat sich der September immer mehr zum Tagungsmonat des Jahres entwickelt. Viele hochkarätige Veranstaltungen im In- und Ausland finden innerhalb weniger Wochen des Jahres statt. Das interessierte Fachpublikum musste sich somit zwangsläufig entscheiden, ob es z. B. die Danubia Adria, die SMAR, das DAfStb-Kolloquium oder eben das SEUB besucht. Mit der Verlegung unserer Veranstaltung möchten wir den interessierten Teilnehmern die Entscheidung etwas erleichtern. Ist nun aber wirklich alles anders? Nein, dann auch das 1. SEUB 2000 fand im März statt.

Beim 9. SEUB 2017 freuten wir uns auf die baldige Einführung der Neufassung der Richtlinie "Belastungsversuche an Betonbauwerken", deren Ursprung im Jahre 2000 liegt. Die Kollegen, federführend durch die Hannoveraner um Prof. Marx, hatten in einem Forschungsvorhaben des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton die Richtlinie überarbeitet. Dabei flossen die Erfahrungen und Erkenntnisse im Umgang mit der Richtlinie mit ein, die in den vergangenen fast 20 Jahren gesammelten wurden. Insbesondere sollten z. B. Erkenntnisse in der Behandlung spröder Versagensweisen, mit Vorspannung oder auch der weiterentwickelten Sicherheitskonzepte berücksichtigt werden. Der Forschungsbericht zum Vorhaben wurde bereits 2017 veröffentlicht und ist auf der Webseite des Fraunhofer IRB Verlages kostenfrei abrufbar, eine offiziell eingeführte Richtlinie steht leider noch aus. Deshalb freuen wir uns besonders, dass wir Prof. Marx für die keynote lecture gewinnen konnten, um uns mit einem Vortrag über die Sicherheitskonzeption bei Belastungsversuchen auf die neue Richtlinie einstimmen zu können. Neben diesem Vortrag haben wir weitere Referenten zu hoch interessanten Themen für unsere Veranstaltungsreihe eingeladen. Die Themen reichen von Messtechnik über realisierte Projekte im Hoch- und Brückenbau, von der theoretischen Betrachtung bis zur praktischen Anwendung. Wir sind sicher, dass für alle Teilnehmer und Teilnehmerinnen etwas Neues dabei ist.

Wir wünschen – stellvertretend für alle, die zum Gelingen der Veranstaltung beigetragen haben – allen Teilnehmer*innen des 10. SEUB eine informative Tagung und allen Leser*innen eine ebensolche Lektüre.

Dresden, 11. März 2019

Silke Scheerer und Torsten Hampel

Baustoffprüfmaschinen und -geräte









FORM+TEST Seidner&Co. GmbH Telefon +49 (0) 7371 9302-0 sales@formtest.de www.formtest.de

Keynote lecture

Sicherheitskonzept für Belastungsversuche

Steffen Marx¹, Jürgen Grünberg², Gregor Schacht³

Kurzfassung. Für die Bewertung der Standsicherheit bestehender Bauteile oder Bauwerke bedarf es häufig Informationen, die nur durch eine Bestandserfassung oder -beprobung gewonnen werden können. Die integralste Form der experimentellen Bewertung im Bestand stellt der klassische Belastungsversuch dar, da so direkt und zerstörungsfrei die Tragsicherheit nachgewiesen werden kann. Problematisch ist allerdings die Übertragung der Ergebnisse eines oder weniger durchgeführter Versuche auf andere, nicht beprobte Bauteile. Dieser Beitrag diskutiert existierende Bewertungsmethoden und stellt einen neuen Ansatz für die Berücksichtigung der Unsicherheiten bei der Übertragung von Versuchsergebnissen auf nicht direkt beprobte Bauteile vor.

Vorab: Teile dieses Beitrages wurden erstmals in [1] veröffentlicht.

1 Einführung

Belastungsversuche haben sich seit vielen Jahren als erfolgreiche Methode bewährt, um die oft schwierige bis unmögliche rechnerische Nachweisführung umzunutzender Bestandsbauten zu ergänzen [2], [3]. Der Belastungsversuch weist nach, dass das untersuchte Bauteil für eine definierte Beanspruchung ausreichend tragsicher ist. Die Größe der im Versuch einzutragenden Belastung einschließlich des Eigengewichts ist die Versuchsziellast F_{Ziel} , die sich aus den nachzuweisenden Lasten (inkl. aller Sicherheiten) ergibt. Eine Überbeanspruchung des Bauteils muss ausgeschlossen werden, was durch die kontinuierliche Überwachung der Bauteilreaktionen während des Versuchs sichergestellt wird [4], [5].

Aus Gründen der Wirtschaftlichkeit werden die durchzuführenden Versuche auf eine minimale Anzahl begrenzt. Die zu beurteilende Grundgesamtheit ergibt sich aus allen gleichartigen Bauteilen eines Bauwerks oder Bauwerksteiles. Die Auswahl einer repräsentativen Stichprobe ist schwierig und meist können aus bautechnischen oder betrieblichen Gründen nur bestimmte Bauteile experimentell untersucht werden. Diese ausgewählte Stich-

¹ Prof. Dr.-Ing., Institut für Massivbau, Leibniz Universität Hannover

² em. Prof. Dr.-Ing., Institut für Massivbau, Leibniz Universität Hannover

³ Dr.-Ing., Marx Krontal Partner, Hannover

probe von Bauteilen wird im Belastungsversuch belastet und das Tragverhalten messtechnisch erfasst und bewertet. Anschließend sollen die Ergebnisse dieser Versuche auf alle anderen gleichartigen Bauteile übertragen werden. Für diese Übertragung müssen zusätzliche Sicherheitselemente berücksichtigt werden, die auf die aufzubringenden Versuchsziellasten aufgeschlagen werden. Um den Nachweis für alle (auch die nicht unmittelbar getesteten) Bauteile zu erfüllen, wird also eine erhöhte Versuchsbelastung aufgebracht, die die Streuungen der Widerstände der Bauteile abdecken muss.

Im einfachsten Fall wird an einem Bauteil gezeigt, dass dieses die x-fache Last ohne Anzeichen einer Schädigung erträgt, und dann geschlussfolgert, dass alle anderen Bauteile deshalb sicher die 1-fache Last abtragen können.

Es ist einleuchtend, dass ein Nachweis an einem einzigen Bauteil mit einer sehr hohen Versuchslast, z. B. der dreifachen Gebrauchslast, ausreichend Sicherheit beinhaltet, um die nicht beprobten Bauteile mit zu bewerten. Allerdings ist dieses Vorgehen in der Praxis nicht immer sinnvoll, da die Tragreserven der zu untersuchenden Bauteile ja theoretisch erschöpft sind und eine evtl. unnötig hohe Versuchslast eher zu einem Versagen als zu einem Erhalt führt. Deshalb ist es häufig zielführender, mehrere Bauteile mit einer nicht ganz so hohen Belastung zu testen.

Hier wird das Spannungsfeld deutlich: Wie viele Bauteile müssen mit welcher Belastung untersucht werden, damit eine zuverlässige Bewertung auch der nicht direkt beprobten Bauteile möglich ist?

Im Rahmen eines von der Forschungsinitiative *Zukunft Bau* unterstützten Vorhabens [6] konnte eine Umfrage zu den Erfahrungen in der Anwendung der existierenden Richtlinie für Belastungsversuche [4] durchgeführt werden. Dabei wurde auch abgefragt, wie in der Praxis mit der Bestimmung der Mindestanzahl der zu prüfenden Bauteile umgegangen wird. Die Ergebnisse sind in Bild 1 dargestellt. Das Diagramm stellt der Anzahl geprüfter



Bild 1 Zusammenhang zwischen Stichprobe und Grundgesamtheit der geprüften Bauteile [6]

Bauteile die Anzahl der insgesamt zu bewertenden Grundgesamtheit gegenüber, wobei jeder Punkt für eine angegebene Realisierung steht. Die Darstellung dokumentiert die Regelungslücke und die Unsicherheit der Praxis. Obwohl scheinbar keine Klarheit besteht, gab es bisher aber auch keine größeren Schadensfälle, was offenbar auf die großen vorhandenen Reserven in der Tragfähigkeit zurückzuführen ist.

Mit Blick auf Bild 1 wird deutlich, dass bei Belastungsversuchen die Anzahl der geprüften Bauteile immer auf ein Minimum begrenzt wird, da:

- jeder Versuch mit hohen finanziellen und zeitlichen Aufwänden verbunden ist und
- die baulichen Randbedingungen eine umfängliche Prüfung einer großen Anzahl von Bauteilen i. A. nicht zulassen.

Die Hauptschwierigkeit der Sicherheitsbewertung ergibt sich dadurch, dass beim Nachweis der Tragsicherheit keine explizite Tragwerkseigenschaft ermittelt, sondern ausschließlich nachgewiesen wird, dass die konkret aufgebrachte Belastung ertragen wurde. Damit ist zwar klar, dass es noch eine Reserve bis zur Tragfähigkeit gibt, aber diese kann i. A. nicht quantifiziert werden.

2 Sicherheitstheoretische Konzepte zur versuchsgestützten Bemessung

Die Bewertung von Versuchsergebnissen mit Hilfe statistischer Verfahren ist heute eine grundlegende Aufgabe von Bauingenieuren. Gerade die Arbeit an bestehenden Bauwerken erfordert die Bewertung der Ergebnisse von Material- oder Bauwerksuntersuchungen. Da umfangreiche Beprobungen zu einer Zerstörung des zu bewertenden Bauteils führen würden, müssen die gesuchten statistischen Eigenschaften der Grundgesamtheit anhand von Stichprobenergebnissen geschätzt werden. Dieser Schluss von der Stichprobe auf die Grundgesamtheit wird in der Stichprobentheorie behandelt.

Aktuelle Forschungsarbeiten beschäftigen sich mit der Beurteilung von Materialeigenschaften auf Grundlage der Ergebnisse einer experimentellen Beprobung beim Bauen im Bestand, z. B. [7], [8]. Dabei zeigte sich, dass die Verfahren bei größeren Stichproben (Stichprobenumfang n > 9) zuverlässig funktionieren, aber gerade für die übliche kleine Stichprobe ($3 \le n \le 5$) erhebliche Schwächen aufzeigen. Bei $n \le 3$ ist eine statistische Bewertung grundsätzlich ausgeschlossen.

Für die Behandlung weniger Versuchsergebnisse sind Schätzungen zu ungenau, liefern quasi "schlechte" Ergebnisse. Aus diesem Grund werden oft ingenieurmäßige Methoden angewendet, die allerdings keinen stufenlosen Übergang in das aktuell gültige stochastische Sicherheitskonzept erlauben.

Existierende Modelle der Bewertung der Ergebnisse von Belastungsversuchen können hinsichtlich ihres stochastischen Charakters unterteilt werden in deterministisch, semi-probabilistisch, probabilistisch und werden in [1] ausführlich vorgestellt und erläutert:

- Zerlegung von Teilsicherheitsbeiwerten,
- versuchsgestützte Bemessung (Eurocode 0 [9], Anhang D),
- Versagenswahrscheinlichkeit (Bayes, s. [1]),
- Teilsicherheitsbeiwerte für Pfahlprobebelastungen.

Bisher konnte sich keine der oben angeführten Methoden in der Praxis durchsetzen. Die Gründe dafür liegen in der Verwendung nicht sinnvoller bzw. nicht zutreffender Modelle oder in einer gänzlich fehlenden mathematischen Modellvorstellung. Nachfolgend wird deshalb noch einmal die spezielle Situation bei Belastungsversuchen analysiert und darauf aufbauend ein auf der Wahrscheinlichkeitstheorie basierendes Übertragungskonzept entwickelt, das sich durch statistische Informationen über den Bestand kalibrieren lässt. Das Ziel dieser Herleitung ist, ein im Vergleich zur rechnerischen Bemessung ähnliches Sicherheitsniveau zu gewährleisten.

3 Neues Konzept zur Bestimmung von Übertragungsbeiwerten

In Bild 2 sind die Verteilungsdichtefunktionen für Einwirkung und Widerstand sowie die für die Bemessung von Tragwerken gültigen semi-probabilistischen Sicherheitselemente dargestellt. Der rechnerische Nachweis findet dabei am sogenannten Bemessungspunkt, d. h. mit um Teilsicherheitsbeiwerte erhöhten bzw. reduzierten charakteristischen Werten der Einwirkung und des Widerstandes, statt. Die Grundgesamtheit wird theoretisch als unendlich groß betrachtet. Die Grundgesamtheit der Bauteile, auf die das Ergebnis eines Belastungsversuchs übertragen werden soll, ist jedoch endlich (Bild 1). Unter der Annahme, dass



12

alle zu bewertenden Bauteile getestet und bis zum Bruch belastet würden, könnte die theoretische Verteilungsdichtefunktion durch ein reales Histogramm ersetzt werden (Bild 2 unten). Mit dieser Vorgehensweise könnte die ertragbare Belastung auf Basis des auch für den Neubau gültigen Sicherheitskonzeptes ermittelt werden.

Praktisch wäre diese Vorgehensweise – das Testen aller vorhandenen Bauteile bis zum Bruch – natürlich unsinnig. Bei einem Belastungsversuch werden daher nur sehr wenige Bauteile der Grundgesamtheit getestet, und dies in der Regel nicht bis zum Eintreten des Versagens. Die entscheidende Frage lautet nun: Wo befindet sich das getestete Bauteil innerhalb des tatsächlichen Streubandes des Widerstandes? Diese Frage kann aus dem Versuch nicht deterministisch beantwortet werden, es sind jedoch Wahrscheinlichkeitsaussagen möglich. Dies soll an einem Beispiel verdeutlicht werden.

Angenommen, aus der in Bild 3 dargestellten Grundgesamtheit werden zwei Bauteile bis zur Versuchsziellast getestet und beide Bauteile versagen im Versuch nicht. Dann könnten diese beiden getesteten Bauteile zufällig einen hohen Widerstand haben (Fall A) und das Histogramm des Bauteilwiderstands wäre linksseitig der Versuchsergebnisse angeordnet (rot dargestellt). Im Fall B (blau dargestellt) läge der tatsächliche Widerstand der meisten Bauteile oberhalb der Versuchsziellast (grün in Bild 3). Beide Fälle sind möglich, eine Unterscheidung der Fälle ist anhand des Belastungsversuchs jedoch nicht möglich. Für eine sichere Bewertung der Ergebnisse wäre der Fall A kritisch, denn dabei würde der tatsächliche Widerstand der meisten Elemente der Grundgesamtheit überschätzt werden. Wie groß ist aber die Wahrscheinlichkeit für den sehr kritischen Fall A – also dass für den Versuch genau die Bauteile ausgewählt werden, die zufällig einen sehr hohen Tragwiderstand besitzen?

Diese Frage lässt sich mit Hilfe des sogenannten "Urnenmodells ohne Zurücklegen" sehr anschaulich beantworten. Die im Bild 4 dargestellten 40 Kugeln repräsentieren 40 Deckenkonstruktionen. Unter der Annahme, dass der Widerstand der Bauteile theoretisch normalverteilt ist, gibt es 38 Kugeln, die einen Widerstandswert kleiner als das 95-%-Quantil des Widerstandes R_{0.95} besitzen, und genau 2 Kugeln, die theoretisch einen größeren Widerstand haben.





Bild 3 Unsicherheit über die Lage der Versuchsziellast bzgl. der Verteilungsdichte des Widerstandes reicht, mit Hilfe der hypergeometrischen Verteilung H ermitteln. Mit dieser Verteilung wird die Wahrscheinlichkeit P berechnet, dass in einer Stichprobe X mit n Elementen k Elemente einen Widerstandswert größer als R_{0.95}, besitzen.



Bild 4 Anzahl von Elementen mit einem Widerstand größer als R_{0.95}

(1)

Dabei sind:

- Ν Anzahl der Elemente der Grundgesamtheit
- Anzahl der Elemente der Grundgesamtheit mit bestimmter Eigenschaft Μ
- Stichprobenumfang n
- k Anzahl der Elemente der Stichprobe mit bestimmter Eigenschaft

Zu einer falschen Interpretation des Ergebnisses der Belastungsversuche würde man dann gelangen, wenn alle zufällig ausgewählten Elemente überleben, der Großteil der Elemente jedoch versagen würde. Für diesen Sonderfall kann P(X = k = n) als Irrtumswahrscheinlichkeit für die richtige Interpretation des Versuchsergebnisses bezeichnet werden.

Für das Beispiel mit N = 40 und M = 2 beträgt die Wahrscheinlichkeit, dass alle zufällig ausgewählten Versuchskörper einen Widerstand oberhalb des 95-%-Quantils aufweisen, bei einem Versuch



und bei zwei Versuchen analog 0,001282.

Würde die aufgebrachte Versuchsziellast reduziert, zum Beispiel so, dass sie nur den Mittelwert des Bauteilwiderstandes repräsentieren würde (M = 20 bzw. M/N = 50 %), dann wäre die Irrtumswahrscheinlichkeit bei einem Versuch

$$P(X=k) = \frac{\binom{20}{1} \cdot \binom{40-20}{1-1}}{\binom{40}{1}} = 0,50$$
(3)

und bei zwei Versuchen anlog P(X = k) = 0,24359.

Ein zur Bemessung vergleichbares Sicherheitsniveau erhält man gemäß [9], Anhang D dann, wenn bei der Anwendung statistischer Methoden ein Konfidenzniveau von 75 % zugrundegelegt wird. Für den Fall, dass kein Versuch zu einem Versagen eines Bauteils führt (n = k), entspricht die Versuchsziellast dann mit 12,5 % Irrtumswahrscheinlichkeit mindestens dem Ziel-Quantil des Widerstands der Grundgesamtheit (Bild 5).



Bild 5 Mindestquantilwert, als den die Versuchsziellast in Abhängigkeit von der Anzahl der Versuche interpretiert werden darf, bei 12,5 % Irrtumswahrscheinlichkeit, für große N

Für das Beispiel der 40 Platten darf also die Versuchsziellast bei einem Teilversuch als 87,5-%-Quantil, bei zwei Teilversuchen als 64,6-%-Quantil und bei drei Teilversuchen als 50-%-Quantil des Bauteilwiderstands der Grundgesamtheit interpretiert werden. Für große Grundgesamtheiten N sind die entsprechenden Mindestquantilwerte R_{q} , die im Versuch

nachzuweisen sind, in Abhängigkeit von der Anzahl n der durchgeführten Bauteilversuche in Tabelle 1 zusammengestellt.

n = k	M/N	Erforderlicher Quantilwert g	$z_{1}(\alpha) = -\Phi^{-1}(\alpha)$
II - K		Enordernener Quantimert q	$z_k(q) = -\varphi(q)$
1	0,125	87,5-%-Quantil	1,150
2	0,354	64,6-%-Quantil	0,376
3	0,500	50,0-%-Quantil	0
5	0,660	34,0-%-Quantil	-0,412
8	0,771	22,9-%-Quantil	-0,742
10	0,812	18,8-%-Quantil	-0,886
20	0,901	9,9-%-Quantil	-1,289
50	0,959	4,1-%-Quantil	-1,742

 Tabelle 1
 Nachgewiesene Quantilwerte des Widerstandes in Abhängigkeit von der Versuchsanzahl

Dabei sind:

q Quantilwert

z_k Quantil der Standardnormalverteilung des Quantilwertes

 $\Phi^{-1}(q)$ Inverse der Standardnormalverteilung bei q

Der Übertragungsfaktor $y_{\tilde{u},k}$ lässt sich zunächst als der Abstand zwischen dem nachgewiesenen Quantilwert R_q und dem charakteristischen 5-%-Quantil $R_{k,0,05}$ definieren. Damit kann dieser bei lognormalverteilten Bauteilwiderständen nach [10] über den Mittelwert μ_R und den Variationskoeffizienten V_R wie folgt ausgedrückt werden:

$$Y_{\bar{u},k} = \frac{R_q}{R_{k,0,05}} = \frac{\mu_R \cdot \exp(z(q) \cdot V_R)}{\mu_R \cdot \exp(-1,645 \cdot V_R)}$$
(4)

Ist nun die Verteilungsfunktion des Widerstands (Streuungen, Art der Verteilung) bekannt, kann von der Versuchsziellast unmittelbar auf den Bemessungspunkt geschlussfolgert werden. Da man aus den Versuchen keinerlei Informationen über die Verteilung des Widerstandes erhält (ein Versagen der getesteten Bauteile ist i. A. ausgeschlossen), muss die Streuung des Widerstandes über zusätzliche Informationen über das Bestandsbauwerk ermittelt werden. So kann die voraussichtliche Versagensart zum Beispiel durch Berechnungen und mit Hilfe von Bauzustandsuntersuchungen gewonnen werden. Der Gesamtübertragungsbeiwert $\gamma_{R,\hat{u}}$, mit dem die Bemessungslasten multipliziert werden müssen, ergibt sich durch Zurückrechnung vom charakteristischen Widerstandswert auf den Bemessungspunkt (Bild 6).



Bild 6 Definition des Gesamtübertragungsbeiwertes $\gamma_{R,\tilde{u}}$ der Widerstandsseite

Damit ergeben sich:

$$E_d = F_{Ziel} \le R_d = \frac{R_{k,0,05}}{\gamma_R} \tag{5}$$

$$F_{Ziel} \le \frac{\kappa_q}{\gamma_{\bar{u},k} \cdot \gamma_R} \tag{6}$$

$$\gamma_{R,\bar{\mu}} = \gamma_{\bar{\mu},k} \cdot \gamma_R = \frac{R_q}{R_d} = \frac{\mu_R \cdot \exp(z(q) \cdot V_R)}{\mu_R \cdot \exp(-\alpha_R \cdot \beta \cdot V_R)}$$
(7)

Wenn die maßgebende Versagensart der zu untersuchenden Bauteile zuverlässig abgeschätzt werden kann, dürfen die auch für die Bemessung üblichen Annahmen getroffen werden [9]. Grundsätzlich dürfen die Widerstandsgrößen demnach als normal- oder lognormalverteilt angenommen werden. Auch die Variationskoeffizienten dürfen bei entsprechender Voruntersuchung als bekannt vorausgesetzt werden. Die Gesamtübertragungsbeiwerte können in Abhängigkeit von der Anzahl der Versuche, der maßgebenden Versagensart und der Streuung des Bauteilwiderstandes in Tabelle 2 abgelesen werden.

Für Tabelle 2 wurden die Annahmen gemäß [9] für die Variationskoeffizienten bei Stahloder Betonversagen getroffen. Der Variationskoeffizient für Betonzugversagen mit V_R = 0,2 wurde [11] entnommen und kann für Versagensarten verwendet werden, welche hauptsächlich durch die Zugfestigkeit des Betons beeinflusst sind (z. B. Querkraftversagen bei Bauteilen ohne Querkraftbewehrung). Außerdem wurde mit einem Zuverlässigkeitsindex von β = 3,2 gearbeitet, der gemäß [12] an gewisse Voraussetzungen geknüpft ist (z. B. Schadensfreiheit usw.).

Zum Vergleich des hier vorgestellten Konzepts sind in Tabelle 2 in Klammern auch die Übertragungsbeiwerte angegeben, welche sich gemäß ECO [9], Anhang D, für die Versagensart Betondruckversagen bei einem Zuverlässigkeitsindex von β = 3,2 ergeben würden. Es wird deutlich, dass das hier vorgestellte Konzept bei wenigen Versuchen zu höheren und bei vielen Versuchen zu niedrigeren Übertragungsbeiwerten führt.

n = k	Gesamtübertragungsbeiwerte $\gamma_{R,\tilde{u}}$ in Abh. der maßgebenden Versagensart									
	Stahlzug V _R = 0,07	Betondruck V _R = 0,167	Betonzug V _R = 0,20							
1	1,30	1,86 <i>(1,58)</i>	2,10							
2	1,23	1,63 (1,45)	1,80							
3	1,20	1,53 (1,40)	1,67							
4	1,18	1,47 (1,38)	1,59							
5	1,16	1,43 <i>(1,37)</i>	1,54							
6	1,15	1,40 <i>(1,35)</i>	1,50							
7	1,14	1,38 (1,35)	1,46							
8	1,14	1,36 (1,34)	1,44							
9	1,13	1,34 (1,33)	1,42							
10	1,12	1,32 (1,33)	1,40							
20	1,10	1,24 (1,32)	1,29							
50	1,06	1,15 (1,31)	1,18							

Tabelle 2 Gesamtübertragungsbeiwerte γ_{R,ü} zur Übertragung auf ungeprüfte Bauteile

4 Übertragungsbeiwerte bei kleiner Grundgesamtheit

Tabelle 2 wurde auf Grundlage der Werte aus Tabelle 1 ermittelt und gilt damit unabhängig von der Anzahl der zu beurteilenden Bauteile N. Für große Grundgesamtheiten N sind die angegebenen Werte sinnvoll. In vielen Fällen ist jedoch die Anzahl der zu begutachtenden Elemente klein.

Wird beispielsweise bei einer Grundgesamtheit von zwei baugleichen Decken nur eine Decke getestet, so wäre die Versuchsziellast für das Bauteil nach Tabelle 1 als 87,5-%-Quantil des Widerstands zu interpretieren. Der Gesamtübertragungsbeiwert (Tabelle 2) müsste dann für die Annahme berechnet werden, dass das nicht getestete Bauteil einen erheblich schlechteren Tragwiderstand aufweist, nämlich kleiner als das 5-%-Quantil, nochmals reduziert um den Teilsicherheitsbeiwert. Es ist offensichtlich, dass die Übertragung auf sehr wenige Elemente einer Grundgesamtheit treffsicherer sein dürfte, also eines geringeren Übertragungsbeiwerts bedarf, als die Übertragung auf sehr viele Elemente.

Auch wenn statistische Verfahren bei kleinen Stichproben versagen, kann die im Vorfeld beschriebene Methodik verwendet werden, um auch für diese Fälle ingenieurmäßig sinnvoll reduzierte Übertragungsfaktoren zu bestimmen. Dazu wird davon ausgegangen, dass auch der Bauteilwiderstand einer kleinen Grundgesamtheit generell der Verteilungscharakteristik großer Grundgesamtheiten entspricht. Damit kann für jedes Bauteil die Wahrscheinlichkeit angegeben werden, dass sein Widerstand ober- oder unterhalb eines bestimmten Quantilwerts liegt. Zu einer falschen Interpretation eines Versuchs käme man, wenn zufällig *alle* getesteten Bauteile oberhalb eines bestimmten oberen Quantilwerts liegen und *gleichzeitig mindestens ein* nicht getestetes Bauteil einen Widerstand unterhalb eines unteren Quantilwerts aufweist. Die erstgenannte Annahme entspricht dem Vorgehen gemäß Abschnitt 3, mit der zweiten Annahme werden jedoch auch die nicht getesteten Elemente mit einer ähnlichen Methodik bewertet.

Mithilfe von Entscheidungsbäumen (s. Bild 7) lässt sich die Wahrscheinlichkeit P der falschen Versuchsinterpretation auf anschauliche Weise ermitteln. Die Wahrscheinlichkeit, dass *alle* n getesteten Bauteile einen Widerstand R oberhalb des Quantilwerts r_{oben} aufweisen, beträgt

$$P(R_{1...n} > R_{oben}) = (1 - r_{oben})^n \tag{8}$$

r_{oben} ist dabei der zugehörige Prozentwert zu R_{oben}. Aus Gl. (8) folgt



Bild 7 Ereignisbäume zur Bestimmung der Wahrscheinlichkeiten

Die Wahrscheinlichkeit, dass *mindestens eines* der N-n nicht getesteten Bauteile einen kleineren Widerstand als R_{unten} aufweist, lässt sich einfacher durch die zugehörige Gegenwahrscheinlichkeit, nämlich dass *alle* Bauteile einen Widerstand größer als R_{unten} aufweisen, berechnen:

$$P(R_{N-n..N} > R_{unten}) = (1 - r_{unten})^{N-n}$$
(10)

Die Irrtumswahrscheinlichkeit P_{irr} dafür, dass *mindestens eines* der N-n nicht getesteten Bauteile einen kleineren Widerstand als R_{unten} aufweist, kann damit wie folgt ausgedrückt werden:

$$P(R_{N-n..N} > R_{unten}) = 1 - (1 - r_{unten})^{N-n}$$
(11)

Aus Gl. (11) folgt die zugehörige prozentuale Größe

$$r_{unten} = 1 - \left(1 - P_{irr,unten}\right)^{1/(N-n)}$$
(12)

Akzeptiert man analog zu Abschnitt 3 gemäß ECO [9], Anhang D, ein Konfidenzniveau von 75 %, so ist für die Bestimmung der Prozentwerte beider Prozentwerte r_{oben} und r_{unten} jeweils eine Irrtumswahrscheinlichkeit von 12,5 % anzusetzen. Der Gesamtübertragungsbeiwert ergibt sich dann unmittelbar aus der Annahme einer Widerstandsverteilung entsprechend der maßgebenden Versagensart:

$$\gamma_{R,\bar{\nu}} = \frac{\exp(\Phi^{-1}(r_{oben}) \cdot V_R)}{\exp(\Phi^{-1}(r_{oben}) \cdot V_R)}$$
(13)

wobei Φ die kumulative Verteilungsfunktion für die standardisierte Normalverteilung ist.

In Tabelle 3 sind die so berechneten Übertragungsbeiwerte für Grundgesamtheiten von bis zu 20 Elementen aufgeführt. Bei großen Grundgesamtheiten gelten die Beiwerte aus Tabelle 2. In Bild 8 sind die Übertragungsfaktoren für verschiedene N und n beispielhaft für Betondruckversagen visualisiert.

Tabelle 3Gesamtübertragungsbeiwerte $\gamma_{R,\tilde{u}}$ für die Übertragung auf nicht geprüfte Bauteile
bei $N \leq 20$ bei zu erwartendem Betondruckversagen

N/n	1	2	3	5	8
1	1,0				
2	1,47	1,0			
3	1,56	1,29	1,0		
5	1,65	1,42	1,29	1,0	
8	1,71	1,49	1,38	1,24	1,0
10	1,74	1,52	1,41	1,29	1,14
20	1,83	1,60	1,50	1,39	1,29
∞ (β = 3,2)	1,86	1,63	1,53	1,43	1,36

5 Zusammenfassung und Ausblick

Mit der beschriebenen, auf der Irrtumswahrscheinlichkeit basierenden Methodik können Beiwerte zur Übertragung der Versuchsergebnisse von geprüften auf nicht geprüfte Bauteile ermittelt werden. Mithilfe dieser Faktoren wird etwa das Sicherheitsniveau erreicht, welches auch der Bemessung neuer Tragwerke zugrunde liegt bzw. im ECO [9], Anhang D, vorausgesetzt wird. Die Übertragungsfaktoren berücksichtigen sowohl das Verhältnis von



Umfang der Stichprobe zur Grundgesamtheit als auch die Anzahl der durchgeführten Teilversuche.

Die im Beitrag beschriebene Methodik soll in der Neufassung der Richtlinie für Belastungsversuche berücksichtigt werden, womit eine wissenschaftlich begründete und gleichzeitig praxistaugliche Vorgehensweise zur Übertragung von Versuchsergebnissen auf die Grundgesamtheit vorliegen wird.

Literatur

- Marx, S.; Grünberg, J.; Schacht, G.: Methoden zur Bewertung experimenteller Ergebnisse bei kleinem Stichprobenumfang. Beton- und Stahlbetonbau 114 (2019) 1, S. 2– 13 – DOI: 10.1002/best.201800080
- [2] Schacht, G.; Bolle, G.; Marx, S.: Belastungsversuche Internationaler Stand des Wissens. Bautechnik 93 (2016) 2, S. 85–97 DOI: 10.1002/bate.201500097
- [3] Schacht, G.; Bolle, G.; Curbach, M.; Marx, S.: Experimentelle Bewertung der Schubtragsicherheit von Stahlbetonbauteilen. Beton- und Stahlbetonbau 111 (2016) 6, S. 343–354 – DOI:10.1002/best.201600006
- [4] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb, Hrsg.): Richtlinie Belastungsversuche an Betonbauwerken. Berlin: Beuth, 2000
- [5] Schacht, G.; Bolle, G.; Marx, S.: Messen bei Querkraftversuchen. Beton- und Stahlbetonbau 109 (2013) 12, S. 875–887
- [6] Marx, S.; Schacht, G.: Neufassung Richtlinie Belastungsversuche. Abschlussbericht, Institut f
 ür Massivbau, Leibniz Universit
 ät Hannover, gef
 ördert durch: Forschungsinitiative Zukunft Bau, 2017

- [7] Weber, M.; Schwabach, E.; Schnell, J.: Bestimmung der charakteristischen Betondruckfestigkeit im Bestand bei kleinem Stichprobenumfang – Hintergründe und Erläuterungen zur Neuregelung nach E DIN EN 13791/A20:2016. Beton- und Stahlbetonbau 111 (2016) 4, S. 188–199
- [8] Knab, F.; Sodeikat, C.: Die Ermittlung der charakteristischen Betondruckfestigkeit von Bauwerken im Bestand. Beton- und Stahlbetonbau 110 (2015) 8, S. 539–553
- [9] DIN EN 1990:2010-12: Eurocode 0: Grundlagen der Tragwerksplanung mit DIN EN 1990/NA:2010-12: Nationaler Anhang und DIN EN 1990/NA/A1:2012-08: A1-Änderung zum Nationalen Anhang.
- [10] Weber, M.; Caspeele, R.; Schnell, J.; Glock, C.; Botte, W.: Das neue fib Bulletin 80 Teilsicherheitsbeiwerte für die Nachrechnung bestehender Massivbauwerke. Betonund Stahlbetonbau 113 (2018) 4, S. 264–274
- [11] Hansen, M.: Zur Auswirkung von Überwachungsmaßnahmen auf die Zuverlässigkeit von Betonbauteilen. Diss., Universität Hannover, 2004
- [12] Schnell, J.; Grünberg, J.; Stauder, F.; Fischer, A.: Begründung eines reduzierten Zuverlässigkeitsindexes und modifizierter Teilsicherheitsbeiwerte für Stahlbetontragwerke im Bestand. DBV-Heft 24 (2014)

Bildnachweise

Bilder 1–7 Gregor Schacht

Bild 8 Steffen Marx

Experimentelle Bestimmung des Beanspruchungszustands in fachwerkartigen Eisen- und Stahltragwerken mit Hilfe von Schwingungsmessungen

Mai Häßler¹

Kurzfassung. Die Bewertung der Tragfähigkeit von fachwerkartigen Eisen- und Stahlkonstruktionen hängt wesentlich von den vorhandenen Stabnormalkräften und den daraus resultierenden Spannungen ab. Eine Zustands- und Tragfähigkeitsbewertung der bestehenden Konstruktion ist insbesondere erforderlich, wenn aufgrund von Nutzungsänderungen bzw. Umbaumaßnahmen höhere Lasten auf das Tragwerk aufgebracht werden sollen oder sich Schäden an der Konstruktion bzw. dem Material zeigen. Für die Tragfähigkeitsbewertung von historischen Konstruktionen ist zur Identifikation des vorhandenen Normalkraft- bzw. Spannungszustands ein zerstörungsfreies und praktikables Verfahren erforderlich. Das hierfür neu entwickelte Verfahren basiert auf Schwingungsmessungen und der Finite-Elemente-Methode in Verbindung mit Optimierungsstrategien. Die Stabkräfte der im Fachwerk vorhandenen Zugglieder lassen sich mit Hilfe eines analytisch basierten Algorithmus unter Verwendung eines Vergleichs zwischen numerischen Simulationsberechnungen und experimentell ermittelten Eigenfrequenzen und Eigenschwingformen am Gesamttragwerk sowie ausgewählten Einzelstäben berechnen. Für die getesteten Tragsysteme zeigte sich unter verschieden hohen Beanspruchungen eine sehr gute Übereinstimmung zwischen den im Versuch aufgebrachten und den mit Hilfe des entwickelten Verfahrens identifizierten Stabnormalkräften.

1 Einleitung

Eisen- und Stahlfachwerke finden in verschiedenen Konstruktionen Anwendung, z. B. für Dachbinder in Bahn- und Markthallen, Industriebauten oder als Fachwerkträger bei Brücken. Ein Beispiel für sich heute noch immer in Nutzung befindende Fachwerke sind die in den 1840er Jahren errichteten eisernen Dachtragwerke in der Eremitage in Sankt Petersburg (Bild 1). In Bezug auf die Vielfalt konstruktiver Prototypen und den Detailreichtum sind

¹ Dr.-Ing., Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt), Berlin



Bild 1 Eiserne Fachwerkkonstruktionen in den Dächern der Eremitage in Sankt Petersburg

diese Fachwerkkonstruktionen ein herausragendes Zeugnis für den frühen europäischen Stahlbau [1], [2].

Wenn aufgrund von Nutzungsänderungen bzw. Umbaumaßnahmen höhere Lasten auf das Tragwerk aufgebracht werden sollen oder sich Schäden an der Konstruktion bzw. dem Material zeigen, ist eine Zustands- und Tragfähigkeitsbewertung der bestehenden Konstruktion in der Regel erforderlich. Die Tragfähigkeit von fachwerkartigen Eisen- und Stahlkonstruktionen ist wesentlich von den vorhandenen Belastungen und den daraus resultierenden Spannungen abhängig. Liegen ausreichende Informationen hinsichtlich der äußeren Einwirkungen, der inneren Beanspruchung durch Vorspannelemente, der Geometrie, der Materialeigenschaften, der Auflagersituation sowie der Freiheitsgrade in den Knotenverbindungen vor, können die Stabnormalkräfte in der Fachwerkkonstruktion in Form einer statischen Berechnung ermittelt werden. Allerdings ist es in der Praxis oftmals schwierig, für bestehende Tragwerke, insbesondere bei historischen Fachwerkkonstruktionen, präzise Informationen für die genannten Parameter zu erhalten oder adäquate Annahmen zu treffen.

Der Beitrag beschreibt ein neu entwickeltes zerstörungsfreies Verfahren zur Identifikation des Spannungszustands in fachwerkartigen Eisen- und Stahltragwerken. Darüber hinaus

wurde bei der Entwicklung des Verfahrens die Fragestellung der Modellierung der Knotenpunkte in Bezug auf die Rotationsfedersteifigkeit untersucht. Ferner wurden verschiedene Strategien für den Kalibrierungsprozess des numerischen Modells analysiert. Dies beinhaltet ein Kriterium zur Zuordnung der Eigenschwingformen, die Definition von Zielfunktionen, die Durchführung von Sensitivitätsanalysen sowie die Auswahl und Festlegung von Kalibrierungsparametern. Aufbauend auf den numerischen Simulationen und experimentellen Untersuchungen wird ein Verfahren zur Bestimmung der Stabnormalkräfte sowie der Knotenrotationsfedersteifigkeit in fachwerkartigen Tragwerken vorgeschlagen.

Die im Beitrag vorgestellten Ergebnisse stellen einen Auszug aus der an der Brandenburgischen Technischen Universität Cottbus-Senftenberg in Kooperation mit der Bauhaus-Universität Weimar und der Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung von der Autorin verfassten Dissertation [3] dar.

2 Stand der Forschung

Die zerstörungsfreie inverse Identifizierung von Normalkräften in axial belasteten Strukturelementen wurde bereits in mehreren wissenschaftlichen Arbeiten untersucht, [3]–[7]. Die Identifikationstechniken können nach statischen, statisch-dynamischen oder rein dynamischen Verfahren klassifiziert werden. Zusätzlich werden die Methoden in ihrer Anwendungsart auf die verschiedenen Ingenieurbauwerke, z. B. Stützen, Seile, Zuganker oder Fachwerke, unterschieden. Die Vorteile der dynamischen Messmethode liegen in der praktikablen Verfahrensweise, d. h. das Aufbringung von zusätzlichen Lasten auf die Konstruktion ist nicht erforderlich, sowie der hohen Genauigkeit und Zuverlässigkeit der schwingungsbasierten Messungen.

Die Normalkräfte und somit die in den Stäben vorhandenen axialen Spannungen bewirken eine Änderung der Struktursteifigkeit, wodurch die dynamischen Eigenschaften der Fachwerkstruktur verändert werden. Dieser Einfluss wurde im Fall eines Zuggliedes untersucht und eine Verschiebung des Frequenzspektrums festgestellt [4]. Der durch die axiale Kraft hervorgerufene Effekt zweiter Ordnung auf die transversale Steifigkeit eines Stabes wurde basierend auf den modalen Parametern zur inversen Identifikation der axialen Kräfte in den Strukturelementen verwendet [5], [6]. Während Bahra und Greening [5] die multiple Normalkraftidentifikation von Fachwerken unter Verwendung der Finite-Elemente-Methode in Verbindung mit Modellkalibrierungsstrategien vorschlagen, wurde von Maes et al. [6] ein analytisch basierter Algorithmus zur Bestimmung der Stabkräfte in einer fachwerkartigen Konstruktion entwickelt. Beide Methoden reagieren jedoch empfindlich gegenüber den Startwerten für die Modellkalibrierung [5] oder Unsicherheiten bei den Eingangsparametern [6].

Bei der Analyse eines Einzelstabes als Teil einer Fachwerkkonstruktion wird ein Balkenmodell mit Translations- sowie Rotationsfedern an den Stabenden angenommen. Luong et al. [7] haben gezeigt, dass die Annahmen bezüglich der Rotationssteifigkeit in den Knotenpunkten erhebliche Auswirkungen auf das dynamische Verhalten einer fachwerkartigen Konstruktion haben. Sowohl das dynamische Verhalten der Fachwerkkonstruktion (global) als auch das der Einzelstäbe (lokal) wird durch die Modellierung der Knotenverbindungen und die dafür angesetzte Rotationssteifigkeit beeinflusst. Um das dynamische Verhalten der Fachwerkkonstruktionen korrekt zu approximieren, muss daher im numerischen Modell die Rotationssteifigkeit der Knotenverbindungen als unbekannter Parameter berücksichtigt werden. In dem neu entwickelten Verfahren wurden die Knotenverbindungen im numerischen Modell als streuende Größen behandelt und als teilweise eingespannte (*semirigid*) Rotationsfedern modelliert. Aus praktischen Gründen wurde für die Rotationsfedersteifigkeit ein normierter Faktor y_i eingeführt, Gleichung (1). Dieser kann einen Wert zwischen 0 (gelenkig) und 1 (biegesteif) annehmen. In Gl. (1) sind k_{ri} die Rotationsfedersteifigkeit am i-ten Ende eines Einzelstabes, E-I der Biegewiderstand und L die Länge des Stabes.

$$\gamma_i = \frac{k_{i1} \cdot L}{3 \cdot E \cdot I + k_{i1} \cdot L} \tag{1}$$

3 Entwickelte Untersuchungsmethodik

Das entwickelte Verfahren basiert auf Schwingungsmessungen und der Finite-Elemente-Methode in Verbindung mit Optimierungsstrategien. Dabei werden entsprechende Optimierungsmethoden angewendet. Die Kalibrierung des numerischen Modells der Fachwerkkonstruktion erfolgt anhand experimentell bestimmter modaler Parameter, d. h. Eigenfrequenzen und Eigenschwingformen. Im Ergebnis können die Normalkräfte und die sich daraus ergebenden Spannungen in den Fachwerkstäben identifiziert werden. Zusätzlich lassen sich mit dem Verfahren auch Informationen hinsichtlich der Rotationsfedersteifigkeit in den Knotenpunkten ableiten.

Für die Bestimmung der Stabnormalkräfte in fachwerkartigen Tragwerken und zur Abschätzung der Rotationsfedersteifigkeit in den Knotenverbindungen wird ein zweistufiges Modellkalibrierungsverfahren vorgeschlagen. Die Stabnormalkräfte können durch die erste Stufe der Modellkalibrierung mit hoher Genauigkeit und Zuverlässigkeit bestimmt werden. Allerdings liefert diese erste Verfahrensstufe für die Rotationsfedersteifigkeiten lediglich Näherungswerte. Um die Genauigkeit zu verbessern, ist ein zweiter Modellkalibrierungsprozess erforderlich.

In der ersten Stufe der Modellkalibrierung werden als Validierungskriterium die experimentell ermittelten globalen Eigenfrequenzen und Eigenschwingformen der fachwerkartigen Tragstrukturen verwendet. Ergänzend können die Stabnormalkräfte in ausgewählten Zuggliedern aus Einzelstabuntersuchungen als zusätzliche Informationen heranzugezogen werden. Die Stabkräfte der Zugglieder lassen sich mit Hilfe eines analytisch basierten Algorithmus [6] anhand der lokalen Eigenfrequenzen eines Stabes und fünf Amplituden der dazugehörigen Eigenschwingformen berechnen. Basierend auf den Ergebnissen der schwingungsbasierten Messungen wird die Kalibrierung zwischen den numerisch berechneten und den experimentell ermittelten modalen Eigenschaften durchgeführt. Die äußere Last auf die fachwerkartige Konstruktion und die Rotationsfedersteifigkeiten der Knotenverbindungen werden im numerischen Modell als Unbekannte angenommen. Die Bestimmung der unbekannten Parameter erfolgt in der ersten Stufe der Modellkalibrierung in einem durch einen genetischen Algorithmus (GA) gesteuerten Optimierungsprozess, bei dem die erforderliche Zielfunktion f_{obil} minimiert wird, s. Gl. (2). Der GA ist eine von der Natur inspirierte Optimierungsmethode, s. z. B. [8]. Die Vorteile des GA sind unter anderem die Unabhängigkeit der Ergebnisse von den Startwerten der Kalibrierungsparameter sowie die Möglichkeit zur Identifikation des globalen Minimums [3], [8]. In der Gleichung für die Zielfunktion der ersten Modellkalibrierstufe sind a, b und c die Wichtungsfaktoren für die einzelnen Summenterme. Vereinfachend können die Wichtungsfaktoren mit dem Wert 1 angenommen werden. Die Bezeichnungen f_i^{exp} , f_i^{num} , ω_i^{exp} und ω_i^{num} sind die i-te experimentell ermittelte oder numerisch berechnete Eigenfrequenz bzw. Eigenschwingform. Das Modal Assurance Criterion (MAC) beschreibt die Korrelation zwischen den experimentell ermittelten und numerisch berechneten Eigenformen. Ferner sind nmodef und nmodeø die Gesamtanzahl der zur Kalibrierung des numerischen Modells verwendeten Eigenfrequenzen bzw. Eigenschwingformen. Die Gesamtanzahl der ausgewählten Stäbe einer Fachwerkkonstruktion wird durch *nbar* definiert. Ni^{num} ist die sich aus einer statischen Berechnung ergebende Normalkraft im j-ten Einzelstab. Ni^a ist die nach Maes et al. [6] mit Hilfe eines analytisch basierten Algorithmus bestimmte Normalkraft im j-ten Einzelstab. Ni^{ref} ist die berechnete Normalkraft aus dem Produkt der Querschnittfläche A_i und der Referenzspannung o^{ref} des i-ten Einzelstabes. Die Referenzspannung wurde in dem entwickelten Verfahren mit einem Wert von 50 N/mm² angenommen.

$$f_{obj,i} = \alpha \cdot \sum_{i=1}^{nmodef} \left| \frac{f_i^{num} - f_i^{exp}}{f_i^{exp}} + b \cdot \sum_{i=1}^{nmode\phi} \right| MAC(\varphi_i^{exp}, \varphi_i^{num}) - 1 \left| + c \cdot \sum_{j=1}^{nbar} \frac{\left| N_j^{num} - N_j^{a} \right|}{N_j^{ref}} \right|$$
(2)

Basierend auf den Ergebnissen der identifizierten Stabnormalkräfte aus der ersten Stufe des Modellkalibrierungsprozesses kann dann in einer zweiten Stufe die genauere Bestimmung der Rotationsfedersteifigkeit in den Knotenverbindungen erfolgen. Hierzu werden ausschließlich die modalen Parameter der globalen Eigenfrequenzen und Eigenschwingformen der fachwerkartigen Konstruktionen herangezogen, s. Gl. (3). Vereinfachend können die Wichtungsfaktoren d und e mit dem Wert 1 angenommen werden.

$$f_{obj.ll} = d \cdot \sum_{i=1}^{nmodef} \left| \frac{f_i^{num} - f_i^{exp}}{f_i^{exp}} + e \cdot \sum_{i=1}^{nmode\varphi} \right| MAC\left(\varphi_i^{exp}, \varphi_i^{num}\right) - 1 \right|$$
(3)

4 Verifizierung und Validierung der Untersuchungsmethode

Bei den im Labor untersuchten Konstruktionen handelt es sich um ein Einzelstabsystem, ein Zweistabsystem sowie ein aus fünf Stäben bestehendes Fachwerk [3]. Die Entwicklung vom Einzelstabsystem zum komplexen Fachwerksystem erfolgte durch schrittweises Hinzufügen von Einzelstäben sowie deren Verbindungen in den Knoten. Mit der Zunahme von Umfang und Komplexität des Tragwerks wird der Einfluss der Stabnormalkräfte auf das dynamische Verhalten der Konstruktion ebenfalls komplizierter. Grund hierfür ist das gleichzeitige Vorliegen von Druck- und Zugkräften, welche jeweils eine entgegengesetzte Wirkung auf die modalen Parameter besitzen. Dadurch kommt es bei einer Variation der Belastungshöhe zu einer Veränderung der Eigenfrequenzen und einer vergleichsweise schwierigeren Zuordnung der jeweiligen Eigenschwingformen.

In diesem Beitrag wird ausschließlich auf die Untersuchung des aus fünf Stäben bestehenden Fachwerksystems eingegangen (s. Bild 2). Für die einzelnen aus Stahl bestehenden Fachwerkstäbe wurden eine Dichte von 7850 kg/m³ und ein Elastizitätsmodul von 205000 N/mm² angesetzt. Der Wert des Elastizitätsmoduls wurde anhand von aus den Zugstäben entnommenen Proben mittels Zugversuchen bestimmt.

