

FAKULTÄT BAUINGENIEURWESEN

Schriftenreihe Konstruktiver Ingenieurbau Dresden Heft 55



Manfred Curbach, Steffen Marx, Silke Scheerer, Torsten Hampel (Hrsg.)

11. SYMPOSIUM EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN VON BAUKONSTRUKTIONEN

08. März 2021



FAKULTÄT BAUINGENIEURWESEN

Manfred Curbach, Steffen Marx, Silke Scheerer, Torsten Hampel (Hrsg.)

11. SYMPOSIUM EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN VON BAUKONSTRUKTIONEN

08. März 2021

Schriftenreihe Konstruktiver Ingenieurbau Dresden Heft 55

Herausgeber der Reihe:

Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach Prof. Dr.-Ing. Peer Haller Prof. Dr.-Ing. habil. Ulrich Häußler-Combe Prof. Dr.-Ing. habil. Michael Kaliske Prof. Dr.-Ing. Steffen Marx Prof. Dr.-Ing. Richard Stroetmann

Institut für Massivbau Technische Universität Dresden D - 01062 Dresden

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

© 2021 Technische Universität Dresden

Alle Rechte vorbehalten. Nachdruck, auch auszugsweise, nur mit schriftlicher Genehmigung der Herausgeber. Die Wiedergabe von Warenbezeichnungen, Handelsnamen oder sonstigen Kennzeichnungen in diesem Buch berechtigt nicht zu der Annahme, dass diese von jedermann frei benutzt werden dürfen. Vielmehr kann es sich auch dann um eingetragene Warenzeichen oder sonstige gesetzlich geschützte Kennzeichen handeln, wenn sie als solche nicht eigens markiert sind. Für die Inhalte sind die Autor*innen verantwortlich.

Herausgeber: Manfred Curbach, Steffen Marx, Silke Scheerer, Torsten Hampel Redaktion: Silke Scheerer Layout: Stefan Gröschel und Silke Scheerer Korrekturen: Silke Scheerer, Sabine Wellner und Theresa Fritsche Anzeigen: Sabine Wellner Umschlag und Druckvorbereitung: Stefan Gröschel

Titelbild: 3D-Punktwolke des fünften Feldes der Siegtalbrücke; zur Veranschaulichung wurden bereichsweise unterschiedliche Einfärbungen verwendet: Intensitätswerte (Graustufendarstellung) und Ebenheitsabweichungen (Regenbogendarstellung) | © Dr.-Ing. Florian Schill, Fachgebiet Geodätische Messsysteme und Sensorik, TU Darmstadt Institut für Geodäsie

Der Tagungsband ist open access auf der Homepage des Instituts für Massivbau der TU Dresden verfügbar: https://tu-dresden.de/bu/bauingenieurwesen/imb.

Druck: addprint AG · Am Spitzberg 8a · 01728 Bannewitz

Veröffentlicht: Dresden, März 2021

ISSN 1613-6934 ISBN 978-3-86780-665-7

Inhalt

Grußwort	5
Torsten Hampel, Sabine Wellner und Silke Scheerer	
Experimentelle Untersuchung von Balkenreihentragwerken Oliver Steinbock, Olaf Mertzsch und Sabine Wellner	8
Experimentell gestützte Nachweise von Eisenbahn-Stampfbetonbrücken Marc Gutermann und Werner Malgut	20
Berührungslose Überwachung von Brücken mit großer Stützweite Florian Schill und Gregor Schacht	32
Ultraschalluntersuchung von Baukonstruktionen Sebastian Schulze	46
Monitoring von Kräften und signifikanten Bauwerksparametern in einer Stahlbeton- brücke zur Analyse von Schädigungsprozessen Jens Kühnapfel, Gunter Hahn, Markus Fischer und Stefan Mortag	54
Structural Health Monitoring der Maintalbrücke Gemünden zur Unterstützung einer prädiktiven Instandhaltung Ralf Herrmann, Ronald Schneider, Patrick Simon, Falk Hille, Samir Said und Matthias Baeßler	66
Rissweitenmessung mittels nachträglich angebrachten, verteilten faseroptischen	70
Alois Vorwagner, Maciej Kwapisz, Werner Lienhart, Madeleine Winkler und Urs H. Grunicke	78
Verbesserte Bestimmung des Chloridgehaltes in Beton durch neues Messverfahren Fritz Binder und Stefan L. Burtscher	88
Spanndrahtbruchdetektion mit Schallemissionsmonitoring Max Käding, Gregor Schacht und Steffen Marx	96
Ansätze zur objektspezifischen Ermittlung und Bewertung von KKS-Schutzkriterien Ulrich Schneck	106
Probebelastung einer mit Carbonbeton verstärkten Plattenbrücke Oliver Steinbock, Nina Josiane Giese und Manfred Curbach	118
Experimentelle Tragfähigkeitstests des OML in den Jahren 2019 und 2020 Sabine Wellner, Torsten Hampel und Silke Scheerer	130

Experimentelle Untersuchung von Balkenreihentragwerken

Dipl.-Ing. Oliver Steinbock¹, Hon.-Prof. Dr.-Ing. habil. Olaf Mertzsch², Dipl.-Ing. (FH) Sabine Wellner³

¹ Institut für Massivbau, TU Dresden, sowie Curbach Bösche Ingenieurpartner PartG mbH, Dresden