Die untersuchte Fachwerkkonstruktion besitzt in horizontaler Richtung ein Festlager (Auflager I) und ein Rollenlager (Auflager II). Die beiden Auflager sind in vertikaler Richtung unverschieblich. Die Verbindung der Stäbe in den Knoten wurde mit Schrauben realisiert, so dass sich an den Stabenden eine freie Rotation in Fachwerkebene einstellen kann. Durch einen vertikal am Knoten III angeordneten Verbindungstab konnten mittels eines Hydraulikzylinders unterschiedlich hohe Belastungen auf das Fachwerksystem aufgebracht werden.

Zusätzlich zu der durch eine Kraftmessdose gemessenen äußeren Belastung erfolgte an den Zugstäben 1 bis 3 mittels Dehnmessstreifen eine Ermittlung der Stabspannungen. Diese Informationen wurden für die Verifizierung des entwickelten Verfahrens verwendet. Durch Erhöhung der mechanischen Last von ca. 5,7 kN auf 29 kN ergaben sich für den Stab 1 Zugspannungen von ca. 34 N/mm² bis 156 N/mm².



Bild 2 Versuchsaufbau des untersuchten Fachwerksystems

Die Identifikation der Eigenfrequenzen und Eigenformen erfolgte durch dynamische Schwingungsversuche mit Hammeranregung bei einer Abtastfrequenz von 2048 Hz. An jedem Stab befanden sich jeweils fünf Beschleunigungssensoren, insgesamt wurden 25 Beschleunigungssensoren am Fachwerk angebracht. Zur Ableitung der modalen Parameter wurde die sogenannte *Stochastic Subspace Identification* verwendet [9]. Für das Modellkalibrierungsverfahren wurden vier bis sechs experimentell identifizierte Eigenschwingformen des Fachwerks (global) herangezogen (Bild 3). In Tabelle 1 sind die mit dem entwickelten Verfahren identifizierten äußeren Lasten und Normalkräfte des Stabes 1 den experimentell gemessenen Werten gegenübergestellt. Für das getestete Fachwerk zeigte sich unter verschieden hohen Beanspruchungen eine sehr gute Übereinstimmung zwischen den im Versuch aufgebrachten und den mit Hilfe des entwickelten Verfahrens identifizierten.



Bild 3 Vergleich von sechs numerisch berechneten und experimentell ermittelten Eigenfrequenzen und Eigenschwingformen für eine Belastung von 29,14 kN (7. Belastungsschritt)

Des Weiteren sind in Tabelle 2 die numerisch bestimmten Rotationsfedersteifigkeiten k_r angegeben. Da das untersuchte Fachwerk nahezu symmetrisch ist, wurden bei der Modellkalibrierung für die jeweils gegenüberliegenden Knoten die gleichen Rotationsfedersteifigkeiten angenommen.

Es hat sich gezeigt, dass mit zunehmender Beanspruchungshöhe im Allgemeinen die Rotationssteifigkeit in den Knotenpunkten der Zugstäbe zunimmt. Bei einer dynamischen Schwingungsanalyse des untersuchten Fachwerks kann vereinfachend von einer annähernd biegesteifen Verbindung der Zugstäbe ausgegangen werden.

 Tabelle 1
 Vergleich der experimentell gemessenen und mit dem entwickelten Verfahren identifizierten äußeren Lasten und Normalkräfte für den Stab 1 des untersuchten Fachwerksystems*)

Belas-	P ^{exp}	P ^{id}	Δ	Δ	N ₁ ^{exp}	σ_1^{exp}	N ₁ ^{id}	σ_1^{id}	Δ	Δ
tungs- schritt	[kN]			[%]	[kN]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]	[kN]	[%]
1	5,65	5,50	-0,15	-2,65	2,38	33,63	2,20	31,04	-0,18	-7,56
2	7,66	7,32	-0,34	-4,44	3,15	44,47	2,91	41,11	-0,24	-7,62
3	12,00	11,28	-0,72	-6,00	4,65	65,56	4,46	62,92	-0,19	-4,09
4	15,76	15,27	-0,49	-3,11	6,06	85,42	6,02	84,94	-0,04	-0,66
5	19,62	20,21	0,59	3,01	7,58	106,87	7,96	112,24	0,38	5,01
6	24,75	24,17	-0,58	-2,34	9,34	131,83	9,50	134,07	0,16	1,71
7	29,14	29,68	0,54	1,85	11,09	156,42	11,65	164,40	0,56	5,05

^{*)} zur Definition der Variablen s. Abschnitt 3 des Aufsatzes

 Tabelle 2
 Ergebnisse der numerisch bestimmten Rotationsfedersteifigkeiten kr sowie der entsprechenden normierten Faktoren y des untersuchten Fachwerksystems

Belas-	k ^{id} rl.1	y ^{id} krl.1	k ^{id} r111.1	y ^{id} krⅢ.1	k ^{id} r111.3	y ^{id} krⅢ.3	k ^{id} rIII.link	y ^{id} krIII.link	k ^{id} rIV.4	y ^{id} krⅣ.4
tungs- schritt	[kNm/rad]	Ξ	[kNm/rad]	Ξ	[kNm/rad]	Ξ	[kNm/rad]	Ī	[kNm/rad]	-
1	0,92	0,83	3,69	0,95	2,22	0,95	132,75	0,97	22,20	0,46
2	1,99	0,92	3,40	0,95	4,94	0,97	211,35	0,99	21,49	0,45
3	2,14	0,93	4,63	0,96	8,26	0,99	110,22	0,99	28,94	0,52
4	4,21	0,96	2,72	0,94	8,22	0,98	133,33	0,97	22,04	0,45
5	3,41	0,95	1,38	0,89	7,18	0,98	220,45	0,99	25,42	0,49
6	11,42	0,98	3,28	0,95	9,84	0,99	110,22	0,99	28,09	0,51
7	16,31	0,99	12,49	0,99	1,51	0,92	151,82	0,98	33,47	0,56

5 Zusammenfassung

Das entwickelte Verfahren wurde sowohl mittels numerischer Untersuchungen als auch durch Laborversuche erprobt und validiert. Die Ergebnisse der getesteten Tragsysteme weisen unabhängig von der Höhe der Beanspruchung eine gute Übereinstimmung zwischen den im Versuch vorhandenen und den mit Hilfe des entwickelten Verfahrens identifizierten Stabnormalkräften auf. In Bezug auf die Rotationsfedersteifigkeit in den Knotenpunkten konnte ebenfalls mit Hilfe der numerischen Berechnung eine Abschätzung des Einspanngrades vorgenommen werden. Das Verfahren eignet sich besonders für Eisen- und Stahlfachwerke mit vergleichsweise filigranen Stäben und überwiegender Normalkraftbeanspruchung. Bei Untersuchung des Gesamtsystems kann in der Regel der Beanspruchungszustand, d. h. Normalkräfte, aller Einzelstäbe bestimmt werden. Des Weiteren kann das kalibrierte numerische Modell des Gesamtsystems für die Untersuchung verschiedener Belastungsszenarien verwendet werden. Voraussetzung hierfür ist jedoch eine detaillierte numerische Modellierung des Tragwerks. Zudem weist das Verfahren gegenüber der Wahl der Startwerte für die Kalibrierungsparameter sowie streuenden Eingangsparameter eine gute Robustheit auf.

In Bezug auf die Schwingungsuntersuchung eines Einzelstabes sind mindestens fünf Sensoren erforderlich. Dabei ist auf eine sinnvolle Sensoranordnung sowie einen gewissen Abstand der Sensoren zu den jeweiligen Stabenden zu achten. Für die In-situ-Anwendung des entwickelten Verfahrens werden insbesondere im Hinblick auf historische fachwerkartige Tragwerke weiterführende Untersuchungen empfohlen. Eine Leitlinie für die Erstellung von Messkonzepten sowie Hilfestellungen bei der Entwicklung von Bemessungsstrategien für die In-situ-Untersuchung und Zustandsbeurteilung von fachwerkartigen Eisen- und Stahlkonstruktionen sind in [3] angegeben.

Literatur

- [1] Lorenz, W.: Modern Museums in World Heritage Monuments Structural challenges, structural solutions (in Russisch). In: The State Hermitage Publ. (Hrsg.): Proc. of the Int. Conf. Museums of the 21st century – restoration, reconstruction, renovation, 20.–22.10.2008 in Sankt Petersburg (Russland), 2010, S. 28–36
- [2] Lorenz, W.; Heres, B.: Archäologie des Konstruierens Untersuchungen zur Entstehung von Konstruktionssprachen an den Eisentragwerken der Eremitage St. Petersburg. Forum der Forschung 10 (2006)19, S. 163–170
- [3] Luong, H. T. M.: Identification of the State of Stress in Iron and Steel Truss Structures by Vibration-based Experimental Investigations. Diss., Brandenburgische Technische Universität Cottbus-Senftenberg, 2018
- [4] Luong, H. T. M.: Experimentelle und numerische Untersuchung der Normalkraft in historischen Stahl-Zugankern mit Hilfe von dynamischen Methoden. In: BuFAS e. V. (Hrsg.): Forum Altbausanierung 7 – Feuchte, Wärme, Schimmelpilz – Tagungsband der 23. Hanseatischen Sanierungstage, 1.–3.11.2012 im Ostseebad Heringsdorf/Usedom, Fraunhofer IRB Verlag | Berlin · Wien · Zürich: Beuth, 2012, S. 113–129
- [5] Bahra, A. S.; Greening, P. D.: Identifying multiple axial load patterns using measured vibration data. Journal of Sound and Vibration 330 (2011) 15, S. 3591–3605
- [6] Maes, K.; Peeters J.; Reynders, E.; Lombaert, G.; De Roeck, G.: Identification of axial forces in beam members by local vibration measurements. Journal of Sound and Vibration 332 (2013) 21, S. 5417–5432
- [7] Luong, H. T. M.; Zabel, V.; Lorenz, W.; Rohrmann, R. G.: Vibration-based Model Updating and Identification of Multiple Axial Forces in Truss Structures. Procedia Engineering 188 (2017), S. 385–392

- [8] Ribeiro, D.; Calçada, R.; Delgado, R.; Brehm, M.; Zabel, V.: Finite element model updating of a bowstring-arch railway bridge based on experimental modal parameters. Engineering Structures 40 (2012) July, S. 413–435
- [9] Peeters, B.; De Roeck, G.: Stochastic system identification for operational modal analysis: A review. Journal of Dynamic Systems, Measurement and Control 123 (2001) 4, S. 659–667

Anmerkung: Bei den Quellen [3], [4], [7] handelt es sich um frühere Veröffentlichungen der Autorin.

Bildnachweise

Bild 1Bernhard Heres; bearbeitet von Mai Häßler (bereits in [3] publiziert)Bilder 2, 3Mai Häßler

32

Zyklische Prüfung von Befestigungen in Beton mittels Schwingungsanregung

Thilo Fröhlich¹, Veit Birtel², Dieter Lotze²

Kurzfassung. Im Beton- und Stahlbetonbau kommen Befestigungsmittel für die Verbindung von verschiedenen Bauteilen zum Einsatz. Um die Tragsicherheit solcher Befestigungen zu gewährleisten, werden im Rahmen der Produktqualifizierung experimentelle Eignungsprüfungen durchgeführt. Hier stellen zyklische Versuche eine besondere Herausforderung für die Prüftechnik dar, wobei die Aufbringung der Beanspruchung in der Regel mit servohydraulischen Prüfzylindern erfolgt. In diesem Beitrag wird eine alternative Prüfmethode vorgestellt, die auf dem Prinzip der Schwingungsanregung von Systemen mit Hilfe elektrodynamischer Shaker oder Unwuchterreger beruht. Damit lassen sich Belastungssituationen wie wiederholte Belastungen auf den Anker oder zyklische Rissöffnungen im Beton erzeugen, die bei der Anwendung von Befestigungen unter statischer bzw. quasi-statischer Einwirkung, aber auch bei Erdbeben- und Ermüdungsbeanspruchung auftreten können.

Im Gegensatz zu den gegenwärtigen Zulassungsprüfungen erlaubt die dargestellte Methode, vollständige Verbindungsdetails unter realitätsnahen Randbedingungen zu testen. Dadurch ist es u. a. möglich, die Interaktion zwischen Befestigung und der angeschlossenen Konstruktion zu untersuchen.

1 Einleitung

1.1 Befestigungsmittel

Zur Übertragung von Kräften in Betonbauteile stehen heutzutage eine Vielzahl von verschiedenen Befestigungssystemen zur Verfügung. Der Anwendungsbereich von EN 1992-4 [1] unterscheidet hierbei die in Bild 1 schematisch dargestellten Befestigungsmittel. Im Fertigteilbau werden häufig Einlegeteile wie Ankerschienen oder Kopfbolzen verwendet, die vor der Betonage in die Schalung eingebaut werden. Damit ist die genaue Lage der Befestigung bekannt, sodass eine eingelegte Zusatzbewehrung bei der Lastaufnahme berücksichtigt werden kann. Hingegen zeichnen sich nachträglich montierte mechanische

¹ M.Sc., Materialprüfungsanstalt Universität Stuttgart

² Dr.-Ing., Materialprüfungsanstalt Universität Stuttgart

Befestigungsmittel und chemische Dübel durch ihren flexiblen Einsatz aus und stellen insbesondere bei Sanierungs- und Verstärkungsmaßnahmen eine wirtschaftliche und effiziente Methode dar.



Bild 1 Befestigungsmittel für Beton nach EN 1992-4 [1]; von links nach rechts: Kopfbolzen und Ankerschienen | mechanische Dübel | chemische Dübel

Bei Befestigungen erfolgt die Einleitung von Zuglasten durch Formschluss, Reibung oder Verbund. Deren Tragfähigkeit wird von unterschiedlichen Versagensarten bestimmt, wie z. B. Stahlbruch, Betonversagen sowie Versagen des Verbunds zwischen Befestigungselement und Beton. Ausführliche Beschreibungen zum Tragverhalten der einzelnen Befestigungsarten sind z. B. in [2] zu finden.

1.2 Beanspruchungen von Befestigungen

Beanspruchungen aus Eigengewicht, Wind, Schnee und Verkehrslast werden im Bauwesen in der Regel als vorwiegend ruhende Belastung betrachtet. Neben der statischen bzw. quasi-statischen Belastung treten jedoch auch zyklische Beanspruchungen auf, bei denen nicht nur die Lasthöhe, sondern auch der zeitliche Verlauf der Belastung eine wichtige Rolle spielt. Letztere lassen sich gemäß Bild 2 grundsätzlich in vier Belastungsarten unterteilen. Harmonische und periodische Belastungen stellen oftmals wiederholte Einwirkungen dar, die zur Materialermüdung führen können. Transiente Belastungen sind z. B. Erdbebenbeanspruchungen und stoßartige Belastungen. Diese können bei Explosionen oder dem Anprall von Fahrzeugen entstehen.



Bild 2 Belastungsarten in Abhängigkeit von der Zeit, in Anlehnung an [3]; von links nach rechts: statisch | harmonisch | periodisch | transient | stoßartig

Bei Befestigungen können Einwirkungen als Kräfte an dem Anbauteil bzw. den Befestigungsmitteln angreifen aber auch den als Verankerungsgrund dienenden Beton beanspruchen. Belastungen aus Zug bzw. Druck, Querlast, Schräglast und Moment werden über die Ankerplatte als Zug- bzw. Querkräfte auf die einzelnen Anker verteilt. Druckkräfte werden in der Regel direkt über die Ankerplatte in den Beton abgetragen. Der Ankergrund kann ebenfalls durch die oben angeführten Belastungen beansprucht werden. Für die Verankerung von Befestigungen in Beton- und Stahlbetonbauteilen muss daher davon ausgegangen werden, dass der Beton gerissen ist und die Befestigungsmittel aufgrund ihrer 'rissanziehenden' Wirkung in Rissen liegen. Damit wird das Tragverhalten von Befestigungen zusätzlich durch die Größe und den Verlauf der auftretenden Risse sowie die Rissänderungen im Beton beeinflusst.

1.3 Prüfung von Befestigungen unter zyklischer Belastung

Mit EN 1992-4 [1] stehen Regelungen für die Bemessung von Befestigungen im Beton- und Stahlbetonbau zur Verfügung. Demnach dürfen Befestigungsmittel unter statischen bzw. quasi-statischen Belastungssituationen, aber auch bei seismischen und ermüdungsrelevanten Beanspruchungen eingesetzt werden. Die Verwendbarkeit der einzelnen Produkte muss jedoch im Rahmen der Produktqualifizierung festgestellt werden. Um die Tragfähigkeit von Befestigungsmitteln für den vorgesehenen Anwendungsbereich nachzuweisen, werden entsprechende Eignungsversuche gefordert. Ein wichtiger Bestandteil der experimentellen Untersuchungen sind neben statischen Prüfungen auch Versuche unter zyklischen Beanspruchungen. Hierzu zählen sowohl zyklische Zug- bzw. Querlastversuche als auch Prüfungen an Befestigungen in sich öffnenden und schließenden Rissen. Die Aufbringung der Last- oder Risszyklen erfolgt im Regelfall mit Hilfe servohydraulischer Prüfzylinder. Aus Gründen der Vereinfachung werden dynamische Beanspruchungen versuchstechnisch häufig auf eine harmonische (sinusförmige) Belastung zurückgeführt.

Der vorliegende Beitrag stellt eine alternative Prüfmethode für die zyklische Prüfung von Befestigungen vor, die auf dem Prinzip der Schwingungsanregung mittels elektrodynamischer Kraft- oder Unwuchterreger beruht. Die verschiedenen Anwendungsmöglichkeiten dieser Methode werden anhand der nachfolgenden Beispiele aufgezeigt, vgl. Bild 3:

- Beispiel 1: statische Versuche mit Rissänderung,
- Beispiel 2: Erdbebenversuche mit zyklischer Last und Rissänderung,
- Beispiel 3: Ermüdungsversuche mit zyklischer Last.



 Bild 3
 Versuche an Befestigungen unter zyklischen Belastungsbedingungen; von links nach rechts: Bsp. 1: statisch | Bsp. 2.1 und 2.2: Erdbeben | Bsp. 3: Ermüdung

2 Statische Versuche mit Rissänderung

Um die Eignung von Dübelbefestigungen im gerissenen Beton unter statischen bzw. quasistatischen Anwendungsbedingungen nachzuweisen, stellen die Versuche mit zyklischer Rissöffnung bei konstanter Zuglast eine häufig maßgebende Prüfung dar. Derzeitige Richtlinien [3] sehen 1000 Rissänderungen zwischen $\Delta w_1 = 0,3$ mm und $\Delta w_2 = 0,1$ mm vor, wobei die untere Rissbreite während der Prüfung bis auf $\Delta w_2 = 0,2$ mm ansteigen darf.

Im Labor werden die Eignungsversuche an bewehrten Betondehnkörpern mit Linienrissen konstanter Breite durchgeführt, wobei die Steuerung der Risszyklen über eine auf den Prüfkörper wirkende Zugkraft mittels Hydraulikzylindern mit einer Frequenz von etwa 0,2 Hz erfolgt [5].

In der Praxis werden Stahlbetonbauteile häufig auf Biegung beansprucht. Darin bilden sich keilförmige Risse aus, deren Rissbreite zur Nulllinie hin abnimmt. An der MPA Stuttgart wurden daher Tastversuche durchgeführt, die das Tragverhalten von Dübeln in sich öffnenden und schließenden Biegerissen untersuchen sollten. Die Untersuchungen erfolgten an Betonschrauben und Verbunddübeln. Nachfolgend wird die Durchführung dieser Versuche näher beschrieben, die Prüfergebnisse sind in [6] dargelegt.

Für die Versuche wurde der in Bild 4 schematisch dargestellte Versuchsaufbau realisiert. Als Ankergrund diente eine 25 cm dicke Stahlbetonplatte der Festigkeitsklasse C30/37, die als gelenkig gelagerter Einfeldträger mit einer Stützweite von 5,00 m konzipiert war. Die zu



Bild 4 Prüfstand für statische Versuche mit Rissänderung (Dübel und Pneumatikzylinder auf der Plattenunterseite nicht sichtbar)

36
prüfenden Dübel wurden in einen bestehenden Linienriss in der Betonzugzone der Biegeplatte gesetzt. Zum Öffnen und Schließen der Risse wurde der Prüfkörper in Feldmitte über eine angehängte Rohrleitung mit Hilfe eines elektrodynamischen Shakersystems zu sinusförmigen Schwingungen mit einer Frequenz von 3,25 Hz vertikal angeregt. Die Einstellung der angestrebten Rissbreiten erfolgte über die Skalierung der Kraftamplituden des Shakers. Die Belastungseinrichtung der Dübel bestand aus Pneumatikzylindern, um den Einfluss von Massenträgheitskräften während der Plattenschwingungen zu minimieren. Die gewünschte Zuglast wurde durch die Änderung des Luftdrucks mit einem Regelventil eingestellt.

Bild 5 zeigt exemplarisch den Belastungsverlauf der Betonplatte und die gemessene Rissbreite an der Plattenunterseite während eines Versuchs mit konstanter Shakeramplitude. Weiterhin lassen sich über die elektronische Steuereinheit des Shakers beliebige Anregeverläufe generieren, mit denen die Rissbreite während der Versuchsdurchführung gezielt verändert werden kann.



Bild 5 Anregekraft der Betonplatte (links) und Rissbreite an der Plattenunterseite (rechts) während eines Versuchs mit 1000 Risszyklen

3 Erdbebenversuche mit zyklischer Last und Rissänderung

3.1 GRS-Forschungsprojekt

Im Rahmen eines Forschungsprojekts zur Reaktorsicherheit [7] wurden experimentelle und numerische Untersuchungen durchgeführt, um auftretende Interaktionen zwischen Bauwerk, Befestigung und Rohrleitung bei Erdbebenbeanspruchung zu studieren. In der Phase I des Projekts wurden auf Basis von Kleinversuchen ein nichtlineares Federmodell für Einzeldübel abgeleitet sowie großmaßstäbliche Versuche unter definierten Randbedingungen bei verschiedenen Lastniveaus und Rissbreiten durchgeführt. In Phase II erfolgten Verifikationsversuche zur Überprüfung der entwickelten Rechenmodelle und die Analyse der strukturdynamischen Wechselwirkungen am Gesamtsystem unter realitätsnahen Erdbebenbedingungen.

3.2 Großmaßstäbliche Versuche

Für die Durchführung der großmaßstäblichen Versuche in Phase I wurde ein spezieller Versuchsstand entwickelt, der die Prüfung von Befestigungen in einem gekoppelten System mit angeschlossener Komponente bei gleichzeitig wirkenden Last- und Risszyklen erlaubt. Die in Bild 6 dargestellte Rohrleitung wurde mit einer beidseitig gelenkig ausgeführten Halterungskonstruktion über eine Ankerplatte mit zwei Dübeln an einer Betonplatte befestigt, so dass die Befestigung vorwiegend auf Normalkraft (Zug bzw. Druck) beansprucht wurde. Als Befestigungsmittel kamen zwei verschiedene Hinterschnittdübel der Größe M12 zum Einsatz, deren Eignung für die Anwendung in kerntechnischen Anlagen im Rahmen eines Zulassungsverfahrens gemäß DIBt-Leitfaden 2010 [8] nachgewiesen war.



Bild 6 Prüfstand für großmaßstäbliche Erdbebenversuche

Die erdbebenähnliche Beanspruchung der Befestigungskonstruktion erfolgte über die Schwingungsanregung der Rohrleitung mit Hilfe eines elektrodynamischen Shakers. Auf der Grundlage von numerischen Berechnungen an einem Finite-Elemente-Modell eines Reaktorgebäudes für einen typischen deutschen Standort wurden maßgebende Beschleunigungszeitverläufe generiert, um ein repräsentatives Erdbebensignal für die Shakeranregung zu erhalten (Bild 7). Das gewünschte Beanspruchungsniveau für die Dübelbefestigung wurde durch Skalierung der Shakeramplituden eingestellt.

Die Betonstruktur bestand aus einer 21 cm dicken Stahlbetonplatte der Festigkeitsklasse C30/37. In der Platte wurde ein Linienriss erzeugt, so dass sich ein Dübel im Riss und der andere Dübel im ungerissenen Beton befand. Das zyklische Öffnen und Schließen des Risses wurde mit Hilfe von zwei Hydraulikzylindern realisiert, die in den beidseitig dafür vorgesehenen Aussparungen der Betonplatte positioniert waren. Aufgrund der geringen Risszyklusfrequenz von 0,2 Hz wurde die Versuchsdauer während einer Erdbebenlaststufe



Bild 7 FE-Modell Reaktorgebäude (links) und Zeitverlauf Shakersignal (rechts)

mit 100 s definiert, um eine erdbebenäquivalente Anzahl von 20 Rissöffnungen zu erzielen. Demzufolge wurde das generierte Zeitsignal für die Shakeranregung zehnmal wiederholt.

Es wurden insgesamt zehn Bauteilversuche bei unterschiedlichen Rissbreiten nach einem festgelegten Ablaufschema mit verschiedenen Laststufen der Erdbebenbelastung durchgeführt. Zur Festlegung des Lastniveaus wurde der Tragwiderstand der Befestigung entsprechend der KKW-Zulassung des jeweiligen Dübeltyps bestimmt. Abschließend wurde das System bei sinusförmiger Resonanzanregung mit konstanter Erregerfrequenz und linear ansteigenden Amplituden belastet, um die Resttragfähigkeit der Befestigung zu ermitteln. Bild 8 zeigt exemplarisch den Verlauf der gemessenen Normalkräfte auf die Befestigung während der Laststufe 1,0-faches Bemessungserdbeben (BEB), die dem Bemessungswiderstand der Dübelgruppe entspricht. Die in diesem Versuch eingestellte Rissbewegung zwischen 1,5 mm und 1,0 mm stellt dabei die ungünstigste Randbedingung dar, die bei den Eignungsversuchen der Dübel gemäß [8] zu berücksichtigen ist.



Bild 8 Kraftverlauf auf Dübelgruppe (links) und Rissbreitenänderung 1,0–1,5 mm (rechts) während eines Erdbebenversuchs in Phase I des Forschungsprojekts

3.3 Verifikationsversuche

Im Gegensatz zu den vorstehend beschriebenen Versuchen sollte bei den Verifikationsversuchen in Phase II des Forschungsprojekts nicht nur die zyklische Belastung auf die Befestigung, sondern auch das Rissöffnen und -schließen im Beton mit einer erdbebentypischen Frequenz erfolgen. Das hierzu entwickelte Prüfkonzept sah vor, das in Bild 9 abgebildete System sowohl auf der Betonplatte als auch am Rohrleitungsende mit zwei unterschiedlichen Erregerfrequenzen gleichzeitig anzuregen.



Bild 9 Prüfstand für die Verifikationsversuche in Phase II

Um ein realistisches Rissöffnen und -schließen zu erreichen, wurde die Betonplatte mit einem Unwuchterreger bei einer Resonanzfrequenz von 9 Hz in sinusförmige Schwingungen versetzt. Die Anregung der Rohrleitung erfolgte mit dem in Phase I verwendeten Shakersystem. Die Erdbebendauer wurde gegenüber den großmaßstäblichen Versuchen verkürzt. Als Belastungssequenz wurde das vorhandene Erdbebenzeitsignal entsprechend Bild 7 gewählt. Die Erdbebendauer von 10 s lag somit im Bereich der tatsächlichen Zeitdauer eines Erdbebens in Deutschland. Dabei wurde ein Lastniveau angestrebt, das maximale Zugkräfte auf die Befestigung in Höhe des Bemessungswiderstands der Dübelgruppe erzeugt.

Bei der Auslegung der Versuche wurde anhand von linearen Zeitverlaufsberechnungen des gekoppelten Systems mit unterschiedlichen Parametern eine 25 cm dicke Stahlbetonplatte mit einer Stützweite von 5 m ausgewählt. Die Längsbewehrung der Betonplatte wurde so ausgelegt, dass der in Feldmitte erzeugte Linienriss während der Versuchsdurchführung eine maximale Rissbreite von w_{max} = 1,5 mm an der Betonoberfläche aufweist (Bild 10).



Bild 10 Auslegung der Betonplatte für die Verifikationsversuche

Für die Anbindung der Rohrleitung an die Betonplatte wurden die gleichen Komponenten verwendet wie bei den Versuchen in Phase I. Da im Rahmen der Verifikationsversuche unterschiedliche Risskonfigurationen mit vertretbarem Prüfaufwand untersucht werden sollten, fokussierten sich die Untersuchungen nur auf einen Dübeltyp. Das Prüfprogramm umfasste zwei Versuche, bei denen ein Dübel im Riss positioniert war, und zwei Versuche mit beiden Dübeln im Riss.

Um die angestrebte Belastungsintensität im Versuch zu erreichen, mussten die beiden Schwingerreger zu definierten Zeitpunkten angesteuert werden. Der Unwuchterreger benötigte einen Vorlauf von etwa 30 s zur Einstellung einer konstanten Zielfrequenz und Erzeugung der gewünschten Erregerkraft. Danach wurde das 10 s dauernde Erdbebensignal durch das Shakersystem auf der Rohrleitung dazugeschaltet.

Die Kraft- und Rissbreitenzeitverläufe während der Versuche waren durch eine Überlagerung der Eigenform der Betonplatte bei 9 Hz und der Rohrleitung bei 3 Hz gekennzeichnet. Die gemessenen Rissbreiten an der Betonoberfläche variierten hierbei zwischen $\Delta w_{max} = 1,5-0,4$ mm. Aufgrund der Biegebeanspruchung der Betonplatte war die Rissöffnung im Hinterschnitt der Dübel bei h_{ef} = 125 mm mit $\Delta w_{Du} = 0,6-0,1$ mm deutlich kleiner (Bild 11).



Bild 11 Kraftverlauf (links) und Rissbreiten (rechts) während der Verifikationsversuche

4 Ermüdungsversuche mit zyklischer Last

Der Einsatz von Befestigungen unter ermüdungsrelevanten Beanspruchungen gewinnt immer mehr an Bedeutung. Als typische Anwendungsfälle sind hier Befestigungen von Kranbahnen, Aufzugsführungsschienen und Maschinen zu nennen, wobei zunehmend erhöhte Anforderungen an die Lebensdauer von Fassadenverankerungen und im Bereich des Brücken- und Tunnelbaus gestellt werden.

Für den Einsatz bei Ermüdungsbeanspruchungen ist die Eignung des Befestigungsmittels im Zuge des Zulassungsverfahrens gesondert nachzuweisen. Die Bestimmung der Ermüdungstragfähigkeit erfolgt auf Basis von Einstufen-Dauerschwingversuchen. Die derzeitigen Prüfverfahren sehen einen Mindestumfang von etwa 20 Prüfungen vor, um eine zuverlässige statistische Abschätzung für den Verlauf der Wöhlerlinie vornehmen zu können. Dabei sind insbesondere Versuche im Bereich von mehr als N = 10⁶ Lastwechseln aufgrund geringer Prüfgeschwindigkeiten der servohydraulischen Prüfanlagen mit relativ langen Laufzeiten verbunden und erfordern daher einen hohen Prüf- und Kostenaufwand.

Um Ermüdungsversuche auch bei hohen Lastwechselzahlen wirtschaftlich durchführen zu können, stellt die Erzeugung zyklischer Beanspruchungen durch Resonanzanregung eine Alternative dar. Diese Methode kommt vorrangig bei kleinen Proben mit Resonanzprüfmaschinen zum Einsatz. Aber auch in großmaßstäblichen Ermüdungsversuchen, sowohl an geschweißten Stahlträgern [9] als auch an Stahlbetonbauteilen [10], [11], wurden Resonanzprüfverfahren bereits erfolgreich angewandt.

An der MPA Stuttgart wird derzeit ein Resonanzversuchsstand entwickelt, mit dem hochfrequente Schwingversuche an Befestigungen durchgeführt werden können (Bilder 12 und 13, links). Mit Hilfe von zwei gegenläufig rotierenden Unwuchterregern wird ein Prüfkörper in Abhängigkeit seiner Eigenfrequenz bei etwa 30–40 Hz angeregt. Die erzeugten Biegebeanspruchungen im Träger werden über die Ankerplatte der Befestigung auf die einzelnen Befestigungsmittel übertragen (Bild 13, rechts). Die resultierenden Zugkräfte in den Befestigungselementen können mit Hilfe spezieller DMS-Messtechnik bestimmt werden. Die Durchführung erster Resonanzversuche ist in Vorbereitung.



Bild 12 Prinzipskizze Versuchsstand zur Resonanzprüfung von Befestigungen



Bild 13 Versuchsstand zur Resonanzprüfung von Befestigungen; links: Detail Unwuchterreger, rechts: Detail Befestigung

5 Schlussfolgerungen

Zyklische Prüfungen bilden einen wichtigen Bestandteil bei der Durchführung von Eignungsversuchen im Rahmen der Produktqualifizierung von Befestigungen im Beton. Bei den derzeitigen Prüfverfahren erfolgt die Erzeugung von zyklischen Belastungen und Rissen auf herkömmliche Weise mit Hydraulikzylindern.

Im vorliegenden Beitrag wurde eine alternative Versuchstechnik für die zyklische Prüfung von Befestigungen vorgestellt, die auf dem Prinzip der Schwingungsanregung mittels elektrodynamischer Kraft- oder Unwuchterreger beruht. Anhand verschiedener Projekte der MPA Stuttgart wurde gezeigt, dass sich die Prüfmethode zur Durchführung von Zuverlässigkeitsversuchen mit sich öffnendem und schließendem Riss eignet, aber auch die Untersuchung des Tragverhaltens von Befestigungen unter realitätsnahen Erdbebenbedingungen bei gleichzeitig wirkenden Riss- und Lastzyklen erlaubt.

Darüber hinaus besteht die Möglichkeit, Schwingversuche an Befestigungen mittels Resonanzanregung durchzuführen. Gegenüber der bisherigen Vorgehensweise erlaubt diese Methode infolge der höheren Prüffrequenzen eine deutliche Verkürzung der Versuchszeit. Somit kann das Ermüdungsverhalten von Befestigungen auch bei sehr hohen Lastwechselzahlen mit vertretbarem Prüfaufwand untersucht werden.

Danksagung

Das vorgestellte Vorhaben "Wechselwirkungen des gekoppelten Systems Bauwerk – Befestigung (Dübel-Konstruktion) – Rohrleitung bei Erdbebenbeanspruchung" wurde mit Mitteln des Bundesministeriums für Wirtschaft und Energie (BMWi) aufgrund eines Beschlusses des Deutschen Bundestages unter den Förderkennzeichen 1501450 und 1501478 gefördert.

Literatur

- prEN 1992-4:2016-03: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 4: Bemessung der Verankerung von Befestigungen in Beton.
- [2] Eligehausen, R.; Mallée, R.; Silva, J. F.: Anchorage in concrete construction. Berlin: Ernst & Sohn, 2006
- [3] Amman, W. J.: Static and dynamic long-term behavior of anchors. In: Senkiw, G. A.; Lancelot III, H. B. (Hrsg.): Anchors in Concrete-Design and Behavior, Special Publication SP-130, American Concrete Institute, Detroit, 1991, paper SP 130-8, S. 205–220
- [4] EOTA TR 048, Technical Report: Details of tests for post-installed fasteners in concrete. Ausgabe August 2016
- [5] Eligehausen, R.; Mattis, L.; Wollmershauser, R.; Hoehler, M. S.: Testing Anchors in Cracked Concrete. Concrete International 26 (2004) 7, S. 66–71
- [6] Lotze, D.; Fröhlich, T.: Prüfungsbericht Nr. 7852100001/1601, Tastversuche zum Tragverhalten von Dübeln in sich öffnenden und schließenden Biegerissen. Materialprüfungsanstalt Universität Stuttgart, 2016
- [7] Kerkhof, K.; Bauer, T.; Birtel, V.; Dwenger, F.; Fröhlich, T.; Henkel, F.-O.; Hofmann, J.; Lotze, D.; Mahadik, V.; Ries, M.; Sharma, A.: Wechselwirkungen des gekoppelten Systems "Bauwerk – Befestigung (Dübel-Konstruktion) – Rohrleitung" bei Erdbebenbeanspruchung. Abschlussbericht Phase I, Projekt Nr. 1501450, und Phase II, Projekt Nr. 1501478, Reaktorsicherheitsforschung, Materialprüfungsanstalt Universität Stuttgart, 2017
- [8] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Leitfaden für Dübelbefestigungen in Kernkraftwerken und anderen kerntechnischen Anlagen. Berlin, 2010
- [9] Breunig, S.; Kuhlmann, U.: Anwendung höherfrequenter Hämmerverfahren im Stahlund Verbundbrückenbau. In: Isecke, B.; Krieger, J. (Hrsg.): Tagungsband zum 3. Brückenkoll. – Beurteilung, Ertüchtigung und Instandsetzung von Brücken, 19./20.6.2018 in Ostfildern; Ostfildern: Technische Akademie Esslingen e.V., 2018, S. 193–202
- [10] Diederley, J.; Herrmann, R.; Marx, S.: Ermüdungsversuche an großformatigen Betonprobekörpern mit dem Resonanzprüfverfahren. Beton- und Stahlbetonbau 113 (2018) 8, S. 589–597
- [11] Berger, J.; Huber, P.; Feix, J.; Kollegger, J.: Hochfrequente Ermüdungsuntersuchungen zur Schubkraftübertragung in unbewehrten Fugen. Bauingenieur 92 (2017) 6, S. 245–255

Bildnachweise

Bild 1	Thilo Fröhlich (neu gezeichnet gemäß [1])
Bild 2	Thilo Fröhlich (neu gezeichnet in Anlehnung an [3])
Bilder 3–6, 7 (rechts), 8–13	Thilo Fröhlich
Bild 7 (links)	Herr Maurer (Fa. Wölfel)

Belastungsprüfung der Geschossdecken im Jugendstil-Kaufhaus Görlitz

Oliver Mosig¹, Sabine Wellner², Jörg Rudolph³

Kurzfassung. Im Zuge der Sanierung des Jugendstil-Kaufhauses in Görlitz führte das Otto-Mohr-Laboratorium des Instituts für Massivbau der TU Dresden Traglastversuche an den Geschossdecken des Gebäudes durch. Bei den Decken handelt es sich um sogenannte Reformhohlsteindecken aus dem frühen 20. Jahrhundert. Mit einer Belastungsrahmenkonstruktion konnten die Geschossdecken experimentell nachgewiesen werden.

1 Das Kaufhaus Görlitz

Die Errichtung des Görlitzer Warenhauses am Demianiplatz nahe der Frauenkirche begann im Jahr 1912 nach den Plänen des Potsdamer Architekten Carl Schmanns in Anlehnung an das seinerzeit wohl beeindruckendste Kaufhaus Deutschlands, das Berliner Kaufhaus Wertheim. Nach nur einem Jahr Bauzeit eröffnete es am 30. September 1913 unter dem Namen "Kaufhaus zum Strauß" [1] unter Führung einer kleinen mittelständischen Firma. "Das neue Warenhaus, ein Geschäftspalast von eigenartiger Pracht und monumentaler Wucht, ist fertig und dem Verkehr übergeben worden", hieß es bei der Eröffnung [2].

Das 5-geschossige Gebäude mit etwa 10000 m² Nutzfläche wurde als Stahlskelettbau errichtet, verkleidet mit Naturstein. Neben der Außenfassade (Bild 1) weist vor allem das aufwendig ornamental verzierte Glaskuppeldach Elemente des Jugendstils auf (Bild 2). Die zweischalige Glaskuppel überspannt den Lichthof im Inneren (Bild 3), welcher von einem dreigeschossigen Galerie-Ring umgeben ist. Mit seinen schlanken Marmor-verkleideten Pfeilern, den Freitreppen und zwei imposanten Kronleuchtern stellt das Gebäude das einzige in seiner ursprünglichen Gestalt erhaltene bauliche Zeugnis der frühen deutschen Warenhausarchitektur dar [3], [4], wohingegen anderenorts der originäre Charme ähnlicher Warenhäuser zumeist durch Zerstörungen während des Zweiten Weltkrieges oder durch Modernisierungsmaßnahmen abhandengekommen ist. Auch nach über 100 Jahren lassen die Architektur und das gut erhaltene Ambiente des Kaufhauses den Hauch der goldenen Zwanziger erahnen [5].

¹ Dipl.-Ing., Institut für Massivbau, TU Dresden

² Dipl.-Ing. (FH), Institut für Massivbau und Otto-Mohr-Laboratorium, TU Dresden

³ Dipl.-Ing., RR Consulting, Zittau



Bild 1 Außenansicht des Görlitzer Kaufhauses

Das Kaufhaus ist eine gefragte Kulisse für Film- und Fashion-Drehs. So war das Görlitzer Warenhaus beispielsweise Drehort für den mehrfach Oscar-prämieren Film "The Grand Budapest Hotel" von Regisseur Wes Anderson.

Die Geschichte des Kaufhauses ist geprägt von vielen Eigentümerwechseln. Im Jahr 1929 übernahm die Karstadt AG das Warenhaus, diese wurde jedoch nach dem Ende des Zweiten Weltkrieges enteignet. So ging das Gebäude 1950 in den Besitz der DDR über, die es fortan von der staatlichen Handelsorganisation (HO) betreiben ließ [6]. 1958 wurde es in die Centrum-Warenhaus-Kette eingegliedert, die Kaufhäuser in diversen Städten der DDR besaß [7]. Unter deren Leitung wurden 1983/1984 der Lichthof und die Glaskuppel umfangreich restauriert [8], [9]. Nach der Wiedervereinigung erhielt die Karstadt AG das Kaufhaus zurück und verkaufte es 2005 an eine britische Investmentgruppe, die es später unter dem Namen Hertie betrieb. Aufgrund der Insolvenz des damaligen Eigentümers und aus Mangel an Investoren musste das Kaufhaus 2009 schließen. Nach vier Jahren Leerstand erwarb schließlich der Investor Winfried Stöcker das Gebäude. Sein Ziel ist es, das Kaufhaus in seiner alten Pracht und nach neuestem Standard für die Görlitzer und Touristen wiederzueröffnen.

Bevor das Kaufhaus seine Türen erneut öffnen kann, sind jedoch umfangreiche Sanierungsarbeiten notwendig. Hierfür musste unter anderem der Nachweis der Tragfähigkeit an den Geschossdecken geführt werden, da für die geplante Wiedereröffnung als Kaufhaus hohe Anforderungen an die Tragsicherheit der Baukonstruktion gestellt werden. Gerade



Bild 2 Glasdach mit Lichtkuppel

Bild 3 Lichthof des Gebäudes mit freitragenden Treppen und Kronleuchtern

die Tragfähigkeit der Geschossdecken muss wegen den im Vergleich zum Zeitpunkt der Errichtung erhöhten Ausbaulasten neu beurteilt werden. Da dieser Nachweis nach heutiger Normung rechnerisch nicht erbracht werden konnte [10], musste der Nachweis der Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit durch experimentelle Probebelastungen erfolgen. Das Otto-Mohr-Laboratorium der TU Dresden führte dazu insgesamt 10 Probebelastungen an Geschossdecken in zwei Gebäudebereichen durch [11].

2 Auswahl der zu prüfenden Deckenfelder

Die gesamte Geschossfläche beträgt schätzungsweise 7000 m². Davon konnte natürlich nur ein kleiner Teil experimentell geprüft werden. Um eine Übertragbarkeit der Prüfergebnisse auf ungeprüfte Deckenfelder zu gewährleisten, wurden je Geschossebene zwei Untersuchungsbereiche festgelegt.

Der Bereich I befindet sich im südlichen Teil des Gebäudes, der Bereich II im Norden (Bild 4). Diese beiden Bereiche dienen als Referenz für die jeweilige Etage. Die nicht geprüften Deckenfelder haben ähnliche bauliche Randbedingungen sowie gleiche oder kleinere Stützweiten. Die Lage der beiden Untersuchungsbereiche ist über alle Etagen identisch, wobei die Fläche der zu prüfenden Deckenfelder aufgrund unterschiedlicher baulicher



Bild 4 Grundriss des Erdgeschosses mit den beiden Prüfbereichen I und II

Randbedingungen variiert. In Summe wurden 10 Deckenfelder experimentell beprobt. Das größte Deckenfeld hat eine Fläche von 51 m², das kleinste eine Fläche von etwa 22 m².

Bei den zu prüfenden Decken handelt es sich um Steineisendecken, sogenannte Reformhohlsteindecken. Diese Deckentragsysteme sind typisch für die Zeit des frühen 20. Jahrhunderts. Sie galten als leichte, einfach herzustellende und wirtschaftliche Lösung im Wohn- und Geschäftshausbau [12]. Aufgrund der unscharfen Randbedingungen ist der heutige Umgang mit historischen Steineisendecken in Bezug auf statische Nachweise schwierig, weswegen häufig Probebelastungen durchgeführt werden [13], [14].

Der Querschnitt besteht aus sich nach oben verjüngenden Formziegeln (24 × 20 × 19 cm) mit zwei nebeneinanderliegenden Hohlräumen (Bild 5). Die Ziegel sind ohne Stoßfuge und versetzt angeordnet. Als Bewehrung liegen einachsig Rundeisen im Durchmesser 20 mm in jeder Fuge vor. Zusätzlich befinden sich zwei Durchmesser 10 mm Rundeisen in jeder dritten Fuge. Stahlzugprüfungen ergaben Zugfestigkeiten von mindestens 300 N/mm².



Bild 5 Reformhohlsteindecke

Ergänzt wird der Deckenquerschnitt durch eine Aufbetonschicht von mindestens 5 cm. Die Höhe des Gesamtquerschnittes beträgt 24 cm.

Anhand von Bohrkernen wurden Druckfestigkeiten bestimmt. Da die Probenpreparation etwas diffizil war, war bei einigen Bohrkernen das geforderte Verhältnis von Bohrkernhöhe zu Bohrkerndurchmesser etwas zu hoch (also ungünstiger als nach der DIN EN 13791 [15] gefordert). Die Bohrkernfestigkeiten lagen im Bereich von 30 bis 57 N/mm², was einer Streubreite von 27–51 N/mm² bezogen auf den 15er Würfel ergibt. Die Decken lagern in den Randbereichen auf Unterzügen auf, welche aus zwei nebeneinander liegenden, einbetonierten Stahlprofilen bestehen.

3 Versuchsaufbau und Messtechnik

Vor Beginn der Konzipierung der Belastungstechnik mussten Überlegungen zur Einleitung sowie Rückverankerung der Lasten getroffen werden. Aufgrund der hohen Ziellast und der großen Spannweite der Deckenfelder wurden die Lasten auf möglichst viele Lasteinleitungspunkte aufgeteilt, was sich positiv auf die Momentenverteilung in dem Stahlrahmen auswirkte, der als Widerlagerkonstruktion diente. Wie üblich wurde die nachzuweisende konstante Flächenlast in äquivalente Einzellasten aufgeteilt.

Um einen Kräftekreislauf zu erzeugen, wurden die auf die Geschossdecken einzutragenden Lasten über Zugstangen und Stahltraversen in die entsprechend dimensionierte Widerlagerkonstruktion im Kellergeschoss eingeleitet. Diese wurde an den massiven Außen- und Innenwänden sowie an den Pfeilern verankert, um die Auflast des Gebäudes als Gegenlast zur einzuleitenden Belastung nutzen zu können. Die 2,80 m hohe Widerlagerkonstruktion (Bild 6) bestand aus verschraubten U-Profilen, zwei mittig liegenden vertikalen Druckstreben und paarweise angeordneten diagonalen Druck- und Zugstreben. Die Gesamtlänge variierte zwischen 6,80 m (Bereich I, Bild 6 links) bzw. 10,30 m (Bereich II, Bild 6 rechts). Wegen der großen Stützweite im Bereich II war eine zusätzliche Biegeverstärkung des Belastungsrahmens notwendig (vgl. zusätzliches Stahlprofil im rechten Foto, Bild 6).



Bild 6 Widerlagerkonstruktion zum Lastabtrag; links: Untersuchungsbereich I (hier war ein zusätzlicher Querrahmen zur Verankerung des Widerlagers im Bestand notwendig, ganz links im Foto zu sehen); rechts: Untersuchungsbereich II



Bild 7 Lastverteilung auf der Deckenfläche; die Kraft aus einer Zugstange wird über die Stahltraverse in zwei Lasteinleitungspunkte geleitet Reformhohlsteindecke

Die Lasteinleitung in die Geschossdecken erfolgte über Zugstangen und Stahltraversen. Je nach Größe des zu belastenden Feldes wurden 4, 6 bzw. 8 Zugstangen vorgesehen. An ihrem unteren Ende waren sie an der stählernen Widerlagerkonstruktion befestigt. Auf der zu prüfenden Decke wurden die singulären Lasten je Zugstange noch einmal gleichmäßig auf jeweils zwei Lasteintragungspunkte aufgeteilt (Bild 7). Mittels Holzbrettern und einer ausgleichenden Sandschicht wird so eine Quasi-Flächenlast auf der Decke erzeugt.

Mit einem Hydraulikzylinder, der mit einer elektrischen Kraftmessdose gekoppelt war, wurde die Belastung synchron für alle Zugstangen F_i aufgebracht (Bild 8). Während der experimentellen Traglastuntersuchungen wurden die Durchbiegungen w unterhalb der zu prüfenden Decke mit induktiven Wegaufnehmern (IWA) ermittelt. Die Lage der Messstellen ist beispielhaft für die Decke über dem Erdgeschoss im Bereich II (PB4) ebenfalls in Bild 8 dargestellt. Die IWA sind in drei Achsen – mittig und in den Drittelspunkten der Decken



spannweite – angeordnet. Ein zusätzlicher Wegaufnehmer IWA 13 befindet sich in Mitte des zu prüfenden Deckenfeldes.