² Landesamt für Straßenbau und Verkehr Mecklenburg-Vorpommern

³ Institut für Massivbau und Otto-Mohr-Laboratorium, TU Dresden

KURZFASSUNG

Eine realistische Erfassung des Tragverhaltens der in den neuen Bundesländern noch weit verbreiteten Balkenreihentragwerke aus DDR-Zeiten gelingt auch mit heutiger Rechentechnik nur schwer bzw. unzureichend. Weiterhin stellt die Tatsache, dass bei diesen Brücken spannungsrisskorrosionsgefährdeter Spannstahl verbaut wurde, eine latente Beeinträchtigung der Standsicherheit dar. Im Rahmen des Rückbaus eines Balkenreihentragwerks im Zuge der BAB A 19 bot sich die Gelegenheit, umfangreiche Untersuchungen an entnommenen Einzelträgern sowie am Bauwerk in situ durchzuführen. Nachfolgender Beitrag gibt einen ersten Überblick über die Versuchsergebnisse aus Labor- und Feldversuchen.

1 Vorstellung des Bauwerks und Hintergründe

Die Nachrechnungsrichtlinie aus dem Jahr 2011 [1] bzw. die in der ersten Ergänzung im Jahr 2015 [2] aufgenommenen Nachweisformate sind relativ problemlos auf Brückensysteme der alten Bundesländer übertragbar. Problematisch ist die Übertragbarkeit auf einen großen Teil der älteren Brückentragwerke in den neuen Bundesländern aus der DDR-Zeit, siehe auch [3]. Die Konstruktionen weisen hier besondere Spezifikationen bzw. Ausführungen auf. Insbesondere die sogenannten Balkenreihentragwerke sind aktuell, sowohl im Bestand der Landesbauverwaltungen als auch im Bestand von kommunalen Verwaltungen, noch weit verbreitet. Aufgrund ihrer Häufigkeit und ihrer besonderen Konstruktion würden angepasste Rechenansätze die Bewertung dieser Tragwerke stark erleichtern, was jedoch aktuell (noch) aussteht. In verschiedenen Projekten wurden in der jüngeren Vergangenheit bereits mehrfach rechnerische Untersuchungen zu Balkenreihentragwerken durchgeführt bzw. erste Berechnungsempfehlungen abgeleitet, siehe z. B. [4], [5] und [6]. Erstrebenswert wäre, diese rechnerischen Untersuchungen zu vereinheitlichen und durch messtechnische Untersuchungen zu validieren, zu überprüfen und gegebenenfalls die Modellierungs- und Berechnungsansätze anzupassen.

Im Rahmen des Rückbaus des Bauwerks A 19 im Zuge der BAB A 19, UF DB-AG/Brücke, waren daher messtechnische Untersuchungen vorgesehen. Das Balkenreihentragwerk sollte ersatzlos rückgebaut werden, da die ursprünglich überführte Bahntrasse bereits Jahre zuvor stillgelegt worden war und somit die Notwendigkeit eines Brückenbauwerks entfiel.

Da unter dem Bauwerk bereits Verkehrsfreiheit bestand, war es für experimentelle Untersuchungen besonders geeignet. In Abstimmung mit dem Landesamt für Straßenbau und Verkehr Mecklenburg-Vorpommern (M-V) wurden die messtechnischen Untersuchungen in den Rückbauprozess integriert. Da ohnehin halbseitige Sperrungen der Autobahn notwendig wurden (2+1- bzw. 1+1-Verkehr), ergaben sich keine zusätzlichen Sperrzeiten infolge der Untersuchungen.

BAB A 19, UF DB-AG/Brücke, Bütow – RiFa Rostock (TBW 1), RiFa Berlin (TBW 2)			
Konstruktion	Balkenreihentragwerk (BT 50)		
Baustoff	Spannbeton		
Stützweite	9,50 m		
Stadium	Bauwerk unter Verkehr		
Baujahr	1978		
Brückenklasse	30/30		
Baulast	Bund		

Tabelle 1: Bauwerksübersicht und Kenndaten

Die wichtigsten Kenndaten des Bauwerks können Tabelle 1 entnommen werden. Es handelt sich bei dem Überführungsbauwerk um zwei separate Teilbauwerke (TBW), eines je Richtungsfahrbahn (RiFa). Bei den Fertigteilträgern des Typs BT 50 handelt es sich um eine typisierte Baureihe, die in Abhängigkeit der vorgesehenen Brückenklasse bzw. Spannweite verschiedenartig ausgeführt wurde, siehe auch [3].

Das ≈ 9,50 m spannende Bauwerk aus dem Jahr 1978 fällt in die Zeit einer Umstellung der Fertigteilträgerserie des Typs BT 50. Erkundungsbohrungen konnten die Angaben aus nachträglich erstellen Bestandsplänen bestätigen, dass es sich um einen neuen Typ des BT 50 (BT 50 N-10 B) handelt. Unter anderem erfolgte eine Reduktion des Hohlkörperdurchmessers von 340 mm auf 300 mm. Auch wurde die Bewehrungsführung angepasst. Einen Überblick über die Trägerkonfiguration zeigt Bild 1. Der angetroffene Balkenguerschnitt ist mit drei Bündelspanngliedern (BSG) des Typs BSG 50 vorgespannt, die in Feldmitte nahezu gerade verlaufen, zu den Rändern hin aber leicht ansteigen. Bündelspannglieder im nachträglichen Verbund waren die am meisten genutzte Vorspannart im Spannbetonbau der DDR und fanden sowohl im Hochbau als auch im Brückenbau Anwendung. Ein Bündelspannglied des Typs BSG 50 ist im vorliegenden Fall mit 16 Spanndrähten belegt. Aufgrund der Bemessung für die Brückenklasse 30/30 wurde vergleichsweise wenig Betonstahlbewehrung verbaut. In der Konfiguration lagen lediglich vier Stäbe mit Durchmesser 8 mm, auf die "Rißbewehrung" (Pos. 12a in Bild 1) war verzichtet worden. Entgegen den Vorgaben des Fertigteilkataloges mit glattem Betonstahl ST-I wurde hier jedoch gerippter Betonstahl der Güte ST-III vorgefunden.