Um auch das Trag- und Verformungsverhalten der Stahlunterzüge und der angrenzenden Auflagerbereiche einschätzen zu können, wurden während der ersten Deckenbelastung zusätzlich die Durchbiegungen in Mitte des Unterzuges und am Auflager gemessen, um bei allen weiteren Versuchen ein Versagen dieser Bauteile ausschließen zu können.

4 Versuchsdurchführung

4.1 Zielbelastung

Ziel der Belastungsprüfung war es, die Geschossdecken als Verkaufsraum der Kategorie D2 nach Eurocode 1 [16] experimentell nachzuweisen. Daraus ergibt sich eine anzusetzende charakteristische Verkehrslast q_k von 5,0 kN/m². Zusätzliche 2,0 kN/m² resultieren aus der geplanten Ausbaulast g_k.

Die beim Belastungsversuch vorhandenen ständigen Einwirkungen infolge Deckeneigengewichts werden bei der Ermittlung des extern einzutragenden Lastanteils der Versuchsziellast ext q_{Ziel} nicht einkalkuliert [18], Gl. (1).

$$ext \ q_{2iel} = \sum_{j\geq 1} \gamma_{g,j} \cdot g_{k,j} + \gamma_{q,1} \cdot q_{k,1} + \sum_{i\geq 1} \gamma_{q,1} \cdot \psi_{0,i} \cdot q_{k,i}$$
(1)

$$ext \ q_{Ziel} = \gamma_G \cdot g_{k,Ausbou} + \gamma_Q \cdot q_k = 1,35 \cdot 2,0 \ \frac{kN}{m^2} + 1,5 \cdot 5,0 \ \frac{kN}{m^2} = 10,2 \ \frac{kN}{m^2}$$
(2)

Unter Berücksichtigung der Teilsicherheitsbeiwerte γ_g für ständige und γ_q für veränderliche Lasten ergibt sich eine Ziellast von 10,2 kN/m² für den Nachweis der Tragsicherheit, Gl. (2).

4.2 Abbruchkriterien

Um Schäden am Gebäude auszuschließen, wurden im Vorfeld strikte Abbruchkriterien definiert. Gemäß DIN EN 1992-1-1:2011-01, 7.4 [17] ist zur Wahrung des Erscheinungsbildes oder der Gebrauchstauglichkeit der Durchhang f unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination auf 1/250 der Stützweite zu beschränken. Dadurch sollen einerseits die ordnungsgemäße Funktion und Dauerhaftigkeit sowie das Erscheinungsbild des Bauteils sichergestellt werden, andererseits dürfen angrenzende Bauelemente (Trennwände etc.) nicht beeinträchtigt werden.

Weiterhin führen ein deutliches Anwachsen des nichtlinearen, plastischen Verformungsanteils sowie optische und akustische Versagensankündigungen zum Abbruch des Belastungsversuchs. Befindet sich ein Material im elastischen Bereich, verursachen aufgebrachte Lasten keine bleibenden Verformungen. Auch sehr geringe plastische Verformungen sind i. d. R. als unkritisch einzustufen. Nach der Entlastung nimmt das Bauteil seine Ausgangsgeometrie nahezu wieder ein, auch wenn es sich unter Belastung verformt hatte. Eine plastische Verformung ist demgegenüber irreversibel, d. h. dauerhaft. Durch das stufenartige Lastregime und die Echtzeit-Darstellung der entsprechenden Größen am Messcomputer kann der Zeitpunkt der Änderung des Materialverhaltens während des Versuches genau beobachtet und bestimmt werden. Somit ist ein rechtzeitiges Eingreifen bei den kleinsten Anzeichen eines baldigen Bauteilversagens möglich.

Beim Eintreten einer oder mehrerer Abbruchkriterien ist der Belastungsversuch zu beenden, weil sonst mit Schädigungen gerechnet werden muss, die eine weitere Nutzung beeinträchtigen können. In diesem Fall ist die erreichte Versuchsziellast q_{Ziel} Grundlage für die Bestimmung des Bemessungswerts der veränderlichen Lasten in der statischen Berechnung.

4.3 Belastungsregime

4.3.1 Vorbetrachtungen

Jeder Versuch wurde in zwei Abschnitten durchgeführt. Im ersten Abschnitt wurde die Last bis zum Erreichen der erforderlichen Flächenlast von 10,2 kN/m² unter Einbeziehung der Teilsicherheitsbeiwerte (Grenzzustand der Tragfähigkeit) gesteigert. Gemäß der DAfStb-Richtlinie [18] erfolgte die Laststeigerung stufenweise. Dieses erste Belastungsregime dient dem experimentellen Nachweis der Tragfähigkeit der Geschossdecken.

Im zweiten Abschnitt des Belastungsregimes erfolgte die dauerhafte Belastung der Decke für ca. 20 Minuten unter halber Gebrauchslast.

4.3.2 Belastungsregime 1 – Nachweis der Tragfähigkeit

Das Lastregime des ersten Teils der experimentellen Probebelastung ist in Bild 9 schematisch dargestellt, vgl. Tabelle 1. Zu Beginn des Versuches wurde das Deckensystem mit einer Grundlast in Höhe der 0,25-fachen Gebrauchslast angefahren. Anschließend erfolgte die schrittweise Steigerung der Belastung auf 50 % und 80 % der Gebrauchslast, jeweils mit einer Haltezeit von 2 Minuten und einer anschließenden Entlastung auf die Grundlast. Die Grundlast dient einer konstanten Lasthaltung im Tragwerk, um Kräfteumlagerungen durch ein wiederholtes Setzen und Heben der Widerlagerkonstruktion auszuschließen. Während der 2-minütigen Haltezeit kann die Decke aus sicherer Entfernung auf mögliche Schäden hin, z. B. in Form von Rissen, begutachtet werden.



Bild 9 Schematische Darstellung des stufenweisen Belastungsregimes – Abschnitt 1

52

	8 8	
Lastschritt	Lastfaktor	Flächenlast in [kN/m²]
Vorlast	0,25 · (g _k + q _k)	1,75
1	0,50 · (g _k + q _k)	3,50
2	0,80 · (g _k + q _k)	5,60
3–5	1,00 · (g _k + q _k)	7,00
6	$(g_k/2\cdot\gamma_g) + (q_k\cdot\gamma_q)$	8,85
7	$(g_k \cdot \gamma_g) + (q_k \cdot \gamma_q)$	10,20

Tabelle 1 Belastungsregime

Danach folgend wurde das Deckentragwerk mit der vollen Gebrauchslast belastet, dieser Schritt wurde insgesamt drei Mal wiederholt, um eventuelle Zunahmen der elastischen und plastischen Verformungsanteile beobachten zu können. In den letzten beiden Stufen des ersten Belastungsregimes wurde die Last weiter gesteigert – zuerst die Laststufe halbe Ausbaulast + volle Nutzlast ($\gamma_g \cdot g_k/2 + \gamma_q \cdot q_k$), danach Aufbringen der Ziellast von 10,2 kN/m² ($\gamma_g \cdot g_k + \gamma_q \cdot q_k$). Diese beiden Lastschritte werden nur kurz – ohne Haltezeit – angefahren. Abschließend erfolgte die komplette Lastfreistellung der Decke.

4.3.3 Belastungsregime 2 – Nachweis der Gebrauchstauglichkeit (Dauerlast)

Nach der vollständigen Entlastung des Systems folgte der zweite Abschnitt der Belastungsprüfung – die Dauerlast. Die Decke wurde erneut mit der Grundlast in Höhe der 0,25-fachen Gebrauchslast belastet, um nach einer Haltezeit von 2 Minuten die Belastung erneut auf die 0,5-fache Gebrauchslast zu steigern. Diese Laststufe wurde zur Ermittlung der Verformungen unter einer Dauerlast für ca. 20 Minuten gehalten. Danach wurde das System bis zur Grundlast entlastet und ein weiteres Mal die 1-fache Gebrauchslast angefahren. Nach einer Haltezeit von 2 Minuten erfolgte ein letztes Mal die Entlastung auf die 0,25-fache Gebrauchslast bevor, nach einer letzten Haltezeit von 2 Minuten, das System komplett lastfrei gestellt wurde.



Bild 10 Schematische Darstellung des Belastungsregimes unter Dauerlast – Abschnitt 2

5 Darstellung der Ergebnisse am Beispiel der Decke PB 4 über dem 2. Obergeschoss

5.1 Nachweis der Tragsicherheit

Das Deckenfeld hat eine Fläche von 43,32 m² (7,60 m × 5,70 m). Um die Ziellast zu erreichen, musste demnach eine Gesamtkraft von über 440 kN hydraulisch erzeugt und über die Widerlagerkonstruktion zurück in das Gebäude abgetragen werden. Diese Belastung wurde auf insgesamt acht Lasteinleitungspunkte F1 bis F8 verteilt.

Während der experimentellen Traglastuntersuchung der Decke über dem 2. Obergeschoss wurden die Durchbiegungen durch 13 induktive Wegaufnehmer (IWA 1 bis 13) ermittelt, vgl. Bild 8. Die während der stufenweisen Belastung der Decke über dem 2. Obergeschoss ermittelten Verformungen sind auszugsweise in Bild 11 grafisch im Last-Verformungs-Diagramm dargestellt.



Bild 11 Flächenlast-Verformungs-Diagramm der Decke PB 4

Die maximalen Verformungen wurden erwartungsgemäß im mittleren Bereich des Deckenfeldes gemessen. Während der höchsten Belastungsstufe (10,2 kN/m²) betrug die maximale ermittelte Durchbiegung 14,1 mm (IWA 4). Dieser Wert ist kleiner als der zulässige Grenzwert w_{zul} von 22,8 mm für diese Deckenplatte, Gl. (3).

$$W_{zul} \le \frac{I}{250} = \frac{5,70 \text{ m}}{250} = 22,8 \text{ mm}$$
 (3)



Zur Verdeutlichung der gemessenen Durchbiegungen wurde eine Interpolation der Verformungen unter Ziellast (10,2 kN/m²) durchgeführt. Diese ist in Bild 12 grafisch dargestellt. Es ist deutlich zu erkennen, dass sich die Geschossdecke asymmetrisch verformt. Dies resultiert aus den unterschiedlichen baulichen Lagerungsbedingungen der Decke. Die massive Außenwand bildet das südliche Auflager (unterer Plattenrand in Bild 12) und im Norden liegt die Decke auf einem Unterzug auf, welcher nur an den Eckbereichen durch Pfeiler gestützt wird. Dadurch liegt das Maximum der Durchbiegung ausmittig im nördlichen Deckenbereich.

Bei der stufenweisen Belastung wurde während der Haltezeiten die Decke auf mögliche Risse oder Beschädigungen infolge des Lasteintrags untersucht. Dabei wurden ausschließlich feine Risse mit Breiten von 1–2 mm im vorhandenen Deckenputz festgestellt. Neben der Entstehung der genannten Risse konnten keine Schädigungen der Decke infolge des Lasteintrags verzeichnet werden. Die plastischen Verformungen betragen nach Beendigung der stufenweisen Belastung zwischen 0,81 mm (IWA 12) und 1,85 mm (IWA 4). Die ausreichende Tragfähigkeit des Deckenfelds konnte somit für eine Ziellast von 10,2 kN/m² durch eine Probebelastung experimentell nachgewiesen werden.

5.2 Dauerlast

Nachdem die geplante Ziellast von 10,2 kN/m² für das Deckenfeld erreicht werden konnte, erfolgte die Dauerbelastung. Die dabei gemessenen Durchbiegungen sind in Bild 13 im Flächenlast-Verformungs-Diagramm und in Bild 14 im Zeit-Verformungs-Diagramm erneut für ausgewählte Wegaufnehmer dargestellt. Dabei konnte festgestellt werden, dass die Verformungen während der 20-minütigen Dauerlast (0,5-fache Gebrauchslast) nicht oder nur in einem vernachlässigbar kleinen Maß zunehmen. Es wurden maximale Durchbiegungen in Höhe von 4,41 mm an der Messstelle des IWA 4 erfasst, die geringsten Verformungen wurden an den Messstellen der IWA 12 (2,03 mm) und 3 (2,33 mm) gemessen.



Bild 13 Flächenlast-Verformungs-Diagramm der Decke PB 4 unter Dauerlast



Bild 14 Zeit-Verformungs-Diagramm der Decke PB 4 unter Dauerlast

Bei der Beanspruchung der Decke über dem 2. Obergeschoss mit einer Dauerlast wurden ausschließlich geringe Rissbreiten von bis zu 1 mm festgestellt. Ein Risswachstum konnte nicht beobachtet werden. Die Risse schlossen sich bei Entlastung auf das Vorlastniveau nahezu vollständig. Sonstige Schädigungen der Decke infolge des Lasteintrags wurden nicht festgestellt. Nach Beendigung der Dauerlast wurde ein letztes Mal die 1-fache Gebrauchslast für eine Dauer von 2 min angefahren. Hierbei wurde die maximale Verformung in Höhe von 8,86 mm an der Messstelle des IWA 4 erfasst. Die geringsten Verformungen wurden an den Messstellen von IWA 12 (4,17 mm) und IWA 3 (4,78 mm) gemessen.

Im Zeit-Verformungs-Diagramm in Bild 14 ist deutlich zu erkennen, dass alle Wegaufnehmer bei vollständiger Entlastung der Decke auf ihren Nullwert zurückgehen. Das bedeutet, dass infolge Dauerlast keine bleibenden plastischen Verformungen in die Decke eingetragen wurden. Die Gebrauchstauglichkeit der Decke konnte somit nachgewiesen werden.

6 Zusammenfassung

Die Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit der Geschossdecken des Görlitzer Kaufhauses konnten durch Belastungsprüfungen experimentell nachgewiesen werden. Die Prüfziellasten wurden ohne Beeinträchtigung des Tragwerkes in beiden Gebäudebereichen bei allen Deckenfeldern erreicht. Unter Last konnten nur geringe visuell wahrnehmbare Rissbreiten bis 2 mm festgestellt werden. Diese Risse haben sich nach der Entlastung nahezu vollständig geschlossen. Weiterhin konnten keine Beschädigungen oder optische Veränderungen der Decken bzw. angrenzender Bauteile durch den Lasteintrag beobachtet werden. Aufgrund der geringen plastischen Endverformung kann das Verformungsverhalten der Geschossdecken als überwiegend linear elastisch bezeichnet werden.

Nach der Richtlinie für Belastungsversuche an Betonbauwerken [18] dürfen auch gleichartige, nicht durch Belastungsversuche geprüfte Bauwerksteile beurteilt werden, wenn ihre Gleichartigkeit in allen wesentlichen Einzelheiten nachgewiesen werden kann. Im vorliegenden Fall kann von einer Gleichartigkeit ausgegangen und eine Übertragbarkeit der Ergebnisse angenommen werden. Bei den nicht geprüften Deckenfeldern handelt es sich ebenfalls um Steineisendecken (Reformhohlsteindecken) mit gleicher oder kleinerer Stützweite, bei ähnlichen baulichen Randbedingungen.

Die erfolgreich durchgeführten Belastungsversuche an den Geschossdecken sind ein wichtiger Schritt für die baldige Wiedereröffnung des imposanten Jugendstil-Kaufhauses in Görlitz – das letzte erhaltene bauliche Zeugnis der frühen deutschen Warenhausarchitektur.

Literatur

- [1] Eröffnung des "Kaufhauses zum Strauß". Niederschlesische Zeitung Nr. 230, 1.10.1913
- [2] Nathan, C.: Ein Hauch von Lafayette. Monumente (1994) 3/4, S. 18–21
- [3] Bednarek, A.; Treppe, H.-J.: Historisches Warenhaus Karstadt Görlitz. Regensburg: Schnell & Steiner, 1996
- [4] Bednarek, A.: Das Görlitzer Warenhaus. Vorbilder und Bedeutung eines Architekturdenkmals. Görlitzer Magazin (1988), S. 32
- [5] Acta des Magistrates zu Görlitz. Grundstück 419 (Demianiplatz 11–13), Band I, Blätter 179 und 187, Ratsarchiv Görlitz

- [6] Wikipediaeintrag zum Görlitzer Warenhaus: www.wikipedia.org/wiki/Görlitzer_Warenhaus (geprüft am 18.12.2018)
- [7] Junghänel, F.: Die Kulissenstadt. Berliner Zeitung vom 25./26.1.2014
- [8] Bednarek, A.: Das Görlitzer "Kaufhaus zum Strauß" ein Kapitel deutscher Warenhausgeschichte. In: Großmann, G. U.; de Vries, D. J.; Fleckmann, K.; Klein, U. (Hrsg.): Hausbau in Görlitz, in der Lausitz und in Böhmen, Jahrbuch für Hausforschung, Bd. 43, Marburg: Jonas, 1995, S. 93–102
- [9] Boetel, H. J.: Konsumtempel in neuem Glanz. Bausubstanz (1992) 9, S. 14–17
- [10] Wenn sich Decken biegen und Bauleute zittern! Jugendstilkaufhaus Görlitz besteht erste Bewährungsprobe. Bericht über die Deckenbelastung im Görlitzer Kaufhaus – online unter: www.mdr.de/sachsen/bautzen/goerlitz-jugendstil-kaufhaus-stoeckersanierung-deckenbelastung-100.html (geprüft am 18.12.2018)
- [11] Curbach, M.; Hampel, T.; Wellner, S.; Mosig, O.: Versuchsbericht und Gutachten über die Belastungsversuche zur experimentellen Bestimmung der Tragsicherheit von Stahlsteindecken im Kaufhaus Stöcker. Institut für Massivbau der TU Dresden, Dresden, 2018, 173 S.
- [12] Fischer, M.: Steineisendecken im Deutschen Reich 1892–1925, Band I bis III. Diss., BTU Cottbus, 2008
- [13] Hampel, T.; Scheerer, S.; Hohensee, J.; Wehner, B.: Beurteilung der Tragfähigkeit von Stahlstein- und Stahlbetondecken für geplante Umnutzung. Untersuchungsbericht, Institut für Massivbau und Otto-Mohr-Laboratorium der TU Dresden, Dresden, 2010, 27 S.
- [14] Opitz, H.; Curbach, M.; Hampel, T.; Wellner, S.: Versuchsbericht und Gutachten über die Belastungsversuche zur experimentellen Bestimmung der Tragsicherheit von Stahlsteindecken im Polizeirevier Hoyerswerda. Institut für Massivbau der TU Dresden, Dresden, 2015, 31 S.
- [15] DIN EN 13791:2018-06 Entwurf: Bewertung der Druckfestigkeit von Beton in Bauwerken oder in Bauwerksteilen; Deutsche und Englische Fassung prEN 13791:2018.
- [16] DIN EN 1991-1-1 (12.2010) und DIN EN 1991-1-1/NA (12.2010) Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke – Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau.
- [17] DIN EN 1992-1:2011-01: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau mit Nationalem Anhang.
- [18] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb, Hrsg.): Richtlinie Belastungsversuche an Betonbauwerken. Berlin: Beuth, 2000

Bildnachweise

Bilder 1–3, 6 (links), 7	Sabine Wellner
Bild 4	Jörg Rudolph und Oliver Mosig
Bild 5	aus [12], modifiziert
Bilder 6 (rechts), 11–14	Oliver Mosig
Bild 8	Jörg Rudolph und Sabine Wellner

58

Das Potenzial von Miniatur-Druckproben für die Werkstoffcharakterisierung von Stahlguss

Volker Wetzk¹, Claudia Pahlow²

Kurzfassung. Angesichts der zunehmenden Sanierungsmaßnahmen an bestehenden Brückenbauwerken muss auch der Zustand der vorhandenen historischen Brückenlager beurteilt werden. Mangels verlässlicher Grundlagen bleiben hierbei oft Fragen unbeantwortet, zum Beispiel zu den Möglichkeiten einer minimal-invasiven Untersuchung des Lagerwerkstoffs. Am Beispiel des ab ca. 1880 zunehmend für Lager verwendeten Werkstoffs Stahlguss zeigt der Beitrag die Möglichkeit auf, mittels Kleinstdruckproben Aussagen zur Streckgrenze des Werkstoffs zu erhalten. Der Artikel erläutert Methodik und diskutiert Ergebnisse des Vorgehens und zeigt eine interessante und vielversprechende Option für eine minimal-invasive Bauteiluntersuchung auf.

1 Einleitung

Bereits auf dem 9. Symposium Experimentelle Untersuchungen von Baukonstruktionen 2017 in Dresden wurden Ergebnisse aus dem Umfeld des DFG-geförderten Forschungsvorhabens Historische eiserne und stählerne Brückenlager – Ihre Geschichte und Möglichkeiten des Erhalts [1] vorgestellt; konkret ging es um Untersuchungen an Miniatur-Zugproben aus Stahlguss. In diesem Zusammenhang wurde der Kontext des Forschungsvorhabens umfassend vorgestellt, so dass auf die entsprechende Publikation verwiesen werden kann [2].

Die im vorliegenden Beitrag thematisierten Untersuchungen an Miniatur-*Druck*proben ergänzen methodisch jene an Zugproben. Als vielversprechende Alternative zu Zugproben benötigen Druckproben kein Vorhaltemaß zur Probeneinspannung und sind somit aus vergleichsweise kleinen Bauteilproben herstellbar (Bild 1).

2 Ziel der Untersuchungen

Die beim Druckversuch üblichen Probleme zur Bestimmung der Werkstoffeigenschaften werden schon in der Literatur aus den Anfängen der Materialprüfung beschrieben, wie in [7/S. 45] oder [8/S. 175]. So zeichnet sich die Druckfestigkeit bei duktilen Werkstoffen, wie z. B. Stahl, nicht als deutlicher Versagenspunkt ab und kann im Versuchsstand gewöhnlich

¹ Dr.-Ing., BTU Cottbus-Senftenberg

² M.Sc., WKP Planungsbüro für Bauwesen GmbH, Berlin



Bild 1 In-situ-Probenentnahme (links); vorbereitete Druck-/Zugproben (rechts); gut sichtbar einige Lunker im Endbereich jeweils einer Druck- und Zugprobe

nicht ermittelt werden – die Werkstoffprobe wird schlichtweg nur zunehmend gequetscht, bis zur Schonung der technischen Apparatur der Versuch abgebrochen werden muss. Daher konzentrierten sich die Hoffnungen im Vorfeld der Untersuchungen einzig auf die zuverlässige Bestimmung der Quetschgrenze des Werkstoffs; bei metallischen Werkstoffen sollte diese weitgehend der Streckgrenze im Zugversuch entsprechen.

3 Methodischer Ansatz

Die Untersuchungen waren durch ein zweistufiges Vorgehen gekennzeichnet:

(a) In einem ersten Schritt wurde zunächst im Sinne einer Fallstudie die grundsätzliche Aussagekraft von Druckproben aus historischem Stahlguss geprüft [3]. Hierfür standen 10 baugleiche historische Stahlguss-Lager zur Verfügung, die im Zuge der Sanierung der um 1910 errichteten Hochbahnlinie U2 in Berlin-Prenzlauer Berg gesichert worden waren; über ausgeprägte Werkstoffuntersuchungen an diesen Lagern berichtet [5]. Aus den kräftigen seitlichen Flanschen der Gleitlager wurden zunächst Standard-Zugproben zu Referenzzwecken gefertigt (Bild 2) und aus dem hierbei anfallenden Verschnitt die Miniatur-Druckproben (Bild 3, links).



Bild 2 Ausgebautes Gleitlager (links) und Position der Referenzproben (rechts)



Bild 3 Vorbereitete Proben (links) für Fallstudie (a) sowie Untersuchungsmaterial (rechts) für vertiefende Untersuchungen in (b)

(b) Nach dem vielversprechenden Ausgang von (a) wurde für [4] die Untersuchungsmasse auf vier historische Lagerwerkstoffe mit unterschiedlichem Baujahr und Kohlenstoffgehalt (C-Gehalt) sowie variierender Typologie erweitert (Tabelle 1 sowie Bild 3, rechts). Drei Lager entstammten auch hier der Hochbahnlinie U2, ein viertes konnte bei der Sanierung des Bahnhofs in Wiesbaden für die Untersuchungen gesichert werden; Referenzwerte für die Streckgrenze standen aus Zugversuchen zur Verfügung. Die Proben wurden dabei in unterschiedlicher Länge und zur statistischen Absicherung in ausreichender Anzahl gefertigt; insgesamt bestand die Versuchsmasse aus 50 plangedrehten zylindrischen Proben.

Alle Versuche erfolgten in der Forschungs- und Materialprüfanstalt (FMPA) der Brandenburgischen Technischen Universität (BTU) Cottbus-Senftenberg.

Lager Nr.	1	2	3	4
Herkunft	U-Bahn U2, Berlin	Bahnhof Wiesbaden	U-Bahn U2, Berlin	U-Bahn U2, Berlin
Baujahr ca.	1939	1905	1907	1925
Typus	Linien-Kipp- lager	Einrollenlager	Mehrrollen- lager	Punkt-Kipp- lager
Bauteil	Obere Lagerplatte	Untere Lagerplatte	Obere Lagerplatte	Kippplatte
C-Gehalt [%] (ca.)	0,60	0,19	0,23	0,31
Streckgrenze R _e der Refe- renzproben und Stan- dardabweichung [N/mm ²]	223 7	201 2	304 11	218 1

Tabelle 1 Charakteristik der untersuchten Werkstoffe [4]

4 Erste Studie

Als Orientierung bei der Wahl der Probengeometrie diente DIN 50106 [6], die das Vorgehen beim Druckversuch an metallischen Werkstoffen regelt. Danach sind zylindrische Probekörper zu verwenden, deren Durchmesser im Allgemeinen zwischen 10 und 30 mm liegen und deren Verhältnis von Höhe h zu Durchmesser d zwischen 1 und 2 betragen sollten. In Anlehnung hieran wurden zwei Serien zylindrischer Proben gefertigt:

- Serie a: d = 10 mm mit h = 10 mm,
- Serie b: d = 10 mm mit h = 20 mm.

Bild 3 (links) zeigt exemplarisch die beiden zylindrischen Prüfkörper aus Lager Nr. 9.

Die Empfehlung der DIN, für die Prüfung explizit von Lagermetallen ausschließlich Proben mit d = 20 mm und einem Verhältnis h/d = 1 zu verwenden, entsprach nicht dem Ansatz, mit kleinstmöglicher Probengeometrie zu arbeiten, und wurde nicht weiterverfolgt.

Der Versuchsaufbau wurde einfach gehalten: Die Einspannung der kleinen Proben erfolgte zwischen Übergangsstücken aus Rundstahl, denen zur passgenauen Krafteinleitung kleine beschliffene Platten aus Hartstahl aufgeschweißt worden waren. Die Dehnung zeichnete ein direkt an der Probe befestigtes Extensometer auf. Kleine Teflonstreifen sollten die Kontaktreibung an den Einspannstellen reduzieren, Bild 4.



Bild 4 Versuchsaufbau – allgemein (links) sowie Detail mit Teflonlage (rechts)

Mit Bezug auf die Probengeometrie ergaben die Ergebnisse ein klares Votum für die langen Proben mit h/d = 2, was im Gegensatz zu den Prüfempfehlungen für Lagerwerkstoffe in DIN 50106 steht. Hierzu zeigt Bild 5 (links) exemplarisch die Ergebnisse für die Proben aus Lager Nr. 3 und verdeutlicht die im Laufe der Untersuchungen festgestellte Systematik hinsichtlich der Quetschgrenze: Während sich bei den kurzen Proben (h/d = 1, rote Linie) das Werkstofffließen oft nur andeutete, fiel bei den langen Proben (h/d = 2) zumeist ein klar ausgebildetes Fließplateau auf, welches eine gute Bestimmung der Werkstoff-Quetschgrenze ermöglichte.



Bild 5 Druckversuch an Miniaturproben; links: Vergleich der Arbeitslinien bei Verwendung zweier Probengeometrien – hier: Lagerwerkstoff 3 mit ausgeprägter Quetschgrenze, rechts: exemplarische Darstellung beider Probengeometrien nach dem Druckversuch

Gleichwohl reagierten einige Werkstoffe ohne ausgeprägte Quetschgrenze. Bild 6 zeigt die Arbeitslinie im Druckversuch exemplarisch für Lagerwerkstoff 8 und stellt diese der im Zugversuch an der Standardprobe ermittelten Arbeitslinie gegenüber. Auffallend ist zunächst die gute Übereinstimmung bis zum einsetzenden Werkstofffließen. Im plastischen Bereich jedoch divergieren die Arbeitslinien infolge der unterschiedlichen Randbedingungen beim Versuch, welche keine Aussagen zur Druckfestigkeit erlauben (vgl. Pkt. 2).



Ein wesentliches Resultat der Fallstudie war, unabhängig von der Ausprägung eines Fließplateaus, die Feststellung, dass die im Druckversuch ermittelte Quetschgrenze nahezu exakt übereinstimmt mit der im Zugversuch an Standard-Zugproben ermittelten Fließgrenze (Bild 7). Die Ergebnisse bestätigten neben ersten Erkenntnissen zu einer zweckdienlichen Probengeometrie zudem die grundsätzliche Eignung von Miniatur-Druckproben zur Bestimmung der Werkstofffließgrenze an historischem Stahlguss. Durch weitere Tests blieb jedoch zu prüfen, inwieweit sich die Ergebnisse auf Stahlguss aus anderen Bauzeiten verallgemeinern und die Probengeometrie verfeinern lassen.



Gegenüberstellung der Ergebnisse von Miniatur-Druck- und Standard-Zugversuch für alle Lagerwerkstoffe (Druckversuch für Lager 5 versagte)

Zweite Studie 5

5.1 Probengeometrien und Versuchsaufbau

Auf Grund der guten Erfahrungen mit länglichen Proben in der ersten Studie wurden das Verhältnis von Höhe h zu Durchmesser d noch einmal vergrößert und aus den vier unterschiedlichen Stahlgussmaterialien für jeden Werkstoff Proben mit Längen von 20 mm, 25 mm und 30 mm gefertigt. Der Probendurchmesser betrug auch bei der zweiten Studie für alle Probekörper 10 mm (Bild 8). Der Versuchsaufbau entsprach dem der ersten Studie. Die Versuche erfolgten mit einer Universalprüfmaschine der Klasse 1, kraftgeregelt mit einer maximalen Kraft von 500 kN und einer Spannungszunahme von 10 N/mm²/s. Das vorher vereinbarte Abbruchkriterium lag bei einer Gesamtstauchung von 4 mm (Stauchgrad ca. 10–15 %). Zur Reduzierung geometrischer Imperfektionen wurden im Vorfeld der Probeneinspannung alle Stirnflächen orthogonal zur Zylinderachse nachgeschliffen.



Bild 8 Bezeichnungsschlüssel (links) sowie unterschiedliche Probengeometrien (rechts)

5.2 Ergebnisse

Tabelle 2 stellt die Ergebnisse den Referenzwerten gegenüber. Auffallend sind zunächst die Werte des Lagerwerkstoffs 3 – sowohl hinsichtlich der Streuungen der Zug- und Druckproben als auch in Bezug auf die Abweichungen zwischen Streck- und Quetschgrenze; darauf wird in Abschnitt 6 kurz eingegangen. Blendet man Werkstoff 3 aus, dann überzeugen die Ergebnisse der Druckproben; die Abweichungen der Stauch- bzw. Quetschgrenze im Vergleich zur Streckgrenze sind für praktische Zwecke vernachlässigbar.

Lager Nr.	1			2			3			4		
Referenz-Zugproben												
Streckgrenze und Standardabweichung in [N/mm²]	223 7			201 2			304 11			218 1		
Miniatur-Druckproben												
Probenlänge [mm]	20	25	30	20	25	30	20	25	30	20	25	30
Stauch-/Quetschgrenze und Standardab- weichung in [N/mm²]	218 11	221 9	229 6	198 12	196 3	193 9	274 11	252 13	260 18	220 4	223 7	229 9
Druckprobe/Referenz [%]	-2	-1	+3	-2	-3	-4	-10	-17	-14	+1	+2	+5

Tabelle 2 Vergleich der Ergebnisse der Miniatur-Druckproben mit Referenzwerten [4]

Nachfolgende Diagramme in Bild 9 zeigen exemplarisch die Ergebnisse der Einzel-Druckversuche für den Lagerwerkstoff 2. Auffallend ist die nahezu exakte Übereinstimmung der Arbeitslinien für die 25-mm-Proben, die – wenngleich nicht in dieser Deutlichkeit – auch für die Werkstoffe 1 und 4 festzustellen war. Das obere Diagramm zeigt aber auch, wie ein "Ausreißer" das Gesamtbild negativ beeinflusst – ein kleiner Lunker reicht hierfür bereits aus. Insbesondere unter Beachtung der in Tabelle 2 angegebenen Standardabweichungen scheinen sich zur Ermittlung des beginnenden Werkstofffließens alle drei untersuchten Probenlängen gleichermaßen zu eignen.

Vielmehr wird die Empfehlung für eine am besten geeignete Probengeometrie von versuchstechnischen Randbedingungen beeinflusst. Hier offenbarten im Druckversuch die Versuchsreihen mit 20-mm-Proben Schwierigkeiten beim Handling des Extensometers sowie die mit den 30 mm langen Proben die Gefahr des seitlichen Ausweichens ("Ausschnipsen"). Insofern wird für ingenieurpraktische Anwendungen eine zylindrische Probe mit einer Länge von 25 mm mit Ø = 10 mm sowie mit sorgfältig vorbereiteten Stirnflächen als bestgeeignet empfohlen.

6 Vergleich Miniatur-Zug- und -Druckproben

Vor dem Hintergrund, dass in [2] und [4] die identischen Lagerwerkstoffe 1 bis 4 verwendet wurden, können die Ergebnisse an Miniatur-Zug- und -Druckproben direkt gegenübergestellt werden, s. Tabelle 3 und Bild 10. Als Referenzwerte werden die an Standard-Zugproben ermittelten Werkstoffstreckgrenzen [2] hinzugezogen.



Bild 9 Ergebnisse der Druckversuche mit Probenlängen von 20 mm (oben), 25 mm (Mitte) und 30 mm (unten) exemplarisch für Lagerwerkstoff 2

Tabelle 3 Vergleich der Werte des Werkstofffließens an Standard-Zugproben, Miniatur-Zugbzw. -Druckproben (I = 25 mm)

Lager Nr.	1	2	3	4
Standard-Zugproben [N/mm ²] [2]	227	207	300	227
Miniaturproben [N/mm²] Zug [2] Druck [4]	216 221	203 196	310 252	226 223
Differenz [N/mm²]	-11 -6	-4 -11	+10 -48	-1 -6



Bild 10 Graphische Gegenüberstellung der Werte in Tabelle 3

Auffallend ist zunächst die gute Übereinstimmung der Werte für die Lagerwerkstoffe 1, 2 und 4. Gegenüber den an Standard-Zugproben ermittelten Streckgrenzen liegen die Werte der Miniaturproben auf der sicheren Seite.

Demgegenüber stehen die hohen Abweichungen für Lagerwerkstoff 3; entsprechende Auffälligkeiten wurden bereits in [2] diskutiert. Bei diesem Werkstoff führte eine für diese Lagergeneration unübliche chemische Zusammensetzung offenbar gepaart mit einer unzweckmäßigen thermischen Nachbehandlung zu einer untypischen Stahlguss-Gefügestruktur. Dieser Werkstoff repräsentiert keinen typischen Lagerwerkstoff, sodass die vergleichsweise schlechten Ergebnisse von Werkstoff 3 die grundsätzliche Eignung von Miniatur-Druckproben zur Ermittlung der Werkstoffquetschgrenze nicht in Frage stellen. Gleichwohl lässt sich aus dieser Werkstoffanomalität die Notwendigkeit ableiten, Untersuchungen an historischem Stahlguss-Werkstoff stets durch metallographische Analysen zu begleiten.

7 Fazit

Auf Grund der schwierigen In-situ-Probenentnahme an historischen stählernen Brückenlagern ergibt sich die Notwendigkeit, auf kleinstmögliche Bauteilproben bei der Ermittlung relevanter Werkstoffparameter zurückzugreifen. Hierfür stellen Miniatur-Druckproben eine attraktive Option dar, benötigen diese doch gegenüber Zugproben kein Vorhaltemaß zur Probeneinspannung. Im Ergebnis der an Miniatur-Druckproben durchgeführten Versuche konnte die Probengeometrie optimiert werden, wobei sich die bestgeeignete Probenlänge letztlich aus praktischen Randbedingungen bei der Versuchsdurchführung ableitete.

Als wesentliches Ergebnis der Untersuchungen lässt sich festhalten, dass sich Miniatur-Druckproben sehr gut zur Ermittlung des für die Werkstoffcharakterisierung wichtigen Werkstofffließens eignen. Die Abweichungen gegenüber den an Standard-Zugproben ermittelten Werten sind für baupraktische Zwecke vernachlässigbar; vor allem liegen sie auf der sicheren Seite.

Das Vorhandensein entsprechender Untersuchungen an Miniatur-Zugproben bot Gelegenheit, deren Ergebnisse denen an Miniatur-Druckproben gegenüberzustellen. Danach eignen sich beide Zugänge gleichermaßen gut zur Ermittlung des Werkstofffließens. Gleichwohl zeigten die Versuche die Notwendigkeit auf, am Werkstoff durch begleitende metallographische Analysen ein ferritisch-perlitisches Mikrogefüge zu bestätigen und Werkstoffanomalitäten auszuschließen.

Literatur

- [1] Homepage des Forschungsprojektes: https://www.b-tu.de/fg-bautechnikgeschichte/ forschung/laufende-projekte/historische-eiserne-und-staehlerne-brueckenlager (geprüft am 10.8.2018)
- [2] Wetzk, V.; Pannasch, F.: Das Potenzial thermo-mechanischer Messungen für die Werkstoffcharakterisierung. In: Curbach, M.; Opitz, H.; Scheerer, S.; Hampel, T. (Hrsg.): Tagungsband zum 9. Symposium Experimentelle Untersuchungen von Baukonstruktionen (SEUB), 21.9.2017 in Dresden, Dresden: Institut für Massivbau der TU Dresden, 2017, S. 23–37 – erschienen in: Schriftenreihe Konstruktiver Ingenieurbau Dresden kid, Heft 43, 2017
- [3] Wetzk, V.: Historic Bridge Bearings Identifying Material Characteristics: Compression Test. In: Jasieńko, J. (Hrsg.): Proc. of 8th Int. Conf. on Structural Analysis of Historical Constructions, 15.–18.10.2012 in Wroclaw (Polen), Vol. 3, 2012, S. 2251–2257
- Pahlow, C.: Bewertung historischer Brückenlager das Potential von Miniatur-Druckproben für die Materialcharakterisierung. Bachelorarbeit, BTU Cottbus-Senftenberg, 2013

- [5] Wetzk, V.: Historic Bridge Bearings Material Research on Cast Steel. In: Carvais, R.; Guillerme, A.; Nègre, V.; Sakarovich, J. (Hrsg.): Proc. of 4th Int. Congress on Construction History, 3.–7.7.2012 in Paris (Frankreich), Vol. 3, 2012, S. 243–252
- [6] DIN 50106:1978-12: Pr
 üfung metallischer Werkstoffe; Druckversuch. (liegt inzwischen in
 überarbeiteter Fassung als DIN 50106:2016-11 vor; die in diesem Beitrag erfolgten Bez
 üge, z. B. zur empfohlenen Bauteilgeometrie, blieben jedoch unver
 ändert)
- [7] Bach, C.: Elasticität und Festigkeit. Berlin: Springer, 1894
- [8] Tetmajer, L. v.: Elasticitäts- und Festigkeitslehre. Leipzig: Deuticke, 1904
- [9] Archiv des Lehrstuhls Bautechnikgeschichte und Tragwerkserhaltung, BTU Cottbus-Senftenberg

Bildnachweise

 Bilder 1, 3
 aus [9] *)

 Bilder 2, 4-7
 aus [3] *)

 Bilder 8, 9
 aus [4] *)

 Bild 10
 Wetzk/Pahlow

*) Abbildungen ggf. teilweise geringfügig modifiziert.

Datenerfassungssystem





- zentrale oder dezentrale Datenerfassung (Abstand zwischen zwei Controllern 100m, Synchronisation von bis zu vier Controllern möglich)
- bis zu 100m Abstand zwischen Controller und den einzelnen Messeinheiten
- bis zu 80 Kanäle je Controller können mit hohen Abtastraten erfasst werden
- vollständig autonomer Betrieb (Konfiguration und Messung ohne PC) möglich
- hohe Datensicherheit und einfache Bedienung

TMR-381

- mit einer Vielzahl an Sensoren einsetzbar
- klein und leicht

Unser Lieferprogramm:

- Dehnungsmessstreifen und Zubehör
- Messwertaufnehmer mit DMS-Messprinzip
 (Kraft, Weg, Erddruck, Porenwasserdruck etc.)
- entsprechende Datenerfassungsgeräte



preusser-messtechnik GmbH Im Schlosspark 11, 51429 Bergisch Gladbach Tel. (02204) 961215, Fax (02204) 961216 info@dms-technik.de, www.dms-technik.de

Die Geräteabbildungen zeigen mögliche Konfigurationsbeispiele

Faseroptische Sensoren zur kontinuierlichen Dehnungsmessung im Beton

Kerstin Speck¹, Fritz Vogdt², Manfred Curbach³, Yuri Petryna⁴

Kurzfassung. Die Ermittlung lastinduzierter, anisotroper Schädigungen unter verschiedenen mehraxialen Spannungszuständen bedingt die Dehnungsmessung im Inneren kleinformatiger Probekörper. Die Wahl fiel auf quasi-kontinuierlich messende faseroptische Sensoren ohne werksseitige Schutzummantelung. Dieser Beitrag erläutert das Messprinzip und zeigt, welche Messkonfigurationen bestehend aus Messsystem, Sensorfaser und Coatingmaterial für diese Aufgabe geeignet sind und mit welchen Hilfskonstruktionen die Positionierung der Messsensoren im Probekörper gelingt, um besonders auch im Bereich kleiner Dehnungen exakte Messwerte zu erhalten, die mindestens die gleiche Genauigkeit wie die etablierten Messsysteme Dehnmessstreifen und Photogrammetrie aufweisen. Dafür werden einaxiale Druck- und Zugversuche an Mörtelprismen ausgewertet und ein geeignetes Messkonzept für kommende mehraxiale Versuche entwickelt.

Vorab: Der vorliegende Beitrag ist ein Zweitabdruck von [1], mit freundlicher Genehmigung des Verlags Ernst & Sohn.

1 Motivation

Kann Beton nach seiner Herstellung noch als nahezu isotrop betrachtet werden, so führen ab einem bestimmten Lastniveau (Mikro-)Risse im Betongefüge zu einer Anisotropie, da sich die Rissufer entsprechend dem vorherrschenden Spannungszustand orientieren. Qualitativ ist diese Anisotropie allgemein bekannt, siehe z. B. [1]–[5], quantitative Aussagen über Steifigkeiten und Festigkeiten liegen jedoch kaum vor. Für eine realistische Modellierung des Betonverhaltens, wie sie an der TU Berlin mittels einer verzerrungs- und energiebasierten Formulierung des Werkstoffgesetzes angestrebt wird und bei der Evolutionsgleichungen und Versagensflächen überwiegend auf messtechnisch nachvollziehbaren Parametern basieren, ist die Kenntnis dieser richtungsabhängigen Eigenschaften erforderlich.

¹ Dr.-Ing., Institut für Massivbau, Technische Universität Dresden

² Dr.-Ing., Fachgebiet Statik und Dynamik, Technische Universität Berlin

³ Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h., Institut für Massivbau, Technische Universität Dresden

⁴ Prof. Dr.-Ing. habil., Fachgebiet Statik und Dynamik, Technische Universität Berlin

Zur Ermittlung der Parameter sind am Institut für Massivbau der TU Dresden Versuche geplant, die verschiedene Be- und Entlastungspfade im dreiaxialen Spannungsraum abbilden. Nach einer Vorschädigung werden bleibende Verformungen, die Steifigkeiten in allen Raumrichtungen und Festigkeiten unter ausgewählten Spannungsverhältnissen messtechnisch ermittelt. So werden u. a. bei einem einaxialen Druckversuch neben der Entlastungssteifigkeit und der plastischen Verformung in Belastungsrichtung anschließend auch die Steifigkeit und die Zugfestigkeit in Querrichtung bestimmt – um ein einfaches Beispiel zu nennen.

In dem gemeinsamen DFG-Forschungsvorhaben *"Experimentell gestützte Modellierung von Versagensmechanismen hochfester Betone unter multiaxialer Beanspruchung* (MaBet)" sollen die Modellparameter experimentell beschrieben und die Modellansätze erweitert bzw. verbessert werden. Essentiell für den Erfolg des Vorhabens ist deshalb eine exakte Dehnungsmessung auch im Bereich sehr geringer Dehnungen. Die Seitenflächen der Probewürfel werden aber gleichzeitig oder nacheinander durch Lasteinleitungsmittel belastet und stehen somit nicht für die Applikation von Messtechnik zur Verfügung. Die Wahl fiel daher auf faseroptische Sensoren (FOS), die die Dehnung quasi kontinuierlich entlang ihre Achse messen. Aus den verfügbaren Messsystemen, siehe auch [6]–[8], fiel die Wahl auf Messfasern, welche lediglich mit einem Coating bedampft werden und nicht durch zusätzliche Schutzschichten ummantelt sind und die mittels eines Trägergerüsts im Beton positioniert werden. Damit sollten den beengten Platzverhältnissen in den maximal 10 cm großen Probekörpern Rechnung getragen und die Beeinflussung der Materialeigenschaften des untersuchten Betons minimiert werden.

2 Faseroptisches Messverfahren

Das angewendete Messverfahren basiert auf der Analyse der Rayleigh-Rückstreuungen mithilfe der kohärenten Frequenzbereichsreflektometrie (engl. *Coherent Optical Frequency Domain Reflectometry*, c-OFDR) [9].

Die Rayleigh-Rückstreuung wird durch einen elastischen Rückstreuprozess verursacht, bei dem es zu keinem Energieaustausch zwischen dem einfallenden Licht und dem Fasermedium kommt. Die Wellenlänge λ des einfallenden Lichts bleibt bei dieser Art der Rückstreuung unverändert [9]. Zwei weitere wichtige Rückstreukomponenten sind die Raman- und die Brillouin-Rückstreuung. Im Gegensatz zur Rayleigh-Rückstreuung werden sie durch inelastische Rückstreuprozesse verursacht, bei denen Energie zwischen dem einfallenden Licht und dem Fasermaterial ausgetauscht wird. In beiden Fällen kommt es zu Wellenlängenveränderungen zwischen einfallendem und zurückgestreutem Licht. Messprinzipien, die auf der Raman- oder der Brillouin-Rückstreuung basieren, werden im Rahmen dieses Beitrages nicht behandelt. Für Erläuterungen dieser Verfahren wird auf [8] verwiesen.

Die folgenden Ausführungen zu der c-OFDR sowie die verwendeten Formeln und Symbole gehen aus der Darstellung in Bild 1 hervor. In der c-OFDR wird an der Lichtquelle die Wellenlänge λ eines Laserstrahls linear mit der Zeit variiert:




Das entsendete Licht wird auf zwei Lichtwellenleiter aufgeteilt, deren Anordnung einem Mach-Zehnder-Interferometer entspricht (Bild 1). Ein Teil des Lichts wird durch den sogenannten Referenzpfad geleitet, der andere Teil in die Sensorfaser. Die regellose Struktur des amorphen Fasermaterials Silikatglas und Einschlüsse von Verunreinigungen führen dazu, dass an Fasersegmenten k entlang der gesamten Länge der Sensorfaser Licht unterschiedlich stark gebrochen und zurückgestreut wird, die oben genannte Rayleigh-Rückstreuung. Die örtliche Auflösung und die Anzahl der Fasersegmente k hängen von

Bild 1 c-OFDR am Mach-Zehnder-Interferometer

dem Wellenlängenbereich und der Wellenlängenänderungsrate der Lichtquelle sowie der Datenerfassungsrate des Detektors ab.

Das Licht aus dem Referenzpfad wird mit dem zurückgestreuten Licht aus der gesamten Messfaser interferiert. Die zurückgelegten Strecken durch den Referenzpfad bzw. zu den einzelnen Fasersegmenten k und zurück unterscheiden sich. Entsprechend unterscheiden sich die Reisedauern τ_{ref} des Lichts durch den Referenzpfad von den Reisedauern τ_k des Lichts durch den Pfad über die Fasersegmente k (vgl. Bild 1). Daher werden am Detektor zum Zeitpunkt t_d Lichtsignale überlagert, die zu unterscheidlichen Zeitpunkten

$$t_{ref} = t_d - \tau_{ref}$$
 bzw. $t_k = t_d - \tau_k$

an der Lichtquelle entsendet wurden. Durch die Variation der Wellenlängen λ an der Lichtquelle enthält das Summensignal unterschiedliche Wellenlängen

$$\lambda_{ref}(t_d) = \lambda(t_d - \tau_{ref})$$
 bzw. $\lambda_k(t_d) = \lambda(t_d - \tau_k)$.

Am Detektor wird ein periodisches Signal aufgezeichnet, das durch eine Fourier-Transformation in seine Wellenlängenanteile λ_{ref} aus dem Referenzpfad und λ_k aus der Sensorfaser zerlegt wird. Die Differenzen der Wellenlängen $\overline{\lambda}_k = \lambda_k - \lambda_{ref}$

sind proportional zu den Reflexionsorten x_k der jeweils zurückstreuenden Fasersegmente. Die dazugehörigen Amplituden I($\bar{\lambda}_k$) geben die Intensität der jeweiligen Rückstreuungen an.