Die Überbauten der Richtungsfahrbahnen Rostock (Teilbauwerk I) und Berlin (Teilbauwerk II) unterschieden sich geringfügig in ihrer Ausführung. TBW I war mit einer Überbaubreite von ≈ 14 m (13 Normalträger des Typs BT 50 mit zwei Randträgern) etwas breiter als der Überbau von TBW II (12 Normalträger des Typs BT 50 mit zwei Randträgern). Beide Richtungsfahrbahnen wurden mit der für diese Ausführungsart üblichen ≈ 5–12 cm dicken Gefällebetonschicht ausgeführt, die zudem zwischen den einzelnen Trägern die Querverteilung der Lasten über die sogenannten Querkraftschlösser an den Längsseiten der Träger sicherstellt. Auf diesem Gefällebeton war eine PVC-Dichtungsschicht aufgebracht, der wiederum eine Schutzbetonschicht in gleicher Stärke wie der Gefällebeton folgte. Der abschließende Fahrbahnaufbau unterschied sich jedoch, da bei Teilbauwerk I (RiFa Rostock) eine Betonfahrbahn mit 21 cm Dicke und bei Teilbauwerk 2 (RiFa Berlin) eine ebenso mächtige, jedoch als Bitumenfeinbeton ausgeführte, Fahrbahn vorlag (nachfolgend als Bauart "Autobahn" bezeichnet).

Ursprünglich waren In-situ-Versuche an beiden Bauwerken vorgesehen. Von diesem Vorhaben musste jedoch aufgrund der Corona-Pandemie und des damit verbundenen Lockdowns im



Bild 1: Auszug aus Typenelementekatalog BT 50 N [7] - Bewehrungsplan

Frühjahr 2020 abgesehen werden. Als Alternative erfolgte am Teilbauwerk I im April 2020 die Entnahme von insgesamt sechs Einzelträgern für Laborversuche. Aufgrund des zeitlichen Versatzes der Abbrucharbeiten der beiden TBW war es dann im Sommer 2020 möglich, experimentelle Untersuchungen zum Tragverhalten der Balkenreihen in der Einbausituation an Teilbauwerk II durchzuführen.

2 Versuchskonzept

Solche Balkenreihentragwerke mit einer Ortbetonergänzung befinden sich in dieser Form ausschließlich in den neuen Bundesländern. Die Tatsache, dass bei den Balkenreihentragwerken spannungsrisskorrosionsgefährdeter Spannstahl (Henningsdorfer Spannstahl) verbaut wurde, beeinträchtigt sowohl die Standsicherheit als auch die Dauerhaftigkeit des Tragwerks, siehe z. B. [3], [8], [9], [12]. Viele dieser Konstruktionen wurden im Bundesfernstra-

ßennetz bereits durch Neubauten ersetzt, im untergeordneten Verkehrsnetz sind sie jedoch noch zahlreich vertreten. Die Bauform ist jeweils gleich, jedoch wurde im untergeordneten Verkehrsnetz üblicherweise ein im Vergleich zur Bauart "Autobahn" geringerer Fahrbahnaufbau (meist 8 cm) ausgeführt, siehe z. B. [10] (nachfolgend als Bauart "Bundes- und Staatsstraße" bezeichnet). Vor diesem Hintergrund wurde ein Versuchsprogramm ausgearbeitet mit dem Ziel, das Tragverhalten von Balkenreihentragwerken in diesen zwei verschiedenen Bauarten unter Gebrauchslast und im Grenzzustand der Tragfähigkeit zu untersuchen. Weiterhin sollte das Tragverhalten beim Auftreten eines Spannstahlversagens infolge von Spannungsrisskorrosion simuliert werden.

In Vorbereitung auf die Laboruntersuchungen an zwei Brückenträgern aus dem Teilbauwerk I wurden der Fahrbahnbeton sowie der Schutzbzw. Gefällebeton noch vor Ort entfernt. Anschließend wurden die Träger durch Trennschnitte separiert, einzeln aus dem Bestand gehoben und verladen. Ein Träger diente als Referenzprobe und wurde ohne weitere Modifikation im 4-Punkt-Biegeversuch getestet. Um die Auswirkungen eines Spannstahlausfalls zu untersuchen, wurden beim zweiten Träger Spannglieder vor dem Test gezielt geschädigt. Die beiden Versuche dienten als Ausgangsbasis für die Festlegung der Randbedingungen und Ziellasten für die In-situ-Versuche am Teilbauwerk 2.

Die Untersuchung am TBW 2 erfolgte in vier einzelnen Teilversuchen I–IV. In Anlehnung an die neue Richtlinie für die Belastung von Bauwerken [14] können dieses Tests I–IV folgenden "Versuchsarten" zugeordnet werden:

Versuchsart A – Experimentelle Tragsicherheitsbewertung: Versuchsart A stellt den Regelfall im Sinne der Richtlinie 2019 dar und zielt auf den Nachweis einer ausreichenden Tragsicherheit. Die sogenannte Versuchsziellast (F_{Ziel}) liegt hier üblicherweise oberhalb der charakteristischen Einwirkungskom-

bination (F_{rare}) und wird durch die Versuchsgrenzlast (F_{lim,A}) beschränkt. Ein Schaden durch den Belastungsversuch an der Konstruktion soll hierbei vermieden werden.

Versuchsart B – Systemmessung: Die maximale Versuchsziellast (F_{Ziel}) liegt unter der definierten Beanspruchung ($F_{Ziel} \leq F_{lim,B}$) und dient daher vornehmlich der Kalibrierung und Überprüfung von Berechnungsmodellen.

VersuchsartC-Experimentelle Tragfähigkeitsermittlung: Versuchsart C stellt den Ausnahmefall im Sinne von [10] dar und dient der experimentellen Bestimmung des tatsächlichen Tragwiderstandes. Die Versuchsziellast (F_{ziel}) liegt im Bereich der prognostizierten Tragfähigkeit ($F_{\text{lim,C}}$). Eine Schädigung des Tragwerks wird hierbei akzeptiert.

Das angestrebte Ziellastniveau ist grafisch in Bild 2 dargestellt. Einen Überblick über das gesamte Versuchsprogramm zeigt Bild 3. Die Teilversuche I und II erfolgten in der rechten Hälfte des Tragwerks, die Tests III und IV in der linken.

Der Teilversuch I kann nach [14] der Versuchsart B zugeordnet werden. Ziel der Untersuchung war die Erfassung des Tragverhaltens des Systems "Balkenreihe" im Ist-Zustand. Die Belastung (F_{Ziel}) erfolgte hierbei mit zwei Mobilkranen (3-achsige Fahrzeuge mit einer Gesamtmasse von jeweils 36 t), die nahezu bzw. mit einer ausreichenden Genauigkeit der charakteristischen Verkehrslast ($F_{Iim,A}$) entspricht.

Die Zuordnung der Versuchsart im Teilversuch II ist nach [14] dagegen weniger eindeutig. Die Tragfähigkeit des Bauteils wurde durch eine gezielte Schädigung der Spannglieder an zwei Trägern



Bild 2: Versuchsarten im Sinne von [14]



Bild 3: Ablaufschema der durchgeführten Versuche

deutlich reduziert. Die Versuchslast (F_{Ziel}) wurde jedoch beibehalten. Somit erfolgte ein Versuch im Sinne der experimentellen Tragsicherheitsbewertung (Versuchsart A), da die Versuchslast (F_{Ziel}) nun im Bereich der Versuchsgrenzlast ($F_{Iim,A}$) lag. Die Teilversuche I und II erfolgten jeweils für die Ausführungsart "Autobahn".

Für die Teilversuche III und IV auf der linken Tragwerkshälfte wurde zunächst der Fahrbahnaufbau abgetragen und somit die Ausführungsart "Bundes- und Staatsstraße" nachempfunden. Aufgrund der angestrebten höheren Versuchsziellasten erfolgte die Lasteinleitung über zwei Verbundpfähle und eine Lasttraverse, siehe Bild 3. Der Teilversuch III kann der Versuchsart A - experimentelle Tragsicherheitsbewertung - zugeordnet werden. Die eingeleitete Versuchslast über den intakten Spannbetonträgern der linken Hälfte lag über dem Gebrauchslastniveau, aber unterhalb einer möglichen Schädigung des Tragwerks. Der abschließende Teilversuch IV ist der Versuchsart C – experimentelle Tragfähigkeitsermittlung - zuzuordnen, da die Versuchsziellast im Bereich der prognostizierten Tragfähigkeit lag. Zwar konnte kein Versagen der Konstruktion erzielt werden, jedoch wurde die angestrebte Versuchsziellast (F_{lim,C}) erreicht.

3 Versuche an Einzelträgern (Teilbauwerk I)

3.1 Ziel und Aufbau der Versuche

Die Prüfung der entnommenen Einzelträger aus dem Teilbauwerk 1 erfolge im 4-Punkt-Biege-

versuch. Der Versuchsaufbau orientierte sich hierbei am Doppelachsensystem bzw. dem Lastmodell nach [15], um einen direkten Abgleich mit genormten Lastmodellen vornehmen zu können. Die beiden Lasteinleitungspunkte wurden mittig in einem Abstand von 1,2 m angeordnet, siehe Bild 4.

Im Rahmen dieses Beitrags werden die Ergebnisse von zwei Biegeversuchen dargestellt. Ein Träger wurde im ungeschädigten Ist-Zustand und der zweite nach gezielter Vorschädigung geprüft. Die Schädigung sollte den Ausfall von Spanngliedern infolge Spannungsrisskorrosion simulieren. [16] sieht hierzu im Rahmen der rechnerischen Betrachtung einen spanngliedweisen Ausfall der Bewehrung vor. Aufgrund der für ein vorgespanntes Tragwerk vergleichsweise kleinen Stützweite von ≈ 9,5 m, dem geringen Anteil an Betonstahlbewehrung und dem in [16] vorgeschriebenen Rechenverfahren muss bei dem vorliegenden Trägertyp ein vergleichsweise hoher Anteil an Spannstahlbewehrung ausfallen, um ein Ankündigungsverhalten zu erzielen. Das Ankündigungsverhalten wird hierbei durch das sogenannte *Riss-vor-Bruch-Kriterium* sichergestellt. Dies wird durch das Überschreiten der Betonzugfestigkeit an der gezogenen Randfaser des Querschnittes infolge Spanngliedausfalls und Verkehrsbeanspruchung erreicht.