Der Intensitätsverlauf I($\overline{\lambda}_k$) des gewonnenen Spektrums der Rayleigh-Rückstreuungen ist für eine Sensorfaser bei gleichen äußeren Einwirkungen einzigartig und unveränderlich. Vor einer Messung wird für einen bekannten Verzerrungszustand des Probekörpers ein Referenzsignal I_{ref}($\overline{\lambda}_k$) erzeugt. Er wird in [10] 'charakteristischer Fingerabdruck' der Sensorfaser genannt.

Dehnungsänderungen durch Temperatur oder mechanische Einwirkung führen zu einem räumlich gestreckten Verlauf dieses Fingerabdrucks, dem Messsignal I_{meas} ($\bar{\lambda}_k$). Nach [11] werden Referenz- und Messsignal in einzelne Auswertefenster j zerlegt. Praktisch können diese als Dehnmessstreifen einer vorgegebenen Länge aufgefasst werden, die eine Anzahl von Fasersegmenten k enthalten. Durch eine Kreuzkorrelation der Signale I_{ref}($\bar{\lambda}_k$) und I_{meas}($\bar{\lambda}_k$) in sich entsprechenden Auswertefenstern werden die lokalen Wellenlängenverschiebungen $\Delta\lambda_j$ zwischen Referenz- und Messzustand bestimmt. Sie sind nach [12] proportional zu den lokalen Änderungen der Temperatur bzw. des Verzerrungszustandes der Sensorfaser.

Mit zunehmender Länge der Auswertefenster verbessert sich das Signal-Rausch-Verhältnis der Kreuzkorrelation, die räumliche Auflösung der Verzerrungsmessungen entlang der Faser hingegen sinkt. In der vorhandenen Ausstattungsvariante des Gerätes ODiSI-B der Firma LUNA Inc. [13] lassen sich zwei Konfigurationen wählen, die in Tabelle 1 aufgeführt sind.

Konfiguration	High resolution	Extended length
Messlänge	10 m	20 m
Abstand der Messstellen	0,64 mm	2,56 mm
Länge der Auswertefenster	1,28 mm	5,12 mm
Geschätzte Messempfindlichkeit	25 µm/m bzw. 2,5 °C	1 µm/m bzw. 0,1 °C

Tabelle 1 Wählbare Konfigurationen der quasi kontinuierlichen Verzerrungsmessung

Für die Rayleigh-c-OFDR können ausschließlich übliche *Single-Mode*-Fasern, wie z. B. die *Corning SMF-28e*, eingesetzt werden. Laut [14] ergibt sich dadurch gegenüber Faser-Bragg-Gitter-Sensoren ein deutlicher Kostenvorteil. Nach [10] beträgt die maximal mögliche Dehnung einer solchen Standardfaser ca. 30.000 μ m/m, d. h. 30 ‰. Damit werden alle möglichen Deformationszustände im Beton mit dieser Messfaser gut messbar. Inwieweit lokale Dehnungsspitzen in Makrorissen einen Faserbruch verursachen, muss jeweils neu untersucht werden.

3 Einsatz der faseroptischen Sensoren in kleinformatigen Probekörpern

Die Einsatzmöglichkeiten von FOS im Bauwesen reichen vom Monitoring von Brücken mit über 100 m Messlänge [6], [7] bis hin zur Verformungsmessung an Probekörpern im Labormaßstab [8]. Je nach Einsatzgebiet variieren die Messstellenabstände von wenigen Millimetern bis hin zu mehreren Zentimetern und die Auswahl der geeigneten Messfaser wird bestimmt durch die Robustheit bei frei bewitterten und einbetonierten Fasern oder durch die maximal mögliche Dehnung bei Messungen über Risse hinweg oder entlang von Bewehrungsstäben, die bis in den Fließbereich hinein belastet werden.

In dem geplanten Forschungsvorhaben liegt das Augenmerk auf einer hohen Messempfindlichkeit im Bereich kleiner Dehnungen, um z. B. die plastischen Dehnungen nach Entlastung eines Betonwürfels sicher bestimmen zu können. Rein aus den geometrischen Randbedingungen im Probekörper resultiert die Forderung nach möglichst kleinen Umlenkradien. Außerdem soll das Betongefüge möglichst wenig gestört werden, um dessen Verformungs- und Festigkeitsverhalten nicht zu beeinflussen, weshalb die Wahl auf Messfasern ohne zusätzliche Ummantelungen fiel. Gleichzeitig muss die Messfaser während des Betonierens in ihrer Lage fixiert und vor mechanischer Beschädigung geschützt werden. Deshalb werden die Fasern mit Hilfe von Messing-U-Profilen im Beton positioniert, wie sie in ähnlicher Weise bei Messungen mit Faser-Bragg-Gitter-Sensoren verwendet wurden [15]. Die Profile weisen Kantenlängen von 1 mm auf (Bild 2) und besitzen ähnliche Steifigkeiten wie der untersuchte hochfeste Beton.



Bild 2 Einbettung der Messfaser in den Beton

Zur Findung einer geeigneten Messkonfiguration wurden Vorversuche an Mörtelprismen durchgeführt. Diese wurden im einaxialen Druck- und Zugversuch zunächst be- und entlastet und anschließend die Last bis zum Bruch gesteigert. Die Eignung der FOS wurde dabei im Vergleich zu etablierten Messverfahren bewertet.

Bild 3 zeigt die Lage der Messstellen im und auf dem Probekörper. Das verwendete faseroptische Messsystem erlaubt nur die Auswertung einer Messfaser. Deshalb wird diese in drei Schlaufen durch den Probekörper geführt. Die betrachteten Messstellen sind untereinander und von der Bauteiloberfläche 10 mm entfernt. Sie sind parallel zur Belastungsrichtung entlang der Längsachse des Mörtelprismas ausgerichtet und werden im Folgenden mit FOS 1 bis 3 bezeichnet. Im selben Abstand zur Bauteiloberseite, aber auf den Seitenflächen, werden zwei Dehnmessstreifen (DMS 1 und 2) appliziert. Die Auswertung der photogrammetrischen Messungen auf der Bauteiloberfläche erfolgt entlang der Messstellen PG 1 bis 3, welche sich genau über den faseroptischen Sensoren befinden.



Bild 3 Dehnungsmessung am Mörtelprisma mittels faseroptischer Sensoren, Dehnmessstreifen und Photogrammetrie; links: Probekörper mit applizierter Messtechnik, rechts: schematische Lage der Messstellen

Ergebnis der faseroptischen Messung sind örtlich über die Messpunkte entlang der Faser und zeitlich in Abhängigkeit von der Abtastrate aufgelöste Dehnungswerte. Bild 4 links zeigt exemplarisch für einen Zugversuch mit Acrylat-Fasern zu einem bestimmten Zeitpunkt die Dehnungen entlang der Faserachse. Deutlich zu erkennen sind die drei Messstellen im Probekörper und dazwischen die unbelasteten Schlaufen außerhalb. Im Bild 4 rechts sind beispielhaft die Dehnungen einer Messstelle einer Polyimid-Faser für verschiedene Zeitpunkte und damit unterschiedliche Zugspannungen dargestellt. Für die Gegenüberstellung der Messsysteme werden die Dehnungen der faseroptischen Sensoren und aus der Photogrammetrie über die Länge der Messstelle gemittelt, wie es analog bei der DMS-Messung impliziert ist.



Variiert wurden bei der faseroptischen Messung das Coatingmaterial, der Klebstoff, der Umlenkradius und die Länge der internen Auswertefenster. Außerdem wurde untersucht,

ob im Bereich der Messstelle auf den Klebstoff oder komplett auf das Trägerprofil verzichtet werden kann.

4 Einfluss der untersuchten Messkonfigurationen

4.1 Einfluss des Coatingmaterials und des Umlenkradius

Zum Einsatz kamen zwei verschiedene Coatings, zum einen eine sehr preisgünstige Faser mit einem Coating aus Acrylat, wie sie bei der Datenübertragung mittels Glasfasern zum Einsatz kommt, und zum anderen eine spezielle Messfaser mit Polyimid-Coating. Neben dem preislichen Vorteil überzeugt die Acrylat-Faser auch bei der Verarbeitbarkeit, da sie einfacher zu verformen und leichter am Trägergerüst zu befestigen ist. Demgegenüber versteift das Polyimid die Messfaser, ermöglicht dabei aber auch die verlustfreie Weiterleitung des Lichts um engere Umlenkradien und die bessere Übertragung von Verformungen aus dem Beton in die Faser. Im Bild 5 rechts erkennt man bei der Variante mit im Messbereich freiliegenden Fasern im mittleren Bildausschnitt das "goldene" Polyimid-Coating und im rechten Bildausschnitt das farblose und damit optisch nicht vom Glas unterscheidbare Acrylat-Coating.



Bild 5 Trägergerüst aus Messing-U-Profilen zur Positionierung der Messfasern; links: Trägergerüst entlang der Messstelle, Mitte und rechts: Messbereich ohne Trägerprofil – Mitte: Polyimid-Coating, rechts: Acrylat-Coating

Die gemessenen Dehnungen entlang einer Messstelle sind im Bild 6 für einen Druckversuch dargestellt. Während die Polyimid-Faser im linken Bild ein eindeutiges Plateau entlang der Messstelle zeigt, werden die Dehnungen durch das relativ schubweiche Acrylat nicht zuverlässig in die Glasfaser übertragen, siehe rechts in Bild 6. An die eigentliche Messstelle schließt sich die Krümmung des Trägerprofils an und danach verläuft die Faser für rund 2 cm in Richtung der Querdehnung. Auch diese kann bei der Polyimid-Faser eindeutig erkannt werden, wird aber bei der Acrylat-Faser verschmiert.

Den Vergleich der über den Messbereich gemittelten Dehnungen aller Messsysteme über die Dauer einer Belastungsrampe aufgetragen zeigt Bild 7. Bei der Mittelung der FOS-Dehnungen wurde bei der Festlegung der Länge der Messstelle nicht der maximale gerade Bereich zwischen den Umlenkstellen verwendet, sondern ein Abstand von 5 mm angesetzt,



Bild 6 Dehnungsverteilung entlang einer Messstelle für ausgewählte Laststufen; links: Polyimid-Coating, rechts: Acrylat-Coating

da die Umlenkung bei einigen Konfigurationen die Ergebnisse zu beeinflussen scheint. Die Messwerte der Polyimid-Faser im linken Bild liegen im oberen Streubereich der Werte der Photogrammetrie (blaue Linien) und der DMS (grüne Linien). Klar erkennbar ist auch die leicht außermittige Belastung des Probekörpers. So erfährt die Probekörperseite mit den Messstellen DMS 1, FOS 1 und PG 1 eine etwas geringere Stauchung als die gegenüberliegende Seite mit den Messstellen DMS 2, FOS 3 und PG 3.

Die Dehnungen der Acrylat-Fasern im rechten Bild erreichen dagegen nicht das Niveau der andern Messstellen, selbst dann nicht, wenn man den nicht berücksichtigten "Störbereich"



Bild 7 Vergleich der etablierten Messsysteme über die Dauer einer Belastungsrampe mit den faseroptischen Sensoren mit (links) Polyimid-Coating und Acrylat-Coating (rechts)

auf 25 mm ausdehnt. Außerdem würde, wenn man dieses Vorgehen auf den 10er Würfel für die geplanten mehraxialen Versuche überträgt, der verbleibende Messbereich gegen Null gehen. Die Auswertung der Acrylat-Faser beschränkt sich auf die Messstelle FOS 2, da es teilweise zu Faserbrüchen an den Stellen kam, an denen die Faser aus dem Messingprofil geführt wurde. Für die Hauptversuche wird die Faser deshalb mit einer Schutzhülle versehen. Diese beginnt ca. 5 mm bevor die Faser das Trägerprofil verlässt.

Für die Polyimid-Faser empfiehlt der Hersteller einen minimalen Umlenkradius von 10 mm, für die Acrylat-Faser von 15 mm, was als Ausgangspunkt für die Untersuchungen angesetzt wurde. Vergrößert man für Vergleichszwecke den Umlenkradius bei der Polyimid-Faser auf 15 mm, zeigen sich keine Veränderungen in den Messwerten. Bei einer Verringerung des Radius auf 10 mm bei der Acrylat-Faser vergrößern sich die Abweichungen zu den anderen Messsystemen weiter. Die signifikant schlechteren Ergebnisse der Acrylat-Faser zeigten sich bei nahezu allen untersuchten Konfigurationen, weshalb die weiteren Betrachtungen an dieser Stelle nur für die Polyimid-Faser durchgeführt werden.

4.2 Einfluss von Klebstoff und Trägerprofil

Für die Untersuchungen wurden zwei verschiedene Klebstoffe verwendet: der Klebstoff CN, welcher für die Applikation von DMS auf Metall und Kunststoffe entwickelt wurde, sowie der Klebstoff X120, ein Spezialklebstoff für optische Fasern. Während der dünnflüssige und farblose CN (Bild 8 links) sich durch die Kapillarwirkung einfach und schnell blasenfrei in dem Trägerprofil verteilt und die Messfaser umschließt, weist der X120 eine sehr hohe Viskosität auf und ist für das Einkleben der Faser in die schmalen Profile ungeeignet (Bild 8, Mitte). Die Messergebnisse zeigen bei beiden Klebstoffen eine sehr gute Übereinstimmung mit den konventionellen Messverfahren. Deshalb konnte für die Polyimid-Faser auch keine weitere Verbesserung dadurch erzielt werden, dass ein direkterer Kontakt zum Beton hergestellt wurde, indem an der Messstelle auf den Klebstoff verzichtet oder die Faser direkt einbetoniert wurde (siehe auch Bild 5 rechts). Bei der Acrylat-Faser ist die direkte Lage im Beton allerdings die einzige Konfiguration, die befriedigende Ergebnisse lieferte. Es ist jedoch schwierig, die Faser während der Betonage in ihrer Position zu halten und sie nicht zu beschädigen.



Bild 8 Applikationsvarianten der faseroptischen Sensoren; links: DMS-Klebstoff CN, Mitte: Faserklebstoff X120, rechts oben: ohne Klebstoff, rechts unten: ohne Trägergerüst

4.3 Einfluss von Messstellenabstand bzw. Länge der Auswertefenster

Wie in Tabelle 1 vorgestellt, stehen zwei verschiedene Konfigurationen bezüglich der Länge des Auswertefensters zur Verfügung, welche mit unterschiedlichen Messpunktabständen, also der örtlichen Auflösung der Messstellen entlang der Faser, einhergehen. Bild 4 zeigt den Dehnungsverlauf bei 5,12 mm Auswertefensterlänge. Dieselbe Messstelle wird im Bild 9 mit 1,28 mm Auswertefensterlänge ausgewertet. Deutlich erkennbar ist, dass gerade im Bereich kleiner Dehnungen das Signal-zu-Rausch-Verhältnis sehr ungünstig ist. Die mittlere Dehnung über die Messstelle ist bei beiden Konfigurationen vergleichbar. Im Hinblick auf die geplanten Untersuchungen, bei denen die Dehnungen bis auf die materialbedingten Inhomogenitäten über mehrere Zentimeter Messlänge konstant sind, bringt die feinere örtliche Auflösung keinen Erkenntniszuwachs, sondern vergrößert lediglich die zu verarbeitende Datenmenge.



5 Zusammenfassung und Ausblick

Es kann festgestellt werden, dass sich faseroptische Sensoren für die Messung von Dehnungen in kleinformatigen Betonprobekörpern eignen. Die Ergebnisse sind nahezu identisch zu denen konventioneller Messverfahren, wie Bild 10 am Beispiel einer Spannungs-Dehnungs-Linie eines Druckversuchs zeigt.

Es sind gesicherte Messungen bis zum Versagen möglich, also bis in einen Bereich, in dem oberflächlich applizierte Messmittel durch Abplatzungen teilweise ausfallen können. Bei Messungen im Beton können die Fasern mit Polyimid-Coating und eine Auswertefenster-



länge von 5,12 mm empfohlen werden. Hinsichtlich der Probekörperherstellung hat sich ein Trägergerüst aus Messing-U-Profilen und die Verwendung des Klebstoffs CN bewährt.



Bild 11 Trägergestell mit faseroptischen Sensoren für Dehnungsmessung in Betonwürfeln mit 10 cm Kantenlänge

Aus diesen Erkenntnissen heraus wurde eine Messkonfiguration entwickelt (siehe Bild 11), wie sie bei zukünftigen Versuchen an Betonwürfeln in der Triaxial-Prüfmaschine des Otto-Mohr-Laboratoriums zum Einsatz kommen wird. Ein- und zweiaxiale Vorversuche zur Vorbereitung des Forschungsvorhabens haben gezeigt, dass die mit Dehnmessstreifen ermittelten Verzerrungszustände zur Ableitung der Modellparameter geeignet sind. Mit dem hier dargelegten Nachweis, dass mit faseroptischen Sensoren gleichwertige Dehnungsmessungen möglich sind, kann der Untersuchungsbereich auf dreiaxiale oder andere beliebige Beanspruchungsszenarien erweitert werden.

Danksagung

Unser besonderer Dank gilt der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG), ohne deren finanzielle Zuwendung die Umsetzung dieses Forschungsvorhabens nicht möglich wäre.

Literatur

- Speck, K.; Vogdt, F.; Curbach, M.; Petryna, Y.: Faseroptische Sensoren zur kontinuierlichen Dehnungsmessung im Beton. Beton- und Stahlbetonbau 114 (2019) 3 – DOI: 10.1002/best.201800105
- [2] Hampel, T.; Speck, K.; Scheerer, S.; Ritter, R.; Curbach, M.: High Performance Concrete under Biaxial and Triaxial Loads. ASCE Journal of Engineering Mechanics 135 (2009) 11, S. 1274–1280 – DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9399(2009)135:11(1274)
- [3] Curbach, M.; Speck, K.: Strength under multiaxial states of stress. In: fib (Hrsg.): Bulletin 70. Code-type models for structural behaviour of concrete: Background of the constitutive relations and material models in the fib Model Code for Concrete Structures 2010, State-of-art report, Lausanne: fib, 2013, S. 21–29
- [4] Speck, K.; Curbach, M.: Versuchstechnische Ermittlung und mathematische Beschreibung der mehraxialen Festigkeit von ultra-hochfestem Beton (UHPC) | Experimental Determination and Mathematical Description of the Multiaxial Strength of Ultra-High Performance Concrete. In: Schmidt, M.; Fehling, E.; Fröhlich, S.; Thiemicke, J. (Hrsg.):

Nachhaltiges Bauen mit Ultrahochfestem Beton – Ergebnisse des Schwerpunktprogrammes 1182, gefördert durch die Deutsche Forschungsgemeinschaft (DFG), erschienen in: Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Heft 22, Kassel: kassel university press, 2014, S. 365–392 – urn:nbn:de:0002-34816

[5] Speck, K.: Beton unter mehraxialer Beanspruchung · Ein Materialgesetz für Hochleistungsbetone unter Kurzzeitbelastung. Diss., TU Dresden, 2008 –

URL: http://nbn-resolving.de/urn:nbn:de:bsz:14-ds-1216628091575-43714
[6] Schmidt-Thrö, G.; Scheufler, W.; Fischer, O.: Kontinuierliche faseroptische Dehnungsmessung im Stahlbetonbau. Beton- und Stahlbetonbau 111 (2016) 8, S. 496–504 – DOI: 10.1002/best.201600026

- [7] Fischer, O.; Gehrlein, S.: Weggesteuerte In-situ-Querkraftversuche (bis in den Nachbruchbereich) und innovative Messtechnik an einer 60 Jahre alten 7-feldrigen Spannbetonbrücke. Publiziert im hier vorliegenden Band
- [8] Fischer, O.; Thoma, S.; Crepaz, S.: Quasi-kontinuierliche faseroptische Dehnungsmessung zur Rissdetektion in Betonkonstruktionen. Beton- und Stahlbetonbau 114 (2019) 3 – DOI: 10.1002/best.201800089
- [9] Hartog, A. H.: Historical Development of DOFS. In: Hartog, A. H. (Hrsg.): An Introduction to Distributed Optical Fibre Sensors, Boca Raton: CRC Press, 2017, S. 9–16
- [10] Samiec, D.: Verteilte faseroptische Temperatur- und Dehnungsmessung mit sehr hoher Ortsauflösung. Photonik 6 (2011), S. 34–37
- [11] Froggatt, M.; Moore, J.: High-spatial-resolution distributed strain measurement in optical fiber with Rayleigh scatter. Applied Optics 37 (1998) 10, S. 1735–1740 – DOI: 10.1364/AO.37.001735
- [12] Kreger, S. T.; Gifford, D. K.; Froggatt, M. E.; Soller, B. J.; Wolfe, M. S.: High Resolution Distributed Strain or Temperature Measurements in Single- and Multi-Mode Fiber Using Swept-Wavelength Interferometry. In: Optical Society of America (Hrsg.): Proc. of Symp. Optical Fiber Sensors 2006, 23.–27.10.2006 in Cancun (Mexico), 2006, paper ThE42., 4 S.
- [13] LUNA Inc.; LUNA Technologies (Hrsg.): ODISI-B Optical Distributed Sensor Interrogator Users Guide. Rev. 4.0. Blacksburg, VA 24060: LUNA Technologies, 2013
- [14] Künzel, A.: Parameteridentifikation auf Basis faseroptisch gemessener quasi-kontinuierlicher Dehnungssignale. Diss., TU Berlin, 2016
- [15] Ritter, R.; Curbach, M.: Strain Measurement of Steel Fiber-Reinforced Concrete under Multiaxial Loads with Fiber Bragg Grating. ACI Materials Journal 110 (2013) 1, S. 57–66

Bildnachweise

Bild 1

Bilder 2–4, 6, 7, 8 (oben Mitte und rechts), 9, 10 Bilder 5, Bild 8 (unten Mitte und links) Bild 8 (links oben, rechts unten) Bild 11 Fritz Vogdt Kerstin Speck Sven Hofmann Elena Fleckenstein Stefan Gröschel

Rissmonitoring zur Untersuchung der Ermüdungsfestigkeit an bestehenden Brückenbauwerken

Jens Heinrich¹, Reinhard Maurer²

Kurzfassung. Im Juni 2016 wurde an einer Spannbetonbrücke aus dem Baujahr 1961 ein Brückenmonitoring gestartet. Die Notwendigkeit der Durchführung eines Monitorings ergab sich aus den Ergebnissen einer Brückennachrechnung, in der keine ausreichende Ermüdungsfestigkeit gemäß DIN EN 1992-2 nachgewiesen werden konnte. Zudem wurden im Zuge einer Brückenprüfung Risse mit Rissbreiten von bis zu 0,5 mm in den kritischen Bereichen der Momentennullpunkte festgestellt, so dass sich hier der Brückenquerschnitt im ausgeprägten Zustand II befindet und die Stahleinlagen dadurch spürbar ermüdungswirksam beansprucht werden.

Dass sich ein Ermüdungsversagen von Spannbetonbauteilen oder -bauwerken üblicherweise nicht schlagartig einstellt, wurde anhand von umfangreichen Ermüdungsversuchen an der TU Dortmund gezeigt. Die Versuchsergebnisse belegen, dass sich das endgültige Versagen der Versuchsträger durch ein entsprechendes Anwachsen der Rissbreite ankündigt, sofern mehrere Spannglieder aus jeweils mehreren Drähten oder Litzen verwendet werden, da der Ermüdungsbruch i. d. R. drahtweise erfolgt. Durch den sukzessiven Ausfall von Einzeldrähten verringert sich die Restspannstahlfläche im Spannglied, wodurch bei gleichbleibender Beanspruchungshöhe die Stahlspannungen sowie die Rissbreiten im Laufe der Zeit zunehmen.

Diese Erkenntnis aus den Ermüdungsversuchen dient als Grundlage für das Rissmonitoring an dem bestehenden Brückenbauwerk. Durch eine ständige Überwachung der Rissbreiten soll eine sukzessive Rissbreitenzunahme frühzeitig erkannt werden, so dass entsprechende Sofortmaßnahmen zur Vermeidung kritischer Zustände eingeleitet werden können.

¹ Dipl.-Ing., TU Dortmund, Lehrstuhl Betonbau

² Univ.-Prof. Dr.-Ing., TU Dortmund, Lehrstuhl Betonbau

1 Einleitung

1.1 Problematik der Verkehrsentwicklung

In den vergangenen Jahrzehnten konnte ein signifikanter Anstieg des Straßenverkehrs in Deutschland verzeichnet werden, der sich nach aktuellen Verkehrsprognosen [1] auch in den nächsten Jahren fortsetzen wird. Zwischen den Jahren 2010 und 2030 wird ein Zuwachs des LKW-Verkehrs auf deutschen Straßen von ca. 40 % erwartet (s. Bild 1).





Bei der Bemessung von Straßenbrücken wird ein Zuwachs des Straßenverkehrs durch die Modifikation von entsprechenden Lastmodellen in den Bemessungsvorschriften berücksichtigt. Bild 2 zeigt die Entwicklung der Lastannahmen für die seit 1925 angesetzten Lastmodelle sowie die zulässigen Achslasten und Gesamtgewichte [2]. Es ist daher nicht verwunderlich, dass die Tragreserven von älteren Brückenbauwerken, die seinerzeit für Brückenklasse 60 gemäß DIN 1072 [3] bemessen wurden, für heutige oder zukünftige Verkehrsbeanspruchungen nach DIN EN 1991-2 [4] nicht mehr ausreichen. Im Zuge von



Bild 2 Entwicklung der Brückenklassen und der zulässigen Gesamtgewichte

Nachrechnungen gemäß der Nachrechnungsrichtlinie [5] werden bei älteren Bauwerken häufig Defizite hinsichtlich der Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Leistungsfähigkeit festgestellt. Nicht selten sind hiervon auch Defizite hinsichtlich der Ermüdungsfestigkeit betroffen.

1.2 Beschreibung des Referenzbauwerks

Ein Brückenbauwerk, welches nicht nur rechnerische Defizite, sondern auch schon erste Schädigungsanzeichen in Form ausgeprägter Rissbildung mit unzulässig breiten Rissen (w = 0,5 mm) aufweist, ist das Überführungsbauwerk der Wittener Straße über die L705 (Sheffield-Ring) in Bochum.

Bei dem Bauwerk handelt es sich um eine dreifeldrige Spannbetonbrücke aus dem Jahre 1961. Die beiden Brückenüberbauten bestehen jeweils aus zwei Hohlkasten-Balkenträgern und haben Stützweiten von 17,50 bis 30,00 m und 16,00 m. Das Bauwerk wurde seinerzeit für die Brückenklasse 60 nach [3] bemessen. Die Berücksichtigung der Zwangsbeanspruchungen aus Temperatur (ΔT_M) war seinerzeit noch nicht vorgeschrieben.

Im Jahr 2015 wurden während einer Brückenprüfung in den Hauptträgern im Bereich der Momentennulldurchgänge Risse mit Rissbreiten von bis zu 0,5 mm festgestellt. Bild 3 zeigt die Unterbrechungen und Zwischenverankerungen der Spannglieder in dem Bereich, in dem die Rissbildung stattgefunden hat. Es ist zu erkennen, dass die Spannglieder in den Stütz- und Feldbereichen nicht durchlaufen, sondern verankert sind und sich dabei nicht übergreifen. Hierdurch entsteht ein Spannungszustand in den Hauptträgern, der sich rissfördernd im Zwischenbereich auswirkt.



Bild 3 Brückenansicht und Teillängsschnitt im Bereich der Momentennullpunkte

Des Weiteren wurde das Brückenbauwerk gemäß Nachrechnungsrichtlinie [5] untersucht. Als Ergebnis der Nachrechnung konnte festgestellt werden, dass unter Berücksichtigung von entsprechenden Temperatureinwirkungen der Dekompressionsnachweis im Bereich der Momentennulldurchgänge nicht erbracht werden kann. Für den Ermüdungsfestigkeitsnachweis nach DIN EN 1992-2 [4] entstehen hieraus rechnerische Spannungsschwingbreiten im Spannstahl, die deutlich ermüdungswirksam sind. Daher wurde gemäß Stufe 2 der Nachrechnungsrichtlinie die verbleibende Resttragfähigkeit des Bauwerks abgeschätzt. Hierzu wurde die direkte Schädigung D mit dem Ermüdungslastmodell 4 ermittelt. Die Berechnung ergab eine theoretische Restnutzungsdauer des Bauwerks bis 2019.

Aufgrund der ausgeprägten Rissbildung mit sehr großen Rissbreiten, der rechnerischen Defizite und der geringen rechnerischen Restnutzungsdauer wurde von Seiten des Bauherrn ein kurzfristiger Ersatzneubau der Brücke terminiert und die Verkehrsnutzung auf der Brücke auf 30 t beschränkt. Zur Absicherung der Verkehrsnutzung auf und unterhalb der Brücke bis zum Abbruch wurde vom Bauherrn zusätzlich die Durchführung eines Rissmonitorings beschlossen, mit dessen Hilfe ein potenzieller Spannstahlausfall infolge Ermüdung frühzeitig erkannt werden soll. Die Grundlage hierfür bilden die Versuchsergebnisse der Ermüdungsversuche an der TU Dortmund.

1.3 Versuchsergebnisse an der TU Dortmund



Bild 4 Versuchsstand für die Ermüdungsversuche an der TU Dortmund

Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten von Materialien oder Bauteilen können i. d. R. ausschließlich experimentell erfolgen. In der Fachliteratur sind bereits eine Vielzahl von experimentellen Untersuchungen zur Ermüdungsfestigkeit von Spannbetonbauteilen mit Spanngliedern im nachträglichen Verbund dokumentiert worden. Beispiele für Forschungsergebnisse sind [6]-[8] zu entnehmen. Aufgrund der sehr langen Versuchslaufzeiten sind diese bei allen bisher dokumentierten Tests i. d. R. auf maximal 20 Millionen Lastwechsel begrenzt. Durch die stetig steigende Verkehrsbelastung kann eine Straßenbrücke mit entsprechend hoher Verkehrsbelastung jedoch während ihrer gesamten Lebensdauer bereits Lastwechselzahlen von mehr als 100 Millionen erfahren.

Daher wurde an der TU Dortmund eine Reihe von Ermüdungsversuchen durchgeführt (Bild 4), die erste Versuchsergebnisse bei sehr geringen Spannungsschwingbreiten und demnach sehr großen Lastwechselzahlen liefern sollten.

Bei den Versuchsträgern handelte es sich um Spannbetonbalken mit nachträglicher Vorspannung. Das Spannglied bestand aus fünf 3/8"-Litzen und wurde in ein gekrümmt geführtes Stahlhüllrohr eingebaut. Die Versuchsdurchführung sowie die Ergebnisse dieser Versuchsreihe sind in [6], [7], [9] detailliert dokumentiert. Aus den Versuchsergebnissen können zwei wichtige Erkenntnisse gewonnen werden:

- 1. Die Versuchsergebnisse bei Versuchen mit geringen Spannungsschwingbreiten im Spannstahl $\Delta \sigma_p \leq 100 \text{ N/mm}^2$ liegen unterhalb der Wöhlerkurve gemäß DIN EN 1992-2 [4] bzw. DIN EN 1992-2/NA [10]. Eine echte Dauerfestigkeit konnte selbst bei einer Spannungsschwingbreite von 50 N/mm² nicht festgestellt werden (s. Bild 5).
- 2. Die Versuchsergebnisse zeigen, dass sich das endgültige Versagen des Versuchsträgers durch ein entsprechendes Anwachsen der Rissbreite ankündigt, da das Spannglied aus mehreren Litzen besteht und die Ermüdungsbrüche i. d. R. drahtweise erfolgen. Die Intensität der Rissbreitenzunahme infolge eines einzelnen Drahtbruches nimmt mit steigender Anzahl der Drahtbrüche zu. Bis zu einer bestimmten Anzahl von Brüchen (Versagenspunkt 1 in Bild 6) kann ein stabiles Rissbreitenwachstum beobachtet werden. Danach ist eine deutlich progressive und instabile Rissentwicklung festzustellen. Die Intensität der Rissbreitenzunahme verschärft sich ab einem zweiten Versagenspunkt 2 nochmals, wodurch ein Versagen des Bauteils in unmittelbarer Zeit angekündigt werden kann.



Dieses Ankündigungsverhalten durch Überwachung der Rissbreitenentwicklung dient als Grundlage für das Rissbreitenmonitoring an dem beschriebenen bestehenden Brückenbauwerk (Abschnitt 1.2.)

2 Beschreibung des Brückenmonitorings

2.1 Ziel des Brückenmonitorings

Die Durchführung des Monitorings an dem Brückenbauwerk wurde beschlossen, um die frühzeitige Erkennung eines kritischen Spannstahlausfalls infolge Ermüdung feststellen und rechtzeitig Gegenmaßnahmen am Bauwerk einleiten zu können. Im Zuge der experimentellen Untersuchungen an der TU Dortmund wurde in [7] eine Berechnungsgleichung zur Abschätzung der Rissbreitenänderung infolge sukzessivem Spannstahlausfall über die Zeit t entwickelt, Gl. (1):

$$w(t) = \frac{\left(1 - k_t(t)\right) \cdot \left(\Delta\sigma_{\rho r}(t)\right)^2 \cdot A_{\rho}(t)}{0.72 \cdot \pi \cdot f_{ctm} \cdot E_{\rho} \cdot \sqrt{A_{\rho}(t)}}$$
(1)

Mit:

k _t (t)	Funktion zur Beschreibung des Völligkeitsbeiwerts zum Zeitpunkt t
$\Delta \sigma_{\rm pr}(t)$	Spannstahldifferenzspannung aus Oberlast der zyklischen Belastung $\sigma_{p,max}$
	und vorhandener Vorspannung $\sigma_{pm\infty}$ im Spannstahl zum Zeitpunkt t
A _p (t)	Querschnittsfläche des Spannstahls zum Zeitpunkt t
Ep	E-Modul des Spannstahls
f _{ctm}	Mittelwert der Betonzugfestigkeit
E _p f _{ctm}	E-Modul des Spannstahls Mittelwert der Betonzugfestigkeit

Diese Gleichung wurde auch zur Abschätzung der zu erwartenden Rissbreitenänderung an dem Brückenbauwerk angewendet. Die hierfür erforderlichen Kenndaten für die Betongüte (B 450), Spannstahlgüte (St 145/160) und -menge (A_p = 7680 mm²) sowie der Vorspanngrad ($\sigma_{pm0} = 0.55 \cdot \beta_z$) wurden aus den Bestandsunterlagen entnommen. Unter pauschaler Berücksichtigung von 15 % Kriech- und Schwindverlusten ergibt sich eine Vorspannung im Spannglied von:

$$\sigma_{nm0} = (1 - 0.15) \cdot 0.55 \cdot 1600 = 748 \text{ N/mm}^2$$
(2)

Da die tatsächlichen Stahlspannungen im Spannglied unter Last nicht bekannt sind, wurden diese so ermittelt, dass sich eine Ausgangsrissbreite von 0,2 mm ergibt. Diese ergab sich bei einer Stahlspannung von $\sigma_{p,max}$ = 825 N/mm². Diese Stahlspannung entspricht auch etwa der Stahlspannung im Spannstahl aus der Brückennachrechnung unter der häufigen Einwirkungskombination.

Die Ergebnisse der Rissbreitenabschätzung sind in Tabelle 1 zusammengefasst und in Bild 7 visualisiert. Hieraus geht hervor, dass die zu erwartende Rissbreitenzunahme infolge eines einzelnen Drahtbruchs gerade einmal 0,02 mm beträgt. Der Grund hierfür ist die große Anzahl von Spanngliedern und eine noch größere Anzahl an Spanndrähten im Bereich des Risses.

Draht brüch	:- ne i	A _{p,i}	$\Delta \sigma_{\text{pr,i}}$	Wi	W i - W ₀	
[-]	[%]	[mm²]	[N/mm²]	[mm]	[mm]	
0	0	7.680	77,0	0,20	-] ² / ₂ 1,0
1	0,4	7.650	80,2	0,22	0,02	site a
5	2,0	7.530	93,4	0,29	0,09	size and siz
10	3,9	7.380	110,5	0,41	0,21	
20	7,8	7.080	146,9	0,70	0,50	Anzahl Drahtbrüche
50	19,5	6.180	277,2	2,34	2,14	rung infolge Spannstahlausfalls

Tabelle 1 Zu erwartende Rissbreitenänderungen infolge Spannstahlausfalls

Mit:

A_{p,i}

verbleibende Spannstahlfläche bei i Drahtbrüchen

Δσ_{pr,i}Spannungsschwingbreite im verbleibenden Spannstahl bei i Drahtbrüchenwirechnerisch zu erwartende Rissbreite bei i Drahtbrüchen

w_{pi} - w₀ rechnerisch zu erwartende Rissbreitenzunahme bei i Drahtbrüchen

In den Versuchen an der TU Dortmund bestand ein Spannglied aus 35 Spanndrähten. Die Summe aller Spannstähle (Sigma oval) im Bereich des Risses am Bauwerk beträgt jedoch 256. Der Ausfall eines einzelnen Spannstahls hat somit einen verhältnismäßig geringen Einfluss auf die verbleibende Gesamtquerschnittsfläche des Spanngliedes. Erst bei Ausfallgraden zwischen 5 und 10 % der gesamten vorhandenen Spannstahlfläche sind Rissbreitenzuwächse von 0,2 bis 0,5 mm zu erwarten. Eine solche Rissbreitenzunahme kann durch eine entsprechende Messvorrichtung erfasst werden. Gleichzeitig droht bei diesen Ausfallgraden noch kein Totalversagen des Bauwerks, da zur Kompensation die Verkehrsbeschränkung angeordnet wurde.

2.2 Installation der Messtechnik

Da für das Monitoring eine ständige Überprüfung der Rissbreiten über einen Zeitraum von 2–3 Jahren vorgesehen war, wurden induktive Wegaufnehmer (IWA) zur Messung der Rissbreitenänderungen verwendet. Die IWA wurden seitlich an den Hauptträgern im Bereich der Risse angeordnet, so dass sie das Lichtraumprofil der überführten Straße nicht beeinträchtigten (Bild 8). Insgesamt wurden 16 Messstellen eingerichtet, so dass an jedem Hauptträger beidseitig je ein Wegaufnehmer angeordnet war.

Neben den Rissbreitenmessungen wurden zusätzliche Temperaturmessstellen zur Messung der Lufttemperatur eingerichtet. Eine Temperaturmessstelle befand sich seitlich auf der Brückenkappe und eine weitere unterhalb des Überbaus an einem Stützpfeiler.

89



Bild 8 Induktiver Wegaufnehmer an einer Messstelle am Bauwerk

Sämtliche Messdaten wurden auf einem Steuerrechner, der direkt am Bauwerk angebracht und mit Strom versorgt wurde, gespeichert und täglich per Mail versendet. Das Intervall zur Messwertabfassung wurde mit 0,5 Hz sehr gering gewählt, um einen möglichen Sprung der Rissbreite infolge eines schlagartigen Spannstahlausfalls identifizieren zu können. Die Messtechnik wurde Ende Mai 2016 am Bauwerk eingerichtet. Die Messung wurde am 1.6.2016 um 1:00 Uhr (Winterzeit) morgens gestartet.

2.3 Durchführung einer Probebelastung

Zur Abschätzung und Kalibrierung der gemessenen Rissbewegungen zu einer zugehörigen bekannten Verkehrsbelastung wurde am 5.6.2016 eine Probebelastung mit einem Mobilkran der örtlichen Feuerwehr als Belastungsfahrzeug (Bild 9) mit einem Gesamtgewicht von









Bild 10 Rissbreitenverlauf während der Probebelastung

48 t und einer Überfahrtgeschwindigkeit < 10 km/h durchgeführt. Während der Überfahrt wurde die Brücke für den übrigen Verkehr gesperrt.

Bild 10 zeigt die Rissbreitenverläufe an zwei ausgewählten Messstellen während der Probebelastung. Die beiden Messstellen befanden sich am gleichen Riss eines Hauptträgers. Die ersten vier Überfahrten erfolgten unmittelbar auf der Fahrspur über dem Hauptträger mit den Messstellen 1 und 2. Die nächsten drei Überfahrten erfolgten auf der Fahrspur neben dem betrachteten Hauptträger (vgl. Bild 11), so dass hier entsprechend kleinere Rissbreitenänderungen aufgezeichnet wurden.

Die Probebelastung zeigte, dass sich durch die Überfahrt im betrachteten Riss maximale Rissbewegungen von ca. 0,06 mm einstellen. Der Riss ist demnach nicht durch die Vorspannung überdrückt, so dass sich hier ermüdungswirksame Spannstahlspannungen einstellen können.



Bild 11 Fahrspuren für den Mobilkran während der Probebelastung und Lage der Messstellen

2.4 Festlegung der Alarmwerte

Auf Basis der rechnerischen Voruntersuchungen und der Messwerte aus der Probebelastung konnten nach einigen Monaten durchgeführter Messung zwei Alarmwerte festgelegt werden.

Der erste Alarmwert begrenzt das absolute Rissbreitenmaximum w_{max}. Dieser Grenzwert wurde für die einzelnen Risse am Überbau individuell definiert. Hierzu wurde zunächst für sämtliche Risse der maximale Messwert aus den ersten acht Wochen nach Start der Messung bestimmt. Beträgt dieser beispielsweise an einer Messstelle 0,5 mm, wurde der Alarmwert auf w_{max} \leq 0,7 mm festgesetzt. Somit kann noch eine zusätzliche Rissbreitenzunahme von 0,2 mm bis zum Auslösen des Grenzwertes erfolgen. Es konnte in Abschnitt 2.1 (Tabelle 1) gezeigt werden, dass eine solche Zunahme etwa einem Spannstahlausfall von ca. 5 % entspricht. Bei Rissen mit einer Ausgangsrissbreite von 0,3 mm wurde der Grenzwert dementsprechend auf 0,5 mm gesetzt.

Der zweite Alarmwert begrenzt die Rissbreitenzunahme von zwei aufeinanderfolgenden Messwerten Δw_{max} und soll somit einen sprunghaften Rissbreitenanstieg infolge schlagartigen Spannstahlausfalls begrenzen. Die Probebelastung zeigte bei einem 48-t-Fahrzeug Rissbreitenöffnungen von 0,06 mm. Da die Brücke für Fahrzeuge über 30 t gesperrt wurde, waren planmäßig keine größeren sprunghaften Rissbreitenöffnungen infolge Verkehrs zu erwarten. Mit einem zusätzlichen Aufschlag wurde daher der zweite Alarmwert zu $\Delta w_{max} \leq 0,1$ mm gesetzt.

Sobald diese Alarmwerte überschritten werden, wird eine entsprechende E-Mail an einen bestimmten Verteiler versendet. Der zweite Alarmwert (Δw_{max}) wurde bereits seit Beginn der Messungen einige Male überschritten. Als Ursache konnte hier in allen Fällen eine nicht autorisierte Überfahrt von Fahrzeugen mit einem Gesamtgewicht von mehr als 30 t festgestellt werden, da die Rissbreitenverläufe denen der Probebelastung ähnelten und sich die Rissbreiten vor und nach der Überfahrt auf gleichem Niveau einstellten. Im Falle eines plötzlichen Spannstahlausfalls würde sich indes eine bleibende Rissbreitenänderung einstellen.

2.5 Darstellung erster Messergebnisse

Aufgrund des kurzen Messintervalls von 0,5 Hz und der seit dem 1. Juni 2016 laufenden kontinuierlichen Messung hat sich bereits ein großer Datensatz angesammelt. Sofern keine Alarmgrenzen ausgelöst werden, erfolgt die Auswertung der Messdaten monatlich. Die Ergebnisse der Messungen werden anschließend in Form eines Beurteilungsberichts für den Auftraggeber dokumentiert.

Hierbei werden zunächst die Tagesdaten der einzelnen Messstellen auf Auffälligkeiten, wie z. B. ein schlagartiges Ansteigen der Rissbreite, untersucht. Bild 12 zeigt beispielhaft den Rissbreitenverlauf von zwei Messstellen am 26.5.2017. Hierbei handelt es sich um einen charakteristische Messwertkurve über den Tag während der Sommermonate. Die Rissbrei-

ten verlaufen nahezu sinusförmig und weisen eine signifikante Abhängigkeit zum Temperaturverlauf auf. Auffällig ist insbesondere die Rissbreitenzunahme der betrachteten Messstellen von ca. 0,2 mm innerhalb weniger Stunden. Diese Rissbreitenänderung ist allein auf Temperatureinflüsse zurückzuführen.



In den Rissbreitenverläufen sind zudem senkrechte Ausschläge zu erkennen. Diese resultieren aus Verkehrsüberfahrten aus fließendem Verkehr auf dem Bauwerk. Während der Nacht (zwischen 0:00 und 4:00 Uhr) sind daher keine nennenswerten Ausschläge aus Verkehr zu verzeichnen. Im Laufe des Tages nimmt die Intensität der Ausschläge auch mit der ansteigenden Lufttemperatur zu.

Neben den einzelnen Tagesverläufen wurde auch die Entwicklung der Rissbreiten über einen längeren Betrachtungszeitraum überwacht. Bei einem Messintervall von 0,5 Hz ergeben sich mit zunehmender Beobachtungszeit entsprechend große Datenmengen. Bild 13 und Bild 14 zeigen z. B. die Rissbreitenverläufe während der Jahre 2016 und 2017. Für diese Darstellungen wurde das Intervall zwischen den ausgewerteten Messwerten auf 5 Minuten erhöht.

Die Rissbreitenverläufe in den beiden Jahren zeigen deutlich, dass die Jahreszeit großen Einfluss auf die Rissbreitenänderung hat. In den Sommermonaten von April bis September sind die maximalen Rissbreiten sowie sehr große Rissbreitenschwankungen innerhalb einzelner Tage (vgl. Bild 12) festzustellen. In den Wintermonaten sind die Rissbreitenschwankungen und damit die ermüdungswirksamen Beanspruchungen dagegen deutlich geringer. Die gestrichelten Linien in den Bildern 13 und 14 stellen jeweils den Startwert der Rissbreitenaufzeichnung dar. Dieser wurde unmittelbar bei der Installation der Wegaufnehmer gemessen, dokumentiert und als Ausgangswert der Rissbreite am 1.6.2016 um 1:00 Uhr (Winterzeit) angesetzt.



Bild 14 Rissbreitenverläufe im Jahr 2017

3 Bewertung der Messergebnisse und Ausblick

Grundsätzlich ist zu erkennen, dass sich die Verläufe der gemessenen Rissbreiten aus dem Brückenmonitoring deutlich von den Verläufen aus den Ermüdungsversuchen unter Laborbedingungen unterscheiden. Sämtliche Versuche wurden unter nahezu gleichen klimatischen Bedingungen in der geschlossenen Experimentierhalle durchgeführt. Über die gesamte Versuchsdauer konnte eine zyklische Belastung mit gleichbleibenden Spannungsamplituden aufgebracht werden.

Bei einem tatsächlichen Brückenbauwerk sind jedoch weder die klimatischen Bedingungen noch die Beanspruchungsamplituden konstant. Wie an den Ergebnissen zu sehen ist, hat die Temperatur einen sehr großen Einfluss auf die Rissbreitenentwicklung. Daher kann es zu großen Rissbreitenänderungen innerhalb eines Tages von bis zu 0,20 mm insbesondere in den Sommermonaten kommen, die eine Identifizierung eines sukzessiven Spannstahlausfalls deutlich erschweren. Die realen Lastzyklen sind derzeit nicht messbar, so dass hierzu leider keine quantitativen Aussagen zu treffen sind. Die Überprüfung der Rissbreitenentwicklung erfolgt auf zwei Wegen: Zunächst werden die Rissbreitenverläufe eines einzelnen Tages auf einen bleibenden sprunghaften Anstieg überprüft, der für einen plötzlichen Spannstahlverlust infolge Ermüdung stehen könnte. Des Weiteren wird die Rissentwicklung gegenüber dem Ausgangswert (gestrichelte Linie) überprüft. Sollte allmählich ein Anstieg deutlich über den Ausgangswert festzustellen sein, kann dies ebenfalls ein Hinweis auf eine ermüdungsbedingte Schädigung im Spannstahl sein. Letztendlich sind zudem Alarmwerte definiert worden, die bei der Detektion dieser ersten Anzeichen unterstützen sollen.

Anhand der beiden dargestellten Messstellen ist diesbezüglich zu erkennen, dass z. B. zwischen Januar und Dezember 2017 keine nennenswerte Zunahme der Rissbreite festzustellen ist. Dies gilt bisher auch für die weiteren 14 Messstellen am Brückenbauwerk. Hierdurch konnten von Beginn des Monitorings bis zum jetzigen Zeitpunkt eine weitere Schädigung der Vorspannung infolge Ermüdung ausgeschlossen und die weitere Nutzung des Brückenbauwerks sichergestellt werden.

Das oben beschriebene Verfahren stellt einen ersten Schritt zur Überwachung eines Brückenbauwerks dar, welches neben einem rechnerischen Defizit bezüglich der Ermüdungstragfähigkeit bereits erste Schädigungserscheinungen in Form einer ausgeprägten Rissbildung mit unzulässigen Breiten von bis zu 0,5 mm zeigt. Zurzeit erfolgen in Zusammenarbeit mit dem Institut Statistik an der TU Dortmund Untersuchungen zur Entwicklung möglicher Prognoseverfahren zur Früherkennung eines beginnenden Spannstahlausfalls auf Basis der Versuchsergebnisse und der tatsächlichen Brückendaten. Hierbei steht u. a. auch die Automatisierung der Auswertung und Bewertung der Messdaten im Vordergrund, welche derzeit doch noch zu großen Teilen manuell erfolgen muss.