Aufgrund der besseren Zugänglichkeit wurden an dem zu untersuchenden Träger die beiden äußeren Spannglieder geschädigt. Ein Spannglied wurde in Trägermitte durchtrennt, das andere an zwei Stellen in den äußeren Viertels-

Versuchsaufbau



F [kN]

Bild 4: Versuchsaufbau für Einzelträgeruntersuchungen



Bild 5: Gezielte Schädigung am Einzelträger – Position der Spanngliedöffnungen und Rückdehnungsmessungen

punkten, siehe Bild 5. Da im Rahmen der Versuchsdurchführung auch Rückdehnungsmessungen am Spanndraht vorgenommen werden sollten, wurden die Spannglieder jeweils bis auf ein bzw. zwei intakte Drähte geschädigt. An diesen verbliebenen Drähten wurden Dehnmessstreifen appliziert.

3.2 Begleitende Materialuntersuchungen

Um Erkenntnisse zu den Materialeigenschaften zu erhalten, wurden verschiedene versuchsbegleitende Untersuchungen durchgeführt.

Gemäß Typenelementkatalog liegt eine Betongüte von B 450 vor, die nach heutigen Standards einer Betonfestigkeitsklasse C 30/37 gleichgesetzt werden kann, siehe [1]. Auf Grundlage der Prüfergebnisse aus sieben Bohrkernproben (im Mittel \approx 70 N/mm²) wäre auch eine höhere Einstufung in die Betonfestigkeitsklasse C 50/60 vertretbar.

Im Rahmen der Spanngliedöffnungen und der gezielten Schädigung von Spann-

gliedern wurden auch Spanndrahtproben entnommen. Optisch (mit Ausnahme kleiner Korrosionsnarben) wie mechanisch (Zugfestigkeit, Dehnungsvermögen, Fließgrenze) ergaben sich dabei keine Anzeichen für eine Versprödung infolge Spannungsrisskorrosion. Im Rahmen der Rückdehnungsmessungen wurde der Vorspanngrad bestimmt. Dieser lag im Mittel aller Proben bei \approx 720 N/mm² (Streubereich von \approx 620 N/mm² bis \approx 800 N/mm²). Dieser Wert liegt somit leicht unterhalb der erwarteten Spannung von \approx 780–820 N/mm².

3.3 Versuchsdurchführung und -ergebnisse

Das Aufbringen der Belastung erfolgte weggesteuert gemäß dem in Bild 6 gezeigten Lastregime. Bild 7 zeigt das Last-Verformungs-Verhalten der beiden Versuchsträger.

Der ungeschädigte Referenzträger 11-U wurde zunächst mit einer Kraft von \approx 200 kN belastet, anschließend bis auf eine Grundlast von 10 kN entlastet. Im weiteren Verlauf wurde die Last konstant gesteigert, wobei bei 300 kN und 450 kN kurze Haltezeiten vorgesehen waren. Eine Last von 300 kN entspricht zwei Radlasten im Sinne des Lastmodells nach [15]. Nachdem die prognostizierte Bruchlast von \approx 450 kN







Bild 7: Last-Verformungs-Diagramm der Einzelträger aus Teilbauwerk I

überschritten war, wurde die Last in kleineren Schritten von jeweils ca. 25 kN bis zum Maximalwert von ≈ 490 kN gesteigert.

Hinsichtlich des Verformungsverhaltens bzw. der Steifigkeit bei Erst- und Wiederbelastung auf ca. 200 kN konnten keine nennenswerten Unterschiede festgestellt werden, da der vorgespannte Trägerquerschnitt noch im ungerissenen Zustand verblieb. Somit kann hier von einem elastischen Verhalten ausgegangen werden. Der prognostizierte Übergang von Zustand I in den gerissenen Zustand II wurde bei einer Prüflast von ≈ 190–200 kN lokalisiert und geht mit einer Abnahme der Biegesteifigkeit einher. Die weitere Kraftsteigerung bis zu einer Prüflast von ≈ 400 kN ging mit nahezu linear zunehmender Durchbiegung einher. Auf diesem Lastniveau setzte dann das Eließen der Bewehrung ein. Der Versuch wurde bei einer Prüflast ≈ 490 kN durch ein Versagen der Betondruckzone im Bereich der Lasteinleitung beendet. Aufgrund der sehr großen Verformungen war die Betondruckzone zu diesem Zeitpunkt stark eingeschnürt.

Der Belastungsversuch am geschädigten Träger (mit 09-G bezeichnet) wurde analog zum Referenzträger durchgeführt, jedoch auf geringerem Lastniveau. Die Erstbelastung erfolgte nur bis \approx 40 kN, da durch die Schädigung die Vorspannung reduziert war. Nach einer Haltezeit erfolgte zunächst die Entlastung auf ca. 10 kN, um anschließend die Belastung in kleinen Schritten von ca. 25 kN bis zur maximalen Prüflast von \approx 265 kN stufenweise zu steigern.