Zusätzlich laufen Untersuchungen zur Bestimmung des tatsächlichen Zustands des Bauwerks, insbesondere zum Schädigungsgrad der Spannglieder. Dies erfolgt auf Basis des gemessenen Rissverhaltens des Brückenbauwerks während der Probebelastung. Aufgrund der vielen Unwägbarkeiten und der großen Anzahl von Einflüssen auf die Rissbreite stellt dies jedoch eine schwierige Aufgabe dar. Hierbei wäre es von großem Vorteil, wenn die Spannglieder nach dem Abbruch auf eine bereits erfolgte Schädigung infolge Ermüdung untersucht werden könnten. Ob die Möglichkeit hierzu besteht, muss noch mit dem Auftraggeber abgestimmt werden.

Danksagung

Die wissenschaftliche Arbeit wurde durch die Deutsche Forschungsgemeinschaft (DFG) innerhalb des Sonderforschungsbereichs SFB 823 *Statistical modeling of nonlinear dynamic processes* [11] gefördert.

Literatur

- [1] Schubert, M.: Verkehrsverflechtungsprognose 2030. Forschungsbericht FE-Nr.: 96.0981/2011, Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur, 2014
- [2] Naumann, J.: Brückenertüchtigung jetzt Ein wichtiger Beitrag zur Sicherung der Mobilität auf Bundesfernstraßen. DBV-Heft 22 (2011)
- [3] DIN 1072:1967-11: Straßen- und Wegbrücken Lastannahmen.
- [4] DIN EN 1992-2:2010-12: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbetonund Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln; Deutsche Fassung EN 1992-2:2005 + AC:2008
- [5] Bundesministerium f
 ür Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS, Hrsg.): Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbr
 ücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie). Ausgabe 2011
- [6] Heinrich, J.: Ermüdungsverhalten von Spannbetonbauteilen Untersuchungen unter sehr hohen Lastwechselzahlen. In: Breit, W.; Kurz, W.; Pahn, M.; Sadegh-Azar, H.; Hofmann, J.; Schnell, J.; Thiele, C. (Hrsg.): Beiträge zur 5. DAfStb-Jahrestagung mit 58. Forschungskolloquium, 20./21.9.2017 in Kaiserslautern, Kaiserslautern: TU Kaiserslautern, 2017, S. 45–55
- [7] Heeke, G.: Untersuchungen zur Ermüdungsfestigkeit von Betonstahl und Spannstahl im Zeit- und Dauerhaftigkeitsbereich mit sehr hohen Lastwechselzahlen. Diss., TU Dortmund, 2016
- [8] Remitz, J.; Empelmann, M.: Dauerschwingfestigkeit von Spannstählen unter dynamischer Beanspruchung im eingebauten Zustand. Schlussbericht Nr. P02-16, 2015
- [9] Maurer, R.; Heeke, G.; Marzahn, G.: Ermüdungsfestigkeit der Spannstähle einer Autobahn von 1957 im einbetonierten Zustand. Bauingenieur 87 (2012) 5, S. 226–236
- [10] DIN EN 1992-2/NA:2013-04: Nationaler Anhang National festgelegte Parameter Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln.
- [11] Homepage SFB 823: https://www.statistik.tu-dortmund.de/sfb823.html (geprüft am 29.10.2018)

Bildnachweise

Jens Heinrich
Jens Heinrich nach [2]
aus [7]
Stefan Fehl

Überwachung von Brücken mit Gefährdung durch Spannungsrisskorrosion

Max Käding¹, Gregor Schacht², Guido Bolle³, Steffen Marx⁴

Kurzfassung. Die Anzahl von Brücken im Netz der Straßenbauverwaltungen und der DB AG, die mit spannungsrisskorrosionsgefährdetem Spannstahl hergestellt wurden, ist nach wie vor hoch. Zwar existieren Vorschriften, die eine rechnerische und materielle Beurteilung weitestgehend klar regeln, jedoch führen diese nicht immer zweifelsfrei zu einem (gewünschten) Ergebnis und der endgültigen Festlegung geeigneter Maßnahmen. Die messtechnische Dauerüberwachung spielt in diesem Zusammenhang bisher eine untergeordnete Rolle, obwohl die im Bauwerk ablaufenden Degradationsprozesse und deren Folgen hervorragend aufgelöst werden können und durch den kontinuierlichen Informationsgewinn jederzeit Aussagen zum Bauwerkszustand möglich sind. Der vorliegende Beitrag zeigt anhand von zwei Bauwerken, mit und ohne rechnerischem Ankündigungsverhalten, wie die Umsetzung eines Messsystems erfolgen kann und welche Möglichkeiten sich ergeben.

1 Einleitung

Seit den ersten Jahrzehnten des 20. Jahrhunderts wurden hochfeste Stähle für die Vorspannung von Betonbrücken eingesetzt. Die Erkenntnis, dass die hohen Zugfestigkeiten des Stahls notwendig sind, um die Vorspannung auch über das Kriechen und Schwinden des Betons hinaus wirksam aufrecht erhalten zu können, revolutionierte diese Bauweise und trug zum unverkennbaren Erfolg bei. Die rasante Entwicklung in der Anfangszeit war durch eine Vielzahl von Neuentwicklungen und Experimenten gekennzeichnet. Die unterschiedlichen Ansätze der Ingenieure sind bspw. deutlich in den verschiedenen Spannsystemen zu erkennen (Bild 1) [1].

Um den Anforderungen der Bauindustrie nach immer höherfesten Stählen gerecht zu werden, wurden die Stähle in ihren mechanischen Eigenschaften weiterentwickelt. Die Optimierung dieser gewünschten hohen Festigkeitseigenschaften wurde durch spezielle Vergütungs- und Legierungsprozesse erreicht und führte, damals noch nicht bekannt, zu

¹ Dipl.-Ing., Marx Krontal Partner, Hannover

² Dr.-Ing., Marx Krontal Partner, Hannover

³ Prof. Dr.-Ing., FB Bauingenieurwesen, Hochschule Wismar

⁴ Univ.-Prof. Dr.-Ing., Institut für Massivbau, Leibniz Universität Hannover



Bild 1 Baur-Leonhardt-Spannglied (links), DYWIDAG Einzelstabspannglied (rechts)

einer besonders hohen Empfindlichkeit dieser Spannstähle gegenüber Spannungsrisskorrosion (SpRK). Diese Empfindlichkeit betrifft nahezu alle Spannstähle der 1950er bis 1970er Jahre [2].

Das Auftreten von Drahtbrüchen wurde bereits früh bei der Herstellung von Spannbetonkonstruktionen beobachtet. Immer wieder kam es bei der Lagerung, beim Einbau, während der Standzeit vor dem Verpressen der Hüllrohre oder beim Spannen zu Drahtbrüchen. Diesen Problemen begegnete man relativ früh mit zusätzlichen Regelungen [3], jedoch wurden hierdurch nicht alle Folgeschäden zuverlässig abgedeckt. Insbesondere zwei Schadensfälle im Hochbau führten zu einer Intensivierung der Ursachenermittlung. Grund war, dass bei diesen Schadensfällen keine wesentlichen konstruktiven Mängel festgestellt werden konnten [4]. Demnach musste davon ausgegangen werden, dass der Korrosionsprozess auch bei verpressten Spanngliedern möglich ist.

Der vorliegende Beitrag analysiert und erläutert die Probleme und Grenzen der aktuellen Nachweiskonzepte, erläutert die vorhandenen Bausteine für die Beurteilung und ergänzt diese um alternative Lösungsansätze.

2 Aktuelle Konzepte für die Untersuchung und Bewertung

2.1 Bausteine für die Tragwerksbewertung

Die Beurteilung von Brückenbauwerken mit der potentiellen Gefährdung, infolge SpRK zu versagen, erfolgt heute für Straßenbrücken mit der Handlungsanweisung des BMVBS [5] und für Eisenbahnbrücken mit dem Nachrechnungskonzept [6] und der Arbeitsanweisung [7]. Darin wird das Vorgehen für die Beurteilung solcher gefährdeten Tragwerke festgelegt.

Für Bauherren kommt die Diagnose SpRK oft unverhofft, hat doch ihr Bauwerk i. d. R. keine äußerlich sichtbaren Schäden oder Hinweise auf Zustandsverschlechterungen. Trotzdem müssen sie schnell reagieren und geeignete Untersuchungen durchführen. Prinzipiell stehen dabei die in Bild 2 aufgeführten Bausteine zur Bewertung zur Verfügung.





2.2 Rechnerische Beurteilung

2.2.1 Nachweisziel

Die rechnerische Bewertung des Ankündigungsverhaltens ist ein zentraler Baustein der Bewertung SpRK-gefährdeter Brücken, denn die fehlende Möglichkeit der äußerlichen Detektion innerlich ablaufender Schädigungsprozesse ist das grundlegende Problem. Solange durch den sukzessiven Abbau der Vorspannung keine Risse im Beton auftreten, erscheint das Bauwerk äußerlich intakt.

Äußerlich sichtbare Rissbildung wird auch als 'Vorankündigung' bezeichnet, weil es dem Bauwerkseigentümer bzw. Betreiber so möglich ist, die Brücke beim Eintreten kritischer Zustände zu sperren. Kann ein Ankündigungsverhalten rechnerisch nicht nachgewiesen werden, ist nicht zwangsläufig mit einem sofortigen Kollaps des Bauwerks zu rechnen, jedoch ist beim Auftreten eines Risses nur noch eine geringe Resttragfähigkeit vorhanden. In diesem Fall sind sofortige Maßnahmen erforderlich, z. B. Verkehrslastreduktion, Änderung der Verkehrsführung, sofortige Außerbetriebnahme oder Verstärkung.

2.2.2 Handlungsanweisung des BMVBS (2011) [5]

Bei der rechnerischen Untersuchung eines Bauwerks nach [5] wird das Tragwerk in Untersuchungsquerschnitte eingeteilt, die unabhängig voneinander mit Hilfe eines mechanischen Kräftegleichgewichtes nachgewiesen werden. Hierzu wird die Restsicherheit für diejenige Spannstahlfläche ermittelt, die ausfallen muss, bis der Beton reißt. Dieses Nachweisformat setzt ein einwirkendes Moment voraus, damit sich im ersten Schritt überhaupt eine Restspannstahlfläche ergibt. In manchen Nachweisquerschnitten, bspw. in auflagernahen Bereichen und Momentennullpunkten, muss daher zum Teil die gesamte Spannstahlfläche ausfallen. Dieses Szenario steht im Widerspruch zu bisherigen Erfahrungen [5].

Um die Tragreserven im System besser berücksichtigen zu können, wurde der Nachweis um einen stochastischen Nachweis auf Systemebene erweitert. Dabei wird die Auftretenswahrscheinlichkeit für eine Unterschreitung der geforderten Restsicherheit ermittelt. Der Berechnung werden die Restspannstahlflächen bei Rissbildung und die erforderlichen Spannstahlflächen bei der geforderten Restsicherheit von allen Querschnitten als ganzzahlig gerundete Spanngliedanzahlen zugrunde gelegt. In eigenen Rechnungen wurde beobachtet, dass die Ergebnisse des stochastischen Nachweises durch die (starke) Vereinfachung und das Runden auf ganze Spanngliedzahlen starken Schwankungen unterliegen können. Sie sollten daher vor allem dann kritisch hinterfragt werden, wenn auf dieser Grundlage richtungsweisende Entscheidungen für das Bauwerk getroffen werden.

2.2.3 Nachrechnungskonzept der DB Netze AG (2017) [6]

Beim Nachrechnungskonzept der DB Netze AG [6] geht man von der Überlegung aus, dass die Randbedingungen für den Korrosionsprozess innerhalb des Bauwerks überall gleich sind und so eine gleichzeitige Schädigung an mehreren lokal begrenzten Stellen möglich ist. Zusätzlich zum Szenario (1) eines örtlich korrelierten Spannstahlausfalls, vergleichbar zum stochastischen Nachweis in [5], ergibt sich hieraus ein weiteres Szenario (2) eines zufällig verteilten und sukzessiven Drahtausfalls. Bei der Abschätzung der Versagenswahrscheinlichkeit werden die beiden Szenarien unabhängig voneinander betrachtet. Der gesamte Untersuchungsprozess ist für die gefährdeten Bauwerke stufenweise in einer Arbeitsanweisung (Abschnitt 2.3 in [7]) geregelt.

2.3 Bauwerksprüfung nach DIN 1076 [8]

Ist der Nachweis des vorhandenen Ankündigungsverhaltens erfüllt, müssen gemäß [5] für das Bauwerk eine objektbezogene Prüfanweisung gemäß DIN 1076 [8] erstellt und die Prüfintervalle und -bereiche festgelegt werden. Die handnahe Sichtprüfung setzt jedoch eine Detektierbarkeit der Risse und ausreichende Zugänglichkeit zum Bauwerk voraus. Ältere Bauwerke sind jedoch oft mit Beschichtungssystemen ausgestattet, für die eine rissüberbrückende Wirkung nicht ausgeschlossen werden kann, weshalb evtl. vorhandene Risse von außen nicht erkannt werden können. In solchen Fällen ist die Vorankündigung trotz rechnerischen Nachweises quasi nicht gegeben, da sie nicht erkennbar ist. Hier versagt die Bauwerksprüfung als Kontrollinstrument und Bewertungsbaustein. Diese Vorgehensweise unterscheidet sich unwesentlich von [7].

2.4 Experimentelle Beprobung und Zustandserfassung der Spannglieder

2.4.1 Visuelle Inspektion und Beprobung

Die visuelle Inspektion und Beprobung stellen in diesem Zusammenhang wohl die am weitesten verbreiteten Untersuchungsmethoden am Bauwerk dar. Dabei wird das Hüllrohr eines Spanngliedes freigelegt, geöffnet (Bild 3) und anschließend der Korrosionszustand des Hüllrohrs sowie der Spanndrähte durch Sichtprüfung festgestellt. Der Verpressmörtel wird mit Hinblick auf Hohlräume und seine Alkalität untersucht. Im Labor folgen weitere Untersuchungen. U. a. werden die Stahlproben einer genaueren makroskopischen Beurteilung der Oberfläche und Anrissprüfung unterzogen sowie das mechanische Verhalten in Zugversuchen ermittelt (Versprödungsgrad) [9], [10].

100





Zum Umfang von visuellen Inspektionen und Beprobungen liegen keine klaren Vorgaben vor. Um dem ohnehin "geschwächten" Bauwerk nicht noch mehr Schäden zuzufügen, sollten die Entnahmen stets restriktiv durchgeführt werden. Je nach Anzahl der Stichproben kann die Übertragung einiger Ergebnisse auf das gesamte Bauwerk gerechtfertigt sein. Für andere Erkenntnisse, wie bspw. zum Verpresszustand, ist dies ohne größeres Restrisiko hingegen nicht möglich.

2.4.2 Zerstörungsfreie Prüfung

Mit Hilfe zerstörungsfreier Prüfverfahren (ZfP) wie bspw. Ultraschall oder magnetische Verfahren können Informationen über den Verpresszustand oder evtl. vorhandene Spanndrahtbrüche gewonnen werden [3], [12]. Bei komplizierter Anordnung der Hüllrohre, rückseitigen Fehlstellen oder mehrlagig bzw. tiefliegend eingebauten Hüllrohren stoßen diese Verfahren jedoch an ihre Grenzen und der Zustand kann nicht mehr eindeutig festgestellt werden [11].

2.5 Schlussfolgerung

Der Bauherr steht in der Pflicht, die Verkehrssicherheit seiner Bauwerke sicherzustellen. Im Fall SpRK-gefährdeter Bauwerke ist dabei die Beurteilung und Vorhersage des Versagens besonders problematisch. Hierfür stehen ihm verschiedene Bausteine zur Verfügung [5]–[7]. Die Ergebnisse der bisher vorgestellten Bausteine sind jedoch im Einzelfall kritisch zu hinterfragen bzw. die Bausteine ohnehin nur bedingt anwendbar. Als Folge sind konservative Maßnahmen (Ersatzneubau, Verstärkung) nach wie vor die bevorzugte Lösung, stellen für den Bauherrn jedoch oft große wirtschaftliche Probleme dar. Generell bleibt in [5]–[7] die Frage unbeantwortet, wie die Sicherstellung der Verkehrssicherheit bis zum Ersatzneubau realisiert wird. Aus heutiger Sicht und mit den verfügbaren technischen Möglichkeiten kann angemessen auf den Erhaltungszustand des Bauwerks reagiert und die weitere Nutzung abgesichert werden. Eine qualifizierte Alternative ist das messtechnische Monitoring. In Abhängigkeit des Ankündigungsverhaltens können mit Hilfe klassischer und vielfach erprobter verformungsbasierter Messverfahren oder durch akustische Verfahren (Schallemissionsmonitoring – SEM) eine zuverlässige Überwachung des Bauwerks erfolgen und eine Frühwarnung sichergestellt werden.

3 Monitoring zur Zustandsüberwachung

3.1 Vorbemerkung

Im Folgenden werden aktuelle Anwendungsbeispiele für die messtechnische Überwachung von Brücken mit und ohne Vorankündigungsverhalten vorgestellt. Bei beiden Bauwerken waren alle anderen Möglichkeiten ausgeschöpft und alternativ nur die sofortige Sperrung und Ersatzneubau möglich gewesen.

3.2 Beispiel 1: Bauwerk <u>mit</u> Vorankündigungsverhalten – Brücke über die DB AG in Waren/Müritz [13]

3.2.1 Bauwerk und Problemstellung

Die Straßenüberführung im Zuge der B 192 über die Strecke 6325 (Neustrelitz-Rostock/ Warnemünde) in Waren an der Müritz wurde 1973 in Betrieb genommen und hat seitdem eine große überregionale Netzbedeutung. Das Bauwerk besteht aus zwei Teilbauwerken und wurde als Spannbetonbrücke mit Bündelspanngliedern BSG mit Spannstahl der Hennigsdorfer Produktion hergestellt (Bild 4). Nach [5] gilt das Bauwerk als stark gefährdet.

Im Zuge einer Nachrechnung wurde das Ankündigungsverhalten untersucht und konnte in nahezu allen Querschnitten nachgewiesen werden. Da bei vergleichbaren Bauwerken bereits Korrosionsnarben am Spannstahl festgestellt wurden, wurden auch in diesem Fall Materialuntersuchungen am Spannstahl und am Verpressmörtel durchgeführt. Bei der Oberflächenprüfung konnten vereinzelt Anrisse festgestellt werden, die auf SpRK hindeuten. Bei Zugversuchen wurde ein sprödes Versagen der Stähle festgestellt.



Bild 4 Seitenansicht der Brücke in Waren/Müritz

Auf Grund der Streckenführung über die Bahngleise war eine regelmäßige Sichtprüfung nicht möglich, weshalb eine automatisierte Dauerüberwachung umgesetzt wurde.

3.2.2 Messtechnische Umsetzung

Das Messkonzept verfolgt den Ansatz, dass der untersuchte Schädigungsprozess durch eine Veränderung bestimmter Formänderungsgrößen begleitet wird. Dies ist bspw. der Fall, wenn durch den Verlust der Vorspannkraft im Moment der Rissbildung eine Steifigkeitsänderung auftritt. Ein geeignetes Messprinzip hierfür stellt die Messung der Verdrehungen mit Inklinometern (Neigungssensoren) dar, da hierfür keine Messbasis erforderlich ist und die abschnittsweise Krümmungsinformation auch eine Zuordnung des Ortes der Verformung erlaubt [14], [15]. Über die Länge des Bauwerks verteilt wurden mehrere Neigungssensoren angeordnet. Durch zusätzliche Temperaturmessungen konnte der Einfluss der Temperatur auf die Messwerte in der Datenaufbereitung herausgefiltert werden. Die Messtechnik wurde durch Belastungsfahrten kalibriert, die in bestimmten Abständen wiederholt wurden (Kontrollfahrten).

3.2.3 Ergebnisse

Die Analyse der Zeitreihen ergab Hinweise auf bleibende Verformungsanteile im Messsignal, die nicht allein auf den Einfluss der Temperatur zurückzuführen sind. Diese Anteile wurden vor allem in einem der sechs Krümmungsbereiche (gelb, vgl. Farbcode in Bild 5) festgestellt. Zur Verifikation der Ergebnisse wurden die Belastungsfahrten (Kontrollfahrten) wiederholt. Im Ergebnis konnte festgestellt werden, dass die 2016 gemessenen Krümmungen durchweg größer ausfielen als die bei den Kalibrierfahrten im Jahr 2015 (Bild 5). Die in der Langzeitmessung festgestellten Krümmungsänderungen konnten so unter Verkehrslast reproduziert werden. Daraufhin wurde eine Sonderprüfung veranlasst, in der im auffälligen Krümmungsbereich (gelb) ein Biegeriss eindeutig identifiziert werden konnte. Eine frühzeitige Detektion einer Rissbildung als Vorankündigung eines Versagens war somit zuverlässig möglich. Das Bauwerk steht weiterhin unter Beobachtung.



Bild 5 Vergleich der Bauwerksverformungen für Kalibrierfahrten in den Jahren 2015 und 2016 in den verschiedenen Krümmungsbereichen am Bauwerk (farbige Markierung)

3.3 Beispiel 2: Bauwerk <u>ohne</u> Vorankündigungsverhalten – Stennertbrücke in Hagen/Hohenlimburg

3.3.1 Bauwerk und Problemstellung

Die Stennertbrücke in Hagen-Hohenlimburg überführt die B7 über den Fluss Lenne mit einer Gesamtlänge von 102,70 m (Bild 6). Im Brückenquerschnitt erfolgt der Lastabtrag durch drei Hohlkästen. Das Bauwerk wurde 1959 errichtet. Der verwendete Spannstahl der Hüttenwerke Rheinhausen ist nach [5] als besonders gefährdet einzustufen. Die rechnerische Untersuchung auf Querschnittsebene ergab in Stütz- und Feldbereich eine ausreichende Restsicherheit. Alle anderen Bereiche lagen, wenn auch z. T. nur knapp, unterhalb der geforderten Grenze. Für den stochastischen Nachweis wurden die Anwendungsvoraussetzungen nicht erfüllt. Somit ist für das Bauwerk rechnerisch kein ausreichendes Ankündigungsverhalten nachweisbar.

Da sich das Bauwerk in einem äußerlich guten Erhaltungszustand befindet, wurde eine messtechnische Dauerüberwachung veranlasst, um Informationen über den potentiell ablaufenden Schädigungsprozess zu gewinnen und den Betrieb abzusichern.

3.3.2 Messkonzept und -prinzipien

Ziel der messtechnischen Dauerüberwachung ist es, das nicht nachweisbare Ankündigungsverhalten zu kompensieren. Im Bauteilinneren auftretende Spanndrahtbrüche sollen hierzu möglichst direkt erfasst werden. Für diese Aufgabenstellung ist die Schallemissionsmesstechnik prädestiniert.

Dieses Messprinzip beruht darauf, dass bei jedem plastischen Schädigungsprozess immer auch ein Teil der gespeicherten Energie in elastische Festkörperwellen umgewandelt wird, welche sich in dem Bauteil ausbreiten. Durch sensible Sensoren können diese Wellen an



Bild 6 Ansicht der Stennertbrücke in Hagen/Hohenlimburg

der Bauteiloberfläche erfasst und aufgezeichnet werden und stehen so für weitere Analysen zur Verfügung. Die Messdaten lassen auch Rückschlüsse auf den Ort der Spanndrahtbrüche zu.

Jeder Überbausteg wurde instrumentiert. Insgesamt wurden 66 Sensoren mit einem Antwortspektrum von 25 bis 80 kHz installiert. Der Spanngliedverlauf wurde zuvor auf Grundlage der Bestandspläne bestimmt und mittels Radar eingemessen. Der Abstand zwischen den Sensoren beträgt etwa 10 m. Eine Übersicht über die Verteilung der Messquerschnitte ist in Bild 7 dargestellt.

Da eine Vorankündigung bereichsweise gegeben ist, wurde zusätzlich eine Überwachung der Formänderungen des Überbaus vorgesehen, die analog zu Beispiel 1 mit Neigungssensoren umgesetzt wurde, wodurch sich eine Redundanz in der Identifikation von Schädigungsprozessen ergab.

3.3.3 Erfahrungen der ersten Monate

Die Planung und Umsetzung des vorgestellten Monitoringsystems erfordert langjährige Erfahrungen in der Anwendung und im Umgang mit Messtechnik und der subsequenten Datenverarbeitung. Dennoch können trotz sorgfältiger Planung und umfangreicher Erfahrungen aus Forschung und Entwicklung nicht alle Erkenntnisse auf Bauwerke dieser Größe übertragen werden und bedürfen einer Verifizierung in situ. Nach Installation der Messtechnik im April und Mai 2018 wurden daher verschiedene Inbetriebnahmemessungen durchgeführt. Zur Einstellung der SE-Messanlage und zur Bestimmung bauteilspezifischer Parameter wurden u. a. einige wenige Spanndrähte getrennt und die Signale erfasst.

Ein Beispiel eines Drahtbruchsignals und der zugehörigen Frequenzspektren ist in Bild 7 dargestellt. Der Bruchort befindet sich etwa auf Höhe des Sensors 3 (S3). Erwartungsgemäß ist dieses Signal stark in Sättigung und weist eine besonders lange Signaldauer von ca. 270 ms auf. Nach 10 m hat diese bereits stark abgenommen und beträgt nur noch 15 bis 20 ms. Die Amplitude ist an der Grenze zur Sättigung. Weiterhin ist festzustellen, dass die Detektion des Signals selbst bei 20 m Entfernung noch zuverlässig möglich ist. Auch wenn man annimmt, dass das erzeugte Signal im Vergleich zu spontanen Brüchen eher von starker Intensität ist, ist durch die gewählten Sensorabstände auch für weniger starke Signale eine zuverlässige Detektion sehr gut möglich, da die Signalausbreitung entlang des Spanngliedes verläuft. Die effektive Amplitudendämpfung der Drahtbruchsignale war mit ca. 3 dB/m im Vergleich zu ca. 10 dB/m für Bleistiftminenbrüche gering.

Durch die vorrangige Ausbreitung der Signale im Spannstahl wirken sich die akustischen Eigenschaften des Materials auch auf die Ausbreitungsgeschwindigkeit vorteilhaft aus. Für künstliche Quellen, wie einem Schmidt-Hammer-Impakt, konnten Ausbreitungsgeschwindigkeiten zwischen 4,0 bis 4,4 m/ms festgestellt werden. Die Spanndrahtbrüche breiten sich hingegen mit 4,4 bis 4,9 m/ms aus. Die Kenntnis dieser Effekte kann bei der Klassifizierung von Ereignissen sehr hilfreich sein. Unter Berücksichtigung der ermittelten Geschwindigkeit konnte eine Lokalisierung der Signalquelle mit Abweichungen von 1–2 % erfolgen.



Bild 7 Bauwerksübersicht mit Anordnung der Messstellen der verschiedenen Messprinzipien; Darstellung der Zeit-Amplituden-Verläufe, Frequenzspektren und Übertragungsfunktionen (10 m Laufweg) eines Spanndrahtbruchsignals (Referenzsignal)

In Bild 7 sind außerdem die normierten Frequenzspektren und Übertragungsfunktionen dargestellt. Die Frequenzkurven der Signale an den Sensoren 2 und 4 zeigen, dass im Arbeitsbereich der Sensoren nicht alle Frequenzen gleichmäßig vorhanden sind. Bereits ab 60 kHz ist eine deutliche Abnahme der Frequenzanteile zu erkennen. Der gewählte Sensortyp ist dementsprechend für die untersuchte Schädigungsart bei den zu erwartenden Laufwegen der Signale hervorragend geeignet. Bei längeren Laufwegen von über 10 m verbleiben erwartungsgemäß nur die tiefen Frequenzen.

Die Messanlage befindet sich derzeit im durchgehenden Betrieb. Die Überwachung ist zunächst für 12 Monate vorgesehen.

4 Zusammenfassung

Für Baulastträger stellen spannungsrisskorrosionsgefährdete Bauwerke nach wie vor ein großes Problem dar, da die finanziellen Mittel und planerischen Kapazitäten nicht für jedes Bauwerk sofort eine Neubauplanung zulassen. Außerdem sollte ein zeitgemäßer und verantwortungsvoller Umgang mit der Bausubstanz im Vordergrund stehen, vor allem, wenn der Erhaltungszustand dies grundsätzlich gebietet. In solchen Fällen stellt ein messtechnisches Monitoring eine hervorragende Alternative dar, um Informationen über den Schädigungsprozess zu erhalten und die Restnutzungsdauer abzusichern.

Für Bauwerke mit Vorankündigung ist ein Monitoring nur der konsequent logische Schritt, die Sonderinspektionen mit den heute zur Verfügung stehenden messtechnischen Methoden zu ergänzen. Im Vergleich zur Sichtprüfung können die Verformungen durch die Messgeräte bereits viel früher detektiert werden. Zudem ist die laufende Analyse der Messdaten einfach zu automatisieren und weniger aufwändig. Anhand des vorgestellten Beispiels konnte gezeigt werden, dass eine Frühwarnung sehr gut gewährleistet und Einsätze am Bauwerk gezielt geplant und umgesetzt werden konnten.

Bei Bauwerken ohne Vorankündigung bietet das auf akustischen Prinzipien beruhende Schallemissionsmonitoring vielversprechende Möglichkeiten, um Informationen über die Aktivität des Schädigungsprozesses zu gewinnen. Aus den Messdaten können Rückschlüsse auf die Anzahl und auf den Ort gezogen werden. An der Stennertbrücke wurde so ein Messsystem installiert und erfolgreich in Betrieb genommen. Bei künstlich erzeugten Spanndrahtbrüchen wurde bestätigt, dass die Signaldämpfung sehr gering und die Ausbreitungsgeschwindigkeit vergleichsweise hoch sind. Hieraus können Kriterien für die Bewertung der erfassten Ereignisse abgeleitet werden. Das Messlayout und die gewählten Eigenschaften der Sensoren haben sich im Zuge der Messungen als sehr geeignet erwiesen.

Literatur

- Schacht, G.; Müller, L.; Kromminga, S.; Krontal, L.; Marx, S.: Tragwerksplanung beim Rückbau von Spannbetonbrücken. Bautechnik 95 (2018) 1, S. 6–15 – DOI: 10.1002/bate.201700093
- [2] Scheerer, S.; Hampel, T.; Curbach, M.: Überprüfung des Risikos der Spannungsrisskorrosion (SpRK) von Hennigsdorfer Spannstahl für den Produktionszeitraum bis 1993. Forschungsbericht, Dresden: Institut für Massivbau und Otto-Mohr-Laboratorium der TU Dresden, 2012

- [3] Knieß, H.-G.: Verfahren zur Untersuchung von Spanngliedern. Mitteilung der Bundesanstalt für Wasserbau (1986) 58, S. 131–167
- [4] Nürnberger, U.; Beul, W.: Untersuchungen an Verkehrsbauten aus Spannbeton zur Abschätzung des Gefährdungspotentials infolge Spannungsrisskorrosion der Spannstähle: Abschlussbericht zum BMV-Forschungsvorhaben; Teil 2 – Untersuchungen der FMPA, 1994
- [5] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS, Hrsg.): Handlungsanweisung zur Überprüfung und Beurteilung von älteren Brückenbauwerken, die mit vergütetem, spannungsrisskorrosionsgefährdetem Spannstahl erstellt wurden (Handlungsanweisung Spannungsrisskorrosion). Ausgabe 2011
- [6] DB Netz AG (Hrsg.): Bauwerke mit spannungsrisskorrosionsgefährdeten Spannstählen – Nachrechnungskonzept. 4.3.2016
- [7] DB Netz AG (Hrsg.): Bauwerke mit spannungsrisskorrosionsgefährdeten Spannstählen – Arbeitsanweisung. 30.10.2017
- [8] DIN 1076:1999-11: Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen, Überwachung und Prüfung.
- [9] Mietz, J.; Fischer, J.; Isecke, B.: Spannstahlschäden an einem Brückenbauwerk infolge von Spannungsrisskorrosion. Beton- und Stahlbetonbau 93 (1998) 7, S. 195–200 – DOI: 10.1002/best.199800370
- [10] Schacht, G.; Hampel, T.; Curbach, M.: Temporärer Korrosionsschutz von Spanngliedern – Stand des Wissens und Erfahrungsbericht. Beton- und Stahlbetonbau 109 (2014) 8, S. 524–533 – DOI:10.1002/best.201400024
- [11] Schulze, S.; Mayer, K.; Krause, M.: Spannbetonuntersuchung mit bildgebenden Ultraschallecho-Verfahren. Beton- und Stahlbetonbau 108 (2013) 12, S. 845–853 – DOI: 10.1002/best.201300062
- [12] Hillemeier, B.; Walther, A.: Die Überprüfung von Spannbetonkonstruktionen auf Unversehrtheit der Spannglieder. Beton- und Stahlbetonbau 88 (2011) 11, S. 805–810
 – DOI: 10.1002/bate.201101520
- [13] Bolle, G.; Mertzsch, O.; Marx, S.: Messtechnische Dauerüberwachung zur Absicherung der Restnutzungsdauer eines spannungsrisskorrosionsgefährdeten Brückenbauwerks. Beton- und Stahlbetonbau 112 (2017) 2, S. 75–84 – DOI: 10.1002/best.201600067
- [14] Schacht, G.: Experimentelle Bewertung der Schubtragsicherheit von Stahlbetonbauteilen. Diss., TU Dresden, 2014
- [15] Bolle, G.; Schacht, G.; Marx, S.: Spannbetonbau in der DDR Anwendung und experimentelle Untersuchung des ITB-Spannverfahrens. Beton- und Stahlbetonbau 109 (2014) 6, S. 384–393 – DOI: 10.1002/best.201400001

Bildnachweise

Bild 1	Gregor Schacht
Bilder 2, 3, 6, 7	Max Käding
Bilder 4, 5	aus [13]

108
Überwachung von Tragwerken mit Profilscannern

Florian Schill¹, Milo Hirsch¹, Andreas Eichhorn²

Kurzfassung. Profilscanner als berührungslose Messsysteme ermöglichen eine hohe räumliche und zeitliche Auflösung von Objektoberflächen und können so effizient zur Überwachung von Tragwerken eingesetzt werden. Anhand von Vergleichsmessungen mit Wegaufnehmern und Beschleunigungsmessern wird gezeigt, dass mit einem Profilscanner – bei gleichzeitig entfallendem Instrumentierungsaufwand – vergleichbare Resultate bei der Erfassung von Tragwerksverformungen erreicht werden können.

Das dafür entwickelte Konzept einer raumzeitlichen Prozessierung zur automatisierten Analyse und Verarbeitung der originären Messdaten wird kurz vorgestellt und es wird über dessen Einsatz im Kontext von Überwachungsmessungen an einer Eisenbahnüberführung berichtet. In der Diskussion der Ergebnisse werden insbesondere zwei Aspekte deutlich: (1) Tragwerke lassen sich mit Profilscannern äußerst effizient überwachen und (2) der erreichbare Grad der raumzeitlichen Auflösung von Tragwerksbewegungen ermöglicht neue und vielversprechende Möglichkeiten bei der Interpretation des Deformationsverhaltens von Tragwerken unter Belastung.

1 Motivation

Die Überwachung der Tragwerke von Ingenieurbauwerken ist ein wichtiger Grundstein zur Gewährleistung einer sicheren technischen Infrastruktur. Aufgrund von Alterung und der vielfach gesteigerten Belastung nehmen dabei sowohl die Anzahl zu überwachender Ingenieurbauwerke als auch der Umfang der jeweiligen Überwachungsaufgaben zu. Um die daraus entstehenden Herausforderungen zu bewältigen, ergibt sich der Bedarf nach einer effizienten Erfassung von Deformationen unter dynamischer Belastung.

Aktuell sind die Hauptbestandteile solcher Messkonzepte u. a. Beschleunigungssensoren und induktive Wegaufnehmer. Diese Sensoren liefern hochgenaue Messdaten, die optimal an die jeweilige Anwendung angepasst sind, bedürfen jedoch eines hohen Arbeitsaufwands zur Montage am Messobjekt. Darüber hinaus sind insbesondere unzugängliche

¹ Dr.-Ing., Institut für Geodäsie, Fachgebiet Geodätische Messsysteme und Sensorik, TU Darmstadt

² Prof. Dr.-Ing., Institut für Geodäsie, Fachgebiet Geodätische Messsysteme und Sensorik, TU Darmstadt

Bereiche, die die Montage dieser Sensoren nicht zulassen, problematisch. Außerdem ist die so gewonnene Messinformation in der Regel nur an diskreten Objektpunkten verfügbar und kann ohne entsprechende Vorkenntnisse über die Tragwerkskonstruktion nicht bzw. nur schwer interpretiert werden.

Ziel dieses Beitrags ist es zu zeigen, dass Profilscanner die Möglichkeit bieten, die oben diskutierten Probleme zu lösen und bestehende Messkonzepte zu ergänzen. Durch die wiederholte Erfassung entlang eines Messprofils besitzen die Messdaten eine räumliche und eine zeitliche Auflösung, die sich ideal mit der an diskreten Punkten gewonnenen Messinformation kombinieren lässt.

Im folgenden Abschnitt wird zunächst das Messsystem vorgestellt. Darauf aufbauend werden in Abschnitt 3 Vergleichsmessungen mit induktiven Wegaufnehmern und Beschleunigungsmessern an einer experimentellen Fußgängerbrücke vorgestellt. Abschnitt 4 zeigt, wie die Ableitung von räumlich verteilten Zeitreihen im Kontext der raumzeitlichen Prozessierung erfolgt. Die bis dato vorgestellten Abläufe werden in Abschnitt 5 anhand eines praktischen Beispiels weiter vertieft.

2 Messsystem

Das in diesem Beitrag vorgestellte Messsystem basiert auf dem Z+F Profiler 9012, Bild 1. Bei diesem handelt es sich um einen nach dem Phasenmessprinzip arbeitenden Profilscanner, dessen Haupteinsatzgebiet auf mobilen Plattformen liegt. Bei diesen sogenannten *Mobile-Mapping-*Systemen wird die statische Umgebung von einer sich bewegenden Plattform abgetastet und daraus eine 3D-Punktwolke berechnet.



Bild 1 Profilscanner mit Koordinatenachsen und einem schematischen (links) sowie einem gemessenen Profil (rechts)

Die Anwendung zur Überwachung von Tragwerken stellt eine Umkehrung dieses Einsatzzweckes dar: Von einer statischen Plattform aus wird ein sich bewegendes Messobjekt abgetastet. Dazu wird ein Laserstrahl in einer Richtung über das Messobjekt geführt, und zwar mit einer Wiederholrate von bis zu 200 Hz. Die maximale Messentfernung des verwendeten Systems beträgt 119 m bei einer maximalen Datenaufnahmerate von 1 Million Punkte pro Sekunde.

110

Als Ergebnis entsteht eine zweidimensionale Punktwolke, die in Messprofilen geordnet ist. Die einzelnen Messprofile beinhalten dabei bis zu 20000 Messpunkte pro 360° (Bild 1, rechte Seite). Zusätzlich erhält jeder Messpunkt einen Zeitstempel, da durch die Integration eines GPS-Empfängers eine hochgenaue Zeitinformation generiert werden kann.

Aufgrund des geänderten Einsatzzweckes mussten für den Profilscanner konstruktive Adaptionen entwickelt werden. Bei diesen handelt es sich u. a. um einen Stativadapter (Bild 1), mit dem das Messsystem in verschiedenen Ausrichtungen zum Messobjekt stabil aufgebaut werden kann. Dies ermöglicht ein breites Anwendungsspektrum und die Ableitung von Deformationen unabhängig von der jeweiligen Deformationsrichtung. Ein detaillierter Überblick über die entwickelten Adaptionen und weitere Untersuchungen zu den einzelnen Profilscannerkomponenten finden sich in [1].

Darüber hinaus existiert für den Einsatz des Profilscanners zur Überwachung von Tragwerken auch keine Standardsoftware für die Datenverarbeitung. Dementsprechend wurde ein Prozessierungskonzept entwickelt, das der hohen räumlichen und zeitlichen Auflösung des Profilscanners Rechnung trägt.

Der folgende Abschnitt konzentriert sich zunächst auf den Vergleich von Sensoren zur Überwachung von Tragwerken. Daran anschließend werden in Abschnitt 4 die Grundlagen der raumzeitlichen Prozessierung vorgestellt.

3 Vergleichsmessungen

Die Vergleichsmessungen fanden an einem Modell einer Fußgängerbrücke statt, Bild 2. Diese befindet sich auf dem Campus Lichtwiese der TU Darmstadt und wurde vom Institut für Statik und Konstruktion (ISMD) entworfen. Grundsätzlich sollen damit u. a. Untersuchungen zur Mensch-Struktur-Interaktion durchgeführt werden [2]. Das Tragwerk der Brücke besteht aus zwei Stahlträgern mit einer Spannweite von 13,2 m. Auf den Stahlträgern sind 13 vorgefertigte Betonplatten aufgelegt. Um ein Verrutschen der Platten zu verhindern, befindet sich unter den Platten zusätzlich eine ca. 5 mm dicke Elastomerschicht. Die Brücke hat ein Gesamtgewicht von 12 t, eine Grundfrequenz von ungefähr 2 Hz und eine modale Dämpfung von 0,3 %.

Im Rahmen der Vergleichsmessungen wurden an der Unterseite der Brücke sechs piezoelektrische Beschleunigungsmesser (PCB-TLD393B04) und vier induktive Wegaufnehmer (HBM 1-WA/50MM-L) montiert (Positionierung s. Bild 2).

Die Schwingungsanregung erfolgte durch über die Brücke gehende Personen, deren Schrittfrequenz sich dabei an der Brückengrundfrequenz orientierte. Die im Folgenden vorgestellten Messreihen zeigen die Schwingwege der Brücke, die durch drei hintereinander und in gleicher Richtung laufende Personen verursacht wurden. Für die Darstellungen werden exemplarisch die Messreihen an Position 4 verwendet.



Bild 2 Brückenmodell; oben: schematischer Querschnitt mit markierten Sensorpositionen, unten: Foto des Versuchsaufbaus

Zunächst sollen die Ergebnisse der konventionellen Sensoren auf Basis der Schwingwege miteinander verglichen werden. Dazu mussten die Zeitreihen der gemessenen Beschleunigungen zweifach integriert werden (Trapezregel).

Im oberen Diagramm in Bild 3 sind die Messreihen beider Sensoren über einen Zeitraum von 180 Sekunden für die Brückenposition 4 dargestellt und im unteren Diagramm die Differenzen zwischen den originär gemessenen Werten des Wegaufnehmers und den integrierten Werten des Beschleunigungsmessers. Im Bereich der größten Amplituden treten Abweichungen von bis zu 0,5 mm auf. Es zeigt sich, dass der induktive Wegaufnehmer absolut gesehen immer leicht kleinere Verschiebungen erfasst als aus der Integration der Beschleunigungsmessungen folgen. Aus der Proportionalität der Differenzamplitude zu den Schwingwegen kann dabei auf einen Maßstabsfaktor geschlossen werden. Dies kommt aller Voraussicht nach aus Nichtlinearitäten in der kalibrierten Übertragungsfunktion der Beschleunigungsmesser bzw. dabei nicht erfasster Temperatureffekte und variiert an den Positionen 4 bis 10 zwischen +1 und +3 %.

Um diese Ergebnisse zu verifizieren, wurde die Schwingung der Brücke zusätzlich mit einem Profilscanner erfasst. Wie Bild 2 zeigt, konnte der Profilscanner aufgrund von Platzproblemen nicht unterhalb der Brücke, sondern nur auf einem Stativ ca. 2 m über der Brückenoberfläche aufgebaut werden. Somit wurde ein anderer Bereich der Brücke angemessen, wodurch die Messpunkte der Sensoren nicht mehr exakt identisch sind (Stahlträgerunterseite vs. Betonoberfläche). Wie die folgenden Darstellungen zeigen, hat dies aber für die erfassten Schwingwege keine relevanten Auswirkungen.



Bild 3 Vergleich eines induktiven Wegaufnehmers mit den integrierten Beschleunigungsmessungen an Position 4

Da der Profilscanner die komplette Brückenoberfläche mit mindestens 50 Hz erfasst, kann so die Brückenbewegung räumlich und zeitlich nahezu vollständig aufgelöst werden, was in Abschnitt 4 detailliert präsentiert wird.

Für den Vergleich mit den Ergebnissen der konventionellen Sensorik an der Brückenposition 4 ist jedoch lediglich ein kleiner Ausschnitt des Messprofils um diese Position relevant. Zu diesem Zweck werden die gemessenen Tragwerkspunkte innerhalb dieser räumlichen Einheit (Winkelbereich) gemeinsam mit dem Ziel verarbeitet, eine abgeleitete Messgröße (Repräsentant) für diesen Teil des Profils (räumliche Klasse, vgl. Abschnitte 4 und 5) zu erzeugen. Durch die explizite Definition der räumlichen Einheit kann direkt festgelegt werden, welche Punkte des Tragwerksprofils in die Berechnung des Repräsentanten mit eingehen. Für den Vergleich mit den konventionellen Sensoren wurde dafür jeweils ein Bereich symmetrisch um die entsprechende Sensorposition ausgewählt.

In Bild 4 sind für die Brückenposition 4 die Differenzen zwischen der Zeitreihe des Repräsentanten des Profilscanners und den integrierten Wegen des Beschleunigungsmessers bzw. den direkt gemessenen Verschiebungen des Wegaufnehmers gegenübergestellt.

Der Vergleich der Differenzen-Zeitreihen aus dem oberen Diagramm in Bild 4 mit dem unteren Diagramm in Bild 3 zeigt, dass sich trotz des höheren Rauschens die gleichen Systematiken identifizieren lassen, wobei Größenordnung und Position sehr gut übereinstimmen. Im unteren Diagramm von Bild 4 ist die Differenzen-Zeitreihe aus dem Vergleich des Profilscanners mit dem Wegaufnehmer dargestellt. Hier lassen sich keine signifikanten Systematiken erkennen. Werden die Differenzen dieser Zeitreihe als zufällig verteilt angenommen, ergibt sich die Standardabweichung für eine Differenz von weniger als 0,1 mm. Diese Unsicherheit entspricht ungefähr der, die für einen Repräsentanten einer räumlichen



114



Bild 4 Vergleich des Profilscanners mit konventionellen Sensoren für die Überwachung von Tragwerken

Klasse abgeleitet wird und charakterisiert damit qualitativ die aus den Profilscannermessungen abgeleiteten Schwingwege.

Diese Ergebnisse zeigen, dass mit Profilscannermessungen vergleichbare Resultate bei der Erfassung von Verschiebungen erzielt werden können. Gegenüber der vorgestellten konventionellen Sensorik entfällt bei diesem berührungslos messenden System zudem der Montageaufwand. Darüber hinaus ergeben sich durch die profilweise Erfassung des Tragwerks neue und vielversprechende Möglichkeiten der raumzeitlichen Auflösung von Tragwerksbewegungen.

Zur Nutzung dieses Potenzials wurde das Konzept der raumzeitlichen Prozessierung von Profilscannermessungen entwickelt, das im nächsten Abschnitt vorgestellt und über dessen erfolgreiche Anwendung im 5. Abschnitt berichtet wird.

4 Raumzeitliche Prozessierung von Profilscannermessungen

Der eingesetzte Profilscanner erfasst eine Tragwerksoberfläche profilweise mit bis zu 200 Hz. Die dabei entstehenden Messpunkte sind sowohl räumlich (über ihre Position im Profil) als auch zeitlich (GPS-Zeitstempel) definiert. Dementsprechend bedarf es einer räumlichen und zeitlichen Prozessierung, um räumlich am Tragwerk verteilte Zeitreihen und deren Unsicherheiten abzuleiten.

Da die originären Messwerte (Distanz, Winkel) jedoch nicht unmittelbar für die Überwachung von Tragwerken nutzbar sind (nicht direkt zugänglich und lokal nicht direkt reproduzierbar), ist ein vorgeschalteter Analyseschritt notwendig, d. h. jedes Messprofil muss zunächst im Kontext der jeweiligen Tragwerksoberfläche analysiert werden. Als Resultat dieser Analyse entsteht ein Tragwerksprofil, das nur noch Profilpunkte enthält, die hinsichtlich der Tragwerksoberfläche relevant sind. Aufgrund der Vielzahl der zu einem Scan gehörenden Messprofile kann diese Analyse aus Effizienzgründen nur automatisiert erfolgen. Demzufolge setzt sich das raumzeitliche Prozessierungsschema aus drei Teilen zusammen:

- 1. Automatische Analyse der Messprofile,
- 2. Profilweise räumliche Prozessierung der Tragwerksprofile,
- 3. Scanweise zeitliche Prozessierung der Tragwerksprofile.

Der detaillierte Ablauf der gesamten Prozessierung ist in Bild 5 dargestellt.

An dieser Stelle soll nur die automatische Analyse der Messprofile [3] näher betrachtet werden, da sie von essenzieller Bedeutung für die Nutzung des Profilscanners zur Überwachung von Tragwerken ist. Im Rahmen dieser Analyse erfolgt eine automatische Segmentierung des Messprofils, die sich an der Struktur der Tragwerksoberfläche orientiert und aus dem Messprofil ein (segmentiertes) Tragwerksprofil generiert. Simultan wird damit der Übergang von einer punktweisen Betrachtung des komplexen Messprofils zur Betrachtung von einfach strukturierten Tragwerkssegmenten vollzogen. Die automatische tragwerksorientierte Segmentierung erfolgt dabei unter Verwendung von markanten Punkten (Unstetigkeiten) im Profil, die durch die Analyse automatisiert identifiziert werden müssen.

Zur Veranschaulichung der Problematik ist in Bild 6, Punkt 1, ein Ausschnitt eines Messprofils mit 1000 Messpunkten dargestellt. Die markanten Profilpunkte lassen sich durch zwei Arten von Unstetigkeit erkennen:

- Sprünge: abrupte Niveauänderungen ohne Rückkehr auf das Ausgangsniveau, u. a. im Bereich zwischen den Punktnummern 100 bis 300,
- Spitzen: abrupte Niveauänderungen mit Rückkehr auf das Ausgangsniveau, u. a. im Bereich zwischen den Punktnummern 300 bis 800.



Bild 5 Ablaufdiagramm der raumzeitlichen Prozessierung



Bild 6 Automatische Analyse eines Messprofilausschnittes

Zur automatischen Identifizierung der Unstetigkeiten wird die *Wavelet*-Transformation [4], [5] eingesetzt. Dabei handelt es sich, ähnlich wie bei der Fourier-Transformation, um eine Ort- bzw. Zeit-Frequenztransformation, wobei im Gegensatz zur Fourier-Transformation sowohl eine Ort- bzw. Zeit- sowie eine Frequenzinformation erhalten bleibt, die für die Lokalisierung der Unstetigkeiten im Profil genutzt werden. Durch die *Wavelet*-Transformation wird das Messprofil (vereinfacht dargestellt) stufenweise in einzelne Frequenzbänder zerlegt (Bild 6, Punkt 2). Hier sind exemplarisch die hochfrequenten Anteile (Stufe 1) und die niederfrequenten Anteile (Stufe 5) des Messprofils in Form der *Wavelet*-Koeffizienten dargestellt. In beiden Stufen lässt sich eine Gruppierung der Koeffizienten an den Positionen der gesuchten Unstetigkeitsstellen erkennen. Um die Lokalisierung zu vereinfachen, werden mit einer schwellwertbasierten Filterung der Koeffizienten (rote Linien) zusätzlich Rauschanteile eliminiert.

Um eine zuverlässige Lokalisierung zu gewährleisten, werden die Beträge aller Koeffizienten über die Zerlegungsstufen aufsummiert (Bild 6, Punkt 3). Somit ist sichergestellt, dass alle spektralen Anteile des Messprofils in die Lokalisierung der Unstetigkeitsstellen mit einbezogen werden. Die exakten Positionen der lokalisierten Unstetigkeitsstellen ergeben sich dann aus den lokalen Maxima dieser Betragskoeffizientensumme (rote Punkte). Lokale Maxima unterhalb der Signifikanzgrenze deuten auf Fehlidentifizierungen hin und werden automatisch eliminiert. Anschließend erfolgt für die identifizierten Unstetigkeiten die Klassifizierung in Sprünge und Spitzen.

Mit dieser Information kann anschließend die Segmentierung in einfache Tragwerkssegmente durchgeführt werden (Bild 6, Punkt 4, verschiedenfarbig markierte Abschnitte). Nach Abschluss der automatischen Analyse der Messprofile liegen Tragwerkssegmente vor, die im Anschluss räumlich und zeitlich prozessiert werden. Dabei kann für die räumliche Prozessierung eine Vielzahl von Approximationsverfahren verwendet werden, wie z. B. die räumliche Klassenbildung [3], *B-Splines* [6] oder auch erneut die *Wavelet*-Transformation, in diesem Fall in Form des *Wavelet Denoising* [7].

Die abschließende zeitliche Prozessierung dient einerseits der Erkennung und Eliminierung von noch vorhandenen Ausreißern in den abgeleiteten räumlich verteilten Zeitreihen und andererseits der Unsicherheitsbestimmung der Zeitreihen. Somit kann eine qualifizierte Aussage über das Deformationsverhalten des Tragwerks getroffen werden, und zwar nahezu kontinuierlich entlang des gesamten Tragwerksprofils.

Eine detailliertere Beschreibung der einzelnen Schritte der raumzeitlichen Prozessierung findet sich in [1]. Im folgenden Abschnitt wird über die Anwendung der raumzeitlichen Prozessierung von Profilscannermessungen im Rahmen einer Überwachungsmessung berichtet.

5 Überwachung einer Eisenbahnüberführung



Bild 7 Seitenansicht der Eisenbahnüberführung über die Schmutter bei Augsburg

Die untersuchte Eisenbahnüberführung hat eine Spannweite von 19,5 m, Bild 7. Sie befindet sich auf der Strecke 5302 (Augsburg–Ulm) und führt über die Schmutter. Sie besteht aus zwei nebeneinanderliegenden Stahl-Hohlkastenquerschnitten, über die jeweils mittig ein Gleis führt, siehe Grundriss in Bild 8. Beide Teilbrücken sind über den Schotteroberbau miteinander verbunden.

Darüber hinaus sind die Obergurte der Hohlkästen mittels U-Profilen verbunden.

In der schematischen Darstellung in Bild 8 ist die Position des Profilscanners (rote Markierung) im Grund- und Aufriss gezeigt; in den folgenden Diagrammen entspricht dieser Standpunkt jeweils dem Koordinatenursprung. Aufgrund der örtlichen Gegebenheiten musste der Standpunkt des Profilscanners am Ufer in der Nähe eines Widerlagers gewählt werden. Zusätzlich sind auch die beiden Messkonfigurationen in Form der gemessenen Tragwerksprofile farbig (blau, grün) markiert.



Bild 8 Eisenbahnüberführung im Grund- und Aufriss mit markiertem Profilscannerstandpunkt

In Bild 9 ist die automatische Analyse eines Messprofils und dessen Aufbereitung im Rahmen der räumlichen Prozessierung veranschaulicht. Im oberen Diagramm ist zunächst ein originäres Messprofil in Brückenlängsrichtung mit über 17000 Messpunkten dargestellt. Das mittlere Diagramm zeigt lediglich den für die Tragwerksüberwachung relevanten Teil dieses Profils, d. h. ein vollständiges Profil entlang der Unterseite des nördlichen Hohlkastens. Die Unterseite des Hohlkastens ist nahezu ohne Strukturierung, sodass am Tragwerk fast keine relevanten Unstetigkeiten auftreten. Dies führt zu einer sehr geringen Anzahl von automatisch identifizierten Tragwerkssegmenten (s. farbige Markierungen). Neben einem dominanten blauen Segment sind im linken Teil des Diagramms drei kleinere Segmente zu erkennen, die aufgrund einer teilweisen Abschattung durch ein Baugerüst erzeugt werden. Für die anschließende räumliche Prozessierung werden diese vier Segmente jeweils in Abschnitte gleicher Winkelbereiche unterteilt. Diese Abschnitte werden *Klassen* genannt und sind im unteren Diagramm verschiedenfarbig dargestellt.

Aus den räumlich am Tragwerk verteilten Klassen kann z. B. durch Mittelwertbildung jeweils ein Klassenrepräsentant bestimmt werden. In diesem Beispiel wird so ein Tragwerksprofil mit 81 Klassenrepräsentanten inklusive einer Unsicherheitsangabe erzeugt. Durch die hochfrequente profilweise Aufnahme entstehen für jeden dieser Repräsentanten zeitreihen. In Bild 10 sind exemplarisch die Zeitreihen eines Repräsentanten in der Tragwerksmitte während zweier ICE-Überfahrten mit unterschiedlichen Geschwindigkeiten dargestellt (vgl. Bild 9, x-Koordinate bei ca. 8 m).



Bild 9 Automatische Analyse des Messprofils (vgl. Bild 5)



Bild 10 Zeitreihen eines Klassenrepräsentanten in der Brückenmitte für zwei Zugüberfahrten

Bei einer Überfahrt mit 173 km/h zeigen sich in der Zeitreihe des Tragwerks Resonanzbewegungen, gut erkennbar an dem klaren freien Ausschwingen, nachdem der Zug die Brücke verlassen hat (t ≈ 18,2 s). Im Gegensatz dazu tritt bei der Überfahrt mit 100 km/h keine Resonanz auf, es existieren nur negative Verschiebungen und kein Überschwingen über die Nulllage des Hohlkastens. Das sehr gute Signal-Rausch-Verhältnis der beiden exemplarischen Zeitreihen zeigt, dass Profilscannermessungen bei geeigneter Prozessierung uneingeschränkt für die Überwachung des Tragwerks eingesetzt werden können. Überdies können durch die berührungslose Erfassung der Tragwerksoberfläche sehr schnell weitere Informationen für zu analysierende Tragwerkspunkte beschafft werden, sodass es möglich ist, vor Ort flexibel auf sich verändernde Fragestellungen zu reagieren, was im Folgenden erläutert wird.

Im unteren Diagramm in Bild 10 lässt sich nach der Überfahrt (t \approx 24 s) ein Offset von ca. 0,5 mm erkennen. Daraus resultiert zunächst die Fragestellung, ob sich dieses Verhalten auch in den Zeitreihen der anderen 81 Klassenrepräsentanten zeigt. Da dieser Effekt rein statischer Natur ist, wurde zur näheren Betrachtung zusätzlich eine zeitliche Mittelung in allen verfügbaren 81 Zeitreihen durchgeführt. Dazu wurden jeweils zeitliche Epochen vor und nach der Zugüberfahrt verwendet, in denen sich die Brücke in Ruhe befindet. Als Ergebnis können so die räumlich aufgelösten statischen Deformationen entlang des Tragwerksprofils nach der Überfahrt dargestellt werden, s. Bild 11. Es zeigt sich ein systematisches Deformationsverhalten, das in der Tragwerksmitte sein Maximum besitzt und zum Rand hin abnimmt. Die Nulldurchgänge des geschätzten quadratischen Polynoms entsprechen dabei den Positionen der Widerlager der Brücke (Abstand 19,5 m, vgl. Bild 8).

Dieses Beispiel demonstriert, wie sich die zeitlich redundante Erfassung mit dem Profilscanner entlang des gesamten Tragwerksprofils zur Ergebnisverifizierung verwenden lässt, um so neue Einsichten in das Deformationsverhalten des Tragwerks unter Belastung zu erhalten, s. auch [8].

Für die erweiterte Analyse dieses Deformationsverhaltens wurde eine zweite Messkonfiguration umgesetzt, mit der die Deformationen quer zur bisherigen Messrichtung erfasst werden konnten (grüne Linie im Grundriss in Bild 8). Bild 12 zeigt die Ergebnisse der prozessierten Messprofile an den Unterseiten der beiden Hohlkästen. Im oberen Diagramm wurden die statischen Deformationen durch die Überfahrt eines Regionalexpress und im unteren durch einen ICE verursacht. Beide Diagramme zeigen ein identisches Deformationsbild: Durch die Überfahrt in Fahrtrichtung Ulm wird der belastete Hohlkasten nach unten gedrückt und der unbelastete angehoben. Darüber hinaus verkippen beide Hohlkästen zusätzlich quer zur Fahrtrichtung. Die maximale Deformation beträgt in diesem Fall am Rand des nördlichen Hohlkastens (Fahrtrichtung Ulm) knapp 0,4 mm.



Bild 11 Statische Deformationen entlang des Tragwerksprofils nach einer Zugüberfahrt



Bild 12 Statische Deformationen entlang des Tragwerksprofils quer zur Fahrtrichtung nach zwei Zugüberfahrten

Zur Verifikation der in den beiden senkrecht aufeinander stehenden Messrichtungen abgeleiteten Deformationen soll beispielhaft der Tragwerkspunkt direkt über dem Profilscanner betrachtet werden. Dieser Punkt besitzt sowohl in Bild 11 als auch in Bild 12 die x- bzw. y-Koordinate mit dem Wert 0 m. Der an diesen Stellen bestimmte Wert für die abgeleitete Deformation beträgt jeweils -0,2 mm. Durch die Kombination und Verifikation dieser beiden Darstellungen wird die 3D-Gesamtverformung des Hohlkastens in Fahrtrichtung Ulm interpretierbar. Da es zu einer Durchbiegung in Längsrichtung und zusätzlich zu einer Verkippung in Querrichtung kommt, existiert die maximale Verformung vermutlich am südlichen Rand des Hohlkastens in der Brückenmitte mit einer Amplitude von ca. 0,7 mm.

Die aufgezeigte statische Verformung konnte im Rahmen der Messkampagne in nahezu allen Messungen (Überfahrten Richtung Ulm) nachgewiesen werden und dauerte an, bis ein Zug die Brücke in die Gegenrichtung (Richtung Augsburg) überquerte. Bei diesen Überfahrten zeigte sich ebenfalls ein entsprechendes Verformungsbild, jedoch mit umgekehrtem Vorzeichen.

6 Fazit

Durch die flexible Einsetzbarkeit des Profilscanners und die mit der entwickelten Messdatenprozessierung erreichbaren Deformationsergebnisse eignet sich dieses Messsystem, um bestehende Messkonzepte zu ergänzen, zu erweitern oder sogar zu ersetzen. Die Profilscannermessungen können darüber hinaus auch zur Generierung von Vorinformationen für z. B. größere Messkampagnen verwendet werden. Durch die automatische Auswertung, die auch zur Veranschaulichung (Animation) der Bewegungsabläufe genutzt werden kann, bieten sich solche Messungen u. a. für eine erste Untersuchung der Tragwerksstruktur an. Mit deutlich geringerem Aufwand können so eine detaillierte Aufbereitung der Struktur der Tragwerksoberfläche erzeugt, einzelne Bauteile auf ein atypisches Deformationsverhalten analysiert und durch die Generierung von Vorinformationen die Messplanung optimiert werden. Durch die Möglichkeit der getrennten Analyse des Deformationsverhaltens aller im Messprofil enthaltenen Bauteile besteht darüber hinaus auch die Möglichkeit, die Positionierung von konventionellen Sensoren zu optimieren.

Literatur

- [1] Schill, F.: Überwachung von Tragwerken mit Profilscannern. Diss., TU Darmstadt, 2018
- [2] Firus, A.; Schneider, J.; Berthold, H.; Albinger, M.; Seyfarth, A.: Parameter identification of a biodynamic walking model for human-structure interaction. In: Power, N.; Frangopol, D. M.; Al-Mahaidi, R.; Caprani, C. (Hrsg.): Proc. of 9th Int. Conf. on Bridge Maintenance, Safety and Management, 9.–13.7.2018 in Melbourne (Australien), 2018, S. 668–674
- [3] Schill, F.; Eichhorn, A.: Automatische Segmentierung von Profilscannermessungen am Beispiel von Brückenbauwerken. In: Lienhart, W. (Hrsg.): Ingenieurvermessung 17 – Beiträge zum 18. Int. Ingenieurvermessungskurs, 25.–29.4.2017 in Graz (Österreich), 2017, S. 389–401
- [4] Bäni, W.: Wavelets: Eine Einführung für Ingenieure. Oldenbourg Verlag, 2005
- [5] Percival, D. B.; Walden, A. T.: Wavelet Methods for Time Series Analysis. Cambridge Series in Statistical and Probabilistic Mathematics, Cambridge: Cambridge University Press, 2000
- [6] Schmitt, C.; Neuner, H.: Knot estimation on B-Spline curves. Österreichische Zeitschrift für Vermessung & Geoinformation 103 (2015) 2+3, S. 188–197
- [7] Donoho, D. L.; Johnstone, I. M.: Ideal spatial adaptation by wavelet shrinkage. Biometrika 81 (1994) 3, S. 425–455
- [8] Wujanz, D.; Paffenholz, J.-A.; Schill, F.; Burger, M.; Stenz, U.; Lichtenberger, R.; Neitzel, F.; Eichhorn, A.; Neumann, I.: Terrestrisches Laserscanning für die Überwachung von Brücken bei Belastungsversuchen. In: Jäger, W. (Hrsg.): Mauerwerkskalender 2018, Berlin : Ernst & Sohn, 2018, S. 221–239

Bildnachweis

Alle Bilder: Florian Schill

UAV und BIM – neue Herausforderungen an die Bauüberwachung bei Infrastrukturmaßnahmen an Eisenbahnbrücken der Deutschen Bahn

Jörg Scheithauer¹, Chris Hobusch², Falk Steinigk², Torsten Hillig², Matthias Schramm²

Kurzfassung. Baumaßnahmen an der Eisenbahninfrastruktur unter Aufrechterhaltung des Zugverkehrs stellen höchste Anforderungen an die planenden und realisierenden Akteure. Brückenbauwerke sind im Kontext zu den korrespondierenden Damm-, Gleis- und Oberleitungsanlagen zu sehen. Entsprechend anspruchsvoll sind die Tätigkeiten der Bauüberwachung als Bindeglied zwischen Bau- und Bahnbetrieb.

Im Beitrag werden Ansätze und erste Erfahrungen aus der Baupraxis einer drohnengestützten baubegleitenden Überwachung des Baufortschrittes (Soll-Ist-Vergleich), der Baudokumentation, Zustandsfeststellung und Mengenüberprüfung bis hin zum Datenraummanagement präsentiert. Ein Fokus liegt auf der photogrammetrischen Dokumentation und Quantifizierung des ungestörten und gestörten Bauablaufes sowie von Bausoll und Vertragsabweichungen.

Das Spektrum der besonderen Herausforderungen reicht von Flugplanung und Flugdurchführung unter Eisenbahnbedingungen bis hin zu Georeferenzierung und Validierung des digitalen Modells. Ferner wird die Relation zwischen digitalem Bauen 4.0, der Spezifik Eisenbahn und dem Leistungsbild Bauüberwachung Bahn beleuchtet.

1 Einleitung und Motivation

Über 25000 Eisenbahnbrücken werden in Deutschland durch die Deutsche Bahn, genauer gesagt durch die DB Netz AG, unterhalten. Im Zeitraum von 2015 bis 2019 wurde und wird an etwa 1000 Brücken gebaut. Insgesamt stehen 28 Milliarden Euro für die Sanierung von Eisenbahninfrastruktur im Rahmen des größten Modernisierungsprogramms in der DB-Geschichte zur Verfügung [1]. Um die mit Planung, Bauprozess und Eisenbahnbetrieb einhergehenden Herausforderungen meistern zu können, werden einzelne Baumaßnahmen

¹ Dr., DB Engineering & Consulting GmbH, Bauüberwachung Region Deutschland Südost

² DB Engineering & Consulting GmbH, Bauüberwachung Region Deutschland Südost

zu Paketen gebündelt. Daraus sind Kosteneinsparungen, verminderte Beeinträchtigungen von Kunden und die Beschleunigung von Verfahren und Abläufen zu erwarten.

Planung, Bau und Instandhaltung von Eisenbahnbrücken sind in DB-eigenen Regelwerken festgeschrieben [2]. Die betreffende Richtlinie (Ril) 804 setzt sich aus zahlreichen Modulen zusammen und ist über 700 Seiten umfangreich. In Zusammenhang mit Brückenbaumaßnahmen findet meist auch die Ertüchtigung der umliegenden Bahnanlagen statt. Das umfasst Arbeiten vom Tiefbau mit Erdarbeiten über Oberbau bzw. Fahrbahn bis hin zu den Anlagen der Telekommunikation, Oberleitung sowie Leit- und Sicherungstechnik. Alle Maßnahmen in diesen Gewerken sind in eigenen Richtlinien verankert. Hinzu kommen Regelungen zur Aufrechterhaltung des Eisenbahnbetriebes während der Bauausführung – dem sogenannten Bauen unter dem rollenden Rad. Hierbei stehen die Aspekte der Sicherheit von Baustelle und Bahnbetrieb an oberster Stelle.

Die Bauüberwachung von Eisenbahninfrastrukturmaßnahmen untersteht den Regularien des Eisenbahnbundesamtes (EBA). Die Bauüberwacher Bahn, kurz BÜB, nehmen Aufgaben und Pflichten wahr, die über das Leistungsbild der HOAI deutlich hinausgehen. Neben den Tätigkeiten der Objektüberwachung sind es die eisenbahnbetrieblichen Belange, die mit einer fachlich umfangreichen, mehrjährigen Ausbildung zum BÜB und spezieller EBA-Zertifizierung einhergehen. Sämtliche Voraussetzungen, Ansprüche und Tätigkeiten sind ebenfalls in einer DB-Richtlinie und in den Verwaltungsvorschriften des EBA bzw. der Verordnung über die Erteilung von Inbetriebnahmegenehmigungen für das Eisenbahnsystem (EIGV) fixiert [3].

Zur Schnittmenge dieser strengen Vorgaben und dem gewaltigen Umfang zu überwachender Bauvorhaben kommt die Einführung digitaler Methoden wie *Building Information Modeling* (BIM). Mit den Erkenntnissen aus dem Schlussbericht der "Reformkommission Bau von Großprojekten" des Bundesministeriums für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI) begann das digitale Planen und Bauen 4.0 auch für Eisenbahninfrastrukturmaßnahmen [4]. In den DB-eigenen Vorgaben zur Anwendung der BIM-Methodik werden sehr ausführlich Grundsätze, Einführungsprozesse und Strukturen definiert, um Qualität und Effizienz im Planungs- und Bauprozess zu verbessern [5]. Aktuell befindet sich die Bauüberwachung in der Einführungsphase einer digitalen Baudokumentation mit verknüpften Daten und Bildinformationen.

Im Beitrag wird demonstriert, wie kamerabestückte Drohnen bzw. UAV (*unmanned aerial vehicle*) die Arbeit der BÜB unterstützen können. Aufbauend auf den theoretischen, rechtlichen und wirtschaftlichen Grundlagen zum Einsatz unbemannter Flugsysteme im Brückenbau [6] werden durch Befliegungen von DB-Anlagen die Verfahren der photogrammetrischen Datenerfassung auf ihre praktische Eignung hinsichtlich der verschiedenen Methoden der Bauüberwachung mit Schwerpunkt Eisenbahnbrücken analysiert [7]. Mittels Luftbildauswertung und Erzeugung von digitalen Oberflächenmodellen (DOM) wird aufgezeigt, welchen Mehrwert ein Drohneneinsatz für die Bauüberwachung im System Bahn haben kann [8].

2 Untersuchungsansatz

Vergleichend werden zwei sehr unterschiedliche Brückenbauwerke der DB betrachtet: eine relativ kleine und "normale" Eisenbahnüberführung (EÜ) in der Nähe von Dresden und die berühmte Göltzschtalbrücke im Vogtland.

Erstgenannte wird seit Frühjahr 2018 unter typischen Eisenbahnbedingungen, wie benachbartem Betriebsgleis und eingeschalteter Oberleitung, in mehreren Bauphasen zurückund neugebaut. Zur Aufrechterhaltung des Eisenbahnbetriebes wurde an der Bestands-EÜ ein Verbau mit 10 Metern Abgrabetiefe hergestellt. Daneben entsteht zunächst das erste von zwei einzelnen Bauwerken als tiefgegründetes Rahmenbauwerk in Stahlbetonbauweise mit einer lichten Weite von knapp 21 Metern. Im nächsten Bauabschnitt wird das zweite Bauwerk, baulich getrennt durch einen 1 Meter breiten Lichtschacht, mit dreigleisigem Überbau errichtet. Gemäß Entwurf ist die Ausführung als schiefe Korbbogenbrücke geplant. Aufgrund der neuen Gleisgeometrie wird die EÜ etwa 11 Meter breiter als der Bestand und überführt zukünftig die vier Streckengleise der Ausbaustrecke Leipzig-Dresden und der Strecke Dresden-Elsterwerda über die Staatsstraße S 82 und ein Straßenbahngleis. Die Baumaßnahme steht in Zusammenhang mit einer Geschwindigkeitserhöhung und damit erforderlichen Änderungen der Gleistrassierung und Weichenformen sowie einer Dammverbreiterung mit Stützwänden (Bild 1).

Im Sinne eines Monitorings werden Befliegungen hier in etwa wöchentlich durchgeführt. Als Steuersoftware wird Pix4D Capture verwendet und basierend auf *open street maps* die Flugplanung realisiert [9]. Dabei wird das gesamte gerade "aktive" Baufeld einschließlich der EÜ erfasst. Während anfangs mit einer großen Drohne vom Typ DJI Inspire 2 mit dem Kamerasystem Zenmuse X5S beflogen wurde, welche nur mit Kenntnisnachweis für Drohnen gesteuert werden darf, wurde im Laufe der baubegleitenden Überwachung auf die deutlich kleinere DJI Mavic Pro mit Standardkamera umgestellt. Mit der Verwendung von unterschiedlichen Flugparametern (bspw. Flugmodus) sollte am konkreten Praxisbeispiel die Aussagekraft der Luftbilder und letztendlich des DOM für die Bauüberwachungsaufgaben verglichen werden [10], [11].

Die Göltzschtalbrücke wurde wegen ihrer räumlichen Ausdehnung und besonderen Architektur als Spezial- bzw. Extremfall für eine Überprüfung der Eignung von Drohnentechnik für die Bauüberwachung zweimal mit der DJI Inspire 2 beflogen (Bild 2).

Die Verarbeitung der Drohnendaten wurde ebenfalls mit der kommerziell erhältlichen Software Pix4D Mapper und Desktop durchgeführt. Grundlage der Auswertung sind die Methoden der Photogrammetrie, indem Form und Lage von Objekten aus den Bildern rekonstruiert und Maßzahlen, Zeichnungen, geometrische und texturierte Modelle generiert werden [12]. Das hier betrachtete Modell ist wie eingangs angesprochen das digitale Oberflächenmodell (DOM, auch *Digital Surface Model* – DSM), woraus über eine dichte Punktwolke und durch Vermaschung (*Mesh*-Modell) die Volumenbestimmung erfolgen kann. Sämtliche Informationen sind über eine Cloud von überall erreichbar.



Bild 1 Eisenbahnüberführung (EÜ) bei Dresden, von oben nach unten: Orthomosaik, Ingenieurbautechnologieplan und Mesh-Modell



Bild 2 Orthomosaik, Flugplan und Bildpositionen der Göltzschtalbrücke

Um die Befliegungen der EÜ zu unterschiedlichen Zeitpunkten vergleichen zu können, wurden Festpunkte im oder direkt neben dem Baufeld definiert, welche während der gesamten Bauzeit erhalten bleiben und natürlich bei jeder Befliegung sichtbar sein müssen. Diese Punkte sind für die Georeferenzierung, also die Verortung der Luftbilder bzw. des Orthomosaiks und letztendlich des DOM im geographischen Raum, unerlässlich. Verwendet werden können geographische Koordinaten, die von der Bestandsvermessung der Deutschen Bahn stammen und ein eigenes Bezugssystem haben oder mittels GPS (*Global Positioning System*) selbst eingemessen werden. Die Alternative stellen fiktive Punkte, sogenannte *Tie Points*, wie bspw. Schachtdeckel, Mastfundamente oder Weichenbauteile dar. Damit wäre die Punktwolke auch ohne geographisches Bezugssystem vergleichbar.

3 Dokumentation und Überwachung des Baufortschrittes

Die Baudokumentation als Form der Beweissicherung ist eine zentrale Aufgabe der Bauüberwachung. Traditionell gehören hierzu die Dokumentation mit Fotos vom überwachten Objekt und Eintragungen im inzwischen elektronischen Bautagebuch zu Eckdaten und Besonderheiten des Bauablaufs. Der Betrachtungswinkel und die dadurch gewonnenen Sachinformationen und fotographischen Aufnahmen hängen von den örtlichen Bedingungen der Brückenbaustelle ab (Bild 3).



Bild 3 Foto aus herkömmlicher Perspektive, Modell bzw. Punktwolke mit Zeitachse in der Pix4D-Cloud und Luftbild vom Widerlager Süd der EÜ bei Dresden

Im vorliegenden Fall der EÜ bei Dresden wurde eine Befliegung vor Beginn der Arbeiten am Ingenieurbauwerk und danach in ein- bis zweiwöchentlichem Rhythmus baubegleitend durchgeführt, anfangs durch einen ausgebildeten Drohnenpiloten und später durch die örtlichen BÜB. Aufgrund der Turmdrehkräne wurde eine Flughöhe von 60 Metern gewählt. Um den gesamten Bereich der eisenbahntypischen Linienbaustelle erfassen zu können, erfolgte die Befliegung in einem einfachen Netz (grid mission). Der einmal erstellte Flugplan wurde und wird bei jedem inklusive Vor- und Nachbereitung knapp eine Stunde dauernden Einsatz abgearbeitet. Zu den begleitenden Tätigkeiten gehört unter anderem die An- und Abmeldung der Befliegung im benachbarten Krankenhaus wegen eventueller Helikopterlandungen. Die Drohne überflog jeweils eine Fläche von ca. 0,12-0,25 km² und machte zwischen 300 und 450 Orthofotos, bei der Erstbefliegung sogar 946. Auf die EÜ entfielen über 20 Aufnahmen. Das Berechnen der Punktwolken mit 300–600 Punkten pro m³, DOM und Orthomosaike mit einer Auflösung von 0,8 bis 2,2 cm/Pixel dauerte zwischen 30 und 100 Minuten. Alle Bilder und Daten einschließlich eines Qualitätsberichtes mit den genannten Drohnen-, Kamera- und Modellparametern sind in der Pix4D-Cloud, den einzelnen Befliegungsterminen zugeordnet, abgelegt.

Die Befliegungen haben unabhängig vom eingesetzten Drohnentyp die Perspektive auf das Bauwerk grundlegend verändert und damit die visuelle Erfassung des Baufortschrittes verbessert (Bild 3). Durch die Vogelperspektive ist eine größere Übersicht der gesamten Baustelle gegeben. Mit denselben Befliegungsdaten können zudem Soll-Ist-Vergleiche hinsichtlich Vertragsabweichungen und Mengenüberprüfungen, bspw. für die Abrechnung von Bauleistungen, durchgeführt werden. Mit dem Importieren von Unterlagen der Ausschreibungs- und Ausführungsplanung in Pix4D und deren transparenter Darstellung im georeferenzierten Orthomosaik lassen sich durch einfache Inaugenscheinnahme der Baufortschritt, geänderte und zusätzliche Leistungen oder unter Anwendung der softwareseitig angebotenen Messtools überschlägig Längen und Flächen im Modell auch in Schräglage ermitteln (Bild 4). Ein weiterer entscheidender Vorteil liegt auf der Hand: Die Bauüberwachung kann Informationen ohne direkten Aufenthalt am Betriebsgleis oder im Arbeitsbereich der Baumaschinen sammeln.

Ferner sollte überprüft werden, inwieweit mit den Befliegungsdaten das Volumen an Bauteilen der EÜ ermittelt werden kann. Während bisher entweder auf Vermessungsdaten des Auftragnehmers bzw. Dritter oder auf Abrechnungszeichnungen und örtliche Aufmaße mit



Bild 4 Orthomosaik unterschiedlicher Befliegungen mit hinterlegtem Planauszug am Widerlager Nord der EÜ

Längen, Höhen und Breiten zurückgegriffen werden musste, die sich vor Ort nur bedingt nachprüfen ließen, können Volumenkörper theoretisch sehr exakt aus Punktwolke und DOM berechnet werden. Für die Volumenermittlung gibt es in Pix4D ein spezielles Werkzeug.

Für den Bereich der Hinterfüllungen aus den in den Bildern 3 und 4 dargestellten, alten Widerlagern konnte beispielhaft bilanziert werden, dass die ausgebauten Mengen mit denen auf Haufwerken zwischengelagerten unter Berücksichtigung der dichten und losen Lagerung im Großen und Ganzen übereinstimmen. Die drohnengestützte Überwachung bewegter Volumina im Baufortschritt von Eisenbahninfrastrukturmaßnahmen wurde in einer Masterarbeit untersucht [13]. Die Ergebnisse sind vielversprechend.

Schwieriger als bei Erdbauwerken gestaltete sich die Volumenbestimmung im konstruktiven Ingenieurbau, sprich an der EÜ. Hier ist davon auszugehen, dass das Modell eine höher aufgelöste Georeferenzierung auf Grundlage von Absteckungen und Höhenmarken am Bauwerk benötigt, die zum Zeitpunkt der Untersuchungen noch nicht hinreichend implementiert werden konnten. Möglicherweise werden die laufenden Analysen ergeben, dass es bei den Schalungs-, Bewehrungs- und Betonarbeiten auch perspektivisch unverzichtbar ist, eine örtliche Bauüberwachung die Plausibilisierung der Mengen bzw. Volumina mit Ausführungsplänen und Lieferscheinen vornehmen zu lassen.

4 Zustandsfeststellung und Inspektion

Zahlreiche Brückenbauwerke sind für Überwachungstätigkeiten logistisch nicht leicht zu erreichen, selbst wenn die Brücke im Zuge einer Baumaßnahme eingerüstet ist. Im Spannungsfeld zwischen Geländemorphologie, bspw. bei Überquerung eines tiefen Tales oder großen Gewässers, und Eisenbahnbetrieb mit eingeschalteter Oberleitung sind für Begehungen und Vor-Ort-Untersuchungen besondere Vorsichtsmaßnahmen unter entsprechend hohem zeitlichen, finanziellen und personellen Aufwand erforderlich.

Mit der Befliegung der Göltzschtalbrücke sollte zunächst ermittelt werden, welche flugspezifischen Herausforderungen einen erfahrenen Drohnenpiloten aufgrund der Dimension des Bauwerkes erwarten. Da von der 78 Meter hohen Eisenbahnbrücke vor allem die Gewölbe und das Ziegelmauerwerk untersucht werden sollten, musste der Flugplan mehrfach modifiziert werden. Letztendlich wurde in vier Ebenen geflogen (s. Bild 2), was über eine Stunde dauerte. Eine zweite Befliegung wurde durchgeführt, da das Kalibrierungsergebnis des ersten Einsatzes zunächst nicht zufriedenstellend war.

Des Weiteren galt es herauszufinden, welcher rechentechnische Aufwand nötig ist, um die Daten aufzubereiten und Punktwolke, DOM und Orthomosaik zu berechnen. Die gesamte Prozedur dauerte in Pix4D jeweils über 4,5 Stunden. 950 kalibrierte Orthofotos wurden verarbeitet, aufgenommen nicht wie üblich als Nadir-Flug (Senkrechtmessung), sondern in einem Winkel von 70°, um das Bauwerk insbesondere seitlich zu erfassen. Die Punktwolke hat eine Dichte von 430 Punkten/m³ mit insgesamt über 80 Millionen verdichteten



Bild 5 Modell (oben) und Luftbildaufnahme inkl. Vergrößerungen (unten) von der Göltzschtalbrücke

3D-Punkten und einer Auflösung von 1,8 cm/Pixel. Einen hohen zusätzlichen Nachbereitungsaufwand verursachte die Beseitigung des Rauschens (Bild 5), welches durch die Lichtverhältnisse in den oberen Gewölbebögen hervorgerufen wurde.

Schließlich fokussiert die Analyse der Luftbilder deren Aussagekraft und Eignung für Inspektionen, bspw. von Gewölbebrücken aus Naturstein- bzw. Ziegelmauerwerk, und soll einen Ausblick auf die Anwendbarkeit für andere Brückenbauwerke geben. Hierfür wird in Anlehnung an die photogrammetrischen Untersuchungen zu Schäden an Windkraftanlagen [14] an Verfahren und Algorithmen zur zumindest teilautomatisierten Bildauswertung gearbeitet, um eventuelle Bauwerksschäden zu detektieren (Bild 5). Ferner werden Tests mit einer Thermalbildkamera durchgeführt, da mittels Infrarot-Thermographie an der Oberfläche nicht sichtbare Mängel aufgedeckt werden können [15].

In dieser Themenkategorie ist abschließend auch die baubegleitende Feststellung von Teilen des Bauwerkes, die im Laufe der Bauausführung überbaut werden und im Nachgang nicht mehr überprüft werden können, entsprechend VOB/B zu nennen. Ähnlich der genannten Untersuchung von Bauwerksschäden besteht auf diesem Gebiet noch Entwicklungsbedarf, um aus Orthofotos und DOM von regelmäßigen Befliegungen diejenigen Informationen generieren zu können, welche hinreichende Sachinformationen der örtlichen Bauüberwachung liefern.

5 Schlussfolgerungen und Ausblick

Der regelmäßige Drohneneinsatz stellt ein geeignetes Instrument für die Dokumentation und Überwachung des Baufortschrittes auch an Eisenbahnbrücken im Sinne eines Monitorings dar. Gerade mit kleineren Drohnen, welche ohne Drohnenführerschein geflogen werden dürfen, kann in kurzen Intervallen ein wertvoller Überblick vom einzelnen Brückenbauwerk bis hin zum gesamten Baufeld gewonnen werden. Allerdings ersetzt die Bauüberwachung aus der Luft nicht die örtliche Präsenz am Boden bzw. auf dem Bauwerk. Das betrifft speziell Abnahmen und Zustandsfeststellungen.

Ebenfalls Entwicklungspotenzial ist im konstruktiven Ingenieurbau auf den Gebieten der Volumenüberprüfung mit Automatisierung und Rückkopplung zu BIM sowie der Abbildung von ungestörtem und gestörtem Bauablauf zu sehen. Zwar können die drohnengestützten Untersuchungen nicht als Ersatz für Vermessungsleistungen dienen. Jedoch kann durch einzelne, turnusmäßige Befliegungen die Bauwerkssubstanz von großen und schwierig erreichbaren Brückenbauwerken inspiziert werden. Nach Detektion von schadhaften Bereichen können anschließend gezielte Inaugenscheinnahmen vor Ort mit Probennahmen durch bspw. Kernbohrungen für Materialanalysen erfolgen.

Komplizierte Drohneneinsätze sowie Datenspezifik, -menge und -verarbeitungsaufwand machen Experten und entsprechende Drohnen- und leistungsfähige Computertechnik erforderlich. Hinzu kommen Regelungen und Einschränkungen für Drohneneinsatz und Fluggenehmigungsplanung über Bahngelände bzw. generell im urbanen Raum aufgrund von Datenschutzbestimmungen und Befliegungsrechten [6]. Unabhängig davon zeichnet sich mit den vorgestellten ersten Untersuchungen ab, dass der Einsatz der Drohnen signifikant positive Auswirkungen auf die Faktoren Sicherheit, Genauigkeit, Übersicht und Zeitersparnis im Arbeitsalltag der Bauüberwachung Bahn hat.

Literatur

- [1] DB Netze Brückenportal: https://bruecken.deutschebahn.com/
- [2] DB Netz AG: Richtlinie 804 Eisenbahnbrücken (und sonstige Ingenieurbauwerke) planen, bauen und instand halten. 08/2017
- [3] DB Netz AG: Richtlinie 809 Infrastruktur- und elektrotechnische Maßnahmen realisieren (planen, durchführen, abnehmen, dokumentieren und abschließen). 03/2017
- [4] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI, Hrsg.): Stufenplan Digitales Planen und Bauen – Einführung moderner, IT-gestützter Prozesse und Technologien bei Planung, Bau und Betrieb von Bauwerken. BMVI, 2015 – download unter: https://www.bmvi.de/SharedDocs/DE/Publikationen/DG/stufenplan-digitalesbauen.html

- [5] DB Station & Service AG & DB Netz AG: BIM–Vorgaben BIM-Methodik, Digitales Planen und Bauen. (ohne Datum) – download unter: https://www1.deutschebahn.com/sus-infoplattform/start/Vorgaben-zur-Anwendung-der-BIM-Methodik/Vorgaben_zu_Anwendung_der_BIM-Methodik-1788426
- [6] Otto, J.; Weller, C.: Einsatz unbemannter Flugsysteme im Brückenbau. In: Curbach, M. (Hrsg.): Tagungsband zum 28. Dresdner Brückenbausymposium. 12./13.3.2018 in Dresden, Dresden: Institut für Massivbau der TU Dresden, 2018, S. 87–97 – download unter: https://tu-dresden.de/bu/bauingenieurwesen/imb/das-institut/veranstaltungen/DBBS/28._DBBS
- [7] Scheithauer, J.; Steinigk, F.; Hillig, T.; Hobusch, C.; Schramm, M.: Bauüberwachung aus der Luft – Einsatz von Drohnen bei Infrastrukturmaßnahmen der Deutschen Bahn – ein Praxistest in Relation zum Leistungsbild des Bauüberwachers (Bahn). EI (2019) (Beitrag angenommen)
- [8] Neumann, S.; Flügel, M.; Holzberg, P.: Flying Surveying Datenerfassung aus einer anderen Perspektive. El (2018) 5, S. 38–43
- [9] Homepage Pix4D: https://pix4d.com
- [10] DVW Gesellschaft für Geodäsie, Geoinformation und Landmanagement e. V., Arbeitskreis 3 "Messmethoden und Systeme" (Hrsg.): Unmanned Aerial Vehicles 2017 (UAV 2017). Beiträge zum 156. DVW-Seminar am 9. und 10.2.2017 in Stuttgart, erschienen in: Schriftenreihe des DVW, Bd. 86, 2017
- [11] DVW, Arbeitskreis 3 (Hrsg.): UAV 2018 Vermessung mit unbemannten Flugsystemen. Beiträge zum 169. DVW-Seminar am 19. und 20.2.2018 in Hamburg, erschienen in: Schriftenreihe des DVW, Bd. 89, 2018
- [12] Kraus, K.: Photogrammetrie. Bd. 1, Berlin New York: de Gruyter, 2004, 516 S.
- [13] Schramm, M.: Building Information Modeling (BIM) Volumen und Mengen aus digitalen Geländemodellen (DGM) für die Baufortschrittsdokumentation. Masterarbeit, HTW Dresden, 2018
- [14] Karl, G.; Brunn, A.: Erfassung von äußeren Schäden an Windkraftanlagen. VDV Magazin – Zeitschrift für Geodäsie und Geoinformatik (2016) 1, S. 32–39
- [15] Fouad, N. A.; Richter, T.: Leitfaden Thermografie im Bauwesen Theorie, Anwendungsgebiete, praktische Umsetzung. Fraunhofer IRB, 2012, 172 S.

Anmerkung: Die Internetquellen wurden letztmalig am 28.9.2018 geprüft.

Bildnachweise

Bild 1, Planauszug	DB Netz AG		
Fotos	aufgenommen von Torsten Hillig mit der Drohne der Bauüberwa-		
	chung Region Südost und von Jörg Scheithauer		
Bildmontagen	Jörg Scheithauer		

CITec Concrete Improvement Technologies GmbH

Ihr Partner bei der umfassenden, objektbezogenen Bewertung und der zerstörungsfreien Instandsetzung von Korrosionsschäden an Stahlbetonbauwerken

Dienstleistungen

Qualifizierte, zerstörungsfreie Untersuchung auf Korrosionsschäden und objektbezogene Schadensanalyse gemäß Leitfaden OSA der BASt

Elektrochemischer Chloridentzug zur Wiederherstellung des Korrosionsschutzes nach Chloridangriff ohne Verkehrsbeeinträchtigung gemäß DIN CEN/TS 14038-2

Kathodischer Korrosionsschutz von Stahl in Beton - Beratung und systemoffene Planung sowie Ausführung von kleinflächigen galvanischen KKS-Installationen an Stahlbeton gemäß DIN EN ISO 12696



Produkte

CITec Survey[®]: Integriertes System zur Erfassung und Bewertung von Korrosionsschäden mit online-Messung von Potential, Oberflächenwiderstand, Temperatur, Schnittstelle zu HILTI-Ferroscan und leistungsfähigen Werkzeugen zur Visualisierung und Auswertung von Meßdaten

CITec CeControl[®], **Kombinationselektroden**: weltweit patentiertes Verfahren und Werkzeuge zur zerstörungsfreien, effizienten und individuellen Rehabilitierung von korrosionsgeschädigten Stahlbetonbauteilen

KMS - Korrosionsmeßsystem: erweiterte elektrochemische Meßmethoden zur zerstörungsfreien Korrosionsdiagnose in Stahlbetonbauwerken und zur Simulation/Bemessung von kathodischen Korrosionsschutzsystemen



CITec GmbH Dresdner Str. 40a 01156 Dresden Tel.: 0351/ 436 0130 Fax: 0351/ 436 0134 e-Mail: citec@citec-online.com

www.citec-online.com

Modifiziertes Ziellastniveau bei Straßenbrücken durch Bauwerksmonitoring

Nico Steffens¹, Kay Degenhardt², Karsten Geißler³

Kurzfassung. Die realistische Bewertung bestehender Brückenbauwerke nimmt einen immer größeren Stellenwert ein. Für die Bewertung können ergänzend Bauwerksmessungen durchgeführt werden, um zusätzliche Informationen zu Tragwerk, Einwirkungen oder Beanspruchungen zu erhalten. Bisher normativ ungeklärt ist die Frage, inwiefern die gewonnenen zusätzlichen Informationen zu den Beanspruchungen im Rahmen des Sicherheitskonzepts zu berücksichtigen sind. In diesem Beitrag wird gezeigt, wie durch Integration der Messdaten in das Sicherheitskonzept ein objektspezifisches modifiziertes Ziellastniveau für die Nachrechnung begründet werden kann.

1 Einleitung – Zustand und Bewertung bestehender Brücken

Es wird zunehmend über den Zustand der Brücken in Deutschland sowohl in Fachkreisen als auch medial vielschichtig diskutiert. Die Probleme sind dabei weitgehend bekannt und vielfach dokumentiert, z. B. in [1]. Es ist zum einen das zunehmende Bauwerksalter der Brücken problematisch. Vor allem bei Straßenbrücken aber noch entscheidender sind die stetig steigenden Verkehrslasten. Dies betrifft sowohl die Anzahl schwerer Fahrzeuge als auch das Fahrzeuggewicht.

Das zunehmende Bauwerksalter kann einerseits wegen der vielen rechnerisch anzusetzenden ermüdungsrelevanten Beanspruchungen während der langen Nutzungszeit zu Defiziten beim Nachweis der Ermüdungssicherheit führen. Andererseits haben inzwischen aber auch viele ältere Bauwerke – zumindest rechnerische – Defizite im Nachweis der Tragfähigkeit. Bestehende Bauwerke wurden mit den Lastmodellen entsprechend der zur Bauzeit gültigen Norm bemessen. Aufgrund der Verkehrsentwicklung werden die normativen Lastmodelle stetig den aktuellen Anforderungen angepasst. Bei zahlreichen bestehenden Bauwerken führen allerdings gerade diese deutlich höheren Lastansätze zu rechnerischen Defiziten, obwohl sie u. U. noch in gutem Zustand sind und gerade im Bereich der Landesstraßen ggf. die konkrete objektspezifische Belastung niedriger ist. In Anbetracht der zuneh-

¹ Dipl.-Ing., FG Entwerfen und Konstruieren – Stahlbau, Institut für Bauingenieurwesen, TU Berlin

² Dipl.-Ing., Landesbetrieb Straßenwesen Brandenburg, Dezernat Grundsatzangelegenheiten Straßen und Konstruktiver Ingenieurbau

³ Prof. Dr.-Ing., FG Entwerfen und Konstruieren – Stahlbau, Institut für Bauingenieurwesen, TU Berlin

menden Schwierigkeiten im Umgang mit den bestehenden Bauwerken lohnt sich daher bei der Bewertung der Brücken immer ein genauerer Blick auf die reale Belastungssituation.

2 Normative Lastmodelle und ihre charakteristischen Werte

Die maßgebende veränderliche Last bei der Bemessung eines Brückentragwerks ist in den meisten Fällen die Verkehrslast. In den Normen sind Lastmodelle definiert, die die realen Verkehrslasten mit ausreichender Sicherheit abdecken. Aktuell ist dies das LM 1 (ehemals LMM) nach DIN EN 1991-2 [2], welches für Neubauten anzusetzen ist. Vor der Einführung der Eurocodes im Jahr 2012 galt das LM 1 des DIN-Fachberichtes 101 [3]. Dieses war bereits angelehnt an das LM 1 des Eurocodes, wobei neben abweichenden Anpassungsfaktoren lediglich zwei Spuren mit einem Tandemsystem und der übrige Bereich über die Brückenbreite als Restfläche anzusetzen war. Der DIN-Fachbericht 101 wurde im Jahr 2003 eingeführt und im Jahr 2009 überarbeitet. Vor der Einführung des DIN-Fachberichtes 101 waren die Verkehrslastmodelle durch die DIN 1072 geregelt [4]. Hierin waren grundsätzlich andere Lastmodellkonfigurationen vorgesehen.

Die Bemessung einer Brücke erfolgt in der Regel für den Bemessungszeitraum von 100 Jahren. In den Normen sind charakteristische Werte mit einer festgelegten (mittleren) Wiederkehrperiode definiert. Der charakteristische Wert sollte definitionsgemäß im Mittel einmal im Bemessungszeitraum auftreten. Da dieser Wert größenmäßig aber dennoch einer Streuung unterliegt, wird er gemäß dem semiprobabilistischen Sicherheitskonzept mit einem Teilsicherheitsbeiwert beaufschlagt. Das Lastmodell 1 – für die Bemessung von Neubauten – ist hiervon abweichend mit einer Wiederkehrperiode von 1000 Jahren definiert, wobei zu beachten ist, dass gleichzeitig der Teilsicherheitsbeiwert im GZT von 1,50 auf 1,35 korrigiert wurde.

3 Bauwerksmonitoring

Durch Dauermessungen am Tragwerk lassen sich die realen Beanspruchungen z. B. infolge der Verkehrslasten erfassen und statistisch auswerten. Die hierdurch zusätzlich gewonnenen Informationen ermöglichen eine realitätsnähere Bewertung. Durch Integration der abgeleiteten statistischen Beanspruchungsgrößen in das Sicherheitskonzept können modifizierte Sicherheitselemente und Lastmodelle zuverlässigkeitstheoretisch begründet werden. In Bild 1 sind die Möglichkeiten einer messwertgestützten Bewertung dargestellt. Hierdurch werden rechnerische Sicherheitsreserven aufgedeckt, wobei die normativ geforderte Zuverlässigkeit erhalten bleibt.

Im Rahmen dieses Beitrages wird im Folgenden nur auf das Modul "Korrektur des Lastmodells" eingegangen.