Der geschädigte Träger (09-G) erreichte erwartungsgemäß eine deutlich geringere Versagenslast. Aufgrund der gezielten Reduzierung der Vorspannung ging der Querschnitt bereits bei einer Last von ≈ 60–70 kN vom Zustand I in den Zustand II über. Während der stufenweisen Steigerung der Prüflast auf ≈ 265 kN

konnte ein nahezu lineares Last-Verformungs-Verhalten bis zu einer Durchbiegung von ca. 90 mm beobachtet werden. Im weiteren Versuchsverlauf nahm unter Beibehaltung der Last die vertikale Verformung auf ca. 150 mm zu. Anschließend kam es zu einem Lastabfall bei gleichzeitiger Zunahme der Verformungen, was darauf schließen ließ, dass sich der Träger im Bruchzustand befindet und eine weitere Laststeigerung nicht mehr möglich ist.

Das in Bild 7 dargestellte Last-Verformungs-Verhalten des Trägers 09-G ist auf die geschädigten Spannglieder zurückzuführen. Die geringere Tragfähigkeit ist hauptsächlich dem mittig durchtrennten Spannglied geschuldet, da die Trägermitte der am höchsten beanspruchte Bereich ist und dort dieses Spannglied nicht mehr zum Tragwiderstand beitragen konnte. Dahingegen konnte dem beidseitig durchtrennten Spannglied noch ein Traganteil zugesprochen werden. Trotz der kurzen verbleibenden Verbundlänge von ≈ 1,3 m zwischen den Lasteinleitungsbereichen und der Durchtrennung verankert sich das Spannglied im Sinne einer Spannbettvorspannung wieder. Mit steigender Prüflast kommt es jedoch zu einer Art Durchrutschen des Spanngliedes aufgrund eines Versagens des Verbundes, dass sich an den Spanngliedöffnungen zeigte.

Sowohl beim Referenzträger als auch beim gezielt geschädigten Träger war ein großes Verformungsvermögen vorhanden. Bis zu einer Verformung von ≈ 5 mm verhielten sich beide Träger abschnittsweise nahezu linear und gingen erst bei ~ 110 mm (Referenzträger) bzw. 90 mm (geschädigter Träger) in den plastischen Verformungsbereich über. Die erreichte maximale Prüflast lag beim ungeschädigten Träger bei ~ 490 kN, womit sich im Vergleich zum Lastmodell nach [15] ein globaler Sicherheitsbeiwert von $\mu_{Verkehr} \approx$ 1,6 ergibt. Der geschädigte Träger erreicht mit einer maximalen Prüflast von ~ 265 kN immerhin knapp 87 % zweier Radlasten nach [15]. Die Untersuchungen am Einzelträger ließen den Rückschluss auf ein gutmütiges Tragverhalten mit ausreichendem Ankündigungsverhalten bei den folgenden Insitu-Versuchen zu.

4 In-situ-Versuche am System "Balkenreihe" (Teilbauwerk II)

4.1 Auswahl der Messtechnik

Im Rahmen der Durchführung der In-situ-Versuche am Teilbauwerk II kamen unterschiedliche Messtechniken zum Einsatz, siehe Messstellenplan in Bild 8. Zur Aufnahme der Durchbiegungen wurden Wegaufnehmer an einer Messbasis unterhalb des Brückenbauwerks angebracht. Die vertikalen Durchbiegungen wurden in Bauteilmitte über die gesamte Bauteilbreite mit einem Wegaufnehmer je Balkenträger aufgenommen. In den relevanten Trägerbereichen der Träger 8 und 10 wurden zusätzlich vertikale Wegaufnehmer in den Viertelspunkten angebracht. Im Bereich der belasteten Träger wurde die Messtechnik durch horizontale Wegaufnehmer und Neigungssensoren ergänzt. Zudem wurden im Teilversuch II seitens der Firma Stump-Franki Spezialtiefbau GmbH, Berlin, Glasfaserkabel zur Detektion von Rissbildungen an den Trägerunterseiten appliziert.

4.2 Teilversuche I und II

Wie bereits in Abschnitt 2 erwähnt wurden zunächst Versuche zur Systemmessung (Versuchsart B) sowie zur Tragsicherheit (Versuchsart A) durchgeführt. In beiden Teilversuchen wurden jeweils sechs Laststellungen mit einem bzw. zwei Belastungsfahrzeugen durchgeführt. Einen Überblick über die Laststellungen gibt Bild 9. Ergänzt wurden diese quasi-statischen Laststellungen durch fünf Überfahrten analog der quasi-statischen Laststellungen 1–5.

Im Folgenden wird die Laststellung 3 ausführlicher dargestellt. Hierbei werden die Ergebnisse aus dem Teilversuch I als auch aus dem Teilversuch II vergleichend betrachtet. Der Teilversuch I stellt den vorgefunden Ist-Zustand dar und steht damit repräsentativ für die Ausführungs-



Bild 8: Messstellenplan und Ansicht der Messbasis (ohne Darstellung Glasfaserkabel)



Bild 9: Laststellung in den Teilversuchen I und II

art "Autobahn". Im Teilversuch II wurde eine gezielte Spannstahlschädigung an Trägern wie am zuvor im Labor geprüften Einzelträger 09-G durchgeführt.