Bild 1 Sicherheitsäquivalente Brückenbewertung durch Bauwerksmonitoring

4 Extremwertanalyse gemessener Beanspruchungen

Die aus den im Rahmen eines Bauwerksmonitorings erfassten Dehnungs-Zeit-Verläufe können auf Extremwerte eines gewählten Bezugszeitraums reduziert werden. Bei kleineren Zeiträumen, wie zum Beispiel einer stundenweisen Auswertung von Extremwerten, sind tageszeitliche Schwankungen zu beachten. Während der Tagesstunden – je nach Lage der Brücke im Verkehrsnetz ggf. vor allem in den Morgen- und Abendstunden – können eher größere Stundenextremwerte auftreten als in den verkehrsärmeren Nachtstunden. Bei Bauwerken, die im Zuge stark frequentierter Strecken liegen, tritt dieser Effekt allerdings nicht so stark auf. Bei einer tageweisen Auswertung von Extremwerten kann es darüber hinaus vorkommen, dass an den Wochenenden deutlich geringere Extremwerte erfasst werden, da der Berufsverkehr mit seinen schweren Lastkraftwagen in der Regel die größeren Werte liefert. Bei zu kleinem gewähltem Bezugszeitraum ergeben sich in solchen Fällen multimodale Verteilungen, die mehrere Höchstwerte aufweisen.

Es hat sich gezeigt, dass in der Regel eine wochenweise Auswertung der Extremwerte ausreicht. Diese wochenweise Auswertung von Extremwerten liefert meist eine unimodale Verteilung. Das entsprechend abgeleitete Histogramm der Extremwerte kann durch eine geeignete Verteilungsfunktion approximiert werden. Für die Abbildung zeitabhängiger Prozesse sind die Extremwertverteilungen besonders geeignet. Da sich die Extremwertverteilungen in andere Bezugszeiträume umrechnen lassen, wird eine Möglichkeit geschaffen, die von der jeweiligen Nutzungsdauer abhängige Intensität der Last zu berücksichtigen und in ein quasi stationäres Problem zu überführen [5]. Je größer der Bezugszeitraum gewählt wird, desto besser passt sich die Verteilung einer Extremwertverteilung an. Mit steigendem Bezugszeitraum wird die Approximation z. B. durch eine Extremwertverteilung Typ I (Gumbel) besser, da die kleineren Teilmengen der Grundgesamtheit wegfallen und nur die maßgebenden Extremwerte im oberen Bereich übrig bleiben, s. a. [6]. Die Extremwertverteilung für einen beliebigen Bezugszeitraum ergibt sich aus einer Verschiebung der Extremwertverteilung entlang der Abszisse (Bild 2).



Dementsprechend verschiebt sich der Mittelwert m_{T1} gegenüber der Ausgangsverteilung, während die Standartabweichung o unverändert bleibt. Nach [5] lässt sich die Umrechnung der Mittelwerte für verschiedene Bezugszeiträume einer Extremwertverteilung Typ I mit folgender Gleichung vornehmen:

$$m_{T2} = m_{T1} + \sigma \cdot \frac{\sqrt{6}}{\pi} \cdot \ln \frac{T_2}{T_1}$$

5 Ziellastniveaus für die Nachrechnung

5.1 Allgemeines

Für die Bewertung bestehender Straßenbrücken wird die *Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand* (*Nachrechnungsrichtlinie*) [7] angewandt. Hierin sind Anhaltswerte für das erforderliche Ziellastniveau gegeben. Dieses wird in Abhängigkeit der summarischen Verkehrszusammensetzung des Schwerverkehrs und der durchschnittlichen täglichen Verkehrsstärke des Schwerverkehrs (DTV-SV) festgelegt.

Die Nachrechnungsrichtlinie enthält vier Bewertungsstufen, wobei der Aufwand und die Genauigkeit von Stufe zu Stufe steigen. In Stufe 3 sind Bauwerksmessungen zugelassen. Durch Bauwerksmessungen stehen zusätzliche Informationen bereit, die eine realitätsnähere Bewertung und die Begründung objektspezifischer Ziellastniveaus ermöglichen.

5.2 Wiederkehrperiode des charakteristischen Wertes

Nachdem durch die Extremwertanalyse die statistischen Parameter der Verteilungsfunktion zur Approximation des Histogramms der Extremwerte bestimmt wurden, können diese zunächst auf einen höheren Zeitraum extrapoliert werden, z. B. auf die Verteilung der Jahresextremwerte (Jahresextremwertverteilung). Diese Verteilung entspricht dann gemäß der Extremwerttheorie der Verteilung des hier jeweils größten Wertes eines Jahres. Bei einem Zeitraum von 50 Jahren wären entsprechend 50 Werte vorhanden. Üblicherweise wird der charakteristische Wert als Quantilwert der Jahresextremwertverteilung berechnet. Es ist allerdings ebenso möglich, den charakteristischen Wert aus einer Extremwertverteilung eines anderen Bezugszeitraums mit entsprechend angepasstem Quantil zu berechnen. Entscheidend für die Festlegung des charakteristischen Wertes ist nicht die Wahl des Bezugszeitraums der Extremwertverteilung, sondern die Wahl der Wiederkehrperiode des extremalen Ereignisses. Die Wiederkehrperiode der veränderlichen Leiteinwirkung sollte konsequenterweise entsprechend des Bemessungszeitraums gewählt werden. Es wird daher im Hochbau, bei dem im Neubau üblichen Bemessungszeitraum von 50 Jahren, in der Regel der 98-%-Quantilwert der Jahresextremwertverteilung für veränderliche Lasten gewählt. Dies entspricht genau einer Wiederkehrperiode von 50 Jahren. Im Brückenbau, wo üblicherweise für 100 Jahre bemessen wird, wurde diese Herangehensweise nicht in letzter Konsequenz angewandt, wie die Festlegung des LM 1 zeigt.

5.3 Messwertgestützter charakteristischer Wert

Wenn die Verteilungsdichtefunktion einer Einwirkung bekannt ist, können beliebige Quantilwerte dieser Einwirkung berechnet werden. Der Quantilwert einer Extremwertverteilung Typ I lässt sich nach folgender Funktion berechnen:

$$E_{k,Mess} = m \cdot \left[1 - 0,7797 \cdot v \cdot \left(0,5772 + \ln\{-\ln q\} \right) \right]$$

Mit:

- $E_{k,Mess} \quad Messwertgest {\sc t} tzter \ charakteristischer \ Wert$
- m Mittelwert der Extremwertverteilung Typ I je nach Bezugszeitraum
- v Variationskoeffizient der Extremwertverteilung Typ I je nach Bezugszeitraum
- q Festzulegende Unterschreitungswahrscheinlichkeit des charakteristischen Wertes

Die festzulegende Unterschreitungswahrscheinlichkeit q ergibt sich je nach gewünschter Wiederkehrperiode a und vorliegender Extremwertverteilung gemäß folgender Berechnung:

$$q = 1 - \frac{1}{n_a \cdot a}$$

Mit:

- n_a Werte pro Jahr je nach Bezugszeitraum der Extremwerte
- a Wiederkehrperiode bzw. Bemessungszeitraum in Jahren

Für die Berechnung des charakteristischen Wertes mit einer mittleren Wiederkehrperiode von bspw. 50 Jahren aus einer Jahresextremwertverteilung wäre q = 0,98 zu setzen. Es sind dann zur Berechnung des Quantilwertes die statistischen Parameter der Jahresextremwertverteilung (m₁, v₁ = s₁/m₁) anzusetzen. Wird ein Bemessungswert bestimmt, so ergibt sich q mit Hilfe der standardisierten Normalverteilung Φ aus q = $\Phi \cdot (-\alpha \cdot \beta)$.

5.4 Festlegung des objektspezifischen Ziellastniveaus

Für die Festlegung des objektspezifischen Ziellastniveaus wird der Quotient $\alpha_{NR,i}$ aus messwertgestütztem charakteristischem Wert $E_{k,Mess}$ und normativem charakteristischem Wert $E_{k,Norm}$ gebildet. Dieser Nachrechnungs- bzw. Anpassungsfaktor wird für alle relevanten normativen Brückenklassen (Lastmodelle nach jeweiliger Norm) berechnet:

$$\alpha_{NR,i} = \frac{E_{k,Mess}}{E_{k,Norm_i}} \le 1,0$$

Der Nachrechnungs- bzw. Anpassungsfaktor α_{NR} stellt den Bezug zwischen dem realen Verkehrslastniveau und dem normativen Lastmodell dar. Es geht hierbei also um die Größe des anzusetzenden erforderlichen charakteristischen Wertes für das Lastmodell, um die realen Verkehrslasten mit ausreichender Sicherheit abzudecken.

Der normative charakteristische Wert $E_{k,Norm}$ ergibt sich aus einem mittels Systemmessung kalibrierten FE-Modell und der ungünstigsten Laststellung für das jeweils betrachtete Bauteil. Je nach angesetzter rechnerischer Spuranordnung im FE-Modell ergeben sich spurabhängige oder spurunabhängige Nachrechnungs- bzw. Anpassungsfaktoren [8].

Bezüglich des Ergebnisses des Nachrechnungs- bzw. Anpassungsfaktors sind folgende Aussagen zutreffend:

- α_{NR,i} ≤ 1 Die Brückenklasse/das Lastmodell gemäß Norm deckt die realen Verkehrslasten ab. Die Bezugs-Brückenklasse ist ausreichend.
- α_{NR,i} > 1 Die Brückenklasse/Lastmodell gemäß Norm deckt die realen Verkehrslasten nicht ab. Es muss die nächst größere Bezugs-Brückenklasse als erforderliches Ziellastniveau gewählt werden.

Mit Zahlenwerten beispielhaft belegt, könnten sich bei einem abgeleiteten messwertgestützten charakteristischen Wert die in Tabelle 1 dargestellten Nachrechnungsfaktoren für die jeweiligen Bezugs-Brückenklassen (bzw. normative Lastmodelle) ergeben.

140

Tabelle 1	Beispielhafte Größenordnung der Nachrechnungsfaktoren je nach Bezugs-Brücken-
	klasse für eine Brücke

Nachrechnungsfaktor α_{NR}	E _{k,Norm} (Brückenklasse)
z. B. 1,12	BK 30/30
z. B. 1,05	BK 60
z. B. 0,70 < 1 \rightarrow Ziellastniveau	BK 60/30
z. B. 0,50	LM 1 _{DIN-FB}
z. B. 0,30	LM 1 _{EC}

Es zeigt sich in dem in Tabelle 1 dargestellten Zahlenbeispiel, dass mit diesem auf die bisherigen Brückenklassen bezogenen Verfahren zur Festlegung des Ziellastniveaus ggf. Tragwerksreserven nicht voll ausgeschöpft werden. Dies liegt an den Lastsprüngen zwischen den Lastmodellen. In dem gezeigten Zahlenbeispiel würden theoretisch 70 % der Lasten der Brückenklasse 60/30 ausreichen, um die realen Verkehrslasten abzudecken. Die nächst kleinere Brückenklasse 60 reicht wiederum nicht aus zur Abdeckung der realen Lasten.

Ein von den bisherigen Brückenklassen losgelöstes Verfahren zur Festlegung des Ziellastniveaus beispielsweise direkt in Form des Nachrechnungs- bzw. Anpassungsfaktors mit einem festen Bezug auf zum Beispiel das LM 1 des DIN-FB 101 könnte diese zusätzlichen Reserven im Lastmodell aktivieren. Das zur Nachrechnung anzusetzende Lastmodell ist dann immer das LM 1 gem. DIN-FB 101 unter Ansatz eines objektspezifischen Nachrechnungs- bzw. Anpassungsfaktors:

 $LM_{NR} = \alpha_{NR} \cdot E_{k,LM1_{\text{DIN-ER-101}}}$

Mit:

 $\begin{array}{ll} {\sf LM}_{\sf NR} & {\sf F} \ddot{{\sf u}} r \, {\sf die} \, {\sf Nachrechnung} \, {\sf anzusetzendes} \, {\sf Lastmodell} \\ {\sf a}_{\sf NR} & {\sf Nachrechnungs-bzw. \, Anpassungsfaktor} \\ {\sf E}_{\sf k, {\sf LM}\, 1}_{{\sf DIN-FB}\, 101} & {\sf Lastmodell} \, 1 \, {\sf nach} \, {\sf DIN-FB} \, 101 \end{array}$

5.5 Messwertgestützter Teilsicherheitsbeiwert

Zur Festlegung eines objektspezifischen Lastmodells gehört konsequenterweise auch die Begründung des zugehörigen erforderlichen Teilsicherheitsbeiwertes der Verkehrslast. Der Teilsicherheitsbeiwert deckt die Unsicherheit in der Aussage der Größe des charakteristischen Wertes ab. Durch den Teilsicherheitsbeiwert wird der charakteristische Wert auf den Bemessungswert erhöht, um ein ausreichendes bzw. gefordertes Sicherheitsniveau zu wahren. Die Berechnungsvorschrift für den Teilsicherheitsbeiwert unter Ansatz einer Extremwertverteilung Typ I wurde z. B. in [8] angegeben. Hiernach ist der Teilsicherheitsbeiwert einerseits abhängig von den statistischen Parametern der gemessenen Verteilung und andererseits vom geforderten Zuverlässigkeitsindex β je nach gewähltem Bemessungszeitraum. Entsprechend des gewählten Bemessungszeitraums und des damit einhergehenden charakteristischen Wertes müsste konsequenterweise auch der zugehörige normativ geforderte Zuverlässigkeitsindex β in die Berechnung einfließen (Bild 3). Erst durch den Teilsicherheitsbeiwert wird das Lastmodell in Bezug zu einem geforderten Sicherheitsniveau (Zuverlässigkeit) gebracht. Je höher die geforderte Zuverlässigkeit im Bemessungszeitraum ist, desto höher fällt der Teilsicherheitsbeiwert aus.



Bild 3 Wahl des Bemessungszeitraumes

6 Beispiel

An einem Referenzbauwerk wurden über mehrere Monate die Dehnungen an ausgewählten Punkten mittels Dehnmessstreifen kontinuierlich erfasst. Es handelt sich um eine Spannbetonbrücke aus dem Jahr 1968 mit den Stützweiten 20,25 – 27,50 – 20,25 – 17,25 m (Bild 4).



Bild 4 Spannbetonbrücke als Durchlaufträger

Im gemessenen Zeitraum ergab sich der Maximalwert aus einer Begegnung zweier LKW in Feldmitte des zweiten Feldes (Bild 5). Der zugehörige Dehnungs-Zeit-Verlauf für den Messpunkt am Untergurt (UG) des Hauptträgers Nord (HT-N) in Feldmitte (FM) des zweiten Feldes (HT-N-FM-UG) ist in Bild 6 gegeben.

Im Rahmen der Extremwertanalyse wurden für den Messpunkt an der Bodenplatte des nördlichen Steges in Feldmitte des zweiten Feldes die Wochenextremwerte extrahiert und durch eine Extremwertverteilung Typ 1 approximiert (s. Tabelle 2). Aus der extrapolierten Verteilungsfunktion der Jahresextrema wurden unterschiedliche charakteristische Werte mit ihren Wiederkehrperioden sowie die zugehörigen Teilsicherheitsbeiwerte berechnet.



Bild 5 Zeitliche Entwicklung der Belastungssituation (von links nach rechts)



Bild 6 Dehnungs-Zeit-Verlauf am Messpunkt in Feldmitte bei der Begegnung zweier LKW auf dem Bauwerk

Für eine begrenzte Restnutzungsdauer von 20 Jahren ist die Extrapolation in Bild 7 dargestellt.

Dabei sind:

- m_i Mittelwert der Extremwertverteilung Typ I je nach Bezugszeitraum
- i Bezugszeitraum in Jahren
- σ Standardabweichung der Extremwertverteilung Typ I
- vi Variationskoeffizient der Extremwertverteilung Typ I je nach Bezugszeitraum
- F_{k,Mess} Messwertgestützter charakteristischer Wert (= E_{k,Mess})

Es zeigt sich, dass eine ausreichende Messdauer zur Ableitung der Extremwerte zu beachten ist. In Bild 7 sind zumindest die größeren interessierenden Extremwerte durch die Verteilung abgedeckt. Mit zunehmender Messdauer wird die Approximation besser. Eine Messdauer von einem Jahr liefert i. d. R. gute Ergebnisse. Für eine Bemessung für einen Zeitraum von 50 Jahren würde die Extrapolation auf die Verteilung der 50-Jahreswerte erfolgen. Die Extrapolation ist in Bild 8 gegeben. Eine Extrapolation auf den 100-Jahreswert zeigt Bild 9.



Bild 7 Extrapolation der gemessenen Extremwerte – hier: Dehnung an der Unterseite des Hohlkastens in der Mitte von Feld 2 – für eine begrenzte Nutzungszeit von 20 Jahren



Bild 8 Extrapolation der gemessenen Extremwerte auf einen konsequenten Bemessungszeitraum von 50 Jahren

In Tabelle 2 ist der Vergleich des Bemessungswertes je nach Bemessungszeitraum bzw. Wiederkehrperiode des charakteristischen Wertes zusammengefasst. Es ist ersichtlich, dass mit größer werdendem Bemessungszeitraum der charakteristische Wert steigt. Mit steigendem Bemessungszeitraum singt aber auch die Streuung der Last, was sich wiederum in der Größe des Teilsicherheitsbeiwertes ausdrückt.


Bild 9 Extrapolation der gemessenen Extremwerte auf einen konsequenten Bemessungszeitraum von 100 Jahren

 Tabelle 2
 Vergleich des Bemessungswertes je nach Bemessungszeitraum bzw. Wiederkehrperiode des charakteristischen Wertes

Bemessungszeitraum	20 Jahre	50 Jahre	100 Jahre
Zielzuverlässigkeit β	4,02	3,80	3,62
Charakteristischer Wert E _{k,Mess}	54,9	60,1	64,1
Teilsicherheitsbeiwert y _{Mess}	1,61	1,52	1,45
Bemessungswert E _{d,Mess}	88,4	91,4	92,9
E _{d,Mess} jeweils bezogen auf 100 Jahre	0,95	0,98	1,00

Mit den in Tabelle 2 angegebenen messwertgestützten charakteristischen Werten $E_{k,Mess}$ (= $F_{k,Mess}$) kann für den gewählten Bemessungszeitraum entsprechend dem Vorgehen in Abschnitt 5.4 das objektspezifische Lastmodell festgelegt werden.

7 Zusammenfassung

Durch ein Bauwerksmonitoring können eine Vielzahl zusätzlicher Information, z. B. zur tatsächlichen Belastungssituation erfasst werden. Die Anwendungsmöglichkeiten sind vielfältig und die technische Umsetzung kann inzwischen als sicher angesehen werden. Nach wie vor normativ offen ist die Frage, wie diese zusätzlichen Informationen im Sicherheitskonzept berücksichtigt werden sollen. In diesem Beitrag wurde gezeigt, wie charakteristische Werte der Verkehrslast durch ein Bauwerksmonitoring abgeleitet werden können, um hieraus ein objektspezifisches Ziellastniveau für die Nachrechnung zu begründen. Das Ziellastniveau kann dabei in Anlehnung an die vorhandenen Lastmodelle bzw. Brückenklassen der entsprechenden Normen begründet werden. Hierdurch können allerdings rechnerische Reserven aufgrund der teils starken Sprünge zwischen den Lastmodellen nicht genutzt werden. Eine weitergehende – diese Reserven ausnutzende – Möglichkeit wäre die Einführung eines Anpassungs- bzw. Nachrechnungsfaktors für das Lastmodell. Dieser würde sich dann direkt auf bspw. das Lastmodell 1 des DIN-Fachberichtes beziehen. Die Nachrechnung würde somit immer mit dem Lastmodell 1 des DIN-Fachberichtes erfolgen, wobei dieses mit dem objektspezifischen Anpassungs- bzw. Nachrechnungsfaktor abgemindert (oder ggf. auch erhöht) wird.

Es ist darüber hinaus die Frage zu diskutieren, welche Wiederkehrperiode für Bauwerke mit einer ggf. begrenzten Nutzungsdauer angesetzt werden sollte. Das Beispiel hat gezeigt, dass die Unterschiede bzgl. des Bemessungswertes zwar nicht gravierend sind, aber dennoch unter Umständen bei manchen Nachrechnungen Entscheidungen bzgl. einer evtl. erforderlichen Instandsetzung oder Abwägung eines Ersatzneubaus beeinflussen können.

Literatur

- [1] Marzahn, G.; Gunreben, Y.-C.: Brückenmodernisierung in Deutschland. (Veranlassung und Umsetzung). Stahlbau 86 (2017) 7, S. 557–561
- [2] DIN EN 1991-2:2010-12: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken; Deutsche Fassung EN 1991-2:2003 + AC:2010.
- [3] DIN-Fachbericht 101: Einwirkungen auf Brücken. Berlin: Beuth, Ausgabe 03/2009
- [4] DIN 1072:1985-12: Straßen- und Wegbrücken Lastannahmen.
- [5] Spaethe, G.: Die Sicherheit tragender Baukonstruktionen. 2. Aufl., Wien: Springer, 1992
- [6] Fischer, L.: Sicherheitskonzept für neue Normen ENV und DIN-neu (Grundlagen und Hintergrundinformationen). Teil 8: Extremwerttheorie und Einwirkungsbeschreibung. Bautechnik 76 (1999) 9, S. 816–827
- [7] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS, Hrsg.): Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand. Ausgabe 05/2011
- [8] Geißler, K.; Steffens, N.: Neue Methoden zur Bewertung bestehender Brücken unter besonderer Berücksichtigung der Verkehrsbeanspruchung durch Bauwerksmonitoring. In: Krieger, J.; Isecke, B. (Hrsg.). Tagungshandbuch zum 2. Brückenkolloquium, 21./22.6.2016 an der Technischen Akademie Esslingen, Esslingen, 2016, S. 521–528

Bildnachweis

Alle Bilder: Nico Steffens

Experimenteller Nachweis von Straßenbrücken kleiner Stützweite am Beispiel von Wegebrücken in der Eilenriede, Hannover

Marc Gutermann¹, Werner Malgut², Carsten Böhme³

Kurzfassung. Motoviert durch eine Anfrage zur Untersuchung von Durchlässen und Wegebrücken im Stadtwald Eilenriede, Landeshauptstadt Hannover, wurde eine neue Methode entwickelt und erprobt, mit der die Tragsicherheit von Bauwerken kleiner Stützweite wirtschaftlich nachgewiesen werden kann. Um Abriss und Neubau der Massivbauwerke zu vermeiden, wurde ein Konzept aufgestellt, um die Brücken kostengünstig mit einem Mobilkran und messtechnischer Überwachung risikoarm testen zu können. Dieser Bericht beschreibt die Randbedingungen und Überlegungen zur Lösung der Aufgabe und fasst die Ergebnisse der erfolgreichen Erprobung an 13 Stahlbetonbauwerken und einem Mauerwerksdurchlass in Hannover zusammen.

Vorab: Dieser Artikel wurde in Grundzügen bereits in der Zeitschrift BAUTECH-NIK veröffentlicht [1] und erscheint hier in einer überarbeiteten Version mit dem Schwerpunkt auf die experimentellen Untersuchungen und Ergebnisse.

1 Einleitung

Der schlechte Erhaltungszustand deutscher Autobahn- und Bundesstraßenbrücken ist hinlänglich bekannt. Kleinere Straßen- und Wegebrücken stehen eher selten im Fokus der Öffentlichkeit, obwohl ihre Zustandsbewertungen oft ebenso schlecht ausfallen wie bei den Brücken im Fernstraßennetz. Auch hier kommt häufig noch erschwerend hinzu, dass über die Jahre sehr viele Informationen über die Bauausführung verlorengegangen sind und der Erhaltungszustand unbefriedigend ist. In solchen Fällen ist eine rechnerische Bewertung der Tragsicherheit oft unmöglich, insbesondere, wenn Teile des Bauwerks für Erkundungen unzugänglich sind oder die Gründungssituation unbekannt ist.

Ein alternatives Nachweisverfahren ist der Belastungsversuch, der bei Einhaltung gewisser Standards eine statische Berechnung ergänzen kann [2]. Hierzu werden hohe Prüflasten auf das Bauwerk aufgebracht, die fast das Doppelte der zulässigen Nutzlasten betragen.

¹ Prof. Dr.-Ing., Institut für Experimentelle Statik, Hochschule Bremen

² Dipl.-Ing., Institut für Experimentelle Statik, Hochschule Bremen

³ Dipl.-Ing., Landeshauptstadt Hannover

Dafür ist eine detaillierte Versuchsplanung obligatorisch, die geeignete Konzepte für eine regelbare Lasterzeugung und die messtechnische Überwachung enthalten muss [3], [4]. Zudem sind die Versagensmechanismen während der Versuche durch Vergleichsrechnungen bereits vorab zu bewerten, um eine risikoarme Versuchsdurchführung zu ermöglichen.

Bereits die erforderliche Belastungstechnik macht experimentelle Tragsicherheitsnachweise relativ aufwändig [5], sodass Straßen- und Wegebrücken mit Stützweiten \leq 6,00 m oftmals eher abgerissen und neu gebaut als getestet und saniert werden.

Eine Anfrage der Landeshauptstadt Hannover, Fachbereich Umwelt und Stadtgrün, vertreten durch Herrn Bettin, im Jahre 2016, ob Belastungsversuche von 14 Forstwegebrücken im Stadtwald Eilenriede eine Alternative zu Ersatzbauwerken sein könnten, ließ uns am Institut für Experimentelle Statik der Hochschule Bremen nach einer Methode suchen, mit der Belastungsversuche risikoarm und kostengünstig (< 10.000 €/Brücke) durchgeführt werden können.

2 Probebelastung von Straßenbrücken kleinerer Stützweite

2.1 Stand der Technik

Die grundsätzlichen Verfahren zur Probebelastung von Straßenbrücken wurden im vergangenen Jahrhundert stetig weiterentwickelt [2], [5] und [6]. Sie bestehen aus zwei Grundprinzipien, nämlich

- Lasterzeugung durch oder gegen Massenkräfte (LKW-Überfahrten, Belastungsfahrzeug BELFA [5], [6]) und
- Lasterzeugung im Kräftekreislauf (Belastungsrahmen [7]).

Die Vor- und Nachteile der eingesetzten Verfahren sind in der Literatur, z. B. [5], ausführlich beschrieben. Hier seien nur die wesentlichen Anforderungen an die Lasterzeugung aufgeführt, die wir für Belastungsversuche an Straßenbrücken kleinerer Stützweiten ($I_s \le 6,00$ m) identifiziert haben:

- Fahrbare Belastungstechnik, um kurze Rüstzeiten zu ermöglichen und das Durchbohren von Dichtungsschichten zu vermeiden,
- Geringes Gewicht und kompakte Geometrien f
 ür die Anfahrt (keine Sondergenehmigungen),
- Risikoarme hydraulische Lasterzeugung bis zur Versuchsziellast F_{ziel} (inkl. Teilsicherheitsbeiwerten, hier $F_{ziel} \le 330$ kN).

Die Versuchstechnik wird durch eine geeignete messtechnische Ausstattung des Bauwerks komplettiert. Sensorpositionen und -typen werden nach vorheriger Analyse des Tragsystems individuell festgelegt. Geeignete Konzepte wurden z. B. in [2], [4] bis [7] veröffentlicht.

148

2.2 System und Verfahren

Bei der Systementwicklung lag unser Fokus sowohl auf der technischen Durchführbarkeit als auch auf der Kostensenkung. Das erforderte ein einfaches, flexibel einsetzbares Belastungsgerät, das einfach verfügbar ist, Lasten oberhalb des Gebrauchslastniveaus erzeugen kann und eine regelbare Laststeuerung ermöglicht. Unsere erste Wahl war ein handelsüblicher Mobilkran, der nahezu überall angemietet werden kann. Dieser kann jedoch anders als z. B. das Belastungsfahrzeug BELFA ([5], [6]) das Gewicht seiner Achsen nicht reduzieren, so dass er das ungetestete Bauwerk nicht überfahren darf. Ein Abstützen und Hochheben wäre wie beim BELFA zwar möglich, jedoch können die Lasten beim Mobilkran anschließend nicht flexibel und regelbar an unterschiedlichen Positionen auf dem Bauwerk eingeleitet werden. Unser Lösungsansatz war, das Bauwerk bereits mit dem Überfahren zu testen, also ein schrittweises Verfahren. Dazu wird an der hinteren Kranabstützung mit Hilfe einer Adapterplatte eine Vorrichtung mit einer integrierten Prüfhydraulik angebracht. Diese ermöglicht mit ihren Verstellmöglichkeiten den Einsatz an verschiedenen Krantypen und die Erzeugung unterschiedlicher Lastbilder an beliebigen Orten, Bild 1.



Bild 1 Prinzipskizze der Lasterzeugung durch Mobilkran mit externer Prüfhydraulik

Das Verfahren zur Durchführung von Belastungsversuchen an Straßenbrücken kleinerer Stützweite mit einem Mobilkran gliedert sich in mehrere Schritte (Bild 2) und ist in [1] ausführlich beschrieben. Die schrittweise und geregelte Erzeugung von Prüflasten ist somit bei kleinen Brücken uneingeschränkt möglich und damit auch der Nachweis von Lasten oberhalb der Gebrauchslast. Ein Einsatz von zwei Mobilkranen ermöglicht bei Zuhilfenahme von Belastungsrahmen auch den Tragsicherheitsnacheis von Brücken größerer Stützweiten gegen die Masse beider Fahrzeuge, die dann jeweils vor den Widerlagern stehen bleiben würden.

Der Einsatz eines so genannten All-Terrain-Krans ermöglicht dank der Allradlenkung auch Zufahrten mit engen Kurven. So sind auch Brücken im Zuge von Wirtschafts- und Forstwegen gut erreichbar. Dabei entfallen meist das Einholen von Sondergenehmigungen und



Bild 2 Prinzipskizze: Minimale Anzahl der Laststellungen

der Einsatz von Begleitfahrzeugen. Das Verfahren ermöglicht Belastungsversuche auch an Brücken, die aufgrund ihrer Größe und/oder Lage bisher nicht wirtschaftlich und regelkonform experimentell nachgewiesen werden konnten.

3 Wegebrücken in der Eilenriede, Landeshauptstadt Hannover

3.1 Aufgabenstellung

In der Eilenriede befinden sich diverse Wegebrücken und Durchlässe mit Stützweiten bis 6,00 m, deren Original-Unterlagen nicht mehr vorliegen und bei denen statische Berechnungen keine zufriedenstellenden Ergebnisse lieferten. Für die Bewirtschaftung des Forstes müssen die Brücken jedoch mit schweren Fahrzeugen befahren werden können. Es bot sich als alternative Nachweismethode an, Belastungsversuche durchzuführen. Aufgrund der unbefestigten, engen und zum Teil verschlungenen Wege wurde das oben beschriebene Konzept entwickelt, um auch unter diesen Randbedingungen Versuchslasten über 300 kN wirtschaftlich und vor allem risikoarm zu erzeugen. Letzteres bedeutet für den Bauherrn, dass trotz geeigneter Versuchstechnik und gewissenhafter Durchführung eine Restwahrscheinlichkeit des Tragwerksversagens verbleibt – wie bei Berechnungen auch.

3.2 Tastversuche

Die Planung von Tragsicherheitsnachweisen für die Brückenklasse BK 30 nach DIN 1072 [8] erfordert einen hohen Aufwand, der in keinem Verhältnis zu einem Belastungsversuch steht, der möglicherweise gleich bei der ersten Brücke wegen schlechter Ergebnisse abgebrochen werden muss. Wir haben daher zunächst Tastversuche an drei Bauwerken kleinerer Stützweite ($l_s \le 2,60$ m) im Stadtwald Eilenriede durchgeführt (Kampagne 1), um so die Erfolgsaussichten und das Risiko einer einzelnen Überfahrt eines Holztransporters abschätzen zu können.



Bild 3 Prototyp: Traverse mit integrierten Hydraulikzylindern und verstellbarer Adapterplatte

Zur Aufwandsminimierung wurde die Versuchslast durch die Hydraulikanlage des Mobilkranes erzeugt, indem die Radachsen fixiert und das gesamte Fahrzeug durch die hintere Abstützung auf der Lasttraverse angehoben wurde. Die Erfahrung zeigte aber, dass die Steuerung für Belastungsversuche zu grob ist. Das Verfahren wurde deshalb optimiert, indem in die Lasttraverse neben der Kraftmesseinrichtung auch eine externe hydraulische Lasterzeugung integriert und eine Adapterplatte entwickelt wurde, die diese Prüfeinheit für die Dauer der Versuche mit dem Mobilkran flexibel koppeln kann (Bild 3).

3.3 Auswahl der Versuchsorte

Mit dem verbesserten Verfahren wurden anschießend elf weitere Bauwerke einem Belastungsversuch zum Nachweis der Tragsicherheit unterzogen (Kampagne 2). Die Untersuchungen umfassten vier Durchlässe mit einer lichten Weite von ca. 1,00 m; weitere fünf Bauwerke wiesen eine lichte Weite von ca. 2,50 m auf. Darüber hinaus wurden ein gemauerter Durchlass mit ca. 1,60 m lichter Weite und eine Stahlbetonbrücke mit ca. 5,60 m lichter Weite untersucht (Tabelle 1). Das gesamte Versuchskonzept wurde vom Prüfingenieur begleitet und freigegeben.

4 Versuchstechnik

4.1 Versuchslasten und Belastungstechnik

Das Ziellastniveau war die Nachrechnungs-Brückenklasse 30 nach DIN 1072 [8]. In Tabelle 2 sind die zugehörigen Lastannahmen zusammengestellt. Lediglich für eine Stahlbetonbrücke (Kampagne 2) mit ca. 5,60 m lichter Weite war die Brückenklasse 9 das angestrebte Ziel (vgl. Tabelle 1).

Aus den maßgebenden Lastbildern ergeben sich maximale Beanspruchungen (z. B. Querkräfte und Biegemomente), die im Versuch durch ein äquivalentes Lastbild nachgebildet werden mussten. Die Gebrauchslast ext F_Q und die Versuchsziellast ext $F_{Ziel} \le 330$ kN wurden auf der Grundlage des Ansatzes aus der Richtlinie für Belastungsversuche [3] ermittelt (Tabelle 3), in der g für ständige Lasten, P für die Achslast des Bemessungsfahrzeuges und φ für den Schwingbeiwert stehen, s. Gl. (1) und (2).

	,			
Brücken-	Nachweis	Тур	Lichte	Besonderheiten
Nr. Bw			Weite I _w	
Kampagn	e 1 (Tastvers	uche)		
9	BK 9	Rohrdurchlass	1,00 m	Stirnwand Verblendmauerwerk
13	BK 9	Durchlass	1,00 m	Stirnwand Waschbeton
16	BK 9	Rahmen	2,50 m	
Kampagn	e 2 (Belastun	gsversuche)	-	
10	BK 30	Durchlass	1,00 m	Stirnwand Waschbeton
11	BK 30	Durchlass	1,00 m	Stirnwand Waschbeton
7	BK 30	Durchlass	1,00 m	Stirnwand Verblendmauerwerk
14	BK 30	Durchlass	1,00 m	Stirnwand Waschbeton
6	BK 30	Rahmen	2,50 m	
5	BK 30	Rahmen	2,50 m	
2	BK 30	Rahmen	2,50 m	
4	BK 30	Rahmen	2,50 m	sehr schiefwinklig
3	BK 9	Plattenbalken	5,60 m	BW mit größerer Stützweite
15	BK 30	Rahmen	2,50 m	
18	BK 30	Durchlass	1,60 m	Historisches Mauerwerksgewölbe

 Tabelle 1
 Versuchsplan der Tast- und Belastungsversuche (2016)

Tabelle 2 Lastannahmen nach DIN 1072 [8], Brückenklassen BK 9 und BK 30

BK	Bemessungs	fahrzeug	Umgebende Flächenlast			
	Gesamtlast	Achslasten	Achsab-	Schwere	Hauptspur	Nebenspur
	Р		stand	Einzelachse	p 1	p ₂
	[kN]	[kN]	[m]	[kN]	[kN/m²]	[kN/m²]
9	90	30 + 60	3,0	90	4,0	3,0
30	300	3 × 100	1,5	130	5,0	3,0

$$ext F_0 = g_2 + \varphi \cdot P$$

(1)

$$ext F_{Ziel} = \gamma_R \cdot \left(\gamma_{g1} \cdot g_1 + \gamma_{g2} \cdot g_2 + \gamma_\rho \cdot \varphi \cdot P - g_1 \right)$$
(2)

Die Sicherheitsfaktoren wurden anhand der entsprechenden Normenwerke, Richtlinien und Empfehlungen gewählt (DIN EN 1991 [9], [3] und [7]):

- für die veränderlichen Einwirkungen (Achslast P): γ_p = 1,50 [9] und
- für den Bauteilwiderstand (je nach Nachweisformat):
 - $\gamma_R = 1,10$ (stahlseitig [3]) oder
 - $y_R = 1,15$ (Pfahlprobebelastung [7]).

Um eine Durchfeuchtung der direkt befahrenen Überbauten abzubilden, wurde der Teilsicherheitsbeiwert des Eigengewichts des Tragwerks auf der sicheren Seite zu $\gamma_{g1} = 1,05$ festgelegt, abweichend zur aktuell gültigen Richtlinie [3]. Die sich aus diesen Annahmen ergebenden Versuchslasten sind in Tabelle 3 zusammengefasst.

Bauwerk Nr.	ВК	Stütz- weite	Breite	Schwing- beiwert	Gebrauc Über- bau	hslast Wider- lager	Versuchs Über- bau	ziellast Wider- lager
BW		ls	b	φ	ext F _Q	ext F _Q	ext F _{Ziel}	ext F _{Ziel}
		[m]	[m]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
3	9	5,70	4,45	1,35	150	115	260	215
7, 10, 11, 14	30	1,125	≤ 6,50	1,39	195	145	330	255
2, 4, 5, 6, 15	30	2,60	≤ 5,00	1,38	195	170	330	285
18	30	1,60	6,20	1,4	140	100	225	165

 Tabelle 3
 Versuchslasten f
 ür die 11 untersuchten Br
 ückenbauwerke (Kampagne 2)

Es kam das in Abschnitt 2.2 und [1] beschriebene neue Verfahren mit Einsatz eines Mobilkranes zur Anwendung. Aufgrund der ermittelten Versuchslasten und der Geometrien von Bauwerken und Mobilkran wurde das 4-achsige Modell GMK 4100 (G ~ 50 t) des Herstellers Grove ausgewählt.

4.2 Belastungsprogramm

Der Versuchsablauf war an jedem Bauwerk in mehrere Schritte gegliedert. Bild 4 enthält exemplarisch die Lastpositionen für ein Bauwerk mit einer Stützweite von 2,60 m. Die versetzte Anordnung der Lasteinleitungsflächen, hervorgerufen durch den Kran und die leicht schiefwinklige Brücke, erzeugte nur in einem Teilbereich extreme Beanspruchungen, so dass die Auswahl der Messausstattung und die Online-Analyse vereinfacht wurden. Für die anderen Stützweiten oder Tragwerkstypen (Gewölbe) wurden die Laststellungen entsprechend angepasst. Bei größeren Straßenbreiten wurde die Untersuchung seitenversetzt wiederholt. In jeder Laststellung wurden mindestens drei Laststufen bis zur Versuchsziellast F_{ziel} angefahren und die Gebrauchslast F_Q mehrfach erzeugt, um die Reproduzierbarkeit und Reversibilität der Messkurven nachweisen zu können.

4.3 Messtechnik

Die messtechnische Ausstattung der Bauteile erfolgte so, dass alle notwendigen Informationen zur Zustandsbewertung – z. B. Dehnung, Durchbiegung, Setzung und Verschiebung, s. Bild 5 – gewonnen werden konnten. Neben den obligatorischen Messungen der Überbaudurchbiegung und der Widerlagersetzung (Bild 6) zur Erfassung des Gesamtverformungsverhaltens des Tragwerks wurden je nach Brückentyp weitere Sensoren installiert, die die zu erwartenden Versagensmechanismen überwachen sollten [10]. So wurden bei den Durchlässen zusätzlich die Horizontalverschiebung der Widerlagerwände gemessen



Bild 4 Beispiel der Laststellungen I–VI für Brückenbauwerke mit Stützweiten I ≤ 2,60 m



Bild 5 Messausstattung am Beispiel eines Rahmenbauwerks $l \le 2,60$ m (Bw 2)

und bei Rahmentragwerken sowie Gewölben die Biegedehnungen. Letztere geben zwar grundsätzlich nur Informationen aus einem örtlich begrenzten Bereich, bei richtiger Positionierung kann daraus jedoch auch auf Systemveränderungen geschlossen werden,



Bild 6 Lasteinleitung und Setzungsmessung (Pfeile)

Bild 7 Dehnungs- und Durchbiegungsmessung im Gewölbe

im Rahmentragwerk z. B. die Umlagerung von Stütz- zu Feldmomenten, beim Gewölbe das Durchschlagen der Stützlinie – sowohl im Scheitel als auch im Viertelspunkt (Bild 7).

Kraftmessung: Zur Kraftmessung kam ein Druckaufnehmer mit einem Messbereich bis 1000 bar und einer Anzeigegenauigkeit von ± 2 bar zum Einsatz, was bei dem eingesetzten Hydrauliksystem einer Anzeigegenauigkeit von etwa ± 3 kN entspricht.

Wegmessung (Durchbiegungen, Verschiebungen und Setzungen): Die Vertikal- und Horizontalverformungen wurden durch induktive Wegaufnehmer WT 10 gemessen (Messbereich von ± 10 mm, reproduzierbare Auflösung unter Baustellenbedingungen ca. 0,01 mm). Die Durchbiegungen des Überbaus wurden relativ zu den Widerlagern bestimmt, die Horizontalverschiebung der Widerlager relativ zur Brückenstirnwand, ihre Setzung relativ zur Geländeoberkante etwa 2–3 m vom Bauwerk entfernt (Bild 6). Ausnahme war das Bauwerk Nr. 3 (Plattenbalken), bei dem die Verformung der Plattenspiegel relativ zu den Plattenbalken gemessen wurde. **Integrale Dehnungsmessungen**: An den Überbauten wurden die Dehnungen mit induktiven Wegaufnehmern WT 5 integral gemessen (Bild 7). Durch die Wegänderungen Δ I kann bei bekannter Basislänge I über die Beziehung $\varepsilon = \Delta$ I/I eine integrierte Dehnung ε errechnet werden.

Umweltbedingungen: Die Umweltbedingungen wurden ebenfalls bestimmt und in die Messprotokolle aufgenommen (Temperatur etwa 12 bis 24 °C; relative Luftfeuchte etwa 45 bis 95 %).

5 Messwertergebnisse

5.1 Messwertanalyse

Während der Versuche wurden die maßgebenden Bauteilreaktionen in Abhängigkeit der Versuchslast grafisch auf dem Monitor dargestellt und zeitgleich nach den folgenden Abbruchkriterien analysiert:

- Reproduzierbarkeit (gleiche Bauwerksreaktion bei wiederholter Belastung),
- Reversibilität (keine bzw. geringe bleibende Verformung),
- Grenzwertkriterien (Einzelmesswerte: Rissweiten, Durchbiegung, Schubverformungen, ... [3]).

5.2 Globales Tragverhalten

Aus den Kraft-Reaktionskurven ließ sich entnehmen, dass die Überbauten ein annähernd linear-elastisches Last-Durchbiegungsverhalten aufwiesen. Die maximale Überbauverformung unter Ziellast (inkl. Teilsicherheitsbeiwerten) betrug weniger als 2,0 mm. Größere bleibende Verformungen wurden nur bei den Widerlagersetzungen beobachtet, die bei Wiederholungsmessungen jedoch einen reproduzierbaren und reversiblen Kurvenverlauf zeigten und daher unkritisch waren. Biegerisse konnten visuell nicht identifiziert werden.

Die Durchbiegungen f_v blieben selbst unter der Versuchsziellast F_{Ziel} unter dem Kriterium f_v < l_s/1000 (Tabelle 4), so dass die Gebrauchstauglichkeit nachgewiesen war.

- Durchlässe mit Stützweite I_s = 1,125 m (Stahlbetonplattenfertigteile, Bw 7, 10, 11, 14): $f_Q \le 0,40$ mm < zulässig $f_Q = I_s/1000 = 1,125$ mm
- Wegebrücken mit Stützweite $I_s \le 2,60$ m (Stahlbetonplatten, Bw 2, 4, 5, 6, 15): $f_Q \le 0,28$ mm $< I_s/1000 = 2,6$ mm
- Wegebrücke mit Stützweite l_s = 5,70 m (Stahlbetonplatte, Bw 3): $f_Q \leq$ 0,70 mm < $l_s/1000$ = 5,7 mm
- Gemauerter Gewölbedurchlass mit Stützweite I_s = 1,60 m (Bw 18): $f_Q \leq$ 0,05 mm $< I_s/1000$ = 1,6 mm

156

Bauwerk Nachweis- Stützweite			Lastfall	Maximale Verschiebungen			
Nr.	klasse			Überbau	Widerlag	jer	
BW	ВК	l _s	F _{max}	f _v	f _v	f _H	
		[m]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	
10	30	1,125	337	0,13	0,09	-0,008	
			Kranüberfahrt	0,22	0,19	-0,025	
11	30	1,125	338	0,25	0,22	-0,04	
			Kranüberfahrt	0,38	0,30	0,08	
7	30	1,125	341	0,32	0,22	-0,05	
			Kranüberfahrt	0,29	0,27	-0,10	
14	9	1,125	308	0,72	0,18	-0,03	
6 30	30	2,60	341	0,05	0,02	-	
			Kranüberfahrt	0,06	0,22	-	
5 30		2,60	341	0,40	0,02	-	
			Kranüberfahrt	0,34	0,19	-	
2	30	2,60	341	0,09	0,05	-	
			Kranüberfahrt	0,09	0,27	-	
4	4 30		343	0,17	0,07	-	
			Kranüberfahrt	0,13	0,23	-	
3	9	5,70	337	1,60	0,24	-	
15 30		2,60	343	0,10	0,05	-	
			Kranüberfahrt	0,09	0,22	-	
18	30	1,60	342	0,11	-	-0,04	
			Kranüberfahrt	0,08	-	-0,01	

Tabelle 4 Maximale Verschiebungen in vertikaler (fv) und horizontaler (fH) Richtung

5.3 Schlussfolgerung

Die Tragfähigkeit der getesteten Bauwerke, definiert durch das statische System und den Bauteilwiderstand (Geometrie und Material), war so groß, dass die Lasten bei allen Versuchen ohne Erreichen eines Grenzwertkriteriums bis zur Versuchsziellast $F_{Ziel} \leq 330$ kN (und teilweise darüber hinaus) gesteigert werden konnten. Die Brücken wurden daher für die gewünschte Nutzlast BK 30 bzw. BK 9 als gebrauchstauglich und tragsicher eingestuft.

Das verwendete Belastungsverfahren, bestehend aus einem Mobilkran GMK 4100 (G ~ 50 t) mit externer Prüfhydraulik, eignete sich ohne Einschränkungen, um die Beanspruchungen aus dem maßgebenden Lastbild einer schweren Einzelachse regelbar im Bauwerk zu erzeugen. Es muss jedoch beachtet werden, dass der Mobilkran bei Lasten über F > 250 kN ausgehoben wird. Im Falle einer plötzlichen Verformungszunahme können die Totmassen

durch den Kolbenweg des Hydrauliksystems ggf. nicht schnell genug reduziert werden. Durch die großen Verformungen entstehen zudem Horizontalkräfte, die durch die Hydraulikzylinder abgetragen werden müssen.

Die getesteten Bauwerke zeigten allesamt ein sehr gutmütiges Verformungsverhalten. Größere nichtlineare Verformungszunahmen oder plötzlich auftretende Systemveränderungen traten nicht ein. Es ist daher noch nicht erprobt, wie das Belastungssystem auf derartige Ereignisse reagiert und wie schnell sich dann die extern eingetragene Last reduzieren lässt. Deshalb muss vor Probebelastungen mit dem beschriebenen System kritisch beachtet werden, dass ein Restrisiko eines Bauwerksschadens während der Versuche nicht vollständig ausgeschlossen werden kann. Dazu muss letztendlich ein größerer technischer und damit auch finanzieller Aufwand betrieben werden und es ist zu empfehlen, auf bewährte Systeme, wie das Belastungsfahrzeug BELFA [5] zurückzugreifen. Gleiches gilt für den Einsatz bei Brücken mittlerer und größerer Spannweite. Die technische Anwendungsgrenze des vorgestellten Systems liegt bei Brücken von Stützweiten I_s < 9,0 m, bei denen nach DIN 1072 [8] der Lastfall "Schwere Einzelachse" maßgebend ist.

6 Zusammenfassung und Ausblick

Nach einer Anfrage zur Untersuchung von Durchlässen und Wegebrücken im Stadtwald Eilenriede, Landeshauptstadt Hannover, wurde eine kostengünstige Methode entwickelt, wie die Tragsicherheit von Brücken kleiner Stützweite wirtschaftlich und risikoarm nachgewiesen werden kann. Das entwickelte Belastungssystem kann schnell und flexibel eingesetzt werden und ermöglicht den risikoarmen Tragsicherheitsnachweis, wenn im Versuchsablauf und bei der messtechnischen Ausstattung die zuvor beschriebenen Voraussetzungen beachtet werden. Das Verfahren wurde an 13 Stahlbetonbauwerken und einem Mauerwerksgewölbe erfolgreich erprobt, so dass die Wegebrücken in die gewünschten Nutzungsklassen BK 30 bzw. 9 eingestuft werden konnten.

Für weitere Einsätze muss jedoch kritisch erwähnt werden, dass bei Probebelastungen mit dem beschriebenen Belastungssystem ein gewisses Restrisiko eines Bauwerksschadens verbleibt. Um dieses deutlich zu reduzieren, muss ein größerer technischer und damit auch finanzieller Aufwand betrieben werden.

Danksagung

Ein herzlicher Dank gilt allen Projektbeteiligen, die mit ihrem Engagement und der konstruktiven Zusammenarbeit wesentlich zum Gelingen der komplexen Aufgabe beigetragen haben. Ebenso danken wir der Hochschule Bremen und der InnoWi GmbH, die uns bei der Anmeldung des Verfahrens zum Patent Nr. 10 2017 118 041.9 [11] unterstützt haben.

Literatur

- [1] Gutermann, M.; Schröder, C.; Böhme, C.: Nachweis von Straßenbrücken kleiner Stützweite am Beispiel von Wegebrücken in der Eilenriede, Hannover. Bautechnik 95 (2018), S. 477–484 – doi:10.1002/bate.201800018
- [2] Bolle, G.; Schacht, G.; Marx, S.: Geschichtliche Entwicklung und aktuelle Praxis der Probebelastung, Teil 1 und 2. Bautechnik 87 (2010) 11 | 12, S. 700-707 | 784–789
- [3] Marx, S.; Schacht, G.; Maas, H.-G.; Liebold, F.; Bolle, G.: Versuchsgrenzlastindikatoren bei Belastungsversuchen II. Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben "Zukunft Bau", Dresden: TU Dresden, 2013, 80 S. –

URL: http://nbn-resolving.de/urn:nbn:de:bsz:14-qucosa-130176

- [4] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb, Hrsg.): Richtlinie für Belastungsversuche an Betonbauwerken. Berlin: Beuth, Ausgabe 9/2000.
- [5] Gutermann, M.; Schröder, C.: 10 Jahre Belastungsfahrzeug BELFA. Bautechnik 88 (2011) 3, S. 199–204
- [6] Bretschneider, N.; Fiedler, L.; Kapphahn, G.; Slowik, V.: Technische Möglichkeiten der Probebelastung von Massivbrücken. Bautechnik 89 (2012) 2, S. 102–110
- [7] Steffens, K.; Bucher, Ch.; Opitz, H.; Quade, J.; Schwesinger, P.: Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Massivbrücken. Bautechnik 76 (1999) 1, S. 1–15
- [8] DIN 1072:1985-12: Straßen- und Wegbrücken; Lastannahmen.
- [9] DIN EN 1991-1-1:2010-12: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke – Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau; Deutsche Fassung EN 1991-1-1:2002 + AC:2009.
- [10] Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (Hrsg.): EA-Pfähle. Empfehlungen des Arbeitskreises "Pfähle". Berlin: Ernst & Sohn, 2012
- [11] Schröder, C. Gutermann, M.; Hochschule Bremen; System zur Verwendung von Mobilkränen für die Durchführung von Belastungsversuchen an Straßenbrücken kleinerer Stützweite. Patent Nr. 10 2017 118 041.9. Anmeldetag: 8.8.2017

Bildnachweise

- Bilder 1, 2 Carsten Schröder
- Bilder 3, 6, 7 Marc Gutermann
- Bilder 4, 5 Dennis Kahl



Labordienstleistungen:

Ingenieurdienstleistungen:

Oberflächenschutz Betontechnologie

Bauwerksdiagnostik Instandhaltungsplanung Sachverständigenwesen

IBOS GmbH

Institut für Betontechnologie und Oberflächenschutz

Zentrale: Lennershofstraße 162, 44801 Bochum Niederlassung: Bei der Neuen Münze 14 22145 Hamburg Labor: Herner Str. 299, 44809 Bochum

> Telefon: +49 (0) 234 925671322 E-Mail: message@ibos-labor.eu Web: ibos-labor.de

Weggesteuerte In-situ-Querkraftversuche (bis in den Nachbruchbereich) und innovative Messtechnik an einer 60 Jahre alten 7-feldrigen Spannbetonbrücke

Oliver Fischer¹, Sebastian Gehrlein²

Kurzfassung. Aufgrund des zunehmenden Alters des Brückenbestandes, steigender Verkehrslasten und veränderter normativer Grundlagen und Bemessungsvorschriften ist die Querkrafttragfähigkeit bestehender Spannbetonbrücken mit geringer Querkraftbewehrung seit längerem Gegenstand verschiedener Forschungsvorhaben. Der Lehrstuhl für Massivbau der Technischen Universität München (TUM) konnte im Rahmen eines vom Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI) geförderten Forschungsvorhabens im Jahr 2017 einzigartige In-situ-Querkraftversuche an der 1955 fertiggestellten Saalebrücke in Hammelburg durchführen. Ziel dieser zerstörenden Untersuchungen an der zum Rückbau vorgesehenen Brücke war es, das Verhalten von Spannbetonbrücken unter Querkraftbeanspruchungen zu untersuchen, um einen Beitrag zur Entwicklung wirklichkeitsnäherer Bemessungsmodelle für ältere Bestandsbrücken zu liefern. Um das Tragverhalten der untersuchten Brücke möglichst exakt aufzeichnen zu können, wurden bei den In-situ-Versuchen neben konventioneller Messtechnik wie Kraftmessdosen, Wegaufnehmern und Dehnmessstreifen auch in großem Umfang faseroptische Dehnungsmessungen eingesetzt, mit deren Hilfe die Stauchungen und Dehnungen des Betons im relevanten Bereich guasi-kontinuierlich erfasst wurden. Im Folgenden werden das Bestandsbauwerk, die Versuchsdurchführung. das Messprogramm sowie die Ergebnisse der durchgeführten Versuche beschrieben und dargestellt.

1 Einleitung

Mehr als die Hälfte des Brückenbestands im deutschen Straßenverkehrsnetz ist mittlerweile älter als 35 Jahre und einhergehend damit ist die Notwendigkeit für eine systematische Nachrechnung und Beurteilung bestehender Brücken in den vergangenen Jahren

¹ Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dipl.-Wirt. Ing., Lehrstuhl für Massivbau, TU München

² M.Sc., Lehrstuhl für Massivbau, TU München

zunehmend deutlich geworden. In diesem Zuge wurde 2011 von der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) die Nachrechnungsrichtlinie [1] eingeführt und 2015 erstmalig ergänzt [2]. Die nachträgliche Beurteilung der bestehenden Brücken auf Grundlage aktueller normativer Regelungen ist, neben dem hohen durchschnittlichen Alter des Brückenbestandes, vor allem wegen der starken Erhöhung der einwirkenden Verkehrslasten (u. a. Schwerlastverkehr) seit der Planung und Herstellung vieler dieser Bauwerke notwendig. Im Zusammenhang mit den steigenden Beanspruchungen und auf Grundlage neuer Erkenntnisse aus Forschung und Praxis sind zudem die zugrundeliegenden Normen in den vergangenen Jahrzehnten kontinuierlich fortgeschrieben worden. Dies alles bringt es mit sich, dass ältere Brücken zum Teil mit aktuellen Bemessungsmodellen nicht mehr nachgewiesen werden können.

Diese Problematik wird auch durch die, im Rahmen eines von der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) geförderten Forschungsprojektes, durchgeführte Auswertung von Nachrechnungen bestehender Betonbrücken [3] auf Grundlage der Nachrechnungsrichtlinie [1] belegt. So zeigte die systematische Auswertung der Nachrechnung von 146 Betonbrücken (davon 126 Spannbetonbrücken) aus dem gesamten deutschen Fernstraßennetz, dass etwa 80 % der Bauwerke in den Stufen 1 und 2 der Nachrechnungsrichtlinie rechnerische Defizite aufweisen. Die Auswahl der nachgerechneten Bestandsbrücken konzentrierte sich dabei vor allem auf Brücken, die vor 1988 und als Mehrfeldbauwerke mit Stützweiten von mehr als 30,0 m hergestellt wurden und die gemäß den Bauwerksprüfungen eine Zustandsnote von 3.0 oder schlechter aufwiesen. Bei 56.5 % und damit bei einem Großteil der Bauwerke sind die rechnerischen Defizite auf den Querkraftnachweis für die Brückenlängsträger zurückzuführen (vgl. auch z. B. [4], [5]). Dabei weisen vor allem die vor 1966 erbauten Brücken in sehr großem Umfang (89,7 %, vgl. [3]) entsprechende Querkraftdefizite auf. Neben dem hohen Alter dieser Brücken ist dies vor allem darauf zurückzuführen, dass erst ab 1966 eine Mindestquerkraftbewehrung normativ vorgeschrieben wurde, vgl. [6], während eine solche Forderung in den vorhergehenden Bemessungsansätzen noch gänzlich fehlte.

Im Gegensatz zu den Ergebnissen der systematischen Nachrechnung weisen Bestandsbrücken jedoch in den meisten Fällen speziell hinsichtlich der Querkrafttragfähigkeit ein deutlich positiveres äußeres Erscheinungsbild auf [7]. Darüber hinaus zeigen verschiedene Forschungsvorhaben (z. B. [8]-[10]), dass speziell bei durchlaufenden, vorgespannten Massivbrücken noch Reserven hinsichtlich der Querkrafttragfähigkeit vorliegen. Diese Untersuchungen sowie auch der Großteil der aus der Literatur bekannten Versuche wurden jedoch unter Laborbedingungen an nicht durchlaufenden Trägern, meist ohne Vorspannung und an relativ kleinmaßstäblichen Versuchskörpern (Konstruktionshöhe bei etwa 90 % der Versuche unter 40 cm) durchgeführt. Auch die wenigen bekannten Versuche im Originalmaßstab (z. B. [11]–[13]) konzentrierten sich entweder auf Fertigteilbrücken, Einfeldträger, Untersuchungen in Feldmitte oder in den Randfeldern von durchlaufenden Spannbetonbrücken, so dass den Autoren weltweit keine Versuche zur Querkrafttragfähigkeit von durchlaufenden Spannbetonbrücken im Stützbereich bekannt sind (vgl. auch [14]). Um diese Lücke in der experimentellen Forschung schließen und um die bisherigen sowie zukünftige Laborversuche validieren zu können, führte der Lehrstuhl für Massivbau der TUM auf Initiative und mit Förderung des Bundesministeriums für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI) sowie des Bayerischen Staatsministeriums für Wohnen, Bau und Verkehr (StMB) im Jahr 2017 umfangreiche In-situ-Querkraftversuche an der Saalebrücke Hammelburg durch.

2 Beschreibung des Bestandsbauwerkes

Die Voraussetzung für die Durchführung von In-situ-Versuchen, die einen Beitrag zur Klärung der offenen Fragestellungen liefern können, war das Finden einer durchlaufenden Spannbetonbrücke, die vor der Einführung der Mindestquerkraftbewehrung im Jahr 1966 errichtet wurde und bereits zum Rückbau vorgesehen war. Nach umfangreichen Recherchen zu den in Frage kommenden Bestandsbauwerken im Zuständigkeitsbereich des StMB stand Ende 2016 mit der in unmittelbarer Nähe zur fränkischen Stadt Hammelburg gelegenen Saalebrücke das ideale Bauwerk für die geplanten Versuche zur Verfügung.

Diese Spannbetonbrücke wurde zwischen 1953 und 1955 in Ortbetonbauweise erbaut und überspannte mit insgesamt sieben Feldern und einer Gesamtlänge von 163,0 m die fränkische Saale sowie das angrenzende Hochwasserentlastungsgebiet (Bild 1). Die Brücke wurde als dreistegiger Plattenbalken mit einer Gesamtbreite (inkl. Kappen) von 10,60 m und mit Regelstützweiten von 24,60 m ausgeführt. In den beiden Randfeldern betrug die Stützweite 20,00 m.



Bild 1 Längsansicht der Saalebrücke bei Hammelburg

Die Brücke wurde in zwei Bauabschnitten hergestellt, wobei die einzelnen Konstruktionsbereiche im mittleren Feld mit einem Gerbergelenk verbunden waren (Bild 2). Die Lager waren in den Auflagerpunkten des mittleren Feldes längsfest, in den restlichen Lagerachsen in Längsrichtung verschieblich ausgebildet. Weiterhin erwies sich die Saalebrücke aufgrund der geringen lichten Höhe (1,65 m bis 2,25 m), der generell guten Zugänglichkeit und des geringen Einflusses der Versuche auf das vorgesehene Rückbaukonzept als besonders geeignet für die Durchführung von experimentellen Untersuchungen.





Ende 2016 wurde die Bestandsbrücke nach erfolgter Verkehrsfreigabe des nur wenige Meter daneben errichteten und parallel verlaufenden Ersatzbauwerkes (s. Bild 3, links) stillgelegt und stand damit für die Versuchsdurchführung zur Verfügung.

Der Überbau des im Grundriss nahezu geradlinigen Bauwerks (Bild 3, links) hatte inklusive der monolithisch mit den drei Stegen verbundenen Fahrbahnplatte (Regelstärke 22,0 cm) eine Konstruktionshöhe von 1,10 m (Bild 4) und wurde mit Ortbeton der Betonklasse B 300 hergestellt. Die Breite der Stege im Feldbereich betrug 0,70 m. In den Randbereichen der Felder (in etwa beginnend bei den Viertelspunkten) wurden die Stege bis auf eine Breite von 1,20 m im Bereich der Lagerachsen kontinuierlich aufgeweitet. Sowohl die drei Stege als auch die Fahrbahnplatte waren in Längs- bzw. Querrichtung mit Spanngliedern aus runden, kaltgezogenen Drähten (sechs Drähte je Spannglied) der Güte 145/160 mit einem Durchmesser von 7 mm im nachträglichen Verbund vorgespannt. Als schlaffe Bewehrung wurde glatter Betonstahl der Gruppe IIa verwendet. Im Feldbereich waren in der Regel in jedem der drei Stege 8 Ø 16 und im Stützbereich 14 Ø 14 als Längsbewehrung angeordnet. Als Querkraftbewehrung kamen Bügel mit einem Durchmesser von 8 mm zum Einsatz. Diese waren im Bereich der Auflager alle 25 cm und im Feldbereich alle 30 cm angeordnet.



Bild 3 Fertiggestellter Ersatzneubau neben der untersuchten Saalebrücke Hammelburg (links) und Versuchsaufbau auf der Brücke in Belastungsposition (rechts)

Das entspricht einem, für die Konstruktionszeit der Brücke typischen, niedrigen Bewehrungsgrad von 4,02 cm²/m bzw. 3,35 cm²/m und damit 36,5 % bzw. 30,7 % der aktuell nach DIN EN 1992 2 [15] geforderten Mindestquerkraftbewehrung.

Gemäß den begleitend zu den In-situ-Versuchen durchgeführten Materialuntersuchungen (u. a. Druck- und Spaltzugfestigkeiten) im Labor des Materialprüfungsamtes der TUM (MPA BAU) konnte der Überbaubeton der Bestandsbrücke in die Betonklasse C45/55 eingestuft werden. Die vorhandene mittlere Vorspannung der Spannglieder wurde vor Ort mit $\sigma_{p,m,vorh} = 630$ N/mm² ermittelt, die Streckgrenze des Betonstahls lag gemäß den Laboruntersuchungen durchschnittlich bei R_{p0,2} = 273,8 N/mm².

3 Versuchsdurchführung und Messtechnik

Die zum Erreichen des Bruchzustandes notwendigen Lasten wurden über einen 31,65 m langen Widerlagerträger (vgl. Bild 3, rechts) und insgesamt sechs hydraulische Zylinder aufgebracht. Die Steuerung der Zylinder erfolgte manuell, um die systembedingten Schwankungen flexibel ausgleichen zu können. Im Hinblick auf ein möglichst verformungsgesteuertes Verhalten der Belastungseinrichtung im Versagensfall wurde für die Hydraulik ein sehr geringes Durchflussvolumen gewählt. Nach einer Einstellungsphase zu Beginn jedes Versuchs wurden die Lasten während der Versuchsdurchführung in den vier Linienzylindern bei jeweils etwa 250 kN und die Gegenlast im angrenzenden Feld bei etwa 800 kN konstant gehalten. Die Hauptlast wurde mit einer Geschwindigkeit von 0,5 kN/s bis zum Bruch kontinuierlich gesteigert; zur Durchführung von Messungen wurde alle 150 kN die Last kurzzeitig konstant gehalten. Im Zuge der vorbereitenden Arbeiten wurde zudem die Fahrbahnplatte in Längsrichtung durchtrennt (vgl. Bild 4), so dass eine isolierte Betrachtung des Tragverhaltens des Mittelträgers möglich war und keine Einflüsse aus einer möglichen Querverteilung der Lasten über die Fahrbahnplatte berücksichtigt werden mussten. Für weitere Details zur Konzeption der Versuche und zum grundsätzlichen Aufbau der Belastungseinrichtungen wird auf [16] verwiesen.

Zur Bestimmung der aufgebrachten sowie der resultierenden Kräfte kamen insgesamt elf Kraftmessdosen zum Einsatz. Jeweils eine Kraftmessdose war direkt unter den hydraulischen Zylindern angebracht (Achse A und Achsen C bis G, vgl. Bild 5). Vier Kraftmessdosen zeichneten die auftretenden Beanspruchungen in den Zugstangen der Verankerungskonstruktion im Bereich des untersuchten Innenauflagers (Achse B) auf. Am zurückliegenden Auflager (Achse H) wurden die Zugkräfte in den Verankerungsstangen mit Hilfe von Dehnmessstreifen (DMS) gemessen. Eine weitere Kraftmessdose wurde vor Versuchsbeginn im vorlaufenden Auflagerpunkt des Mittelträgers (benachbartes Feld, Achse 0) eingebracht. Zum Einbau dieser Kraftmessdose (Bild 6, links) mussten der Brückenüberbau angehoben und die bestehende Auflagerkonstruktion abgebrochen werden. Im Zuge dieses Vorgangs wurde mit Hilfe von Öldrucksensoren auch das Eigengewicht des Brückenüberbaus bestimmt.

Die vertikalen Verformungen des untersuchten Steges des belasteten Mittelträgers wurden in den Achsen A, C, D und G mit Hilfe von am Untergrund befestigten Seilzug-Wegaufneh-



Bild 4 Querschnitt der untersuchten Brücke mit schematischer Darstellung der Belastungseinrichtung inklusive des Hauptbelastungszylinders (blau)



Bild 5 Schematische Darstellung des Brückenüberbaus und des Versuchsaufbaus im Prüfzustand (Längsansicht)

mern ermittelt (s. Bild 6, rechts). In Achse C wurden zudem die vertikalen Verformungen der Randträger erfasst, um eventuelle Einflüsse aus einer Querverteilung der Lasten beurteilen zu können. Zusätzlich wurde in den Achsen C und G die Rotation der Hauptträger um die Längsachse erfasst, so dass eine Torsionsbelastung der untersuchten Träger ausgeschlossen werden konnte. In dem für das Querkraftversagen maßgebenden Bereich der Stege des Mittelträgers (Achsen B bis D) wurde von der Fahrbahnplatte aus mittels drei induktiver Wegaufnehmer die Dickenänderung der Stege als zusätzliche Möglichkeit zur

166



Bild 6 Kraftmessdose im Bereich des zuvor abgebrochenen Lagersockels sowie Stellringzylinder zum Anheben des Brückenüberbaus (links), Messtechnik vor Versuchsbeginn mit Kameraschiene für die optische Messung, faseroptischen Sensoren und Seilzugpotentiometern (rechts)

Erfassung einer inneren Rissbildung erfasst. Bezugspunkt für diese Messung war die Unterkante der Stege, es wurde also die Rissöffnung über die gesamte Bauteilhöhe bestimmt.

Weiterhin kam im Rahmen der In-situ-Versuche in großem Umfang eine quasi-kontinuierliche faseroptische Dehnungsmessung zum Einsatz. Mit diesem auf der Rückstreuung eines Lichtsignals basierenden Messsystem, vgl. z. B. [18] und [19], können die Dehnungen entlang eines aufgeklebten (oder einbetonierten) Glasfaserkabels mit sehr hoher Genauigkeit und engen Abtastraten im Bereich von etwa 1 mm nahezu kontinuierlich gemessen werden. Um die Betondehnungen sowie auch die Hauptdehnungsrichtungen im untersuchten Bereich des Steges möglichst genau messen zu können, wurden vor Versuchsbeginn je drei Fasern in horizontaler, vertikaler und diagonaler Richtung in einem Raster von 30 × 30 cm auf die Stege des Mittelträgers geklebt (Bild 7). Auch die Dehnungen der Fahrbahnplatte in Brückenlängsrichtung im Bereich zwischen der Hauptlast (Achse C) und der



Bild 7 Messraster der faseroptischen Dehnungsmessung (Südseite, Versuch 1)

Rückverankerung in Achse B wurden mit Hilfe einer weiteren Glasfaser aufgenommen. Insgesamt wurden pro Versuch etwa 150 m Messfasern auf die dazu vorbereiteten Betonoberflächen der Brücke appliziert. Um die Ergebnisse der faseroptischen Dehnungsmessung validieren zu können, wurden diese an verschiedenen Punkten der Stege und im Bereich des gevouteten Übergangs zwischen Steg und Fahrbahnplatte zusätzlich mit den Messergebnissen konventioneller Beton-DMS abgeglichen.

Auftretende Risse im untersuchten Bereich der Stege (Achsen B–D nach Bild 5) sowie die Globalverformungen der Brücke wurden mit einem kamerabasierten System und tachymetrischer Passpunktmessung des Lehrstuhls für Geodäsie der TUM aufgenommen. Diese Messungen zur optischen Aufzeichnung des Rissbildes wurden durchgeführt, während die Last konstant gehalten wurde. Mit diesem vom Lehrstuhl für Geodäsie der TUM angepassten Konzept eines photogrammetrischen Aufnahmesystems konnten Risse ab 0,2 mm in einem großen Beobachtungsfeld detektiert und die Rissbreiten in einer Auflösung von 0,1 mm bestimmt werden. Ebenso konnte die Entwicklung der Rissbildung und -öffnung im Zuge der gesamten Lastaufbringung bis in den Nachbruchbereich aufgezeichnet werden. Die geodätische Messung fand dabei parallel an beiden Seiten der belasteten Stege statt.

4 Ergebnisse

In allen fünf untersuchten Feldern konnte das Versuchsziel, ein Querkraftversagen des Mittelträgers in Brückenlängsrichtung, erreicht werden. Bild 8 zeigt exemplarisch die zugehörigen Rissbilder des Versuchs 3 (obere Fotos) im linken Randfeld 1 (vgl. Bild 2) und des Versuchs 5 (Innenfeld, Feld 3, Bilder unten). Wie aus der Abbildung deutlich wird, unterscheidet sich die Rissgeometrie zwischen den zwei dargestellten Versuchen deutlich. Diese Abweichung steht im direkten Zusammenhang mit der Spannweite des jeweiligen Feldes (Randfeld: 20,0 m, Innenfeld: 24,6 m) und trat in dieser Form bei allen fünf Versuchen auf. Ebenso zeigen sich im Nachbruchverhalten deutliche Abweichungen zwischen den Versuchen in den Innen- und in den Randfeldern. Während in den Randfeldern, die grundsätzlich einen weniger direkten und flacheren Verlauf des kritischen Schubrisses aufwiesen (vgl. Bild 8), ein weitaus duktileres Versagen zu beobachten war, kam es bei den Versuchen in den Innenfeldern zu einem deutlich spröderen Versagen der untersuchten Mittelträger nach Erreichen der Maximallast.

Das unterschiedliche Nachbruchverhalten steht dabei in direktem Zusammenhang mit der Rissgeometrie. Die kürzeren, direkten Risse, die bei den Versuchen in den Innenfeldern der Brücke auftraten, wurden – im Vergleich zu den flacheren Rissen in den Randfeldern – von deutlich weniger Bügeln und Spanngliedern gekreuzt. Dadurch konnten nach Beginn der Rissbildung die Bügelbewehrung und andere Tragmechanismen, wie z. B. die Rissverzahnung, nur in geringerem Umfang aktiviert werden und es trat – zusammen mit einem spröden Bruch der Bügelbewehrung – ein deutlich weniger duktiles Versagen der Versuchsträger als bei den vergleichbaren Versuchen in den Randfeldern auf.

In Tabelle 1 sind die maximalen Querkrafttragfähigkeiten ($V_{exp,max}$) der untersuchten Querschnitte sowie die geometrischen Randbedingungen und die vertikalen Verformungen



Bild 8 Exemplarische Darstellung der unterschiedlichen Rissgeometrien bei den Versuchen in den Rand- und Innenfeldern; oben: Versuch 3 (Rand), unten: Versuch 5 (innen), jeweils Nord- und Südansicht

 Tabelle 1
 Vertikale Verformung und maximale Querkrafttragfähigkeit der untersuchten Querschnitte im Bereich der Hauptbelastung (Achse C)

Versuch ^{a)}	Geometrie		Bewehrung		Vert.	Max. Querkraft-	
	Brei- te	Höhe	Spann- weite	Für Quer- kraft ^{c)}	Spann- glieder	Verfor- mung	tragfähigkeit V _{exp,max}
	[m]	[m]	[m]	[cm²/m]	Anz. [-]	[mm]	[kN]
1 Rand, BA 1 $^{\text{b}}$	0,800		20,0		25	37,99	2,277
2 Innen, BA 1	0,875		24,6	4.00	25	45,87	2,194
3 Rand, BA 2	0,800	1,10	20,0	4,02	28	38,87	2,012
4 Innen, BA 2	0,875		24,6	(00123)	24	47,88	1,968
5 Innen, BA 2	0,875		24,6		24	45,54	2,082

^{a)} vgl. Bild 2; ^{b)} BA: Bauabschnitt; ^{c)} in Achse C

am Ort des Hauptbelastungszylinders (Achse C nach Bild 5) angegeben. Die angegebene Maximallast wurde dazu, unter Berücksichtigung der entgegenwirkenden vertikalen Komponente der Vorspannkraft und des Eigengewichts des Längsträgers, anhand der sechs gemessenen Zylinderkräfte (Kraftmessdosen) rechnerisch bestimmt. Die in Laborversuchen ermittelte Betonfestigkeit betrug einheitlich C 45/55.

Die in der Tabelle 1 abgebildeten Versuchslasten belegen weiterhin, dass das unterschiedliche Nachbruchverhalten (Innenfelder spröde, Randfelder duktiler) unabhängig von der maximalen Querkrafttragfähigkeit ist. Das während der Versuche festgestellte Nachbruchverhalten (duktileres Versagen der Randfelder im Vergleich zu den Innenfeldern, vgl. [17]) hat gemäß der in Tabelle 1 dargestellten Daten keinen signifikanten Einfluss auf Vexp.max. Vielmehr ist die Abweichung der maximalen Lasten zwischen den Versuchen im Bauabschnitt (BA) 1 und den Versuchen im BA 2 mit im Mittel 9,6 % (bezogen auf die maximale Querkrafttragfähigkeit Vexp. max BA1) deutlich größer als der Unterschied zwischen den Versuchen in den jeweiligen Rand- und Innenfeldern eines Bauabschnittes. Die Differenz der erreichten Maximallasten innerhalb der einzelnen Bauabschnitte betrug 3.6 % (bezogen auf Versuch auf Versuch a) für BA 1 und 0,6 % (Mittel der Versuche in den Innenfelder bezogen auf Vexp.max.Versuch 3) für BA 2. Die große Abweichung der gemessenen maximalen Querkrafttragfähigkeit zwischen den Versuchen im BA1 und 2 lässt sich auf die unterschiedlichen Bewehrungsgehalte in den verschiedenen Bauabschnitten zurückführen. Während in BA 2 als wirksame Querkraftbewehrung ausschließlich Bügel Ø 8/25 verwendet wurden, waren im BA 1 im Bereich der Auflager zusätzlich zur konventionellen Bügelbewehrung sieben (Versuch 1, Randfeld) bzw. neun (Versuch 2, Innenfeld) aufgebogene Längsbewehrungsstäbe mit einem Durchmesser von 14 mm verbaut, die den bei den Versuchen auftretenden schrägen Schubriss kreuzten (vgl. Abschnitt 2).

Die in Tabelle 1 dargestellten Versuchslasten zeigen zudem, dass die Anzahl der Spannglieder keinen direkten Einfluss auf die maximale Querkrafttragfähigkeit der untersuchten Querschnitte hat. Auch die vertikale Verformung der Versuchsträger in Achse C zum Zeitpunkt der maximalen Querkraftbelastung belegt das sehr ähnliche Last-Verformungsverhalten der jeweiligen Querschnitte in den Rand- (37,99 und 38,87 mm vertikale Verformung) und Innenfeldern (45,87, 47,88 und 45,54 mm vertikale Verformung) der Bauabschnitte 1 und 2. Eine detaillierte Auswertung der gemessenen Verformungen und der zugehörigen Last-Verformungskurven ist [17] zu entnehmen.

Bild 9 zeigt die exemplarische Auswertung der Fasermessung auf der Fahrbahnplatte sowohl über die Faserabwicklung (Station, vgl. Bild 10) als auch über die Zeitdauer des Versuches (Zeitschritt). Die Fasermessung und die Belastung wurden zeitgleich gestartet, der Zeitschritt 36 entspricht dem Zeitpunkt der maximalen Belastung des Versuchsträgers. Anschließend und kurz nach Erreichen der Maximallast (Zeitschritt 37) wurde die Fasermessung gestoppt. Die in den rückwärtigen Ebenen der Grafik abgebildeten Projekte stellen weiterhin die Umhüllende der Verzerrungsmaxima über die Station bzw. den Zeitschritt dar. Wie in Bild 10 dargestellt, wurde die an der Fahrbahnoberfläche applizierte Faser analog zu den Fasern auf den Seitenflächen der Stege der Mittelträger in Fahrbahnlängsrichtung mäanderförmig angebracht. In Querrichtung der Brücke befanden sich also in einem seitlichen Abstand von 1,4 m jeweils drei parallele Faserabschnitte mit einer Länge von 5,05 m, die zwischen den Achsen A und C die Betondehnungen in Längsrichtung der Brücke aufzeichneten. Die Darstellung zeigt zum einen, dass der aufgetretene Riss in der Fahrbahnplatte über dem Auflager (Zugzone im Bereich des Stützmoments) hinsichtlich der Rissposition (Stationierung der Messspitzen in Bild 9 entspricht den roten Markierungen in Bild 10) mit Hilfe der faseroptischen Dehnungsmessung exakt erfasst werden kann. Zum anderen kann auch der Rissfortschritt bzw. der Dehnungszuwachs über die Versuchskraft bzw. die Versuchsdauer mit Hilfe dieser Daten guantifiziert werden. Dement-



Bild 10 Lage und Stationierung der optischen Messfaser auf der Fahrbahnplatte

sprechend repräsentieren die drei in Bild 9 dargestellten Messspitzen dieselbe Dehnungsspitze im Beton der Fahrbahnoberfläche sowie deren Veränderung in Brückenquerrichtung und über den Versuchsfortschritt.

In Bild 11 werden exemplarisch die Ergebnisse der horizontalen, faseroptischen Dehnungsmessung an den Stegen für die Versuche in den Innenfeldern (Versuche 2, 4 und 5) bei einem weitgehend ähnlichen Lastniveau verglichen. Die dargestellten Messwerte bilden jeweils den Faserabschnitt ab, der sich in der Mitte der Querschnittshöhe der Stege (z = 0,35 m) jeweils auf der nördlichen Seite der untersuchten Mittelträger befand (vgl. Bild 7). Die Messergebnisse der faseroptischen Dehnungsmessung belegen zum einen das nahezu identische Tragverhalten in den Innenfeldern im Bereich des dargestellten Lastniveaus (45 bis 49 % der jeweiligen Maximallast). Zum anderen lassen sich anhand dieser Ergebnisse eindeutig die Bereiche des Längsträgers identifizieren, in denen bei der betrachteten Höhe im Querschnitt (z = 0,35 m) und im betrachteten Lastniveau hauptsächlich Druck- (Bereich mit x = 0...3,2 m) bzw. Zugspannungen (Bereich x = 3,2...7,5 m) vorlagen. Zudem korrespondieren die Dehnungsspitzen, die mit der faseroptischen Messung aufgenommen werden konnten, sehr gut mit den über das kamerabasierte System aufgezeichneten bzw. den händisch dokumentierten Biegerissen im Bereich zwischen der Lasteinleitung und der Feldmitte.



Bild 11 Vergleich der Ergebnisse der horizontalen, optischen Fasermessung an den nördlichen Stegseitenflächen für die Versuche 2, 4 und 5 in den Innenfeldern (Faser in Mitte der Querschnittshöhe der Stege)

Für eine Einordnung der Ergebnisse bzw. einen Vergleich der ermittelten maximalen Traglasten mit der aktuellen Normung und verschiedenen Forschungsansätzen wird auf [17] verwiesen.

5 Zusammenfassung und Ausblick

Mit den im Sommer 2017 durchgeführten In-situ-Versuchen hatte der Lehrstuhl für Massivbau der TUM die einmalige Gelegenheit, die Querkrafttragfähigkeit bestehender, durchlaufender Spannbetonbrücken im Bereich der Innenstützen an einem realen Bauwerk zu untersuchen, bevor dieses abgebrochen wurde.

Bei allen fünf durchgeführten In-situ-Versuchen konnte das Versuchsziel – ein Querkraftversagen der Mittelträger in Brückenlängsrichtung – erzielt werden. Weiterhin wurde bei allen Versuchen ein Traglastniveau erreicht, das deutlich über den Bemessungsergebnissen der aktuellen Normenansätze (vgl. [17]) liegt. Die Versuche in den Innen- bzw. den Randfeldern wiesen jeweils ein sehr ähnliches Tragverhalten auf, das anhand der durchgeführten Messungen dokumentiert werden konnte. Die Abweichungen zwischen den Versuchen in den Bauabschnitten 1 und 2 hinsichtlich der maximalen Querkrafttragfähigkeit kann durch die unterschiedliche Bewehrungsführung in diesen Bauabschnitten plausibel begründet werden. Mit Hilfe der kamerabasierten, optischen Rissaufnahme des Lehrstuhls für Geodäsie der TUM und der im großem Umfang zum Einsatz gekommenen faseroptischen Dehnungsmessung konnte ein klares Bild der aufgetretenen Risse sowie der Betondehnungen und -stauchungen an der Oberfläche gewonnen werden. Zudem konnten die aufgezeichneten Messwerte anhand der sehr guten Übereinstimmung der Ergebnisse dieser zwei Systeme grundsätzlich validiert werden.

Begleitend zu den durchgeführten Großversuchen zur Querkrafttragfähigkeit sind derzeit vergleichende Laborversuche im Substrukturversuchsstand des Lehrstuhls für Massivbau der TUM in Planung (Bild 12). Mit Hilfe dieser zusätzlichen Versuche soll unter anderem der Einfluss der Bügelform auf die Querkrafttragfähigkeit der untersuchten Brückenträger bestimmt werden. Zudem können mit diesen Versuchen die bisherigen und zukünftigen Versuche mit der Substrukturtechnik validiert werden. Darüber hinaus werden die Ergebnisse der In-situ-Versuche anhand von FE-Berechnungen mit dem Programmpaket Abaqus überprüft und validiert. Auf Grundlage der so kalibrierten FE-Modelle werden weitere Parameterstudien durchgeführt, die zusammen mit einer vertieften Auswertung der Messergebnisse zu einem besseren Verständnis der Verformungs- und Tragmechanismen der untersuchten Brückenträger beitragen sollen.



Bild 12 Schematische Darstellung der Probekörpergeometrie für die vergleichenden Substrukturversuche im Labor

Danksagung

Unser besonderer Dank gilt dem Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI) und dem Bayerischen Staatsministerium für Wohnen, Bau und Verkehr (StMB) für die Ermöglichung der Großbelastungsversuche sowie dem Bauamt Schweinfurt für die hervorragende und stets konstruktive Zusammenarbeit, ohne die die Realisierung der Versuche in dieser Art nicht möglich gewesen wäre.

Literatur

- [1] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS, Hrsg.): Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie). Ausgabe 05/2011
- [2] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI, Hrsg.): 1. Ergänzung zur Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie). Ausgabe 04/2015
- [3] Fischer, O.; Lechner, T.; Wild, M.; Müller, A.; Kessner, K.: Nachrechnung von Betonbrücken, systematische Auswertung nachgerechneter Bauwerke. Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt), Bericht B 124, 2016
- [4] Hegger, J.; Karakas, A.; Pelke, E.; Schölch, U.: Zur Querkraftgefährdung bestehender Spannbetonbrücken – Teil I: Grundlagen. Beton- und Stahlbetonbau 104 (2009) 11, S. 737–746
- [5] Huber, P.; Schweighofer, A.; Kollegger, J.; Brunner, H.; Karigl, W.: Vergleich der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit von Bestandsbrücken nach Eurocode 2 und fib Model Code 2010. Beton- und Stahlbetonbau 107 (2012) 2, S. 107–127
- [6] DIN 4227:1966-02: Zusätzliche Bestimmungen zu DIN 4227 für Brücken aus Spannbeton.
- [7] Goris, A.; Hegger, J. (Hrsg.): Stahlbetonbau aktuell 2011: Praxishandbuch. Stahlbetonbau aktuell, Bauwerk, Berlin, 2011
- [8] Maurer, R.; Gleich, P.; Zilch, K.; Dunkelberg, D.: Querkraftversuch an einem Durchlaufträger aus Spannbeton. Beton- und Stahlbetonbau 109 (2014) 10, S. 654–665
- [9] Teworte, F.; Herbrand, M.; Hegger, J.: Structural Assessment of Concrete Bridges in Germany – Shear Resistance under Static and Fatigue Loading. Structural Engineering International 25 (2015) 3, S. 266–274
- [10] Gleich, P.; Kattenstedt, S.; Maurer, R.: Erweitertes Druckbogenmodell f
 ür die Bestimmung der Querkrafttragf
 ähigkeit von Stahl- und Spannbetonbalken. Beton- und Stahlbetonbau 111 (2016) 5, S. 268–277
- [11] Köppel S.; Vogel, T.: Feldversuch Steilerbachbrücke. IBK Bericht 231, Institut für Baustatik und Konstruktion, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, 1997
- [12] Vill, M.; Torghele, H.; Brunner, H.; Kollegger, J.: Zerstörende Belastungsversuche an einer vorgespannten Segmentbrücke. Beton- und Stahlbetonbau 100 (2005) 12, S. 977–984
- [13] Bagge, N.; Nilimaa, J.; Blanksvärd, T.; Elfgren, L.: Instrumentation and full-scale test of a post-tensioned concrete bridge. Nordic Concrete Research (2014) 51, S. 63–83
- [14] Bagge, N.; Popescu, C.; Elfgren, L.: Failure tests on concrete bridges: Have we learnt the lessons? Structure and Infrastructure Engineering 14 (218) 3, S. 292–319
- [15] DIN EN 1992-2:2010: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln. Deutsche Fassung EN 1992-2:2005 + AC:2008.

- [16] Gehrlein, S. F.; Landler, J.; Oberndorfer, T.; Fischer, O.: Großversuche zur Querkrafttragfähigkeit bestehender Spannbetonbrücken an der Saalebrücke Hammelburg. Teil 1: Konzeption, Beurteilung des Bestands und Durchführung der Versuche. Betonund Stahlbetonbau 113 (2018) 9, S. 667–675
- [17] Gehrlein, S. F.; Fischer, O.: Großversuche zur Querkrafttragfähigkeit bestehender Spannbetonbrücken an der Saalebrücke Hammelburg. Teil 2: Messprogramm, Versuchsergebnisse, Vergleich mit verschiedenen Berechnungsansätzen. Beton- und Stahlbetonbau 113 (2018) 10, S. 696–704
- [18] Schmidt-Thrö, G.; Scheufler, W.; Fischer, O.: Kontinuierliche faseroptische Dehnungsmessung im Stahlbetonbau. Beton- und Stahlbetonbau 111 (2016) 8, S. 496–504
- [19] Carl, S.; Fischer, O.; Wild, M.; Schmidt-Thrö, G.; Gehrlein, S.; Schramm, N.; Thoma, S.: Einsatz hochauflösender quasi-kontinuierlicher faseroptischer Messtechnik in der experimentellen Forschung und an Bauteilen. In: Fischer, O.; Gehlen, C.; Große, C.; Heinz, D. (Hrsg.): Tagungsband zur 6. DAfStb-Jahrestagung mit 59. Forschungskolloquium, 11./12.10.2018 in München, TU München, 2018, S. 93–102

Bildnachweise

Bilder 1–3, 6, 7, 9–12	Lehrstuhl für Massivbau, TU München
Bild 4	aus [16]
Bild 5	aus [17]
Bild 8	Lehrstuhl für Geodäsie, TU München



Institut für Massivbau · Technische Universität Dresden Zellescher Weg 22a · D-01217 Dresden · oml@mailbox.tu-dresden.de

Erfolgreich prüfen – Bauwerke erhalten



Belastungstest am Probejoch des Schlingrippengewölbes der Schützkapelle des Dresdner Schlosses [Foto: Silke Scheerer]

Schriftenreihe Konstruktiver Ingenieurbau Dresden

- Nr. 1 **Dissertation Dirk Proske:** Beitrag zur Risikobeurteilung von alten Brücken unter Schiffsanprall
- Nr. 2 **Abschlussbericht** Forschungsvorhaben "Bohrpfähle" und ergänzender Bericht "Rissbreitenbeschränkung" (vergriffen)
- Nr. 3 Festkolloquium Prof. Dr.-Ing. habil. Wolfgang Graße zum 65. Geburtstag
- Nr. 4 **Dissertation Peter Lieberwirth:** Beitrag zur Anwendung zuverlässigkeitstheoretischer Berechnungsverfahren auf stahlbautypische Problemstellungen
- Nr. 5 **Dissertation Frank Jesse:** Tragverhalten von Filamentgarnen in zementgebundener Matrix
- Nr. 6 **Dissertation Lars Eckfeldt:** Analytische Möglichkeiten und Grenzen der Berechnung von Rissbreiten in veränderlichen Verbundsituationen
- Nr. 7 **Dissertation Andreas Heiduschke:** Seismic behavior of moment-resisting timber frames with densified and textile reinforced connections
- Nr. 8 **Dissertation Frank Hannawald:** Zur physikalisch nichtlinearen Analyse von Verbund-Stabtragwerken unter quasi-statischer Langzeitbeanspruchung
- Nr. 9 **Dissertation Jan Matheas:** Entwicklung von Finiten Schalenelementen zur Berechnung von Verstärkungen aus Textilbeton bei Flächentragwerken
- Nr. 10 **Dissertation Torsten Hampel:** Experimentelle Analyse des Tragverhaltens von Hochleistungsbeton unter mehraxialer Beanspruchung
- Nr. 11 **Dissertation Harald Michler:** Schubdübel Shear Lugs. Ein Modell zur Berechnung von Einbauteilen mit Schubdübeln
- Nr. 12 **Tagungsband** zum 4. Symposium "Experimentelle Untersuchungen von Baukonstruktionen" am 27. Sept. 2007
- Nr. 13 **Dissertation Regine Ortlepp:** Untersuchungen zur Verbundverankerung textilbewehrter Feinbetonverstärkungsschichten für Betonbauteile
- Nr. 14 **Dissertation Sebastian Ortlepp:** Untersuchung zur Festigkeitssteigerung von hochfestem Beton unter hohen Dehngeschwindigkeiten
- Nr. 15 **Dissertation Anna Bösche:** Möglichkeiten zur Steigerung der Biegetragfähigkeit von Beton- und Stahlbetonbauteilen durch den Einsatz textiler Bewehrungen – Ansatz für ein Bemessungsmodell
- Nr. 16 **Dissertation Kerstin Speck:** Beton unter mehraxialer Belastung. Ein Materialgesetz für Hochleistungsbetone unter Kurzzeitbelastung
- Nr. 17 **José Manuel Cabrero Ballarín:** Wooden Reinforced Tubes. Development of Analytical and Numerical Models
- Nr. 18 **Tagungsband** zum 5. Symposium "Experimentelle Untersuchungen von Baukonstruktionen" am 11. Sept. 2009
- Nr. 19 **Dissertation Ingolf G. Lepenies:** Zur hierarchischen und simultanen Multi-Skalen-Analyse von Textilbeton
- Nr. 20 Frank Jesse, Manfred Curbach: "Verstärken mit Textilbeton", Sonderdruck aus dem BetonKalender 2010 (Studentenausgabe), Ernst & Sohn, S. 475–565
- Nr. 21 **Dissertation Silke Scheerer:** Hochleistungsleichtbeton unter mehraxialer Druckbeanspruchung
- Nr. 22 **Dissertation Silvio Weiland:** Interaktion von Betonstahl und textiler Bewehrung bei der Biegeverstärkung mit textilbewehrtem Beton
- Nr. 23 **Dissertation Jens Hartig:** Numerical investigations on the uniaxial tensile behaviour of Textile Reinforced Concrete

- Nr. 24 **Tagungsband** zum 6. Symposium "Experimentelle Untersuchungen von Baukonstruktionen" am 9. Sept. 2011
- Nr. 25 **Dissertation Dirk Jesse:** Tragverhalten von textilbewehrtem Beton unter zweiaxialer Zugbeanspruchung
- Nr. 26 **Dissertation Alexander Lindorf:** Ermüdung des Verbundes von Stahlbeton unter Querzug
- Nr. 27 **Dissertation Anett Brückner:** Querkraftverstärkung von Bauteilen mit textilbewehrtem Beton
- Nr. 28 **Dissertation Frank Schladitz:** Torsionstragverhalten von textilbetonverstärkten Stahlbetonbauteilen
- Nr. 29 Dissertation Stephan Teich: Beitrag zur Optimierung von Netzwerkbogenbrücken
- Nr. 30 Jan-Uwe Sickert, Frank Steinigen, Andreas Hoffmann, Wolfgang Graf, Michael Kaliske: Numerische Prognose des Tragverhaltens textilverstärkter Falttragwerke. Grundlagen, Implementierung, Anwendung
- Nr. 31 **Dissertation Steffen Schröder:** Der Einfluss einer zweiaxialen Zugbelastung auf das Festigkeits- und Verformungsverhalten von Beton und gemischt bewehrten Bauteilen
- Nr. 32 **Tagungsband** zum 7. Symposium "Experimentelle Untersuchungen von Baukonstruktionen" am 5. Sept. 2013
- Nr. 33 **Dissertation Laura Ritter:** Der Einfluss von Querzug auf den Verbund zwischen Beton und Betonstahl
- Nr. 34 Dissertation Birgit Beckmann: DEM-Simulation von Bruchvorgängen im Beton
- Nr. 35 **Dissertation Robert Ritter:** Verformungsverhalten und Grenzflächen von Ultrahochleistungsbeton unter mehraxialer Beanspruchung
- Nr. 36 **Dissertation Gregor Schacht:** Experimentelle Bewertung der Schubtragsicherheit von Stahlbetonbauteilen
- Nr. 37 **Dissertation Yu-hsiang Yeh:** Comparative Life Ciycle Assessment of Multey-Storey Timber Buildings (nicht erschienen)
- Nr. 38 **Habilitation Regine Ortlepp:** Aspekte der Sanierung und Verstärkung von Betonbauteilen
- Nr. 39 **Dissertation Enrico Lorenz:** Endverankerung und Übergreifung textiler Bewehrungen in Betonmatrices
- Nr. 40 **Tagungsband** zum 8. Symposium "Experimentelle Untersuchungen von Baukonstruktionen" am 24. Sept. 2015
- Nr. 41 Dissertation Tobias Wilhelm: Wasserstoffinduzierte Spannungsrisskorrosion
- Nr. 42 **Dissertation Lars Sieber:** Zur Beurteilung der Sprödbruchgefährdung gelochter Stahltragwerke aus Flussstahl
- Nr. 43 **Tagungsband** zum 9. Symposium "Experimentelle Untersuchungen von Baukonstruktionen" am 21. Sept. 2017
- Nr. 44 **Dissertation Michael Dimmer:** Softwaresystem zur Planungsunterstützung im Straßenbrückenbau
- Nr. 45 **Dissertation Sebastian Wilhelm:** Einsatz von UHPC-Druckgehäusen zum Schutz vor extremen Umgebungsbedingungen der Tiefsee
- Nr. 46 **Dissertation Robert Zobel:** Verbundmodellierung von Beton- und Spannstahl unter Querzug
- Nr. 47 **Dissertation Evmorfia Panteki:** Bond of reinforcement in concrete under high loading rates: A finite element analysis of structural effects
- Nr. 48 **Tagungsband:** zum 10. Symposium "Experimentelle Untersuchungen von Baukonstruktionen" am 11. März 2019

Schriftenreihe Konstruktiver Ingenieurbau Dresden Heft 48

Das 10. Symposium "Experimentelle Untersuchungen von Baukonstruktionen" fand am 11. März 2019 an der TU Dresden statt. Im vorliegenden Buch sind die schriftlichen Beiträge zusammengestellt.

Das Symposium wurde mit einem Vortrag über Analogiebetrachtungen und Sicherheitsaspekte bei experimentellen Bauwerksuntersuchungen eröffnet. Zum Thema Messtechnik wurden in diesem Jahr vor allem faseroptische Systeme und deren Anwendung sowie die Möglichkeiten digitaler bildgebender Verfahren diskutiert. Zwei Vortragende stellten Messmethoden vor, die auf Schwingungsanregungen beruhen, einmal zur Bestimmung von Stabkräften und einmal für die Prüfung von Befestigungen. Als Fortsetzung eines Beitrags zum 9. SEUB wurde das Potential von Miniaturproben zur Kennwertermittlung dargelegt.

Berichte über Projekte zur Thematik Bauwerksbeprobung und Monitoring rundeten das Vortragsprogramm ab. Neben einem Beispiel aus dem Hochbau nahmen beim 10. SEUB vor allem Projekte aus dem Brückenbau eine dominierende Rolle ein. Die Spanne reichte von der Anwendung faseroptischer Messmethoden bei 1:1-Versuchen über die realitätsnahe Bestimmung von Ziellastniveaus bis zu In-situ-Tests an Brückenbauwerken.