Bild 10 zeigt eine Darstellung der in Feldmitte über die gesamte Bauteilbreite erfassten vertikalen Durchbiegungen. Die unmittelbar befahrenen Träger 5 und 7 (Kran 1, rot) sowie 9 und 11 (Kran 2, grün) sind durch Pfeile gekennzeichnet. Unter Berücksichtigung einer Lastausbreitung über die ca. 20 cm dicke Fahrbahndecke ist erkennbar, dass die Radlasten auf drei Träger verteilt wurden. Der Lastabtrag wird vereinfacht über Kreissegmente symbolisiert. Demnach waren die höchsten Beanspruchungen in den Trägern 6, 8 und 10 vorhanden.

Die Durchbiegungen im ungeschädigten Zustand (Teilversuch I, blaue Linie) zeigten den erwarteten Verlauf. Träger 10 zeigte die größten Durchbiegungen, wobei diese mit ≈ 0,72 mm dennoch sehr gering ausfielen. Die Träger 6 und 8 verhielten sich dagegen etwas steifer als angenommen. Dies ist vermutlich auf das vergleichsweise biegeweiche Verhalten des Trägers 7 zurückzuführen, was durch den anschließenden Teilversuch bestätigt werden konnte. Die geringere Bauteilsteifigkeit könnte einerseits auf einen geringeren Vorspanngrad oder auf eine bereits vorhandene Schädigung des Balkenträgers zurückzuführen sein, andererseits ist eine lokale Schädigung der Ortbetonschicht ebenfalls denkbar.

Im anschließenden Teilversuch II (orangefarbene Linien) wurden die Spannglieder der Träger 8 und 10 gezielt geschädigt. Infolgedessen wurde eine geringfügige Zunahme der vertikalen Durchbiegungen festgestellt. Obwohl der Träger 7 nicht geschädigt wurde, konnte hier die größte vertikale Verformung erfasst werden.



Bild 10: Darstellung der vertikalen Durchbiegungen in Feldmitte bei den Teilversuchen I und II (Laststellung 3)

Dies ist einerseits auf das bereits festgestellte weichere Biegetragverhalten des Trägers 7 und andererseits auf die zusätzlich abzutragende Last aufgrund der Schädigung in Träger 8 zurückzuführen. Bei einer Wiederholung der Laststellung konnte eine minimale Zunahme der Verformungen beobachtet werden. Die bereits festgestellten Beobachtungen konnten somit bestätigt werden.

Trotz der Belastung auf charakteristischem Gebrauchslastniveau (seltene Einwirkungskombination) konnte an keinem Balkenträger optisch eine Rissbildung festgestellt werden. Bestätigt wurde dies durch die ergänzenden Untersuchungen der Firma Stump-Franki Spezialtiefbau GmbH. Alle Träger verblieben somit im ungerissenen Zustand I.

In der vorliegenden Ausführung mit der vergleichsweise mächtigen Aufbetonschicht kann somit für das System "Balkenreihe" ein hohes Lastumlagerungsvermögen in Querrichtung unterstellt werden. Eine einsetzende Rissbildung oder eine hohe Verformungszunahme konnte bei der gezielten Schädigung des Spannstahls nicht festgestellt werden. Die übrigen Laststellungen zeigten keine Auffälligkeiten. Größere Verformungen konnten dagegen bei den Teilversuchen III und IV festgestellt werden. Dies wird Inhalt einer weiteren geplanten Veröffentlichung sein.

5 Resümee und Ausblick

Der vorliegende Beitrag gibt einen ersten Einblick in die durchgeführten experimentellen Untersuchungen zum Tragverhalten von Balkenreihentragwerken im Bestand. Die Ableitung entsprechender Empfehlungen für die statische Bewertung des Systems "Balkenreihe" ist derzeit Gegenstand der weiteren Auswertung, siehe [17] und [18]. Festgestellt werden kann aber bereits jetzt die hohe Systemredundanz, insbesondere in Querrichtung, dieses Brückentyps.

Danksagung

An dieser Stelle sei insbesondere dem Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI) sowie der Straßenbauverwaltung Mecklenburg-Vorpommern für die Unterstützung des Vorhabens gedankt. Weiterer Dank gilt den Unternehmen Stump-Franki Spezialtiefbau GmbH, Berlin, sowie der Matthäi Bauunternehmen GmbH, Leezen, für die kooperative und gute Zusammenarbeit.

Literatur

- Bundesministerium f
 ür Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (Hrsg.): Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbr
 ücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie). Ausgabe 05/2011
- [2] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (Hrsg.): Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie). Ausgabe 05/2011 – 1. Ergänzung 04/2015
- [3] Steinbock, O.; Mertzsch, O.; Hampel, T.; Schmidt, N.; Curbach, M.: Systematische Nachrechnung des Brückenbestands Mecklenburg-Vorpommern – Interaktion zwischen Praxis und Forschung. Beton- und Stahlbetonbau 113 (2018) 4, S. 281–290 (überarbeitete und ergänzte Fassung des Beitrags "Interaktion zwischen Praxis und Forschung – Systematische Nachrechnung des Brückenbestands in M-V" zum 27. Dresdner Brückenbausymposium 2017)
- [4] Steinbock, O.; Curbach, M.; Hampel, T.; Ewertowski, M.; Schmidt, N.: Wissenschaftliche Untersuchung zum räumlichen Lastabtrag von Balkenreihenüberbauten am Beispiel des Brückenbauwerks A14-BW1Ü4 Lübesse im Brückenbestand Mecklenburg-Vorpommers. Forschungsbericht, Institut für Massivbau der TU Dresden, 2017
- [5] Haser, H.: Untersuchungen zu Fertigteilbrücken BT 70/700, Bericht der BASt, Heft B 2. Bremerhaven,1993
- [6] Haser, H.; Kaschner, R.: Spezielle Probleme bei Brückenbauwerken in den neuen Bundesländern. Bericht der BASt, Heft B 5, Bremerhaven, 1998
- [7] VE Projektierungsbetrieb des Straßenwesens Berlin (Hrsg.): Typenelementekatalog; Fertigteilträger für Straßenbrücken BT 50, Informationskatalog Sw 4-66 sowie 1. Ergänzung und 2. Ergänzung einschließlich Anmerkungen vom 28.11.1975.
- [8] Hampel, T.; Bösche, T.; Anker, S.; Scheerer, S.; Curbach, M.: Gefahr Spannungsrisskorrosion – Systematische Untersuchung des Brückenbestands in Mecklenburg-Vorpommern. Bautechnik 87 (2010) 1, S. 12–18 – DOI: 10.1002/bate.201010002
- [9] Scheerer, S.; Hampel, T.; Curbach, M.: Überprüfung des Risikos der Spannungsrisskorrosion (SpRK) von Hennigsdorfer Spannstahl für den Produktionszeitraum bis 1993. Forschungsbericht, Institut für Massivbau/Otto-Mohr-Laboratorium der TU Dresden, 2012, 118 S.
- [10] Verch, W.: Fertigteilüberbauten. In: Langrock, J.; Schuchardt, J.; Verch, W. (Hrsg.): Betonbrückenbau, Berlin: VEB Verlag für Bauwesen, 1979, S. 85–277
- [11] Fiedler, E.; Näser, R.; Verch, W.: Straßenbrücken. In: Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (Hrsg.): Das Straßenwesen der DDR 1949–1989, Archiv für die Geschichte des Straßenund Verkehrswesens, Heft 17, Bonn: Kirschbaum, 2002, S. 119–211

- [12] Wilhelm, T.; Scheerer, S.; Hampel, T.; Bauer, T.; Müller, M.: Materialuntersuchungen an Hennigsdorfer Spannstahl aus Brückenbauwerken. Bautechnik 92 (2015) 2, S. 93–104
- [13] Steinbock, O.; Hampel, T.; Curbach, M.; Wellner, S.: Bewertung des Ankündigungsverhaltens infolge Spannungsrisskorrosion anhand vergleichender Betrachtungen. Abschlussbericht zum Projekt GWT 10733/2010401, Institut für Massivbau/Otto-Mohr-Laboratorium der TU Dresden, 2016
- [14] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb, Hrsg.): DAfStb-Richtlinie Belastungsversuche an Betonbauwerken. Entwurf 08/2019
- [15] DIN-Fachbericht 101: Einwirkungen auf Brücken. Berlin: Beuth, Ausgabe 03/2009
- [16] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (Hrsg.): Handlungsanweisung zur Überprüfung und Beurteilung von älteren Brückenbauwerken, die mit vergütetem, spannungsrisskorrosionsgefährdetem Spannstahl erstellt wurden (Handlungsanweisung Spannungsrisskorrosion). Ausgabe 06/2011
- [17] Steinbock, O.; Wellner, S.; Hampel, T.: Messtechnische Untersuchungen an der Brücke Bütow/DB AG im Zuge der BAB A 19. Untersuchungsbericht (in Arbeit), Institut für Massivbau/Otto-Mohr-Laboratorium der TU Dresden
- [18] Steinbock, O.; Wellner, S.; Hampel, T.: Empfehlungen zur rechnerischen Bewertung von Balkenreihentragwerken basierend auf experimentellen Untersuchungen. Bericht (in Arbeit), Institut für Massivbau/Otto-Mohr-Laboratorium der TU Dresden

Bildquellen

Bild 1: aus [7] Bilder 2–10: O. Steinbock

Schriftenreihe Konstruktiver Ingenieurbau Dresden Heft 55

Das 11. Symposium "Experimentelle Untersuchungen von Baukonstruktionen" (SEUB) fand am 08. März 2021 als digitale Veranstaltung an der TU Dresden statt. Im vorliegenden Buch sind die schriftlichen Beiträge zusammengestellt.

In der Keynote Lecture wurde über Versuche an einem Brückenbauwerk sowohl in situ als auch im Prüflabor berichtet – eine Verifizierung, die nur selten vorkommt. Danach spannte sich der thematische Bogen über die Tragfähigkeit von Gewölbebrücken, berührungslose Messverfahren im Praxistest, über Monitoring und schwingungsbasierte Messungen an Bauwerken hin zu faseroptischen Messsystemen und ihren Einsatzmöglichkeiten bei der Risserfassung. In weiteren Beiträgen wurde eine neue Methode zur verbesserten Bestimmung des Chloridgehalts im Beton vorgestellt, über ein Verfahren zur Spanndrahtbruchdetektion mittels Schallemission und über das Potential des kathodischen Korrosionsschutzes berichtet. Mit einem Bericht über eine erfolgreiche Probebelastung einer mit Carbonbeton verstärkten Plattenbrücke endete die Tagung.

Das 12. SEUB ist für März 2023 geplant.

Der vorliegende Tagungsband ist als digitale Version Open Access auf der Homepage des Instituts für Massivbau der TU Dresden abrufbar.

ISSN: 1613-6934 ISBN: 978-3-86780-665-7